2003

FJELLSPRENGNINGSDAGEN

Oslo, 20 november 2003

BERGMEKANIKKDAGEN

Oslo, 21 november 2003

GEOTEKNIKKDAGEN

Oslo, 21 november 2003



Foto: AFS -Phil Group.

ARRANGØR:

Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 20 november 2003

BERGMEKANIKK

Oslo, 21 november 2003

GEOTEKNIKK

Oslo, 21 november 2003

Hovedarrangør:
NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjon:
Bjørn Nilsen, Signe Kirkebø, Jan K. Rohde, Knut R. Berg

C Forfatterne, 2003

ISBN: **82-91341-74-5**

Fjellsprengningsdagen
20 november 2003
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
21 november 2003
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
21 november 2003
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 20 – 21 november 2003.

Årets arrangement er det 41. i rekken og emnene er i likhet med tidligere års valg, hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Programmet for årets arrangement er fastlagt og godkjent av 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

FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2003

Torsdag 20 november

Møteleder: Bergingeniør Arne Rafdal, Dyno Nobel Europe

0900	(1)	**Åpning - Utdeling av årets gullfeisel** Bergingeniør Tarald Husaas , Dyno Nobel ASA, Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
0920	(2)	**Er det en framtid for norsk vannkraftutbygging?** Vassdrags- og energidirektør Agnar Aas, NVE
0955	(3)	**Saudaprosjektet** Prosjektleder Ståle Lunde, AS Elkem Saudefaldene
1015		**Pause**
1035	(4)	**Miljø- og samfunnstjenlige tunneler** Utbyggingsdirektør Magne Paulsen, Jernbaneverket Utbygging
1045	(5)	**Riktig omfang av forundersøkelser** Dr. scient Arild Palmstrøm, Norconsult AS
1105	(6)	**Samspill med omgivelsene i forhold til grunnvann/akseptkriterier** Teknisk direktør Kjell Karlsrud, NGI
1125	(7)	**Tetteteknikk** Sjefingeniør Alf Kveen, Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen
1145	(8)	**Historisk kvarter Vegtunneler i 100 år** Museumsdirektør Geir Paulsrud, Norsk vegmuseum
1215		**Lunsj**

Møteleder: Erik Dahl Johansen, NCC Tunnelling AS

1315	(9)	**Undervannsprengning for fullskala testbrønn, Coast Center Base, Ågotnes** Sjefingeniør Arve Fauske, Dyno Nobel Europe
1335	(10)	**Stendafjellet underjordiske pukkverk** Sivilingeniør Frode Arnesen, Multiconsult AS, avd. NOTEBY
1355	(11)	**Lötchsberg, intensivt tradisjonell drift** Civilingenjør Stig Eriksson, Skanska
1415		**Pause**
1435	(12)	**Erfaringer fra bruk og nytte av 'referansegruppe' Vága-tunnilin** Forskningssjef Anders Beitnes, SINTEF Bygg og miljø
1455	(13)	**Grundigere ingeniørgeologisk oppfølging er kostnadseffektiv** Ingeniørgeolog Lise Backer, NGI
1515	(14)	**Erfaringer fra tilsyn – hvor svikter det i plan og gjennomføring** Senioringeniør Sigbjørn Lian, Dir. for brann- og elsikkerhet
1530		**Pause**

1550 (15) **Prosjekter i regi av NFFs Utviklingskomite**
Sivilingeniør Fridtjof Andreassen, Dr. ing A. Aas Jakobsen AS

1600 (16) **Melkøya – Produksjon av molostein og bygging av molo**
Sivilingeniør Ásgeir Loftsson, AFS-PHIL Group

1620 (17) **OPS – forventninger og forhåpninger ved utbygging Klett/Orkanger**
Sivilingeniør Bjørn Kielland, Selmer Skanska AS

1640 Slutt for dagen

1945 **Middag**

FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK

Fredag 21 november

Møteleder: Sivilingeniør Jan K.G. Rohde, Statkraft Grøner AS, leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

Tema: Utbygging i kyst- og haveområder

0900 (18) **Hvilke hensyn må tiltakshaver ta ved utbygging i kyst-/havneområder. Erfaringer fra blant annet Ny Opera i Bjørvika**
Prosjektdirektør for Ny Opera i Bjørvika Roar Bjordal, Statsbygg

0930 (19) **Ny Opera i Bjørvika: Utfordringer med bygging i områder med gamle kaier, oppfylt grunn, forurensede masser, byggegrop i sjøen og store fjelldybder**
Sivilingeniør Astri Eggen, NGI

0950 (20) **Bergmekaniske parametre som basis for kontraktsutforming og honorering ved kjerneboring**
Dr. ing. Tor Harald Hanssen, Statoil

1010 Pause

1040 (21) **Stabilitetsforhold Guaigui Multipurpose Project, Dominikanske Republikk**
Ingeniørgeolog Werner Stefanussen, Statkraft Grøner

1100 (22) **Melkøya – Tomteopparbeidelse**
Sivilingeniør Erik Bjertnes, Multiconsult AS avd. NOTEBY

1120 (23) **Ormen Lange**
Dr.scient Tom Guttormsen, Norsk Hydro ASA

1140 (24) **Geotekstiler for mudring og deponering av forurensede sjøbunnssedimenter**
Seniorforsker Arnstein Watn, SINTEF Bygg og miljø, Berg og geoteknikk

1200 Lunsj

SESJON BERGMEKANIKK

Møteleder: Sivilingeniør Jan K.G. Rohde, Statkraft Grøner AS, leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

1300 (25) **Formannens 10 minutter**

1310 (26) **Lagerhaller for propan Mongstad**
Sven Oen, MIKA, John Jørgenvik, Vestprosess, John Fjellanger, Statoil Mongstad

1330 (27) **Lagring av drikkevann i fjellhaller i Singapore**
Sivilingeniør Trine Røisland Bye

1350 (28) **Ny syntetisk fiber i sprøytebetong – bedre enn stålfiber**
Dr.ing. Christine Hauck, Veidekke

1410 (29) **Tetting av høytrykkspropp ved Nye Bjølvo kraftverk**
Sivilingeniør Torbjørn Yri, Norconsult/Statkraft SF

1430 Pause

1500 (30) **Numerisk modellering – bortkastet tid og penger ?**
Dr. ing Therese Scheldt, SINTEF Petroleumsforskning AS

1520 (31) **Hvorfor laboratorietester systematisk underestimerer bergartsstyrke**
Dr. ing. Helge Ruistuen, PTI Scandpower

1540 (32) **Store bergrom og store bergspenningsproblemer ved Rana Gruber**
Professor, dr. ing. Arne Myrvang, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

1600 (33) **Sammenheng mellom injeksjon og stabilitetsforhold + fjellets mekaniske egenskap vs sikring**
Professor II Steinar Roald, Inst. for bygg og anleggsteknikk, NTNU

1620 Slutt

SESJON GEOTEKNIKK

Møteleder: Dr. ing. Signe Kirkebø, Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen, leder av NGF

1300 (34) **Formannens 10 minutter**

1310 (35) **Feltforsøk med vakumkonsolidering, Lierstranda**
Sivilingeniør Ørjan Nerland, NGI

1330 (36) **Melkøya – Geoteknisk design av anleggs- og produksjonskai**
Sivilingeniør Dag Roti, Multiconsult AS, avd. NOTEBY

1350 Pause

1420 (37) **Prøvebelastning av peler for ny Drammensbru**
Sivilingeniør Grete Tvedt, Statens vegvesen

1440 (38) **Lettklinker og skumglass i midlertidig vegfylling for E6 Steinkjer – Jordarmert fylling med lettklinker**
Forsker Even Øiseth, SINTEF Bygg og miljø, Berg og geoteknikk

1500 (39) **Stortingsgt. 6, Oslo. Byggegrop med spunt og jetpeler**
Sivilingeniør Arne Engen, NGI

1520 (40) **Sakhalin II – Geoteknisk design av to betongplattformer utenfor Sakhalin-øya øst i Russland**
Dr.ing Ole Kristian Søreide, Multiconsult AS, avd. NOTEBY

1540 **Spørsmål, informasjon**

1550 **Pause med enkel servering**

1630 **Laurits Bjerrums Minneforedrag**

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2003

1. **Åpning - Utdeling av årets gullfeisel**
   Bergingeniør Tarald Husaas , Dyno Nobel ASA,
   Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

2. **Er det en framtid for norsk vannkraftutbygging?**
   Vassdrags- og energidirektør Agnar Aas, NVE

3. **Saudaprosjektet**
   Prosjektleder Ståle Lunde, AS Elkem Saudefaldene

4. **Miljø- og samfunnstjenlige tunneler**
   Utbyggingsdirektør Magne Paulsen, Jernbaneverket Utbygging

5. **Riktig omfang av forundersøkelser**
   Dr. scient Arild Palmstrøm, Norconsult AS

6. **Samspill med omgivelsene i forhold til grunnvann/akseptkriterier**
   Teknisk direktør Kjell Karlsrud, NGI

7. **Tetteteknikk**
   Sjefingeniør Alf Kveen, Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen

8. **Historisk kvarter Vegtunneler i 100 år**
   Museumsdirektør Geir Paulsrud, Norsk vegmuseum

9. **Undervannsprengning for fullskala testbrønn, Coast Center Base, Ågotnes**
   Sjefingeniør Arve Fauske, Dyno Nobel Europe

10. **Stendafjellet underjordiske pukkverk**
    Sivilingeniør Frode Arnesen, Multiconsult AS, avd. NOTEBY

11. **Lötchsberg, intensivt tradisjonell drift**
    Civilingenjør Stig Eriksson, Skanska

12. **Erfaringer fra bruk og nytte av 'referansegruppe' Våga-tunnilin**
    Forskningssjef Anders Beitnes, SINTEF Bygg og miljø

13. **Grundigere ingeniørgeologisk oppfølging er kostnadseffektiv**
    Ingeniørgeolog Lise Backer, NGI

14. **Erfaringer fra tilsyn – hvor svikter det i plan og gjennomføring**
    Senioringeniør Sigbjørn Lian, Dir. for brann- og elsikkerhet

15. **Prosjekter i regi av NFFs Utviklingskomite**
    Sivilingeniør Fridtjof Andreassen, Dr. ing A. Aas Jakobsen AS

16. **Melkøya – Produksjon av molostein og bygging av molo**
    Sivilingeniør Ásgeir Loftsson, AFS-PHIL Group

17 **OPS – forventninger og forhåpninger ved utbygging Klett/Orkanger**
   Sivilingeniør Bjørn Kielland, Selmer Skanska AS

DEL II FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK

Tema: Utbygging i kyst- og haveområder

18. **Hvilke hensyn må tiltakshaver ta ved utbygging i kyst-/havneområder. Erfaringer fra blant annet Ny Opera i Bjørvika**
Prosjektdirektør for Ny Opera i Bjørvika Roar Bjordal, Statsbygg

19. **Ny Opera i Bjørvika: Utfordringer med bygging i områder med gamle kaier, oppfylt grunn, forurensede masser, byggegrop i sjøen og store fjelldybder**
Sivilingeniør Astri Eggen, NGI

20. **Bergmekaniske parametre som basis for kontraktsutforming og honorering ved kjerneboring**
Dr. ing. Tor Harald Hanssen, Statoil

21. **Stabilitetsforhold Guaigui Multipurpose Project, Dominikanske Republikk**
Ingeniørgeolog Werner Stefanussen, Statkraft Grøner

22. **Melkøya – Tomteopparbeidelse**
Sivilingeniør Erik Bjertnes, Multiconsult AS avd. NOTEBY

23. **Ormen Lange**
Dr.scient Tom Guttormsen, Norsk Hydro ASA

24. **Geotekstiler for mudring og deponering av forurensede sjøbunnssedimenter**
Seniorforsker Arnstein Watn, SINTEF Bygg og miljø, Berg og geoteknikk

BERGMEKANIKKDAGEN

25. **Formannens 10 minutter**

26. **Lagerhaller for propan Mongstad**
Sven Oen, MIKA, John Jørgenvik, Vestprosess, John Fjellanger, Statoil Mongstad

27. **Lagring av drikkevann i fjellhaller i Singapore**
Sivilingeniør Trine Røisland Bye

28. **Ny syntetisk fiber i sprøytebetong – bedre enn stålfiber**
Dr.ing. Christine Hauck, Veidekke

29. **Tetting av høytrykkspropp ved Nye Bjølvo kraftverk**
Sivilingeniør Torbjørn Yri, Norconsult/Statkraft SF

30. **Numerisk modellering – bortkastet tid og penger ?**
Dr. ing Therese Scheldt, SINTEF Petroleumsforskning AS

31. **Hvorfor laboratorietester systematisk underestimerer bergartsstyrke**
Dr. ing. Helge Ruistuen, PTI Scandpower

32. **Store bergrom og store bergspenningsproblemer ved Rana Gruber**
Professor, dr. ing. Arne Myrvang, Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

33. **Sammenheng mellom injeksjon og stabilitetsforhold + fjellets mekaniske egenskap vs sikring**
Professor II Steinar Roald, Inst. for bygg og anleggsteknikk, NTNU

GEOTEKNIKKDAGEN

34. **Formannens 10 minutter**

35. **Feltforsøk med vakumkonsolidering, Lierstranda**
Sivilingeniør Ørjan Nerland, NGI

36. **Melkøya – Geoteknisk design av anleggs- og produksjonskai**
Sivilingeniør Dag Roti, Multiconsult AS, avd. NOTEBY

37. **Prøvebelastning av peler for ny Drammensbru**
Sivilingeniør Grete Tvedt, Statens vegvesen

38. **Lettklinker og skumglass i midlertidig vegfylling for E6 Steinkjer – Jordarmert fylling med lettklinker**
Forsker Even Øiseth, SINTEF Bygg og miljø, Berg og geoteknikk

39. **Stortingsgt. 6, Oslo. Byggegrop med spunt og jetpeler**
Sivilingeniør Arne Engen, NGI

40. **Sakhalin II – Geoteknisk design av to betongplattformer utenfor Sakhalin-øya øst i Russland**
Dr.ing Ole Kristian Søreide, Multiconsult AS, avd. NOTEBY

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2003
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Bergingeniør Tarald Husaas, Dyno Nobel ASA
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

ÅPNING – UTDELING AV ÅRETS GULLFEISEL

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

ER DET EN FRAMTID FOR NORSK VANNKRAFTUTBYGGING?

Vassdrags- og energidirektør Agnar Aas NVE

SAMMENDRAG

Det norske kraftsystemet trenger økt produksjon, og Europa trenger en høyere andel fornybar energi. Isolert sett ligger det derfor til rette for at Norge bygger ut sine resterende uutnyttede vannkraftressurser. Imidlertid vet vi at miljømessige og økonomiske skranker tilsier at dette i liten grad vil skje. Det er et nær samlet Storting som legger til grunn at tiden for storskala vannkraftutbygginger er over i Norge.
Norge er en energistormakt, der vi har mange mulige veivalg mht å videreutvikle en kraftforsyning som tilfredsstiller våre krav til leveringssikkerhet, miljø og økonomi. Regjeringen har i sine forsyningsstrategier lagt til grunn en satsing på nye fornybare energikilder som samlet skal utgjøre 10 TWh innen 2010. Vindkraft alene skal etter Regjeringens mål stå for 3 TWh innen 2010. Ser vi på de vindkraftparkene som er bygget, konsesjonsgitt, omsøkt eller meldt til NVE utgjør disse en samlet installasjon på nær 2900 MW. Om et flertall av disse parkene kommer til utførelse, representere de store utfordringer for leverandør- og anleggsindustrien. Regjeringen legger i St. melding nr. 9 Om innenlands bruk av naturgass til grunn at det skal tilrettelegges for at naturgassen i større grad tas i bruk til innenlands verdiskapning og at det etableres rammevilkår som gjør det mulig å realisere gasskraftverk med CO2-håndtering. I forbindelse med utbyggingen av Snøhvitfeltet er det påbegynt bygging av en 250 MW gassfyrt kraftvarmeverk og mye tyder på at vi nærmer oss realisering av ett eller flere prøveprosjekter for gasskraftverk med teknologi for CO2 håndtering.
Hvor står så vannkraften? Stortinget vedtok i vårsesjonen en videre utbygging i Sauda med en produksjonsøkning på ca 490 GWh. I tillegg har Regjeringen gått inn for en utbygging i Kjøsnesfjorden med årsproduksjon på ca 250 GWh. Det gjennomføres og vil bli gjennomført en rekke opprustningsprosjekter, noen med reell utvidelse. Alderssammensetningen i det nåværende produksjonssystemet tilsier en vesentlig økning i slike prosjekter. En vesentlig del av opprustningspotensialet vil være knyttet til maskininstallasjonene. Avhengig av vannveienes og dammenes tilstand representerer disse prosjektene også store utfordringer for anleggsindustrien. Det er også stor og stigende interesse for å bygge ut mini- og mikrokraftverk. NVE har som ambisjon å legge opp til en behandling fra myndighetenes side som stimulerer til økt interesse slik at flere anlegg blir realisert. Innføring av et nordisk marked for grønne sertifikater kan bidra til å få realisert flere vannkraftprosjekter.

SUMMARY

Even though the Norwegian power system requires more production capacity and EU wants more renewable energy available in the European energy market, the era of large scale hydro power developments in Norway has ended.

An abundance of energy is available for Norway, and there is a large variety of options when the future development of the power supply system shall be decided. Wind and natural gas might form a substantial contribution, but still hydro power will constitute the major source for electricity production in a foreseeable future.
The age of many of the existing Norwegian hydro power plants indicates that there shall be an increased activity connected to refurbishment of old plants. Some of those plants will also be considered for enlargement. Meanwhile the authorities will facilitate for construction of more small scale hydro power plants through effective licensing processes. A future Nordic market for Green certificates shall hopefully make investments in new small scale hydro power and enlargement of old plants more feasible.

(Foredraget blir holdt som en PowerPoint-presentasjon. Presentasjonen blir lagt ut på NVEs hjemmesider www.NVE.no 20.november 2003)

2 SAUDAPROSJEKTET

Prosjektleder Ståle Lunde, Elkem Saudefaldene

2.1 SAMMENDRAG

Elkem Saudefaldene fikk 1. august i år konsesjon for videre opprusting og utvidelse av kraftverkene i Sauda. Utbyggingen kan gi inntil 490 GWh ny kraft. Dette er noe under halvdelen av den kraftmengden det var søkt konsesjon for.
Da prosjektet er kraftig beskåret, er det nødvendig å gjennomføre nye vurderinger av aggregatstørrelser, tunneltverrsnitt, m.m. Slik prosjektet fremstår i dag, vil det omfatte bygging av ca. 32 km med drifts- og overføringstunneler. Noen av overføringstunnelene vurderes med tanke på fullprofilboring.
Det vil i plan- og gjennomføringsprosessen bli satt store krav til landskapsutforming, miljø og sikkerhet.

3 SUMMARY

Elkem Saudafaldene secured a licence on 1 August 2003 for continued upgrading and expansion of the power stations at Sauda in south-west Norway. This development could provide up to 490 GWh of additional electricity, which is slightly less than half the amount requested in the licence application.
Since the project has been sharply reduced in size, new assessments are required in relation to generator size, tunnel cross-sections and so forth. As currently specified, the development involves boring some 32 kilometres of operations and transmission tunnels. Full-face boring is being considered for some of the transmission tunnels.
High standards will be set for landscaping, environmental protection and safety during the planning and execution processes.

4 PROSESS FRAM TIL KONSESJON

4.1 Generelt

Nåværende kraftverk i Sauda produserer i overkant av 1 TWh tilsvarende ca. 1 % av kraftproduksjonen i Norge. Det første kraftverket, Sauda I, ble satt i drift i 1919 mens Sauda II og III ble bygd ut i perioden 1920 – 30. Det var så et langt opphold før Sauda IV ble bygd ut i perioden 1965 – 1968. I 2000 ble Svartkulp satt i drift for utnyttelse av et allerede utbygd fall.

Felles for kraftverkene Sauda I, II og III er at de er utført med rørgater med smisveiste rør. Disse rørene har betydelig høyere bruddrisiko enn moderne rørgater. Myndighetene har derfor pålagt utfasing av disse rørgatene. I forbindelse med pålegg om utskifting av rørgatene for de gamle anleggene, var det derfor naturlig å se på muligheten av å utnytte vannkraftressursene i Saudafjella på en bedre måte enn det som var teknisk mulig den gang anleggene ble bygd.

4.2 Planprosessen

Det ble sendt forhåndsmelding for prosjektet i 1991. Prosjektet ble behandlet i Samla Plan for vassdrag og Verneplan IV i 1993. I forbindelse med verneplanen ble 2 av vassdragene i prosjektet varig vernet (Hamrabø- og Etnevassdraget).

Det ble gjennomført en svært grundig konsekvensutredning. Disse utredningene ble i sin tur aktivt brukt i den videre planprosessen med tanke på å redusere konfliktgraden i prosjektet. Konsesjonssøknad ble sendt februar 2000 for en utbygging som ville gitt 1077 GWh ny kraft.

NVE ga sin innstilling våren 2002 der det ble anbefalt at Vaulovassdraget med Langfossen mot Åkrafjorden ble tatt ut av prosjektet. Vaulovassdraget var allerede vernet i 5 sommermåneder, mens Saudaprosjektet ønsket å utnytte vintervannføringen i vassdraget. Frafallet av Vaulo og et mindre vassdrag (Saltåna), førte til at prosjektet ble foreslått redusert til 980 GWh ny kraft. I sin begrunnelse fant NVE at for den resterende delen av prosjektet var fordelene større en ulempene, samtidig som det ble påpekt av prosjektet ville gi et betydelig tilskudd til landets energi- og effektbalanse.

4.3 Politisk prosess

Fra natur- og miljøvernhold ble det tidlig etablert en vernegruppe for Saudavassdragene. Den lokale og regionale delen av vernekreftene har bidratt i en stort sett saklig og konstruktiv debatt basert på lokal kjennskap til vassdragene og prosjektet.

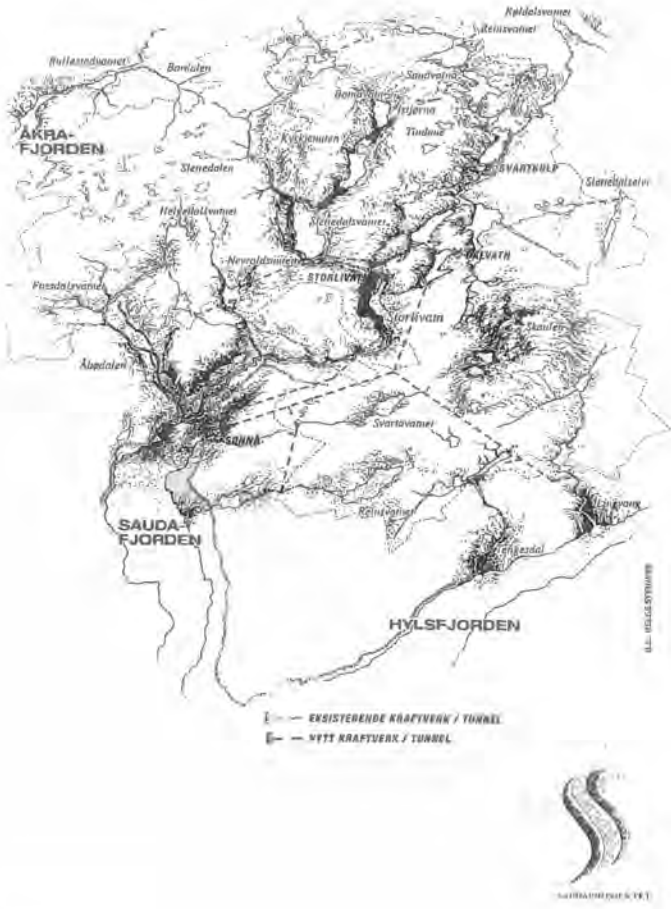
Fra andre hold, ble debatten i mye større grad preget av de samme symboler og myter som har karakterisert motstanden mot ytterligere vannkraftprosjekter de siste årene. De fleste bekker og mindre elver som skulle utnyttes gjennom Saudaprosjektet ble til vassdrag, karakteristikker som rasering av vassdragsnatur og fjellområder ble flittig benyttet, samtidig som innstillingen fra NVE ble karakterisert som et gufs fra fortiden. At de store kraftutbyggingers tid var forbi ble brukt i debatten, uten at det ble sett på de natur- og miljømessige virkninger av prosjektet.

Regjeringen la fram sin innstilling gjennom St.prp. nr.55 (2002-2003), der det ble innstilt på en utbygging som ville gi 490 GWh ny kraft. Gjennom høringer i etterkant av innstillingen gikk de 4 vertskommunene og to fylkene prosjektet berører, inn for en utbygging som NVE tidligere hadde innstilt på. Et samlet næringsliv i landsdelen gikk også inn for en slik utbygging ut fra det faktum at den ytre delen av området mellom Boknafjorden og Sognefjorden (inkl. Bergens- og Haugesundsregionen), er et betydelig underskuddsområde for både elektrisk energi og effekt.

Stortinget anbefalte etter sin behandling av konsesjonssøknaden at det skulle gis konsesjon etter regjeringens innstilling. Konsesjon ble gitt 1. august 2003 for en utbygging som gir under halvparten av det energipotensialet det er mulig å ta ut i form av ny kraft.

De miljøpolitiske holdningene må oppfattes som en barriere mot videre opprusting og utvidelse av vannkraftverk i Norge gjennom til dels bred politisk motstand, mens etablering av vannkraftverk i småskala synes å ha nødvendig politisk oppslutning. Det er politisk enighet om at tiden for de store nye vannkraftutbygginger er forbi, mens det oppmuntres til omfattende satsing på små anlegg. Det kan imidlertid utløses betydelige kraftmengder med lav konfliktgrad gjennom opprusting og utvidelse av norske kraftverk dersom det blir lagt til grunn mer faglige og nyanserte miljøholdninger til vannkraft. I svært mange tilfeller vil

miljøvirkningene være langt mindre ved slike prosjekter enn ved utbygging av andre fornybare energikilder.



5 PROSJEKTET

Prosjektet vil omfatte bygging av ca. 32 km drifts- og overføringstunneler varierende i tverrsnitt fra ca. 35 m^2 til minimumstverrsnitt. I tillegg skal de bores/sprenges ca. 1500 m med sjakter for bekkeinntak, m.m.

Sønnå kraftverk vil få en installasjon i størrelsesorden 190 - 220 MW på høyt fall (550m) og 50 – 70 MW på lavt fall (250 m). Sønnå kraftverk vil ha utløp i Saudafjorden. Kraftverket vil bli liggende ca 1200 m inne i fjellet og vil få en ca. 11 km lang tilløpstunnel fra Dalvatnet. Undervegs på tilløpstunnelsen vil det bli overført vann fra Lingvang/Tengesdal gjennom en ca.8,1 km lang overføringstunnel og fra Sagelv/Maldal gjennom en 4,1 km lang tunnel. Hovedarbeidsstedene for dette kraftverket vil være ved kraftstasjonen nede ved fjorden og ved

tverrslag Raundalen. Hoveddelen av tilløpstunnelen og overføringstunnel fra Lingvang/Tengesdal vil bli drevet fra tverrslag ved Raundalen.

Videre skal det bygges ny tilløpstunnel (1,6 km) for Dalvatn kraftverk som erstatning for eksisterende smisveist rørgate. Endringer i tilført vannmengde til kraftverket tilsier at det må installeres et nytt aggregat på 8 – 12 MW i tillegg til eksisterende aggregat (22 MW) ved kraftverket.

Tre mindre arbeidssteder vil bli drevet vegløst inne i fjellet. Det største av disse arbeidsstedene vil være ved Nyggjelebeitevatnet der det skal drives en ca. 2 km lang overføringstunnel for overføring av Slettedalselvi. For arbeidsstedene ved Reinsvatnet og Istjørna vil det bli sprengt/boret overføringerstunneler på henholdsvis 400 og 650 m.

5.1 Faser i prosjektet

Videre arbeid i prosjektet er delt inn i tre faser.

- Verifikasjonsfase
- Kontraheringsfase
- Gjennomføringsfase

I verifikasjonsfasen blir prosjektet nå gjennomregnet på nytt ut fra konsesjonsgitte forutsetninger. Ut fra at prosjektet er kraftig beskåret, er det nødvendig å foreta nye vurderinger av aggregatstørrelser, tunneltverrsnitt, m.m. I tillegg skal det i denne fasen foretas alternativbetraktninger og vurdering av kritiske punkter, risiko og løsninger. Denne fasen vil trolig være avsluttet rundt årsskiftet 2003/2004 og danne grunnlag for å gå videre med en kontraheringsfase.

Tidligste oppstart av anleggsarbeidene vil trolig være etter årsskiftet 2005. Byggetiden antas å bli 3 – 3,5 år.

5.2 Geologi

Berggrunnen i området består i vesentlig grad av grunnfjellsbergarter, granitt og omdannede vulkantitter under peneplanet, fyllitt og omdannede sedimentære bergarter over peneplanet. (skyvedekket). Bergartene over skyvesonen har en større oppsprekningsgrad enn under, noe som er ugunstig med hensyn til stabilitet og vannlekkasjer. Selve skyvesonen (fyllitten) forventes å gi dårlig til meget dårlig stabilitet for tunneldrivningen. Anleggene er derfor forsøkt lagt i underliggende grunnfjell med størst mulig sikkerhetsavstand til skyvesonen og de ovenforliggende bergartene, slik at utstrekning av uunngåelige krysninger blir begrenset i størst mulig grad. Grunnfjellsbergartene forventes å gi gode vilkår for konvensjonell sprenging.

Fullprofilboring kan være aktuelt på den lengste tunnelstrekningen på 8,1 - 8,9 km mot Lingvang/Tengesdal avhenging av valgt trace. Valg av endelig trace vil være avhengig av kompromiss mellom kostnad for å fremskaffe bedre dokumentasjon av skyvesonens beliggenhet og kontraktuell-/kostnadsmessig risiko. Generelt kan bergartene langs traseen forventes å gi "tøffe" forhold for TBM drift når det gjelder både inndrift og borslitasje.

5.3 Store krav til miljø og sikkerhet

Indre del av Saudafjorden er betydelig forurenset av PAH og tungmetaller fra smelteverket i Sauda. Det er inngått et samarbeid med fylkesmannen og SFT for å se om deler av tunnelmassen kan brukes til forsegling av bunnsedimentene i fjorden.

Landskapsutforming av tipper, veger, m.m. vil skje i nært samarbeid med landskapsarkitekt, kommune og NVE. Minstevannføringer i bekker og elver vil sikre både opplevelsesverdi og ivareta biologisk mangfold. For Storelva i Sauda som ikke har krav til minstevannføring i dag, vil minstevannslipp og terskelbygging føre til at fisken i elva på sikt kan reprodusere seg selv. Elva vil fremstå både som fiskeelv og viktig landskapelement i tettstedet Sauda.

I forbindelse med arbeidene vil det bli utarbeidet miljøoppfølgingsplaner (MOP) for hvert enkelt arbeidssted med miljømål og miljøkrav til både byggherre og entreprenører. I hele planleggingen vil sikkerhet og miljø bli gitt stor oppmerksomhet og det vil bli stilt strenge krav til utbyggingsorganisasjonen for gjennomføring av helhetlig tenkning ved gjennomføring av bygge- og anleggsarbeidene.

MILJØ- OG SAMFUNNSTJENLIGE
TUNNELER

Environmental sustainable tunneling

Utbyggingsdirektør Magne Paulsen, Jernbaneverket Utbygging

Sammendrag

Miljø- og samfunnstjenlige tunneler er et omfattende bransjeprosjekt som har gått i perioden 2000 til 2003, støttet av Norges forskningsråd. Representanter fra byggherre, entreprenører, konsulenter, forsknings- og utdanningsinstitusjoner har slått seg sammen i et prosjekt med felles målsetting å heve kompetansen når det gjelder påvisning og håndtering av svakhetssoner og grunnvann i forbindelse med tunneldrift.

Arbeidet har foregått i tre delprosjekter:
- Forundersøkelser
- Samspill med omgivelsene
- Tetteteknikk

Prosjektet har prøvd ut og evaluert en rekke nye metoder for forundersøkelser, og med basis i tilgjengelige metoder og erfaringer fra tidlige anlegg er det utarbeidet retningslinjer for hva som er riktig omfang av forundersøkelser for et gitt prosjekt. Det er utarbeidet prosedyrer for vurdering av konsekvenser for naturmiljø og urbanområder ved endring i grunnvannsnivå og poretrykk, og presentert retningslinjer for hvordan tunneler best mulig kan tettes mot skadelige vannlekkasjer. Store deler av arbeidet i prosjektet har vært spesielt rettet mot praktisk utprøvning og oppfølging parallelt med drivingen av utvalgte tunneler, som har gitt realistisk og effektivt utbytte av arbeidene. Resultatene er oppsummert i veiledere som vil være effektive verktøy til hjelp for utbyggere ved planlegging, prosjektering og bygging av tunneler.

Resultatene er utgitt i en egen rapportserie på til sammen rundt 40 rapporter, som er presentert på nettsidene: www.tunneler.no. Fem publikasjoner, utgitt i rapportserien til Teknologiavdelingen, Vegdirektoratet, oppsummerer resultatene fra arbeidet i delprosjektene:

Publikasjon nr. 101: Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg
Publikasjon nr. 102: Delprosjekt A Forundersøkelser: Sluttrapport
Publikasjon nr. 103: Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta det ytre miljø
Publikasjon nr. 104: Berginjeksjon i praksis
Publikasjon nr. 105: Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Sluttrapport.

Tre av disse presenteres på Fjellsprengningsdagen 2003.

Styret i bransjeprosjektet består av følgende firmaer:
Statens vegvesen (prosjektledelse), Jernbaneverket (prosjektformann)
Norges forskningsråd, NCC AS, Selmer Skanska AS, Veidekke ASA, Norconsult AS

Norges geologiske undersøkelser, Norges Geotekniske Institutt, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

I tillegg har følgende bidratt: NVK AS, SINTEF Bygg og miljø, NOTEBY AS, GeoVita AS, Aquateam, Norsk institutt for naturforskning, Jordforsk, Geoteknisk Spiss-Teknikk AS, Nick Barton & Associates Rock Engineering, Geomap AS, Rockma, Samferdselsetaten i Oslo

Summary

The project started with the problems with leakages in the "Romeriksporten" railroad tunnel and the problems with maintain the groundwater level in "Østmarka" and the nearby buildings. It focus at tree different important factors in tunnelling and methods to handle ground water control. The project period are 2000 –2003 and the budget is 20 mill N.kr all together.

Preliminary investigations has been developed in using new methods and compared with traditional methods on the Lunner tunnel.

The Project develop methods to map and describe habitats above tunnels to predict if tunnelling will affect the ground water level. It focus at different modelling programs and compares them with the results after tunnelling.

Cement based grouting is put on focus to develop better understanding the material, handling and equipment.

All these activities will make us able to predict Tunnelling costs inn a more safe ways and better groundwater control in the future.

MILJØ- OG SAMFUNNSTJENLIGE
TUNNELER

Rapporter fra NFR-prosjektet

Nr.	Intern rapport nr. ©	Tittel	Del-prosjekt	Dato	Utarbeidet av
1	2201	Prosjektbeskrivelse 2000-2003		Apr 01	K.I. Davik
2	2233	Injeksjon - erfaringer fra utførte tunnelprosjekter	C	Nov 01	NVK
3	2234	Injeksjon av «problemsone» ved byggingen av T-baneringen	C	Nov 01	NVK
4	2235	Laboratorietesting av mikrosementer ved T-baneringen	C	Nov 01	NOTEBY
5	2247	Forundersøkelser - vurderinger av geofysiske anomalier ved Langvatnet med bruk av helikoptermålinger	A	Nov 01	NGU
6	2250	Laboratorieprøving av injeksjonssementer	C	Nov 01	NOTEBY
7	2253	Geofysiske målinger ved Langvatnet, Lunner, Oppland	A	Des 01	NGU
8	2254	Inspeksjon og logging av brønner over Romeriksporten. Vurdering av lekkasjepotensial og stabilitet	A	Des 01	NGU
9	2255	Borehullsinspeksjon. En utprøving og sammenligning av optisk og akustisk televiewer	A	Des 01	NGU
10	2259	Borehullslogging og strukturgeologiske studier, Grualia, Lunner kommune	A	Mar 02	NGU
11	2261	Frøyatunnelen. Vurdering av injeksjon i forhold til Q-parametre	A	Mar 02	NGI
12	2273	Forundersøkelser tunneler. Nyere undersøkelsesmetoder	A	Apr 02	NGU
13	2274	Naturlig tetting av tunneler	C	Apr 02	Aquateam
14	2276	Konsekvenser av tunnellekkasjer for det ytre miljø Statusrapport 2001	B	Mai 02	NGI, NINA, Jordforsk, Norconsult
15	2284	Oppsummering av utførte undersøkelser og prognose for innlekkasje ved Grualiatunnelen	A	Mai 02	NTNU
16	2289	Sluttrapport for injeksjonsarbeidene ved T-baneringen	C	Juli 02	GeoVita, NVK, Norconsult
17	2293	Status for NFR-prosjektet, august 2002		Sep 02	Vegtek
18	2294	Resultatrapport fra injiseringsforsøk	C	Sep 02	SINTEF
19	2295	Prosedyrer for injiseringsforsøk	C	Sep 02	SINTEF
20	2296	Hydraulisk testing av borehull i fjell i Grualia, Lunner komm.	A	Sep 02	NGU
21	2305	Geofysiske målinger, Langvatnet - øst, Lunner, Oppland	A	Jan 03	NGU
22	2306	Naturlige tetteprosesser	C	Jan 03	Aquateam
23	2313	Injeksjon - erfaringer fra Lunnertunnelen	C	Mar 03	NVK
24	2315	Bruk av digitale høydedata i strukturgeologisk analyse: Eksempel fra Oslo kommune	A	Apr 03	NGU
25	2316	Borehullslogging i fjellbrønn, Folvåg, Sunnfjord	A	Apr 03	NGU
26	2317	Borehullslogging i fjellbrønn, Holmedal, Sunnfjord	A	Apr 03	NGU
27	2318	Prediction of leakage into Lunner tunnel based on	B	Apr 03	NGI

		discrete fracture flow models			
28	2321	Sluttrapport sprekkemodellen	C	Mai 03	SINTEF
29	2323	Teoretisk og empirisk forståelse av forinjisering og mulighet for redusert sikringsmengde i utvalgte tunnelstrekninger	C	Juni 03	N. Barton
30	2324	Vanninfiltrasjon. Erfaringer og anbefalinger	C	Juni 03	NGI
31	2325	Injeksjon - erfaringer fra Hagantunnelen	C	Juli 03	Geoteknisk Spiss-Teknikk
32	2328	Seismisk modellering. Modellering av seismiske data over løsmassefylte depresjoner, svakhetssoner og ved kabelheng	A	Juli 03	NGI
33	2331	T-bane Ullevål stadion - Nydalen: forundersøkelser og injeksjon	A	Aug 03	NGI
34-37		Under utarbeidelse			

[1] Teknologiavdelingens rapportserie

Delprosjekter: A Forundersøkelser, B Samspill med omgivelsene, C Tetteteknikk

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

RIKTIG OMFANG AV UNDERSØKELSER FOR BERGANLEGG

Appropriate amount of investigations for underground rock constructions

Dr.scient. Arild Palmstrøm, Norconsult as.

SAMMENDRAG

Artikkelen er et utdrag av delrapporten "Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg" utarbeidet for bransjeprosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler". 18 utvalgte prosjekter bygget i ulike grunnforhold er benyttet i vurderingene av hvilket omfang grunnundersøkelsene for hvert av disse burde hatt med dagens krav. Begrepet undersøkelsesklasse er introdusert. Denne innbefatter berggrunnens vanskelighetsgrad, som blant annet bygger på berggrunnens kompleksitet og hvor vanskelig det er å fremskaffe informasjon om grunnen, samt anleggets brukskrav som inkluderer risiko under bygging og anleggets påvirkning på natur og bebyggelse.

Kravet til nøyaktighet av kostnadsoverslag på ulike stadier av planleggingen, er bestemmende for omfanget i de 4 undersøkelsesklassene som er definert. For en vanlig norsk vegtunnel er anbefalt omfang av forundersøkelser på 2 – 10 % av sprengningskostnadene (sprengning og utlasting, inkl. rigg på 20 - 30 %); for undersjøiske tunneler 5 – 15 % pluss 2 – 5 % til sonderboring og oppfølging under drivingen. Korte tunneler har høyest prosent-tall.

Selv omfattende grunnundersøkelser kan ikke avdekke alle strukturer i berggrunnen. Det er derfor alltid mulig at uventede forhold påtreffes. Når det for byggeplan og anbud ofte er krav om kostnadsoverslag på ±10 % nøyaktighet av drivekostnadene, er det erfaringsmessig sjelden at forundersøkelsene kan tilfredsstille dette. Når det er sagt, skal det samtidig understrekes at godt planlagte undersøkelser og riktig tolkning av fremkomne resultater øker kjennskapen til berggrunnens kvalitet og reduserer sjansen for å påtreffe uventede forhold.

SUMMARY

18 selected Norwegian tunnel projects have been analysed to work out recommendations on the appropriate amount (cost) of ground investigations for tunnels and caverns with today's requirements to the projects. The degree of difficulty in collecting information on the ground quality has been applied in the evaluations performed. In addition, the requirements to the safety of the actual project during construction and use, its influence on the environment, plus risks for encountering unpleasant tunnelling situations determine the project's investigation class.

The requirements to the accuracy of the cost estimates in the various stages of planning determine the amount for each of the four investigation classes defined. For a standard Norwegian road tunnel the recommended, appropriate total amount varies between 2 and 10% of the cost for blasting and mucking out included rig (20 – 30%); for subsea tunnels from 5 to 15% plus 2 to 5% for exploratory drillings ahead of the tunnel working face during construction. Short tunnels have the highest percentage.

It is important to stress that ground investigations cannot reveal all structures in the ground; therefore, it is always possibilities to encounter unexpected conditions. But well planned and executed investigations increase the knowledge of the ground and thus reduce the probability for unforeseen problems.

1 INNLEDNING

Denne artikkelen er et sammendrag av delrapporten "Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg" som ble utarbeidet for bransjeprosjektet Miljø- og samfunnstjenlige tunneler". Delrapporten er på 50 sider pluss et vedlegg på 80 sider.

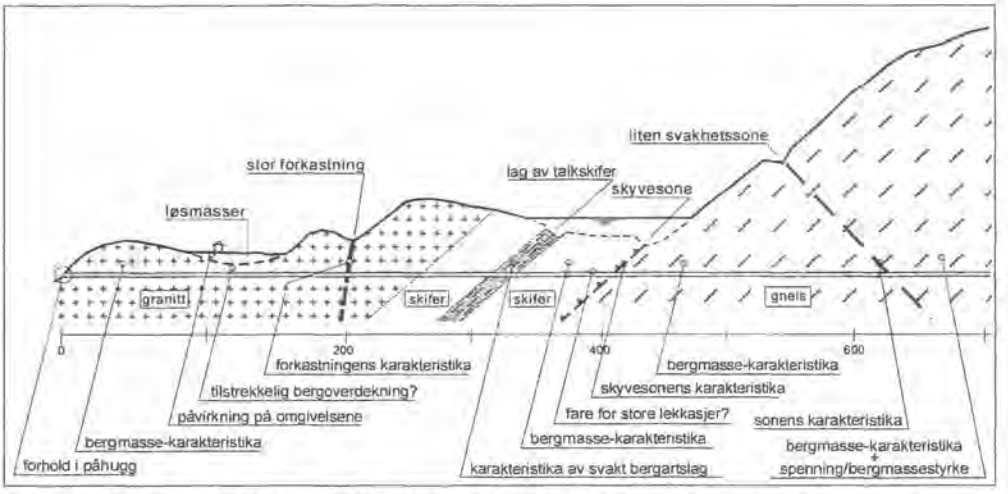
Det er ikke noe entydig svar på hva som er *riktig omfang av undersøkelser* for et berganlegg. Til det er det for mange usikre geologiske forhold som innvirker samt at det er for mange parametre som er vanskelig målbare. Allikevel, det er visse elementer og krav som kan kombineres slik at det er mulig å gi noen retningslinjer og antydninger om hva omfanget av grunnundersøkelsene bør ligge på for et underjordsanlegg.

Delrapporten har blitt utført av følgende personer:
Dr. scient. Arild Palmstrøm, Norconsult as. (leder),
Dr. ing. Bjørn Nilsen, professor ved NTNU, institutt for geologi og bergteknikk,
Siv.ing. Knut Borge Pedersen, Statens vegvesen, teknologiavdelingen,
Siv.ing. Leif Grundt, Selmer Skanska asa.

2 FORMÅL MED GRUNNUNDERSØKELSER

Hensikten med å utføre undersøkelser for bygging av tunneler eller andre bergrom, er å *fremskaffe tilstrekkelig grunnlag/informasjon/data for å kunne planlegge og vurdere konsekvensene ved gjennomføring av et berganlegg*. I dette ligger blant annet:

- Bestemmelse av optimal trasé og/eller beliggenhet ut fra de gitte forutsetninger.
- Innvirkning på miljø og på bebyggelse i nærheten.
- Bestemmelse av opplegg og metoder for bygging.
- Beregning av kostnader og byggetid for det aktuelle prosjektet for det stadiet det befinner seg på.



Figur 1 Det er en rekke forskjellige forhold for et tunnelprosjekt som grunnundersøkelsene skal fremskaffe opplysninger om.

Figur 1 illustrerer noen grunnforhold det er aktuelt å innhente informasjon om for en tunnel.

I tillegg til å benytte erfaringer fra tidligere bygging i tilsvarende grunnforhold, skaffes opplysningene om berggrunnen til veie under planleggingen ved å benytte ulike typer og metoder av grunnundersøkelser. De fleste av disse utføres i planleggingsfasen, men på mange anlegg utføres det også undersøkelser under bygging for å fremskaffe ytterligere opplysninger om grunnforholdene der dette er ønskelig, f.eks. foran stuff. Dette gjøres for å kunne iverksette tiltak i tide for å unngå/redusere driveproblemer og/eller hindre skade på omgivelsene. Det foretas også noen ganger målinger i tunnelen eller bergrommet som vanskelig lar seg utføre fra overflaten. Måling av grunnvannsstanden og kontroll av natur og bebyggelse over berganlegget betraktes også som en del av grunnundersøkelsene.

2.1 Krav til prosjekteringen

Norsk standard NS3480 "Geoteknisk Prosjektering" gjelder for både berg og løsmasser, og inneholder retningslinjer for grunnundersøkelser, prosjektering, kontroll og oppfølging. Et overordnet prinsipp i forbindelse med undersøkelser for tunnelanlegg er at undersøkelses-omfanget skal tilpasses prosjektets karakter og de aktuelle grunnforhold. Hovedprinsippet er at byggherren og den prosjekterende i fellesskap plasserer anlegget i geoteknisk prosjektklasse basert på av skadekonsekvensklasse og vanskelighetsgrad som vist i Tabell 2.1

Tabell 1 Fastlegging av geoteknisk prosjektklasse 1 - 3 i henhold til NS 3480 (NBR, 1988).

Skadekonsekvens-klasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
Mindre alvorlig	1	1	2
Alvorlig	1	2	2
Meget alvorlig	2	2	3

Skadekonsekvenser i denne sammenheng omfatter mulig personskade så vel som økonomiske konsekvenser. *Vanskelighetsgrad* skal gjenspeile graden av usikkerhet med hensyn til prosjektering (inklusive undersøkelser) og utførelse, og avhenger i første rekke av geologiske forhold og erfaringsgrunnlag.

Geoteknisk prosjektklasse i henhold til NS 3480 er normgivende for innsats og omfang med hensyn til fremskaffing av grunnlagsdata, prosjektering (inklusive forundersøkelser) og kontroll. Trafikktunneler i tettbygde strøk vil i mange tilfeller tilhøre prosjektklasse 3, og dermed kreve spesielt omfattende og grundige forundersøkelser. Nøyaktig hvor omfattende disse undersøkelsene bør være (f.eks. som andel av byggekostnadene), sier imidlertid standarden ingenting om.

Den europeiske standarden EC 7 bygger i hovedsak på samme grunnfilosofi som NS 3480, men inneholder mer detaljerte retningslinjer.

3 PROSJEKTSTADIER

Hovedfasene av grunnundersøkelsene for et berganlegg kan inndeles i forundersøkelser, undersøkelser under bygging og undersøkelser under bruk av anlegget.

3.1 Planleggingsfasen og undersøkelser

Idéfase

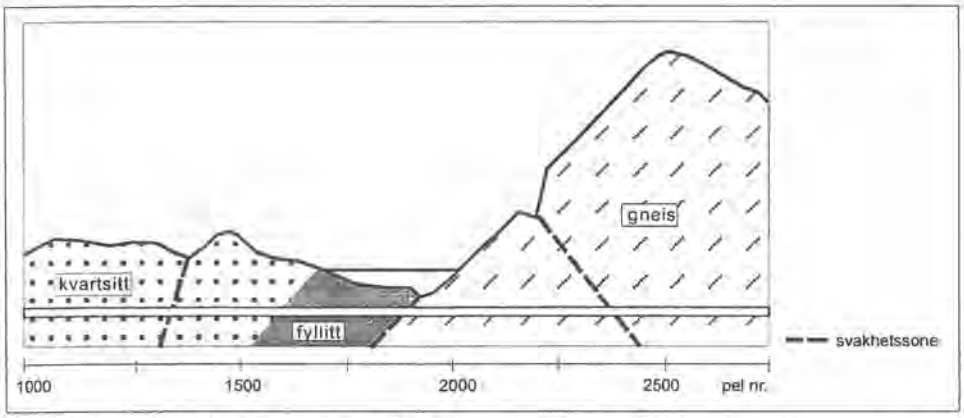
Dette første trinnet i planleggingen av et prosjekt går ut på å vurdere om prosjektet synes teknisk-økonomisk realiserbart, og det er ofte tilstrekkelig med en enkel geologisk oversikt.

Forprosjekt / tidlig oversiktsplan /konseptstudie

Dette gjelder vesentlig vurdering av gjennomførbarhet og planlegging av videre undersøkelser. Undersøkelsene her er derfor relativt enkle.

Oversiktsplan / kommunedelplan / konsesjonssøknad

Et viktig element i denne fasen er valg av riktig alternativ. Dette innebærer at grunnforholdene i viktige områder for berganlegget blir avklart, se figur 2. Undersøkelsene må tilpasses kravet til kostnadsoverslaget som for vegtunneler er på ±25 % nøyaktighet. En rasjonell utførelse av undersøkelsene er å unngå dyre metoder i den grad det er forsvarlig, fordi undersøkelsene muligens kan være bortkastet dersom et annet alternativ senere velges. Normalt vil 15 – 35 % av kostnadene for forundersøkelsene medgå i denne fasen, se kapittel 7.3.

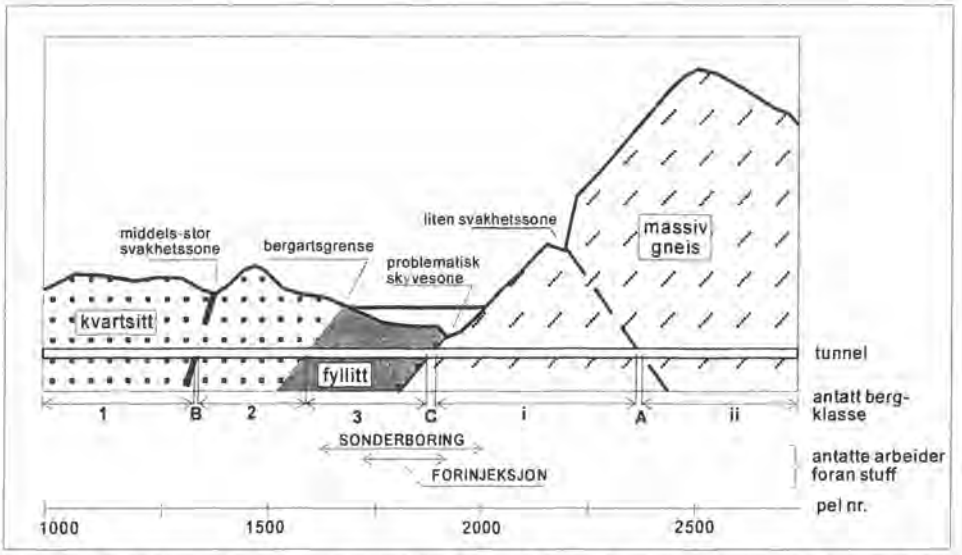


Figur 2 Eksempel på et geologisk profil som viser fordeling av bergarter, svakhetssoner og løsmasser i oversiktsplan der undersøkelsene skal fremskaffe data for valg av alternativ.

Reguleringsplan (detaljplan)

I denne fasen skal endelig tunneltrasé eller beliggenhet av haller og/eller sjakter velges. Kravene i retningslinjene for planlegging av riks- og fylkesveger innebærer at kostnadene skal beregnes med en nøyaktighetsgrad på ±10 %. Viktige forhold vil være hensynet til natur, til bebyggelse og til naboer, samt til bruk av arealene over tunnelen/bergrommet. For dette må det foreligge opplysninger om grunnforholdene og de områdene over som kan påvirkes langs tunnelen/bergrommet, se figur 3.

De mest omfattende grunnundersøkelsene foretas normalt i reguleringsplanfasen. Som vist i kapittel 7.3 ligger normalt 25 - 60% av kostnadene for forundersøkelser i denne fasen.



Figur 3 For å kunne klare kravet på ±10 % på kostnadsoverslaget i reguleringsplanfasen må det lages et detaljert geologisk profil som viser antatt fordeling av de ulike bergmasser langs tunnelen eller bergrommet, samt angivelse av eventuelle undersøkelser (sonderboring etc.) under bygging.

Dersom kostnadene for drive- og sikringsarbeider alene skal holdes innenfor ±10%, hva vil en usikkerhet på 10 % for en 50 m² tunnel innebære?

Med antatt drivepris (sprengning og sikring) pr. lm tunnel på 15 000 kr, vil 10 % utgjøre 1500 kr/lm tunnel. Dette tilsvarer 1 bolt (á 500 kr) + 0,35 m³ sprøytebetong (á 3000 kr/m³), dvs. ca. 2 cm i hengen; alternativt utgjør ca. 4 cm sprøytebetong i hengen 1500 kr.

En "bom" på 1 bolt + noe sprøytebetong vil altså kunne bety at kravet om ±10 % ikke kan holdes. Det er således ikke store avviket i antatte grunnforhold eller tolkning av resultatene som skal til før kravet til kostnadsoverslaget ikke er tilfredsstilt. Dette betyr egentlig at omfanget av grunnundersøkelsene ofte bør være større enn de fleste er klar over.

Byggeplan og anbud

Byggeplan benytter vanligvis de innhentede data i reguleringsplanen. Etter hvert som det foretas mer detaljering i denne fasen, kan det dukke opp forhold som krever nærmere undersøkelser, for eksempel påhugg eller dokumentasjon av bebyggelse. Ofte vil det bli utført laboratorieundersøkelser, spesielt hvis dette ikke er gjort i foregående fase.

For anlegg med spesielle krav til miljø vil det ofte bli utført registreringer av natur og av bebyggelse utsatt for skader (setninger).

Der byggearbeidene skal ut på anbud, skal det i tillegg utarbeides en egen anbudsrapport over grunnforholdene.

3.2 Undersøkelser under bygging

Det eksisterer ingen spesielle krav til undersøkelser under bygging. Disse tilpasses det enkelte prosjektet. Som nevnt tidligere kan disse være en "utsettelse" av forundersøkelsene ved at det

foretas undersøkelser (for eksempel spenningsmålinger) som kan benyttes for den endelige bestemmelse av bergrommets plassering. Andre undersøkelser kan være sonderboringer foran stuff for å fremskaffe detaljerte data om bergforholdene tunnelen skal drives gjennom.

En annen type undersøkelse i denne fasen er overvåking (monitoring) av deformasjoner (forskyvninger) der bergrommet eller tunnelen passerer ustabile bergmasser. Dette som benyttes dels for kontroll dels for bestemmelse av endelig/permanent sikring.

Den daglige ingeniørgeologiske oppfølgingen av grunnforholdene for å dokumentere det som etter hvert påtreffes, utgjør også en del av undersøkelsene under bygging. Denne informasjonen kan med fordel benyttes til fortløpende oppdatering av prognose for driving av gjenstående del.

Under bygging vil det for berganlegg som har spesielle miljømessige krav, bli utført grunnvannskontroll og kontroll av lekkasjer/tettetiltak i tunnelen. Videre vil det bli foretatt undersøkelser for å se om det er oppstått skader på miljø eller bebyggelse.

3.3 Undersøkelser etter bygging under bruk av anlegget

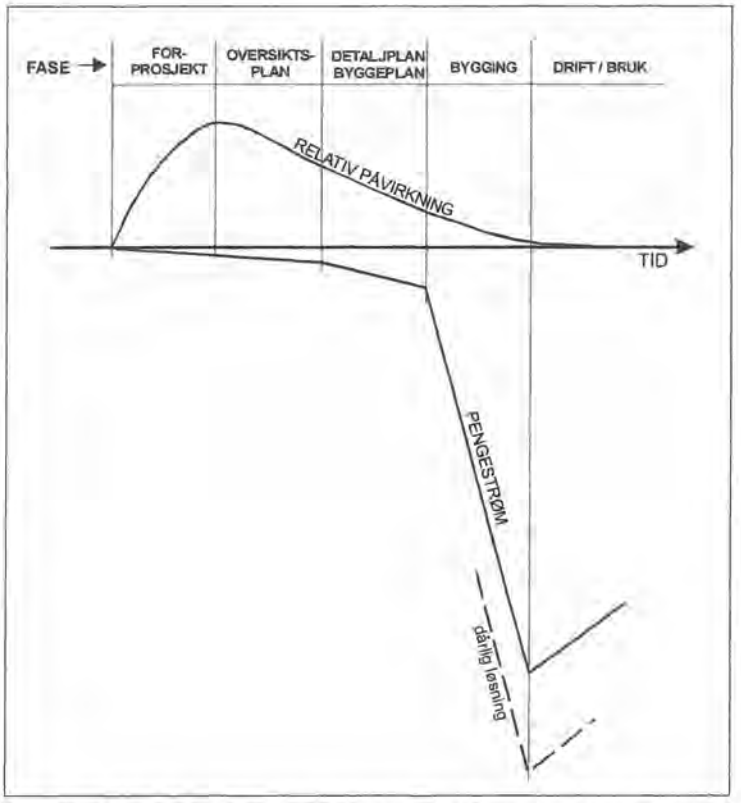
Det foreligger ingen standard eller krav til disse undersøkelsene, som kan omfatte målinger av grunnvannsstanden og setningskontroll, samt sjekk av tilstanden til anlegget/tunnelen for utarbeidelse av planer ved utbedring/vedlikehold. Denne delen av undersøkelsene er ikke ytterligere behandlet i denne utredningen.

4 STRATEGI FOR UTFØRELSE AV UNDERSØKELSER

Strategien for undersøkelsene bør generelt gå ut på at *riktige undersøkelser utføres i rett tid.* Utover dette gjelder at enhver undersøkelse bør være begrunnet, dvs. at resultatene skal kunne benyttes i de videre vurderinger og beregninger. Det er i tillegg viktig med klare forutsetninger for gjennomføringen av undersøkelsene og at planleggingen følger en gjennomtenkt plan. Håndbok 021 stiller klare krav her:
"En kvalitetsmessig og rasjonell gjennomføring krever at undersøkelsene utføres systematisk og trinnvis, og at resultatene vurderes grundig før neste planfase. Omfanget av forundersøkelsene skal tilpasses det aktuelle plannivået."

Håndboken angir også hva forundersøkelsene som et minimum skal omfatte og hvilke parametre i berggrunnen det skal innhentes opplysninger om. I den grad det er mulig skal resultatene fra grunnundersøkelser i tidligere planfaser inngå og benyttes i senere faser.

Sett i relasjon til den fasen undersøkelsene befinner seg i, bør altså grunnundersøkelsene tilpasses slik at en tidlig får undersøkt de forholdene eller parametrene ved berggrunnen som har størst innvirkning på kostnadene av anlegget. Det er her de store besparelser ved fornuftig plassering av anlegget kan oppnås, se figur 4 . Tilsvarende er det viktig å vente med å utføre de dyre og/eller omfattende grunnundersøkelser før traséen til tunnelen er endelig bestemt (og at tunnelen ikke senere flyttes).



Figur 4 De store besparelser i et prosjekt kan lettest oppnås i tidlige faser av planleggingen. Informasjon om grunnforholdene er viktig input her (modifisert etter Palmstrøm, 1988).

5 TOLKNING OG BRUK AV RESULTATENE FRA UNDERSØKELSENE

Mange undersøkelser er kostbare og det er derfor viktig å trekke mest mulig informasjon ut av resultatene. Dette kan ofte best oppnås ved at resultatene fra ulike undersøkelser sammenstilles med andre metoder som forsøkt illustrert i figur 5.

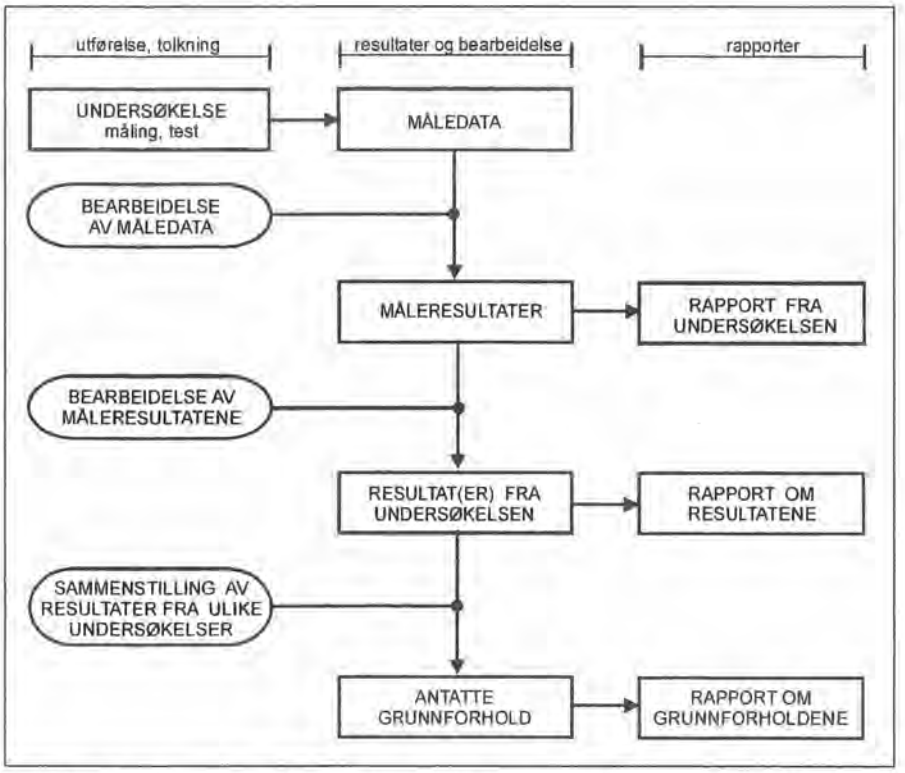
5.1 Rapportering av undersøkelsene

Rapporter fra undersøkelser og tolkning av resultatene

Dette er rapporter som omtaler resultatene fra ulike feltundersøkelser og laboratorietester. Rapportene er som regel datarapporter som beskriver den/de metodene som er benyttet og resultatene av de enkelte målingene/testene. I slike rapporter er det viktig å omtale eventuelle problemer med målingene og usikkerheter i de analyser eller tolkninger som er gjort for å finne de verdier som er oppgitt.

Rapport om grunnforholdene - ingeniørgeologisk rapport

De ingeniørgeologiske rapportene vil gjerne være sammenfatninger av de undersøkelser som er utført samt tolkning av de fremkomne resultatene for en vurdering av grunnforholdene, se figur 5. De krav vegvesenet stiller på rapportering av forundersøkelsene på de ulike stadier av planleggingen, er omtalt i håndbok HB 021.



Figur 5 Tolkninger og vurderinger som gjøres av resultatene fra grunnundersøkelsene

Ingeniørgeologisk rapport for anbud og entreprenørens bruk av denne

Ved inngivelse av anbud på underjordsarbeider ønsker entreprenøren størst mulig kjennskap til følgende forhold:

- Hvilke bergarter som vil påtreffes.
- Opptreden av mulige svakhetssoner og bergartsgrenser.
- Borsynk og brytning.
- Mulige strekninger med bore- og ladevansker.
- Sannsynligheten for å påtreffe vann som skaper driftsproblemer og økte sprengstoffkostnader.
- Krav til lekkasje og omfang av injeksjonsarbeider.
- Omfang av sikring (bolter, sprøytebetong, utstøping etc.).

Den ingeniørgeologiske rapporten som følger anbudet bør omtale de ovenfor nevnte forholdene. Kvaliteten av en slik rapport er av helt avgjørende betydning for at et prosjekt skal få en tilfredsstillende gjennomføring innenfor de fastlagte økonomiske og tidsmessige rammer.

Hittil har imidlertid de ingeniørgeologiske rapportene som oftest vært lite konkrete når det gjelder å gi entreprenøren de opplysninger han trenger for å redusere risikoelementet knyttet til driftsforhold og sikringsarbeider. Av den grunn har entreprenøren ofte foretatt disposisjoner i form av:

- Taktisk prising
- Feil prising
- Innarbeiding av diffuse forbehold.

Dette gir et sluttresultat som har ført til en eller flere av nedenfor angitte situasjoner:

- For lav eller for høy anbudssum.
- Tapsprosjekt for entreprenøren.
- Kostnadsoverskridelse for byggherren.
- Forsinket ferdigstillelse.
- Tvistesaker.

Ser en eksempelvis på hva som kan oppnås ved *taktisk prising* av injeksjons- og sikringsarbeider, så vil dette gi entreprenøren mulighet for:

- Økning av dekningsbidraget i betydelig grad hvis sikringsomfanget øker
- Reduksjon av anbudssummen i et stramt konkurransemarked.

På et middels stort underjordsprosjekt vil potensialet ved slik taktisk prising av injeksjons- og sikringsarbeider kunne utgjøre 3 – 4 % av anbudssummen.

Hva bør en ingeniørgeologisk anbudsrapport inneholde?

Rapporten skal være en del av anbudsgrunnlaget og byggherren må følgelig ikke fraskrive seg ansvar for informasjon som fremkommer i rapporten. Rapporten må være konkret og forståelig. Visuelle observasjoner og vurderinger basert på erfaringer må tas med. Den må ikke være bundet opp av konklusjoner som er fremsatt i en tidlig oversiktplan. Krav som ellers må stilles til rapporten, er:

- Den skal gi entreprenøren et grunnlag for egne vurderinger og tolkninger av geologiske forhold.
- Anbudets sikringsmengder må bygge på rapporten.
- All tilgjenglig informasjon må fremlegges, både faktiske data og tolkninger.
- Den må gi en karakterisering av grunnforholdene som tillater sammenligning med hva man erfarer.
- Den bør inneholde tolkninger / vurderinger angående spesielle forhold, eller omtale forhold som undersøkelsene eventuelt ikke har påvist eller kan påvise.
- Påpekning av usikkerheter eller spesielle risiki.

Rapporten må kunne brukes som en del av kontrakten, og byggetiden for prosjektet må stå i forhold til sikringsmengdene. Utbygger må ikke fristes til den ikke ukjente formuleringen at "byggetiden skal gjelde for 100 % økning av sikringsmengdene" dersom det ikke er medtatt tid til dette.

Hvis utbyggers tolkningsrapport mangler, vil entreprenøren under anbudsregningen ofte engasjere en ekstern rådgiver til å utarbeide en egen tolkningsrapport. Denne vil være grunnlag for entreprenørens egne vurderinger og vil være et viktig dokument i en eventuell tvistesak. Dette bør ikke være en ønsket situasjon og vil generelt redusere kvaliteten på anbudene.

5.2 Konsekvenser av feil/mangler

Feil/mangler i undersøkelsene kan resultere i:

- Misvisende/manglende informasjon om grunnforhold som fører til feiltolkninger,
- Bortkastede penger til undersøkelser - i størrelsesorden tusener til millioner kroner,
- Økte kostnader for prosjektet - opptil hundretalls millioner kroner.

Feil/mangler kan oppdages gjennom grundig rapportering, dvs. under innsamling av resultater, vurdering og presentasjon, samt god intern kontroll og uavhengig kontroll.

Forskjellige former for faglig gjennomgang har blitt mer vanlige i det siste, særlig under utførelse ved bruk av referanse-grupper, anleggsgjennomgang av ulike spesialister etc.. Det er viktig at den prosjekt-revisjon som nå er foreskrevet for store offentlige prosjekter, ikke bare blir en mekanisk system-sjekk, men faktisk sikrer at kritisk faglig gjennomgang utføres til beste for prosjektene. Det kan oppnås mye her hvis dette utføres og rapporteres i et hensiktsmessig omfang på alle trinn. De nødvendige kostnadene for dette er beskjedne i forhold til de potensielle besparelsene.

6 EKSEMPLER PÅ EN DEL UTFØRTE TUNNELER OG BERGANLEGG

I Norge har vi en berggrunn som er forholdsvis ensartet og oppbygd av gamle, krystalline bergarter. Med få unntak driver vi i bergmasser av oppsprukne, harde bergarter og på tradisjonell måte uten fare for store overraskelser som en har hatt i enkelte andre land. I enkelte tilfeller har imidlertid de geologiske forholdene også vært vanskelige i Norge, og mer omfattende undersøkelser og spesielle tiltak under driving har vært nødvendig. Følgende utførte anlegg ble i delrapporten valgt ut som representative for den variasjon i grunnforhold vi har i Norge:

- Frøyatunnelen (1997 - 2001). Undersjøisk vegtunnel bygget i vanskelige grunnforhold der omfattende grunnundersøkelser tolkninger var en viktig årsak til et vellykket resultat.
- Bømlafjordtunnelen (1997 - 2000). Vellykket undersjøisk vegtunnel bygget i stort sett oversiktlige grunnforhold. Undersøkelsene avdekket viktige trekk ved grunnforholdene.
- Fløyrli kraftverk (1996 - 99) med store bergtrykksproblemer i adkomsttunnelen og uvanlige spenningsvariasjoner i konusområdet.
- Meråker kraftverk (1990 - 93). Vellykket kraftverk med lange tunneler bygget i stort sett oversiktlige grunnforhold. I tunnel med TBM drift ble meget høye inndrifter oppnådd.
- Lærdalstunnelen (1995 - 2000). Vellykket 24,5 km lang tunnel i grunnfjellsbergarter. Betydelig overdekning ga som forventet sprakefjell langs store deler av tunnelen.
- Baneheia vegtunnel (1998 - 2001) med liten overdekning under et attraktivt turområde. Store krav til tetthet i tunnelen ble oppfylt ved god injeksjonsteknikk og bruk av mikrosement.
- Storhaugtunnelen (1998 - 2001). Vellykket vegtunnel med store krav til eksisterende bebyggelse. God injeksjonsteknikk med mikrosement var viktig for resultatet.
- Vardø tunnel (1979 - 82). Undersjøiske vegtunnel drevet i delvis oversiktlig geologi. Omfattende grunnundersøkelser avdekket bare delvis de vanskelige driveforholdene.
- Oslofjordtunnelen (1997 - 2000). Undersjøisk vegtunnel i stort sett oversiktlig geologi. Omfattende forundersøkelser avdekket ikke dyp erosjon til tunnelnivå av en svakhetssone.
- Fossmark kraftverk (ombygget 1985 - 87) der det oppsto store lekkasjer under oppfylling av uforet trykksjakt. Årsak: mangelfulle grunnundersøkelser/vurderinger.
- Nordkapptunnelen (1995 - 99). Undersjøisk vegtunnel i noe komplisert geologi. Grunnundersøkelsene avdekket ikke meget dårlige bergforhold langs halve tunnelen.

- Bjorøytunnelen (1993-96). Undersjøiske vegtunnel med store driveproblemer pga. den såkalte "sandsonen" som førte til meget liten inndrift i nesten 1 år og kraftig økning av kostnadene.
- Lieråsen jernbanetunnel (1963 - 71) i oversiktlig berggrunn gjennomsatt av store svakhetssoner. Til dels ugunstig trasé i forhold til svakhetssonene med stedvis meget vanskelige driveforhold. Få grunnundersøkelser ble utført før oppstart.
- Rendalen kraftverk (1966 - 71). Mange uventede, store svakhetssoner og sterk oppsprekning førte til vanskelige driveforhold, forsinkelser og stor økning av de planlagte sikringsarbeidene. Få forundersøkelser ble foretatt.
- Romeriksporten jernbanetunnel (1994 - 99) som pga. utilstrekkelig tetting påvirket naturen over samt forårsaket setninger på nærliggende bebyggelse fundamentert på leire. Dette resulterte i en 3-dobling av tunnelkostnadene.
- Rørvikskaret vegtunnel (1969 - 74). En svakhetssone med liten vinkel til tunnelen skapte stabilitetsproblem og ras under drivingen. Det ble utført meget få forundersøkelser.
- Overføring Otra - Vatnedalsvatn og tilløpstunnel til Holen kraftverk, (1978 - 82). Stedvis meget vanskelige driveforhold forårsaket av dårlig bergforhold og store vannlekkasjer.
- Vanntunnel Norsjø - Rafnes (1974 – 76). Området er gjennomsatt av mange, til dels store svakhetssoner, ofte med svelleleire. Etter oppfylling av tunnelen oppsto ras i flere av disse, hvorav 3 blokkeringsras. Utbedringsarbeidene tok et år.

Data fra disse anleggene pluss 2 andre tunnelanlegg ble i delrapporten benyttet i vurderinger av hvilket omfang grunnundersøkelsene burde hatt med dagens krav til nøyaktighet av kostnadene, se tabell 5 og figur 6.

7 ANBEFALT OMFANG AV GRUNNUNDERSØKELSER

Innledningsvis er det viktig å presisere at en forutsetning for riktig omfang er at *hensiktsmessige grunnundersøkelser blir utført rasjonelt og at resultatene blir tolket riktig og anvendt fornuftig.* Dette, som er minst like viktige som det å utføre undersøkelsene, forutsettes i de anbefalingene som er gitt i dette kapitlet.

Metoden for å estimere riktig omfang av undersøkelser tar utgangspunkt i NS 3480 og EC 7 , se seksjon 2.1, som bruker *geoteknisk prosjektklasse* for å bestemme innsatsen ved å fremskaffe grunnlagsdata og bruk av disse. Ved å introdusere *undersøkelsesklasse* (tilsvarende prosjektklasse i tabell 1) som bestemmes ut fra vurdering av *berggrunnens vanskelighetsgrad* sammenholdt med *krav til anlegget* (tilsvarende skadekonsekvensklasse), vil samme prinsipp kunne benyttes.

Undersøkelser for en tunnel eller et bergrom vil etter dette måtte tilpasses følgende:

a. *Berggrunnens vanskelighetsgrad.* Stedlige grunnforhold som geologi, tilgjengelighet til området, topografi, overdekning etc.
b. *Krav til anlegget.* Type prosjekt og de krav til sikkerhet/stabilitet, levetid det skal tilfredsstille, samt dets påvirkning av omgivelsene og de krav disse har.

Grunnundersøkelser her omfatter selve undersøkelsen, pluss tolkning av resultatene og bruk av disse i vurderinger, samt rapportering.

7.1 a. Berggrunnens vanskelighetsgrad – innvirkning av stedlige grunnforhold

Når det opptrer mer komplisert geologi enn den vi er vant til, eller når store deler av området for anlegget er dekket av løsmasser eller vann, må det gjøres en større innsats for å innhente relevante opplysninger om grunnforholdene, slik at ingeniørgeologiske kart og profiler kan utarbeides. Forvitring av bergartene, dagfjell, vegetasjon eller andre forhold som medfører redusert mulighet til å observere bergmassenes sammensetning, krever også økt innsats for å få etablert tilfredsstillende geologisk profil.

Vanskelighetsgraden av grunnforholdene for berganlegget finnes ved å tallfeste visse viktige elementer ved berggrunnen ifølge tabell 2.

Tabell 2 Rangering av grunnforhold i forhold til kostnadene for grunnundersøkelser angitt for sprengte tunneler.

GRUNNFORHOLD	Inndeling m/rangering			Kommentar
1. GEOLOGI	*enkel* 1	*oversiktlig* 1,5	*komplisert* 3	Bergarter, tektoniske strukturer, foldninger, skyvesoner etc. Hvilken innsats må til for å få et tilfredsstillende geologisk grunnlag?
2. FORVITRING I OVERFLATEN	*liten* 0,5	*moderat* 1	*stor* 2	Dagfjell, forvitring/omdanning av bergartene i terrengoverflaten som vanskeliggjør tolkning av overflate-observasjoner.
3. OVERDEKNING (løsmasser, vann, vegetasjon, bebyggelse)	*lite / ingen* 1	*moderat* 3	*betydelig*)* 5	Synlighet av bergforholdene i overflaten. Innvirker på innsatsen for å fremskaffe et tilfredsstillende ingeniørgeologisk grunnlag.
4. TILGJENGELIGHET (til terrenget)	*lett* 0,5	*moderat* 1	*vanskelig*)* 3	Adkomstmulighet til terrenget når det gjelder utførelse av undersøkelser (terreng, veger, bebyggelse, vann)
*) gjelder bl.a. undersjøiske tunneler og andre anlegg under vann og sjø				

Tabell 2 gjelder alle undersøkelser og vurderinger som er nødvendige for å fremskaffe opplysninger om grunnforholdene for et underjordsanlegg i berg. Der det foreligger informasjon om geologien (gode geologiske kart eller lignende) eller eksisterende grunnlagsmateriale/karter forutsettes at skjønnsmessig verdi (kostnadene) av dette, fratrekkes omfanget (kostnadene) av undersøkelsene som er estimert i figur 6.

Tabellen gjelder tunneler og haller som drives ut ved sprengning. Driving av tunnel med fullprofilboring (TBM) eller fresing som er mer influert av variasjon i grunnforholdene enn boring og sprengning, krever generelt større omfang av grunnundersøkelser enn sprengning. Dette er ikke nærmere vurdert.

Verdien for vanskelighetsgraden finnes ut fra summen av tallene for hver av aktuell gruppe i tabell 2 med følgende klassifisering:

a. VANSKELIGHETSGRAD	Hvor komplisert berggrunnen er og hva som må til av undersøkelser	a1. liten	a2. moderat	a3. stor
		< 5	5 – 8,5	> 8,5

7.2 b. Krav til berganlegget – sikkerhet, risiko, hensyn til omgivelser

Disse består dels av krav til sikkerhet/stabilitet i anlegget under bygging og bruk, (funksjonskrav), dels av mulighet for skader som anlegget kan påføre omgivelsene i forhold til de krav som stilles.

Tabell 3 Sammenstilling av krav til berganlegget

KRAV TIL BERGANLEGGET	Inndeling m/rangering			Kommentar
1. FUNKSJONSKRAV	lave 1	moderate 3	høye 5	Krav til stabilitet og bestandighet under bruk ut fra type anlegg og dets bruksområde.
2. RISIKO UNDER DRIVING	liten 1	moderat 2	stor 4	Fare for kollaps, store vannproblemer, farlige driveforhold (bergslag) etc.
3. MILJØPÅVIRKNING	liten 0,5	moderat 1	stor 3	Mulig innvirkning på natur (uttørkning etc.)
4. PÅVIRKNING PÅ ANDRE BYGGVERK	ingen 0,5	liten 2	stor 4	Mulighet for setninger av bebyggelse fundamentert på leiravsetninger, myr, etc

Verdi for krav til anlegget finnes ut fra summen av tallene i hver aktuell gruppe i tabell 3 med følgende klassifisering:

b. KRAV TIL BERGANLEGGET	Under bygging og drift	b1. Små	b2. Moderate	b3. Store
		< 5,5	5,5 - 11	> 11

7.3 Undersøkelsesklasser og -omfang

Undersøkelsesklassen finnes som nevnt ved å kombinere grunnforholdenes vanskelighetsgrad med krav til berganlegget slik det er gjort i tabell 4.

Tabell 4 Ut fra grunnforholdenes vanskelighetsgrad og krav til anlegget finnes undersøkelsesklassen

Definisjon av UNDERSØKELSESKLASSE		a. VANSKELIGHETSGRAD (fra tabell 2)		
		a1. Liten	a2. Moderat	a3. Stor
b. KRAV TIL ANLEGGET (fra tabell 3)	b1. Små	A	A	B
	b2. Moderate	A	B	C
	b3. Store	B	C	D

Eksempel: Bestemmelse av undersøkelsesklasse for en vanntunnel på Sørlandet med veger i nærheten.

I dette området er det:
- enkel geologi (verdi = 1),
- frisk bergoverflate (verdi = 0,5),
- lite løsmasser (verdi = 1), og
- lett adkomst til terrenget (verdi = 0,5).

Dette gir verdi 3 og plasserer tunnelen i klasse a1 Liten vanskelighetsgrad (tabell 2).

Vanntunnel på landet bevirker at det er:
- lave funksjonskrav (verdi = 1)
- liten risiko under driving av tunnelen på stigning (verdi = 1)
- liten miljøpåvirkning (verdi = 0,5)
- ingen påvirkning på andre byggverk (verdi = 0,5)

Altså verdi 3, dvs. små krav til anlegget og klasse b1 Små krav, (tabell 3).

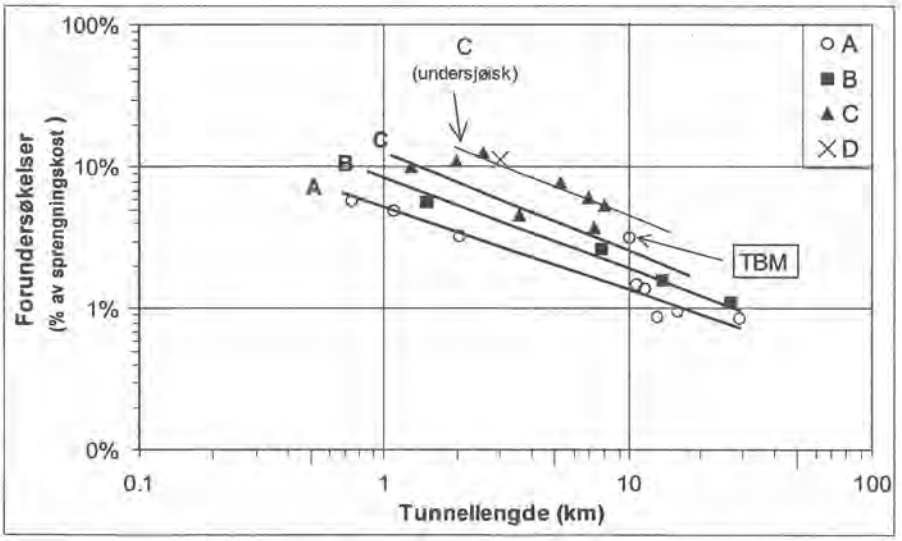
Fra tabell 4 finnes at a1 og b1 gir undersøkelsesklasse A.

For de utførte prosjektene som er beskrevet i kapittel 6 er det i den nevnte delrapporten utført en analyse av hvilket omfang grunnundersøkelsene burde hatt med dagens undersøkelsesmetoder og krav til nøyaktighet på kostnadsoverslaget i de ulike faser av planleggingen og med de krav som ellers stilles til sikkerhet under bygging. Tabell 5 viser fordeling av de ulike prosjektene i undersøkelsesklassene. Til sammen er 22 anlegg, hvorav 1 TBM tunnel, analysert.

Klasse A omfatter mange vanntunneler, mens klasse C vesentlig omfatter undersjøiske tunneler; eksemplet i klasse D gjelder Festningstunnelen.

Tabell 5 Fordeling av de utvalgte anleggene i de ulike undersøkelsesklassene angitt ved tallene i parentes

	VANSKELIGHETSGRAD			
KRAV TIL ANLEGGET	Klasse	a1	a2	a3
	b1	**A** (3)	**A** (4+TBM)	**B** (0)
	b2	**A** (1)	**B** (4)	**C** (6)
	b3	**B** (0)	**C** (2)	**D** (1)



Figur 6 Anbefalt undersøkelsesomfang (klasse A – D) som funksjon av tunnellengden for de ulike undersøkelsesklassene. Sprengningskostnader omfatter sprengning og utlasting inkl. rigg.

I figur 6 er anbefalt undersøkelsesomfang for de respektive klassene fremstilt grafisk. Det er valgt å benytte av sprengningskostnad og ikke drivekostnad som basis for beregning av undersøkelsesomfanget, fordi det under estimering av dette ofte ikke foreligger informasjon om mengden av sikring eller tetting (injeksjon). Mange vil kanskje mene at drivekostnadene (som også inkluderer sikring og tetting) burde vært lagt til grunn her fordi en tunnel i ustabile, vanskelige bergmasser som må sikres mye, i utgangspunktet bør undersøkes bedre enn en tunnel i "godt berg". Dette forholdet er det imidlertid til dels tatt hensyn til ved bestemmelse av vanskelighetsklasse. Riggkostnader som ofte er 20 – 30 % av sprengningskostnadene skal legges til enhetsprisen for sprengning slik at sprengningskostnadene blir reelle.

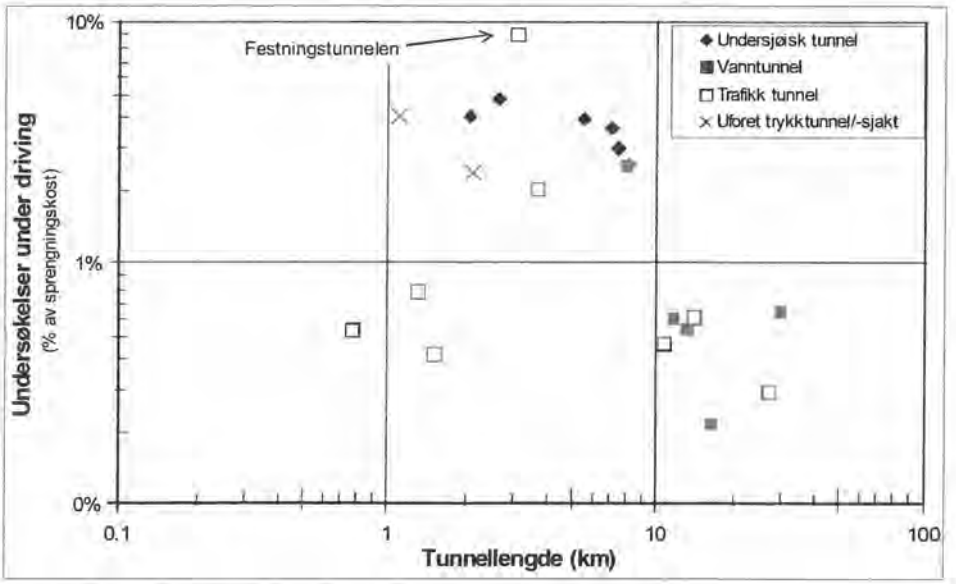
Da det etter hvert er langt større krav enn tidligere til sikkerhet i tunneler og til nøyaktighet av kostnadsoverslag som gjøres i planleggingsfasen, er det anbefalte omfanget av undersøkelser i figur 6 vesentlig større det ville vært for noen år siden.

7.4 Fordeling av undersøkelsesomfanget i de ulike planfasene

Prosjektfasene er beskrevet tidligere i seksjon 3.1. Omtrentlig fordeling av kostnadene til forundersøkelsene i de ulike fasene, basert på analyse av prosjektene i seksjon 6, er vist i tabell 6. Som det fremgår, er det stor variasjon i denne fordelingen. Dette beror blant annet på at det her er ulike typer anlegg, med eller uten påvirkning på omgivelsene, etc., samt at fordelingen av undersøkelser sikkert kan diskuteres. Det som er klart, er at det meste av forundersøkelsene bør gjøres i regulering (detalj-)planfasen.

Tabell 6 Omtrentlig fordeling av forundersøkelser i de ulike planleggingsfasene

PROSJEKT- FASE	FORUNDERSØKELSER	
	Krav til nøyaktighet på kostnadsoverslaget	Fordeling
Idé	?	1 – 5 %
Tidlig oversiktsplan	± 30 – 40 % ?	7 - 15 %
Oversiktsplan	± 25 %	15 - 35 %
Reguleringsplan	± 10 %	25 – 60 %
Byggeplan, anbud	± 10 %	10 – 30 %



Figur 7 Omfang av undersøkelser under bygging fordelt på type anlegg

Omfanget av undersøkelsene under bygging varierer sterkt med type anlegg, se figur 7. For vanntunneler ligger det på under 2 % av sprengningskostnadene, for undersjøiske tunneler samt uforete trykktunneler og –sjakter på 2 – 5 %, mens det for andre tunneler "på land" varierer sterkt.

7.5 Spesielle forhold

Tunnelutslag under vann krever som oftest at det utføres spesielle grunnundersøkelser. Dette gjelder både forundersøkelser (særlig av mulige løsmasser og ustabile og/eller vannførende soner) og undersøkelser under driving. Det er derfor ikke mulig å generalisere disse.

Likeledes krever en del *tunnelpåhugg* ofte spesielle undersøkelser tilpasset de stedlige forholdene. Det samme gjelder for *grunne tunneler* eller for partier av tunneler med liten overdekning. Slike forhold vil derfor som regel ikke falle inn under omfanget av grunnundersøkelser nevnt i forrige kapittel.

Med økende *overdekning* vil usikkerheten i prognosene generelt øke tilsvarende, da graden av ekstrapolering øker.

Andre forhold som innvirker på omfanget er:

- Type kontrakt og ikke minst kvaliteten av kontrakten er viktige forhold når det gjelder gjennomføringen av berganlegget, spesielt hvilke muligheter kontrakten gir for å takle uventede grunnforhold.
- Fastpris og rundsum kontrakter, som krever mer nøyaktig informasjon om grunnforholdene.
- Hvordan de fremkomne grunnforholdene beskrives i byggeanbudet/entreprisen.
- Andre drivemetoder enn sprengning (TBM, pigging og fresing) krever generelt bedre kjennskap til grunnforholdene og økt dokumentasjon av en del parametre. Slike drivemetoder omfattes derfor ikke av anbefalt omfang i figur 6.

Innvirkningen av alle de ovennevnte elementene på nødvendig omfang av undersøkelser er vanskelig å kvantifisere og må derfor særskilt vurderes i det enkelte tilfellet.

8 USIKKERHET OG RISIKO

Det vil alltid foreligge usikkerhet for et materiale som det geologiske der dimensjonene er så store at de ikke kan måles eller observeres og det samtidig opptrer med store variasjoner både i sammensetning og kompleksitet. Samtidig gjennomsettes materialet av bruddstrukturer av ulike dimensjoner og ujevn fordeling. Det ligger således i sakens natur, at uansett hvor grundig og omfattende det undersøkes på forhånd, vil resultatene fra grunnundersøkelser være beheftet med en viss grad av usikkerhet. Denne usikkerheten angår alle ingeniørgeologiske og bergmekaniske parametre som inngår i analyser og prosjektering, og påvirker i høy grad også beregninger av tid og kostnader.

En konsekvens av kompleksiteten til byggematerialet bergmasse og den usikkerhet som er knyttet til grunnforholdene, er derfor at det alltid vil være en viss grad av risiko forbundet med bygging av tunneler og undergrunnsanlegg. For å unngå ubehagelige overraskelser og tvistesaker er det viktig i utgangspunktet å ha en klar oppfatning om risikoen ved prosjektet, og en plan over tiltak som kan redusere denne.

8.1 Noen forhold som kan gi usikre/gale ingeniørgeologiske tolkninger

Den geologiske tolkningen må stort sett baseres på spredte overflateobservasjoner og ekstrapolering av disse mot dypet. Forekomst av så vel type og fordeling av bergarter, opptreden og

forekomst av regionale forkastninger og skyvesoner gir grunnlag for feiltolkninger og dermed usikkerhet.

Det geologiske grunnlaget danner basis for alle de videre forundersøkelsene. Således bygger den ingeniørgeologiske forundersøkelsen og beskrivelsen på den geologiske tolkningen. Er den geologiske tolkningen feil, vil derfor også de ingeniørgeologiske vurderingene være tilsvarende gale.

I tillegg til komplisert geologi, løsmasser/vann og forvitring i overflaten er det under nevnt en del viktige forhold som påvirker/øker unøyaktigheten i tolkningene og mulighetene for feil:

- Flattliggende strukturer, fordi de generelt er vanskelige å påvise under overflaten.
- Mulig forekomst av bergarter med spesielle anleggstekniske egenskaper (skifre, kvartsitter, omdannede (leirholdige) bergarter).
- Oppsprekning, som kan variere innen vide grenser. Ofte baseres tolkningen på observasjoner i overflaten der økt oppsprekning i dagfjellet øker usikkerheten på hvordan forholdene er nede i dypet.
- Bergspenninger. Her gir mulig opptreden av tektoniske eller remanente spenninger grunnlag for usikkerhet. Også lokale svakhetssoner som påvirker spenningene bidrar.
- Grunnvann. Opptreden av grunnvann i et berganlegg er noe av det vanskeligste (les: usikre) en ingeniørgeolog befatter seg med. Han vet at vannet er der, men i hvilke mengder og hvor? Det er egentlig forekomst av vannførende lag, soner eller kanaler som det behefter seg usikkerhet om.
- Vanskelighet med å tolke borkjerner der borehullet går gjennom soner og det er kjernetap eller finmateriale vaskes ut under boringen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

"MILJØ-OG SAMFUNNTJENLIGE TUNNELER"- UNDERSØKELSER OG KRAV TIL INNLEKKASJE FOR Å IVARETA DET YTRE MILJØ

"Tunnels Serving the Society and the Environment"- Investigations and leakage requirements to ensure acceptable consequences to the surroundings

Teknisk direktør Kjell Karlsrud
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Dette foredraget går gjennom hovedresultatene fra Delprosjekt B "Konsekvenser av tunnellekkasjer for det ytre miljø" under det 4-årige forskningsprogrammet "Miljø-og samfunnstjenlige tunneler" som nylig er avsluttet. Det behandler prosedyrer for å bestemme innlekkasje til tunnelanlegg og mulig påvirkning på grunnvannstand, og videre om eller i hvilken grad dette kan føre til skader på både naturmiljø (trær, planter og annen vegetasjon, vannkilder) og føre til setninger og skader på bebyggelse omkring anlegget. Videre beskrives prosedyrer for bestemmelse av akseptgrenser og metoder eller tiltak som er nødvendig for å tilfredsstille disse.

SUMMARY

The lecture gives a summary of the results from a research project dealing with consequences of tunnel leakage to the surrounding environment, and which has been part of a larger 4-year research program "Tunnels Serving the Society and the Environment" which has just been completed. It deals with methods to quantify leakage and changes it may in ground water conditions, and in turn how this may have consequences to the surrounding nature (trees, plants, and other vegetation) and water resources. The potential for the leakage to cause consolidation settlements and damage to surrounding structures is also dealt with. Measures to reduce leakage and its consequences

INNLEDNING

Det 4-årige forskningsprogrammet "Miljø-og samfunnstjenlige tunner" ble avsluttet i høst. Dette foredraget oppsummerer de viktigste resultater som er fremkommet gjennom Delprosjekt B "Konsekvenser av tunnellekkasjer for det ytre miljø". Resultatene er presentert i sluttrapporten fra delprosjektet (Karlsrud et al 2003) som er gjort tilgjengelig for alle deltagere på årets Fjellsprengningkonferanse og kan bestilles fra Vegdirektoratet. Derfor vil denne skriftlige delen av foredraget bare gi en kort oppsummering av de viktigste resultater.

Sluttrapporten fra Delprosjekt B behandler prosedyrer for å fastlegge krav til innlekkasje til tunnelanlegg ut fra hensyn til mulige skader på naturmiljø og bebyggelse omkring anlegget.

Rapporten inneholder følgende hoveddeler:

- Metoder for vurdering eller beregning av innlekkasje og mulig påvirkning på grunnvannsstand og poretrykk i omgivelsene.
- Bestemmelse av krav til innlekkasje eller akseptabel påvirkning sett i forhold til mulige konsekvenser for naturmiljøet.
- Bestemmelse av krav til innlekkasje sett i forhold til faren for setninger og skader på bebyggelse i urbane områder
- En sammenstilling av formelle krav til vurderinger og godkjenning i ulike planfaser.
- Beskrivelse av tiltak for å tilfredsstille akseptgrensene

Det etterfølgende oppsummerer kort de viktigste anbefalinger og konklusjoner for hvert av hovedtemaene.

VURDERING AV TUNNELLEKKASJE OG MULIG PÅVIRKNING PÅ GRUNNVANNSTAND

Valg av metoder for beregning av innlekkasje til et tunnelanlegg må sees i sammenhengmed tunnelanleggets potensial for å påføre omgivelsene skade.

Håndregningsmetoder og parameterstudier med enkle kontinuum modeller (porøst medium modeller) kan gi et brukbart estimat av forventet lekkasje og effekt av tetting, men er mindre egnet for å kvantifisere grunnvannsenking. Erfaringsdata vedrørende grunnvannsenking under ulike forhold og lekkasjenivåer kan imidlertid bøte på denne mangelen og styrke grunnlaget for å vurdere mulige endringer i grunnvannstand i sårbare miljøer.

Det finnes på markedet i dag et stort antall nummeriske regneprogrammer for å beregne innlekkasje og endring av grunnvannstand og poretrykk under både stasjonære og transiente tilstander. Modellene kan også få med effekt av nedbør, avrenning, kilder m.m.

Vannstrømningen i berg kan modellers på to måter:

- Berggrunnen modelleres som et ekvivalent porøst medium, også kalt kontinuum analyse
- Bergrunnen modelleres som et oppsprukket medium, også kalt diskontinuum analyse

Komplekse variasjoner i hydraulisk konduktivitet kan modelleres med både kontinuum og diskontinuum modellene, men det er ganske krevende å skaffe til veie relevante inngangsdata for gjennomføring av slik modellering. Begge typer modeller er prøvd ut i dette prosjektet.

Erfaringer viser at hydraulisk konduktivitet i et oppsprukket berg kan varierer innen meget vide grenser, og at påvirkningen grunnvannsstanden kan være av meget lokal karakter og variere mye innen lokale områder. Diskontinuum type 3D-modeller er best egnet hvis man er opptatt at slike lokale effekter.

Modellering gir et godt bilde av effekter av tetting i tunnelen og ikke minst den store forskjellen som kan være mellom en kortvarig transient tilstand og en stasjonær strømningstilstand. Et spesielt aspekt i denne sammenheng er å merke seg den betydelige reduksjon i lekkasje som kan skje i tunneler med tid som følge av en gradvis senking av grunnvannspeilet omkring tunnelen fra en tidlig transient tistand til en lagsiktig stasjonær

tilstand. Man må derfor være forsiktig med å ta målt reduksjon i lekkasje med tid som tegn på at tunnelen er blitt tettere.

En annen og meget vesentlig utfordring i forhold til praktisk modellering viser seg å være å fastlegge eller beskrive realistiske grensebetingelser. Skal man se på effekt av et tunnelanlegg, må man først kalibrere modellen slik at den gir et representativt bilde av det naturlige grunnvannsspeilet før tunneldriving under hensyntagen til effektiv infiltrasjon, vanntilførsel gjennom grunnen eller på terreng fra tilgrensende høyereliggende områder og tilsvarende avrenningen til lavereliggende områder. Dette kan være en krevende oppgave hvis man er i et kupert område, og spesielt hvis man har begrensede data å forholde seg til, både med hensyn til hvor naturlig grunnvannsstand ligger i området, og hvorledes grunnens hydrauliske konduktivitet kan variere i rommet.

Mer lokale bassenganalyser som også inkluderer hydrogeologiske parametere vil kunne gi god innsikt i faren for påvirkning av de mest utsatte våte naturtyper. Det forutsetter god kartlegging og forståelse av den lokale geohydrologi, av mektighet og type løsmasser i bassenget, og hvilke hydrauliske forbindelser bassenget har til tunnelanlegget. Generelt er det lettere å bestemme naturlig grunnvannsspeil og endringer som skjer som følge av et tunnelanlegg i slike bassenger enn det er i åser eller høydedrag. Små senkninger av grunnvannspeilet (< 1 meter) kan imidlertid ha stor betydning for naturmiljøet i slike bassenger, og vurderingene her bør tillegges stor vekt.

En vesentlig og interessant observasjon fra tilgjengelige måledata når det gjelder grunnvannsenking er at det ikke er observert endringer i avstander mer enn 2-300 m fra et tunnelanlegg. Som forventet viser dataene at grunnvannsenkingen øker med økende lekkasje, men det er betydelige sprik. Dataene viser ellers at grunnvannsenkingen vil begrense seg til mellom 0 og 5 m hvis lekkasjen er under 10 l/min pr. 100 m.

BESTEMMELSE AV LEKKASJEKRAV I NATUROMRÅDER

Sentralt er en tidlig fase med en overordnet vurdering av sannsynlighet for endring i / konsekvens for aktuelle naturtyper/-elementer og dennes størrelse, dvs en regional sårbarhetsanalyse og en grov risikovurdering. I praksis vil dette bety å definere hva som finnes innenfor tunnelens influensområde som kan tenkes å påvirkes av endringer med hensyn til grunnvannsforhold og overflatevann. Videre å vurdere hvor sårbar/følsom naturen er for slike endringer. Gjennom en slik innledende utredning defineres hvor skoen trykker og hvilke tema det må jobbes videre og mer detaljert med.

Anbefalt prosedyre for arbeidet med å bestemme krav til innlekkasje i naturområder kan ellers oppsummeres som følger:

1. Foreta en overordnet sårbarhetsanalyse av naturtyper i området. Sammen med en grov risikoanalyse vil dette gi en første oversikt over sannsynligheten for konsekvens og konsekvensens størrelse. Dette gir grunnlag for mer detaljerte analyser.
2. Vær oppmerksom på at en både trenger oversikt (geografisk) som kan utføres på et relativt grovt skalanivå, samt en del detaljer særlig knyttet til små naturelementer som kilder og vannkilder som brønner etc. For sårbare naturtyper må det utføres mer detaljerte undersøkelser både med hensyn på sårbarhet og risiko.
3. Utføre verdsetting av sårbare naturtyper for alle relevante utredningstema.
4. Beskrive akseptert konsekvens med begrunnelse i verdisettingen.

5. Så langt som mulig tallfest (eller konkretiser) akseptert endring i grunnvannsnivå, vannspeil og eller vannføring.
6. Tallfest akseptert innlekkasje i tunnel. Gjør en vurdering både med tanke på mengde per tidsenhet for aktuell tunnellengde så vel som behovet for å unngå store punktlekkasjer. Dette punktet styres av den minste aksepterte endring (mest sårbare/verdifulle naturelement langs strekningen)
7. Utarbeide strategi for eventuell justering av tunneltrase, tunneldrivingsteknikk og avbøtende tiltak med særlig oppmerksomhet på sårbare naturtyper der risiko for lekkasje er stor.

Erfaringer fra feltkartlegging omkring eksisterende tunneler så vel som relevante kunnskaper om vegetasjonens tålegrenser viser at det er de våte naturområder, det vil si områder med naturlig høy grunnvannsstand (myr eller sumpskog områder) som er mest utsatt for negativ påvirkning ved en gitt tunnel lekkasje. Her kan tetthetskravene komme ned mot ca. 5-10 l/min pr 100 m r hvis man skal unngå noen vesentlig påvirkning på vegetasjon eller åpne vannkilder.

For områder der grunnvannstanden naturlig ligger dypt vil innlekkasje til et tunnelanlegg ha liten eller ingen betydning for vegetasjonen. Man må imidlertid også ta hensyn til mulige konsekvenser for vanntilførsel til bekker, tjern og vann hvis man tapper ut store mengder grunnvann, også eventuelle eksisterende grunnvannsbrønner i området..

Ellers kan både kjemiske og fysiske forhold endres i innsjøer og tjern ved grunnvannsendringer forårsaket av lekkasje. Senkning av vannstanden i innsjøer og tjern og tilgrensende myrområder kan føre til oksidering av jernsulfidmineraler i de tørrlagte sedimentene. Dette kan videre føre til forsuring. Ved rask heving av vannstanden, uten at vannets pH har fått tid til å normalisere seg, vil surt vann kunne ledes ut i bekker og nærliggende innsjøer.

Verdisetting og akseptkriterier kan inndeles i kvalitative og kvantitative aspekter. De kvalitative, og som det ikke kan settes en direkte økonomisk verdi på, omfatter for eksempel:

- Biologisk mangfold, uberørthet, sjeldenhet, vitenskapelig og pedagogisk betydning
- Friluftsliv (for eksempel tilgjengelighet, bruksverdi, naturkvalitet, fiske og jakt)
- Nærmiljø (for eksempel arealbruk og miljøtilstand som støy og forurensning).

Vekting av slike kvalitative verdier må også sees i forhold deres betydning i en lokal, distriktmessig, nasjonal eller eventuelt global målestokk

Den kvantitative verdien er økonomisk og omfatter for eksempel, jordbruk, vannressurser for forbruk, jakt og fiske, men også friluftsliv og turisme kan komme inn i denne sammenheng.

BESTEMMELSE AV LEKKASJEKRAV I URBANOMRÅDER

Fare for poretrykksendringer og setningsskader er i første rekke knyttet til områder der det finnes marine leiravsetninger. Dette er en velkjent problemstilling som man har tatt hensyn til ved alle tunnelanlegg bygget i Osloområdet fra 1970-tallet og frem til i dag. Mye erfaringsdata har vært innsamlet over tid (Karlsrud,2000), og har, også inkludert data fra tunnelanlegg utført de siste tre årene, dannet grunnlag for følgende anbefalte prosedyre for fastlegging av krav til innlekkasje og tetting:

1. Bestemmelse av akseptert største setninger av bebyggelse langs tunnelen (total og differentialsetning)
2. Utarbeidelse av løsmassekart som dekker en korridor på 300-500 m langs begge sider av tunnelen.
3. Beregning av setninger som funksjon av poretrykksfall for ulike dyprenner (løsmasseområder) identifisert under punkt 2.
4. Identifisering av den mest setningsutsatte bygningen i hver enkelt dyprenne, og beregning av største tillatte poretrykksfall ved denne bygningen i henhold til punkt 1 og 3.
5. Beregning av største tillatt poretrykksfall rett over tunnelen basert på pkt. 4 erfaringer vedrørende sammenhengen mellom poretrykksfall og avstand til tunnelen (reduksjonen avtar typisk 2m pr. 100m)
6. Fastsettelse av tetthetskrav basert på anslått akseptabel poretykksreduksjon rett over tunnelen fra pkt.5 og erfaringsmessig sammenheng mellom innlekkasje og poretrykksfall rett over tunnelen (figur 4.3 i rapporten).

I forbindelse med punkt 2 og 3 ovenfor må man regne med å utføre en del grunnundersøkelser og laboratorieforsøk. Omfanget vil avhenge av hva som foreligger fra før av geologiske og geotekniske data. De mest aktuelle undersøkelsesmetodene er: refraksjonsseismikk, totalsonderinger (med fjellkontroll), dreietrykksonderinger, trykksonderinger (CPTU), poretrykksmålinger, prøveserier og ødometerforsøk i laboratoriet.

I tillegg til, eller som et alternativ til prosedyren beskrevet ovenfor, kan setninger og skadeomfang anslås basert på ulike scenarier for innlekkasje i tunnelen, avhengig av tetteomfanget. En slik gjennomgang kan gi et godt grunnlag for å vurdere tettekostnader mot skadekostnader.

Det kan imidlertid ikke legges til grunn, eller forventes aksept for, at en tredjepart med overlegg påføres betydelige ulemper og skader. Det er derfor ikke tilstrekkelig bare å veie tettekostnader og skadekostnader direkte mot hverandre.

I relasjon til fare for setninger og skade viser erfaringsdata fra leirfylte dyprenner i Oslo området at et poretrykksfall på 1-3 m normalt vil gi små setninger (maksimalt noen få cm) og liten fare for noen vesentlig skade. Erfaringsdataene tilsier videre at 1-3 m poretrykksreduksjon ved fjell gir en akseptabel lekkasje på 3-7 l/min pr 100 meter.

KRAV TIL VURDERINGER OG GODKJENNING I ULIKE PLANFASER

Det foreligger i dag ingen spesielle myndighetskrav som bare knytter seg til akseptabel innlekkasje i et tunnelanlegg. Man må derfor forholde seg til de krav som stilles i vanlige planprosesser. Dette vil være dekket av Statens vegvesens håndbok 021 "Vegtunneler" (2002). De sentrale kapitlene er:

H 021, Kap.1: Det formelle grunnlaget for planlegging av tunneler

- Lover og forskrifter
- Saksbehandlingsprosessen etter plan-og byggningsloven

H 021, Kap. 2: Geologiske forundersøkelser

- Tidlig oversiktplan

- Oversiktsplan (fylkesdelplan/kommunedelplan)
- Reguleringsplan
- Byggeplan/anbudsgrunnlag

H 021, Kap. 3: Hensynet til omgivelsene

- Krav og restriksjoner
- Registrering og måleprogrammer
- Krav til begrensning av lekkasjer

TILTAK FOR Å TILFREDSSTILLE AKSEPTGRENSER

Erfaringsdata viser at systematisk forinjeksjon i de fleste tilfeller vil kunne bringe lekkasjenivået i et tunnelanlegg ned til et akseptabelt nivå sett ut fra hensyn til både naturmiljø og mulige setningsskader på bebyggelse. Unntaket kan være tunneler som ligger i relativt stor dybde under grunnvannstanden (mer enn 50-100 m) og/eller der bergets egenskaper er spesielt ugunstige med hensyn til injeksjon.

Hvis forventet skadeomfang blir større enn hva som kan aksepteres selv ved en omfattende systematisk forinjeksjon har man i prinsippet tre ting å spille på:

- Etablere vanntett betongutforing på de utsatte strekningene.
- Legge opp til permanent vanninfiltrasjon for å kompensere for lekkasjen.
- Omfundamentere utsatte bygninger på peler til fjell før tunnelarbeidene starter.

Det ligger en god del usikkerhet i forhåndsvurderinger av tetthetskrav og hva disse betyr for tetteomfanget (tettekostnaden). 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 legger inn rom for en eventuell betongutforing.

Etterinjeksjon bak stuff er et tiltak som kan bidra til å redusere lekkasjer, men det blir svært kostbart hvis det skal gi samme grad av tetting som ved systematisk forinjeksjon. Etterinjeksjon bør derfor bare betraktes som en nødløsning i tilfelle andre tiltak ikke er gjennomførbare.

Vanninfiltrasjon vil det ofte bli behov for i en anleggsfase inntil en eventuell vanntett betongutforing er etablert. Vanninfiltrasjon har også blitt benyttet som et permanent tiltak på enkelte anlegg. Permanent vanninfiltrasjon er imidlertid et tiltak man ikke bør basere seg på i forkant, men iverksette i etterkant hvis man ikke har andre løsninger (Wold Magnussen og Kveldsvik, 2003).

SLUTTORD

De firmaer/ institusjoner som har bidratt faglig til Delprosjekt B er:

- NGI (Delprosjektledelse, påvirkning urbanområder, modellering med diskontinuum modeller)

- Jordforsk (Hydrogeologi, påvirkning naturområder, feltkartlegging, bassengmodellering)
- NINA (Påvirkning naturområder, tålegrenser, akseptkriterier, feltkartlegging)
- Norconsult (Modellering med kontinuum modeller)

De personer som har ført sluttrapporten i pennen er:

- Kjell Karlsrud (NGI)
- Petter Snilsberg (Jordforsk)
- Lars Erikstad (NINA)

Alf Kveen (programleder) og Mona Lindstrøm fra Vegdirektoratet har også nedlagt betydelig innsats for å få prosjektet og rapporten i havn.

Prosjektgruppens tverrfaglige sammensetning har ellers gitt grunnlag for stimulerende diskusjoner og utvikling av ideer og en felles forståelse av de viktige problemstillinger som har vært behandlet. Resultatene bør danne et godt grunnlag for å sikre at vi i fremtiden bygger "Samfunnstjenlige tunneler" uten vesentlige negative konsekvenser for omgivelsene.

REFERANSER

Karlsrud, K. (2000) Metodikk for bestemmelse av setningspotensial og lekkasjekrav i urbane områder. Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk. Oslo 2000. Foredrag, pp. 24.1 - 24.19.

Karlsrud K., Snilsberg.P, Erikstad.L (2003) Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta det ytre miljø. "Miljø-og Samfunntjenlige Tunneler"-et bransjeprosjekt. Statens vegvesen Vegdirektoratet Teknologiavdelingen Rapport Nr.103, oktober 2003

Løset.F og Karlsrud.K (2003) Sammenheng mellom grunnvannsenking og tunnellekkasje. NGI rapport 20031321-1.

Wold Magnussen.A og Kveldsvik.V (2003) Vanninfiltrasjon- Erfaringer og anbefalinger. "Miljø-og Samfunntjenlige Tunneler"-et bransjeprosjekt. Statens vegvesen Vegdirektoratet Teknologiavdelingen Rapport Nr.30, juni 2003

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

MILJØ- OG SAMFUNNSTJENLIGE TUNNELER

- Tetteteknikk

Environmental sustainable tunneling

- Pre-grouting of tunnels

Sjefing. Alf Kveen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling

Sammendrag

Tetteteknikk delprosjekt 3 i Miljø og samfunnstjenlige tunneler

Det er blitt samlet inn erfaringer om injeksjon fra mange tunneler i prosjektet. Tunnelene dekker det meste av tilfeller som en kan forvente å treffe på når det gjelder injeksjonsteknikk. Erfaringsrapportene dekker liten overdekning, stor overdekning, lett injiserbart berg, tungt injiserbart fjell m.m. Det har vært en utvikling av materialer og utstyr som gjør injeksjonsarbeidet lettere og det er større sikkerhet for å lykkes med en teknisk/økonomisk optimal sementbasert injeksjon.

Det er sterke indikasjoner på at det moderne injeksjonsarbeidet som er blitt utført de siste årene har flyttet grensen for hva som er teknisk mulig å oppnå til praktisk tett tunnel.

Noen hovedfunn i prosjektet om sementbasert systematisk forinjeksjon er:

- Berginjeksjon er et teknisk komplekst fag som krever inngående praktisk erfaring og bred geologisk bakgrunn av de som er ansvarlige for planlegging og utførelse.
- Prosjekteringsarbeider skal på bakgrunn av hydrologiske og hydrogeologiske utredninger konkludere med bl.a. kriterier for tillatt drenering av grunnvannsmagasin i berg og løsmasser ved tunnelen, og kriterier for nødvendige tettetiltak i tunnelen. Prosjekteringsarbeidet skal også angi metoder for injeksjonsarbeider og forventet tilpasning til varierende bergforhold.
- I hydrogeologisk sensitive områder skal det opprettes system for overvåking av grunnvanns-forholdene i god tid før tunneldriving starter.
- Der det er tvil om berginjeksjon alene kan innfri gitte tetthetskriterier i byggefasen, må det opprettes system for vanninfiltrasjon og/eller overrisling. Infiltrasjon skal kun være nødvendig i byggefasen.
- Berginjeksjon må i praksis baseres på gitte tetthetskriterier og tilpasses stedlige bergforhold. Avhengig av forholdene har hullantall variert mellom 7 og 80 injeksjonshull pr. injeksjonsomgang T8,5, hullengdene har vanligvis variert mellom 10 og 25 m.

- De bergforhold som er viktigst for injeksjonsstrategien er bergartstype, tektonisk påvirkning, sprekkekarakter og -orientering, sprekkefylling og spenningstilstand.
- Sementbasert injeksjonsmasse, ev. tilsatt tilsetningsstoffer, har vist seg å virke tilfredsstillende under de alle bergforhold. Kun injeksjon med sementbasert masse er beskrevet.
- Den drivende kraft bak injeksjon er injeksjonstrykket. Det må benyttes så høyt sluttrykk som forholdene tillater. Dvs. at injeksjon av hvert hull vanligvis avsluttes med trykk på 50-100 bar.
- Berginjeksjon har ved siden av tetteeffekt også stabiliserende virkning på berget.
- Lav temperatur på berget og muligens vann/sement før og under blanding sinker herdeprosessen. Med lav temperatur menes < 10 °C. Ned mot 0 °C vil herdeprosessen gå meget tregt.
- Riktig utført injeksjon kan redusere eller eliminere vann-/frostsikring.
- Det må utarbeides egen HMS-prosedyre for injeksjonsarbeider på grunn av arbeidenes spesielle karakter..
- Best mulig resultat fås ved sementbasert, systematisk forinjeksjon med tett oppfølging

Metoden foreslås kalt aktiv injeksjon og kan kort sammenfattes slik:
Prinsippet til aktiv injeksjon er at er injeksjonstrykket som er den drivende kraften bak injeksjon. Det tilstrebes så høyt sluttrykk som forholdene på stedet tillater, opp mot 100 bar. Trykkoppbyggingen i hvert hull skal være jevnt stigende og styres med å variere vann/sement (v/c) forholdet. Det tilstrebes så lavt vann/ sementforhold som mulig. Er forholdene i berget slik at trykket vanskelig lar seg bygge opp, må injeksjonen legges opp slik at dette blir mulig. Metoden krever riktig utstyr, moderne materialer, kompetanse, forståelse og tett oppfølging av hvert enkelt injeksjonshull.

Summary

The project "environmentally sustainable tunnelling" has shown it is possible to build almost watertight tunnels with very high pressure pre-grouting. The injection pressure is up to 5-10 MPa. (50-100 bar).

The method is based only on cement, cement additives and water.

The principles in the method called "active pre- grouting" are as follows:
The pressure is most important and it has to build up through the injection period. The v/c must never be over 1.2 and must be reduced until the pressure builds up, some places down to 0,5. The method requires modern equipment, additives, competent peoples and staff interesting to succeed.

1 Innledning

Deltakere i delprosjekt C er NGI, NVK, Noteby, Norconsult, GeoVita, Aquateam, Sintef, Jernbaneverket, Statens vegvesen.

Prosjektet har utarbeidet en rekke rapporter innen emnet, disse finnes på www.tunneler.no og materialet vil overtas av NFF. De redegjøres kort nedenfor.

Injeksjon er metoden for å ha kontroll med grunnvannet og med det kunne gjennomføre tunnelprosjekter i setningsømfintlige - eller sårbare natur områder.

Delprosjekt C: Tetteteknikk har bestått av følgende aktiviteter:
C1 Injeksjonssementer
C2 Injeksjonsstrategi
C3 Naturlig tetting av tunneler
C4 Vanninfiltrasjon
C6 Håndbok i injeksjonsteknikk
C8 Laboratorietesting av injeksjonssementer
C9 Dokumentasjon, Sammenstilling av erfaringer fra injeksjonsarbeidene i flere tunneler.

Prosjektet har gått igjennom og evaluert en rekke tunnelprosjekter som er blitt drevet de senere årene.

2 Mål - Tetteteknikk

Utvikle metoder og utstyr for å bestemme inntrengningsegenskaper for ulike typer sementer til bruk ved forinjisering av tunnel.

Dokumentere metoder, utstyr og gjennomføringsprosedyrer for best mulig tetting av tunneler ved forinjeksjon ut fra oppsatte tetthetskrav.

Utarbeide en håndbok i berginjeksjon som gir bransjen kjøreregler basert på de nyeste erfaringene. Redusere usikkerhet knyttet til oppnåelig tetthet, tidsbehov og kostnader, sikre gjennomførbarheten mht. konsekvenser av grunnvannssenkning for tunnelprosjekter i både tettbebygde strøk og spesielt sårbare naturområder

3 Resultater og rapporter

C1 Injeksjonssementer. Prøving av inntrengnings- og materialegenskaper i testrigg.

Hensikten med prosjektet er å finne en egnet metode for å dokumentere, beskrive og skille forskjellige typer av sementbasert injeksjons materiale. Det er utarbeidet to rapporter av Sintef .
I testen som er rapportert har hensikten vært å vurdere micro-sementenes inntrengningsevne etter ulik forbehandling i mixer. Det er ved Sintef avd. Berg og geoteknikk blitt bygget opp en testrigg for testing av inntrengningsegenskaper til injeksjons sementer. Det er også utført et forsøk på denne.

Utstyret er en sprekk laget av to glassplater lagt (0,7x1m) i mot hverandre som har et utfreset sprekkemønster med sprekkeåpning 40-200µm. Platene blir dyttet mot hverandre og er instrumentert med flow-meter. Denne sprekken blir så injisert og en ser på massens inntrengningsevne.

Rapport nr. 18: Resultatrapport fra injiseringsforsøk

B. Alteren, O. Skjølsvoll, J.O. Busklein og F. Dahl, SINTEF.
SINTEF har i regi av prosjektet bygd opp en testrigg for testing av inntrengningsegenskaper til injeksjonssementer. To sammenklemte glassplater med innfreste spor representerer sprekkemodell (dybde 40-200 μm), og instrumenter registrerer bl.a. trykk og lysgjennomgang. Rapporten samler resultatene fra ett injiseringsforsøk.
I førsøket ble injiseringsmasse forbehandlet med ulikt turtall på mikser, resultatet var at materialet mikset med høyere turtall fløt lettere. Forsøket viste at massen går for lett gjennom sprekkesystemet, og det er vanskelig å få reproduserbare resultater. Det er foreløpig vanskeligheter med å kontrollere forsøksbetingelsene og det er behov for videre utvikling av utstyret (f.eks. flowmålere, nye glassplater med mindre sprekkedybde og ev. med større ruhet).
Rapport nr. 19: Prosedyrer for injiseringsforsøk, B. Alteren og A. Beitnes, SINTEF
Prosedyrer for forsøk med SINTEFs testrigg, presentert i rapport nr. 18.

Delprosjekt C2 Injeksjonsstrategi

Hoveddelen av arbeidet på delprosjektet har til nå vært utført med praktiske utprøvinger på anlegget for T-baneringen og rapportering av dette arbeidet.

Arbeidet på T-baneringen var bl.a.:
Utprøvinger av ulike typer sementer: mikrosement og industrisement under like forhold i tunnelen, for å se på ev. forskjeller i tetthet. I tillegg er det utført laboratorieprøvinger av de samme sementtypene.
Forsøk med tidsoptimal drift: tilpassing av arbeidsoppgaver med mål å få størst mulig inndrift med tett tunnel som resultat.
Injeksjonsprosedyrer: antall hull i skjermen, tykkelse på sementblanding, injeksjonstrykk, tilpassing til lokale forhold; systematisk mot sporadisk injeksjon.

Rapport nr. 3: Injeksjon av problemsone ved byggingen av T-baneringen.
T. Åndal, NVK.

Tunnelen går gjennom en ca. 50 m bred sone bestående av en syenittgang og sideberg som er svært oppsprukket. Forinjiseringen av denne sonen ble meget krevende, rapporten beskriver i detalj hvordan anlegget løste denne utfordringen. Anlegget fikk store problemer med utgang av injeksjonsmasse i tunnelen, på og bak stuff. Tiltak: Lavt v/c-tall (0,5) fungerte bra, spesielt i kombinasjon med herdepauser. Hurtigherdende midler, mauring, etc. ga ikke positivt resultat, heller ikke forsegling med fiberarmert sprøytebetong. Det som fungerte best var innboring og fastgysing av 3 meter lange foringsrør. Hovedelementene i injeksjonen var mikrosement med Grout Aid, høyt injeksjonstrykk (45-80 bar), lavt v/c-forhold (0,5-1,0) og store masseinnganger. Både lang ytterskjerm og kort innerskjerm. Kravet til innlekkasje i sonen ble ikke oppfylt (14,9 mot krav på 7 l/min./100 m). Grunnvannsnivået ble kontrollert med poretrykksmålere og noe vanninfiltrasjon, denne dokumentasjonen gjorde at full utstøpning ble unngått. Totalt sett ble løsningen billigere enn prosjektert vanntett betongutforing ville vært.

Rapport nr. 16: Sluttrapport for injeksjonsarbeidene ved T-baneringen.
K. Boge, GeoVita, T. Åndal, O. Aasen, NVK, og R. Kjølberg, Norconsult.

Injeksjonsarbeidet under byggingen av T-baneringtunnelen er i denne rapporten grundig dokumentert. Sammendrag av erfaringene:

- Systematisk injeksjon er mindre tidkrevende enn sporadisk, og gir større sikkerhet.
- Lave v/c-forhold (< 1,0) er mest gunstig mht. herdetid, dette er uproblematisk med nye tilsettingsstoffer og injeksjonsutstyr.
- Ved lav masseinngang gis massene et "kick" (her 60-80 bar) som åpner hullene og injeksjonen kan fortsette. Dette er mulig med mikrosilika og superplastiserende tilsetning.
- Utprøvinger av industri- og mikrosement viste ingen forskjeller av betydning i denne tunnelen.
- Det ble utført forsøk med tidsoptimal injisering, målet er å oppnå tilstrekkelig tetthet med én injeksjonsrunde (avhenger av utstyr, organisering, transportsystem, tilpasning av prosedyre).

Den anvendte injeksjonsmetodikken er systematisk og produksjonsvennlig for entreprenøren, og har gitt god nok tetthet for tunnelen (med unntak av "problemsonen", se Rapport nr. 3).

Rapport nr. 33: T-bane Ullevål Stadion – Nydalen: forundersøkelser og injeksjon
Vidar Kveldsvik, NGI.
Rapporten gir en nærmere bearbeiding av store datamengder angående injeksjon og geologiske forhold. Det er funnet en viss sammenheng mellom injeksjonsmengder og registrerte lekkasjer i borhull og geologiske parametere som bergartstype, oppsprekkingsgrad og Q-verdi.

Delprosjekt C3: Naturlig tetting av tunneler. Analyser av vannlekkasjeprøver, laboratorieforsøk.

Målet i løpet av prosjektet var å komme frem til en serie med aktuelle parametee som bør kontrolleres/vurderes når man planlegger gjennomføringen av en fremtidig tunnelbygging eller annet anleggsarbeid i fjell.

Tre forhold kan bidra til tetting:

- Kjemiske utfellinger/ avleiringer
- Mikrobiologiske/biologiske forhold
- Fysiske forhold

Rapport nr. 13: Naturlig tetting av tunneler L. Hem, Aquateam.
Rapporten oppsummerer arbeidet med naturlige tetteprosesser og erfaringer så langt, presentert på NIFs kursdager januar 2002.

Rapport nr. 22: Naturlige tetteprosesser L. Hem, L. Bruås, E.A. Vik, Aquateam.
Reduksjon i innlekkasje over tid er påvist i norske tunneler. Rapporten beskriver feltundersøkelser og laboratorietester iverksatt for å kunne påvise og forstå de mekanismene som bidrar til en slik effekt, for om mulig å kunne iverksette tiltak for å fremme naturlig tetting. Undersøkelsene indikerer at utfelling av jern kan være en viktig årsak til naturlig tetting i flere av de undersjøiske tunnelene. I laboratorieforsøk ble det påvist at tilførsel av noe oksygen til et vann med mye toverdig jern medfører oksidasjon av jern og utfelling i sandfilter. Trykktapsoppbyggingen gikk vesentlig raskere med oksygen tilstede, og var også svært avhengig av kornstørrelsen på sanden i filteret. Effekt av vannets salinitet på

trykkoppbyggingen ble ikke påvist. En videreføring kan være å oksidere og felle ut jern før det kommer inn i tunnelen for derved å fremme en hurtigere tetting mht. innlekkasje.

Delprosjekt C4 Vanninfiltrasjon

Målet med dette delprosjektet er å etablere et rasjonelt grunnlag for prosjektering av vanninfiltrasjonsanlegg for å motvirke uønskede konsekvenser av innlekkasje av grunnvann til tunnelanlegg.

Rapport nr. 30: Vanninfiltrasjon, erfaringer og anbefalinger
Vidar Kveldsvik, NGI
Rapporten oppsummerer erfaringer med vanninfiltrasjon for opprettholdelse av poretykk i marine avsetninger og vanngardiner til ulike formål som å hindre lekkasje av gass og oljeprodukter fra bergrom.

Anbefalingen i rapporten for vanninfiltrasjon for opprettholdelse av poretrykk i marine avsetninger er: Metoden anbefales primært anvendt som et midlertidig tiltak i byggefasen. Permanente anlegg bør generelt unngås, og betraktes som nødløsninger.

Delprosjekt C 6: Håndbok injeksjon

I utganggangspunktet var arbeidet i delprosjektgruppen arbeid deltakelse i revisjonsarbeidet med NFFs håndbok nr 1 som var ferdig høst 2002. Det vil i tillegg bli utarbeidet en egen rapport som oppsummerer erfaringer fra injeksjonsarbeider i delprosjektet, Statens vegvesen, Teknologiavdelingen, Publikasjon nr. 104 Berginjeksjon i praksis. Det vises til prosjektrapportserien for detaljer.

Rapport nr. 29: Teoretisk og empirisk forståelse av forinjeksjon og mulighet for redusert sikringsmengde i utvalgte tunnelstrekninger.
Nick Barton, Nick Barton and Associates.

Rapporten etablerer den teoretiske bergmekaniske forståelsen for hva som skjer med moderne høytrykksinjeksjon med lave v/c forhold. Den viser til praktiske forsøk i felt og tester utført i laboratoriet. En ser på hva som skjer med bergrommet med omlagring av krefter ved en injeksjon som fører til hydraulik splitting og lettere inngang av masse. Den gir også dokumentasjon på det raske trykkfallet som finner sted ved injeksjon med masse med stor indre friksjon, lavt v/c forhold. Den tar også opp Q- verdi og en mulig sammenheng mellom bergartens injeksjonsevne. Rapporten omhandler også mulighetene for stabilitetsøkning av bergmasser ved injeksjon

Publikasjon nr 104: Berginjeksjon i praksis
Bjørn Helge Kluver, Mona Lindstrøm, Alf Kveen, Statens vegvesen

Delprosjekt C8: Laboratorietesting

Rapport nr. 4: Laboratorietesting av mikrosementer ved T-baneringen
J.V. Holm og P. Heimli, NOTEBY.
Feltprøving av sement som ble brukt under injeksjonen i T-baneringtunnelen. Formålet var å undersøke inntrengningsevne, fasthetsutvikling, analyse av korngradering og v/c-forhold.
Oppsummering av resultater:

- Filterpumpe og sandkolonne var ikke anvendbare for sementtyper og blandingsforhold brukt på anlegget, ga heller ikke tilfredsstillende gjennomtrengning i NES-apparat. Kun en laboratorieblanding ga tilfredsstillende resultater mht. inntrengning.
- God repeterbarhet på fasthetsutvikling, korngraderingsanalyser gir god kontroll på hvilke masser som inngår i blandingene. Overensstemmelse med verdier fra produsentene varierer.
- Høye vann/bindemiddelforhold gir uakseptable, lange herdetider.
- Bestemmelse av densitet gir tilfredsstillende kontroll på virkelig v/c-forhold i blandingen.

Rapport nr. 6: Laboratorieprøving av injeksjonssementer
J.V. Holm og P. Heimli, NOTEBY.
Prøvedata fra injeksjonsarbeidene ved T-baneringtunnelen, med formål å finne temperaturens betydning for injeksjonsmassens egenskaper mht. herdeforløp. Oppsummering av resultatene:

- De viktigste parametrene for mørtelens fasthetstilvekst ved injeksjon er vann/bindemiddelforholdet og temperaturen i omgivelsene (berget).
- Vann/bindemiddelforhold så høye som 1,0 bør unngås.
- Et fasthetsnivå på 20 kPa er en hensiktsmessig grense å beskrive en sements fasthetsegenskaper ved.
- Utgangstemperatur i massen ser ikke ut til å ha betydning for herdeegenskaper.
- Variasjoner i korngradering kan medføre endringer i kornenes overflateareal som kan påvirke mørtelens egenskaper.
- Temperaturmålinger tyder på at anvendt temperaturkontroll var tilfredsstillende for lave temperaturer, variasjonene var noe større for prøver som ble lagret ved ca. 21 °C.

Delprosjekt C9: Dokumentasjon

Rapport nr. 2: Injeksjon - erfaringer fra utførte tunnelprosjekter
T. Åndal, H. Andersson og O. Aasen, NVK.
En sammenstilling av erfaringer fra injeksjonsarbeidene ved 6 vegtunneler: Tåsen og Svartdal (Oslo), Lundby (Göteborg), Storhaug (Stavanger), Baneheia (Kristiansand) og Bragernes (Drammen). Tunnelene er godt dokumenterte og viser status for dagens injeksjonsstrategi og metodevalg. Tetthetskravene var strenge (mellom 2 og 15 l/min./100 m). Rapporten beskriver erfaringer mht. valgte injeksjonsstrategier, utstyr, injeksjonsmidler, utførelse og resultater i forhold til tetthetskrav.

Tunnelene representerer ulike bergmasseforhold. En oppsummering av erfaringene viser bl.a.: Systematisk forinjeksjon som hovedstrategi for tetteinnsats er vanlig ved strenge tetthetskrav, fortløpende beslutning basert på sonderboring er usikkert. Injeksjonsprogram justeres underveis basert på erfaringer, bl.a. ble tidsforbruket minimalisert. Avvik fra rutinemessig injeksjon ved f.eks. store svakhetssoner er beskrevet for de ulike tunnelene.

Tekniske komponenter har gjennomgått en stor utvikling, som gir bedre borekapasitet, bedret inntrengningsevne for sementene letter pumpingen, det kan benyttes lavere v/c-forhold og herdetiden minsker, bruk av høyere maksimalt injeksjonstrykk har økt både

inntrengningsevne og injeksjonskapasitet, bruk av flere injeksjonslinjer øker kapasiteten og effektiviteten.

Forbedringspotensiale: begrensning av antall injeksjonsmidler, videreutvikling av utstyr og materialer, optimalisering av rutinemessig injisering: ønsket tetthet på én injeksjonsrunde, optimale metoder ved kryssing av knusningssoner, det er ikke uvanlig at tetningsskjermen perforeres av sikringsbolter, lekkasjemålinger i tunnel, evaluering av tetthetskrav.

Delprosjekt A9 Dr.ing.studium.
K. Holmøy stipendiat for prosjektet, stillingen lønnes av Statens vegvesen og NTNU, og prosjektet betaler driftsmidlene (A10). Oppgaven omhandler sammenhengen mellom forundersøkelser og resultater fra tunneldriving. Resultater fra en rekke tunneler skal evalueres, det innledende arbeidet gjøres på de tunnelene prosjektet er involvert i. Oppgaven blir en videreføring av prosjektet.

4 Injeksjon

Forinjeksjon må alltid baseres på de stedlige forhold og kan i dag oppfylle alle gjeldene krav til tetthet.

Det som hovedsaklig er bestemmende for en vellykket injeksjon er avhengig av at det blir et vellykket samspill mellom de enkelte faktorene:

- Krav til tetthet og tetthetskriterier
- Personell
- Kontrakt
  - Kompetanse
- Geologiske parametere
- Bergmasseegenskaper
  - Oppsprekking (intensitet, orientering, åpning, fylling)
  - Svakhetssoner (knusningssoner, eruptivganger mv.)
  - Spenningstilstand
  - Fjelloverdekning
- Utstyr
- Materiale
- Skjermgeometri
- Injeksjonsteknikk

5 Noen viktige referanseprosjekter

Nedenfor er eksempler på spesielt krevende prosjekter som har vært utført med aktiv injeksjon og med resultat i henhold til spesifiserte krav. De representerer også helt forskjellige geologiske forhold.

Injeksjon i tunnel med liten bergoverdekning under overliggende bebyggelse

Eksempel 1. Hagantunnelen, stuff Slattum:
Tunnelen T 8,5 og T12, ble drevet i hovedsaklig syenitt med velutviklet benkning og meget høyt sprekkevolum (bergmasse A). Stedvis opptrer diabasganger med opptreden av leire i kontakt mot syenitt. Gangene er nær parallellorientert tunnelen. Bergoverdekningen er på kritiske strekninger 8-12 m. Se fig. 1. Lekkasjekravet var 5- 10 l/min pr 100 m tunnel.

Det ble stort sett boret 24 m lange skjermer systematisk med 9 m overlapp. Noen få steder ble det lagt sperreskjerm i hengen litt over hovedskjerm.

Hullantall i skjermen varierte fra ca. 25 til ca. 45 stk. med 24 m hullengde og stikning ut lik 1:5 og 1:4 (såle). Med skjerm på 45 hull var ca 9 hull inne i profilet. Injeksjonsmiddel var industrisement, mikrosement, mikrosilika, brukt alene eller i kombinasjon. SP ble alltid benyttet.

Sluttrykk var stort sett 100 bar i hvert hull. Injeksjon ble vanligvis startet opp med v/c-1,1, men raskt redusert mot 0,9, 0,7, 0,5.

I ren syenitt ble store deler av injeksjonen utført med industrisement og SP uten mikrosilika og med v/c = 0,5. Meget tørr masse ble valgt for å begrense masseutbredelse og oppnå tilsiktet trykkøkning. I noen hull var det nødvendig å bruke venteintervall og/eller forsiktig mauring selv ved v/c = 0,4.

I partier med mer lukket sprekkestruktur og diabasganger ble det stedvis injisert mikrosement og mikrosilika. V/c-forholdet ble redusert gradvis fra 1,1 mot 0,9 og 0,7 og i noen få hull mot 0,5. Sluttrykk var som før 100 bar.

Kombinasjonen lavt v/c-forhold og høyt trykk gjorde det mulig å begrense massetransporten radikalt ved siden av å ivareta god inntrengning i bergmassen nærmest tunnelen

Det høye masseforbruket, på det meste opp i 4-6 tonn/lm tunnel, må skyldes den åpne spekkestrukturen da det gjennom boring og inspeksjoner ble verifisert at masseutbredelsen stort sett var begrenset, maksimalt 8-10 m fra tunnelprofilet.

Til tross for det høye masseforbruket, ble tetthetskravene oppfylt og injeksjonen en økonomisk suksess. Det skyldes hovedsaklig at det ble benyttet industrisement i stedet for mikrosement og at mikrosilika dels kunne sløyfes. På grunn av tett oppfølging av arbeidene og kontinuerlig utprøving ble injeksjonskostnadene mot slutten presset ned mot NOK 10.000/lm tunnel (inklusive boring, tid, masse). Det foreligger dokumentasjon på at kostnaden kunne vært mange ganger så høy ved bruk av annen masse.

Eksempel 2. Storhaugtunnelen, Stavanger:

Tunnelprosjektet var meget utfordrende med fyllitt, lav bergoverdekning og ekstreme lekkasjekrav. Den har et tunnelprofil på T 8,5 og ble drevet i mekanisk svak fylitt (bergmasse C) med tildels intens oppsprekking. Det opptrer mye leire på sprekker og stikk. Bergarten regnes som tung og vanskelig å injisere. Det ble injisert systematisk langs 165 lm tunnel der bergoverdekningen var 10 m eller mindre helt nede i 4,5 m i et punkt.

Skjermene ble boret 14 m lange med overlapp 6 - 8 m. I sålen ble noen ekstra hull redusert til 8 m lengde. Den første skjermen ble boret med 34 hull som viste seg å være for lite.

Hullantall ble gradvis øket til 62 hull, hvorav 12 var inni i profilet. Dette viste seg å være tilstrekkelig til å oppnå lekkasje på 1,5 l/min pr.100 m tunnel. Kravet var 3 l/min pr. 100 m tunnel.

Denne type bergart krever ofte korte hull og høyt antall hull, fordi det er mange små sprekker med leire og vanskelig å få inn massen. Derfor må en ha trykk nok ute i hullet til å få presset inn injeksjonsmassen.

Det ble injisert med mikrosement (ultrafin 12), mikrosilika og SP40. Injeksjon av hvert hull ble startet med høyt v/c-forhold som gradvis ble senket mot v/c - 0,5 med tilhørende trykkøkning opp mot 50 bar i heng. Nede i profilet i sluttrykket opptil 70 bar.

Det ble notert tilfeller av utgang i dagen over tunnelen der bergoverdekningen var minst. Stort sett ble utgang (også i tunnel) stoppet ved å akselerere herdingen med herdeakslerator. På injisert strekning gikk det med i overkant av 1000 kg injeksjonsmasse pr. løpemeter tunnel hvilket er en tredjedel av gjennomsnittlig masseforbruk i syenitt på Hagantunnelen. Likevel ble injeksjonskostnadene i gjennomsnitt pr løpemeter tunnel tilnærmet tre ganger så høye som på Hagantunnelen.
Dette viser at type masse som benyttes har meget stor betydning for kostnadene. Det fordi forholdene på Storhaug nødvendiggjorde bruk av kostbar masse.

Eksempel 3. T-baneringen i Oslo

T-baneringen
1240 m mellom Ullevål og Nydalen. Samferdselsetaten i Oslo, Veidekke. 2000 gjennomslag januar 2002. Delprosjekt C har utført arbeid i nært samarbeid med tunnelanlegget, med utprøvinger av metoder og utstyr, oppfølging under driving. Det ble lagt til rette for ulike forsøk i forbindelse med drivingen, organisert på en slik måte at entreprenøren ikke ble hindret eller forsinket. Injeksjonen i tunnelen var vellykket, kravene til innlekkasje er oppfylt med enkle og effektive metoder. Arbeidet er godt dokumentert. Tunnelen går under et tettbebygd område med strenge krav til grunnvannsnivå. Det var problemer under byggingen av Tåsentunnelen like ved, her måtte det installeres permanent vanninfiltrasjon. Se prosjektrapport 2,3,16.

(Fra rapport 16) Gjennom prosjektet miljø- og samfunnstjenlige tunneler har det vært sterk fokus på injeksjonsarbeidene som har vært utført på fjelltunnelen ved T-baneringen. En omfattende mengde data er samlet inn og sammenstilt for å dra mest mulig erfaring og kunnskap ut av injeksjonsarbeidene som er utført på dette anlegget. Man har lagt vekt på å dokumentere de utførte arbeider og de erfaringer som etter vår mening kan trekkes av disse.

Viktige hovedmål for både FoU-prosjektet og tunnelprosjektet har vært å få til en injeksjonsmetodikk som ga en tilstrekkelig tett tunnel på enkel måte og korteste mulig tid under de varierende geologiske forhold. I tillegg har man sett spesielt på noen utvalgte temaer:

- Sporadisk kontra systematisk injeksjon
- Optimale V/C-forhold, tilsetningsstoffer og injeksjonstrykk
- Utprøving av Industrisement kontra mikrosement
- Tilstrekkelig tetthet gjennom 1 injeksjonsrunde
- Tidsoptimalisering av hele injeksjonssyklusen

Gjennom de data som er samlet inn og sammenstilt, har vi fått en del erkjennelser og erfaringer som støtter de påstander som er fremført. Udiskutable "beviser" er vanskelig å etablere på dette fagområdet .

Sporadisk/systematisk En ble tidlig klar over at sporadisk injeksjon ikke var en god nok metode for å få tett nok tunnel. Grunnlaget for sammenligning mellom sporadisk injeksjon (etter vurdering basert på sonderboring), og systematisk injeksjon etter hver andre / tredje salve er derfor begrenset. Målingene som er gjort viser at tidsforbruket ved sporadisk injisering er større enn ved systematisk. I områder der kravene til tetthet er moderate er risikoen for å ikke oppfylle kravet stort pga at lekkasjene flytter seg til områder som ikke ble injisert.

V/C-forhold Det er behov for å benytte sementtyper som gir tilstrekkelig tetthet på kortest mulig tid. For å redusere herdetiden, må det unngås v/c-tall over 1,0. Nye tilsetningsstoffer og bedre injeksjonsutstyr generelt har gjort det mindre problematisk å bruke lave v/c-forhold. Laboratorieforsøk utført på de blandereseptene og materialene som var brukt på dette prosjektet viste at høye v/c-forhold (>1.0) var ugunstig for herdeforløpet, ved at herdetiden økte vesentlig.

Trykk På mange borehull hvor masseinngangen i utgangspunktet var lav, viste det seg effektivt å gi massene et trykk "kick" (her 60-80 bar). Svært ofte åpnet det hullene og en kunne fortsette injeksjonen ved "normale" trykk (20-40 bar). Kombinasjonsbruken av mikrosilika (her Grout Aid) og superplastifiserende tilsetning (her Rescon HP) til sementene har her bidratt til å gjøre slik trykkfilosofi mulig uten å blokkere masseinngangen.

Industri-/mikrosement Utprøvingen og sammenligningen mellom Industri- og mikrosement er utført på flere sammenlignbare strekninger, og alle viser at forskjellen på tetteresultatet er ubetydelig. Det er derfor nærliggende å trekke den konklusjonen at samme tetthet kunne vært oppnådd for hele denne tunnelen kun ved bruk av industrisement.

Dersom denne konklusjonen er riktig, ville bruk av bare Industrisement ført til et enklere injeksjonsopplegg med betydelige besparelser, både med hensyn på tid og kostnader.

Oslofeltets sedimentære bergarter er i utgangspunktet relativt tette med tynne, ofte leirfylte sprekker. Erfaringsmessig har disse bergartene vært vanskelig å tette. Med unntak av andre skiferbergarter, har de fleste andre norske bergarter et mer åpent sprekkesystem som gjør de lettere å injisere.

Konklusjonen fra T-baneringen bør derfor være gyldig også for andre typer bergarter enn leirskifer og knollekalk.

Tidsoptimalisering Den overordnede målsetting for tidsoptimal injeksjon er pr. definisjon å oppnå størst mulig inndrift med tett nok tunnel.
En injeksjonsrunde I utgangspunktet medfører dette at en må tilstrebe å oppnå tilstrekkelig tetthet med én injeksjonsrunde. Utstyret må være moderne og veltilpasset og med tilstrekkelig kapasitet, likeledes med god mannskapsorganisering og effektivt transportsystem. Kontrakten må gi rom for en innkjøringsperiode med tilpassing av tidsoptimal injeksjonsprosedyre.

Det må tilstrebes et fleksibelt opplegg som kan tilpasses varierende injeksjonsforhold og lekkasjekrav. Lengde av injeksjonsskjerm og drivelengde mellom hver injeksjonsomgang må tilpasses skiftordningen og eventuelle tidsrestriksjoner. Minst mulig dødtid må tilstrebes.

Pakkere Bruk av engangspakkere synes mest tidsgunstig. Det må tilstrebes størst mulig inndrift pr. salve.

Optimal skjermgeometri Ved T-baneringen synes en injeksjonsprosedyre bestående av 32 stk. 21 m lange injeksjonshull, én injeksjonsrunde og 2 salver mellom hver injeksjonsomgang å ha vært mest tidsoptimal.

Tåsen og T-baneringen Det ble lagt ned en annen og større tetteinnsats i T-baneringen enn i Tåsen-tunnelene, noe som ga et klart bedre tetteresultat og som har medført at en har unngått setningsskader og etablering av permanente infiltrasjonsbrønner. Denne erfaringen er spesielt viktig sett på bakgrunn av at bergmasseforholdene på de to prosjektene må anses som identiske.
Den anvendte injeksjonsmetodikken er meget "robust", idet den er meget systematisk og produksjonsvennlig for entreprenøren, og har gitt god nok tetthet under de varierende bergmasseforhold på T-baneringen

6 Aktiv injeksjon

På bakgrunn av erfaringene fra senere prosjekters injeksjon(sammenstilt i rapporter fra " Miljø- og samfunnstjenlige tunneler) så synes det som bransjen er kommet et langt skritt videre i forhold til grunnvannskontroll, og mulighet til å tilfredsstille innlekkasjekrav ned mot tørr tunnel med minimal innlekkasje.

Det innføres et nytt begrep aktiv injeksjon. Dette er begrunnet i et behov for å skille de senere erfaringer med injeksjon (Storhaug, T-baneringen, Hagan m.fl.) fra injeksjonsarbeider i andre tunneler. Prinsippet til aktiv injeksjon er fokus på at det er injeksjonstrykket som er den drivende kraften bak injeksjon. Det tilstrebes så høyt sluttrykk som forholdene på stedet tillater, opp mot 100 bar. Trykkoppbyggingen i hvert hull skal være jevnt stigende og styres med å variere vann/sement (v/c) forholdet. Det tilstrebes så lavt vann/ sementforhold som mulig. Metoden forutsetter aktiv styring/ oppfølging av hvert injeksjonshull.

Er forholdene i berget slik at trykket vanskelig lar seg bygge opp, må injeksjonen legges opp slik at dette blir mulig. Dette kan gjøres på flere måter: skifte over til masse som gir økt injeksjonsmotstand, legge inn pauser under injeksjon av hvert hull med stor masseinngang, injisere en ytre skjerm før injeksjon utføres av berget nær tunnelen eller anvende akselerator eller herder, fjerne microsilica eller tilsette mauringsmasse.

Aktiv injeksjon krever forståelse og fokus på følgende punkter:

- **Bergets egenskaper**
- **Injeksjonstrykk**
- **Injeksjonsmassens egenskaper**
- **Utbredelse og inntrengning av injeksjonsmasse**
- **Mengde injeksjonsmasse**

- **Injeksjonsskjermens geometri og hullantall**
- **Mauring**

Avhengig av stedlige forhold kan andre faktorer være viktige.

Hensikten med berginjeksjon er å injisere tetningsmasse i bergets vannførende volum for å hindre at lekkasjer inn i bergrom overskrider gitte kriterier. Arbeidene utføres iht. tetthetskrav og de til enhver tid stedlige forhold som avstand fra tunnel til dagen og nærliggende byggverk, bergoverdekning og bergmassebeskaffenhet som innspenning, oppsprekking, sprekkefylling og elastiske egenskaper m.v.

Når best mulig injeksjonsopplegg skal utvikles i en tunnel, er det vanligvis riktig å ta utgangspunkt i et opplegg som innebærer tiltak som er i overkant av de som oppfyller gitte tetthetskrav for aktuell bergmasse. All injeksjon bør utføres på basis av prøve og feileprinsippet for å optimalisere injeksjonen underveis iht. vekslende bergforhold.

Det er viktig at arbeidet utføres slik at både utførende og berørte har sikkerhet for at kravene oppnås.

Under injeksjon av hvert hull må v/c-forholdet vurderes fortløpende og videre opplegg varieres i henhold til trykkoppbyggingen. Trykkoppbyggingen skal være jevnt stigende. Ingen, eller meget lav trykkøkning over tid, betyr oftest for høyt v/c-forhold. For rask trykkoppbygging betyr gjerne for lavt v/c-forhold som reduserer eller ødelegger hullets evne til å motta mer masse.

Trykkutviklingen i hvert hull styres gjerne ved å regulere injeksjonsmassens v/c – forhold. Tørr masse gir rask trykkstigning, vannholdig masse motsatt. Trykkstigning kan også skje uten redusering av v/c-forhold, i lavkonduktiv bergmasse.

Det vises for øvrig til "Miljø- og samfunnstjenlige tunnelers Publikasjon 103 Berginjeksjon i praksis, Statens vegvesen, Teknologiavdeling som tar for seg hele metoden.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

Vegtunneler i 100 år

Geir Paulsrud, Norsk vegmuseum

Tunneler og tunneler – veg, jernbane, vann; formålene kan være så mange. Det kan også være innholdet i fjellet som er viktig. Gjennom noen hundre år har man i Vest-Europa fått erfaring med å åpne fjellet. Vegetaten kom seint i gang. Tradisjonelt har man forsøkt å bygge seg over eller rundt fjell. Med dynamitten ble det lettere å sprenge i fjell, men lenge var det heller sprengt skjæringer og såkalte halvtunneler enn hull. Tunnel som vegutløsning kom først for alvor i gang med den store gullalderen innen vegbygging som kom fra slutten av 1960tallet. Men da kom det til gjengjeld i fult monn. I dag har vi vel ca 800 vegtunneler hvorav 23 er kvalifisert til tittelen undersjøiske. Her er et kort sammendrag av noen momenter fra den historien.

Den spede begynnelse
Dynamitten var en utfordring for kontorsjef Hans Hagerup Krag ved Vegdirektørkontoret. Han var svært opptatt av å følge med i utviklingen av ny teknologi. Et par år etter at Alfred Nobel hadde tatt ut patent på dynamitten ser det ut til at Vegvesenet har tatt den i bruk i Askeklova i Bamble, Telemark. (Årbok for Norsk vegmuseum1999 side 92 -94). Det var bror til Hans Hagerup, nemlig Peter Rasmus Krag som var planlegger av den Vestlandske hovedveg som ble bygget her. I 1868 -69 arbeidet sluskelagene i tau nedover fjellsiden i Askeklova. Det ble boret hull som ble sprengt ut med oppvarmet sprengolje. Det var heller ingen gammel teknikk, det tradisjonelle var svartkrutt.

Til denne skrenten i Askeklova ble det så brakt en kasse dynamitt. Sannsynligvis er dette første gang dynamitt er brukt ved Statens veganlegg.. Dynamitt kom fort i produksjon her i landet. Ved Lysaker ble det fabrikkdrift allerede fra 1868 og Hans Hagerup Krag som ble vegdirektør fra 1874 var nok kunde fra første øyeblikk.

Hovedsakelig var det skjæringer og såkalte halvtunneler som ble skutt ut. Mellom annet ble vegen lagt om i Lærdal rundt Klanten i 1872 til erstatning for den beryktede Vindhellavegen rett vest for Borgund. Noen kilometer lenger ned i dalen hadde Vegfinne i 1843 bygget vegen rett over Seltåsen. Nå ble den lagt langs elva igjen med halvtunneler. Det vil si at man sprengte seg inn i fjellet slik at man fikk en delvis overdekning av vegen. Denne løsningen kunne bli tatt i bruk i mye større grad med dynamitt og var den vanlige løsningen fram til ut andre verdenskrig. Det gjorde at man kunne bygge veg der det før mer eller mindre var regnet som praktisk umulig å bygge veg. Halvtunneler kunne gjerne kombineres med flotte murer og er den dag i dag noe av det mer spektakulære vi kan beundre av vegbygging. Dessverre er det meste av halvtunnelene sprengt ut ved senere forbedringer, det ble også gjerne slått små tunneler der det låg til rette for det. Nettopp den tyske Wehrmacht var svært opptatt av framkommelighet og det og fikk sprengt tunneler på kritiske steder som nettopp ved Seltåsen i Lærdal under krigen for å gjøre sikrere vinterveger. Samme utvikling ser vi også langs

Mjøsa ved Skreia. Der var før øvrig Knut Pedersen, som senere fikk etternavnet Hamsun, flisegutt i 1871.

De tidlige tunneler

Jernbanetraseer har en annen linjeføring og her var det vanskelig å komme utenom å bygge tunneler. Vegvesenet skulle ha mest mulig vegmeter for hver daler og senere krone. Å sprenge fjell var dyrt så det ønsket man å gjøre minst mulig av. Dynamitten gjorde at man kunne tenke mer rasjonell drift også i forhold til fjell, og det kunne være fristende å tenke mer tunnel. Hans H Krag var helt sikkert veldig opptatt av dette, men han måtte finne det forsvarlig både økonomisk og samfunnsmessig. Rundt 1895 ser det ut til at de første tunnelene blir sprengt ut. Det er i vegen ved Eidfjordvatnet som regnes for å ha den eldste vegtunnelen. Den var opprinnelig 3 m høg og 25 m lang. I Bratlandsdalen frå Røldal og mot Suldal og langs vegen fra Odda til Ullensvang var det noen tidlige eksemplarer av tunneler. I 1898 var det en vegtunnel i Kårdal i Sogn og Fjordane som var på 98 m. Det var svært langt på den tida.



Tokagjelet i Kvam i Hardanger stod ferdig i 1907 og var et vågestykke av veg i en blanding av å være hogd ut som en hylle i berget og med små korte tunneler gjennom bergnabbene. Dette var vegen fra Kvam over Kvamskogen og mot Bergen. Etter hvert ble vegen forlenget innover Hardangerfjorden med ferja Kvanndal – Kinsarvik, vegen opp Måbødalen (1916) og over Hardangervidda, var etter andre verdenskrig en viktig veg mellom Oslo og Bergen på

sommerstid. I 1954 ble derfor vegen over Tokagjelet utvidet noe, men fortsatt var den sammen med Måbødalen av de strekninger som turistene snakket om etter å ha reist der.

Det var slettes ikke bare på Vestlandet det foregikk vegbygging. I 1923 stod den nye vegen rundt Fånefjell i Setesdalen ferdig. Endelig var det en veg som kunne kjøres noenlunde bekvemt med bil oppover Setesdalen. Her var det ikke snakk om tunneler, bare en lang hylle og delvis en halvtunnel. Vegen var grei nok en solrik sommerdag, man var imponert over at vegingeniørene hadde sprengt slik hylle i fjellet. En helt flat veg uten den bratte brekka over åsen som hadde blitt bygget 1842. Men i vinterhalvåret var det mye problem med issprang og snøras. I 1940 bygget man rasoverbygg på deler av vegen som senere ble fjernet. I 1962 ble vegen så erstattet av en tunnel tvert gjennom fjellet, delvis også fordi halvtunnelen var for lav for anleggstrafikken til Brokke kraftverk.

Anleggerne
Hvem var de som bygget tunnelene? Renhårig slusk? Jo visst var de det. Det var som anleggsfolk flest svært stolte og selvstendige fagarbeidere. Oppsynsmannen eller anleggsingeniøren plukket seg ut arbeidsledere som ofte selv satte opp arbeidslaget. Det var gjerne en gjeng på seks personer som arbeidet sammen og hadde akkord. Å bygge tunneler hadde jo noen andre utfordringer enn å arbeide med grusskjæringer og fyllinger. Man var svært avhengig av en god smed for stadig kvessing av bor, ellers var ca 0,4 - 0,5 m hull passe timesverk for boring i normalt fjell. Ellers måtte en slå liggere og engelskmenn. Det var mye ekspertise i hvordan dette skulle foregå. Med dynamitt skulle det brennes en gryte i enden av hullet for å få plass til nok dynamitt når rette salven skulle gå av. Dynamitten var ofte regnet som en del av akkorden, basen var derfor ofte nøyeregnende på bruken av sprengstoff.

Verken tunneler eller halvtunneler var særlig miljøvennlige arbeidsplasser. Inne i tunnelene var de avgasser og tett. Fram til 1960tallet var riktignok de fleste tunneler relativt korte, så veganleggsmiljøet var nok bedre stilt med hensyn til frisk luft en det hadde vært både på jernbanetunnelene og ikke minst vassdragsutbyggingen. Ulykkene var det hos alle parter, i miljøet var det også opp i mot vår nære fortid ikke uvanlig å regne to dødsfall pr kilometer tunnel. I alle fjellskjøringene var det nok ofte så som så med sikring mot fallulykker. Den erfarne slusken visste nok å passe seg, men der byggingen var en del basert på sysselsetting, som det var svært mye av i mellomkrigstiden kunne det være mye dødsfall. Trollstigen ble også bygget som en typisk sysselsettingsveg, der mye av arbeidet var å sprenge ut fjellet. Jeg har ingen oppgave over ulykker på det anlegget. Sysselsettingsarbeid kunne være så mangt. Det var også vanlig å pukke stein vinterstid gjennom å sprenge vekk en fjellrygg midt i en sving og bruke massen til berelag i vegen på et nærmere angitt sted. Vegvoktere kunne gjerne bli satt til slikt arbeid vinterstid.



Gullalderen i vegbygging
Etter andre verdenskrigen var vegnettet totalt nedslitt, det var lenge restriksjoner på kjøretøy. Rundt 1960 skjedde det mye, m.a. ble bilen frigitt og de helt store tidkrevende køene begynte å danne seg i de store byene. Det ble bygget veger ut mot veglause strøk både langs kysten og i innlandet. Hesten blir etter hvert mer sjelden og det blir økende vegarealer med fast dekke. Akseltrykket blir etter hvert økt, etter at det i mange år har vært vanlig med dispensasjon fra 6 tonn på mange av riksvegene våre. Det ble slått noen tunneler også, men ikke veldig mye. Stamvegene begynner å få fokus, og med Norsk vegplan fra 1968 blir det en planmessig utbygging av vegene. Distriktsprofilen gjorde at det var særlig distriktsnorge som fikk vegutløsning. De store byene beholdt sine trafikkproblemer lengre en strengt tatt nødvendig.

En effekt av fritt bilhold er for øvrig at den tradisjonelle slusken forsvinner. I større og større grad kan han reise hjem hver helg eller i enkelte tilfeller hver kveld. Likevel blant fjellsprengningsfolk var det kanskje noe større mobilitet. De måtte dit det skulle sprenges. Men selvfølgelig er det mange andre årsaker til at anleggsmiljøet endrer seg. Alkohol har tradisjonelt vært en fare ved anleggene som man har forsøkt å begrense. For å bedre arbeidsmiljøet ble det nå helt forbudt å drikke øl på jobb, man ble ganske enkelt sparket.

Pressluftsboret hadde for lengst tatt over for håndredskap og det skjedde mye med overgang til maskinell behandling av sprengt masse etc. I 1963 ble en Ljøfjelltunnelen på vegen Stranda Hellesylt på hele 3 km åpnet. Fagmiljøet i Vegvesenet skjønte at tunneler ville bli viktige. Innen tunnelteknologien hadde det skjedd mye og interessant utvikling. Her var det mye å gripe fatt i og det ble investert mye FoU-midler i forsking på temaet. Sikkerhet, sikring av fjell med bolter og sprøytebetong, avgasproblematikk, større effetivitet, nye sprengsofftyper

(slurry) kan være stikkord. Det ble lagt større og større vekt på arbeidmiljø og HMS-arbeid. Arbeidsulykker skulle elimineres.

Vinteråpne fjelloverganger

Mye av arbeidet i Statens vegvesen hadde vært preget av sysselsetting og det var av og til en kilde til en faglig konflikt hos ingeniørene i vegvesenet om det å måtte ta hensyn til sysselsetting. Vegvesenet måtte ta hensyn til dette langt inn i 1960-tallet. Men med Vegplanen kom også nye krav på mange områder. Men kravet til mobilitet ble større. Stamvegnettet ble prioritert. Sikre fjelloverganger vinterstid ble en viktig oppgave. I 1968 stod den nye tunnelen over Haukeli ferdig. Samtidig var det bygget en brøytestasjon og investert i spesialbygde snøfresere på hjulstell for å kunne holde vegene oppe. Forut for byggingen av vegen var det foretatt nøye studier av snøforholdene.

Ti år etter var den nye Strynefjellsvegen åpnet. Det var blant annet tunneler på til sammen nærmere 11 kilometer som gjorde overfarten noe tryggere. Tunnelfylkene framfor noen i Statens vegvesen var Sogn og Fjordane og Hordaland. Bergens forbindelse med omverdenen ble mer og mer avhengig av bilen og utover på 70, 80 og 90talletble det bygget tunnel etter tunnel innover landet i mot Voss og med tunnelene fra Flåm til Gudvangen og ikke minst under Stalheimskleiva var også veglinja Oslo – Bergen åpnet for store deler av året. Med Lærdalstunnelen var man så å si sikret framkommelighet hver dag. Den utviklingen som har skjedd fra 1970tallet og fram til 2000 var formidabel. Fra en tid da det var trykkluftbor ble det etter hvert hydrauliske borrerigger. En av de første skikkelig moderne riggene som ble tatt i bruk i Vegvesenet var DC 15 OH produsert av Atlas Copco i 1978. Dette var den første elektroriggen. Den har 4 borarmer og en renskerigg og ble brukt første gang i Arnapipa og elles over store deler av Hordaland. Den ble dessuten brukt til Holmestrandtunnelen så den fikk seg også en tur over til Oslofjorden..

Hordaland var også flinke på å drive PR. Helt spesielt var det med Madam Felle, et eksperiment med fullprofilmaskin (TBM) for to vegløp gjennom Fløyfjellet. Madam Felle gjorde jobben uten mye rystelser, men det ble nok en betinget suksess på grunn av kostnadene. Men gjett om Madam Felle ble et begrep langt utenfor anleggsmenigheten. Også Lærdalstunnelen som ble bygget på slutten 90tallet fikk mye oppmerksomhet, med studieturer av delegasjoner fra hele verden. Ikke noe rart at det trengtes et profesjonelt informasjonsopplegg.



Da det på 1980-tallet ble åpnet for finansiering av veg gjennom bompengeordninger resulterte i en eksplosjon av nye veganlegg. Deriblant mye knask når det gjelder tunneler. Vegvesenets tradisjon var å bygge selv, både veger, bruer og tunneler. Nå ble det åpnet for andre til å konkurrere om de store utbyggingene og nå er bildet snudd helt om. Vegvesenet er bare blitt en bestiller og forvalter. Men bransjen må fortsatt forholde seg til en statlig entreprenør, men den skal konkurrere på like fot med resten av bransjen.

Undersjøiske tunneler
1982 var et merkeår i Norge, da ble det nemlig bygget den første undersjøiske tunnel. Det var Vadsø-tunnelen. Vår store faglige ekspert teknisk direktør Arne Grotterød hevdet imidlertid at det ikke var noe prinsipiell forskjell fra en vanlig tunnel under grunnvannsnivå, men for de fleste handler det noe om det psykologiske. I dag er det 23 undersjøiske tunneler her i landet, hvorav den siste store var den ved Drøbak over til Hurumlandet. Her fikk man feil på pumpesystemene og det ble oversvømmelse, samtidig som dagsavisene hadde fokusert på nytt EU-reglement om sikkerhet når det gjelder vegtunneler.

Ellers har jeg lyst på å nevne Ole Singstad som en ingeniør som ikke har virket i Norge, men som løste avgassproblemet i undersjøiske tunneler i det store utland. Ellers vil jeg tro at mange av der kjenner Gabriel Frøholms tre bøker om VEG som kom tidlig på 1970tallet. Undertittelen på to av dem er; *Med bru og tunnel skal vegen kortast og tryggjast* og *Dobbeltunnel kan gjere vegane kortare flatare, billegare tenlegare og trygggare.* De må ikke glemmes i en slik forsamling.

Vegutløysing i de store byene
Tunneler vart også en praktisk løsning for de flest av de større byene her i Norge for å føre en større eller mindre del av trafikken gjennom. I Bergen fikk man alt fra 1957 bygget tunneler og bru ved et finansieringsselskap. Først på 1980 og -90tallet ble det imidlertid bygget ut et vegsystem som fikk gjort noe alvorlig med trafikkproblemene. Her var flere tunneler viktig for de gode løsninger. Det samme gjaldt Oslo. Her hadde politikerne bestemt seg for Grunnlinjen mellom Østbanen og Vestbanen for å løse trafikken øst vest gjennom sentrum. I 1979 ble det med ett en ny vending og Fjellinjen ble utredet – en ganske mye større utbygging. Denne ble vedtatt i 1989 og arbeidet satt i gang. Etter hvert begynner det å bli mange tunneler til å ta unna trafikken; Galgeberg, Ekeberg, Ryen, Tåsen, Granfoss og snart Bjørvika. Kanskje vil trollet under Ekeberg synes det er nok forstyrrelser når rushet går over frokostbordet hans hver morgen. I alle fall er det interessant at det skulle gå så lang tid før man endelig grep fatt i trafikkløsninger i storbyene.

Noen sluttrefleksjoner
Vegtunnelene har mange spennende aspekt. Det kan være kampen med fjellet, enten det er sprakeberg eller løsmasse som skal forseres eller logistikken rundt det å sprenge berg. Det kan være politikken rundt vegløsningene. Det har jo vært en kontinuerlig utvikling i sprengningsteknologi den siste 50 år som ligner mer på en revolusjon enn evolusjon. Det gjelder også sprengstoffet og tenningsteknologien. Det sosiale rundt tunneler er alltid interessant. Tunnelfolk har liten mulighet til å forstille seg, de er som regel rett på sak, med friske meninger og fri språkføring, det er en fin tradisjon å ta med seg.

Skandaler kunne være en spennende overskrift, vi har flere i friskt minne. Likevel tror jeg at når ettertida skal dømme så har vegtunnelene vært en velsignelse for landet og ikke minst for gode transportløsninger. Den jeg hadde nær sagt eksplosive teknologien har blitt god ikke

bare for vegbygging men for de mange oppgaver samfunnet skal løse eller ha løst. På Norsk vegmuseum holder vi på å bygge et Fjellsprengningsmuseum. Dette vil ta for seg alle typer fjellsprengning fortrinnsvis utvikling av teknologien, samt den sosiale dimensjonen. Det åpner sommeren 2004. Dere er hjertelig velkomne til å komme å oppleve det. For dere burde det være en mulighet til å få satt livet som fjellsprengere inn i en historisk dimensjon. Dere har vært med å bygge landet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

UNDERVANNSSPRENGNING FOR FULLSKALA TESTBRØNN – COAST CENTER BASE, ÅGOTNES

Underwater Blasting for a Full-Scale Sub-Sea Test Well – COAST CENTER BASE, near Bergen, Norway

Sjefingeniør Arve Fauske, Dyno Nobel

SAMMENDRAG

I løpet av høsten 2002 ble det gjennomført et velykket sprengningsprosjekt under vann på Coast Center Base (CCB) ved Ågotnes utenfor Bergen. Sprengningsprosjektet var det første steget i etableringen av Norges første undersjøiske testbrønn med tilknytning til land, som gjør det mulig å simulere de fleste brønnforhold offshore.
Sjøentreprenøren AS fikk oppdraget å sprenge ut den 40 meter dype, halvsirkulære loddsjakten ned til nærmere 50 meters vanndyp kloss inntil CCB-basens dypvannskai.
Presis boring, riktig valg av sprengstoffer og tennmidler samt utføring av state-of-the art sprengningsteknikk var viktige bidrag til et godt sprengingsresultat under spesielt utfordrende forhold.

SUMMARY

A successful underwater blasting project was carried out in the fall of 2002 at the oil-exploration Coast Center Base (CCB) situated at Ågotnes outside Bergen. The blasting project took place in an area close to the center's deep-water harbor. This was the initial step in the establishment of Norway's first sub-sea test well with direct onshore access. This land-based test well makes it possible to simulate most oil well environments offshore.
The blasting job consisted of excavating a 40-meters deep, half-circle shaped, vertical shaft down to a water depth of approximately 50 meters was assigned to the sub-sea contractor, Sjøentreprenøren AS.
Precise drilling, along with the use of adequate explosives and accessories -- in combination with state-of-the art blasting techniques -- were important factors contributing to a successful blast result under particularly challenging conditions.

INNLEDNING

Sjøentreprenøren er et tradisjonsrikt dykkerfirma med undervannssprengning som spesialitet. Selskapet har solid erfaring, og har utviklet utstyr og nye teknikker i bransjen de siste 30 år. Selskapet holder til på Nyborg utenfor Bergen og har 12 ansatte.



Fig.1 Sjøentreprenørens dykkerfartøy "Pelaren" ved kai på CCB-basen, Ågotnes utenfor Bergen.

Sjøentreprenøren fikk entreprisen på utsprengning av den spesielle loddsjakten på CCB-basen i hard konkurranse med andre norske undervannsaktører. Selskapet har et omfattende og tungt utstyr til rådighet, deriblant flere mudringslektere, lektere for boring og sprengning under vann, dykkerfartøy og fjernstyrt miniubåt. Til oppdraget på CCB-basen ble fartøyet "Mjø II" satt inn som en kombinert bore-dykke og mudringslekter.

Fartøyet har en lengde på 49 meter og en bredde på 12 meter. Det har et maskineri bestående av hydraulaggregat på 500 hk og et elaggregat på 440 V/ 240V. Fartøyet inneholder maskinrom og lagerrom, og har en tankkapasitet på 10 000 liter dieselolje og 20 000 liter ferskvann.

Dykkerutstyret består av dykkercontainer og stasjon for 2 dykkere klasse 1 og klasse 3. HP/LP kompressor og trykkammer, i tillegg bergboreutstyr, spyleutstyr og sveise-og brenneutstyr.

Dekksutstyret omfatter borerigg, type Tamrock 660 CHA m/automatisk mating. Appelsingrabb 3 m^3 og Hägglunds skipskran, utlegg 22m/15 tonn. Fartøyet har 4 fortøyningslinjer, 8 tonn, Atlas arbeidskompressor, 12 m^3 samt 20' verktøycontainer og tilsvarende lagercontainer. Fartøyet har ingen begrensning i grave,-grabbe eller boredybder.



Fig.2 Mudringslekteren "Mjø II" utenfor dypvannskaien på CCB-basen

CCB-BASEN

Ved Ågotnes på Sotra utenfor Bergen er det etablert et viktig senter for ekspertise i undervannsteknologi, som også har en ledende posisjon internasjonalt. Sentret, eller basen er benevnt CCB (Coast Center Base). Mer enn 120 selskaper og 1200 ansatte er lokalisert på basen , eller i nærheten av basen, deriblant FMC Kongsberg Subsea og Kværner Oilfield products for å nevne noen.
Basen har mer enn 30 års erfaring i betjening av offshore-industrien. Aktivitetene dekker alle faser av petroleum-industrien inkludert service for leteboring og feltutvikling.

PROSJEKTBESKRIVELSE TESTBRØNN

Oppdragsgiveren for brønnsprengningsprosjektet er den privateide CCB-basen. Operatør i testbrønnen vil være FMC Kongsberg Subsea. Sjøentreprenørens oppdrag går ut på å sprenge en fullskala testbrønn i form av en halvsirkulær loddsjakt med en diameter på 8 meter fra en vanndybde på ca. 10 meter ned til ca. 50 meters dyp. Loddsjakten har en steil fri flate mot sjøen, med en avstand på bare 2,8 meter fra fundamentet på CCB-basens dypvannskai.

Tidligere måtte selskapene ut på feltet, eller dypt vann for å utføre fullskala testing av undersjøisk utstyr. Sprengningen av testbrønnen er første del av prosessen som vil skape Norges første fullskala undersjøiske testbrønn med direkte forbindelse til land. Installasjonen vil bli en tro kopi av en undersjøisk brønn, og dermed kan både trykk og temperatur bli regulert for å simulere de fleste brønnforhold.

I forlengelsen av testbrønnen ble det planlagt å bore et 25 meter dypt 12" (305 mm) borehull for installasjon av bl.a. hydraulteknisk utstyr. Testbrønnen får dermed totalt tilgjengelig et vanntrykk på 75 meter.

Det gradvis økende antall av undersjøiske installasjoner, kombinert med strengere miljø-og sikkerhetskrav betyr at offshoreutstyr nå må utsettes for mer intensiv testing før det kan settes i drift. Dette vil redusere risikoen for ulykker og tekniske problemer. Testbrønnen kan også benyttes av selskaper til opplæring i profesjonelle oljerelaterte aktiviteter som bl.a. betjening av fjernstyrte miniubåter.

FMC Kongsberg Subsea ønsker primært å teste deres nye revolusjonerende utstyr for Light Well Intervention (RLWI). Utstyret veier 58 tonn, og sammensatt rager det 32 meter. Testingen av utstyret i brønnen vil bli mer kostnadseffektivt og mer realistisk enn å simulere en test på land.

SPRENGNINGSOPPLEGG

Sjøentreprenøren hadde planlagt å sprenge loddsjakten ved hjelp av færrest mulige salver, dels for å begrense omfanget av bruk av dykkertid. Man endte opp med 4 salver, hvorav den første salven kun var en mindre avrettingssalve av toppen for å gi adkomst for boringen. Sjakten ble da delt i 3 pallhøyder fra –10 meter til minus 48 meter, med henholdsvis pallhøyde på 12 meter, 16 meter og 10 meter.

Boring skulle utføres fra "Mjø II" med boreriggen Tamrock 660 CHA m/automatisk mating. For å oppnå god kvalitet på boringen ble det brukt styrerør og borehullsansett assistert av dykker. Borehullsdiameter ble valgt til gjennomgående 3" (76 mm).
Sjøentreprenøren fikk for øvrig også boringen av det 25 meter lange og 12 1/4" store hullet i forlengelsen av testbrønnen.

Av hensyn til den gjenstående 40 meter loddrette veggen i sjakten skulle det utføres konturssprengning. Bergarten på stedet er Gneiss med klare horisontale og vertikale plan. Et relativt godt utgangspunkt for slettsprengning.

Sjøentreprenøren kom på et tidlig tidspunkt i kontakt med Dyno Nobel i forbindelse med planlegging av boremønster, og valg av sprengstoffer og tennmidler for undervannssprengningen. Entreprenørens primære ønske var et godt fremkast og god fragmentering av salvene. I tillegg ønsket man en fin kontur og en stabil gjenstående fjellflate i loddsjakten. Dette av hensyn til de kommende aktiviteter og installasjonen som sådan i testbrønnen.

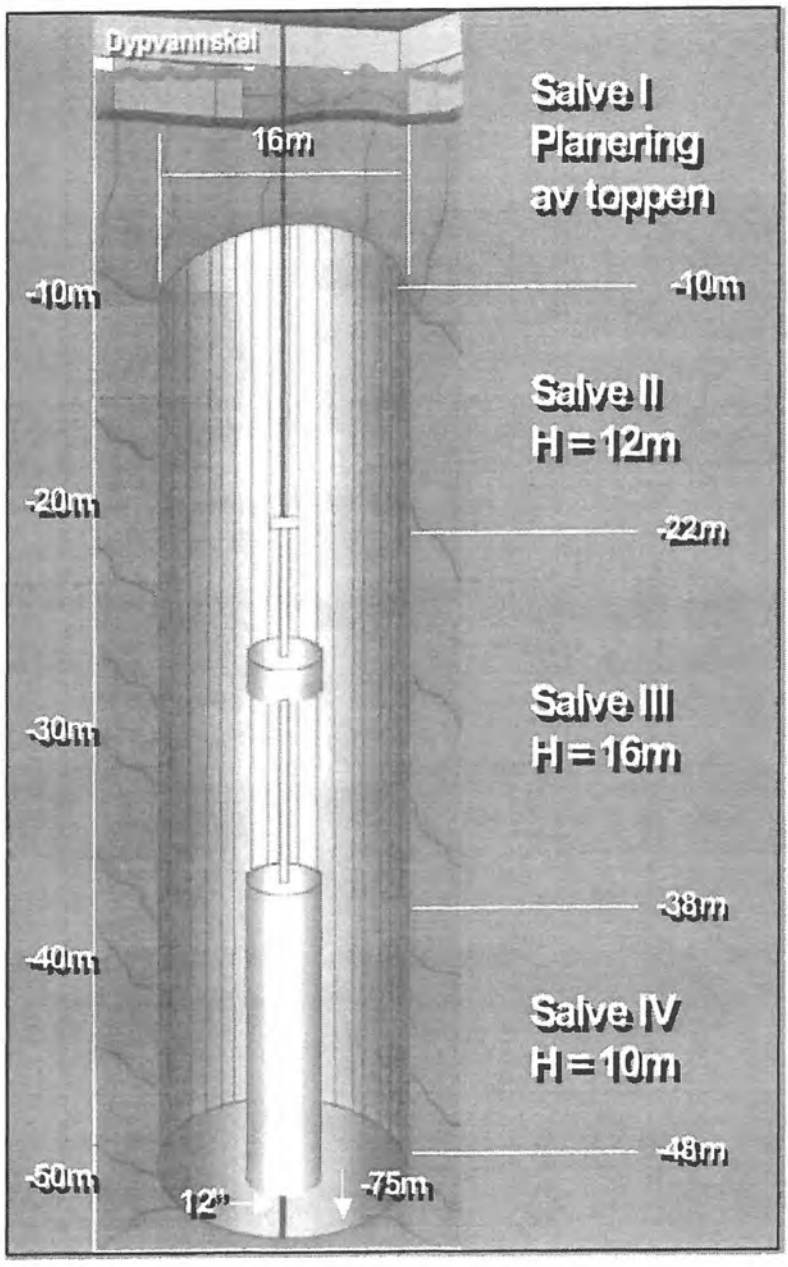


Fig.3 Skjematisk fremstilling av den ferdig sprengte testbrønnen med deler av utstyret montert. Det er i tillegg boret et 12 ¼" borehull i forlengelsen av brønnen til – 75 meter.



Fig.4 "Mjø II" i boringsposisjon med Tamrock 660 CHA m/automatisk mating utenfor dypvannskaien på CCB-basen.

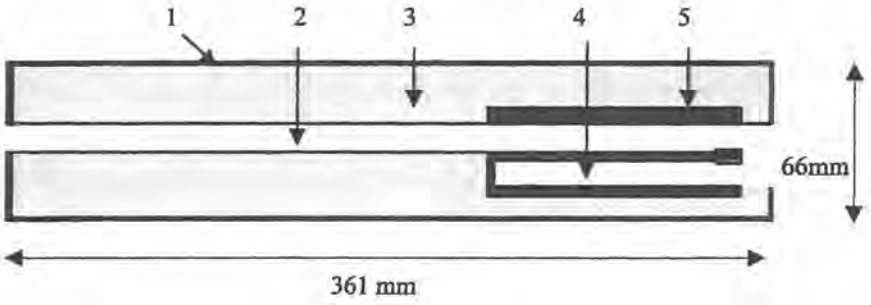
Valg av sprengstoffer

Etter at Dyno Nobel's fabrikk på Gullaug ved Drammen ble nedlagt i 2000, opphørte også produksjonen av Extra Dynamit. Dette var et spesialsprengstoff utviklet av Dyno Nobel for undervannssprengning og brønnsprengning på store dyp. Tilsvarende sprengstoff lar seg imidlertid ikke skaffe til veie på det europeiske sprengstoffmarkedet. Det er også høyst sannsynlig at et sprengstoff av denne type ikke ville oppfylle dagens spesifikasjonskrav vedrørende sikkerhetstester, og dermed heller ikke bli CE-godkjent.

Det ble derfor anbefalt å lade med ordinær dynamitt av typen Dynomit og F-19 for den første salven, salve II som gikk ned til –22 meter,. Høyeste anbefalte vanntrykk er i følge spesifikasjonene 2 bar (20 meter vanntrykk) for Dynomit og 3 bar for dynamitt av typen F-19.

Dynoprime®

For de neste 2 salvene, salve III og salve IV ned –48 meters dybde ble det foreslått å anvende Dynoprime 1,7 som hovedsprengstoff. Dynoprime er en spesialladning utviklet i samarbeid med Muniberka , en tysk produsent av sprengstoffer. Dynoprime er primært beregnet som primer, eller booster for bulk emulsjonssprengstoffer. Dynoprime består av en støpt kropp av TNT/RDX, med en tennerfølsom del av presset PETN rundt tenner-brønnen. Primeren har en sterk plast ytterhylse samt egen tennerbrønn som gir beskyttet innfesting av Nonel-tenner, eller elektrisk tenner.



1. Plastytterhylse
2. Gjennomgående kanal
3. RDX/TNT-legeme
4. Tennerbrønn
5. PETN-legeme

Fig.5 Oppbygning av Dynoprime 1,7.

Dynoprime har et høyt energiinnhold (> 5,5 MJ/kg), høy detonasjonshastighet og tåler større trykkbelastninger. Testet vanntrykk er 30 meter i likhet med høyeste vanntrykk generelt for tennere. Dynoprime og Nonel-tennere ble imidlertid for angjeldende prosjekt vurdert å tåle 50 meters vanntrykk. Dynoprime 1,7 veier 1,7 kg som gir en ladningskonsentrasjon på 4,7 kg/m, eller 26 MJ/m. Volumstyrken er > 155% i forhold til Dynomit. Dynoprime 1,7 har en diameter på 66 mm og en lengde på 361 mm, og viste seg å være utmerket å håndtere for dykkerne. De ble for øvrig ladet gjennom plastforingsrør i borehullet.

Tabell 1
Tekniske spesifikasjoner sprengstoffer

Sprengstoff	Densitet kg/m^3	Vektstyrke %	Volumstyrke %	Energi MJ/kg	Det. hastighet m/s	Gass-Volum l/kg	Trykkbestandighet, meter
Dynoprime	>1,6	>125	>155	>5,5	>7000	>700	>50
Dynomit	1,4	100	100	4,5	2850-6250 [1])	890	20/30
Dynorex	1,35	98	95	4,4	>4500 [2])	885	20

[1]) Uinnspent avhengig av patrondiameter
[2]) Uinnspent 25 mm patrondiameter



Fig.6 Klargjøring og nedføring til dykker for lading av konturladninger i plastrør for salve II.

Konturssprengstoff

I den første pallsalven, salve II (-10 til –22 meter) ble det ladet Dynomit med varierende diametre i dertil egnede plastrør. Det ble brukt en fordeling av patrondiametrene 40 mm i bunnen, 35 mm i midten og 30 mm i toppen av hullet. Plastrørene ble klargjort på dekk og firt ned til dykker. I salve III (-22 til-38 meter) ble det foreslått å bruke 29x1110 mm Dynorex rørladninger linet med 100 gram/meter detonerende lunte. I salve IV (-38 til 48 meter) ble det brukt 32x1110 mm Dynorex linet med dobbel 100 gram/meter detonerende lunte. I likhet med salve II ble konturladningene klargjort i forkant på dekk.

Valg av tennsystem

Av hensyn til nærheten til kaikonstruksjonen, og de relativt store salvene ble det valgt å bruke Nonel Unidet-systemet med unntak av salve IV. I denne salven ble det valgt å bruke Nonel MS med initiering over vann. I dette tilfelle maks. 3 salvehull pr.intervall og maks. 4 konturhull pr. intervall. Spesialtennere med 60 meter slangelengde ble rekvirert for oppgaven. Det ble brukt 2 tennere med samme intevallnummer pr. hull.
I salve II og III ble det lagt opp til etthullstenning på grunn av de korte avstandene, og nødvendigheten av å begrense rystelsene fra salvene.



Fig.7 Kobling av Nonel Unidet Snaplines med dykkerhansker på 22 meters dyp. Salve III.

Kobling Nonel Unidet med dykker

Koblingen av salve II og III ble utført på palloverflaten av dykker på henholdsvis 10 og 22 meters dyp. Dykkeren hadde god erfaring i kobling av Nonel Unidet og koblingsarbeidet gikk raskt unna uten problemer. På disse dyp er det relativt dårlige lysforhold som gjør det vanskelig å få oversikt over koblingssystemet. Arbeidet med koblingen er en stor utfordring for dykkeren , og det er derfor viktig at det foreligger et enkelt og systematisk koblingssystem. Dette har også stor betydning for å oppnå en optimal bryt-ningsmekanikk.

Under koblingsarbeidet har dykkeren assistanse fra mudringslekterens operasjonsrom. Vakthavende operatør er hele tiden i kontakt med dykkeren gjennom radioforbindelse og overvåkning via TV-monitor.

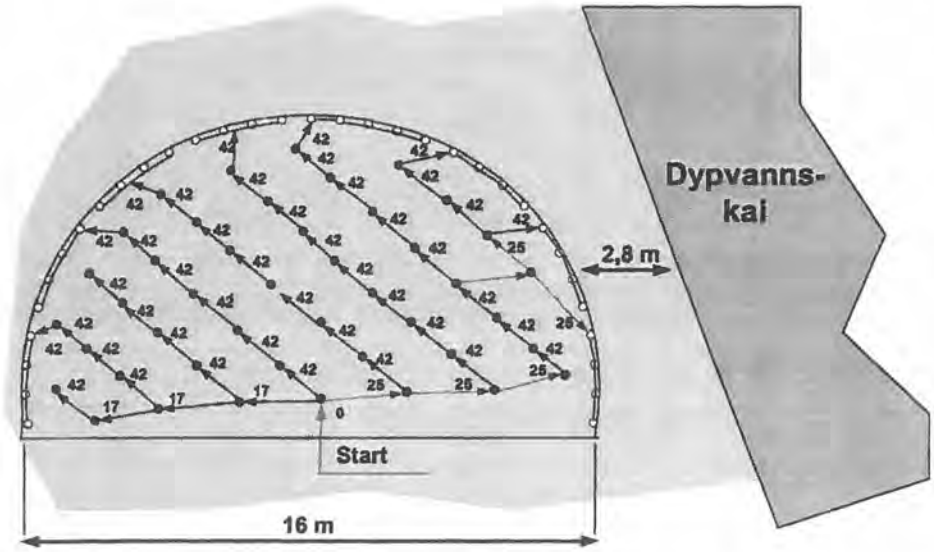


Fig.8 Bore-og tenningsplan for salve II. Bruk av Nonel Unidet SL 0, SL 17, SL 25, SL 42. Samme prinsipp ble anvendt for salve III.

BOREMØNSTER/LADNINGSBEREGNING

Boremønstret ble vurdert ut i fra tilgjengelige empiriske beregningsregler for undervannssprengning og bruk av Dynomit. I det risikoen for forsagere er relativ stor ved undervannsprengning fordobles i utgangspunktet den spesifikke ladningen for å ivareta at salven likevel skal bryte ut, selv om enkelte hull mot formodning skulle forsage. Grunnleggende forutsetninger for beregning av boremønster ;

- Bores hullene vertkalt økes også den spesifikke ladningen (q) med 10%.
- Vanntrykket kompenseres med en økning i spesifikk ladning med 0,01 kg/m^3 pr. meter vanndybde (W_v).
- Eventuelle overliggende jordmasser kompenseres med en økning på 0,02 kg/m^3 pr. meter jordlag (W_{od}).
- Fjellets densitet kompenseres med en økning i spesifikk ladning på 0,03 kg/m^3 pr. meter pallhøyde (H_{fj}).

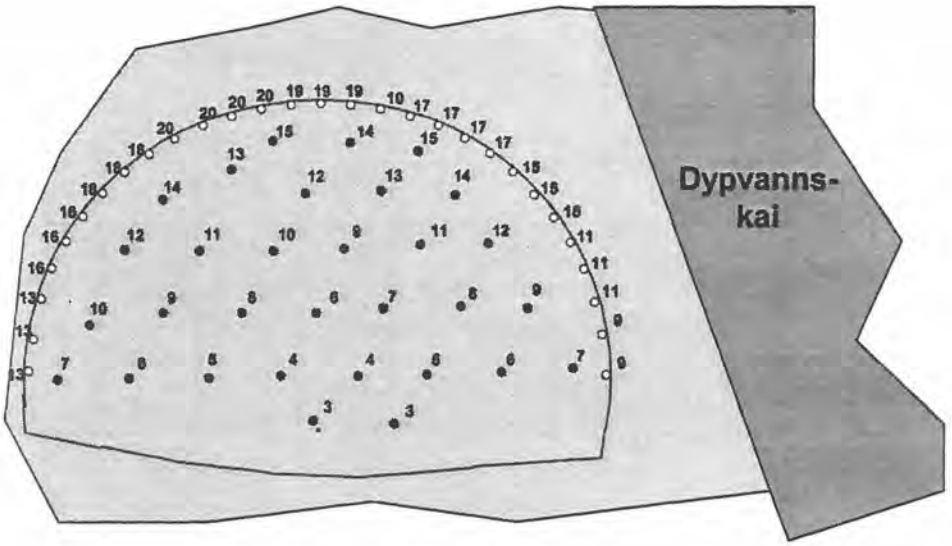


Fig. 9 Bore-og tenningsplan for salve IV. Nonel MS 60 meter, 2 tennere pr. hull

I beregningssammenheng gjelder da følgende samband for spesifikk ladning (q) regnet som dynamitt (Dynomit) :

$$q = 1{,}10+0{,}01 \times W_v+0{,}02 \times W_{od}+0{,}03 \times H_{fj} \quad (kg/m^3)$$

Som regel bores et kvadratisk boremøster, dvs. Forsetning, V = Hullavstand, E

Boremønsteret gis da av :

$$V = \sqrt{l_q / q} \quad (m)$$

l_q = ladningskonsentrasjonen i borehullet (kg/m)

Uladet del av hullet = 1/3 av forsetningen V

Boremønstret i loddsjakten på CCB-basen ble beregnet for Dynomit i den første pallsalven, dvs. salve II. Boremønstret for salve III og IV ble justert med hensyn til resultatet fra salve II og bruken av det kraftigere sprengstoffet Dynoprime. Til sammenligning legges frem beregninger for salve II og IV.

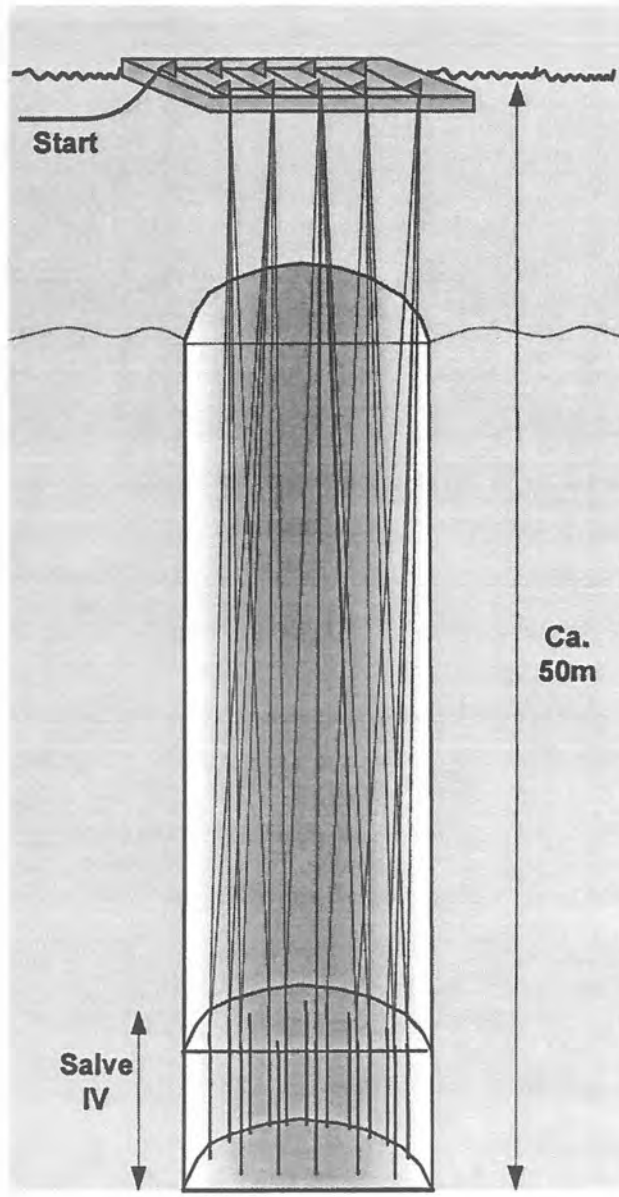


Fig.10 Skjematisk koblingsplan for salve IV. To tennere pr. hull, tenning over vann ved hjelp av SL buntopptennere og to opptenningsveier (back-up).

Beregning salve II

Velger 60x540 mm Dynomit som bunnladning og 50x540mm som pipeladning for brytningshull. Vekt 60x540mm = 2,08 kg, dvs l_q = 3,9 kg/m. Salven har ingen overliggende jord-eller løsmasser. Pallhøyde for salve II = 12 meter. Gjennomsnittlig vanndybde. Gjennomsnittlig vanndybde stipuleres til 16 meter. Spesifikk ladning :
$q = 1,10+0,01xW_v+0,02xW_{od}+0,03xH_{fj} =$ 1,10+0,01x16+0,02x0+0,03x12
$q = 1,62$ kg/m^3 (Dynomit) ; eller energifaktor e = 7,29 MJ/ m^3
Boremønster $V = E = \sqrt{l_q / q} = \sqrt{3,9 / 1,62} = 1,55$ m. Altså boremønster VxE = 1,5x1,5 meter. Uladet del = 1/3xV = 0,5 meter. Hullavstanden i konturraden settes til 0,8 meter.

Kontroll

Ladehøyde = 11,5 meter. Antall patroner i hullet 11,5/0,54 = 21 stk. Vekt 2,08 kg. Totalt 2,08x21 = 43,68 kg/hull.
Spesifikk ladning = 43,68/12x1,5x1,5 = 1,62 kg/m^3, eller 7,29 MJ/m^3.
Ladning pr. konturhull = Antall patroner Dynomit = 11,5/0,38 = 30 stk., fordelt på 5 stk. 40x380 mm, 10 stk. 35x380 mm, 15 stk. 30x380 mm , totalt 14,15 kg/hull.
Sprengsstoff i salven = (43,68x44+14,15x30x30) = 2346,4 kg.
Antall m^3 i salven = (π x r^{2}x H/2) + (BxLxH) (masse foran halvsirkelen) = 3,14x8x8x12/2+1,5x16x12 = 1206+288 = 1494 m^3
Total spesifikk ladning = 2346,4 kg/1494 = 1,57 kg/m^3, eller 7,07 MJ/ m^3
Det ble som nevnt anvendt et mindre parti Dynamit F-19, men dette fikk ingen vesentlig innvirkning på ladningsberegningene.

Salve IV

Velger Dynoprime 1,7 som hovedsprengstoff i salven. Konturhullene lades med dynamitrør tilsvarende Dynorex 32x1110mm linet med detonerende lunte 200 g/meter (dobbel). Vekt Dynoprime 1,7 = 1,7 kg, dvs. l_q = 4,7 kg/m. Salven har ingen overliggende jord-eller løsmasser. Pallhøyde for salve IV = 10 meter. Gjennomsnittlig vanndybde stipuleres til 43 meter. Spesifikk ladning regnet som Dynomit:

$q = 1,10+0,01xW_v+0,02xW_{od}+0,03xH_{fjell} = 1,10+0,01x43+0,02x0+0,03x10$

$q = 1,83$ kg/m^3 (Dynomit) ; tilsvarende 1,83x4,5/5,5 = 1,49 kg/m^3 (Dynoprime)

Boremønster $V = E = \sqrt{l_q / q} = \sqrt{3,9 / 1,83} = 1,46$ m. Altså boremønster VxE = 1,45x1,45 meter..dersom det energisvakere sprengstoffet Dynomit kunne anvendes på dette dypet. Ladningskonsentrasjonen er imidlertid større for Dynoprime 1,7 og får dermed innvirkning på boremønstret. Dynomit har ladningskonsentrasjonen 4,5 MJ/kg, eller 4,5x3,9 = 17,55 MJ/m. Tilsvarende for Dynoprime 1,7 er 5,5x4,7 = 25,85 MJ/m.Beregner forsetningen V=E på basis av samme energi pr.m^3 , eller samme energifaktor (e).

$e_{Dynomit}$ = 17,55x9,5/10x1,45x1,45 = 7,93 MJ/ m^3
$e_{Dynoprime}$ = 25,85x9,5/10xV^2 = 7,93 ; V = $\sqrt{}$ 25,85 x9,5 / 7,93x10 = 1,75 m.
Tilsvarende boremønster for Dynoprime = 1,75x1,75m. Uladet del = 1/3xV = 0,5 meter.
Hullavstanden i konturraden settes til 0,8 meter som tidligere.

Kontroll

Pallhøyde 10 meter Ladehøyde = 9,5 meter. Antall patroner i hullet 9,5/0.361 = 26 stk. Vekt 1,7 kg. Totalt 1,7x26= 44,2 kg/hull.
Spesifikk ladning = 44,2/10x1,75x1,75 = 1,44 kg/m^3, eller 7,94 MJ/ m^3
Ladning pr. konturhull = Antall patroner Dynorex = 9,5/1,110 = 8,5 stk. = 1,07x8,5 = 9,1 kg. Det lunte 0,2kg/mx9,5=1,9 kg. Totalt : 11 kg/hull. Sprengstoff i salven = (44,2x31+11x30) = 1700,2 kg.
Antall m^3 i salven = (π x r^2xH / 2) + BxLxH (masse foran halvsirkelen) = 3,14x8x8x10/2+1x16x10 = 1004,8+160 = 1165 m^3
Total spesifikk ladning = 1700,2 kg/1165 = 1,46 kg/m^3, eller > 8,03 MJ/ m^3

KONKLUSJON

Sprengningsresultatet ble av alle involverte parter betraktet som meget vellykket. På planleggingsstadiet fremførte entreprenøren et ønske om en fin gjenstående kontur, i tillegg til et godt fremkast og god fragmentering. Disse forventningene ble oppfylt fullt ut, ikke minst takket være en presis boring med et minimalt boreavvik ned igjennom hele sjakten.
Et godt fremkast og god fragmentering krever høy spesifikk ladning som kan innvirke ugunstig på gjenstående fjellflate, med mindre man anvender et tennsystem som Nonel Unidet kan motvirke dette. Med Nonel Unidet er det mulig å redusere de sprengningsinduserte vibrasjonene samt minske presset på gjenstående fjellflate gjennom en øket intervalltid.

Pallsprengning på 50 meters dybde er ingen dagligdags oppgave, heller ikke for sprengstoffleverandøren. Standard dynamitter på markedet i dag har en maksimalt anbefalt trykkbestandighet på 2 bar, i beste fall 3 bar.
Valget av Dynoprime som hovedsprengstoff for de 2 dypeste salvene viste seg å bidra i en vesentlig grad til det gode resultatet. Ved hjelp av Dynoprime kunne man øke boremønstret, og derved redusere sprengstoffforbruket selv om salvene ble sprengt på større dyp.

For første gang ble det anvendt et spesialprodukt av denne karakter i hele salven i området 2-5 bar, med unntak av konturen. Dynoprime® viste seg å ha særdeles gode egenskaper for undervannssprengning og funksjonerte tilfredsstillende under høye vanntrykk.

Sikringsbehovet i den nærmere 40 meter høye skjæringsveggen i loddsjakten var minimalt. Det ble ikke innsatt en eneste bolt. Det ble kun utført rensking med spett.

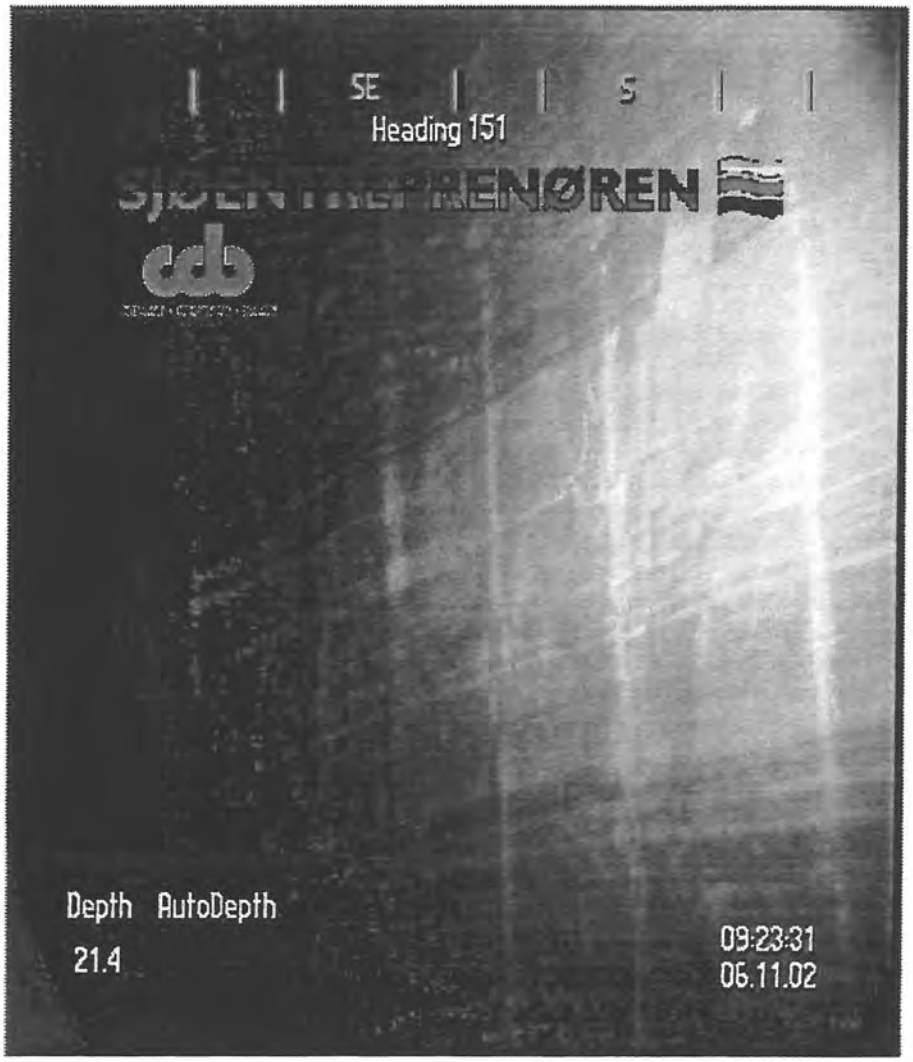


*Fig. 11 Resultatet av konturspreng*ingen *på 21 meters dyp. Kvaliteten på den gjenstående fjellflate i den 40 meter dype halvsirkulære loddsjakten ble meget tilfredstillende, og dermed sikringsbehovet minimalt.*

Mudringsbehovet ble også minimalt av hensyn til det gode fremkastet. Det ble utført tradisjonell mudring med grabb for salve II og III, mens Sjøentreprenørens egenutviklede Thruster blåste sålen ren for fragmenter etter salve IV. Ved hjelp av ROV miniubåt ble det holdt oppsyn med alt mudrings-og renskearbeid.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

STENDAFJELLET UNDERJORDISKE PUKKVERK

Stendafjellet underground quarry and crusherplant

Sivilingeniør Frode S. Arnesen, MULTICONSULT AS avdeling NOTEBY

SAMMENDRAG

I Stendafjellet i Fana, ca 8 km sør for Bergen sentrum og 5 km fra Flesland flyplass driver Fana Stein A/S et underjordisk pukkverk hvor bergrommene skal gjenbrukes til deponering.. Det tas ut ca 350 000 tonn knuste steinprodukter i ca.13 salgsfraksjoner, hvorav en betydelig del til asfalt. Det er beskrevet hvordan tilkomst , pukkverk og massetak er oppbygget. De geologiske forhold beskrives sammen med erfaringer med sprengning og sikring av bergrom med 25 m bredde og 50m høyde.
De relative kostnadene ved drift av massetak i bergrom høye bergrom er omtalt, og enkelte momenter ved sammenligning med åpne massetak er beskrevet.
Prinsippene bak innhentet tillatelse til deponering er skissert, sammen med en oversikt over aktuelle forurensede masser. Det anbefales at potensielle underjordsressurser for pukkverk og deponier kartlegges og inkluderes i kommuneplener og reguleringsplaner også for sentrale strøk. Ved gunstige oppsprekkingsforhold og valg av akseretninger kan man bygge svært høye store bergrom med god stabilitet og lite sikring. Q- systemet, gir sammen med normale forundersøkelser tilstrekkelig grunnlag for planlegging og gjennomføring, forutsatt normal ingeniørgeologisk kartlegging og oppfølging under veis.

SUMMARY

In Stendafjellet 8 km South of Bergen, and 5 km from Bergen Airport, Fana Stein A/S is operating a underground Quarry and crusherplant. Excavated rock volumes shall be reused for depositing. A quantity of 350 000 tons are produced yearly in up to 13 different grain sizes , and a considerable part for tarmac. The layout and principles for access tunnels, crusherplant and stopes is outlined. The geological conditions are defined, as well as experiences from excavating caverns 25m wide and 50 m high. A qualitative cost comparison between excavating in top header and a 35 m high bench are carried out. It is sought to describe some characteristic differences in cost elements between underground and above ground extraction. The principles which the existing permit for depositing polluted materials in the mined caverns are summarized with a list of identified waste categories.
It is recommended to carry out mapping of mineral resources fit for quarring and underground depositing and including these in urban planning work. Having favourable rock quality construction of high caverns with high degree of stability with relatively little rock support is possible. Together with a normal level of pre- construction investigation, the Q – system gives acceptable basis for design and construction if continually supervised by an engineering geologist on site .

1. INNLEDNING

I Stendafjellet i Fana, ca 8 km sør for Bergen sentrum og 5 km fra Flesland flyplass driver Fana Stein A/S et underjordisk pukkverk. Det tas ut ca 350 000 tonn knuste steinprodukter i i alt ca.13 fraksjoner, hvorav en betydelig del til asfalt. Oppbyggingen av pukkverk og brytningsrom er tidlige omtalt i ref /2/.

Etter at det er tatt ut bergmasse til pukkproduksjon skal brytningsrommene gjenbrukes ved deponering av masser som ikke tillates deponert fritt. Oppbygging og kontroll av deponiet utføres i regi av Fana Stein og Gjenvinning AS.

Alle tunnell og bergromsarbeider i dette anlegget er utført av Kruse Smith AS.

Denne artikkelen beskriver erfaringer fra bygging og drift av det underjordiske pukkverket, hvilken tekniske løsninger som er utviklet for steinuttaket. Forholdet mellom kartlagte bergforhold, teoretiskeberegnings metoder og reelle erfaringer blir kommentert.

Til slutt kommenteres hvilken lærdom vi har av arbeidet med dette anlegget som vi kan ha nytte av videre.

2. TILKOMST



Figur 1

Inngangsparti sett fra vest. Dette er alt som vises når anlegget sees fra avstand. Her vil det årlig bli tatt ut ca 400 000 tonn pukk og kjørt inn ca 200 000 forurenset masse

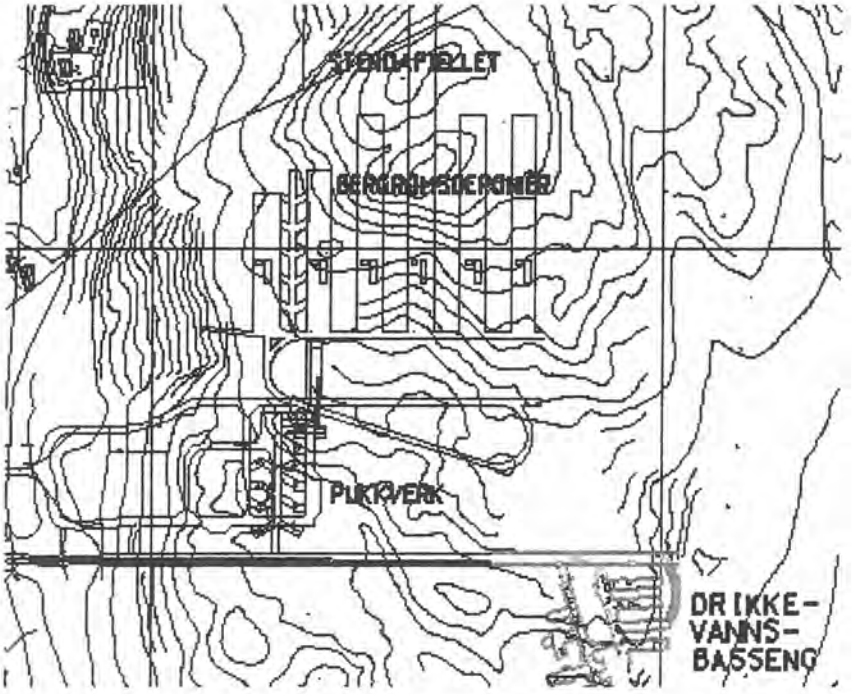
Byggingen av fjellanlegget ble startet fra den eksisterende tunnellen gjennom Stendafjellet, som går med stigning 1:10 opp til drikkevannsbassenget. Dette ga lett tilkomst til den sentrale del av anlegget, og ga mulighet for åpning av 2 stuffer inn mot anlegget. De nye adkomståpningene ble sprengt ut i sluttfasen. Dette gjorde at driften i lang tid kunne pågå med minimal påvirkning av ytre omgivelser. Etter at anlegget er ferdig drevet er åpningene mot de tidligere anlegg stengt med brannsikker og lufttett vegg, også for å fjerne enhver mulighet for spredning av støv fra knuseverket til drikkevannsbassenget.



Figur 2. Søndre åpning: Utkjøring



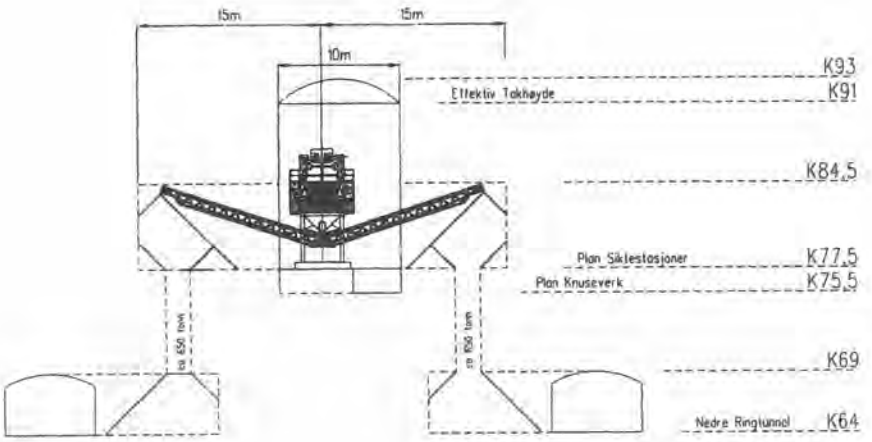
Figur 3. Inngang Nord. Inngående løp



Figur 4 Oversikt bergrom i Stendafjellet

3 BYGGING AV PUKKVERK.

Knuse – og siktehallen ligger sentralt på et nivå over transporttunnelene, og har bredde mellom 12 og 22 m , og er gjennomgående 20 m høy. Heng og vegger er sikret med bolter og fiberarmert sprøytebetong. Ved oppsetting av produksjonsanlegget er det lagt vekt på å henge sikteanlegg og transportband opp i stag til bolter i hengen , og på denne måten gi størst mulig bevegelsesfrihet på gulvnivå.



Figur 5. Snitt av pukkverk med ringtunneler

Tilfredsstillende arbeidsmiljø i anlegget er oppnådd ved å bygge et eget rom for styring av anlegget med overtrykks- lufttilførsel utenfra. Ved å bygge anlegget slik at man fra enhver del av anlegget har to mulige utganger, har men unngått spesiell brannseksjonering eller rømningscontainere.
Tunnelene i anlegget er bygget som en-felts kjøretunneler med utvidelser i opplastingsområdene. Buen i hengen er ca 20% av bredden . Hengen er sikret med sprøytebetong og bolter i alle trafikkområder. Vannlekkasjer i berg er begrenset , men alt vann blir ledet til en sentral pumpesynk inne i anlegget der evt olje og slam skilles ut. Lekkasjevannet blir etter rensing benyttet til støvdemping i produksjonen, og bidrar til at vannavgiften til kommunen holdes nede. For deponiet vil denne pumpesynken fungere som en ytre, sekundær sikring mot spredning av forurenset vann.

Mellom knuseanlegget og lastenivået er det sprengt sjakter som ender i veggen på tunnelene, som transportbåndene levere til direkte. Fra disse lastes det på bil med hjullaster. Siden all pukkleveranse skjer pr. bil er det en betydelig trafikk som skal til for å levere om lag 400000 tonn/år. Det er derfor lagt opp til en konsekvent bruk av enveiskjøring i anlegget med inn og utkjøring i forskjellige tunnelåpninger. Det er valgt et høyt nivå på belysning i anlegget.

Pukkverket har over tid hatt meget god driftsregularitet, og skiftende værforhold som frost, snø o.l har ingen betydning.

Det har heller ikke vært klager på drift av pukkverket når det gjelder støy og støv.

Det er en klar oppfatning at den vellykkede oppstarten og driften av pukkverket har medvirket til at behandlingen av søknaden om deponi har blitt akseptert av myndigheter og politikere.

Det er gjennomført en navnesetting på anleggsdeler som samsvarer med gamle bergnavnstradisjoner, som ort , faring , stoll, og strosse. Disse begrepene gir en klarere definisjon av bergrommets form og funksjon enn "tunnel-x" og "hall-y", og konsekvent bruk kan gi økt sikkerhet.

4 MASSETAK I STROSSER

Strossene for masseuttak har en spennvidde på 25 m og en høyde på totalt 50 . 55 m. Strosse 1 er 130 m lang , og strosse 2 er ca 160 m lang. Parallelt med takskiva ble det tatt ut en stoll i bunnen og et system av utlastingsstoller i pilaren mellom strosse 1 og 2. Det ble montert et 5 – punkts ekstensometer i et borhulll fra strosse 1 til overflaten. Etter nødvendig arbeidssikring med spredt bolting og enkelte områder med spreøytebetong ble takskiva ble utvidet med en 6 m høy liggerpall slik at høyden ved vederlaget ble ca 10 m.
Dette muliggjorde boring av stenderpall med pallrigg med 9 m høyt tårn.

Stenderpallen er boret med 3" bordiameter. Stollen i bunnen sikret lett utslag , og jevnt lasteplanum , i tillegg til at boravviket kunne kontrolleres.

Sprengningsopplegget har bestått i først å sprenge en åpningssjakt mellom nivåene, deretter har man ved å velge inndeling og utslagsretning søkt å styre fremkastet mest mulig mot utslastingsortene, slik at minst mulig opplasting trenger å skje inne i hallen. Opplasting har er utført med en Toro last- og bær maskin som har mulighet for fjernstyring dersom maskinen skal inn i usikre områder.

De driftsproblemer det kan pekes på var stor stein i områder med stort boravvik, og at ved sprengning av for store salver mot begrenset rom , ble salvene så vidt sammenskutt at de ikke lot seg laste ut på normalt vis. Dette var erfaringer som gjorde tilpasninger under veis nødvendig.

Andre erfaringer vedrørende utlastingskapasitet var at pukkverket ble drevet på et skift, og det ikke var stor nok buffer til at en maskin kunne gi full kapasitet på knuserne. Dette ble løst ved å sette inn ekstra laste – og transportkapasitet.

Etter hvert viste det seg at veggene i strossene var meget stabile og en ønsket å vurdere tilkomst til strossa. Sikker adkomst ble kontrollert ved at vegger ble rensket/kontrollert fra korg i kran fra takskiveadkomsten i hallen for sikring av enden, og fra mobilkran stående i enden på hallen.

Det viste seg at det var lite behov for arbeidssikring i hallen for å ta ut massene.

Disse erfaringene har gjort at man har valgt en ny strategi for utlasting i hallen.

I stedet for en mellomliggende ort i hallene driver en nå to og to strosser (3 og 4) i topp og bunn med orter mellom strossene på bunnivå for tilkomst. Sprengning skal da skje med pallsprengning ut mot åpen hall og utlasting i hallen, men med mulighet for bruk av mellomortene dersom forholdene gjør at områder av hallen ikke kan nyttes.

Dette gjør det nødvendig med en noe mer omfattende sikring i hengen, dvs. systematisk sikring med sprøytebetong over kjørebanene i tillegg til vanlig stabilitetssikring. det blir også kontroll av stabiliteten i veggene etter som salvene tas ut. Dette opplegget er nettopp satt i verk og erfaringene fra dette er ikke klare ennå.

5 GEOLOGISKE FORHOLD

Berggrunnen er undersøkt ved borebrønner i området, flyfotostudier, dagkartlegging og kartlegging i eksisterende tunnel gjennom området.

Berggrunn
Stendafjellet og Rådalen består av vekslende bergarter, i hovedsak granittiske til mangerittiske gneiser tilhørende anortositkomplekset som består av delvis omdannede dypbergarter og sedimentære berg-arter av proterozoisk alder. Bergartene er sterkt metamorfosert og deformert i flere faser, sist under den kaledonske fjellkjededannelsen. Stedvis forekommer det finkornede til middels kornete mørke amfibolitter, forskifrete hornblendegabbroer samt diorittiske og noe surere gneiser. Gneisene har til dels markert struktur, eller foliasjon[2] med strøk i nordvestlig og vestlig retning og fall mot sør. Lokale foldinger forekommer ofte. Så langt er det registrert at berget i gruveområdet generelt er av "meget god" kvalitet i henhold til Q-systemet

I strosse 1 og 2 ligger hoveddelen av bergmassen innenfor 70>Q>50, i enkelte soner er Q= 3-5, men generelt er kvaliteten god. I strosse 3 og 4 , der taksivene er tatt ut, øker oppsprekkingen slik at kvaliteten går ned til 40>Q>30, og i noen enkeltsoner er Q= 1-3. Det er ikke observert bergtrykk eller vannforhold som har innflytelse på stabiliteten.
Det er ikke observert bevegelser i ekstensometeret som er installert etter at strossene under er ferdig drevet ut.

Oppsprekking
Bergartene i området har varierende struktur og oppsprekkingsgrad. Det er identifisert fire hovedsprekkeretninger:

Langs foliasjonen, som utgjør hovedsprekkeretningen. Sprekkene har et strøk i øst-vest retning og faller 40°- 70° mot sør. Sprekkene er gjerne utholdende. Sprekkene er for det meste tørre, men det er registrert noen områder med vann fra slepper i dette systemet.

Strøket er i øst-vest retning, det samme som 1, men fallet er 40° - 60° mot nord. Sprekkene er som regel tette og utholdende, men generelt mindre markert enn 1.

Dette sprekkesystemet stryker N 10° - 40° Ø og faller 50° til 80° mot sørøst (SØ). Det forekommer enkelte markerte slepper og sprekkesoner tilhørende dette systemet. Tidligere

erfaring viser at det til slike sprekker i bergrom kan knyttes noen spredte drypp.

Et sprekkesystem med stort sett de samme karakteristika som sprekkesystem 2 stryker N 10° - 30° V og har fall 50° - 90° mot nordøst (NØ).

I tillegg til disse forekommer det sporadiske sprekker med tilnærmet flattliggende forløp.

Svakhetssoner
De mektigste svakhetssonene i området er eksponert som to nord – sør gående dalfører henholdsvis på øst og vestsiden av Stendafjellet. Sonene antas å følge foliasjonen i bergarten (d.v.s. sprekkesystem 1), men det kan også forekomme soner med fall mot øst i disse dalførene.

Strossene er lagt til områder med svært få svakhetssoner. Et fåtall soner er kartlagt i anlegget under driften av strosse 1 og 2, og noen flere i strosse 3 og 4. Ingen av dem fører store mengder vann.

Generelt kan en regne med at svakhetssonene består av løst og oppsprukket berg sammen med sleppemateriale. Av erfaring er det de nordøst-strykende sonene som er leirfylte og relativt vanntette (lite permeable), mens de nord/nordvest-gående sonene inneholder mindre med sleppemateriale og kan være mer permeable.

Det er i hall 3 og 4 observert en gjennomgående åpen sprekkesoner med belegg av svovelkis/kalspat. Sonene er sentrale i områder med noe økt oppsprekking.

Bortsett fra overdekning er det de kartlagte sonene er de geologiske trekk som har størst betydning for utforming og drift av strossene. For eksempel er enden på strosse 2 stoppet mot en sone , og det antas at man vil sette igjen berg og gå gjennom enkelte soner etter hvert som en går videre mot nord med bergrommene.

6 SIKRINGSARBEIDER

Omfanget av sikringsarbeider i pukkverket er i samsvar med det vi etter hvert er vant med. Bergrommene er sikret med systematisk bolting og 50 – 80 millimeter fiberarmert sprøytebetong.

Strossene har vesentlig mindre sikring med bare spredt bolting og enkelte områder med sprøytebetong, og de 50 m høye veggene har ingen sikring. I endeveggen under det som skal bli fremtidig tippomområde ved deponering er stabiliteten undersøkt og det et sikret med enkslte bolter.

I strosse 1 og 2 er gjennomsnittlig 10% av hengen påført sprøytebetong. I strosse 3 er 20% av hengen påført sprøytebetong. I tillegg kommer sprøyting over kjørebanene for utlasting.

Ser man sikringsdiagrammet til Q- systemet vil en for vegger og for bergrom med krav til midlertidig stabilitet finne at man ligger innefor dette systemet med de bergmassekvalitetene som er registrert.

Spesielt at man har lave spenninger og ingen vannproblemer gjør at mengden sikringsarbeider også i følge Q- systemet kan begrenses for disse bergrommene.

7 KOSTNADER

Det er betydelig dyrere å drive takskive enn stross. Sprengning med tunnelsrigg og løpende sikringsarbeider i form av rensk, bolting og sprøytebetong som gjør det nødvendig å ha et lag på 3 eller 4 mann på stuff hele tiden. Det er viktig at man i denne fasen innretter anleggsdriften slik at man har minst 2 stuffer å drive på til en hver tid.

Strossing utføres med enmannsbetjent 3"pallrigg med vesentlig grovere borhullsmønster enn ved liggerboring. Bore og sprengningskostnadene i strosse kan på grunn av høyere pall og underkuttet bunn tidels være lavere enn for sprengning med tilsvarende bordiameter i dagbrudd
Selv med meget rasjonell drift vil sprengningskostnadene for takskive være 4 – 5 ganger høyere enn for stross.
Ved høye bergrom vil massen ligge svært konsentrert , og transportavstanden til knuser blir lav.
Typisk bemanning i strossefasen er en mann på boring , en mann på lasting, en mann i pukkverket og en mann til pålessing.

Det drives på ett skift. Økt kapasitet oppnås ved periodisk overtid.

I forbindelse med bygging av tilkomst og etablering av pukkverk og strosser vil det være behov for vesentlig større investeringer enn ved brudd i dagen. Kapitalutlegget i oppstarten blir større. Investeringer og driftsutgifter for belysning og ventilasjon har en helt annen målestokk enn ved anlegg i dagen.
Fordi kundene kommer og henter massene selv inne i anlegget vil transportkostnaden internt bli mindre. Konkurrerende anlegg har investert i kaianlegg og utelager.

Det har under oppstarten av anlegget vært av avgjørende betydning at man i denne perioden hadde det tidligere pukkverket i drift innenfor en transportavstand på mindre enn 1 km. Deler av det gamle pukkverket ble flyttet inn og brukes videre inne i berget.

7 DEPONERING

Det foreligger i dag tillatelse til deponering i anlegget fra forurensingsmyndighetene på nærmere fastsatte vilkår. Disse vilkårene er fastsatt i samsvar med gjeldende norske og europeiske forskrifter.
Deponiforskriften styrer alle forhold ved deponering i Stendafjellet. Forskriften stiller blant annet krav til:

- Sammensetning av det som skal deponeres
- Stabiliteten til bergrommet
- Ingen forurensing av grunnvann
- Ingen påvirkning av Biosfæren
- Installasjon og istandsetting av overvåkingssystem med referansemålinger før deponering startes, deretter regelmessig prøvetaking.

Disse kravene har gitt bakgrunn for plassering og design av anlegget.

Valget av å drive enkelstående strosser i stedet for rom og pillar – bryting er blant annet styrt av krav om inneslutning og avskilling av ulike avfallstyper.
Nivået på sikring av toppskivene samt bergroverdekningen er valgt for å sikre at bergrommet er stabilt over tid. Vannbehandlingssystem i anlegget, og installasjon og måling i et system av grunnvannsbrønner både innefor og utenfor bergrommene sikrer og kontrollerer mot utslipp av forurenset grunnvann.

7.1 Aktuelle masser for deponering

I konsekvensutredningen er det oppgitt følgende masser som det er aktuelt å deponere:
Det avfallet som skal deponeres i Stendafjellet, og som utgjør forurenset masse, utgjør følgende typer og mengder:

AVFALLSTYPE	Forklaring
KOSTE/ SANDFANGSMASSER	Kommer fra vegvedlikeholdsvirksomhet. Sanden må ligge til avvanning i Rå næringspark før deponering
RISTESIKTMASSER	Masser som fraskilles næringsavfall før forbrenning. Organisk innhold mindre enn 5%.
TERMISK BEHANDLET BOREKAKS	Borekaks med oljeinnhold mindre enn 0,5 % olje og mindre enn 50 mg/kg PCB (ikke spesialavfall). [1]
FLUFF FRA FRAGMENTERINGS-ANLEGG HANØYTANGEN	Lettfraksjon fra fragmentering av bilvrak og tynnjern.
FORBRENNINGSASKE	Bunnaske/slagg fra avfallsforbrenning.
BLÅSESAND	Fra sandblåsing av overflater som båtskrog og lignende. Krav til grenseverdier. Se tabell med forslag til grenseverider[1]
FORURENSET JORD/LØSMASSER (GRÅSONEMASSER)	Konsentrasjoner over SFT norm for mest følsomt arealbruk, ikke definert som spesialavfall. Krav til grenseverdier. Se tabell med forslag til grenseverider[1]
STØPERISAND	Fra metallstøperier. Krav til grenseverdier. Se tabell med forslag til grenseverider[1]

8. KONKLUSJONER

Det er teknisk gjennomførbart å bygge og drive et pukkverk under jord nær eksisterende bebyggelse, (Avstand ca 300 m til større boligfelt); både med hensyn til ulemper for naboer, lager – og produksjonskapasitet, og krav til arbeidsforhold.

Det er en betydelig markedsmessig fordel , og miljøgevinst i å kunne levere et fullt sortiment av knuste masser til grøfter , byggetomter og vegbygging innen kort avstand til et aktiivt utbyggingsområde i en by med 300 000 innbyggere.

Det er mulig innenfor eksisterende regelverk , å utforme et system og få tillatelse til deponering av forurensede masser i brytningsrom etter uttak av stein.

Både bryting, pukkverk og deponi i dagen vil legge beslag på og "forbruke" areal i et omfang er vesentlig større enn ved valg av underjords- løsninger. I tillegg til de økonomiske fordelene gjør dette at underjords-løsningene over tid er mer bærekraftige og robuste sett i både forhold til strengere krav til vern av omgivelse og økende urbanisering.

Det er en betingelse at pukkverksdrift under jord kan drives på bergmasser med kvalitet som gir pukk som kvalitetsmessig er konkurransedyktig. I tillegg må grad av oppsprekning, svakhetssoner, grunnvannsforhold og bergspenninger gi mulighet for forsvarlig underjordsdrift med moderate mengder sikringsarbeider.

Dette gjør det nødvendig og aktuelt å støtte anbefalinger til nasjonale og europeiske myndigheter om at det er et samfunnsansvar at man kartlegger bergmassen og inkluder potensielle ressurser i kommune- og reguleringsplaner. Dette gjelder også for områder nær bymessig bebyggelse.

Ved navnesetting av bergrommene i anlegget gir bruk av betegnelser med basis i tradisjonell gruveindustri klare definisjoner av rommenes funksjon og form.

Ved gunstige oppspekkingsforhold og valg av aksretninger kan man bygge svært høye store bergrom med god stabilitet og lite sikring.

Kostnadsfordelen ved å velge høye løsninger er klare, både med hensyn til uttaket av bergrommet og at man får kompakte løsninger.

Den etablerte beregningsmodellen vi ofte refererer til i Norge, Q- systemet, gir sammen med normale forundersøkelser tilstrekkelig grunnlag for planlegging og gjennomføring, forutsatt normal ingeniørgeologisk kartlegging og oppfølging under veis.

9. KILDER TIL OPPLYSNINGER OG INSPIRASJON

Ingeniørgeolog, sivilingeniør Jan Petter Åsvold, MULTICONSULT AS avd NOTEBY
Følgende bedrifter takkes :
North Cape Minerals AS
Metso Minerals AS
Fana Stein og Gjenvinning
Kruse Smith AS

10. REFERANSER

/1/ Grimstad, E., N. Barton, F.Løset, J.Kristiansen (1991) Updating of the Q-system. Tunneler og Undergrunnsanlegg 1989-91 NTNF Programme, Oslo.

/2/ Arnesen, Frode (1999) Pukkverk under jord, Fjellsprengningskonferansen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGTEKNIKK/GEOTEKNIKK 2003

Projekt Mitholz, Schweiz
Ny teknik för tunneldrivning

Stig Eriksson, Skanska International Civil Engineering AB
Mats Holmberg, Satco

1. BAKGRUND

I Schweiz pågår en omfattande utbyggnad av järnvägsnätet. Syftet är att höja kapaciteten så att det i framtiden blir möjligt att transportera allt transitgods på järnväg. Man kommer att erbjuda transport av lastbil med släp, med eller utan gods, via järnväg. Förutom en positiv inverkan på miljön kommer också den ansträngda trafiksituationen på de schweiziska genomfartslederna i nord-sydlig riktning att förbättras.



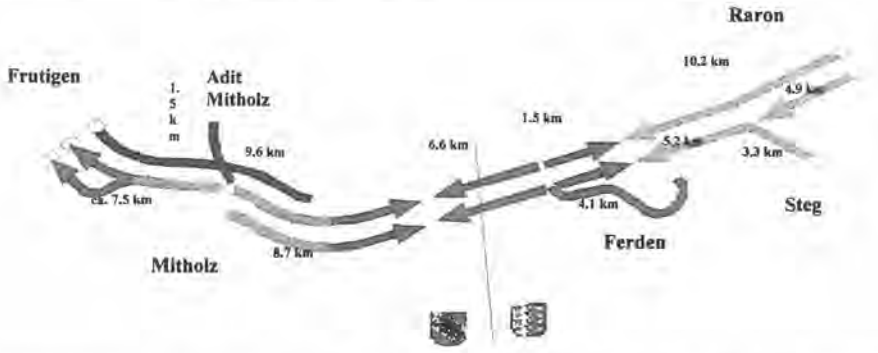
De största enskilda projekten i utbyggnaden av järnvägsnätet är två nya järnvägstunnlar, se bild ovan. De är den 55 km långa Gotthardtunneln och den 35 km långa belägna Lötschbergtunneln. Båda tunnelsystemen består av två parallella enkelspårstunnlar förbundna med tvärtunnlar. Dessutom ingår spårväxeltunnlar samt bergrum för installation av nödvändig kringutrustning. Tunneldesign och inredning i tunneln är gjorda för tåghastigheter upp till 250 km/h.

I Lötchbergprojektet kommer losshållningen av två tredjedelar av bergvolymen att utföras med borrning och sprängning. Resterande volym kommer att borras med TBM. I Gotthardsprojektet sker större delen av losshållningen med hjälp av TBM-borrning.

2. PROJEKT MITHOLZ

Projekt Mitholz ingår i Lötchbergtunneln som består av fyra delprojekt, se bild nedan. De är de norra tunnelportalerna samt tre stora tunnelentreprenader, Mitholz, Ferden, Raron. Skanska deltar i ett internationellt konsortium, Satco, med uppdrag att färdigställa projekt Mitholz, en cirka 15 km lång sträcka av Lötschbergtunneln. Satco består av följande företag.

- Strabag, Österrike (30%).
- Skanska, Sverige, (25%).
- Vinci Construction, Frankrike (25%).
- Rothpletz Lienhard, Schweiz (13%).
- Walo Bertschinger, Schweiz (7%).



Satco erhöll uppdraget i februari år 2000. Projekt Mitholz består av att färdigställa tre tunnelrör av vilka två ska inredas med betonginklädnad. Var och en av tunnlarna är cirka 8 km lång. All losshållning sker med borrning och sprängning. Bergdriften startade i juli år 2000 i anslutning till den redan färdigställda, knutpunkt Mitholz. Tunneltvärsnittet varierar mellan cirka 65 m^2 och 70 m^2 beroende på bergkvaliteten. I den södra riktningen drivs två parallella enkelspårstunnlar som förbinds med tvärtunnlar. Avståndet mellan tvärtunnlarna är cirka 330 meter.
I den norra riktningen drivs en enkelspårstunnel med undantag för de sista 800 metrarna, där också två parallella enkelspårstunnlar färdigställs.

Tillfartstunneln till knutpunkt Mitholz, där huvudtunnlarna startar, är 1.5 km lång. Höjdskillnaden mellan tillfartstunnelns portal och knutpunkt är 250 m. Tillfartstunnel, knutpunkt Mitholz samt den 9.6 km långa undersökningstunneln färdigställdes i andra delprojekt mellan 1994 och 2000.

I den del av Lötschbergtunneln som omfattar delprojekt Mitholz kommer endast den östra tunneln att trafikeras med tåg. Därför färdigställs den östra tunneln med betonginklädnad. Först omkring 2020 kommer, i en andra utbyggnad, den västra tunneln att inredas för tågtrafik. Fram till dess fungerar den som service- och utrymningstunnel. I den västra tunneln kommer sprutbetong och ingjuten bult att fungera som permanent förstärkning fram till dess att betonginklädnaden färdigställs omkring 2020.

3. PROJEKTDATA

- Beställare: BLS Alptransit AG.
- Anbudssumma: CHF 510,000,000 (SEK ~ 3,000,000,000).
- Kontrakt: Generalentreprenad med cirka 10,000 prissatta poster.
- Byggtid: Februari 2000 till april 2006.
- Total längd tunnlar: Cirka 25 km eller 1,750,000 m^3 fast volym.

- Betonginklädnad: Cirka 16 km eller 500,000 m^3 teoretisk volym.

4. KONTRAKT

Kontraktets allmänna villkor regleras av den schweiziska normen, SIA. Kodning och uppdelning av mängdförteckning följer också schweizisk standard. Kontraktsvillkoren kännetecknas av följande punkter:

- Ingen anbudsgaranti lämnas.
- Utförandegarantin är 5 % av kontraktssumman.
- Garantitiden är 2 år.
- Böter vid försening uppgår maximalt till 3 % av kontraktssumman.
- Ingen förskottsbetalning utan ett antal mobiliseringsposter betalas med 80 % av fullt belopp allteftersom utrustning och personal kommer på plats.
- Månadsfaktura med betalningstid 60 dagar, 2 % rabatt lämnas för tidig betalning.
- Prissatta poster för stillestånd och störningar. Fasta belopp per timme för förlorad tid som uppkommer t.ex. vid injektering, förstärkning som orsakas av lokal geologisk störning, störning beroende på vattenläckage nära tunnelfronten, andra störningar som lavinfara, sonderingsborrning och förekomst av gas.
- Ersättning för bergförstärkning betalas för sprutbetong med teoretisk mängd och för bultning enligt utförd mängd.
- Arbetsplatsen stängs cirka 14 dagar över jul och nyår.

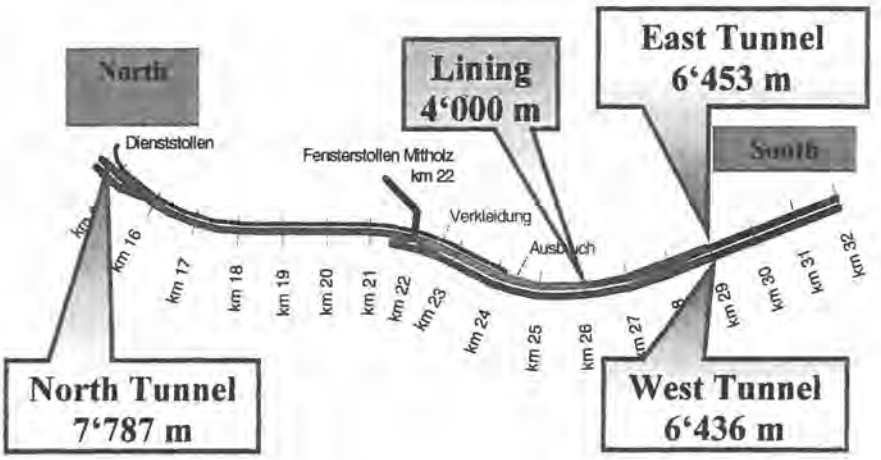
5. PROJEKTET MITHOLZ I AUGUSTI 2003

Projektet startade bergdriften juli 2000 och betongarbetena i april 2002. Vid augusti 2003 har nedanstående mängder tunnel och betonginklädnad färdigställts, se tabell och bild nedan.

Läget Augusti 2003.

		Augusti 2003
Söder		
	Västra tunneln	6,436 meter
	Östra tunneln	6,453 meter
	Betonginklädnad Östra tunneln	4,000 meter
Norr		
	Östra tunneln	7,787 meter

Bergdriften pågår parallellt i alla tre tunnlar och varje tunnel är helt och hållet utrustad egna resurser och utrustning. Arbetena löper i ett treskiftsystem och pågår 24 timmar om dygnet, sju dagar i veckan. Verkstad och betongstation är gemensamma resurser. De är båda belägna i var sitt bergrum i knutpunkt Mitholz. Dessutom finns reservutrustningar av vardera krossanläggning, lastmaskin och sprutbetongrobot.



6. PRODUKTIONSMETOD

I valet av produktionsmetod var det övergripande målet att hitta en metod med vilken hög kapacitet kan bibehållas över hela tunnellängden. Först konstaterades att produktionssystemet måste utformas så att tunneldriften i möjligaste mån kan bedrivas oberoende av vad som försigår i de andra tunnlarna. Efter många diskussioner och ett intensivt arbete bestämdes att principen för tunneldriften skulle vara att bergtransport sker med transportband och att transporter av personal och material sker med ett hjulburna hjälpmedel. Det slutgiltiga valet av utrustning redovisa nedan.

- Borrning: Atlas Copco XL 3C, Atlas Copco L 2.
- Laddning: Dyno Nobels system för emulsionssprängmedel.
- Utlastning: Sidotippande GHH L.F och CAT 966G.
- Bakrigg: Leverantör Rowa Tunnelling Logistics.
- Transportband: Leverantör Continental Conveyor.
- Krossning: DBT slagvalskross.
- Skrotning: Liebherr R-932.
- Sprutbetong: Meyco Robojet Suprema.

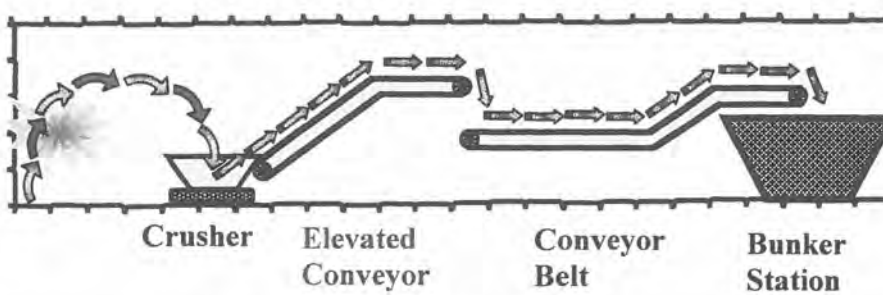
En central komponent för den valda produktionsmetoden är en hängande bakrigg som installerats i alla tre tunnlar, se bild nedan. Tidigare har denna utrustning använts vid några få långa tunnelprojekt i samband med borrning och sprängning. Det är en mobil stålplattform som med hjälp av ett system av swellexbult, kättingar och balkar är upphängd i tunneltaket. Fri höjd under plattformen är cirka 4.5 m. På bakriggen finns följande utrustning och hjälpmedel installerade.

- Elektrisk kabelvinda.
- Transformator.
- Kompressor.
- Fläkt för sugande ventilation.
- Inkommande tub för blåsande ventilation.
- Kassetter för kontinuerlig förlängning av fläkttub.

- Stoftavskiljare och styrutrustning för krossanläggning.
- Utrustning för luftkylning av inkommande ventilation.
- Personalutrymme och kontor.
- Toalett.
- Säkerhetsutrustning inkl. räddningscontainer
- Verkstad med smörj- och serviceutrustning
- Den mobila delen av transportbandet.



Bakriggen följer tunneldrivningen och att flytta den framåt är en del av arbetscykeln i tunneln. I praktiken flyttas den i etapper om cirka 15 till 20 m. Det tar cirka en timma och sker vanligtvis under salvborrning.



En principskiss av utlastningssystemet visas i figur ovan. Efter sprängning lastas och körs berget med hjälp av lastmaskin till krossen som är belägen mellan 70 meter och 90 meter bakom tunnelfronten. Efter krossning har bergstyckena en maximal kantlängd på 200 mm. Från krossen transporteras berget på det hängande

transportbandet cirka 500 m bakåt där det faller ned på det fast installerade transportbandet. Det fasta transportbandet förlängs i etapper om 300 meter och det tar cirka ett dygn. Krossen och det hängande transportbandet är mobila och flyttas samtidigt med bakriggen.

Alla bergtransporter sker med hjälp av två långa transportband. Ett band för den norra enkelspårstunneln och ett gemensamt band för de två södra tunnlarna. Transportbanden slutar i var sin tappficka, se bild nedan. Tappfickornas volym möjliggör mellanlagring av en till två hela sprängsalvor. Tappfickorna utgör också entreprenadgränsen där ansvaret för bergtransporterna övergår till beställaren.



Beställarens transportband går utan avbrott från tappfickorna via tillfartstunneln till bergtippen ovan jord. Beställaren ansvarar för skötseln av bergtippen och den kommersiella användningen av det losshållna bergmaterialet. Bland annat tillverkar beställaren ballast av den del av bergmaterialet som uppfyller kvalitetskraven och tillhandhåller den för tillverkning av sprutbetong och konstruktionsbetong. Transporten av ballastmaterial till betongstationen i knutpunkten sker också med transportband.

Installation och driftsättning av transportband, bakrigg och kringutrustning tog cirka en månad per tunnel. Efter cirka 4 månader hade personalen lärt sig hantera och underhålla systemet och finslipningen av mekaniska detaljer och styrelektronik var avslutade.

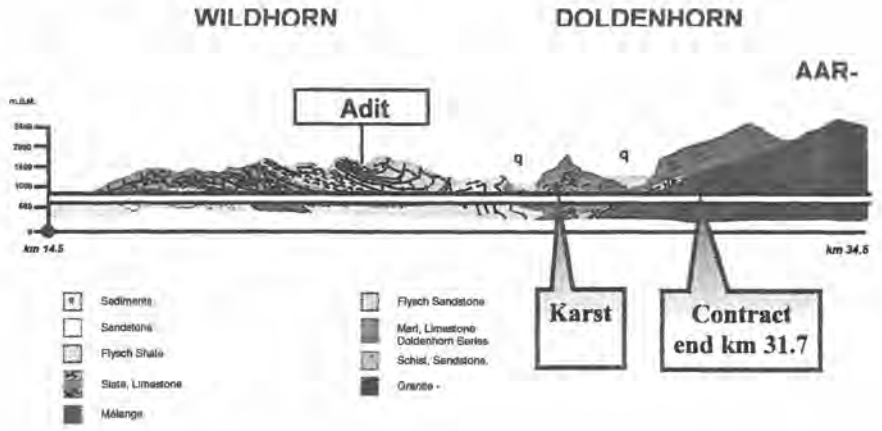
7. GEOLOGI OCH BERGKLASSER

I delprojekt Mitholz passerar tunnlarna tre geologiska avsnitt, se bild nedan. En förenklad sammanfattning av geologin i de olika avsnitten beskrivs nedan.

- Wildhorn består i huvudsak av skifferbergarter med varierande grad av metamorfos och sammansättning. Det är dels en blandning av ler- och

märgelskiffer som innehåller sandstenslinser, dels längre avsnitt av kompakt metamorf kalksten.

- Doldenhorn innehåller olika typer av kalkstensbergarter.
- Aar är i huvudsak sammansatt av granit och gnejs.



Bergförstärkning sker enligt de i kontraktet föreskrivna bergklasserna. Det finns sammanlagt sju stycken. Bergklass ett motsvarar bra berg, bergklass två motsvarar medelbra berg, bergklass tre dåligt berg, osv., se tabell nedan.

Bergförstärkning och bergklasser.

Bergklass	Salvlängd	Bult (Friktions och/eller ingjuten)	Sprutbetong	Övrig information
1	> 4.0 m	2.5-3.5 meter långa 4-8 st./löpmeter	8 cm (ev. med nätarmering)	Ostörd kapacitet = 12,5 m/d
2	4.0 m	2.5-4.0 meter långa 6-10 st./löpmeter	10 cm (ev. med nätarmering)	Ostörd kapacitet = 11,5 m/d
3	2.5 m	3.5-4.5 meter långa 10-15 st./löpmeter	15 cm (ev. med nätarmering)	Ostörd kapacitet = 8,5 m/d
4	2.0 m	3.5-5.0 meter långa 0-4 st./löpmeter	21 cm (med nätarmering)	StålbågarHEB 120 1 st./löpmeter
5	1.5 m	4.0-6.0 meter långa 0-4 st./löpmeter	27 cm (med nätarmering)	Stålbågar HEB 160 1-2 st./löpmeter
6 (delad tunnelfront)	1.5 m	3.5-8.0 meter långa 15-20 st./löpmeter	25 cm (ev. med nätarmering)	Stålprofiler Typ HT 29/58 1-2 st./löpmeter Slits för defomationer
7 (delad tunnelfront)	1.0 m	3.5-6.0 meter långa 0-6 st./löpmeter	27 cm (ev. med nätarmering)	Stålbågar HEB 160 1-2 st./löpmeter Spiling l=3-4 m Ev. förstärkning tunnelfront

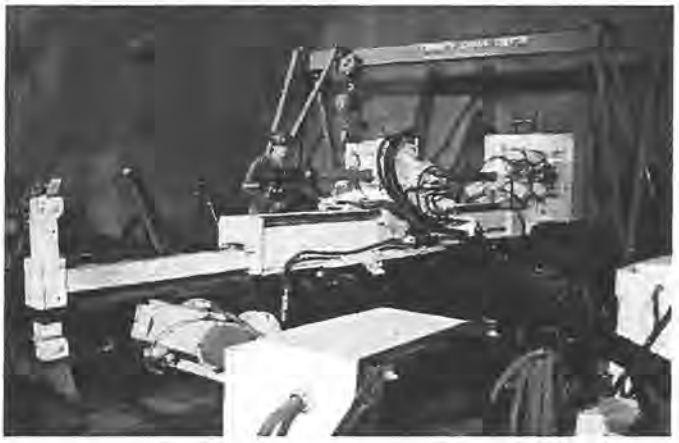
En ändring av aktuell bergklass bestäms i samråd mellan beställaren och entreprenören. Till dags dato har bergklass ett, två och tre kommit till användning. Bergförstärkning i bergklass ett till tre utförs med varierande mängder av Swellexbult, ingjuten bult och sprutbetong med eller utan nätarmering. I bergklasserna fyra till sju ingår stålbågar eller stålprofiler och för den sämsta bergkvaliteten även spiling. Till respektive bergklass är också maximalt tillåten salvlängd föreskriven. I bergklass tre är den tillåtna salvlängden 2.5 meter. Förstärkningsinsatserna ska i stort sett oavsett bergklass vara avlutade inom 30 meter från tunnelfront.

Konvergenspunkter installeras regelbundet och de fortlöpande mätningarna visar, med några få undantag, att den valda förstärkningen ger stabila bergförhållanden.

Den aktuella fördelningen på bergmassans kvalitet är 24 % bra berg (berg klass 1), 21% medelbra berg (berg klass 2) och 55% dåligt berg (berg klass 3).

8. SONDERINGSBORRNINGAR

För det geologiska avsnitt som benämns Doldenhorn har beställaren prognostiserat förekomst av karsthåligheter eller krosszoner. Dessa geologiska strukturer förmodas innehålla slam och vatten och stå under högt vattentryck. Avsnittet omfattar cirka 2.8 km av tunnelsträckan söderut, i vardera östra och västra tunnel. Tunneldrivningen längs den här sträckan betraktades av beställaren som den potentiellt största risken för att en försening ska uppstå för hela projekt Lötschberg.



Två typer av sonderingsborrning ingick i den normala arbetscykeln. Den ena typen borras med tunneljumbo och utgörs av 24 m långa hål som varierar mellan 6 och 12 till antalet. Den andra typen av borrningar utförs med ett kärnborraggregat, se bild ovan. Tre stycken sådana aggregat finns på plats i Mitholz. Från tunnelfronten kärnborras 2 stycken cirka 300 meter långa hål. Varje hål förses med ett 20 meter långt stålrör som gjuts fast och provtrycks till 100 bar. Till det ansluts en så kallad "Blow-Out-Preventer". Det är i princip en ventil genom vilken borrning kan ske, och som säkerställer att hålet omedelbart kan stängas eller avslutas om vatten eller slam

med högt tryck skulle anträffas i borrhålet. Varje borrning om två hål tar mellan 5 och 7 dagar att genomföra och under tiden är bergdriften inställd i den aktuella tunneln. Beställaren karterar kärnorna och undersöker hålen med georadar samt genomför hydrogeologiska mätningar för att fastställa aktuellt vattentryck och permeabilitet. Kärnborrhålen injekteras innan bergdriften återupptas.

Detta parti, dvs. det 2.8 km långa avsnittet, har passerats och höga vattenflöden i kombination med högt vattentryck har bara påträffats i en av krosszonerna. Det resulterade i att bergdriften inställdes för injekteringsarbeten under cirka en månad. I slutet av detta parti vid övergången mellan kalksten och granit gjordes även en viss förinjektering.

Det maximalt tillåtna inflödet av grundvatten i projekt Mitholz är 260 l/s. I det 2,8 km långa avsnitt där vattenläckaget befaras vara som störst är det tillåtet att släppa in 195 l/s. Det aktuella värdet längs sträckan är cirka 50 l/s.

9. KAPACITETER (BERGDRIFT)

Till och med augusti 2003 har cirka 20,700 meter tunnel drivits på de tre enkelfronterna i projekt Mitholz. Beräknat över aktuell projekttid och med planerade och oplanerade driftstopp medräknade, blir den genomsnittliga månadskapaciteten för enkelspårstunnel cirka 220 m.

Månadsindrifter för den nord östra tunneln.

2001		2002		2003	
Månad	Indrift (m)	Månad	Indrift (m)	Månad	Indrift (m)
		Jan	332	Jan	Spårväxel
Feb	179	Feb	313	Feb	228 (NW)
Mars	231	Mars	248	Mars	299 (NW)
April	195	April	260	April	218 (NW)
Maj	243	Maj	281	Maj	26 (NW)
Juni	194	Juni	296	Juni	294
Juli	211	Juli	294	Juli	312
Aug	231	Aug	286	Aug	41 - gmslag
Sept	200	Sept	233	Sept	
Okt	311	Okt	342	Okt	
Nov	329	Nov	229	Nov	
Dec	166	Dec	Spårväxel	Dec	

Ovan visas en tabell med månadsindrifter ur den nord östra tunneln från och med när bakrigg och transportband började användas.

Den bästa dagen, veckan och månaden i respektive tunnel visas i tabell nedan.

Bästa kapaciteterna.

		Dag	Vecka	Månad
Söder	Västra tunneln	19 meter	104 meter	338 meter
	Östra tunneln	18 meter	94 meter	303 meter
Norr	Östra tunneln	18 meter	103 meter	342 meter

10. SLUTSATSER

Efter 30 månaders bergdrift kan konstateras att produktionsmetoden och transportsystemet fungerar över förväntan. De i kontraktet höga kapaciteterna har överträffats och det aktuella försprånget jämfört med den reglerade kontraktstidplanen uppgår till mellan 60 och 80 dagar för de tre tunnlarna. Nedan visas en aktuell jämförelse mellan de verkliga genomsnittliga kapaciteterna och de förväntade enligt kontraktet. Kapaciteterna är beräknade över årets alla dagar och planerade och oplanerade driftstopp ingår.

Jämförelse mellan genomsnittliga kapaciteter per dag, verkliga och enligt kontrakt.

		Verkliga	Enligt kontrakt
Söder	Västra tunneln	7.7 meter/dag	6.4 meter/dag
	Östra tunneln	7.5 meter/dag	7.1 meter/dag
Norr	Östra tunneln	6.9 meter/dag	6.4 meter/dag

För söder är ej zonen Autochton inräknad i ovan angivna siffror. Zonen bedrevs med omfattande försiktighetsåtgärder med stålbågar.

Den valda produktionsmetoden har för projekt Mitholz följande fördelar.

- God arbetsmiljö vid tunnelfronten med avseende på luftkvalitet och temperatur.
- Lite tung trafik i tunnlarna. Positivt för både säkerhet och arbetsmiljön i tunneln.
- Höga snittkapaciteter på utlastning bidrar positivt till att korta cykeltiderna.
- Korta stillestånd i samband med förlängning av ventilation, strömförsörjning, etc.
- Förenklad logistik för både försörjningsarbeten till tunneldriften och underhållsarbeten av tunnelutrusning.
- Alla resurser och service finns alltid tillgängliga nära tunnelfronten.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

ERFARINGER FRA BRUK OG NYTTE AV "REFERANSEGRUPPE" VÁGA-TUNNILIN

Experience from use of "Reference group" at the Vagar Tunnel, Faroe Islands

Forskningssjef Anders Beitnes, SINTEF

SAMMENDRAG

Det presenters noen erfaringer med arbeid i en Referansegruppe som ble satt til å bistå partene i tunnelkontrakten for Vágatunnilin på Færøyene. Fordi kontrakten ble inngått på i prinsipp fast pris, ble sikringsomfanget entreprenørens risiko. Gruppen fungerte som voldgiftsnemnd ved uenighet om omfang og type sikring. Også andre temaer ble tatt opp løst underveis. Ordningen bidro til at potensielle konflikter ikke fikk forstyrre målet om rasjonell fremdrift og god kvalitet.

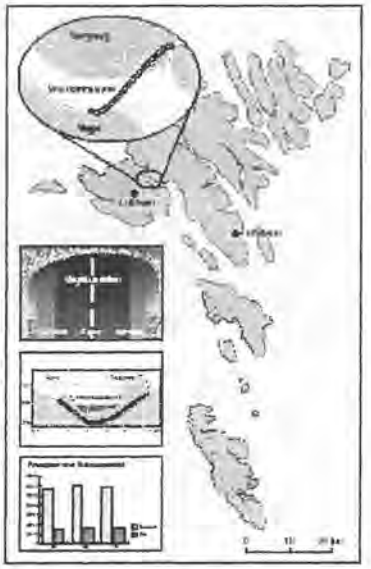
SUMMARY

Experiences are presented from work in a review team which was put in action to follow and give advice to the contract parties on the Vagar Sub-sea Tunnel Project. As the parties entered into a lump sum type of contract, the geological risk was put on the Contractor side. The team acted as an arbitrator for issues of rock support need and methods primarily. Other issues were brought on the table during the tunneling process. The arrangement contributed to omitting conflicts that potentially could disturb the goals of efficiency and quality.

PROSJEKTET

I dette innlegget presenters noen erfaringer med arbeid i en rådgivergruppe eller Referansegruppe som ble satt til å bistå partene i en tunnelkontrakt. Det dreier seg om en vegtunnel under sjøen mellom to øyer på Færøyene. Opprinnelig var det fullt dekkende anbudsdokumenter for en tradisjonell kontrakt med beskrivende mengeliste. I anbuds- og forhandlingsprosessen, ble det tatt fram en ide om å endre til fast pris (med reguleringsklausuler) for å imøtekomme byggherrens behov for en begrenset totalkostnad.

Landstinget hadde opprettet et spesielt byggherreselskap, som sto for forundersøkelser og anbudsutsending. Byggherrens konsulent var norsk, O.T.Blindheim AS med assistanse av Norconsult.



Fakta om prosjektet:	
Byggherre:	Vágatunnilin pf.
Hovedentreprenør:	NCC International
Konsulent:	O T Blindheim AS m/ Norconsult AS
Budsjett:	240 Mill DKK
Hovedentreprise:	169 Mill DKK
Prosjektets hensikt:	Vegfast forbindelse mellom øyene Streymoy (med Torshavn) og Vagar (med flyplassen)
Tunnelens lengde:	4,9 km
Tverrsnitt	T 10 (2 kjørebaner)
Største dyp:	105 m.u.h.
Byggestart:	september 2000
Gjennomslag:	januar 2002
Åpning for trafikk:	desember 2002

Kontrakt ble inngått sommeren 2000 med NCC Internasjonal. Kjernen i entreprenørens stab var norsk. Dette var ikke uvesentlig, ettersom det var en forutsetning for prosjektering og gjennomføring at den skulle baseres på norske regelverk (les: Statens Vegvesens håndbøker) og erfaringer. Færøyske Landsbyggifelagið pf. var satt til å utøve byggekontroll, mens Landsingeniøren (i egenskap av fremtidig eier og driver) deltok som godkjenningsorgan.

HVORFOR REFERANSEGRUPPE?

Da kontrakten altså fikk et i utgangspunktet ikke forberedt tillegg, nemlig at mengderegulering skulle erstattes av fast pris (med få unntak), innså man raskt at det måtte finnes "noen" som kunne hjelpe til med å avgjøre hva som ville være tilstrekkelig, spesielt av bergsikring. Kontrakten fikk derfor også et tillegg som forutsatte at det skulle oppnevnes en fagkyndig referansegruppe, bestående av 3 personer. Denne skulle noe bortimot "voldgiftsmyndighet" på sikringstype og omfang. Partene skulle oppnevne en hver og en leder i fellesskap. Gruppen, som ble oppnevnt i løpet av høsten 2000, ble bestående av: Eirik Øvstedal (leder), Bjørn Buen (oppnevnt av NCC) og Anders Beitnes (oppnevnt av byggherren). Kanskje tilfeldig, men alle tre har bakgrunn som ingeniørgeologer og har omkring 30 års erfaring med tunnelbyggings-prosjekter.

Bruk av ekspertkomiteer som skal ha en avklarende rolle mellom kontraktspartene, er kjent fra tunnelprosjekter over hele verden. Men internasjonale eksempler er nesten utelukkende knyttet til å løse konflikter som har "gått i lås" og ikke lenger kan løses direkte mellom partene eller ved hjelp av "The Engineer". Til dels er dette institusjonert i FIDIC-kontrakter og det finnes regulære systemer for såkalt "arbitration" knyttet til avgjørelse av "claims" under kontrakter for det offentlige i mange land. I FIDIC er det faktisk en forutsetning at det må være en oppstått og dokumentert konflikt (f.eks. et ikke løst krav om kompensasjon) før det kan trekkes inn et "Dispute Adjudication Board".

Med økende omfang av kontrakter der entreprenøren også har ansvar for løsninger og detaljer og til dels også for geologien, så som i BOT, totalentreprise, OPS, incitamentsavtaler og lignende blir det også et økende behov for å agere proaktivt, og å avgjøre eller sette en standard underveis for om det som utføres er å anse som innenfor eller utenfor kontraktens rammer og om det oppfyller dens fuksjons- og kvalitetskrav. Alle forstår at det ville være fint om man kunne gjøre dette i en ikke konfliktorientert ånd. Det er nettopp dette man har villet forsøke i denne kontrakten

Hvis man i tilknytning til slike kontraktsformer hadde hatt entydige, målbare funksjonskrav og man kunne hatt korrekt og på alle måter dekkende beskrivelse av de geologiske forhold, ville dette ikke vært så nødvendig med ekstern bistand. Ingen av delene er i praksis mulig.

Referansegruppen fikk altså som mandat å gi råd "etter anmodning fra partene" i særdeleshet om sikringsmetoder og -omfang under driving. Dessuten fikk gruppen som mandat å være proaktiv ved selv å ta opp saker som man anså kunne få betydning for sikker og rasjonell framdrift og for kvaliteten. Internt i gruppen valgte man helt fra starten av å se bort fra partsrepresentasjonen, og i sin helhet å legge lojaliteten til prosjektets beste og til en avbalansert kontraktstolking. Alle råd skulle være enstemmige. Dette godtok partene helt ut.

GJENNOMFØRING

Tunnelen ble drevet med tradisjonell boring og sprengning fra begge sider. Bergarten er så og si utelukkende basalt i mer eller mindre tykke, svakt hellende benker og med noen steile intrusive ganger. Sikringsomfanget ble omtrent som angitt i mengelistene, med mindre sprøytebetong, og målt i sementmengde, en god del mer forinjeksjon. Det ble også et litt øket behov for vann- og frostavskjerming, men dette var det regulering for.

Referansgruppen møttes på Færøyene 5 ganger under selve tunnelbyggingen og en gang etter fullføring. De konkrete sakene som ble behandlet og de detaljerte råd som ble gitt, er selvfølgelig ikke gjenstand for offentliggjøring. Men vi kan nevne de viktigste temaene:

- Tilstrekkelig sikringsomfang og –type i karakteristiske soner i heng og vegg, inklusive forslag til hvordan en skulle betrakte faktorer i Q-metoden under rådende bergforhold.
- Detaljsikring av (porøst) berg som erfaringsmessig har en relativt rask forvitring.
- Valg av boltetype: endeforankret kontra fullt innstøpt.
- Beredskap for å begrense rasutvikling.
- Sprøytebetongkvalitet
- Omfang av tetting/forinjeksjon.
- Bruk av tunnelmasse til vegoppbygging.
- Tidsplanlegging og kontrahering for etterarbeider.
- Forhold til håndbokrevisjoner i Norge.

Begge parter brukte erfarne (norske) ingeniørgeologer til å foreslå type og omfang av sikring.

Det er Referansegruppens oppfatning at tunnelbyggingen ble gjennomført uten at uavklarte forhold la noen demper på rasjonell framdrift og ressursutnyttelse. Det har

heller ikke vært fremført alvorlig uenighet ved avslutning av kontraktsforholdet, som kunne henføres til forhold under drivingen.

KOMMENTARER TIL KONTRAKTSFORM OG RISIKOPROFIL

Det er en interessant diskusjon hvorvidt den risikoprofil man har i denne kontrakten er optimal. Her betaler byggherren en premie for "å legge lokk på maksimalkostnaden". Det omfatter ideelt sett at entreprenøren har fullt ansvar for geologiske forhold og sikringsomfang med den begrensning at det skal benyttes metoder og midler som er beskrevet i kontrakten. Dilemmaet er at byggherren/prosjektets eier må ta ansvaret for omfanget av permanent sikring. Likedan er det et dilemma at de største geologiske risika (jfr. Bjorøy og Fatima) er av en art som langt overstiger det premien dekker, og dessuten ville ha blitt et problem for byggherren uansett. Her er for øvrig å bemerke at problemer av typen Bjorøy neppe ville ha vært dekket av kontraktsbeskrivelsen mens problematikken på Fatima helt klart ville ha fallt innenfor kontraktens rammer.

For det første bør risikoen plasseres der den mest naturlig hører hjemme. Er usikkerheten i et prosjekt stor, er det neppe riktig å legge for mye risikopå entreprenøren. En undersjøisk tunnel er eksempel på dette. For det andre bør den risiko man betaler for eller påtar seg være av kalkulerbar art. For det tredje bør det være noen reguleringsmekanismer som gjør at byggherren beholder styring i forholdet mellom kostnad og funksjonell standard. Det er uansett viktig å forutsette at det velges løsninger med dokumentasjon på at disse har tilstrekkelig kvalitet med tilstrekkelig levetid.

Den forutsatte (eller omforente) risikodelingen bør forklares nøye i avtaledokumentet, med hensikt, presise avgrensninger, beredskap og mekanismer for å avgrense risiko. Med fordel kan det være åpenhet mellom partene omkring en modell for beregning av risikoleddet.

Et annet forhold er at "metoder og midler som beskrevet i kontrakten" medførte en begrensning i entreprenørens handlefrihet når det gjalt å optimalisere metoder. Ideen med denne kontraktsformen burde kunne gitt større fordeler ved å konsentrere seg om funksjonskrav og i mindre grad pålegge entreprenøren standardiserte utførelseskrav. Dermed skal det være mulig å få en mer dynamisk holdning til optimale sikringsmetoder og gjerne også en tilhørende (og til nå savnet) innovasjon. Prinsippet kan i noen grad også gi fordeler ved den byggetekniske utformingen. Dette innebærer at ansvaret for detaljprosjektering og arbeidstegninger, samt styring av tekniske leveranser bør ligge til hovedentreprisen.

En løsning er at byggherren beholder styring og ansvar for prosjektering av de deler som går på f.eks. trafikksikkerhet, mens det lages et incitament i form av en omforent "target price", der entreprenøren står for kontrahering og styring av leveransene og det er en deling av besparelse/overskridelse.

Tunneldrivingen gikk som man forstår i det store og det hele veldig greitt. Vi har en klar opplevelse av at kontraktsformen bidro positivt. Bla. opplevde vi at konturen i tunnelen ble nøyaktig og pent utført, og at det til vår glede viste seg optimalt å gjøre grundig rensk i hengen. Prosjektet har av denne grunn helt unngått en overdreven

bruk av sprøytebetong på stuff, og det har vært god tilgjengelighet til å vurdere behovet for permanentsikring.

REFERANSEGRUPPENS ROLLE OG FUNKSJON

Generelt

Hovedbudskapet her er at det er svært nyttig, for ikke å si nødvendig, med et modererende ledd av den type Referansegruppen her utgjør, i kontrakter som har en slik ansvarsfordeling. Det er likevel noen generelle betraktninger en kan gjøre seg om forbedringer. I dette prosjektet kom ordningen kastet inn i 12. time, så det er naturlig at ikke alle forhold var gjennomdiskutert og beskrevet i kontrakten. For senere bruk av referansegruppe i tilknytning til gjennomføringsfasen av en anleggskontrakt, bør en ha tenkt gjennom og oppnå et avklart syn på slike temaer som:

- mandat, rolle, ansvar
- oppnevning, størrelse, kompetansekrav, suppleanter
- habilitet, lojalitet, tillit, partsrepresentasjon
- arbeidsgrunnlag, tidspunkt for innkobling, temaer, arbeids- og rapportform
- hvordan knytte mandat og funksjon til kontrakt? (eks: samarbeidsplikten)
- operativ evne, intern kjemi, utskiftingskriterier og –prosedyre

Hensikten med en referansegruppe bør også være tydelig og den bør utnyttes aktivt mht.:

- effekter på kvalitet, løsningsvalg og kostnader
- effekt på partenes samarbeid, beslutningsevne og problemløsning
- bieffekter som betydning for politikeres, myndigheters og omverdenens aksept

Det kan også være aktuelt å ha referansegruppe inne i prosjekt i andre faser og med et annet mandat enn å være tilkoblet som nøytral aktør ved en bestemt kontrakt, f.eks. mer som "advisory board", "panel of experts", "risk evaluation group" osv. Dette er et stort tema med mange sider og omfattende erfaringer i store utbyggingsprosjekter rundt om i verden. Vi har valgt ikke å gå inn på dette her.

Noen spesifikke erfaringer

Om RG`s funksjon på dette prosjektet er vi selv kan hende ikke de rette til å vurdere uhildet, men tilbake står i alle fall at det har vært et fravær av alvorlige konflikter. Det kan naturligvis skyldes gruppens funksjon, men den eventuelle ære bør nok deles med byggherre og entreprenør som aldri lot det egentlige mål, en rettidig leveranse til avtalt kvalitet, av syne.

Av potensielle tvister som ble løst ved RG`s hjelp var sannsynligvis problemet med klassifisering og fastsettelse av sikring den viktigste. Den voldgiftsmyndighet som gruppen i følge mandatet var gitt for avgjørelse i tvister om sikring, ble anvendt i mild form ved definisjon av typestrekninger som skulle tjene som mal ved senere fastsettelse av sikring.

RG kunne etter egen vurdering bidratt mer ved å bli trukket inn i opplegget for f.eks. seksjonsvis ferdigstillelse, hvor en med klarere forutsetninger for tilkomst for installasjonsentrepriser kunne ha spart noe på effektivitet og byggetid.

RG har ikke oppfattet mandatet som ble tillagt gruppen som noen begrensning og følgelig heller ikke hatt noe ønske om å endre dette under prosjektets gang. Med tanke på eventuell tvisteløsning i fremtidige prosjekter, holder gruppen det for tjenlig at partene pålegges å søke løsning på konflikter gjennom rådgivning fra gruppen, og ikke som nå "etter anmodning fra partene", i forbindelse med mulige tvister. Forskjellen er neppe stor i praksis, men den opprinnelige tekst kan tolkes slik at begge parter må være enige om å søke råd før dette gjøres.

Gruppens størrelse, 3 personer, har fungert bra i praksis. Saker og problemer som har kommet opp har oftest vært av teknisk natur og har gjerne latt seg løse ved kontakt i medlemmenes respektive nettverk uten at mandatets åpning til å nytte suppleanter har vært nødvendig å bruke. Muligheten til å trekke inn ekstern ekspertise bør imidlertid bibeholdes fordi det er usannsynlig at en liten og effektiv gruppe selv vil kunne svare på ethvert mulig teknisk problem.

Under diskusjonen på oppsummeringen under gruppens siste møte med partene ble samarbeidsklima på et prosjekt tatt opp, og den betydning en referansegruppe kan ha for dette. Det ble poengtert hvor viktig det er at eventuelle problemer ble tatt opp på et tidlig tidspunkt og løst eller "parkert" på en slik måte at det ikke influerte på prosjektet videre. Problemet med personkjemi, mellom partene og internt i referansegruppen ble også diskutert. Det er åpenbart at en ikke-fungerende RG ikke tjener prosjektet. Det er imidlertid spørsmål om partene fritt skal få bytte ut "sine" representanter underveis i prosjektet, da en unilateral utskifting kan mistenkes å skyldes misnøye med faglige avgjørelser og ikke at RG fungerer dårlig. For at det ikke skal hefte tvil om vikarierende motiver ville det sannsynligvis være riktig at RG som helhet ble skiftet ut og at byggherre og entreprenør måtte være enige om dette. I tillegg til dette bør formannen i RG føle et ansvar for at gruppen fungerer og ta dette opp internt etter behov. Om en slik diskusjon fikk som utfall at en av representantene ba om å bli fristilt, burde dette kunne løses med nyutnevnelse av en enkelt representant. Hvordan disse overlegningene skulle reflekteres i reguleringen av gruppens funksjon er en annen skål.

Vår erfaring er at det innad i gruppen lot seg gjennomføre å diskutere saker og å konkludere uten at noen gjorde noe nummer av å representere en av partene. Alle råd er gitt enstemmig. Den meningsbrytning som gikk forut, har vært produktiv og vi tror ikke man kunne oppnådd tilsvarende avbalanserte eller gjennomtenkte konklusjoner fra f.eks. en person alene eller i en setting med bundne partsrepresentanter.

SLUTTORD

Vi liker å tro at de faktiske bidragene fra en proaktiv, ekstern rådgivningsgruppe hadde en viss betydning for rasjonell gjennomføring og for at det ble en omforent og gjennomgående god kvalitet i prosjektet. Allikevel tror vi at det viktigste bidraget

ligger i selve det fenomen at det eksisterte en ekstern gruppe utenom de to partene, som hadde innsyn i fremdrift, i partenes disposisjoner og i gjensidige diskusjoner. Vi tror dette har bidratt til en enda bedre kultur for "edruelighet" og faglig stolthet og et tydeligere felles ønske om å styre unna konflikter enn det vi har sett på mange tunnelanlegg i Norge.

Erfaringer fra tilsyn – hvor svikter det i plan og gjennomføring

Experience from inspections – what are the shortages in planning and accomplishment

Senioringeniør Sigbjørn Lian, Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap

Sammendrag

Tilsyn med håndtering av eksplosiver er et av virkemidlene myndighetene benytter for å påvirke sikkerhetsnivået ute i virksomhetene. Siden 2001 har tilsyn på eksplosivområdet vært intensivert i forhold til tidligere. Og fra i år – 2003 – utfører Bergvesenet kontroll med oppbevaring og bruk av eksplosiver på sine tilsynsobjekter for DSB, noe som medfører at DSB-ansatte utfører tilsyn med entreprenører.
Tilsynene avdekker mangelfull planlegging av sprengningsarbeidene, IK-systemer som ikke er oppdaterte og heller ikke brukes i den daglige driften av virksomheten. Det er også mange virksomheter som ikke har oppgradert sine oppbevaringssteder slik at de tilfredsstiller kravene i forskriftene.

Summary

The inspections with handling of explosives are one of the authorities instruments to affect the level of safety in the industry. Since 2001 there our inspections has been intensified compared to earlier years. And in 2003 the Directorate of Mining started to inspect the handling of explosives in quarries and mines.
The inspections identify that plans for blasting not fulfil the requirements in the legislation. Systems for internal control are not updated and they are not in daily use.
Many of the companies has not upgraded their explosive stores to fulfil the demands in the legislation.

Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB)

Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB) ble opprettet 1. september 2003 ved en sammenslåing av Direktoratet for sivilt beredskap (DSB) og Direktoratet for brann- og elsikkerhet (DBE). Hovedkontoret skal ligge i Tønsberg, og inklusive Sivilforsvaret er det 700 ansatte i det nye DSB.
DSB skal videreføre de oppgavene som DBE hadde, dvs. at for virksomheter som håndterer eksplosiver vil det ikke bli noen merkbare forandringer.

Hva er et tilsyn ?

I HMS-etatenes Styrende dokumenter for tilsyn er definisjonen som følger:

TILSYN (med virksomheter) består av
Kontroll (undersøkelse av status i forhold til krav) og eventuell **Reaksjon**

Etter alle tilsyn skal det skrives en skriftlig rapport til den virksomheten det har vært utført tilsyn med. Og i denne rapporten skal det stå hva som ble kontrollert, hvilke avvik fra kravene som ble funnet og hvilke reaksjon fra myndighetene disse funnene fører til. Den vanligste reaksjonen er at virksomheten først får en frist til å rette opp manglene, men hvis fristen ikke overholdes vil reaksjonen bli iverksatt, som for eksempel å gi dagbøter til manglene er rettet.

Hvorfor utfører myndighetene tilsyn ?

En av hovedoppgavene til HMS-myndighetene er å utføre tilsyn med de virksomheter som kommer inn under den aktuelle lovgivningen. For DSB vil det bl.a. si alle virksomheter som håndterer eksplosiver.
Formålet med disse tilsynene er å kontrollere at virksomhetene etterlever de lover og forskrifter som gjelder, og å gi informasjon og motta innspill på hvordan sikkerheten kan bedres på det aktuelle fagområdet.

Denne måten å utføre tilsyn på er også nedfelt i stortingsmeldinger. Først i Stortingsmelding nr. 41 (2000-2001) som angir følgende mål og strategier for perioden 2001 – 2005 på eksplosivområdet:

- *Antall sprengningsuhell skal reduseres med 30% i forhold til nivået i perioden 1995 – 99. Sikkerhetsnivået i forbindelse med sprengningsarbeider skal heves gjennom intensivert tilsyn kombinert med holdningsskapende og kompetanseøkende arbeid. Det skal foretas endringer i regleverket for å presisere ansvaret for sikkerhet i forbindelse med sprengningsarbeider.*
- *Nye eierstrukturer samt organisasjonsmessige og økonomiske endringer i virksomhetene skal ikke føre til redusert sikkerhet. Tilsynet skal i forhold til virksomheter hvor det forekommer slike utviklingstrekk særlig fokusere på klar ansvarplassering for HMS-arbeidet.*
- *Bransjeaksjoner skal prioriteres i tilsynet.*
- *Bruk av reaksjonsmidler skal intensiveres ved brudd på bestemmelser i lovgivningen.*

Og så i Stortingsmelding nr. 17 (2002-2003) om statlige tilsyn som sier i kap. 1.2.4: Styrket fagkompetanse i tilsynene: .... *Hvis tilsynsfunksjonen også skal legge grunnlaget for et dynamisk næringsliv bør tilsynene, etter regjeringens vurdering, også kunne gi faglig veiledning til tilsynsobjektene. Tilsynene bør ikke nøye seg med en påpekning av at et gitt forhold ikke er i overensstemmelse med regelverket. Tilsynene bør i sin tilnærming til sakene tilstrebe å være løsningsorienterte ved å komme med forslag til hvordan en virksomhet kan finne løsning som er i overensstemmelse med regelverkets krav. Dette stiller nye krav til tilsynenes kompetanse.*

Tilsyn med håndtering av eksplosive varer
Overordnet mål for tilsynene er å øke sikkerheten ved all handtering av eksplosiver. Alle tilsyn på HMS-området skal være systemrettet. Dette vil si at ved alle tilsyn skal det kontrolleres at handlingsformen er en del av virksomhetens systematiske HMS-arbeid, og at alle instrukser og lignende er knyttet opp mot virksomhetens IK-system.

Utvalgskriterier for tilsynsobjekter
Følgende utvalgskriterier benyttes:

- Virksomheter hvor DBE hadde gitt en tillatelse til oppbevaring/tilvirkning av eksplosive varer
    - Alder på tillatelsen og tid siden siste tilsyn

- Geografisk plassering, ut fra at det har vært lite tilsyn i enkelte områder
- Andre momenter som for eksempel uhell, endring i eierforhold etc.

- Virksomheter som kom inn under definisjonen i § 9 i "Storulykkesforskriften".

Tilsyn med gruver, pukkverk, mineralbrudd etc.

I 2002 inngikk Direktoratet for brann- og elsikkerhet (DBE) og Bergvesenet avtale om at Bergvesenet skal utføre kontroll med oppbevaring og bruk av eksplosive varer på de objektene de utfører tilsyn med i henhold til bl.a. bergverkslovgivningen.

Bergvesenet startet sine kontroller med oppbevaring og bruk av eksplosiver i 2003, og vil utføre knappe 100 kontroller i inneværende år. DSB (tidligere DBE) skriver rapportene etter tilsynene og følger opp med nødvendige reaksjoner.

Tilsyn med entreprenørbransjen

Avtalen med Bergvesenet gjør at de tilsynene DSB utfører på dette området kan rettes mer spesifikt mot entreprenørbransjen.

Utføring av tilsyn - Hva blir kontrollert ?

Kontrollen hos virksomheten gjøres på følgende hovedområder:

1. Virksomhetens IK-system
2. Bruk av eksplosiver
3. Oppbevaring av eksplosiver

Det blir kontrollert at virksomheten har utarbeidet et IK-system, og at det inneholder nødvendige henvisninger til gjeldende lovverk, og at det er utført risikovurderinger og utarbeidet planer slik at sikkerheten blir ivaretatt også ved handtering av eksplosiver.

Alle virksomheter som skal ha utført eller selv utfører sprengningsarbeider er pålagt å sørge for at sikkerheten blir ivaretatt. Tilsynet med bruk av eksplosiver vil derfor bli en kontroll av at virksomheten har sørget for at det foreligger risikovurderinger og nødvendige planer før sprengningsarbeidet igangsettes, og at de rapportene som kreves i av de forskjellige blir utarbeidet og arkiverte.

Alle virksomheter som oppbevarer eksplosiver skal ha oppbevaringssted som tilfredsstiller kravene til innbruddsikkerhet, det skal foreligge oversikt over hvor mye eksplosiver av hver type som er på oppbevaringsstedet. Og det skal være ryddig og fritt for brennbare materialer i og rundt oppbevaringsstedet.

Mangler som avdekkes ved kontrollene

Det avdekkes mangler ved de fleste tilsyn, det er bare ca. 4% av tilsynene hvor det ikke blir funnet avvik i forhold til lovpålagte krav.

Mangler i forbindelse med IK-system

Når det gjelder IK-system så viser de tilsynene som har vært gjennomførte at av hver 30 virksomhet som kontrolleres er det 1 som ikke har IK-system – 3 %. Dette på tross av at kravet om et systematisk helse-, miljø- og sikkerhetsarbeid ble innført allerede i 1992.
Av de resterende 97% av virksomhetene som er kontrollerte i forbindelse med denne typen tilsyn har de fleste større eller mindre mangler i sitt IK-system.
De 3 vanligste er som følger:

- handtering av eksplosiver ikke er tatt med i IK-systemet, men behandlet særskilt i eget system,
- det ikke er utført risikovurderinger for virksomheten,
- IK-systemet ikke er oppdatert slik at det viser til lover som ikke eksisterer lengre.

Mangler i forbindelse med oppbevaring av eksplosiver
Fra 1. januar 2000 har det vært krav om tillatelse for all oppbevaring av sprengstoff og tennmidler. Av de siste 150 tilsynene på dette området har det vært mindre enn 5 virksomheter som har hatt eksplosiver uten oppbevaringstillatelse fra rette myndighet. De vanligste avvikene fra regelverket på steder hvor det finnes oppbevaringstillatelse er som følger:

- Oppbevaringsstedet (containeren) tilfredsstiller ikke kravet om innbruddsikkerhet
- Det er brennbare materialer og vegetasjon i og rundt oppbevaringsstedet
- Virksomheten vet ikke hvor mye eksplosiver som til enhver tid finnes på lageret
- Det oppbevares sprengstoff og tennmidler i samme container

Mangler i forbindelse med bruk av eksplosiver til sprengningsformål
1. juli 2002 kom det nye forskrifter bl.a. for håndtering av eksplosiver, disse forskriftene klargjør virksomhetens ansvar tydeligere enn de gamle. Nå er det helt entydig virksomheten som har ansvar for å ivareta sikkerheten ved sprengningsarbeider, godkjent bruker – skytebasen – har kun ansvaret for det sprengningsfaglige under selve sprengningen.

De vanligste avvikene i forbindelse med tilsyn er:

- Virksomhet som skal utføre sprengningsarbeidet tillegger godkjent bruker ansvaret for å utarbeide sprengningsplan uten at vedkommende har fått nødvendig myndighet
- Det foreligger ikke sprengningsplan
- Sprengningsplanen er mangelfull ved at det ikke finnes varslingsplan, plan for dekking av salva eller salveplan
- Virksomhet som skal ha utført sprengningsarbeider har ikke stilt krav til utførende om hvordan sikkerheten skal ivaretas

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2003
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

GRUNDIGERE INGENIØRGEOLOGISK OPPFØLGING ER KOSTNADSEFFEKTIVT

Increased engineering geological follow-up is cost effective

Olav Torgeir Blindheim
Dr O T Blindheim Ltd, Kypros, www.blindheim.com

Lise Backer
Norges Geotekniske Institutt, Oslo, www.ngi.no
p.t. Jernbaneverket Utbygging

SAMMENDRAG

Det er idag vanlig med ingeniørgeologisk oppfølging på de fleste større tunnelanlegg i Norge. Typisk er det en ingeniørgeolog per skift, dvs at han/hun må rekke over de nødvendige observasjoner, ofte på to-tre stuffer, av bergmassens kvalitet etter hver salve før sprøytebetong påføres. Bidrag gis til valg og dimensjonering av sikringsmidler. Det blir imidlertid ofte for liten tid til å følge opp andre aktiviteter på stuff, som f.eks. sonderboring og forinjeksjon, og til systematisering av resultater til beslutnings-støtte etc.

Vi mener det er svært kostnadseffektivt å øke omfanget av ingeniørgeologisk oppfølging vesentlig i forhold til det nivået som er vanlig idag. Dette diskuteres i lys av de typiske oppgavene og det nødvendige samarbeidet med de andre aktørene. Kostnads/nytte-effekten søkes kvantifisert ved risiko-vurdering for et eksempel i form av en stor trafikk-tunnel under krevende forhold, inkludert sensitive omgivelser. Dette illustrerer at redusert risiko for over- og undersikring, kollaps, ikke optimalisert tetting, miljøskader, forsinkelser samt etterfølgende rettsaker, langt overskrider økningen i oppfølgingskostnader.

SUMMARY

On most larger tunnel construction sites in Norway, geological engineering follow-up is performed systematically. Typically, one geological engineer is assigned per shift, i.e. he/she has to cover the necessary observations, often on two or three work faces, of the rock mass quality before sprayed concrete is applied. Contributions are given to choice and adaptation of the rock support. There is, however, often too little time to follow up other activities, such as probe drilling and pre-excavation grouting, systematisation of results for decision support etc.

We are of the opinion that it is very cost effective to significantly increase the extent of engineering geological follow up from the level which is usual today. This view is discussed in light of the typical follow-up tasks and the necessary co-operation with

the other 'actors' in the tunnel. The cost/benefit ratio is quantified for an example in the form of a large traffic tunnel under demanding conditions, including a sensitive environment. This illustrates that the redused risks for over- and under-supprt, collapse, not optimised water control, delays to project completion, damage to the environment and litigation afterwards, by far exceed the increase in follow-up costs.

VURDERING AV DAGENS SITUASJON

Hovedtrekk

Stedlig ingeniørgeologisk oppfølging, dvs med fast stasjonerte ingeniørgeologer, er vanlig på større anlegg; dette har forkommet siden 1960/70-årene. På mindre anlegg er situasjonen mer varierende, noen steder er det stedlig oppfølging, andre steder mangler det helt. Sporadiske befaringer for foreskriving av permanent sikring eller 'brannslokking' når det raser kan da forekomme.

Det er idag store krav til dokumentasjon, og ofte gir kombinasjonen av ingeniørgeologisk oppfølging og skiftkontroll av annen art lite tid til oppfølging på stuff.

Vi mener at ingeniørgeologer ikke utnyttes optimalt. Det er mulig å utvikle og gjennomføre en grundigere og bedre ingeniørgeologisk oppfølging. Dette har et stort potensiale for kostnadsbesparelser, reduksjon av riskiko for forskjellige hendelser, inkludert ulykker og miljøskader, konflikt-forebygging og videre faglig utvikling.

Vi er selvsagt klar over at ingeniørgeologene bare bidrar til samspillet på et tunnelanlegg. Andre viktige bidrag kommer fra de andre aktørene hos entreprenørene og byggherrene, men i dette innlegget fokuserer vi på ingeniørgeologene.

Nøkkelfaktoren i norsk tunneldrift

Nøkkelfaktoren i norsk tunneldrift er *beslutninger på stuff*. Disse omfatter:

- Omfang av sonderboring
- Tilpasning av forinjeksjon
- Behov for forbolting
- Samråd om sikring (metode og omfang)

Vi tar utgangspunkt i den tradisjonelle norske enhetspriskontrakten, som definerer fordelingen av oppgaver mellom entreprenør og byggherre, og derved sistnevntes ingeniør-geologer, som har en viktig rolle. Disse må:

- Kartlegge bergmasse, slepper etc på stuff, før innsprøyting, som grunnlag for vurderinger og dokumentasjon.
- Følge opp entreprenørens arbeidssikring, for i samråd å tilpasse denne til permanent sikring på stuff. Avklare behov for ettersikring. Bidra til å ivareta byggherre-forskriftens krav om overordnet ansvar for sikkerhet.
- Følge opp sonderboring; vurdere om omfanget er tilstrekkelig, tilpasse hull og vinkler til sprekkesett, krav til påvisning, tetthet etc.
- Beslutte angående for-injeksjon innenfor ramme-prosedyrer.
- Sammenlikne med prognoser; er grunnforhold og tiltak som ventet? Oppdatere løpende kortids-prognoser.

- Erfarings-innsamling og analyse. Hva betyr dette for oppgjøret? Hva kan vi lære av erfaringene?



Ingeniørgeologen på stuff har mange oppgaver å rekke over

Hensynet til omgivelsene
For å oppnå miljøsikre anlegg er det nødvendig med en *koordinert gjennomføring*. Dette innebærer:

- Observasjoner og tolkning fra overvåking av poretrykk, vannstander etc, må settes i relasjon til måleresultater av gjenværende lekkasjer ved hjelp av måledammer i tunnelen. Er de anvendte 'trigger-kriterier' for injeksjon tilstrekkelige, eller må/kan de justeres? Ajourførte resultater må formidles til beslutningstakerne.
- Vurdering av årsak til unormale sprengningsrystelser, som ofte skyldes forekomst av gangbergarter etc.
- Støtte til info-ansvarlig, slik at publikum og media får nyttig og saklig informasjon om relevante forhold.

Disse forhold blir stadig viktigere, ikke minst for bransjens renommé.

De ovenfornevnte oppgaver er listet på 'tradisjonell' måte. Det er viktig å innse at ingeniørgeologen deltar i et komplekst samspill. Han/hun må:

- sikre 'kontakten med fjellet' i den høyt mekaniserte driften;
- bidra til sikkerheten;
- bidra til at det kontraktspålagte samarbeidet fungerer;
- bidra til godt resultat og fortsatt utvikling.

Ettersom mekaniseringen øker er ingeniørgeologen en viktig brikke for å ivareta forståelsen av oppførselen til fjellet; å kunne 'se' i rommet foran stuff, velge de riktige metoder, og bygge tillit til de valgte løsninger og deres dimensjonering.

Ingeniørgeologens bidrag rokker ikke ved entreprenørens oppgaver og ansvar, f.eks. for arbeidssikring. Imidlertid kan ingeniørgeologen bidra til å unngå undersikring, som kan forkomme når 'fabrikk-messig' sikring utføres ut fra produksjonshensyn. Det er også ofte i begge parters interesse at permanent sikring så langt som råd gjøres ferdig på stuff.

Andre kontraktsformer enn enhetspris-kontrakter kan forskyve ansvar og endre prosedyrer, men hovedtrekkene er de samme.

Entusiastiske fagfolk
Vi tror de fleste ingeniørgeologer opplever at de har en 'drømme-jobb':
- Interessante oppgaver, opplevelse av nytteverdi;
- Moderne hjelpemidler letter arbeidet: PC-verktøy, digitale kamera, tunnel-radio;
- Muligheter for videreutvikling ved bruk av:
  - MWD: Measurement While Drilling
  - Digitalisert injeksjons-styring og logg

De sliter ikke bare en kontorpult, men får utfolde også praktiske og menneskelige evner.

Typiske forbedringsmuligheter
Forbedringsmulighetene ligger i at det:
- ofte er for mange oppgaver for skiftkontrollørene;
- er mangel på tid til å følge opp grundig på stuff, f.eks. tilstedeværelse på stuff under sonderboring og forinjeksjon;
- ikke er tid nok til å bearbeide observasjoner til løpende analyse og presentasjon ('skippertak' blir gjerne nødvendig).

Det er bra med mange oppgaver og utvikling av allsidighet, men det må være nok tid til prioriterte oppgaver, slik at kunnskap og ferdigheter utnyttes og utvikles.

Hvordan oppnå forbedring?
Mye kan gjøres ved organiseringen, ved å:
- konsekvent fylle de nødvendige 'roller' (defineres nedenfor);
- fortløpende ajourføre dokumentasjon (for orientering til byggeleder, til diskusjoner internt og med entreprenør);
- fortløpende analysere resultater (for forståelse, konflikt-forebygging);
- sørge for nok kapasitet slik at det er tid nok til å gjøre oppgavene skikkelig.

Roller som må fylles
Vi definerer disse utøvende 'rollene':
- *Stuff-oppfølger* ('juniorer' og 'seniorer');
- *Samordner* for koordinering og til faglig støtte;
- *Mentor* til støtte og spesielle vurderinger.

Idag må ofte samordner-funksjonen deles på; og da blir det lett for travelt. Noen ganger er ansvaret gitt til én 'senior' med litt mer erfaring enn de andre. *Mentor*, gjerne en ekspert med mange års erfaring, kan hyres inn utenfra. Kun få anlegg benytter denne funksjonen systematisk.

Revisjons-funksjonen må ivaretas av uavhengige eksperter, i form av medlemmer av en 'referanse-gruppe' e.l. Det er viktig at det skilles mellom denne funksjonen og *mentor*-funksjonen; det er ikke lett å se kritisk på det som gjøres hvis man samtidig er engasjert i gjennomføringen. Revisjons-funksjonen er viktig, men omtales ikke mer i dette innlegget.

Alle de nevnte må på stuff i tilstrekkelig omfang til at de får en 'hands-on' innsikt i forholdene.

God kapasitet er nødvendig
Kvalitet krever konsentrasjon. Det må være tid nok til å:

- observere og forstå hva som forgår;
- bli kjent med og diskutere med stuffmannskap, baser og formenn;
- lage oversiktelige registreringer, sammenstillinger og presentasjoner;
- gi beslutningsstøtte og bidra til konfliktforebygging for spesielle problemer.

F.eks., de moderne injeksjonsriggene gir gode muligheter for optimalisering av for-injeksjonen, men krever at man har anledning til å sette seg inn i hvordan de virker. Vi tror forøvrig at diskusjoner med entreprenørens folk er uvurderlige både for effektivitet og sikkerhet for alle. Alt ialt handler dette om at byggherren bidrar med sin styring der den ventes og lever opp til sin del av ansvaret for sikkerheten.



Dagens injeksjonsrigger krever innsikt og forståelse for å kunne utnyttes optimalt

Det er klart at det ikke er noe galt i å ha det 'travelt'; det er nyttig å lære å holde flere baller i luften samtidig, men det må ikke gå på bekostning av at oppgavene ikke utføres slik de egentlig burde gjøres.

Kompetanse-utvikling
Oppfølgingen på stuff gir en verdifull utvikling. Det er viktig å:

- lære ved å prøve ut, men ikke begå alle tabber selv (støtte fra *mentor*);
- se andre forhold; besøke andre anlegg;
- delta på utviklingsprosjekter;
- utnytte erfaring til eksponering av firmaet's (arbeidsgiver's) og egen kompetanse.

Nyttig rekruttering for bransjen
En ingeniørgeolog på stuff kan bli:

- Senior ingeniørgeolog, etterhvert rådgiver;
- Byggeleder, etterhvert prosjektleder;
- Anleggsleder, etterhvert entreprenør-leder.

Bransjen får med dette fagfolk med praktisk erfaring og beslutningsevne. Dette skjer også idag, men kan styrkes.

NYTTE/KOSTNADS-VURDERING

Scenario
Vi velger som eksempel for kvantifisering en stor trafikk-tunnel med høy vanskelighetsgrad, med følgende forutsetninger:

- 100 m^2 tunnel med lengde 3 km, dels under bebyggelse
- tung injeksjon på halve strekningen, tildels åpne sprekker, sensitive løsmasser
- delvis tung sikring, én dypål med svært liten overdekning
- tre stuffer á 25 m/uke, 46 /uker pr år, utdrivingstid: 3000/3/25/46 ~ 1 år
- utdriving, tetting og sikring: 100.000 kr/m tunnel, dvs 300 Mkr for tunnelen
- Prosjektkostnad: 1000 Mkr

Eksemplet kan ligne på flere nylige tunnel-prosjekter, men vi presiserer at det ikke representerer en bestemt tunnel. Vi tror imidlertid dette også i fremtiden vil være typisk for store og krevende trafikk-tunneler i sensitive omgivelser.

Vanlig omfang oppfølging
Tabell 1 gir et anslag av kostnadene for hva vi definerer som "vanlig" omfang av ingeniørgeologisk oppfølging på denne typen anlegg. For enkelhets skyld er det regnet som om ingeniørgeologene er innleid, noe som ikke er urealistisk for mange anlegg.

Tabell 1: Kostnader for "vanlig" omfang av ingeniørgeologisk oppfølging

Kategori	Honorar, kr/time	Timer pr. år	Antall	Honorar Mkr/år	Utlegg %	Kostnad Mkr
Stuff-oppfølg.	500	2000	3	3,0	10	3,3
Sam-ordner	750	0	0	0	10	0
Mentor	1000	0	0	0	5	0
Sum						3,3
Oppfølging under utdriving på ~1 år			**Kostnad pr. meter: ~1.100 kr/m**		**% av 100.000kr/m: ~1,1%**	

Siden ingen *samordner* er tilsatt, må samordnings-oppgavene deles. De tre ingeniør-geologene må dele på 3 stuffer og 3 skift på hver stuff, samt andre overvåkings-oppgaver. Tilstedeværelse på stuff må prioriteres mot andre oppgaver, og kan bli skadelidende. Timetall pr år reflekterer dette; det vil lett bli nødvendig med endel overtid.

Foreslått økt omfang av oppfølging
Tabell 2 angir kostnader for hva vi forslår som et økt omfang av ingeniørgeologisk oppfølging på anlegg av denne størrelsen.

Tabell 2: Kostnader for "økt" omfang av ingeniørgeologisk oppfølging

Kategori	Honorar, kr/time	Timer pr. år	Antall	Honorar Mkr/år	Utlegg %	Kostnad Mkr
Stuff-oppfølg.	500	1800	6	5,400	10	5,940
Sam-ordner	750	1800	1	1,350	10	1,485
Mentor	1000	300	1	0,300	5	0,315
Sum						7,740
Oppfølging under utdriving på ~1 år			**Kostnad pr. meter: ~ 2.600 kr/m**		**% av 100.000kr/m: ~ 2,6%**	

Her er det foreslått to ingeniørgeologer pr stuff, noe som muliggjør tilstedeværelse under alle kritiske arbeids-operasjoner, samt tid til andre oppgaver. *Samordner* på full tid gir faglig støtte, og sikrer at alle observasjoner etc blir utnyttet best mulig. Mentor kommer på regelmessige befaringer, f.eks. 1 uke annenhver måned, samt i spesielle situasjoner.

Dette representerer mer enn en dobling av innsatsen. Differansen mellom "vanlig" og "økt" oppfølging utgjør ~ 1500 kr /m tunnel (~1,5%), som brukes nedenfor i nytte/kostnads-brøken.

Mulige nytte-effekter
De vesentlige mulige nytte-effektene kan utrykkes som redusert risko for:

- Overforbruk av sprøytebetong
- Overforbruk av bolter
- Undersikring i dårlig innspent berg
- Kollaps til dagen i dypål
- Ikke optimalisert tetting
- Miljøskader og utbedringstiltak
- Forsinkelser av hele prosjektet
- Rettslig konflikt

Risiko-vurdering
Vi bruker vanlige prinsipper for risiko-vurderingen:

- For de nevnte nytte-effekter defineres en "hendelse", som rundsum eller merkostnad pr meter tunnel, dette utgjør *konsekvensen*
- *Sannsynligheten* for at hendelsen inntreffer ved vanlig oppfølging antas
- *Den foreslåtte økte oppfølging antas å halvere alle sannsynligheter*
- Det er altså en gjenværende risiko
- Besparelse beregnes som *redusert risiko*
  der risiko = sannsynlighet x konsekvens

Halvering av sannsynlighetene ved økt oppfølging er selvfølgelig en påstand, men det er trolig ikke urealistisk.

For de enkelte effektene er det nedenfor kvantifisert hva vi tenker oss som typiske konsekvenser og sannsynligheter, dvs et "beste anslag", og altså ikke en "worst case" eller "best case".

Overforbruk av sprøytebetong
Dårlig tilpasning av sprøytebetong ut fra bergets kvalitet
Konsekvens:
1 m^3/m á 2200 kr/m^3 i hele tunnelen
Redusert sannsynlighet:
Fra 50% for "vanlig" til 25% for "økt" oppfølging
Besparelse:
0,25×1×2200 = 550 kr/m

Kommentar: Dette utgjør ikke så mye som diskusjoner ofte indikerer.

Overforbruk av bolter
Unødvendig bolting på eller bak stuff, inkl. i vederlag og vegger
Konsekvens:
4 bolter/m à kr 400 i hele tunnelen
Redusert sannsynlighet:
Fra 50% for "vanlig" til 25% for "økt" oppfølging
Besparelse:
0,25×4×400 = 400 kr/m

Kommentar: Selv om det er riktig å ikke "spare" på bolter i dårlig fjell, tror vi denne effekten ofte er undervurdert; det boltes ofte tett i godt fjell også.

Undersikring i dårlig innspent berg
Manglende forbolter og sprøytebetong-ribber i dårlig innspent berg og svakhets-soner
Konsekvens:
Nedfall med dødsulykke á 24 millioner kr
Redusert sannsynlighet:
Fra 10% til 5% = 5%
Besparelse:
0,05 ×24 Mkr = 1,2 Mkr
~ 400 kr/m for 3 km tunnel

Kommentar: Sannsynligheten for slike hendelser er vanskelig å anslå, men er trolig høyere enn vi liker å tenke på. Denne type ulykker må søkes eliminert; blokkfall utgjør kanskje halvparten av dødsulykker på stuff. De angitte kostnader omfatter samfunns-kostnader.

Kollaps til dagen i dypål
Gjennombrudd til dagen i dypål, re-etablering av tunnel, erstatninger
Konsekvens:
30 millioner kr
Redusert sannsynlighet:
Fra 5% til 2,5% = 2,5 %
Besparelse:
0,025×30 Mkr = 0,75 Mkr

~ 250 kr/m for 3 km tunnel

Kommentar: Det har vært mange eksempler på vellykkede passeringer av dypåler med liten overdekning i norske tunneler. Det kan være en viss fare for at man tror at det alltid vil gå bra.



Riktige beslutninger om forbolting og bruk av ribber er kritiske for sikkerhet og fremdrift

Ikke optimalisert tetting
Uønsket spredning, masse- og tidforbruk
Konsekvens:
Overforbruk av masse og tid: 20.000 kr/m injisert i halve tunnel-lengden
Redusert sannsynlighet:
Fra 50% til 25% = 25%
Besparelse:
0,25×0,5×20.000 kr/m = 2.500 kr/m

Kommentar: Klüver & Iversen ga på Fjellsprengningskonferansen i 2002 eksempler på denne effekten, og at den kan være meget høyere.

Miljøskader og utbedringstiltak
Manglende koordinering av grunnvanns- og lekkasje-overvåking, feil beslutninger, pålegg om tiltak
Konsekvens:
Infiltrasjon og etterinjeksjon til 40.000 kr/m i halve lengden
Redusert sannsynlighet:
Fra 25% til 12,5 = 12,5%
Besparelse:
0,125×40.000/2 = 2.500 kr/m

Kommentar: "Prøve- og feile-meoden" er ikke lenger akseptabel, til det er konsekvensene for store. Hvis vi har lært noe av Romeriksporten og prosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler" er det mulig å redusere slike risiki vesentlig, hvis man tar de rette beslutninger.



Det er både nødvendig og mulig å ta vare på idyllene

Forsinkelser av hele prosjektet
Manglende/sene beslutninger ang. sondering-tetting-sikring
Konsekvens:
Hele prosjektet til 1000 Mkr forsinkes ½ års, økt rentekostnad (6% p.a.)
~ 30 millioner kr
Redusert sannsynlighet:
Fra 25% til 12,5% = 12,5%
Besparelse:
0,125×30 Mkr = 3,75 Mkr
~ 1.250 kr/m for 3 km tunnel

Kommentar: Denne faktor kan lett undervurderes; vi tar det ofte for gitt at dette fungerer bra i norsk tunneldrift. De mange daglige beslutningene om veksling mellom aktiviterer, tilpasning av prosedyrere etc er selve grunnlaget for en stødig fremdrift.

Redusert risko for rettsak
Manglende samarbeid om å fortløpende løse uoverenstemmelser
Konsekvens:
Rettsak med 12 Mkr i saksomkostninger
Redusert sannsynlighet:
Fra 50% til 25% = 25%
Besparelse:
0,25×12 Mkr = 3 Mkr
~ 1000 kr/m for 3 km tunnel

Kommentar: Her ligger store utfordringer for alle parter. Hvis man undervegs kan samarbeide om å redusere omfanget av de sakene man er uenige om, ved å velge riktige metoder og prosedyrer, kan problemene bli mindre kostbare og derved lettere å bli enige om.

Nytte sikrings-arbeider
Tabell 3 viser at besparelsene betaler den økte oppfølgingen (til ~ 1.500 kr/m).

Tabell 3: Nytte for sikringsarbeider av økt omfang av oppfølging

Mulig besparelse	**Kr/m tunnel**
Tilpasset sprøytebetong	550
Redusert bolting	400
Redusert risiko for undersikring	400
Redusert risiko for kollaps	250
Sum	**1.600**

Nytte tetting, samarbeid
Her ligger det virkelig store potensialet. Tabell 4 viser at disse nytte-effektene utgjør vesentlig mer enn mulige besparelser for sikring, alene har de en nytte/kostnads faktor på 7250/1500 = 4,8. Samlet nytte/kostnad utgjør ca 6 ganger kostnaden for økt oppfølging.

Tabell 4: Nytte for tetting og samarbeid av økt omfang av oppfølging

Mulig besparelse	**Kr/m tunnel**
Optimalisert tetting	2.500
Bedre beslutninger ang. miljø	2.500
Opprettеholdt fremdrift	1.250
Redusert risiko for rettsak	1.000
Sum	**7.250**

Usikkerhets-vurdering
Regne-eksemplene er ment å være realistiske, men er selvfølgelig beheftet med usikkerheter. Vi har derfor utført en usikkerhets-vurdering etter vanlige prinsipper, med anslag av minimum og maksimums-verdier i tillegg til de "beste anslagene" som er vist i eksemplene over. I tillegg har vi vurdert usikkerhetene også på konsekvensene. Denne usikkerhetsvurdering indikerer at det er større gjenværende risiki og større nytte/kostnads-faktor enn for "beste anslag" eksemplet.

Til sammenlikning har vi også sett på en tunnel med mindre tverrsnitt og mindre krevende omgivelser. Dette bekrefter naturlig nok at mindre anlegg har færre eller mindre riski. Hvis oppfølgingen økes i forhold til dagens praksis, men tilpasses anleggets størrelse og vanskelighetsgrad, vil man ha tilnærmet samme nytte/kostnad. Det er da viktig å ikke undervurdere utfordringen på forhånd.

KONKLUSJONER

Hva bør gjøres?
Vi mener å ha påvist at ingeniørgeologene kan bidra mer og at det er meget kostnadseffektivt å øke oppfølgingsstaben til å muliggjøre full dekning på alle skift, samt å gi nok tid til relaterte oppgaver.

Vi understreker at hensikten ikke er å øke overvåkingen, men å ***bedre samarbeidet*** med entreprenøren.



Forbedringsmulighetene ligger i bedret samarbeid, ikke økt overvåking

Økning av innsatsen vil betale seg ved:

- Bedre tilpasset sikring
- Redusert fare for undersikring og ulykker

I tillegg oppnås store besparelser ved:

- Miljøsikre anlegg til redusert kostnad
- Færre eller reduserte konflikter
- Videreutvikling av fagfeltet, noe som gir rimeligere og sikrere tunneler.

Oppfordringer

Til slutt:

- Lev opp til de forpliktelser som ***allerede finnes*** mht sikkerhet og samarbeid
- Realiser potensialet for forbedring!

BAKGRUNNS-REFERANSER

Klüver, B.H. & Iversen, E., 2002: "Erfaringer med berginjeksjon, Hagantunnelen Rv 4", Fjellsprengningskonferansen, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo.

Kveen, A. & Lindstrøm, M., 2002: "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler", Fjellsprengningskonferansen, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, Oslo.

Blindheim, O.T., 1997: "A review of NMT, the Norwegian Method of Tunnelling", Int. Symp. on Rock Support - Applied solutions for underground structures, Lillehammer.

Holter, K.G., 1993: "Cost effective tunnelling through weakness zones; the Freifjord subsea road tunnel", RETC, Boston.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

Erfaringer fra tilsyn – hvor svikter det i plan og gjennomføring

Experience from inspections – what are the shortages in planning and accomplishment

Senioringeniør Sigbjørn Lian, Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap

Sammendrag

Tilsyn med håndtering av eksplosiver er et av virkemidlene myndighetene benytter for å påvirke sikkerhetsnivået ute i virksomhetene. Siden 2001 har tilsyn på eksplosivområdet vært intensivert i forhold til tidligere. Og fra i år – 2003 – utfører Bergvesenet kontroll med oppbevaring og bruk av eksplosiver på sine tilsynsobjekter for DSB, noe som medfører at DSB-ansatte utfører tilsyn med entreprenører.
Tilsynene avdekker mangelfull planlegging av sprengningsarbeidene, IK-systemer som ikke er oppdaterte og heller ikke brukes i den daglige driften av virksomheten. Det er også mange virksomheter som ikke har oppgradert sine oppbevaringssteder slik at de tilfredsstiller kravene i forskriftene.

Summary

The inspections with handling of explosives are one of the authorities instruments to affect the level of safety in the industry. Since 2001 there our inspections has been intensified compared to earlier years. And in 2003 the Directorate of Mining started to inspect the handling of explosives in quarries and mines.
The inspections identify that plans for blasting not fulfil the requirements in the legislation. Systems for internal control are not updated and they are not in daily use.
Many of the companies has not upgraded their explosive stores to fulfil the demands in the legislation.

Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB)

Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB) ble opprettet 1. september 2003 ved en sammenslåing av Direktoratet for sivilt beredskap (DSB) og Direktoratet for brann- og elsikkerhet (DBE). Hovedkontoret skal ligge i Tønsberg, og inklusive Sivilforsvaret er det 700 ansatte i det nye DSB.
DSB skal videreføre de oppgavene som DBE hadde, dvs. at for virksomheter som håndterer eksplosiver vil det ikke bli noen merkbare forandringer.

Hva er et tilsyn ?

I HMS-etatenes Styrende dokumenter for tilsyn er definisjonen som følger:

TILSYN (med virksomheter) består av
Kontroll (undersøkelse av status i forhold til krav) og eventuell **Reaksjon**

Etter alle tilsyn skal det skrives en skriftlig rapport til den virksomheten det har vært utført tilsyn med. Og i denne rapporten skal det stå hva som ble kontrollert, hvilke avvik fra kravene som ble funnet og hvilke reaksjon fra myndighetene disse funnene fører til. Den vanligste reaksjonen er at virksomheten først får en frist til å rette opp manglene, men hvis fristen ikke overholdes vil reaksjonen bli iverksatt, som for eksempel å gi dagbøter til manglene er rettet.

Hvorfor utfører myndighetene tilsyn ?

En av hovedoppgavene til HMS-myndighetene er å utføre tilsyn med de virksomheter som kommer inn under den aktuelle lovgivningen. For DSB vil det bl.a. si alle virksomheter som håndterer eksplosiver.
Formålet med disse tilsynene er å kontrollere at virksomhetene etterlever de lover og forskrifter som gjelder, og å gi informasjon og motta innspill på hvordan sikkerheten kan bedres på det aktuelle fagområdet.

Denne måten å utføre tilsyn på er også nedfelt i stortingsmeldinger. Først i Stortingsmelding nr. 41 (2000-2001) som angir følgende mål og strategier for perioden 2001 – 2005 på eksplosivområdet:

- *Antall sprengningsuhell skal reduseres med 30% i forhold til nivået i perioden 1995 – 99. Sikkerhetsnivået i forbindelse med sprengningsarbeider skal heves gjennom intensivert tilsyn kombinert med holdningsskapende og kompetanseøkende arbeid. Det skal foretas endringer i regleverket for å presisere ansvaret for sikkerhet i forbindelse med sprengningsarbeider.*
- *Nye eierstrukturer samt organisasjonsmessige og økonomiske endringer i virksomhetene skal ikke føre til redusert sikkerhet. Tilsynet skal i forhold til virksomheter hvor det forekommer slike utviklingstrekk særlig fokusere på klar ansvarplassering for HMS-arbeidet.*
- *Bransjeaksjoner skal prioriteres i tilsynet.*
- *Bruk av reaksjonsmidler skal intensiveres ved brudd på bestemmelser i lovgivningen.*

Og så i Stortingsmelding nr. 17 (2002-2003) om statlige tilsyn som sier i kap. 1.2.4: Styrket fagkompetanse i tilsynene: .... *Hvis tilsynsfunksjonen også skal legge grunnlaget for et dynamisk næringsliv bør tilsynene, etter regjeringens vurdering, også kunne gi faglig veiledning til tilsynsobjektene. Tilsynene bør ikke nøye seg med en påpekning av at et gitt forhold ikke er i overensstemmelse med regelverket. Tilsynene bør i sin tilnærming til sakene tilstrebe å være løsningsorienterte ved å komme med forslag til hvordan en virksomhet kan finne løsning som er i overensstemmelse med regelverkets krav. Dette stiller nye krav til tilsynenes kompetanse.*

Tilsyn med håndtering av eksplosive varer
Overordnet mål for tilsynene er å øke sikkerheten ved all handtering av eksplosiver. Alle tilsyn på HMS-området skal være systemrettet. Dette vil si at ved alle tilsyn skal det kontrolleres at handlingsformen er en del av virksomhetens systematiske HMS-arbeid, og at alle instrukser og lignende er knyttet opp mot virksomhetens IK-system.

Utvalgskriterier for tilsynsobjekter
Følgende utvalgskriterier benyttes:

- Virksomheter hvor DBE hadde gitt en tillatelse til oppbevaring/tilvirkning av eksplosive varer
    - Alder på tillatelsen og tid siden siste tilsyn

- Geografisk plassering, ut fra at det har vært lite tilsyn i enkelte områder
- Andre momenter som for eksempel uhell, endring i eierforhold etc.

- Virksomheter som kom inn under definisjonen i § 9 i "Storulykkesforskriften".

Tilsyn med gruver, pukkverk, mineralbrudd etc.

I 2002 inngikk Direktoratet for brann- og elsikkerhet (DBE) og Bergvesenet avtale om at Bergvesenet skal utføre kontroll med oppbevaring og bruk av eksplosive varer på de objektene de utfører tilsyn med i henhold til bl.a. bergverkslovgivningen.

Bergvesenet startet sine kontroller med oppbevaring og bruk av eksplosiver i 2003, og vil utføre knappe 100 kontroller i inneværende år. DSB (tidligere DBE) skriver rapportene etter tilsynene og følger opp med nødvendige reaksjoner.

Tilsyn med entreprenørbransjen

Avtalen med Bergvesenet gjør at de tilsynene DSB utfører på dette området kan rettes mer spesifikt mot entreprenørbransjen.

Utføring av tilsyn - Hva blir kontrollert ?

Kontrollen hos virksomheten gjøres på følgende hovedområder:

1. Virksomhetens IK-system
2. Bruk av eksplosiver
3. Oppbevaring av eksplosiver

Det blir kontrollert at virksomheten har utarbeidet et IK-system, og at det inneholder nødvendige henvisninger til gjeldende lovverk, og at det er utført risikovurderinger og utarbeidet planer slik at sikkerheten blir ivaretatt også ved handtering av eksplosiver.

Alle virksomheter som skal ha utført eller selv utfører sprengningsarbeider er pålagt å sørge for at sikkerheten blir ivaretatt. Tilsynet med bruk av eksplosiver vil derfor bli en kontroll av at virksomheten har sørget for at det foreligger risikovurderinger og nødvendige planer før sprengningsarbeidet igangsettes, og at de rapportene som kreves i av de forskjellige blir utarbeidet og arkiverte.

Alle virksomheter som oppbevarer eksplosiver skal ha oppbevaringssted som tilfredsstiller kravene til innbruddsikkerhet, det skal foreligge oversikt over hvor mye eksplosiver av hver type som er på oppbevaringsstedet. Og det skal være ryddig og fritt for brennbare materialer i og rundt oppbevaringsstedet.

Mangler som avdekkes ved kontrollene

Det avdekkes mangler ved de fleste tilsyn, det er bare ca. 4% av tilsynene hvor det ikke blir funnet avvik i forhold til lovpålagte krav.

Mangler i forbindelse med IK-system

Når det gjelder IK-system så viser de tilsynene som har vært gjennomførte at av hver 30 virksomhet som kontrolleres er det 1 som ikke har IK-system – 3 %. Dette på tross av at kravet om et systematisk helse-, miljø- og sikkerhetsarbeid ble innført allerede i 1992.
Av de resterende 97% av virksomhetene som er kontrollerte i forbindelse med denne typen tilsyn har de fleste større eller mindre mangler i sitt IK-system.
De 3 vanligste er som følger:

- handtering av eksplosiver ikke er tatt med i IK-systemet, men behandlet særskilt i eget system,
- det ikke er utført risikovurderinger for virksomheten,
- IK-systemet ikke er oppdatert slik at det viser til lover som ikke eksisterer lengre.

Mangler i forbindelse med oppbevaring av eksplosiver
Fra 1. januar 2000 har det vært krav om tillatelse for all oppbevaring av sprengstoff og tennmidler. Av de siste 150 tilsynene på dette området har det vært mindre enn 5 virksomheter som har hatt eksplosiver uten oppbevaringstillatelse fra rette myndighet. De vanligste avvikene fra regelverket på steder hvor det finnes oppbevaringstillatelse er som følger:

- Oppbevaringsstedet (containeren) tilfredsstiller ikke kravet om innbruddsikkerhet
- Det er brennbare materialer og vegetasjon i og rundt oppbevaringsstedet
- Virksomheten vet ikke hvor mye eksplosiver som til enhver tid finnes på lageret
- Det oppbevares sprengstoff og tennmidler i samme container

Mangler i forbindelse med bruk av eksplosiver til sprengningsformål
1. juli 2002 kom det nye forskrifter bl.a. for håndtering av eksplosiver, disse forskriftene klargjør virksomhetens ansvar tydeligere enn de gamle. Nå er det helt entydig virksomheten som har ansvar for å ivareta sikkerheten ved sprengningsarbeider, godkjent bruker – skytebasen – har kun ansvaret for det sprengningsfaglige under selve sprengningen.

De vanligste avvikene i forbindelse med tilsyn er:

- Virksomhet som skal utføre sprengningsarbeidet tillegger godkjent bruker ansvaret for å utarbeide sprengningsplan uten at vedkommende har fått nødvendig myndighet
- Det foreligger ikke sprengningsplan
- Sprengningsplanen er mangelfull ved at det ikke finnes varslingsplan, plan for dekking av salva eller salveplan
- Virksomhet som skal ha utført sprengningsarbeider har ikke stilt krav til utførende om hvordan sikkerheten skal ivaretas

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2003
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Sivilingeniør Fridtjof Andreassen
Dr.ing. A. Aas Jakobsen AS

PROSJEKTER I REGI AV NFFs UTVIKLINGSKOMITE

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2003

MELKØYA – PRODUKSJON AV MOLOSTEIN OG BYGGING AV MOLO

Melkøya – Production of armour block and construction of breakwater

Sivilingeniør Åsgeir Loftsson, AFS-PIHL Group
Sivilingeniør Jarle Andreas Kristoffersen, AFS-PIHL Group
Prosjektdirektør Harald Kjetil Glendrange, AFS-PIHL Group
Sigurður Sigurðarson, Icelandic Maritime administration

SAMMENDRAG

I forbindelse med ilandføringen av gass fra Snøhvitfeltet bygges det i perioden 2002-2006 et landanlegg for produksjon og eksport av flytende naturgass (LNG) på Melkøya utenfor Hammerfest. Kontrakten på opparbeidelse av tomteområdet ble tildelt AFS-PIHL Group og utføres i perioden 08.07.02 til 10.12.03.

Hoveddelen av denne kontrakten omfatter sprengning av ca 2,4 millioner fm^3 fjell til produksjon av moloblokker og oppfylling. Moloblokkene skal sorteres i forskjellige steinklasser fra 1,5 tonn til 35 tonn og skal inngå i byggingen av en 900 m lang skuldermolo med totalt volum på ca 673 000 am^3. Gjennom utførelsen er det utviklet metoder for kartlegging av salver, sprengning, håndtering av molostein og utlegging i molo.

SUMMARY

In order do produce liquid natural gas (LNG) from the subsea gas fields at Snøhvit, a land based process plant is being built on the island Melkøya just outside the town of Hammerfest, in the period of 2002-2006. The contract for Site Preparation was awarded the AFS-PIHL Group. The startup date was 08.07.2002 and the completion date is 10.12.2003.

The principal part of the contract involves the blasting of approximately 2,4 millions of m^3 of solid rock to produce armour blocks and filling materials The armour blocks are produced and sorted in five different classes, pending weight, ranging from 1,5 ton to 35 tons.

The armour blocks are used to construct a 900 m long breakwater, being 673 000 m^3 in dimension. Before and during the execution of the work various methods and procedures for planning individual blasts were developed, and for the handling of the heavy blocks and placing them in the breakwater.

1. Innledning

14.06.02 undertegnet AFS-Pihl Group (AFP) kontrakten på "Site Preparation at Melkøya". AFP er et 50/50 JV mellom AF Spesialprosjekt AS fra Norge og E Pihl & Søn AS fra Danmark. Kontraktssummen var på ca 730 MNOK ekskl. mva.

Kontrakten omfatter tomtesprengning og fylling, produksjon av molostein, molobygging, landfall, kjølevannstunneler, anleggskai og dokk, undervannssprengning, vegbygging, grøftearbeider og opparbeidelse av riggområder. Arbeidene ble fysisk startet opp på Melkøya 08.07.02 og alle arbeider skal være fullført til 10.12.03.

I tilbudsfasen ble det identifisert flere store utfordringer, her nevnes:

- Tilgjengelig tid til gjennomføring
- Arbeider med cellespunt.
- Legging av landfall
- Utslagssalver i sjøen
- Produksjon av moloblokker, spesielt steinklasse I og II
- Bygging av molo
- Lagerplass for moloblokker

I dette innlegget vil vi belyse hvordan utfordringene i forbindelse med produksjon og lagring av moloblokker, og bygging av molo ble løst.

Opprinnelig skulle sprengningsarbeidene, totalt ca 2,4 millioner fm^3, gjennomføres i perioden 08.07.02 – 15.07.03. Rett etter kontraktsinngåelse ble dette forsert til at 2,05 millioner fm^3 skulle sprenges i perioden 08.07.02 – 01.04.03, mens de resterende 0,35 millioner fm^3 skulle sprenges i perioden 01.04.03 – 15.07.03. Dette ble senere forsert til 01.04.03 – 01.06.03.

I tilbudspapirene var det lagt med en betydelig mengde informasjon om fjellets beskaffenhet på Melkøya. Det var imidlertid ikke dratt noen konklusjoner om hvilke muligheter som ville være tilstede for blokkproduksjon. Dette var i sin helhet overlatt til entreprenørene.

AFP sine vurderinger i tilbudsfasen kan oppsummeres som følger:

- Med et optimalt sprengningsopplegg ville det være mulig å ta ut blokkstein i alle steinklasser på Melkøya.
- Det ble antatt at tilstrekkelige mengder blokkstein kunne tas ut ved å sprenge ca 1,3 millioner fm^3, eller 65 % av massene på hovedprosessområdet som blokksalver.
- Det ble antatt at det kunne oppnås følgende andel blokkstein pr steinklasse:

    - Klasse I 3 %
    - Klasse II 3 %
    - Klasse III 10 %
    - Klasse IV 15 %
    - Klasse V 15 %

I det etterfølgende vi gå inn på de enkelte elementer i gjennomføringen.

2. Planlegging

2.1 Molotyper

Det finnes i dag i prinsippet to typer moloer, konvensjonelle moloer og skuldermoloer. De konvensjonelle moloene består av et eller to lag med store blokksteiner ytterst og kjernemateriale innerst, oftest med et filterlag av mindre stein i mellom. På 50 og 60 tallet ble flere slike moloer bygd for å beskytte norske havner. På tross av det lette utyret som fantes på den tiden, ble det benyttet stein opp til 25–30 tonn. Disse ble stablet opp i en bratt skråning, hvor steinene ble låst sammen som i en plastring. Moloene viste seg å være relativt gode og i stand til å motstå nokså høye bølger. Risikoen ved de konvensjonelle moloene er at det er kort tid fra den første steinen beveger seg, til et større sammenbrudd skjer.

Moloen på Melkøya er en såkalt "skuldermolo". En skuldermolo er prosjektert slik at alle steinfraksjoner som tas ut fra et steinbrudd skal kunne utnyttes best mulig. Det er ikke ene og alene bølgelastene på moloen som legges til grunn, men også det at produsert blokkstein blir best mulig utnyttet. Dette prosjekteringsprinsippet er blitt betegnet som "supply based design" i motsetning til "demand based design" som er benyttet ved prosjektering av konvensjonelle moloer. Prinsippet er at bølgeenergien tas opp gjennom skulderen i stedet for at all bølgeenergien belaster det relativt tynne blokklaget i en konvensjonell molotype. Bølgeenergien blir dermed gradvis mindre når bølgen absorberes mellom steinene i skuldermoloen.

Skuldermoloer prosjekteres etter to prinsipper, dynamisk stabile og statisk stabile. I den dynamisk stabile moloen blir formen omdannet av bølgene inntil en stabil S-formet profil er dannet. Moloen bygges som regel av to steinklasser, en grov og en finere gradering. Noen av moloene fungerer godt, men erfaringene fra den dynamiske moloen er blandet. Der det er utført reparasjoner har steinenes bevegelse i moloene ført til at hulrommet mellom steinene er fylt opp av mindre stein. Moloen har dermed blitt mer kompakt. Dette har økt belastningen på hver stein og i enkelte tilfeller har nedbrytningen vært så stor at moloene har vært på grensen til å bryte sammen.

Den statisk stabile molotypen, tilsvarende den som er bygget på Melkøya, skal derimot beholde opprinnelig form og struktur. Denne molotypen er utviklet på Island gjennom bygging av over 30 skuldermoloer. Prinsippet for denne molotypen er at bølgene skal brytes inne i den tykke skulderen som er bygd opp av ulike blokkstørrelser. Dette betyr at overflaten må være så åpen at bølgene går inn i moloen, i stedet for over den. For å oppnå dette, må lengste side av hver blokk legges på tvers av overflaten.

I skulderen legges sortert blokk i forskjellige lagtykkelser med den største steinklassen ytterst, og mindre steinklasser innover i moloen. Dette medfører større porøsitet og større evne til å bryte ned bølgeenergien. I tillegg krever den statisk stabile molotypen at steinene som ligger på toppen av skuldra, og i fronten av moloen, plasseres slik at alle blokkene er låst sammen. Dette gjøres for å oppnå designkriteriet for skuldra der deformasjonen skal være mindre enn to steiner når den dimensjonerende stormen legges til grunn.

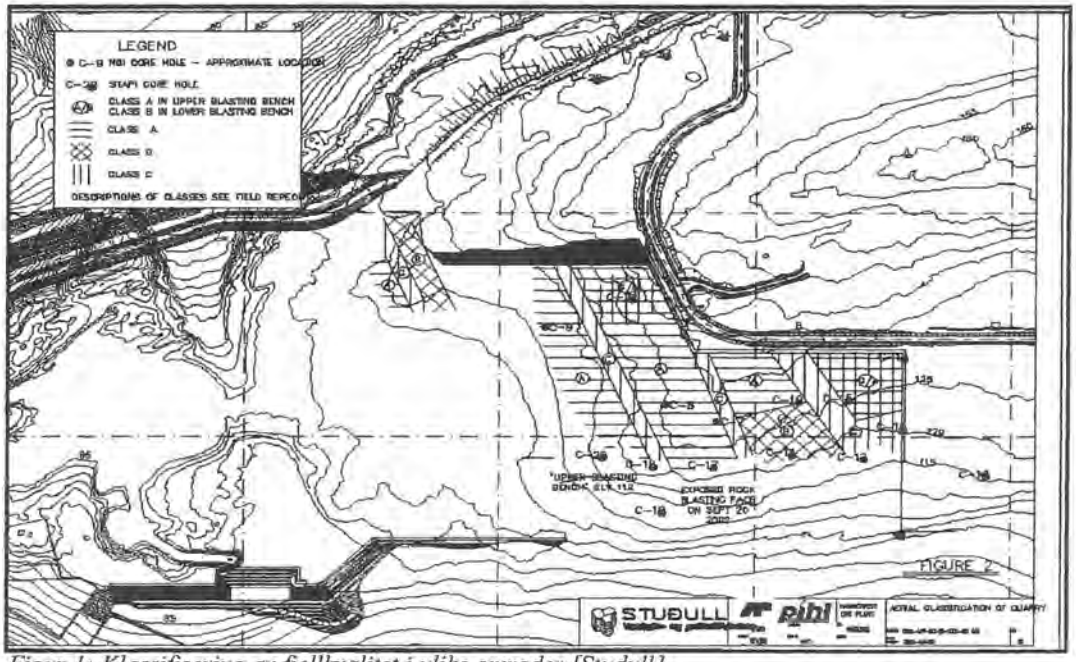
I prosjekteringsfasen for skuldermoloen på Melkøya ble det utført kjerneboringer og kartlegging av fjellets sprekkesystemer for å vurdere fjellets beskaffenhet. Antagelsene tok hensyn til fjellet (sprekker og svakhetssoner) og prosjektets korte varighet. På bakgrunn av dette og stabilitets-kravene til de forskjellige delene av moloen, ble det valgt følgende steinklasser:

Steinklasse	Blokk størrelse
I	20 – 35 t
II	10 – 20 t
III	4 – 10 t
IV	1,5 – 4 t

Moloens endelige design ble til slutt beregnet ved iterasjon og tilpasset resultatene fra de geologiske vurderingene.

2.2 Forberedelser og geologisk kartlegging

For å kunne planlegge produksjonen av molostein gjennomførte AFP en geologisk vurdering før oppstart. Basert på geologiske rapporter og kartlegging av fjellet ble det utarbeidet et geologisk kart. Dette kartet dannet grunnlag for planleggingen av sprengning for molostein.



Figur 1: Klassifisering av fjellkvalitet i ulike omrader [Studull]

Den viktigste geologiske faktoren for produksjon av molostein er fjellets sprekkesystemer. Tre sprekkesystemer ble identifisert på Melkøya. Hovedsprekkesystemet ligger parallelt med foliasjonen av gneis, og avstanden mellom sprekkene øker med dybden. Det vertikale hovedsprekkesystemet bestemte orienteringen av sprengningspallen, det vil i hovedsak si normalt på sprekkeretningen. De øverste 3-6 meterne av fjellet på Melkøya inneholdt mange

horisontale sprekker og var derfor ikke egnet til molosteinproduksjon. På større dybder var derimot fjellet mer egnet til slik produksjon.

Vi ga i korte trekk fjellet karakter fra A til C hvor A betydde gode muligheter for blokkproduksjon og C betydde nesten ingen mulighet. Derfor valgte vi kun å sprenge blokk i områder med karakter A og B.

2.3 Planlegging av sortering

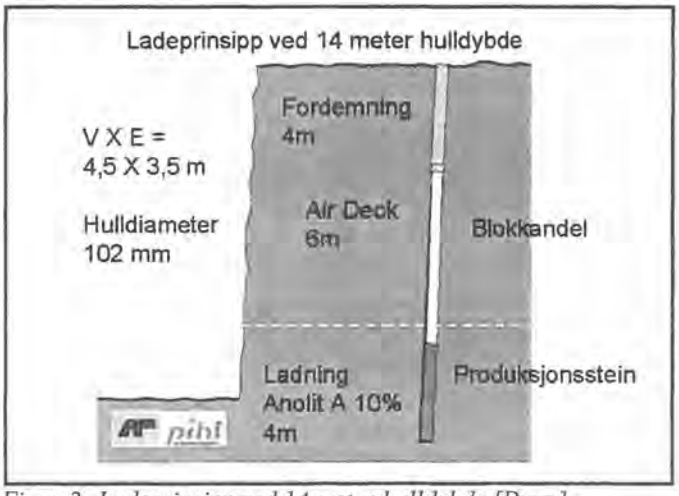
Som kartet over indikerer var det ikke mulig å sprenge for blokkstein i hele bruddet, og mange faktorer påvirket dette. Det kan nevnes geologi, bruddgeometri, lagerproblematikk og generell fremdriftsproblematikk. Det ble vurdert at nødvendig blokkvolum kunne produseres fra 65 % av det totale sprengningsvolum i hovedprosessområdet. Vi regnet med 10 % i svinn i alle klasser, unntatt for klasse I hvor vi regnet med 20 % svinn. Etterfølgende tabell viser våre vurderinger:

Steinklasse	Vekt	Middelvekt	Prosjektert mengde [am3]	Svinn	Vurdert mengde [am3]
I	35-20 t	24 t	56000	11200	67200
II	20-10 t	13 t	85000	8500	93500
III	10-4 t	6 t	130000	13000	143000
IV	4-1,5 t	2,5 t	252000	25200	277200
V	1,5-0,5 t	0,6 t	150000	15000	165000
Totalt			673000	72900	745900

Tabell 1: Vurderte mengder blokk inkludert svinn

2.4 Planlegging av sprengning

Sprengningsplanleggingen ble basert på erfaringer fra tidligere prosjekter og teknisk støtte fra Dyno. Bildet under viser skjematisk hvordan man planla å lade hullene for blokksalvene. Hovedsakelig består ladningen av en sterk bunnladning, en andel luft og fordemming.



Figur 2: Ladeprinsipp ved 14 meter hulldybde [Dyno]

For å få så stor kraft som mulig i bunnen av hullene ble det forutsatt å bruke Anfo med 10 % aluminium som sprengstoff. Sprengstoff-forbruket ble beregnet til ca 0,2 kg/m³, og bormønsteret ble beregnet til 3,5 m hullavstand og 4,5 m forsetning.



Figur 3: Hovedbruddområde [To-Foto AS 20.09.2002]

3. Utførelse

3.1 Registrering

3.1.1 Prosedyre for kartlegging av fjellet i steinbruddene

AFP bestemte seg tidlig for å kartlegge geologien på hver enkelt stuff før skyting, ut ifra tre hovedformål:

1. Skille blokksprengning fra tradisjonelle salver
2. Dokumentere fjellkvalitet
3. Dokumentere optimal utnyttelse av fjellet

I tillegg ble kartleggingen brukt kontinuerlig i produksjonen:

- Når salva var skutt og røysa lastet ut, kunne en sammenligne de geologiske data og det faktiske sluttresultat. Dette gjorde det mulig å evaluere kvaliteten av salva med tanke på valgt sprengningsteknikk og skyteretning.
- Erfaringsgrunnlaget rundt geologi og produsert blokkvolum ble kontinuerlig bygd opp på anlegget.
- Resultatet av den geologiske kartleggingen og det estimerte potensielle blokkvolumet før en salve ble skutt, kvalitetssikret avgjørelsen om salven skulle skytes som blokksalve eller vanlig produksjonssalve.
- Totalt sett kunne vi lettere fatte de rette beslutninger om hvordan videre blokkproduksjon skulle utføres.

3.1.2 Praksis

Etter at en salve var skutt og stuffen var rensket, var første steg å ta bilder av hele stuffen fra en passende avstand. Når bildene var overført til PC og lagret med aktuelt salvenummer, ble høyde og bredde skalert slik at seksjoneringsprosessen kunne starte. Bildet ble så skrevet ut, og salven delt inn i områder med seksjoner fra 5-70 m etter hvilke sprekker, særegenskaper og karakteristisk homogenitet som fantes og som ga naturlig avgrensing.

For hvert større område ble arealet målt av følgende klasser:

Klasse A	Områder som hadde sprekkeavstand større enn 130 cm (Det krevdes en minimum sprekkeavstand på 1,3 m for å ha mulighet til å produsere blokk klasse I. Dette var basert på de spesifiserte krav som forelå til plastringsstein med høyde/bredde forhold på maks 2,5)
Klasse B	Områder som ble avgrenset av sprekker mellom 100/110 og 130 cm (1,1 m var minimum sprekkeavstand for produksjon av blokk klasse II)
Klasse C	Områder som ikke var brukbare for blokkstein
Klasse D	Andre soner som bestod av oppknust fjell, mikrorevner, svært mange sprekker og leirmineraler

Under AFP sin evaluering av kjerneprøvene fra borehull på Melkøya ble det i samarbeid med Norconsult AS bestemt å benytte en RQD-indeks t (RQD_t). Indeksen t ble her definert til å være en vilkårlig verdi fra 10 til 130, og refererer til de nevnte sprekkeavstander ovenfor.

De nevnte respektive areal med tilhørende RQD_t fikk så en prosentvis verdi ut ifra stuffens totale areal. Bildene ble derfor brukt til å bestemme om områdene på stuffen tilhører kvalitetsklassen RQD_{130}, RQD_{100} eller om fjellet var uegnet for blokkproduksjon.



Figur 4: Kartlegging av geologiske forhold på stuff før skyting [Diplomoppg. J. Kristoffersen]

En slik arealvis vurdering av stuffen ga en størrelsesorden på den volumetriske fordelingen av RQD_t, og uttrykte det potensielle blokkvolum i klasse I og II ut ifra geologiske forhold.

Denne informasjonen samt andre geologiske forhold som sprekker med strøk og fall måtte derfor samles inn før skyting. Når salven var skutt og ferdig utlastet ble de geologiske parametrene knyttet opp mot registrerte sprengningstekniske variable, samt produsert mengde blokkstein klasse I til IV.

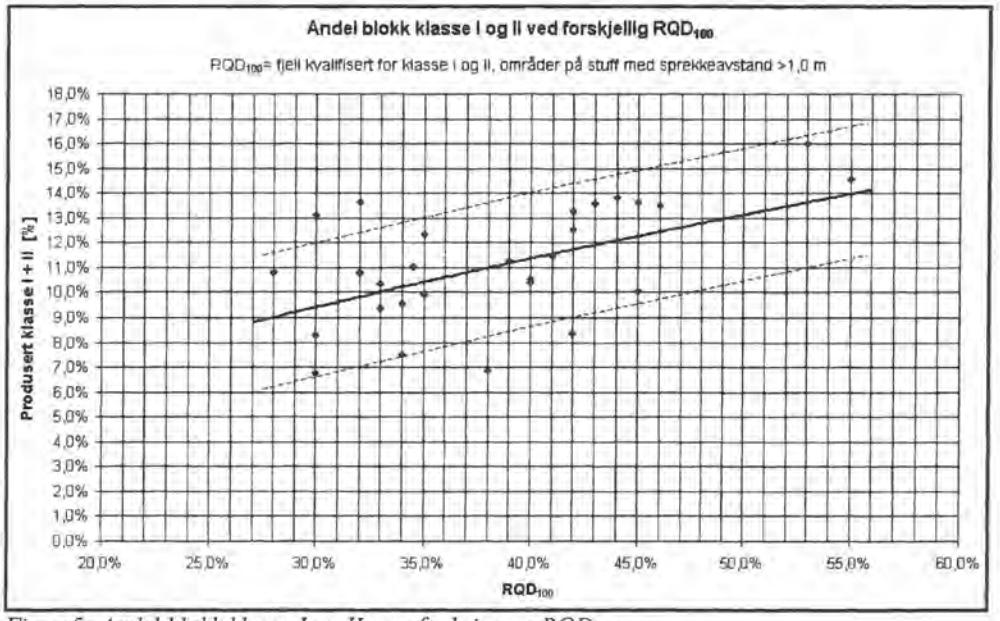
Metoden hadde noen svakheter og følgende problemer kunne oppstå:

- Det var vanskelig å dele fjellet inn i riktig kvalitetsklasse på grunn av liten forskjell mellom kvalitetsskalaene. Spesielt gjelder dette Klasse C og D, men også Klasse A og B
- Det var vanskelig å vurdere skillet mellom kvalitetsklassene RQD_{130} og RQD_{100} på grunn av forskjellig kvalitet på bildene.
- Det var vanskelig å fotografere på grunn av mørketid.

3.2 Resultater

3.2.1 Andel blokk ved forskjellig RQD_{100}

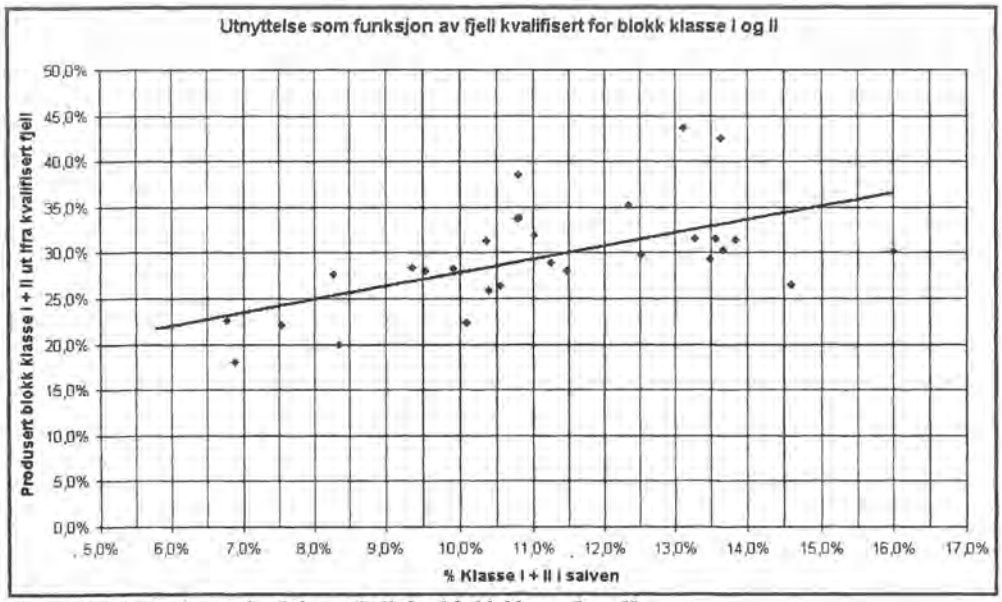
Det var svært nyttig å få kjennskap til hvor stor andel blokk som ble produsert ved de forskjellige fjellkvaliteter. Særlig gjaldt dette i tidligfasen av prosjektet, men også i planleggingen underveis. Vår systematisering av produsert blokkvolum ved varierende fjellkvalitet (RQD_{100}), ga oss sammenhengen som er vist i figuren under.



Figur 5: Andel blokk klasse I og II som funksjon av RQD_{100}

For andel blokk klasse I og II til sammen viser figuren at en RQD_{100} på 30 % ga ca. 9,5 % (standardavvik 2,5 %) blokk klasse I og II av det totale sprengningsvolum.

3.2.2 Utnyttelse av kvalifisert fjell for aktuell blokkstørrelse



Figur 6: Utnyttelse av kvalifisert fjell for blokk klasse I og II

Som en kan se var trenden at økt kvalifiseringsgrad ga økt utnyttelse av fjellet samt økende produsert volum klasse I og II. Dette er logisk. Det skal imidlertid nevnes at pallhøyden varierte mellom 10,5 og 16,5 m. Som nevnt måles RQD_t over hele pallen. Når nedre område på stuffen (ladehøyden) kun ga produksjonsstein på grunn av lademetoden, kan figurene over derfor gi et noe feil bilde. Dette fordi det ikke er skilt ut hvor på stuffen det kvalifiserte fjellet kommer fra. Eksempelvis kan halvparten av fjellet kvalifisert for blokk klasse I og II ligge i bunnen av salven, men fjellet fra nettopp dette området vil automatisk knuses på grunn av den kraftige ladningen som ligger i det samme området. I etterkant kan en dermed si at RQD_t burde vært målt ut ifra arealet over ladehøyden, og ikke på hele stuffen.

3.3 Sprengning

3.3.1 Utført sprengningsopplegg

I hovedsak er det de nevnte planene som har blitt brukt som grunnprisnipp for sprengningen. I starten av anleggsperioden ble det imidlertid skutt noen salver med borhullsdiameter 89 mm. Det ble erfart at denne diameteren i forhold til forsetningen ble for liten, og i samarbeid med Dyno ble det foreslått å prøve 102 mm, med samme forsetning. Dette ga et bedre resultat, og fra og med oktober 2002 ble alle blokksalvene skutt med denne diameteren.

Ladeplanene som er blitt brukt på anlegget følger stort sett ladetabellen nedenfor.

Bordimensjon: 4" / 102 mm
Bormøster, V x E: 4,5 m x 3,5 m

	Pallhøyde, H [m]	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**
	Bormønster, VxE [m²]	15,75	15,75	15,75	15,75	15,75	15,75
1)	fm³ pr. hull, [fm³] H x V x E	205	220	236	252	267	283
2)	Ønsket ladetetthet [kg/fm³]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
3)	Anolit A 10 % Densitet [kg/bm]	Ca. 8,2	Ca. 8,2	Ca. 8,2	Ca. 8,2	Ca. 8,2	Ca. 8,2
4)	Lengde bunnladning, [m] *1 x 2 / 3*	5,0	5,5	5,8	6,0	6,5	7,0
	Kg ANFO 10 % AL [kg] *4 x 3*	41	45	48	51	54	57
	Air-Deck [m]	4,0	4,5	5,2	6,0	6,5	7,0
	Fordemming [m]	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0

Tabell 2: Normalisert ladetabell for blokksalver

Det er en kjensgjerning at de beste resultater ved produksjon av blokksalver i praksis ofte ligger tett opptil det som ellers forbindes med en pilsalve. Våre erfaringer var at det ofte ble oppnådd gode resultater ved følgende valg og tiltak i forbindelse med produksjon av blokkstein:

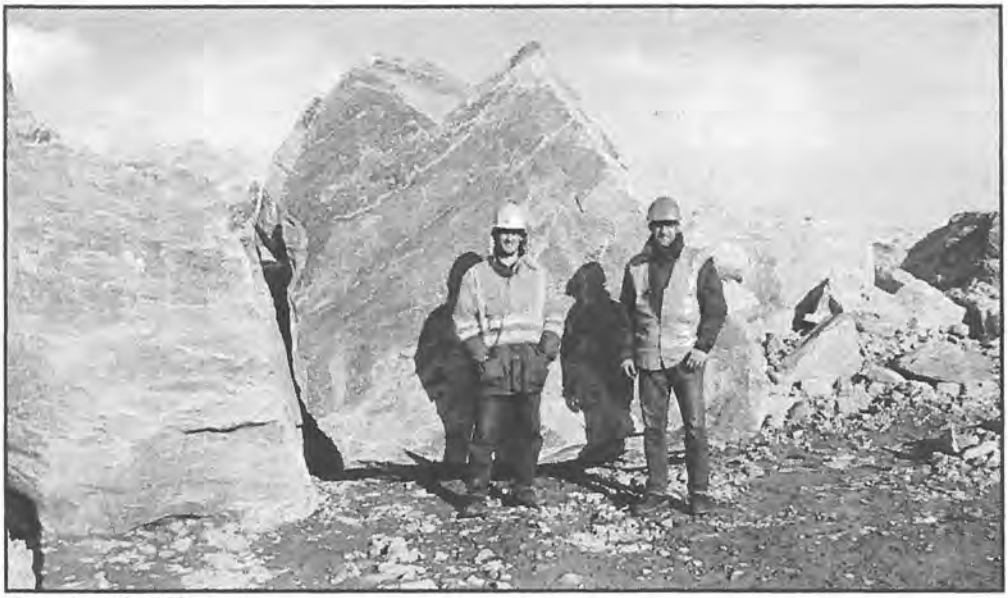
- E/V-forhold < 1,0, ofte mellom 0,2 – 0,7
- Stor pallhøyde, opp til 18 m, men en ideell pallhøyde var mellom 12,5 og 14 m
- Primært kun én rast
- Rastene bores om mulig ikke helt parallelt, men noe skrått på fjellets oppsprekking
- Lav spesifikk boring, for 102 mm: 0,05 – 0,12 bm/fm³
- Kraftig bunnladning med høy energimengde
- Redusert pipeladning, med svakt sprengstoff
- Sprengstoff med høy detonasjonshastighet
- Lavt sprengstofforbruk: 0,17 – 0,4 kg/fm³
- Bruk av Air-Deck
- Samtidig opptenning

Ved produksjon av blokk var det fra flere hold anbefalt å bruke kun èn rast. På Melkøya ble det ved flere tilfeller skutt salver med 2 raster som likevel ga et tilfredsstillende resultat. Hovedargumentet for kun å ha en rast, er imidlertid at sekundærknusingen i fremkastet reduseres.

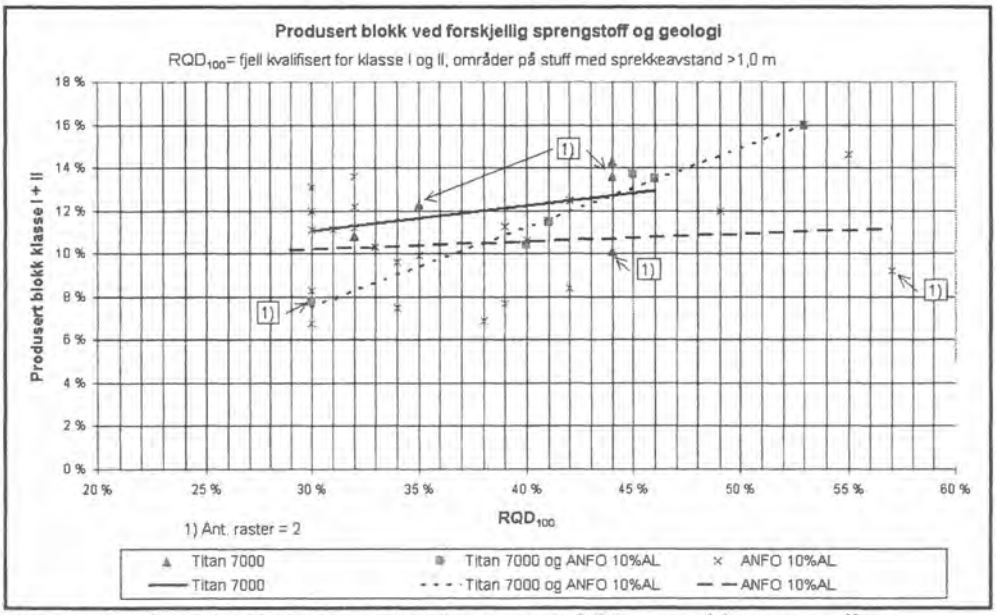
3.3.2 Bruk av sprengstoff

Et omdiskutert spørsmål, både blant de involverte i selve sprengningen og hos sprengstoffprodusenten, var hvilket sprengstoff som ga det beste resultatet med tanke på blokkproduksjon. Dersom det skal gis et fornuftig svar på dette spørsmål bør det empiriske grunnlaget være tilstede. Alle variable bør tas med i evalueringen, inkludert de geologiske forhold. Det kunne godt være at produsert andel blokk med et antatt dårligere sprengstoff var høy et sted, for så at produsert volum sank et annet sted med et sprengstoff som "var bedre

egnet". En sammenligning av det faktiske blokkresultat ved ulike sprengstoffvalg på Melkøya frem til 01.04.2003, er illustrert i figuren under.



Figur 7: Blokk klasse I

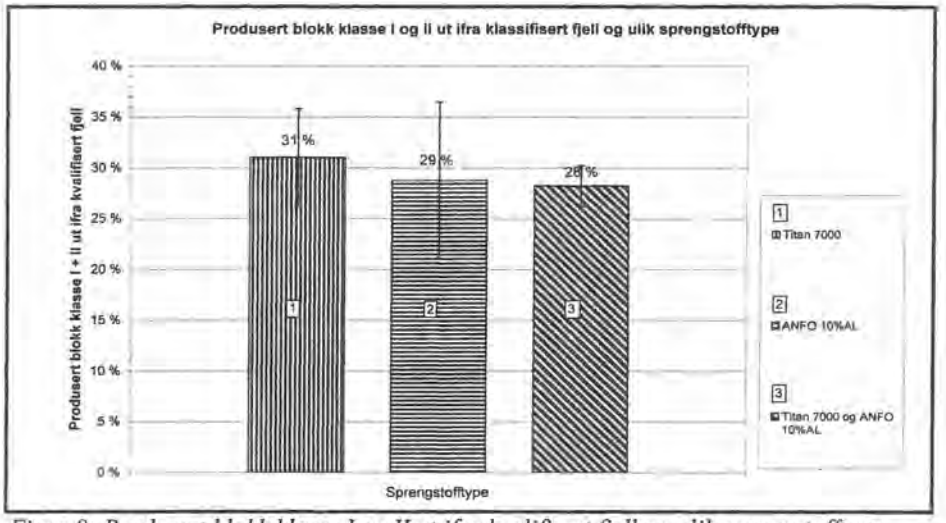


Figur 8: Produsert blokk klasse I og II ved varierende RQD_{100} og ulik sprengstofftype

Figuren viser variasjonen i fjellkvalitet uttrykt som RQD_{100} og produsert blokkvolum klasse I og II for ulike sprengstoffvalg. Som en kan se var det stor variasjon i blokkvolumet for ANFO 10 % AL. Antall salver skutt med Titan 7000 og som innehar alle registreringer er noe få, men

de viser en trend. De salvene som hadde hull ladet med både Titan 7000 og ANFO 10 % AL er også registrert.

For å få et annet bilde av sammenhengen, er gjennomsnittlige produsert mengde blokk i klasse I og II som prosent av kvalifisert fjell og sprengstofftype vist i figuren under.



Figur 9: Produsert blokk klasse I og II ut ifra kvalifisert fjell og ulik sprengstofftype

Som figuren viser var gjennomsnittlig utnyttelse av kvalifisert fjell størst for salvene sprengt med Titan 7000. Likevel ga enkelte salver med ANFO 10 % AL som sprengstoff best resultat, noe det høye standardavviket viser.

Generelt er det erfart at det oppnås gode resultater der det benyttes eksplosiver med høyt energiinnhold og mindre gassinnhold. Samtidig foretrekkes det også eksplosiver med høy detonasjonshastighet, nær lydhastigheten til fjellet. Dersom detonasjonshastigheten er for lav, kan lydbølgene bli reflektert fra stuffen og tilbake til sprengningssonen før eksplosivene har rukket å åpne opp fjellet ved boret rast. Dette kan føre til uønskede skader på den blokksteinen som skal sprenges.

Selv om de fleste blokksalvene er ladet med ANFO 10 % AL ble også enkelte salver ladet med Titan 7000, med og uten Air-Deck. Årsaken til dette lå i at man ønsket å skyte de fleste salvene i matpausene, og det var ofte noe usikkerhet angående hvilket tidspunkt salven kunne sprenges, dvs. på hvilket tidspunkt utlasting av fremforliggende røys var ferdig. På dager med mye regn, og hvor det har vært et behov for å lade salven på et tidlig tidspunkt, ble det valgt å lade med Titan 7000, for å få nettopp en forutsigbar detonasjon.

Hvilket sprengstoff som ga det beste resultatet med tanke på blokkproduksjon var situasjonsavhengig. Dersom hullene var tilnærmet tørre kan en sannsynligvis konkludere med at ANFO 10 % AL ga det beste og mest forutsigbare resultatet, siden dette sprengstoffet har størst energiinnhold og høyest gasstrykk. Var det vann tilstede kunne detonasjonshastigheten for ANFO 10 % AL synke noe, og hullene kunne like gjerne lades med Titan 7000.

Det bør imidlertid nevnes at det for noen av blokksalvene som ble ladet med Titan 7000 økte knølmengden sammenlignet med for ANFO 10 % AL. Årsaken til dette er sannsynligvis en lavere energimengde for Titan 7000 sammenlignet med for ANFO 10 % AL når forsetningen holdes fast. Dersom det ikke kun fokuseres på mengde blokkvolum, bør også denne vurderingen legges til grunn.

3.3.3 Skyteretninger

AFP erfarte at beste skyteretning var litt skrått på hovedsprekkeretningen. På grunn av tidsmessige forhold måtte vi av og til sprenge der hvor skyteretningen var parallelt med sprekkeretningen. AFP erfarte enkelte ganger at salvene ikke brøt ut skikkelig. Sannsynlig årsak til dette var at energien tok den korteste veien tilbake til en bakenforliggende større sprekk i pallen. Dette resulterte i tunge pilsalver som tok relativ lang tid å laste ut. En noe skrå skyteretning ga også størst blokkandel i salven.

3.4 Sortering, lasting, transport og lagring

3.4.1 Maskinpark

Følgende maskiner opererte i steinbruddet og ved molobyggingen i store deler av prosjektperioden:

Bakgravere

- 2 stk. Cat 345 48 t
- 4 stk. Cat 365BL 68 t
- 2 stk. Cat 375L 80 t
- 2 stk. Liebherr R974B 90 t
- 1 stk. Liebherr R984C 115 t
- 1 stk. Komatsu PC450 45 t
- 1 stk. Hitachi 650 60 t
- 1 stk. Hitachi 500 48 t

Hjullastere

- 1 stk Komatsu 600 50 t
- 3 stk. Cat 990 II 75 t
- 1 stk. Cat 992G 98 t
- 1 stk. Volvo 330 50 t

Trucker

- 7 stk Cat 773 41 t tom / 63 t lasteevne
- 3 stk Cat 775 44 t tom / 68 t lasteevne
- 4 stk Volvo A40 31 t tom / 36 t lasteevne
- 3 stk Moxy MT40 28 t tom / 36 t lasteevne
- 2 Hitachi 650 26 t tom / 36 t lasteevne
- 1 stk Euclid R32 26 t tom / 36 t lasteevne

I tillegg ble mindre gravemaskiner og hjullastere som var tilgjengelige fra andre deler av anlegget brukt til rensk av masser før boring og skyting på pall.

I ettertid kan man hevde at denne maskinparken var fremdriftsmessig tilfredstillende, siden vi klarte vår milepæl 01.04.03. Likevel kan man spørre seg om det burde vært tatt inn enda en bakgraver av størrelsen Liebherr R984C. Denne ble først og fremst brukt i molobyggingen, men i enkelte perioder ble den også brukt til lasting i bruddet ved spesielt tunge lasteforhold. Med en ekstra maskin av denne typen kunne molobyggingen foregått kontinuerlig, uavhengig av lastingen i brudd.

Utover dette var maskinbehovet i hovedsak dekket, med unntak av ekstra trucker når en eller flere av disse var til reparasjon.

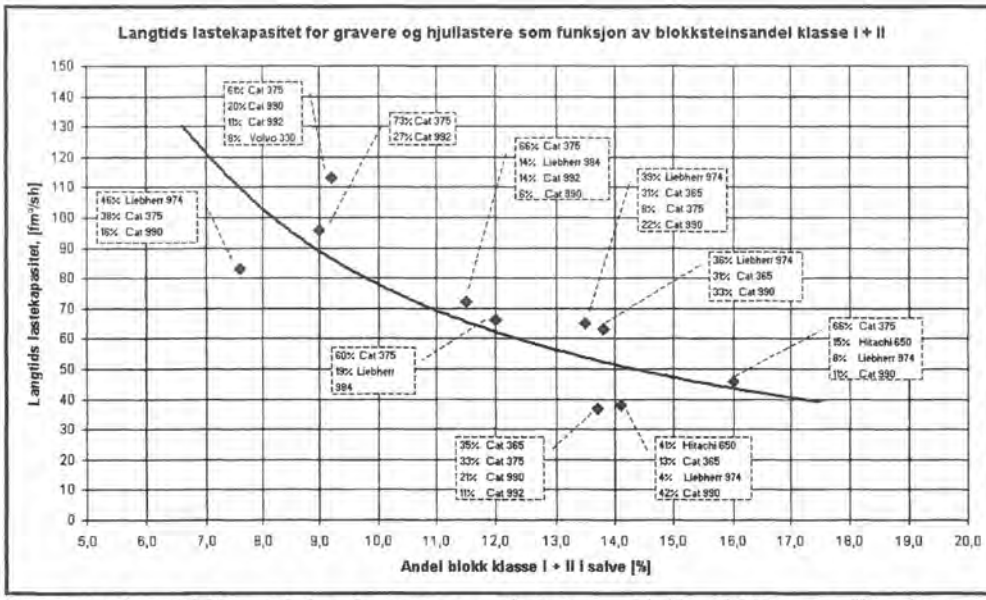


Figur 10: Liebherr R984C med kule i brudd

3.4.2 Kapasiteter

For å komme frem til hvilke lastekapasiteter som ble oppnådd på anlegget på Melkøya, ble det benyttet både tidsstudier av lastesykluser og en kontinuerlig oppfølging av det totale timeforbruk for lastingen av en nysprengt salve. I det sistnevnte, dvs. langtidskapasiteten (også kjent som skiftkapasitet [fm³/sh]) inngår alle tapstider i skiftet (faste og variable), og er vist i figuren under.

De nevnte prosentandeler i figuren illustrerer salvens mengde av blokk klasse I + II, og det fremgår at de laveste kapasitetene ble oppnådd i salver med en høyere blokkandel.
Det fremgår også at langtidskapasiteten var noe forskjellig for de ulike lastekombinasjonene, ved at de enkelte prosentsatsene representerer andel timeforbruk for den enkelte maskintype ut av det totale timeforbruk for utlastingen av røysa. Det var også en svak trend at lastekapasiteten økte med økende salvestørrelse, men det fremgår ikke av figuren.



Figur 11: Oppnådd langtids lastekapasitet som funksjon av blokkandel klasse I+II i salven

Når det gjelder lasting av blokkstein utover dette, viste det seg gjennom tidsstudier at netto lastekapasitet [fm³/eh] lå innefor tidligere erfaringsverdier fra lasting i tunge lasteforhold. Tidsstudiene viste også videre at brutto lastekapasitet [fm³/eh] gikk ned ca 65 % sammenlignet med tunge lasteforhold i tradisjonelle produksjonssalver. I gjennomsnitt for alle maskinene utgjorde behandling, uttak og sortering av blokk ca. 48 % av de faste tider (Rangering av truck, trimming av røys, behandling og uttak av blokk, planering av såle og flytting under lasting). Dette tilsvarer ca. 26 % av den totale syklustiden ved lasting av blokksalver.



Figur 12: Lasting med Cat 990 på Cat 773D

3.4.3 Utfordringer

En av de største utfordringene var å sortere ut de minste steinklassene, da maskinparken var best egnet til sortering av de største steinklassene. Det er samme arbeidsmetode å plukke ut stein på 2 tonn av salven som stein på 20 tonn. Det betyr at de aktuelle hjullastere og bakgravere må utføre 10 ganger mer arbeid for å plukke ut samme volum av klasse IV blokk som klasse I.

For å kunne håndtere de største blokk-klassene måtte vi ha gravere på 70-80 tonn. Til å plukke ut de mindre blokk klassene var maskiner i størrelsen 30- 50 tonns bedre egnet. Det ville derfor vært ideelt å sortere røysa to ganger. Først de største klassene I til III og deretter klasse IV og V. Det gjorde vi hovedsakelig ikke, noe som resulterte i at vi måtte sortere blokk klasse IV og V når vi lastet fra mellomlager.

Ved sortering av blokkstein var det flere krav som vi måtte overholde. I tillegg til vekt var det stilt krav til blokksteinens geometri hvor blokk med lengde/breddeforhold større enn 1:2,5 ikke kunne brukes i ytterste del av moloen. For å tilfredstille dette i praksis, ble det lagt ut referanseblokker i bruddet, som maskinkjørerne kunne sammenligne med.

Vurderinger av lagervolum for de forskjellig blokk-klasser var meget vanskelig, fordi mange faktorer hadde innvirkning på estimatene.

- Forskjellig tetthet i mellomlager av blokkstein og utlagt blokkstein i molo
- Antall blokk som var/ble ødelagt under mellomlagring
- Unøyaktig sortering
- Lagerets geometri

3.4.4 Lagring

Lagringsproblematikken er ofte en utfordring for den type arbeide som ble utført på Melkøya. I vårt tilfelle var problemet enda større på grunn av stor aktivitet på et lite område. Moloen er som nevnt oppbygd ved at en legger ut de minste blokkene først og de største til sist.

Vårt behov for lagerplass til blokk klasse I og II, var derfor svært stor. Selv om vi i stor grad kjørte sortert stein direkte ut til moloen, måtte vi likevel tidvis lagre over 200 000 lm³. Dette var en stor utfordring da tilgjengelig areal endret seg kontinuerlig på grunn av overlevering av ferdigstilte områder til byggherren og øvrige arbeider som pågikk i samme område.

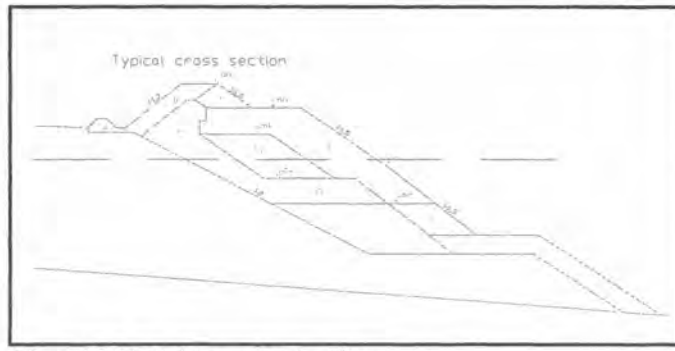
3.5 Utlegging i molo

3.5.1 Metoder

Selv om moloen består av nøye graderte blokk-klasser og kravet til hulrom er stort (det kreves en porøsitet på 35-40 %), vil en slik molotype som på Melkøya være å foretrekke sett fra entreprenørens side. Steinen i skulderen legges ut under vann og trenger ikke å plasseres èn for èn. Dette gir en relativt høy produksjon. Det ytre laget er derimot mer arbeidskrevende på grunn av at hver enkelt stein må plasseres og kiling/låsing er nødvendig.



Figur 13: Utlegging av blokk klasse I med Liebherr R984C



Figur 14: Typisk tverrsnitt i moloen

På Melkøya ble fylling av stein under kote -3,0 meter utført med 250 m^3 splittlektere og 200 tonns kran. Posisjonering ble utført ved hjelp av GPS (Global Positioning System). Over kote -3,0 meter ble molosteinene lagt ut med gravemaskiner og kran. Alle gravemaskinene var utstyrt med GPS.

Dokumentasjon av molobyggingen ble gjort ved at hvert steinlag i moloen ble målt inn og lagt inn på tverrprofiler for hver 10 m i lengderetningen. Innmålingene ble gjort med ekkolodd fra sjøen og med GPS fra land. Oppmålingene for alle steinlag ble så lagt inn på samme tverrprofil og dannet til slutt grunnlag for "As-built" dokumentasjonen.

3.5.2 Ekstra mengder og unøyaktighet i utlegging av moloblokk

Toleransekrav

For at det skulle være praktisk mulig å følge byggherrens tegninger og snitt i moloen, ble det avtalt følgende modifisering av toleransekrav for utlegging utenfor gravemaskinens rekkevidde:

- Hvis overflaten til et gitt lag med blokk lå marginalt innenfor den teoretiske overflate, skulle det resterende volum erstattes med en blokkstørrelse som var større enn den angitte.
- Hvis overflaten til et gitt lag med blokk lå marginalt utenfor den teoretiske overflate, skulle den ytre overflate til alle utenforliggende lag flyttes tilsvarende utover. Den prosjekterte tykkelsen skulle med andre ord opprettholdes.

For utlegging innenfor gravemaskinens rekkevidde ble ingen avvik tolerert. I praksis hadde de nevnte punkter kun mindre betydning for selve utførelsen.

Tallfesting av mengde masse utenfor eller innenfor prosjekterte linjer

For måling av utlagt blokk i sjøen ble det brukt en mindre båt utstyrt med ekkolodd og GPS. Ekkoloddet hadde en strålingsvinkel på 2,6° og registreringene skjedde gjennom 20 målinger per sekund. Hver måling fremkom av et gjennomsnitt av registreringer over et areal på 0,8 m², og dette gjennomsnittet ga så ønskede profillinjer.

Da kravet fra byggherren var at 2/3 av designlinjen på overflaten skulle dekkes med blokk, og at ekkoloddet målte kun toppen av steinene, ble det avtalt at gjennomsnittet av målingene over et bestemt område skulle overstige de teoretiske linjene med $0{,}3 \times D_{middel}$, hvor D_{middel} er gjennomsnittlig blokkstørrelse.

Det ble i prosjektets gang foretatt en tallfesting av de ekstra mengder som ble utlagt utenfor eller innefor de prosjekterte linjer.

I beregningene ble det tatt hensyn til at:

- Senterlinjen i moloen kurver/buer
- Korreksjon for D_{middel} i alle profilene i moloens tverrsnitt, over og under vann.
- Utleggingen av barrieren innenfor moloen var ikke påbegynt. Denne mengden er derfor trukket ut.

Dette ga følgende resultater:

Steinklasse	Profil	Sum mengder over/under prosjektert nivå, am³	Sum mengder teoretisk volum, am³	% utlagt for mye / for lite
I	350-650	4 161,1	35 332,6	+ 12 %
II	410-650	4 661,8	29 808,5	+ 16 %
III	410-650	577,0	29 288,0	+ 2 %
IV	410-650	8 596,9	91 388,7	+ 9 %
V	350-650	-2 049,7	46 336,4	- 4 %
Kjerne	350-650	-6 234,0	261 440,0	- 2 %

Tabell 3: Beregnet for mye og for lite masse utlagt i molo

I tillegg ble det anslått ca 16 % "teoretisk svinn" som oppstod fra oppmålt volum av mellomlager for klasse I og II til utlagt masse i molo. Dette skyldtes trolig følgende:

- Lagringen av blokk var mindre kompakt i mellomlager enn i molo.
- Gjennom lasting i mellomlager og tipping ved molo, hendte det at blokkene delte seg og havnet i klassen under den opprinnelige (nedklassifisering).
- Aktuell blokk havnet ikke i korrekt område i sjøen, dvs. at de kunne risikere å skli nedover molokanten og utenfor designlinjen.

4. Konklusjon

Milepælene 01.04.03 og 01.06.03 ble nådd.

Pr 15.10.03 mangler det utlegging av ca 1 500 m^3 klasse II og III i moloen. I tillegg mangler det utlegging av ca 30 000 m^3 klasse IV og V i barrieren innenfor moloen og som skråningsbeskyttelse mot sør. Dette arbeidet fullføres før 10.12.03.

Hovederfaringene i forbindelse med produksjon av molostein og utlegging i molo kan oppsummeres som følger:

- Sprengningsopplegget som ble utviklet på Melkøya fungerte godt
- Blokksalver kan med fordel sprenges med slurry
- RQD_t (RQD_{100}) gir en god indikasjon på forventet blokkvolum i salven
- Tilstrekkelig blokkvolum ble oppnådd ved å sprenge blokksalver i et noe mindre omfang enn antatt
- Det ble oppnådd noe høyere andel blokkstein i steinklasse I og II enn antatt
- Mellomlagringsbehovet for moloblokk generelt, og spesielt som følge av forsert sprengning ble ikke tilstrekkelig hensyntatt
- Mobilisering av 2 stk 120 tonns bakgravere burde vært vurdert. Dette hadde bedret fremdriften både i steinbruddet og på moloen
- Vurdering av størrelsen på mellomlager er komplisert og bør vies oppmerksomhet
- Steinbehov som følge av definisjon av designlinjene er vesentlig



Figur 15: Skuldermolo pa Melkøya [Statoil 02.09.2003]

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2003

OPS – FORVENTNINGER OG FORHÅPNINGER VED UTBYGGING KLETT/ ORKANGER

OPS Klett/ Orkanger – Expectations and challenges concerning the development.

Sivilingeniør Bjørn Kielland, Selmer Skanska AS

SAMMENDRAG

OPS; Offentlig Privat Samarbeid, er en nyskapning innen norsk samferdsel. Det første prosjektet er nå under utførelse på strekningen E39 Klett – Bårdshaug, 15 km sør for Trondheim. Her bygges 22 km ny E39; samt 15 km øvrig veg. I prosjektet inngår ca 10km tunnel, 9 bruer og store masseforflytninger i dagen. Prosjektet består av en utbygningskontrakt på ca 1,5 mrd Nkr. Byggetid april –03 til september –05, samt en drifts- og vedlikeholdskontrakt over 25 år til en verdi av ca 400 mill Nkr. Begge kontrakter er totalentrepriser utført av Selmer Skanska AS for Orkdalsvegen AS.
Fundamentering på bløte leirer og høye fjellskjæringer gir tekniske utfordringer. OPS-modellen, kort byggetid og prosjektets størrelse gir administrative utfordringer. Prosjektet har satt seg klare HMS-mål.
Status pr. i dag med en ferdighetsgrad på ca 20%, er at prosjektet er i rute.

SUMMARY

OPS; (Public Private Partnership) is an innovation within Norwegian communication development. The first project is between the Norwegian Road Administration and Orkdalsvegen AS. The project is now under construction on E39, between Klett and Bårdshaug, 15 km south of Trondheim. 22 km of new road on E39 and 15 km of adjoining roads are to be built. The project includes approximately 10 km tunnelling, 9 bridges, and large area arondations. The OPS is a build and operate project including design responsibility, consisting of two contracts; the design and construction contract worth 1,500 million NOK, and the operation and maintenance contract worth 400 million NOK. Both contracts are to be executed by Selmer Skanska AS. Construction period for April 2003 until September 2005. Then the operation period will run for the next 25 years.
Technical challenges are foundations on soft clay and high rock cuttings adjacent to the road. Administrative challenges are the OPS-model itself, short construction time and the large size of the project. Goals are defined for HSE; Healt, Security and Environment.
So far the project is on schedule: 20% of the construction works are being finished.

1. Generelt

15 km sør for Trondheim pågår for tiden bygging av 22 km ny E39 mellom Øysand og Thamshavn, Orkanger. Prosjektet er det første av 3 vedtatte OPS prosjekt innen norsk samferdsel. (OPS – Offentlig Privat Samarbeid). I prosjektet inngår en byggekontrakt på størrelsesorden 1,5 mrd Nkr. Byggetid april –03 til september –05. I tillegg inngår en drifts- og vedlikeholdskontrakt som strekker seg over 25 år. Verdi ca 400 mill kroner.

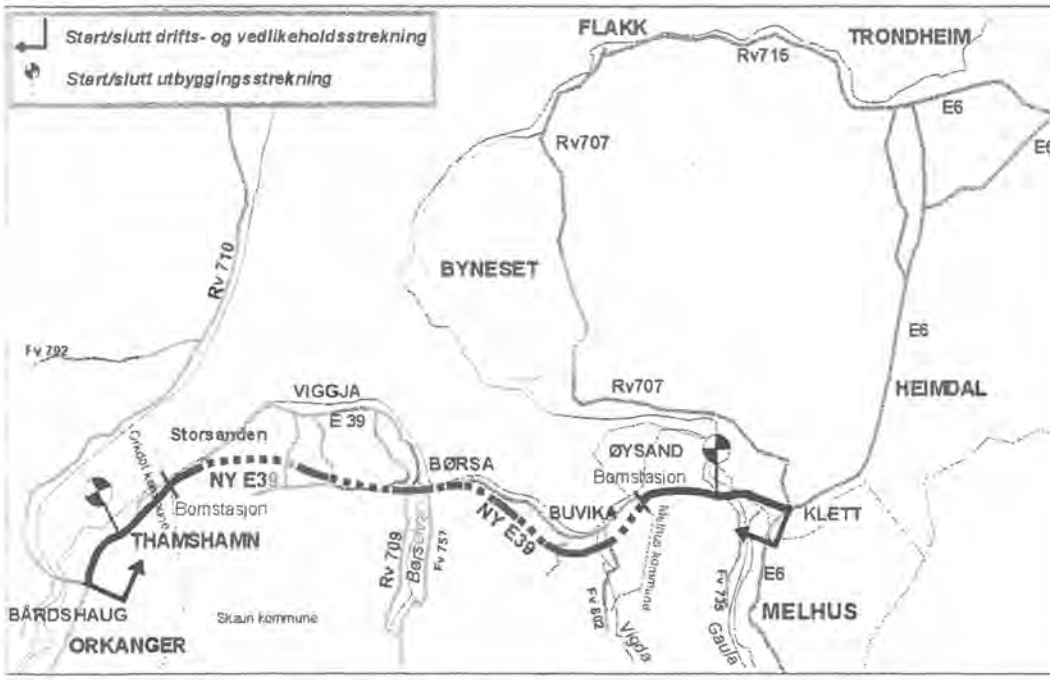


Fig 1. Oversiktskart OPS E39 Klett – Bårdshaug.

2. Bakgrunn og aktører.

.1 Bakgrunn og historikk.

De berørte kommuner og Statens Vegvesen (SVV) har i mange år samarbeidet for å få gjennomført dette vegprosjektet. Tre forhold har vært av avgjørende betydning for at ny E39 nå er i gang:

- Planavklaring (Spesielt i Buvika)
- Lokal enighet om delvis bompengefinansiering.
- Status som prøveprosjekt for OPS.

Kort historikk for OPS innen norsk vegstruktur.

- Høst 1998 — Stortinget ber regjeringen utrede OPS og vurdere mulige prøveprosjekter.
- Februar 2001 — Stortinget godkjenner tre prøveprosjekter i nasjonal transportplan.
- Oktober 2001 — Innbydelse til prekvalifisering.
- Juni 2002 — Utsendelse tilbudsunderlag.
- 17. januar 2003 — Valg av foretrukket tilbyder
- 7. april 2003 — Kontraktinngåelse.
- 30. mai 2003 — Offisiell anleggstart.

.2 OPS – Offentlig Privat Samarbeid

OPS-modellen bygger på at en større del av det samlede ansvar for utvikling, bygging og drift av et vegprosjekt overføres fra det offentlige til en privat leverandør. Hensikten er at man mener at dette innebærer en mer kostnadseffektiv gjennomføring, i tillegg til at det offentlige reduserer sin risiko for kostnadsoverskridelser og løpende driftskostnader. Gjennom OPS-modellen er det helt faste kostnader i en 25 års periode. Den private leverandøren får på sin side en mulighet til å utnytte sin samlede kompetanse og kan optimalisere driften i et stort prosjekt ut fra egne metoder og utstyr.

Det offentlige vil i hele perioden stå som "eier" av vegen og påse at den følger lovbestemte krav til utforming og standard. OPS-selskapet vil levere en spesifisert tilgjengelighet over hele avtale perioden som strekker seg fram til 2030.

OPS-modellen er mye benyttet i andre land, spesielt Storbritannia. I Norge er E39 Klett – Bårdshaug det første av i alt tre prøveprosjekt som er vedtatt gjennomført i perioden 2002 til 2008, som en del av Nasjonal Transportplan.

.3 Finansiering og bompenger

Prosjektet skal finansieres med ca. 40% statsmidler og ca. 60% bompenger. Bompengeperioden blir ca. 15 år fra start 2002. I tillegg til innkreving på den nye vegen, vil også dagens E39 bli avgiftsbelagt i hele perioden. Det blir innkreving hele døgnet i begge retninger på Øysand og Thamshavn. Takstene blir 15 kr for liten bil, og 30 kr for stor bil pr. passering. Inntil 50% rabatt kan oppnås ved forskuddsinnbetaling. Takstene vil bli indeksregulert.

.4 Involverte aktører

Det er tre sentrale aktører i prosjektet:

a. Statens Vegvesen

Statens Vegvesen (SVV) har hatt ansvaret for planlegging av prosjektet og gjennomføring av grunnerverv. Dette arbeidet har pågått siden 1996. I tillegg har SVV utviklet den norske OPS-modellen og gjennomført tilbudskonkurransen fram til kontrakt med utbygger. I byggefasen vil SVV samarbeide med de to andre

aktørene med sikte på å bidra til et så vellykket prosjekt som mulig. SVV vil også kontrollere at utbygger oppfyller kravene i kontrakten.

b. **Orkdalsvegen AS**
Orkdalsvegen AS er et selskap som er etablert for inngåelse av kontrakten på dette OPS-prosjektet. Selskapet eies 50% hver av Skanska BOT AB og Laing Roads Ltd. Selskapet vil investere ca 120MNKr i vegprosjektet, som sammen med lånefinansiering ville dekke de totale byggekostnader.

c. **Selmer Skanska AS**
Selmer Skanska (Skanska) er et ledende entreprenørselskap i Norge eiet av Skanska AB, som er en av verdens største entreprenørselskap. Skanska har en totalkontrakt på planlegging, bygging og drift og vedlikehold av vegprosjektet, som i seg selv er den desidert største og mest utfordrende kontrakten på samferdselssektoren inngått i Norge noen sinne.

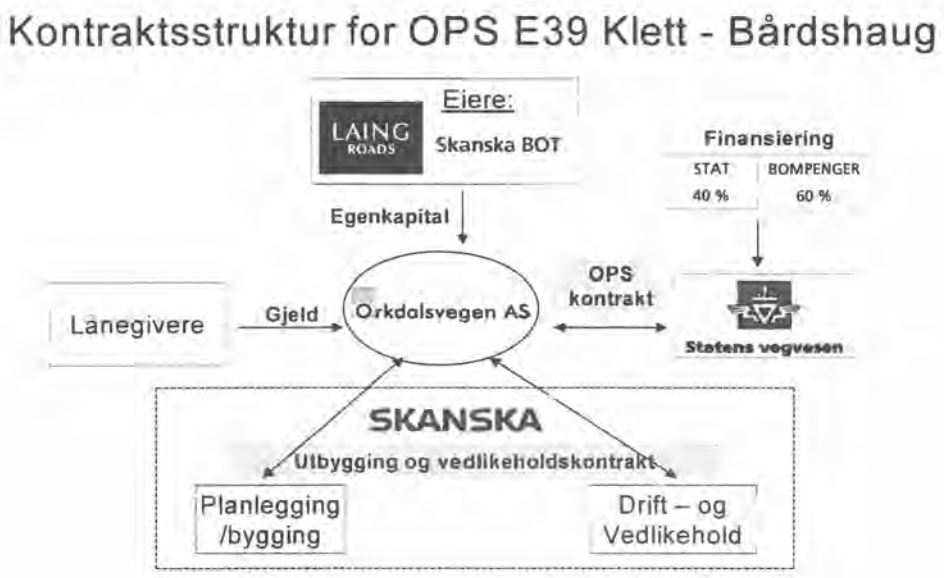


Fig 2. Kontraktstruktur for OPS E39 Klett – Bårdshaug.

3. Omfang og hovedmengder.

.1 Omfang/ standard

Totalt skal 22km hovedveg (E39) bygges, samt 15 km lokal-/gang- og sykkelveg. Totalt vil strekningen langs E39 kortes ned med 2,4 km. Reisetiden vil teoretisk bli redusert med 5-6 min; i praksis mye mer. Ny E39 får ett kjørefelt i hver retning og får en bredde på 10m. I tillegg vil det bli forbikjøringsfelt over deler av strekningen. Hele strekningen vil få vegbelysning, og det vil bli bygd støyskjermer og støyvoller der dette er nødvendig.
4 kryss vil bli bygget i to plan med ramper mot lokalvegene som vil krysse over ny E39 i bruer.

.2 Betong.

- 4 hovedbruer, samlet lengde 642m
- 5 overgansbruer, samlet lengde 237m
- 1 miljøkulvert, lengde 153m

  - Betong : 19 000 m^3
  - Armering : 3 200 Tonn
  - Stålpeler til fjell eller friksjon i leire (opptil 90m)



Fig 3 Kallfossbru under bygging

.3 Dagsoner

Totalt ca 11 km ny E39

- Løsmasser : 545 000 FM^3
- Sprengning : 885 000 FM^3
- Fylling : 790 000 AM^3
- Pukk : 300 000 Tonn
- Asfalt : 158 000 Tonn

- Geotekniske tiltak:
  - KC peler : 190 000 M
  - Vertikaldren : 85 000 M



Fig 4 Stabiliserende tiltak

.4 Tunneler

- 6 stk fjelltunneler T9.5 samlet lengde 10,5 km. Lengste tunnel 3,8 km.
- Stabilitetssikring:
  - Sprutbetong : 19 000 m3
  - Bolter : 27 000 stk
- Vann- og frostsikring : 68 000 m^2 (75% dekning)
- Betongvegger : 71 000 m^2 (100%dekning)
- Geologi:
  Grønnstein i øst, mellom parti med leirskifer, for så å gå over i variable gneiser i vest.



Fig 5 Tunneldrift

4. Utfordringer.

.1 HMS.

Prosjektet ligger flere steder i kloss i eksisterende E39 med en ÅDT på 7-10 000 biler. Andre steder går den gjennom sårbare jordbruksarealer med i alt ca 2000 beboere langs traséen.
Prosjektet inneholder totalt ca 1 mill timeverk. Det stilles derfor store krav til at vi også skal lykkes i forhold til de mål vi har satt oss innen HMS:

- Ingen fraværskader; H=0
- Totalfravær mindre enn 3%
- Minst 3 RUH pr. årsverk (Rapport om Uønsket Hendelse).
- Minst 1 SJA pr. 10 RUH (Sikker Jobb Analyse).
- Ingen skader på trafikanter/ tredjemann/ ytre miljø.

.2 Prosjektstyring.

Med sine 400 personer og en byggetid på ca 30 mnd er dette et voksent prosjekt å styre. Det gjelder:

- Prosjektstyring
- Kvalitet
- Fremdrift
- Økonomi

Det har vi forsøkt gjort ved å dele prosjektet opp i 8-10 enheter i en kombinasjon av parseller og fag. Se figur 6.

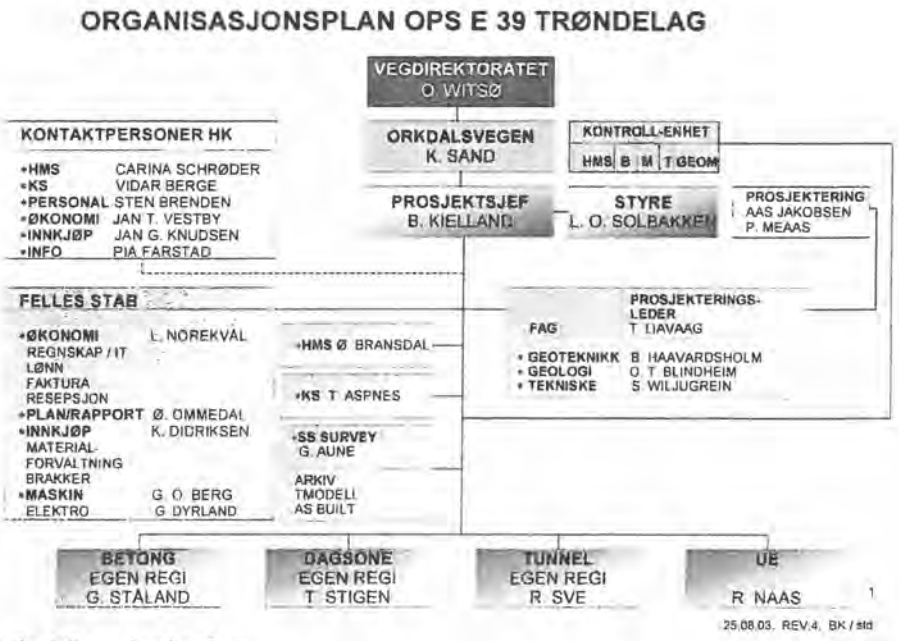


Fig 6 Organisasjonskart

.3 Teknikk

.1 Kvikkleire og stabilitet

Området har vært "beryktet" for sine kvikke leirer, og det ble brukt store ressurser både før, under og etter anbudsfasen for å lokalisere og klassifisere slik leire. Prosjektet er kontraktforpliktet til å holde sin egen geoteknikker på anlegget. Videre har vi under Aas-Jakobsens paraply knyttet til oss dyktige personer. Det har også vært ett fruktbart samarbeide med NTNU-miljøet.
Hovedingrediensene i de stabiliserende tiltak har vært:

- KC-peler (Kalk/ Cement)
- Avlasting
- Motfylling
- Lette masser

.2 Høye skjæringer

I sterkt sidebratt fjellterreng med skjæringer opp i 40-60m høyde, og med en noe vekslende fjellforhold, har dette gitt utøverne utfordringer. Særlig i forbindelse med etablering av tunnelpåhuggene.

5. Status.

Pr. 20.10 er følgende hovedmengder utført:

	Utført	%
• Tegninger	800 stk	70
• Tunnel	1950 m	19
• Graving	160 000 m^3	29
• Sprengning	220 000 m^3	25
• Fylling	200 000 m^3	25
• KC peler	140 000 m	74
• Vert dren	85 000 m	100
• Betong	1 500 m^3	8

Status HMS:		Mål
• RUH	320	312
• SJA	72	31
• H	0	0
• Timeverk (tusen)	190	-

Med en total ferdighetsgrad på prosjektet på ca 20%, er det for tidlig å trekke bastante konklusjoner, men det kan slåes fast at:

- Det har vært gjort betydelige endringer/ forbedringer av linjeføringen.
- Det har vært foreslått og vil bli gjennomført flere tekniske endringer.
- Minimale krav om økonomisk kompensasjon.
- Prosjektet er tidsmessig i rute.
- Godt samarbeidsklima partene i mellom og mot de berørte kommuner.
- Godt arbeidsmiljø.

6. Videre utfordringer.

Våre klare mål er å vise at OPS er mer enn en finansieringsløsning.
Dette ved en prosjektgjennomføring som gir:

- Smidig og rasjonell prosjektstyring
- Avtalt kvalitet og byggetid.
- Fleksible planløsninger.
- Kort byggetid.
- Forutsigbare kostnader.
- En trivelig og trygg arbeidsplass.



Fig 7 En glad gjeng

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 2003
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Prosjektdirektør for Ny Opera i Bjørvika Roar Bjordal
Statsbygg

HVILKE HENSYN MÅ TILTAKSHAVER TA VED UTBYGGING I KYST-/HAVNE-OMRÅDER. ERFARINGER FRA BL.A. NY OPERA I BJØRVIKA

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

NY OPERA I BJØRVIKA: UTFORDRINGER MED BYGGING I OMRÅDER MED GAMLE KAIER, OPPFYLT GRUNN, FORURENSEDE MASSER, BYGGEGROP I SJØEN OG STORE DYBDER TIL FJELL

New Operahouse in Bjørvika: Challenges with a building site of old quays, earth filler, polluted soil, partly on land and partly over water and large depth to bedrock.

Sivilingeniør Astri Eggen, NGI

SAMMENDRAG

Operabygget skal bygges i Bjørvika i Oslo. Bygget blir delvis liggende på land og delvis i sjøen. Grunnen på land består av fyllmasser (sagflis, friksjonsjord) over leire og i sjøen er det et slamlag over leire. Dybdene til fjell varierer mellom 27 til 60 m, og fjellet kan stedvis være meget bratt. For etablering av byggegropen er det lagt opp en fylling i sjøen som fundament for en tett spuntvegg som rammes ned i underliggende leirlag. Grunnen under fyllingen er forsterket med vertikaldren og jordarmeringsduk. Det skal etableres en grunn kjeller på ca kote -2,2 m og en dyp kjeller under scenen på kote -15 m. Bygget skal fundamenteres på 685 peler til fjell.

Utfordringer; 16 m dyp utgravning gjennom en gammel kai med normalkonsolidert leire og sagflis, etablere tørre byggegroper på kote -3 og -16 m i et havneområde, korrosivt miljø med sagflis og saltvann, 300 års levetid for fundamentering, relativt store dybder til fjell, forurenset grunn og mulighet for arkeologiske funn.

Grunnen har blitt forsterket med vertikaldrenering for å øke styrken i jorda slik at dyp utgravning kan gjøres. Det er rammet tett spuntvegg ned i leira for å kunne grave ut tørt. Lang levetid for fundamenteringen er ivaretatt ved ekstra korrosjonsbeskyttelse av pelene. Valg av peletyper er forsøkt tilpasset dybde til fjell og fjelltopografi. Forurenset grunn er fulgt opp med handlingsplaner og spesielt kontrollprogram både med hensyn til jord og vann.

1 INNLEDNING

Arkitektkonkurransen om ny Opera ble vunnet av Snøhetta i år 2000. Bygget som vant har en grunnflate (fotavtrykk) på omtrent 25 000 m^2 (230 m x 110 m). Høyeste tak vil komme på ca kote 37 m og dypeste utgravning for kjeller under scenen på ca kote -16 m. En av intensjonene til arkitektene er at det skal se ut som om bygget kommer stigene opp av vannet. Vår oppgave har vært å bistå med en sikker fundamentering på en slik måte at arkitektens visjoner blir framhevet og de geotekniske arbeidene skult.

Tomten i Bjørvika med beliggenhet og byggegrunn er både geoteknisk og anleggsteknisk utfordrende. Den ligger inneklemt mellom en veitrafikkmaskin i nord og båttrafikk i syd.

Området ligger delvis ute i sjøen og delvis på en inntil tre hundre år gammel fylling. Mellom sjøen og fyllingen er det kaier som er bygd ut i flere trinn.

Statsbygg er tiltakshaver og første spadetak for bygging av Ny Opera i Bjørvika ble tatt av kulturminister Haugland den 17. februar 2003. NGI er engasjert som geoteknisk- og miljøteknisk rådgiver som underkonsulent til byggeteknisk rådgiver Reinertsen Engineering AS.

2 GRUNNFORHOLD

Operatomta ligger i Bjørvika like syd for Bispelokket trafikkmaskin. Faktisk ligger Operaen så nær trafikkmaskinen at den søndre rampa måtte flyttes. Vestre del av tomta har blitt fylt ut siden midt på 1600- tallet. Utfyllingsmassene består i stor grad av sagflis som trolig har blitt fylt ut av trelasthandlere som fikk anledning til å fylle ut og disponere området. Ulike kaikonstruksjoner og forbygninger mot elva og sjøen har blitt etablert av trevirke (tømmer), stein eller betong. Etter hvert som grunnen har satt seg har det bitt etterfylt med friksjonsmasser slik at området kunne brukes til industri, havneområde og lignende. Når det graves kan se flere "topplag" med smågatestein eller asfalt.

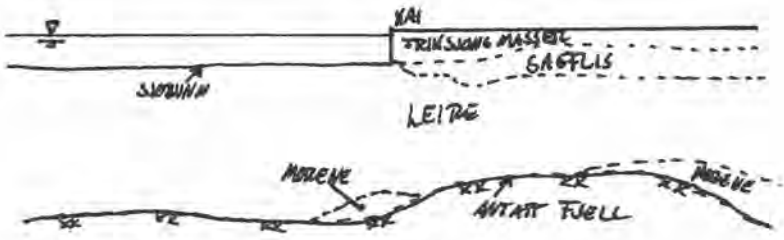
Grunnundersøkelser er utført i flere omganger på Operatomta, både med hensyn til geotekniske og miljøtekniske vurderinger. I forbindelse med detaljplan ble det supplert opp med undersøkelser slik at det minimum var boringer i et rutenett på 20 x 20 m som dekket hele området både ute i sjøen og inne på land.

Inne på land ligger terrenget omtrent på kote 1,5 m. Grunnundersøkelsene viser fyllmasser som primært består av friksjonsmasse ned til 2-5 m dybde, så et 5 – 10 m sagflislag før en kommer ned til "naturlig" leire. Stedvis kan det være noe morene over fjell. Dybdene til fjell er omtrent 25 – 45 m. Videre er det konstruksjonsrester i grunnen.

Ute i sjøen ligger sjøbunnen på fra 3 til 10 m dybde, deretter er det 0,5 - 1,5 meter med slam over leire. Stedvis kan det være noe morene over fjell. Dybdene til fjell er 35 til 60 m. Fjellet antas å bestå av leirskifer og noe menaitt/diabas. Boringene viser at fjellet stedvis kan være meget bratt, brattere enn 1:1.

Setningsproblematikken er vel kjent i området. Det er fylt masser over normalkonsolidert leire og utfylt sagflis. Setningshastigheten i området er relativt stor med 0,5 – 4 cm pr år. På et område like nord for operatomten er det gjort målinger som indikerer setninger på omtrent 1,8 m i løpet av de siste 40 år.

Med hensyn til miljøforurensning, er grunnen inne på land vurdert til moderat til lite forurenset, mens sedimentene ute i sjøen til dels er sterkt forurenset.



Figur 1 viser profil av grunnforholdene gjennom området

3 ETABLERING OG FORSTERKNING AV BYGGEGRUNNEN

Det første som ble gjort var å forberede området for etablering av byggegrop og bygningsfundamentering. Deler av konstruksjoner ble revet og på sjøbunnen ble det rensket opp for stor stein og andre gjenstander slik at disse ikke vil hindre nedtrening av spuntvegger og peler.

Etter klargjøring av sjøbunnen ble det installert vertikaldren. Over vertikaldrenene ble lagt ut en 6 m grusfylling (byggegropsfylling). Vertikaldren skal bidra til rask konsolidering slik at leiras skjærfasthet øker tilstrekkelig til at en kan grave ut for den dype kjelleren. Byggegropsfyllingen skal være fundament for spuntveggen både for grunn og dyp kjeller. Av stabilitetshensyn ble byggegropsfyllinen forsterket med en jordarmering.

Konsolideringen blir kontrollert med setnings- og poretrykksmålere som er installert i og under fyllingen.

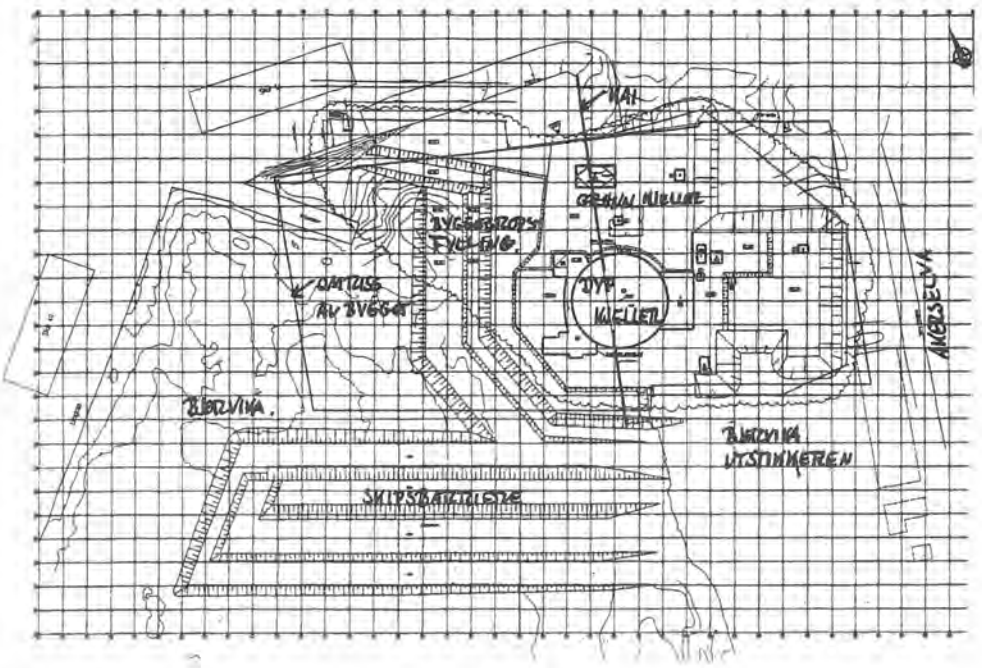
I og med at sjøbunnsedimentene er forurenset ble disse håndtert i henhold til den utslippstillatelsen som Statsbygg hadde fått av SFT (Statens Forurensnings Tilsyn). Rent praktisk betyr det at alle arbeider i sjøen ble utført innenfor en siltgardin og muddermassene ble sent til godkjent deponi.

Siltgardin er en geotekstilduk som henger fra flyteelementer ned til sjøbunnen. Alle sjøarbeider som kan bidra til oppvirvling og spredning av forurensning blir utført innenfor siltgardinen. Som kontroll på at siltgardinen fungerte blir turbiditeten utenfor siltgardinen kontinuerlig overvåket. Ved overskridelser av turbiditetsgrensene som kunne skyldes anlegget må arbeidene stoppe, årsak avklares og eventuell utbedring av siltgardinen gjøres. Å opprettholde en godt fungerende siltgardin har vært utfordrene, spesielt når flytende isflak røsket i flyteelementene, når sønnavinden sto friskt på, når store turistbåter kom vel nært med kraftige propeller og når små turistbåter prøvde å "hoppe" over gardinen.

4 ETABLERING AV BYGGEGROP

4.1 Hovedprinsipper

Bygget er plassert slik at vel halvparten ligger ute over sjøen (vest) og resten inne på land på Bjørvikautstikkeren (øst). Det er den østre og midtre del av bygget som har kjeller. Det innebærer at en tredel av kjelleren for bygget ligger ute i det området som var sjø ved oppstart og to tredeler inne på land. Den dypeste kjellerdelen ned til kote -16 m ligger akkurat i overgangen sjø – land med den gamle Krankaia sentralt i byggegropen. Se skisse nedenfor. Utgravning for grunn kjeller som dekker et noe større område ligger på kote -2 til -3,6.



Figur 2 viser en planskisse av grunnarbeidene

Hovedprinsippet for etablering av byggegrop er at en kontinuerlig spuntvegg rammes ned i underliggende leirelag. Videre er det satt krav til tetting av alle låsene i spuntveggene. På denne måten skal en etablere en "tett" byggegrop der grunnvannet inne i byggegropen generelt skal senkes ned til kote -4 som er under utgravningsnivå for grunn kjeller.

4.2 Etablering av spuntvegg

Området var rimelig godt dekke med grunnundersøkelser, men da en skulle ramme spuntveggen for grunn byggegrop fikk en problemer med nedtregningen fra 4 til 8 m dybde. De øvre jordlag hvor det var forventet konstruksjoner i grunnen var forgravet. I og med at spuntveggen skal være vanntett var det viktig at alle nålene ble rammet ned i underliggende

leirlag. I et nivå på 4 -8 m dybde lå det mer trerester etter gamle konstruksjoner enn det en på forhånd var klar over. For at en skulle kunne være sikret en god kontinuerlig spuntvegg ble det derfor utført en dyp forgraving helt ned til leirlaget på ca kote -9 m.

Vanligvis er det forhold at en må utføre en dypere forgraving enn forutsatt greit så lengde den ivaretas på en tilfredsstillende måte geoteknisk. I dette tilfellet var det til dels motstridende interesser/krav mellom arkeologene (Riksantikvaren) og miljøhensyn (SFT). Arkeologene skulle se og ivareta eventuelle funn i grunnen, mens det av miljøhensyn var om å gjøre å begrense gravingen både i utbredelse og tid. De motstridende interessene ble løst med justerte arbeidsprosedyrer, samt forståelse og velvilje fra begge parter. For geoteknikeren var denne problematikken en ny erfaring. Kombinasjonen av geoteknikk, miljøteknologi og arkeologi vil trolig bli mer vanlig for utbygging i byer og havneområder.

4.3 Utgraving for grunn kjeller

Grunn kjeller skal graves ut ned til kote -2 til -3,6 m. Før utgravingen ned til dette nivået skal vannstanden inne i gropen senkes ned til kote -4 m. Det innebærer at byggegropen skal graves ut tørt. Etter hvert som en graver seg ned til forutsatt nivå skal det etableres en arbeidsplattform bestående av en 0,2 m tykk armert betongplate. Denne platen har to formål, det ene er at den skal være en avstiving mot spuntveggen og det andre at den skal danne bærelag (plattform) for anleggsmaskinene. Årsaken til at vi etablerer en betongplate er at grunnen anses som meget dårlig med hensyn til bæreevne for anleggsmaskiner da den over store områder består av sagflis.

I og med at massene kan være miljøforurenset er det eget kontroll og prøveprogram for å ivareta miljøhensyn.

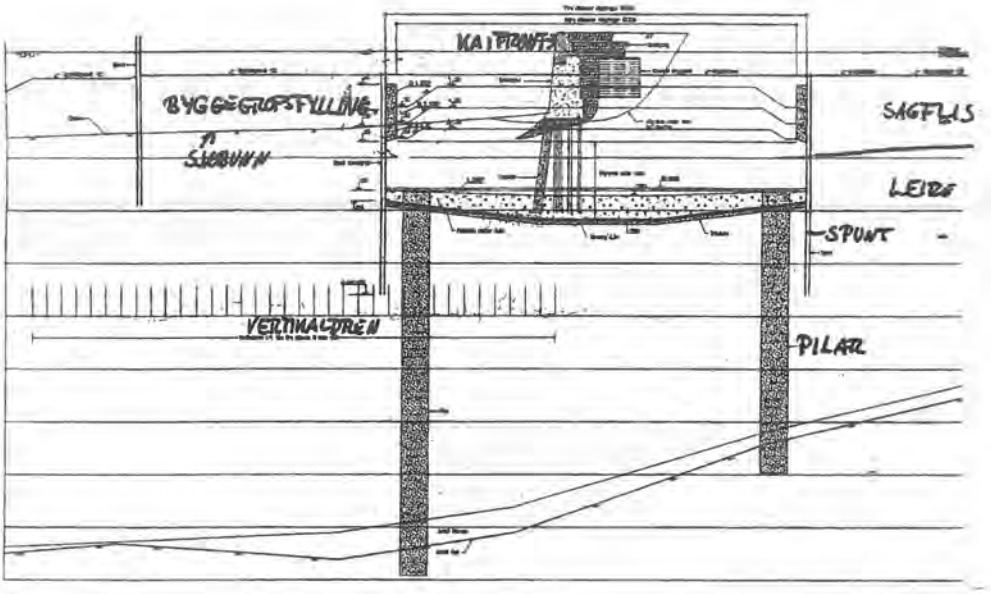
4.4 Dyp kjeller

Dyp kjeller ned til kote -16 skal etableres midt i ei gammel kai i overgangen sjø – land. Kaia er fundamentert på trepeler og består ellers av steinblokker, betong og tømmerkasser. Ute i sjøen besto grunnen av leire og inne på land var det fylt med friksjonsmasser og sagflisfylling over leire. Selve byggegropen skal etableres innenfor en sirkulær spuntvegg med diameter på 40 m.

Utfordringen i forbindelse med dette ligger på flere nivå. Kaia skal rives helt inkludert pelene der spuntveggen skal komme. Vertikaldren og byggegropsfyllingen skal bidra til at grunnen får tilstrekkelig styrke til at en kan gjøre utgravingen. Spuntveggen skal rammes sirkulært.

Selve utgravingen for dyp kjeller skal gjøres ved at en graver tørt i tre etapper og for hvert gravenivå etableres en ringdrager av betong. Fra kote -8,5 og videre nedover graves det under vann og bunnplata etableres under vann. Etter at den er etablert pumpes vannet ut og resten av kjelleren etableres.

Dette arbeidet har ennå ikke blitt utført slik at praktiske erfaringer ennå ikke kan videreformidles.



Figur 3 viser snitt av dyp kjeller

5 FUNDAMENTERING AV BYGGET

Da grunnen i området er svært varierende og setningspotensialet er stort skal Operabygget fundamenteres på 685 peler til fjell. Fjellet under bygget ligger på kote – 27 til -60 m og det er stedvis meget bratt. Totalt skal det settes ca 27 500 m med peler. Det er valgt brukt fire typer peler avhengig av last, fjelldybde og helning på fjellet.

Stålkjernepeler brukes der fjellet er bratt, overkant pel avsluttes under vann og der pelene skal ta strekk. Betongpeler benyttes inne på land der dybdene til fjell i hovedsak er under 35 m. Stålpeler av H-profil utgjør hoveddelen av pelene. Under dyp kjeller for scenen skal det etableres 4 stk pilarer med diameter 2,5 m for å ta opp store laster.

Kravet til 300 års levetid for fundamenteringen gjør at det må settes spesielle krav til pelene. Både saltvann og sagflis kan ha negativ innvirkning med hensyn til korrosjonshastighet og nedbryting av stål. For å forebygge korrosjon er det derfor foreskrevet spesielle korrosjonsforebyggende tiltak.

Alle stålpelene skal ha korrosjonsbeskyttelse bestående av en omstøpt betongkappe. Denne betongkappa etableres ved at det et stålrør med diameter ca 600 mm etableres rundt pelen i det nivået der det er vann eller sagflis. Dette røret støpes ut med betong. For de pelene som skal settes i sjøen er det foreskrevet sulfatresistent betong med syrefaste stålfiber. Dette fordi at betongen skal omslutte pelen selv om foringsrøret korroderer helt vekk. Inne på land er det tilsvarende krav til betongen, men der er den uten fiber. For betongpelene er det også foreskrevet spesiell betong og krav til overdekning.

Med et 300 års perspektiv kan også korrosjon i leira eller i morenelaget over fjell ha innvirkning på pelens levetid. For å redusere korrosjonsangrep og øke pelens levetid er alle H-pelene belagt med epoxy.

Det forhold at pelene er lange og at det pågår store setninger i området gjør at en også må ta spesielt hensyn til påhengslaster. Påhengslastene er redusert ved bruk at bitumen og maling på pelene.

I skrivende stund har pelearbeidene nettopp startet opp.

6 SKIPSBARRIERE

Utenfor Operaen skal det etableres en skipsbarriere slik at eventuelle skip på avveie skal stoppe mot denne framfor å rase rett inn i operabygget. Dette er en relativt ny problematikk da en i havneområder bygger lokaler hvor det tidvis skal oppholde seg mange mennesker noe som øker konsekvensen av et skipsuhell.

Skipsbarrieren blir etablert på tilsvarende måte som byggegropsfyllingen med vertikaldren og jordarmering. De stabilitetsmessige forhold er spesielt viktige da denne blir liggende mellom ny Opera og framtidig utbygging av tunnel for E18. Oppbyggingsmessig skiller skipsbarrieren seg fra byggegropsfyllingen ved at massene i denne består av grovere materiale (stein og blokk). Dette fordi det kreves masser av en viss kvalitet for å stoppe skipene, samt at det ikke skal rammes verken peler eller spunt gjennom denne.

For at skipsbarrieren skal kunne stoppe skip må den bygges så solid at den ikke bare bremser skipene ved at disse pløyer inn i barrieren, men den må også bidra til at skip løftes for å tappe ut nødvendig energi.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2003

BERGMEKANISKE PARAMETRE SOM BASIS FOR KONTRAKTSUTFORMING OG HONORERING VED KJERNEBORING

Core drilling contracts based on rock mechanical parameters

Dr.-Ing. Tor Harald Hanssen Statoil ASA

SAMMENDRAG

Gode kjerneboringsresultatet gir kjerner som er egnet til de planlagte analysene. God planlegging og tidlig involvering av alle deltakere, herunder planleggere, boremannskap, kjerneboringsselskap, andre serviceselskap, transportører og analysepersonell er nøkkelen til gode kjerneboringsresultater. Statoil har fokusert på kjernekvalitet når de nye kontraktene ble utformet, og det er det fokusert på ansvarsforhold og kjernevurdering.

SUMMARY

Successful coring operations yield cores with satisfactorily conditions for subsequent analyses. Planning and early involvement of all parties involved, planners, drill crew, coring company, haulers and core analysts, are the key issue to good core drilling results. Statoil focused on core quality when the new coring contracts were negotiated. Final core assessment and job responsibility are also integral parts of the contract framework.

INNLEDNING

I Statoil som i alle operatørselskaper har det vært stor fokus på helse, miljø, sikkerhet og kvalitet. Det har vært klart for alle at å gjøre oppgavene riktig første gang uten skade på personell og materiell eller med utslipp til ytre miljø er den korrekte måten å arbeide på. Samtidig med denne erkjennelsen har blitt i stand til å redusere uproduktiv tid og gjennomføre arbeidet raskere og med bedre resultater.

I forbindelse med inngåelse av nye rammekontrakter innen kjerneboring har det vært fokusert på kvalitet i alle ledd; planlegging, gjennomføring, avslutning og rapportering. I tillegg har det blitt innført en bonusordning som belønning for godt utført håndverk og gode resultater. Bergmekaniske og petrofysiske vurderinger av de utborede kjernene ligger til grunn for denne bonusordningen.

KJERNEBORING

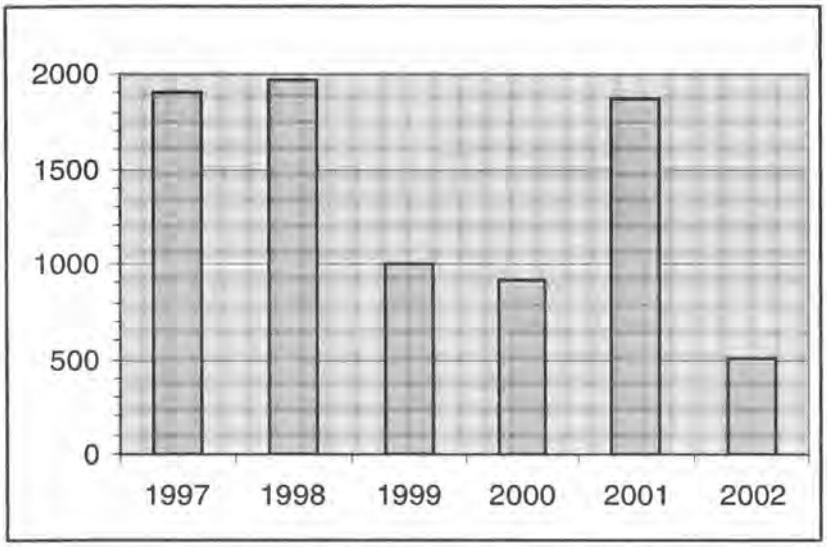
Sammen med produksjonstesting har kjerneboring vært med på å beskrive reservoarkvalitet og produksjonsegenskaper i de olje og gassfelter som har vært funnet. Også over-, intra- og underliggende ikke-produktive formasjoner blir kjerneboret for å undersøke blant annet petrofysiske, kjemiske, biologiske og bergmekaniske egenskaper.

I dag kjernebores det både i utforskningsbrønner for å kartlegge reservoaregenskaper for å undersøke mulige funn, og i produksjonsbrønner for å vurdere feltutviklingen. Utvikling av

geofysiske metoder har etter hvert i større og større grad supplert kjerneboring for reservoarbeskrivelse. Imidlertid er kjerneprøver av uvurderlig betydning for blant annet bergmekaniske og ikke minst petrofysiske egenskaper.

De siste seks til syv årene har Statoils kjerneboringsbehov blitt redusert fra et årlig volum omkring 2000 meter per år til under det halve. Årsakene til den reduserte kjerneboringsaktiviteten er redusert leteaktivitet og bedre geofysiske metoder. Aktiviteten i 2003 ser ut fil å følge aktiviteten de foregående år, men det forventes en viss oppgang i de neste årene. Denne oppgangen vil til en viss grad være knyttet til feltutvikling. Kjerneboringsaktiviteten i 2001 står fram som meget stor, men nesten halvdelene av volumet kommer fra en kjerneboret brønn.

I Statoil har det vært vanlig å benytte 8 ½" diameter kjerneborekrone som gir 4" kjerne. Det har også vært benyttet både større og mindre kjerneborekroner. Størrelsen på kjerneborekronene dikteres av hvilken seksjon kjernene skal bores ut i, eller spesielle behov.



Figur 1 Kjerneboringsaktivitet i Statoil i perioden 1997 til 2002. Antall meter kjerne hentet opp

KJERNEKVALITET

For å vurdere bergmekaniske og petrofysiske forhold knyttet til trykksenkning i et av Statoils olje og gassfelt, ble hele reservoarintervallet inklusive uproduktive formasjoner og deler av overlagring kjerneboret. Det ble her tatt ut i overkant av 700 meter kjerneprøver. Laboratorieprogrammet pågår fremdeles to år etter at arbeidet ble påbegynt.

Under planlegging av den omfattende kjerneboringen som ble gjennomført i 2001 ble alle forhold som kunne påvirke tilstanden til de utborede kjernene gjennomgått. Kunnskapen som

ble samlet under planlegging, gjennomføring og etterarbeid i laboratorium har senere dannet grunnlag for både nye kontrakter og etablering av "beste praksis" for kjerneboring.

Nøkkelen til gode kjerneboringsresultater er planlegging og tidlig involvering av alle som skal delta, herunder planleggere, boremannskap, kjerneboringsselskap, andre serviceselskap, transportører og analysepersonell

Innen kvalitetstenkning legges ofte følgende forståelse til grunn for begrepet kvalitet:

- Oppnådde resultater i forhold spesifisert betingelser – er det samsvar mellom spesifiserte betingelser og resultat er dette tilfredstillende kvalitet.

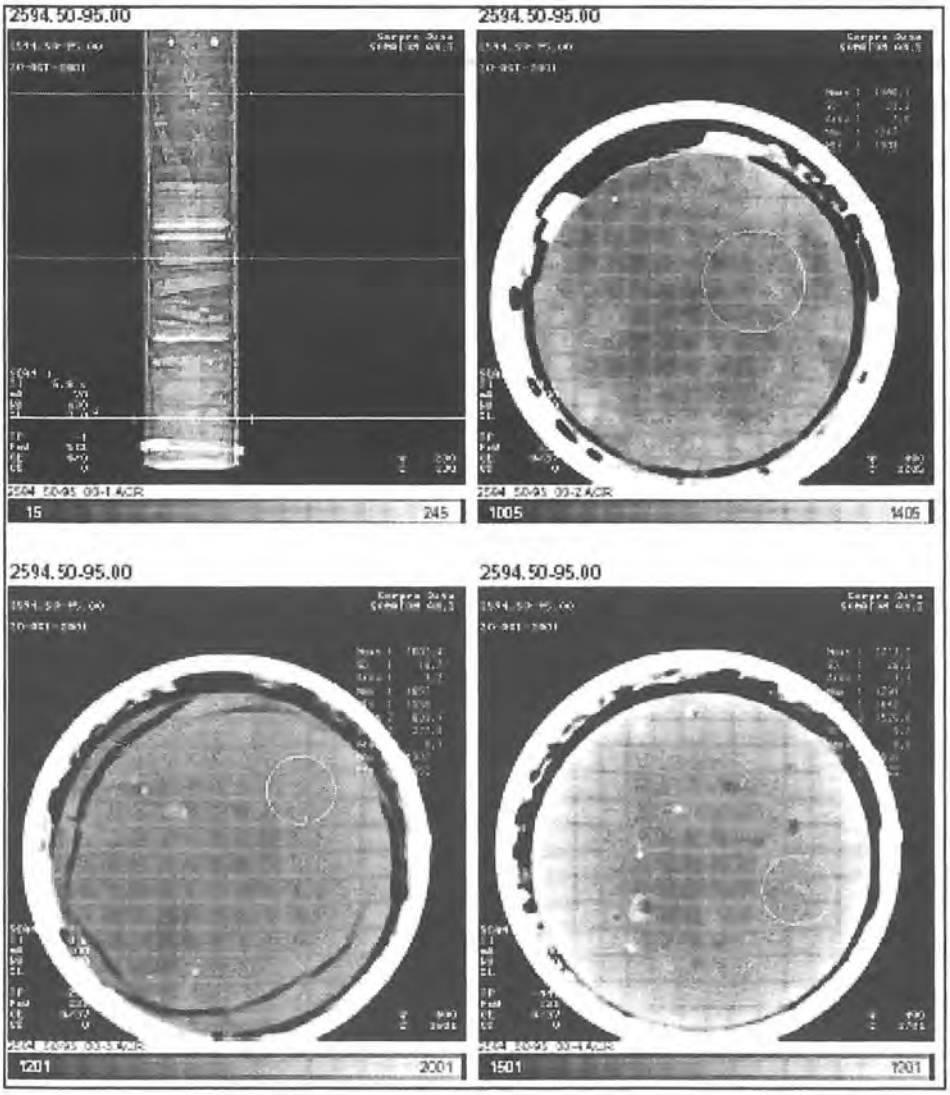
Kjerneboring er en del av en større prosess som starter med et behov for å samle inn kjerner for analyse. I Statoil gjennomgås så deloppgavene knyttet til kjerneboring fra planlegging fram til de utborede kjernene er lagret på en formålstjenlig måte på kjernelager, eller levert laboratorium for videre analyse. Dette omfatter blant annet:

- Planlegging av brønn
  Hulldimensjoner
  Borevæsker
  Brønnbane / krumning
  Gunstig borevinkel i forhold til lagdeling
- Planlegging av kjernboringsintervall
  Start og stoppunkt
- Utboring av kjerner
  Kjerneborekrone og dysekonfigurasjon
  Kjerneholder og kjernefanger i bunnhullstreng
  Design av bunnhullstreng med stabilisatorer
  Vibrasjonsanalyse
  Vekt på kjerneborekrone
  Rotasjonshastighet
  Vrimoment
  Borevæsker
  Pumperate og ekvivalent sirkulasjonstetthet
- Uttrekking av kjerner
  Trekkehastighet (temperatur og trykk)
  Kjerneavlastning
  Kjernebøying
- Håndtering av kjerner på boredekk
- Emballering av kjerner
- Transport
  Borerigg, forsyningsbåt, helikopter, lastebil, med mer.
- Permanent eller midlertidig lagring

Når så kjernene er levert på avtalt sted på land gjennomgås de for å evaluere tilstanden. Dette gjøres ved visuell inspeksjon av kjerner, vurdering av røntgenbilder eller CT-bilder (komputer-tomografi bilder) og resultater fra kjerneanalyser, samt gjennomgang av logger som er tatt opp under kjerneboring, transport og lagring. Her blir kjernene vurdert etter følgende kriterier:

- Kjerneknusning og oppsprekking
- Kjernefangst (kjermateraiale levert til avtalt mottaksted i forhold til kjerneboret intervall)

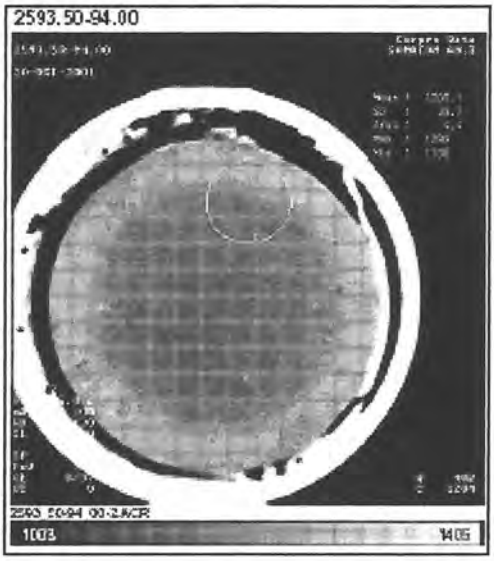
- Kjerneform; diameter variasjon
- Rotert kjerne i kjernerør
- Borevæskeinvasjon
- Skade på grunn av gassekspansjon under uttrekking
- Har kjernene vært utsatt for slag eller rystelser som forårsaker skader
- Dyktighet til kjerneboringsselskapets mannskap
- Helse, miljø, sikkerhet og kvalitet tilknyttet arbeidet



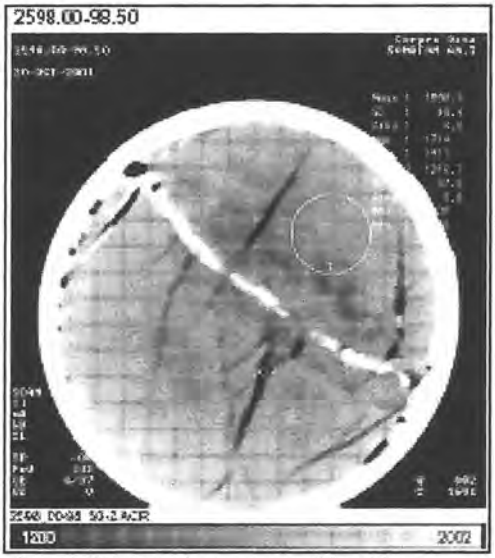
Figur 2 Røntgenopptak av 50 centimeter langt aluminium kjernerør med 4" kjerne som viser lithologivariasjoner og tre tverrsnitt.



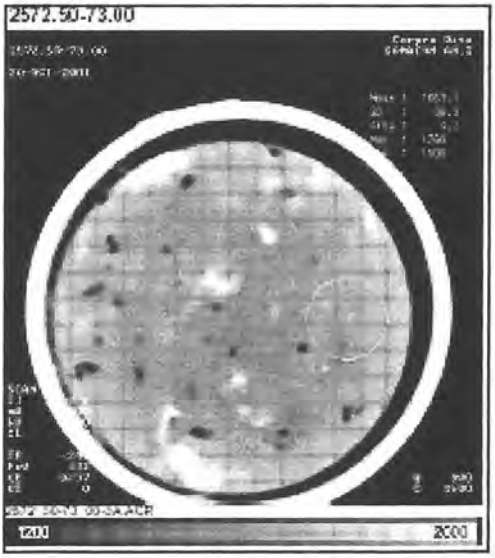
Figur 3 CT-opptak av oppsprukket kjerne med 4" diameter i aluminium kjernerør. Kjernen har sprukket opp etter utboring.



Figur 5 CT-opptak av sandsteinskjerne noe mindre enn 4" diameter. Ytre lyse ring på kjernen viser invasjon av borevæskefiltrat. Ytterst vises filterkake" som har løsnet.



Figur 4 CT-opptak av oppsprukket kjerne med 4" diameter i aluminium kjernerør. Kjernen har sprukket opp før eller under utboring og sprekken er slamfylt. Kjernen har også sprukket under uttrekking og ekspandert



Figur 6 CT-opptak av kjerne med 4" diameter. Lyse og mørke felt viser høg og lav egenvekts mineraler. Manglende filterkake indikerer lavpermeable formasjoner.

KONTRAKTSUTFORMING

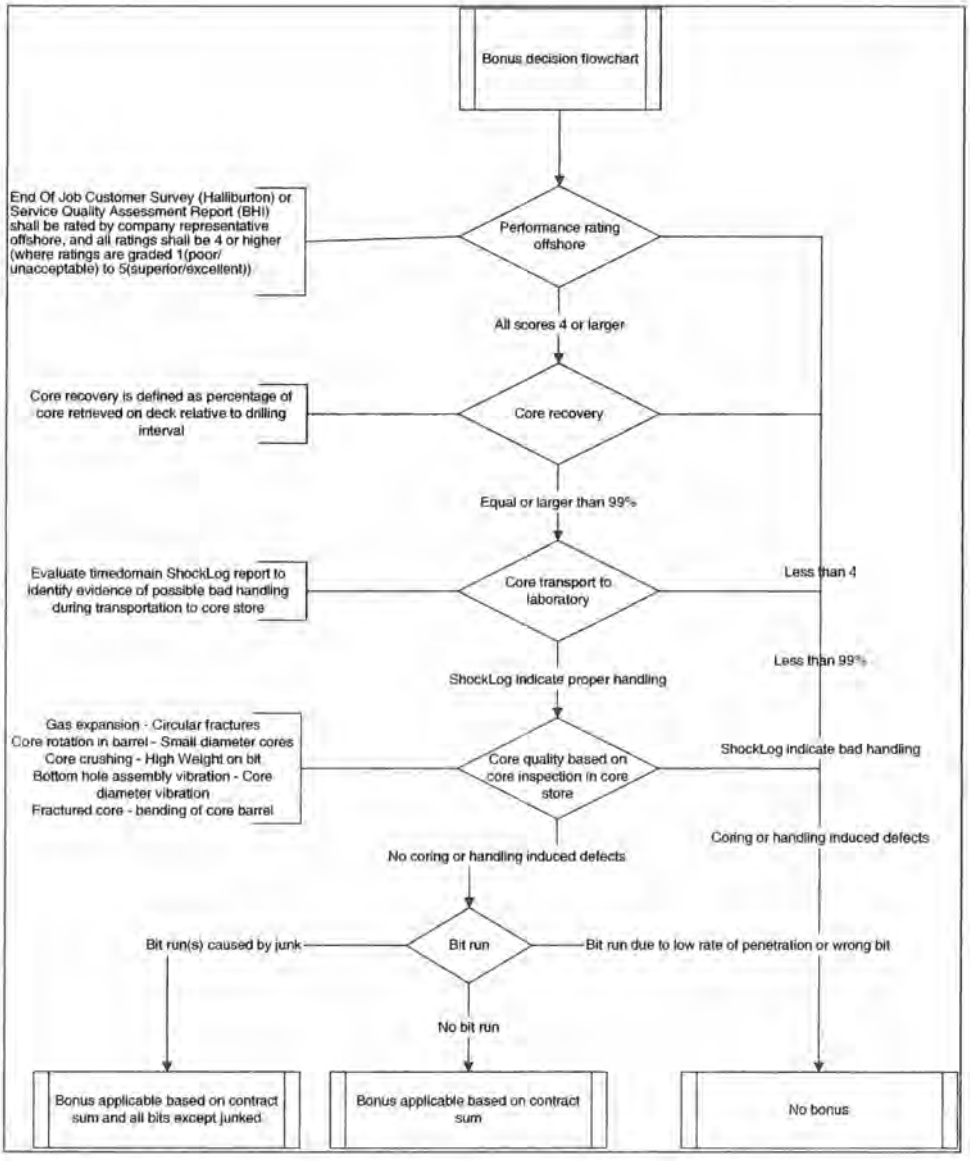
Første prioritet ved kjerneboring er å skaffe tilveie kjerner med tilstrekkelig kvalitet for å kunne utføre planlagte undersøkelser. Gjennom kontraktsutformingen er dette det førende prinsippet, og kjerneselskapene tar dette meget alvorlig.

For tiden har Statoil kontrakter om kjerneboring med to selskaper, Baker Hughes Inteq og Halliburton. For å ivareta kvaliteten i hele prosessen er selskapene gitt i oppgave å planlegge og utføre kjerneboringen, samt å koordinere og transportere kjerner til avtalt sted. Alt arbeid skjer i nært samarbeid med Statoil. Kontraktene er videre utformet slik at Statoil kompenser for selskapenes utgifter har i forbindelse med kjerneboringen etter egne lister. Det benyttes i hovedsak med enhetspriser framfor detaljerte prislister for "skruer og bolter" som av og til kan synes noe uoversiktlig.

I tillegg har Statoil benyttet anledningen ved ny kontraktsinngåelse til å innføre et bonusbegrep. Dersom kjerneboringsselskapet tilfredstiller visse kriterier gis det en bonus basert på hoveddelen av kontraktsummen. Det er Statoil alene som vurderer om bonusen skal utbetales i alle kontraktene. Retningslinjer som regulerer dette er:

- Bonusregelen i kontrakten kommer til anvendelse dersom kvaliteten på hele kjerneboringsoperasjonen herunder, planlegging, kjerneboring, transport og leveranse på avtalt sted tilfredstiller bestemte krav.

Kravene til kjerneboringsselskap for å oppnå bonus er vist i figur 7.



Figur 7 Beslutningstre for å vurdere om kjerneselskap er berettiget til utbetaling av bonus.

Bonusvurdering kommer til anvendelse når de følgende kravene er oppfylt:

- Performance rating offshore according to Baker Hughes Inteq and Halliburton ratings respectively
  End Of Job Customer Survey or Service Quality Assessment Report shall be rated by company representative offshore, and all ratings shall be 4 or higher (where ratings are graded 1(poor/unacceptable) to 5(superior/excellent))
- Core recovery
  Core recovery shall be above 99% (retrieved core on deck relative to core drilling interval).
- Core transportation to core store
  Evaluation of time domain ShockLog report to advised core store with core in sound condition
- Core quality as observed in the core store In the core store it is only possible to observe core diameter variation, core crushing and core fracturing. Although vague or ambiguous, the following guidelines will be applied:
  High tripping speed may cause large gas expansion causing circular fractures
  Core rotation in barrel may cause small diameter cores
  Too high weight on bit may cause core crushing
  Bottom hole assembly vibration may cause core diameter variation
  Bending of core barrel may cause core fracturing
  Filling the core barrel too full may cause core crushing
  Core jamming may cause core crushing
- Bit runs
  Bit runs due to junk in hole will not disqualify for bonus being applied. Bit costs for junked bit will not be included in the basis for the bonus.
  Bit runs due to failure of Contractors equipment or low rate of penetration caused by wrong bit choice disqualify for bonus being applied

ERFARINGER

Foreløpige analyser av kjerner fra en av de borete brønnene viser at styrken er høgere og kompressibiliteten lavere enn antatt fra målinger på eldre tilsvarende kjerner i samme felt. Dette viser at fokus på kvalitet bidrar til at kjernene håndteres på en bedre eller mer skånsom måte under utboring, håndtering og transport.

Alle sider av de inngåtte kontraktene har ikke blitt benyttet fullt ut enda. Ved videre kjerneboringsjobber vil disse også bli tatt i bruk.

KONKLUSJON

Som så mange arbeidsprosesser består kjerneboring av en mengde større og mindre oppgaver som er gjensidig avhengige av hverandre. Dedikerte medarbeidere, godt utstyr og klargjøring av ansvarsforhold mellom alle involverte er startpunktet for å få gode resultater.

For å få dette til må man være villig til å prioritere, eller velge forhold som letter oppgaven og dermed velge vekk metoder som ikke gagner sluttresultatet. Kompromisser er altså ikke egnet for å få fram det ypperste i kjernekvalitet.

Når så fokus holdes på sluttproduktet, kjerner som kan benyttes til planlagte analyser og videre beslutningsgrunnlag, blir resultatene gode.

REFERANSER

Hettema, M.H.H, T.H.Hanssen and B.L.Jones, 2002, "Minimizing Coring Induced Damage in Consollidated Rock", SPE/ISRM 78156, Paper presented at the SPE/ISRM Rock Mechanics Conference held in Irwing, Texas, 20-23 October 2002.

ETTERORD

Takk til følgende personer i Statoil for hjelp underveis i arbeidet som ledet fram til kontraktene: Mark H.H. Hettema for talløse samtaler omkring kjernekvalitet, Jon Knut Ringen for hjelp til å finne fram representative CT-opptak, Håvard Høland for sin oversikt over tidligere kjerneboringer, Arne V. Singelstad og Torgeir Lund for nyttige samtaler omkring kjerneboring. Videre takk til Audun Kvinnesland i Baker Hughes Inteq og Svein Ravndal i Halliburton for nyttige samtaler vedrørende alle sider av kjerneboring.

STABILITETSFORHOLD GUAIGUI MULTIPURPOSE PROJECT DOMINIKANSKE REPUBLIKK

Stability problems, Guaigui Multipurpose Project, Dominican Republic

Ingeniørgeolog Werner Stefanussen
Statkraft Grøner AS

SAMMENDRAG

Guaigui Multipurpose Project inkluderer blant annet en 74 meter høy fyllingsdam, en 350 meter lang omløpstunnel og en 350 meter lang flomløpstunnel. Topografien er svært bratt i området, og bergmassens karakteriseres som såkalt "soft rock". Stabilitet av skråninger for dammen, og byggingen av omløpstunnelen har medført utfordringer og problematiske forhold. Begrensede forundersøkelser har ført til at det er utført mange beregninger med behov for å benytte erfaringstall for parametrene. Bruk av norske metoder for sikring av tunneler, samt flere metoder for beregning av skråningsstabilitet har vist at det er mulig å gjennomføre prosjektet med lav risiko.
Per medio oktober 2003 er bygging av dammen ikke påbegynt, men det er utført utgraving i damsiden og rensk for tetningskjernen er påbegynt. Omløpstunnelen er tatt i bruk og byggingen av flomløpstunnelen er kommet omtrent halvveis.

SUMMARY

The construction of the Guaigui Multipurpose Project includes a 74 meter high concrete face rock fill dam, a 350 meter long diversion tunnel and a 350 meter long spillway tunnel. The topography is very steep in the project area, and the rock masses are characterized as soft rocks. The stability for the dam abutments, and the excavation of the tunnels have caused different challenges and problems. Limited pre-investigations has called for use of experienced parameters for the stability calculations. Using Norwegian rock support and excavation methods have proven to give acceptable risk for the tunnels and the slope stability.
At medio October 2003 the construction of the dam has not started, but the excavation of the dam abutments and the cleaning for the concrete plinth have started. The diversion tunnel is completed and the spillway tunnel is half way excavated.

INNLEDNING

Guaigui Multipurpose Project skal ha funksjon som et vannmagasin, levere drikkevann til en stor by, irrigasjonsvann til jordbruksområder og fungere som flomsikring av elva. I tillegg er det mulig at det vil bli bygget en liten kraftstasjon med installasjon på 2 MW. Anlegget omfatter blant annet en fyllingsdam med betongplate som tetting, en 300 meter lang omløpstunnel og en ca 350 meter lang flomløpstunnel.

Prosjektet bygges av NCC International i samarbeid med en lokal partner og er et turnkey-prosjekt for det nasjonale vassdragsvesenet, Instituto Nacional de Recursos Hidraulicos (INDRHI).

Prosjektet ble startet opp høsten 2001, og første etappe er planlagt ferdig vinteren 2004/2005. Rådgivende ingeniører for NCC International er Statkraft Grøner AS, og Harza er byggherrens rådgiver og kontrollør.

DEN DOMINIKANSKE REPUBLIKK - ET FERIEMÅL

Den Dominikanske Republikk utgjør den ene halvparten av øya Hispaniola som ligger i Karibien, sør for Cuba. Øya er delt i to stater, med Haiti i vest og Den Dominikanske Republikk i øst. Dominikanske republikk har et folketall på ca 8,5 millioner, og landet har et flatemål på ca 48.500 km2, dvs ca 1/6 av Norges flatemål. Befolkningen er svært sammensatt med innslag og blandinger av mange folkegrupper. De omtaler seg selv som to grupper, lyse eller mørke indianere. Språket er spansk, men det snakkes også en del kreolsk. Landet er velkjent for nordmenn som er feriemål med tropisk klima og lange fine sandstrender.

Øya ligger i øybuen som Store Antillene som omfatter Cuba, Jamaica og Hispaniola. Berggrunnen består av vulkanske bergarter og det finnes aktive forkastninger i området. Gjennomsnittlig skjer det ett større jordskjelv hvert 50. år, og senest den 18. september i år inntraff et stort skjelv, med en styrke på 6,5 på Richters skala.

BESKRIVELSE AV ANLEGGET

Beliggenhet og topografi

Anlegget ligger sentralt på øya, med dammen plassert på ca kote 350. Området er lite befolket, og det er et fåtall personer innenfor reservoarområdet som må flytte. Fjellene rundt damstedet når opp til ca 800 meters høyde. Topografien er svært variert, med mange daler med bratte dalsider som krysser i alle retninger. Jorda er fruktbar og det dyrkes frukt og grønnsaker på de arealene som er tilgjengelige.



Foto nr 1
Viser østre damvederlag med veg langs elva og adkomstveg til toppen av planlagt dam.

Svake bergarter

Anleggsområdet ligger i et belte av opprinnelig vulkanske bergarter som senere er sterkt regionalt metamorfosert. Det er unge bergarter av Kritt alder, det vil si ca 60 millioner år gamle. Området ligger i nordlige del av hovedfjellkjeden på øya og bergartstypene grønnstein, grønnskifer, serpentinitt og peridotitt er de dominerende. Etter dannelsen har bergmassen gjennomgått en regional metamorfose og den har nå en karakteristisk foliasjon og oppsprekking. Innenfor damreservoaret finnes også områder med grønnstein/grønnskifer og lengst oppstrøms i reservoaret finnes en intrusiv av tonalitt samt et parti med gabbro.

Damstedet ligger i en trang og bratt elvedal hvor bergartene serpentinitt og peridotitt dominerer. Bergmassen er sterkt tektonisert, med til dels høyt innhold av talk og fastheten er sterkt varierende med flere partier med såkalt soft rock (enaksial trykkfasthet < 25 MPa). Det finnes også enkelte store lommer med frisk peridotitt, sålkalte core blocks. Disse består av homogene sterke uforvitrede bergmasse. De tektoniske bevegelser har også medført at det finnes glidespeil og skjærsoner i bergmassen.

Et spesielt trekk er boudinage-lagene som kan observeres i den østlige fjellskjæringen på damstedet.

Løsmasser

På grunn av sterk tektonikk og stor grad av omvandling og forvitring, er overgangen mellom fjell og løsmasse i mange tilfeller vanskelig på fastlegge. Dette fordi det er en

gradvis overgang fra vegetasjonsjord via in situ forvitret fjell til svake bergarter som serpentinitt og grønnskifer.



I elveleiet i den trange V-dalen er det til dels store mengder løsmasser av sand, grus, stein og blokk av god kvalitet. Den relativt gode kvaliteten skyldes i stor grad innslaget av tonalitt og gabbro som er blitt transportert med elva fra de sterke bergartene oppstrøms reservoaret. I reservoarområdet er det flere terrasser av grov grus med stein og blokk. I dalsidene er det løsmasser av ca 0,5-1 m vegetasjonsjord over et 2-3 meter lag av forvitringsjord.

Foto nr 2:
Påhuggstedet for overløpstunnelen med overgang fra løsmasser til fjell

NUMMERISK MODELLERING

Omløpstunnelen

Omløpstunnelen er ferdig bygd og er ca 380 meter lang og har et teoretisk tverrsnitt på 33 m2 (5,3x6,8 m). Tunnelen ble drevet fra to stuffer (oppstrøms og nedstrøms). Påhugget på oppstrøms side var vanskelig å plassere med hensyn til bergkvalitet og rasfare fra fjellsiden ovenfor. De første meterne var det som forventet svært dårlig berg, og tunnelen ble sikret med sprøytebetong og endeforankrede bolter. Etter ca 50 meters driving oppstod større stabilitetsproblemer med vannlekkasjer, samt stort innhold av kloritt i bergmassen. Q-verdien i området ble klassifisert til ca 0,04 (ekstremt dårlig). Sikringsomfanget ble øket, og det ble benyttet fullt innstøpte bolter, spilingbolter og armerte sprøytebetongbuer. Det ble også iverksatt forsterking av sikringen bak stuff. Sikringen som ble definert ut fra vurdering av bergmassens kvalitet var i overensstemmelse med Q-systemets sikringsklasse og omfattet:

- 25 cm fiberarmert sprøytebetong
- armerte sprøytebetongbuer med avstand 1,5 meter
- sikringsbolter, 2,4 m lange, 1,5x1 m
- spilingbolter i hengen, cc 0,3 m

Ca 10 meter bak stuff var forsterkningen av sikringen ikke fullført da det gikk ras i venstre vegg. Dette raset utviklet seg til å omfatte deler av hengen, og profilet ble betydelig større enn de planlagte 33 m^2.

Det oppstod da en diskusjon med byggherrens rådgiver angående sikringsmetodikk og kapasitet. Vi utførte derfor en numerisk modellering med bruk av Phase^2 progamvare fra RocScience. I tillegg utførte vi en statisk beregning av armerte sprøytebetongbuer som dokumentasjon av kapasiteten. Phase^2 har flere måter å presentere resultatene på. Vi benyttet strength factor, yielded elements og deformasjon for å vurdere stabiliteten. Strength factor er forholdet mellom styrken i bergarten og spenningen i berget. Yielded elements angir punkter som er overbelastet mens deformasjoner angir deformasjoner i profilet målt horsintalt, i hengen og i sålen.

En numerisk modell er avhengig av mange input-parametre som kan hentes fra undersøkelser og fra erfaringstall. Spenningsforholdene var ikke undersøkt, og vi antok derfor en spenningssituasjon ut fra fjelloverdekning og topografiske forhold. Vi benyttet dessuten muligheten til å korrigere vår modell mot det raset som hadde skjedd, og på den måten finne de mest korrekte størrelsene på parametrene. Modelleringen og den statiske beregningen viste at med bruk av bolter, sprøytebetong og ribber samt støpt såle, ville stabiliteten til tunnelen bli tilfredsstillende.

Inngangsparametre:

- Bergspenning beregnet ut fra 80 meter fjelloverdekning. Den horisontale komponenten ble valgt til 60% av vertikal spenning, og er gitt en helning på 60° i forhold til horisontal.
- Enakset trykkfasthet i bergmassen ble bestemt til 5 >MPa.
- Boltene er 20 mm stålbolter ,ed flytespenning 150 kN.
- Sprøytebetong er angitt med 25 cm, kvalitet C35.
- Sprøytebetongbuer og fiberarmering er angitt som 25 cm sprøytebetong.

Resultater:

	Maksimal horisontal deformasjon	**Antall yielded elements**
Ingen sikring	7,9	604
Bolter, sprøytebetong og buer	5,0	340
Bolter, sprøytebetong, buer og støpt buet såle	1,3	170

Etter presentasjon av rapporten med beregningene ble sikringsopplegget akseptert av byggherren.



Foto nr 3:
Ferdig omløpstunnel, med vertikale vegger og støpt såle

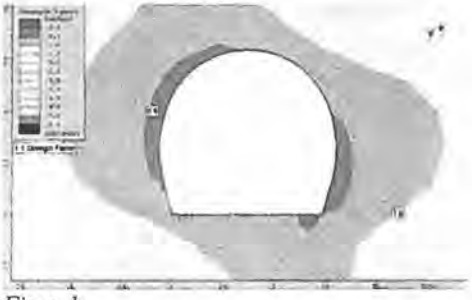
Større tverrsnitt!

Flomløpstunnelen har et tverrsnitt som er vesentlig større enn omløpstunnelen, det vil si ca 60 m^2. I god tid før oppstart av denne tunnelen ble det utført numerisk modellering av flere profiler. Bergmassene langs traseen ble kartlagt av lokal geolog og det ble utført kjerneboring langs deler av tunneltraseen. Bergmassekvaliteten ble vurdert til å være omtrent som for omløpstunnelen, det vil si varierende forhold men hovedsakelig svake bergarter hvor store deformasjoner kunne forventes.

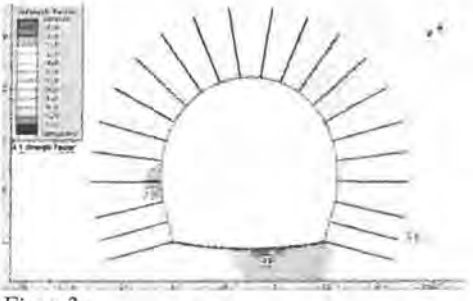
De bergmekaniske forhold ble ansett å bli omtrent som for omløpstunnelen. Det var en klar forutsetning å forsøke å benytte de samme sikringsmidlene som i omløpstunnelen, men omfanget kunne bli et annet. For å bedre stabiliteten ble det tidlig vurdert å benytte sirkulært tverrsnitt. Modelleringen viste klart at en usikret tunnel ville få store deformasjoner og en kollapssituasjon. Med bruk av systematisk bolting, sprøytebetong og buer samt støpt såle, ville stabiliteten bli tilstrekkelig for en midlertidig situasjon. Med bruk av buet støpt såle ville stabiliteten forbedres ytterligere. Av hensyn til langtidsstabiliteten og fremtidig mulig flomsituasjon med vann i tunnelen skal det utføres full utstøping av hele tunnelen. Med bruk av 25 cm fiberarmert sprøytebetong, 3,5 m lange bolter med avstand 1,35x1,0 m sprøytebetongbuer med avstand 1,2 m og buet såle ble resultatene som følger:

	Maksimal deformasjon horisontalt	**Maksimal deformasjon i sålen**	**Antall yielded elements**
Ingen sikring	19,6	18	534
Bolter, sprøytebetong og buer	1,3	5,1	96
Bolter, sprøytebetong, buer og støpt buet såle	1,2	3,8	91

Tunnelen er drevet fra nedstrøms side, med bratt stigning (1:8). Tverrsnittet er tilnærmet sirkulært og 60 m^2, og det blir laget en buet såle ved å grave ut i bunnen når sålen blir støpt. Sålen støpes i seksjoner a 20 meter eller for hver 2. ukes drift. Fremdriften har hittil vært ca 12-15 meter pr uke, det vil si ca 2 meter pr dag, og er i samsvar med prognosen. Bergmassen har så dårlig fasthet at sålen blir oppknust av transporten ned til ca 1 meter under teoretisk såle. Utlastingen av hver salve skjer i første omgang derfor bare ned til ca 0,5 meter over teoretisk såle.



Figur 1:
Flomløpstunnelen, usikret og flat såle. Røde områder indikerer kollaps, oransje området svært ustabilt.



Figur 2:
Flomløpstunnelen, sikret med bolter, buer og støpt, buet såle



Foto nr 4:
Flomløpstunnelen under driving, med tilnærmet sirkulært tverrsnitt

SKRÅNINGSSTABILITET

Damstedet er plassert i en trang og bratt V-dal. Fjellsidene er ca 150 meter høye på begge sider og helningen er ca 40° i de nederste 100 meterne. Fjellsidene er stort sett jevnt skrånende, med enkelte utstikkende fjellskrenter. Det er flere store blokker som ligger i fjellsidene. Løsmassene, som har en tykkelse på fra 1,5 til 3 meter, består av vegetasjonslag, jord med steinblanding og in-situ forvitret berg. Overgangen fra jord til fjell er gradvis, og i enkelte tilfeller kan løsmasselaget og sterkt forvitret berg ha en tykkelse på opptil 4,5 meter.



Foto nr 5:
Vestre side av damstedet. Elva på ca kote 260, og øverste skjæringstopp på ca kote 350.



Foto nr 6:
Østre side av damstedet. Provisoring adkomstveg på kote 315. Viser coreblocks og boudinage i nedre del av skjæringen.

Bergmassen i området har en markert foliasjon/skifrighet som har retning tilnærmet parallelt dalsidene og fallvinkel ca 20-40° mot øst. Det finnes soner av homogen og kompetent peridotitt som ligger tilnærmet horisontalt i fjellsidene. Disse stikker ut som avsatser i fjellsiden, spesielt i den østlige siden. Store blokker, med diameter opptil 10 m (såkalte coreblocks), finnes også. Bergmassen (under løsmasselaget og det sterkt forvitrede laget i skråningene) er generelt omvandlet og oppsprukket.

Det er fire anleggsaktiviteter som vil ha stor betydning for stabiliteten i fjellskråningene:

- *Avdekkingen for damvederlagene.*
  Dammen vil få en bredde på ca 200 meter i dalbunnen, og med en maksimal høyde på 74 meter vil det være et stort område som skal avdekkes. Avdekkingen må skje slik at det blir en stabil skråning slik at ras ikke oppstår under de videre arbeider. Erosjon fra kraftige tropiske regnfall, samt rystelser fra mulige jordskjelv må tas hensyn til.
- *Utgraving for plinten til dammen.*
  Denne blir utformet som en kløft i fjellet, og skal i prinsippet graves ned til tilstrekkelig godt fjell for fundamentering av betongplata (plinten).
- *Inntak for flomløpstunnelen i østre fjellside.*
  Inntaket vil bli utformet som er ca 30 meter bredt og ca 30 meter dypt hakk inn i fjellsiden. Maksimal høyde på skråningen i bakkant vil bli ca 40 meter.
- *Adkomstvegen til damkrona*
  Denne skal skje via en veg som skal bygges oppe i fjellsiden ca 20 meter over høyeste regulerte vannstand. Denne vegen vil bli liggende på en utsprengt hylle i fjellsiden oppstrøms dammen, med en opptil 86 meter høy skjæring ovenfor vegen.

Med kompleks geologi og varierende bergmassekvalitet er det vanskelig å bestemme eksakte parametre for beregning av stabiliteten i skråningene. I dette foredraget er det stabiliteten til inntaket for flomløpstunnelen samt skjæringene for adkomstvegen som blir behandlet.

Inntaket for flomløpstunnelen

Inntaket skal ligge ca 30 meter oppe i fjellsiden og plattformen for inntakskonstruksjonen vil bli ca 30 meter bred og skal sprenges ca 30 meter inn i fjellsiden. Den naturlige helningen på fjellsiden er ca 41°. Inngrepet i fjellsiden medfører store sprengningsarbeider og det er derfor ønskelig at skjæringen gjøres brattest mulig, men samtidig bør sikringsomfanget reduseres til et minimum.



Foto nr 7:
Viser den østlige skjæringen med adkomstvegene i toppen og løsmasser i skråningen. Inntaket skal ligge omtrent midt i fotoet.

Bergmassens kvalitet og beskaffenhet har vært mulig å vurdere i de eksisterende skjæringene langs den provisoriske adkomstvegen til damstedet som følger fjellskråningen ovenfor HRW. Adkomstvegen er gravd/sprengt ut i bergmassen, og det viser at berget består av serpentinitt som er til dels tett oppsprukket. Det finnes enkelte sprekker med klorittbelegg, men det er ikke observert leirbelegg på sprekkene. I tillegg til de visuelle observasjonene på overflaten, er det også utført kjerneboring like til siden for inntaksområdet, noe som også har gitt verdifull informasjon.

Ut fra de opplysningene og observasjonene som har vært tilgengelige, har vi ingen grunn til å forvente at det finnes et markert sleppeplan som vil bestemme en glidning /ras i massen. Stabilitetsberegningene er derfor utført med tanke på brudd i en tett oppsprukket bergmasse.

Det er utført beregning av stabiliteten både med bruk av tradisjonell metode og med partialfaktormetoden. For begge metodene er den aktive friksjonsvinkel for bergmassen beregnet og benyttet.

På grunn av oppsprekkingsgraden i berget har vi benyttet formelgrunnlaget fra Hoek&Bray for beregning av skjærstyrke i bergmassen for "very fractured and highly weathered rock". Beregningen av skjærstyrken utføres avhengig av normalspenningssituasjonen i det planet som undersøkes. Dette medfører at skjærstyrken varierer med normalspenningssituasjonen i berget, avhengig av fjelloverdekningen. En annen parameter som benyttes er enaksiell trykkfasthet av in situ berg. Med dette menes at det er trykkstyrken av selve bergarten som skal benyttes, og ikke bergmassen inkludert sprekker og svakhetsplan. For beregning av skjærstyrken har vi benyttet en enaksiell trykkstyrke på 20 MPa, som vi regner som konservativt for bergarten. Den aktive friksjonsvinkelen beregnes ut fra skjærstyrken og normalspenningen.

Seismisk aktivitet må tas med i beregningene for Guaigui-anlegget. I "basic design" for dammen er det benyttet en "ground peak acceleration" (GPA) med 500 års returperiode = 0,29 g. Jordskjelvfaktoren for operasjonell basis er avtalt (mellom byggherre og entreprenør) å skulle være 0,5xGPA, det vil si 0,15 g. Maksimal mulig jordskjelv (MCE) med 5000 års returperiode er oppgitt til 0,61 g. I operasjonell basis vil jordskjelvfaktoren for MCE bli 0,30. Det er også utført stabilitetsberegning med denne jordskjelvlasten.

Professor Bjørn Nilsen ved NTNU ble benyttet for kvalitetssikring av skråningsstabilitetsberegningene.

Partial faktor-metoden

Partialfaktorene er hentet fra Eurocode 7 (CEN 1994) og Norsk Standard:

Følgende faktorer er benyttet:

Permanent last (vekt av ustabil masse):		f_w=1,0
Variabel last (ekstern last som for eksempel kranlast):		f_e=1,3
Grunnforhold:	tan φ	$f_{\tilde{n}}$=1.2
	Trykkstyrke til bergarten	f_c=1,4

Kriteriet for partialfactormetoden er at stabiliserende krefter skal være større enn drivende krefter, dvs Md>Fd, dvs Md/Fd>1,0

Maksimal helningsvinkel

For beregning av stabilitet av skjæringen har vi benyttet de faktorene som er angitt ovenfor, med enaksiell trykkfasthet for in situ rock = 20 MPa og jordskjelvfaktor = 0,15 g. Beregningene er gjort med bruk av Hoek&Brays formelverk for sterkt oppsprukket berg, basert på partialfaktormetoden. Maksimal helningsvinkel for akseptabel totalstabilitet er beregnet til 52°. Skjæringen er foreslått utformet med 10 meter høye paller og 3 meter brede avsatser. Helningsvinkelen for pallene vil bli 55°. For å ivareta stabiliteten til pallene skal disse sikres med 10 cm fiberarmert sprøytebetong og fjellbolter med systematisk avstand 2 meter. Det skal også bores dreneringshull i et bestemt mønster.

Jordskjelvfaktoren har stor betydning for stabiliteten til skråningen. En sensitivitetsanalyse av jordskjelvfaktoren viser følgende resultat:

Earthquake coefficient	0,15g	0,17g	0,20g	0,22g
Maksimal skråningshelning	52°	50°	47°	45°

Beregningen med bruk av "maximum credible earthquake" (=0,3g) er utført. Partialfaktorene er i dette tilfellet satt til 1,0. Det vil si at totalstabiliteten er intakt, men at sikkerhetsnivået er på et minimum. Resultatene viser at drivende krefter balanserer med stabiliserende krefter og at stabilitetsfaktoren er 1,0.

Skråningen over adkomstvegen til dammen

Høyden på skråningen over adkomstvegen til dammen vil variere fra 30 til 86 meter. Ved å beregne den aktive friksjonsvinkelen basert på normalspenningen på kritisk glideplan i oppsprukket berg, vil maksimal tillatt helningsvinkel variere med skjæringshøyden.



Ved å benytte partialfaktormetoden vil maksimal helningsvinkel variere fra 42 til 56° når skjæringshøyden varierer fra 86 til 30 meter. Dette gjelder for totalstabiliteten til skjæringen. For å ivareta lokalstabiliteten, og redusere sikringsomfanget til et minimum, ble det derfor anbefalt å benytte 15 meter høye paller med maksimal helning 55°, mens den totale helningsvinkelen reduseres til 48°. Med en slik utforming er det sannsynlig at sikringsomfanget blir svært lite i pallskjæringen, samt at det ikke blir behov for sikringstiltak for å oppnå tilstrekkelig stabilitet og sikkerhet mot ras.

Foto nr 8:
Viser dagens midlertidige adkomstveg med skjæringer som har ca 60° helning.

STATUS PER AUGUST 2003

Per august 2003 er omløpstunnelen ferdig drevet og tatt i bruk. Drivingen av tunnelen med den reviderte sikringsmetodikken og omfanget foregikk uten større problemer.

Rensk i fjellsidene for dammen er stort sett ferdig på vestre side, mens det bare er så vidt begynt i østre side. Planlegging/design av arbeidene med inntaket for flomløpstunnelen og adkomstvegen i østre side er på det nærmeste ferdig.

Graving for plinten til betongplata er startet i vestre side. Dette viser at det er stor variasjon ned til fjell av akseptable kvalitet som kan benyttes for fundamentering. Injeksjon i plinten eller i elveleiet er ikke startet opp.

Flomløpstunnelen er drevet halvveis, og driving og sikring har gått svært bra. Det har ikke vært noen problemer med stabiliteten i tunnelen. Salvelengder på 3 meter er

benyttet og sikring med bolter, sprøytebetong og buer har fungert godt. Inndriften har variert fra 12 til 17 meter per uke, inklusive støping av såle.

Graving og sprenging for inntaket for flomløpstunnelen og adkomstvegen er de to neste store utfordringene. Planlegging av logistikk og angrepspunkter er viktige før arbeidene starter opp.

Bygging av kofferdammen er ferdig, hvor en utradisjonell løsning er benyttet. Det ble brukt ca 15.000 sekker fylt med siltig leire for å bygge tetningskjerne i kofferdammen. Bygging av hoveddammen er ikke startet opp enda, i påvente av at en svakhetssone i elveleiet må injiseres.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

MELKØYA – TOMTEOPPARBEIDELSE

Melkøya – Site Preparation

Sivilingeniør Erik Bjertness - Multiconsult AS

SAMMENDRAG

Utbyggingen på Melkøya er for tiden Nord Norges største industriprosjekt, og omfatter utbygging for behandling av gassen fra Snøhvit feltet. Gassen føres i land via et sjørør og kjøles ned for transport med skip. Tomteopparbeidelsen utføres med flatsprengning på land og utfylling i sjøen med sprengsteinsmasser. Alle løsmasser over fjell på land fjernes, mens sjøbunnsmassene forblir urørt. Utfylling på sjø foregår dels med leker og dels som utfylling fra tipp. For å minimalisere setninger på fyllingene ble deler området dypkomprimert med 15 tonns lodd systematisk droppet fra 15 m høyde. Setninger etter 50 år ble beregnet med en minimumsverdi og en maksimumsverdi som grunnlag for å vurdere bruk av stålkjernepeler eller direkte fundamentering av prosessutstyr og rørtraseer. En stor andel av fjellet ble sprengt ut for å produsere blokker for plastring av fyllingsskråningene. Plastringen ble utført som en skuldermolokonstruksjon som først ble dimensjonert teoretisk, og siden testet i Vassdrags –og havnelaboratoriet. Forsøkene viste at det var nødvendig å øke blokkstørrelsen på deler av moloen. Det ble nødvendig med blokkstørrelser opp til 35 tonn, tilsvarende ca 13 m^3. Dette krevde helt spesiell håndtering av fjellet, med hensyn til boremønster, utsortering av blokker, lagring og utlegging, men har til nå gått som planlagt.

SUMMARY

The site developement at Melkøya is for time beeing the largest industrial project in Northen Norway and comprise an onshore plant for the gas from the Snøhvit field. The gas will be transported to the onshore plant in pipeline and will be treated and cooled at the plant for export by LNG/LPG vessels. The site will be levelled by blasting onshore bedrock and by filling blasted rock into sea. All loose soil above onshore bedrock will be removed, and offshore soil on seabed will remain untuched. Filling in sea will be performed partly by use of barges and partly by dozing rockfill into the sea. In order to minimise settlements in the filling, deep compaction was executed by systematicly dropping of 15 tons weights from 15 m height. Settlements after 50 years were estimated with respect to minimum values and maximum values as basis for evaluations regarding utilisations of steel core piles for support of process equipment foundations and piping foundations. A larger part of the rock volume was to be blasted by means of producing armour blocks for protection of the sea filling fronts. The armour blocks were to form a berm breakwater structure which was subject to a teoretical design and later tested in Vassdrags- og havnelaboratoriet. The test documented a need to increase the block sizes on parts of the breakwater. It was neccessary to utilize armour blocks of weight up to 35 tonnes or approximately 13 m^3 volume. A special execution

procedure of the rock excavation was required with respect to drilling pattern, sorting of armour blocks and placement, but has so far been performed according to the schedules.

INNLEDNING

I forbindelse med utbyggingen av gassfeltet Snøhvit utenfor Finmarkskysten har Statoil igangsatt bygging av et industrianlegg beliggende på Melkøya for behandling av gass for salg.

Gassen føres opp fra sjøbunnen og via rørledning til Melkøya, 4 km utenfor Hammerfest , hvor behandlingen av gassen omfatter utskillelse av væske (kondensat) og fraksjonering til LPG og LNG.
LPG og LNG blir kjølt ned til hhv –40 °C og –165 °C og lagret i dagtanker. Eksportering av gassen vil foregå med skip.

Statoil har engasjert Linde AG som ansvarlig for å bygge ut fabrikkanlegget på Melkøya. Multiconsult med Barlindhaug Consult som samarbeidspartner har inngått kontrakt med Linde AG om planlegging og prosjektering av anleggtekniske og bygningsmessige arbeider samt stålarbeider. I forbindelse med gjennomføringen har Multiconsult også inngått avtale med Linde AG om oppfølging på anlegget.

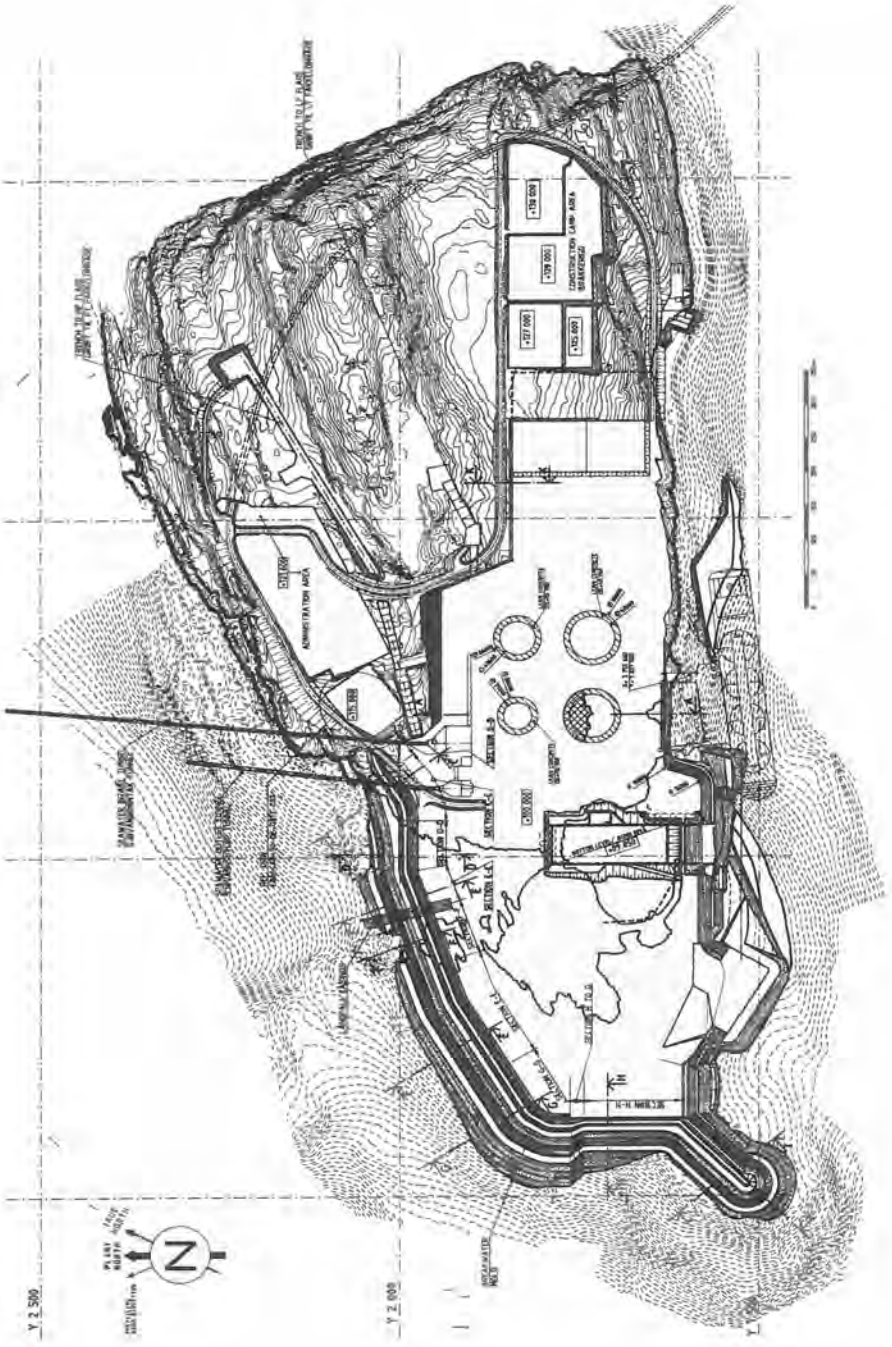
Tomteopparbeidelsen som vil bli nærmere beskrevet i foredraget utgjør en av flere delaktiviteter som skal gjennomføres for å ferdigstille anlegget. Kfr figur 1.

Hovedaktivitetene i det som omfatter tomteopparbeidelse kan beskrives som følger:

- Bygging av adkomstveg med undersjøisk tunnel fra fastlandet og ut til øya
- Sprengning av fjell og utlegging av løsmasser for å planere tomt
- Sprengning av sjøvannstunneler for inntak og utslipp av kjølevann
- Bygging av anleggskai
- Bygging av dokk for prefabrikkert prosessanlegg
- Etablering av trekkerør gjennom barrierevegg mot sjø for senere installering av sjøledninger (landfall)
- Etablering av permanent strømforsyning gjennom vegtunnel
- Etablering av midlertidig infrastruktur (strømforsyning, vannforsyning og avløp) for utbyggingsfasen

Noen nøkkeltall:

Sprengning av fjell:	2 300 000 fm^3
Fjerning av jordmasser:	400 000 m^3
Cellespunt:	18 000 m^2
Veier:	5,5 km
Betong:	4 000 m^3
Tunneler for sjøvann:	1,4 km
Veitunnel:	3,2 km



Figur 1

Utførelsen av disse arbeidene ble delt i tre, hvor bygging av adkomst veg og undersjøisk tunnel utgjorde en kontrakt, en kontrakt omfattet alle elektroarbeider, dvs både midlertidige og permnente kabler og installasjoner samt en kontrakt hvor de øvrige arbeidene var lagt inn.

Disse arbeidene startet ca 1. juli 2003, og er på det nærmeste gjennomført per oktober 2003.

Arbeidsomfanget som dekker tomteopparbeidelsen er omfattende, så jeg har valgt å fokusere på enkelte av aktivitetene. Jeg vil først og fremst komme nærmere inn på utsprengning og etablering av tomt, både i planleggingssammenheng og i forbindelse med gjennomføringen.

FORHOLDENE PÅ STEDET

Filosofien rundt etablering av tomten var at tomten for prosessanlegget skulle flatsprenges og planeres på kote +5 m som i prosjektet er satt lik kote 100 000 mm. De øvrige områdene som skulle opparbeides, administrasjonsområdet og forlegningsområdet, kunne tilpasses terrenget, men måtte plasseres utenfor sikkerhetssonen rundt prosessanlegget.

Tomten ligger dels på sjø og dels på land. På land er det for prosessområdet gneis med lokale områder med overliggende morene og humusholdige masser. Sjøbunnen består dels av bart fjell, men også store områder med skjellsand og mindre lokaliteter med silt. Forekomsten av silt er først og fremst i området rundt anleggskaien og produktkaien på sydsiden av øya.

FORUNDERSØKELSER

Det ble utført grundige geotekniske undersøkelser, både på land og sjø. Dette omfatter seismikk, kjerneboringer, fjellkontrollboringer og opphenting av jordprøver. Sjøbunnen ble også undersøkt mht innhold av miljøgifter. På grunn av stort press fra miljøorganisasjoner ble det lagt stor vekt på å dokumentere at innholdet av miljøgifter var under fastsatte grenseverdier, noe som krevde prøvetaking i flere omganger.

Videre er sjøbunn og terreng kartlagt som grunnlag for terrengmodell. Sjøbunnen er videofilmet for om mulig å påvise spesielle sjøbunnformasjoner som kan ha betydning for stabilitetsvurderinger.

Før arbeidene kunne starte opp ble det foretatt arkeologiske utgravinger på land. Sjøbunnen ble også undersøkt mht marinearkeologiske funn.

KONSTRUKSJONSPRINSIPPER

I all tomteopparbeidelse kommer diskusjonen opp rundt nødvendigheten av å fjerne løsmasser som kanskje har ligget gjennom flere istider, og som derfor synes å være lite setningsømfientlige. Så også under utbyggingen på Melkøya.

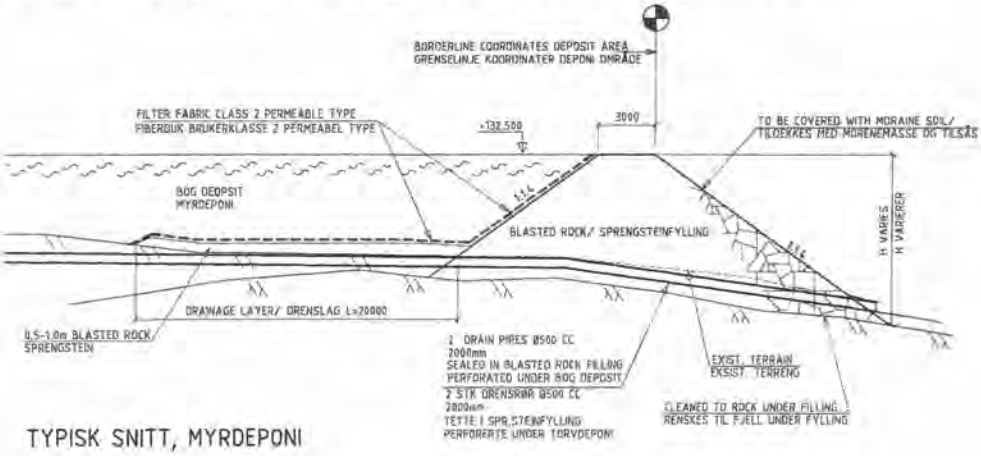
Tomteopparbeidelsen, inkludert planleggingsfasen skjer på et tidspunkt i prosjektet hvor krav til prosessutstyr ikke er definert mht robusthet i forhold til setninger. Dette betyr at under tomteopparbeidelsesfasen eksisterte det ikke setningskrav relatert til det utstyret som skal

plasseres på tomten. For å kommunisere mest mulig presist mot rørdisiplin og utstyrsdisiplinene, ble det utarbeidet prognoser for setninger over hele tomten. Det ble utarbeidet en prognose for minimumssetninger, og en for maksimumssetninger etter 50 år. Prognosene måtte baseres på så klare randbetingelser som mulig. Derfor ble alle løsmasser på land under planlagt fylling forutsatt fjernet for å minimalisere setninger, og for å redusere usikkerheter rundt differensialsetninger. Selv om det var til dels fast morene med rullestein i store deler av disse massene, ble det vurdert som viktigere å ha kontroll på setningene gjennom en ensartet oppbygging av sprengsteinsfyllingen. Det ble også tilstrebet å få de mest setningsømfiendtlige konstruksjonene/utstyret på områder med liten dybde til fjell. Det utstyret som var definert som setningsømfiendtlig, men som allikevel ble plassert på høye fyllinger var forutsatt fundamentert på stålkjernepeler, som for eksempel den enorme væskefangeren.

På sjødelen av tomten lå det betydelige mengder løsmasser. Det ble tidlig klart at å fjerne disse ville medføre store kostnader samt kreve mye tid, så mye tid at denne aktiviteten ville kunne medføre en forsinket ferdigstillelse og derved forsinket gassleveranse. For å komme best mulig rundt denne utfordringen, ble det besluttet å beholde sjøbunnsmassene, og å dypkomprimere sprengsteinsfyllingen. Av stabilitetshensyn ble allikevel enkelte områder av sjøbunnsmassene som hadde høyt siltinnhold, på sydsiden av tomta, mudret vekk i skråningsfoten.

FJERNING AV LØSMASSER

Alle jordmasser på land og i strandsonen over fjell ble fjernet. Jordmassene som i hovedsak kunne deles i to kategorier ble plassert i hvert sitt deponi. De bløte myrmassene ble lagret innenfor en barriere av sprengstein og naturlig terreng med horisontal overflate, og hvor det i lavpunktet ble lagt densrør for å sette fortgang i utdrenering av vann. Senere ble dette deponiet overfylt med et lag sprengstein og benyttet som riggområde. Kfr figur 2.



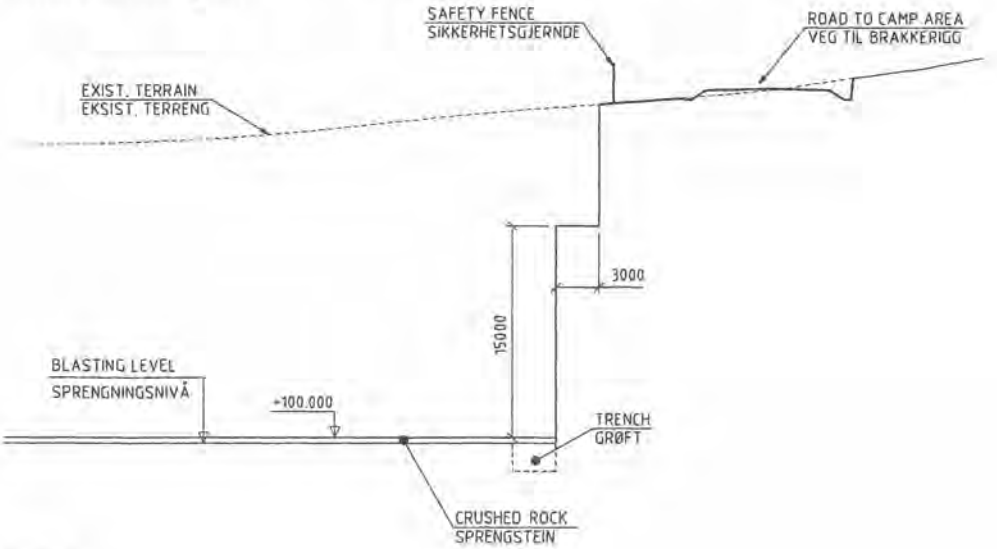
TYPISK SNITT, MYRDEPONI

Figur 2

Deponiet for morene og skjellsandmasser ble plassert på nordsiden av øya i en skråning ned mot sjøen. Den nedre del av deponiet ble avskjermet mot sjøen med en barriere av sprengstein. Formålet med barrieren var at jordmassene skulle gis en nedre avgrensning mot sjøen, og å hindre at sjøen skulle undergrave deponiet og vaske jordmassene på sjøen.

FJELLSPRENGNING

Tomten ble sprengt ned til et nivå ca 1 m under ferdig tomtenivå med skjæringshøyder opp til 30 m. For å etablere en mest mulig presis overgang mellom tomt og terreng ble skjæringene sprengt vertikalt. I områder med skjæringshøyder over 15 m ble det lagt inn en hylle med bredde 3 m. Kfr figur 3.



Figur 3

På grunn av de spesielle forholdene rundt oppbygging av tomt på sjøbunn i et bølgeutsatt område måtte fyllingen forbli stabil under alle tenkelige værforhold. Stabiliteten skulle sikres vha steinblokker sprengt ut under tomteopparbeidelsen. Dette stilte spesielle krav til gjennomføring av sprengningsarbeidene. Det var nødvendig å produsere steinblokker i 5 ulike klasser, hvorav største klasse var størrelse 25 – 35 tonn, tilsvarende 9 –13 m^3. En konsekvens av dette er at i forbindelse med utlasting av fjellet måtte det gjennomføres en betydelig sorteringsaktivitet. Det ble før arbeidene igangsatt gjennomført vurderinger av fjellet basert på logging av borkjerner, mht hvor stor andel blokker i de ulike klassene det var mulig å ta ut av fjellet på tomta. Det ble konkludert med at alt fjell i området med unntak av de aller laveste pallhøydene måtte sprenges ut med tanke på å få produsert nødvendig volum blokkstein. Denne rapporten ble ikke lagt inn i anbudsdokumentet eller i kontrakten på grunn av usikkerheter rundt hvilke føringer/forutsetninger dette ville gi entreprenørene mht å kreve tillegg dersom de ikke oppnådde de oppsatte blokkproduksjonskravene. De entreprenørene

som ga tilbud på jobben fikk tilbud om å gjennomgå kjernene for selv å vurdere fjellforholdene og risiko mht å produsere nødvendig blokkvolum.

Blokkproduksjonen ble definert som en nøkkelaktivitet, og ble vurdert som den mest kritiske aktiviteten i tomteopparbeidelsen. I dokumentasjonen av tilbudet ble entreprenørene bedt om meget detaljerte vurderinger, planer, plassbehov og kapasiteter for gjennomføring av denne delen av arbeidene, herunder også løsninger for å fremskaffe eventuelt manglende steinblokker fra andre steder. Dette ble innarbeidet i godtgjørelse og fremdriftskrav.

En annen utfordring som også møtte fjellsprengerne var toleransekravet som ble stilt for ok fjell i området under de store lagringstankene. Kravet var +0/-300 mm. Områdene under de 4 tankene skulle leveres med utstøpt plant avrettet betong. Disse arbeidene som også omfattet spylrensk av fjellet måtte gjennomføres i januar/februarmåned pga tidlig oppstart av tank byggingen. Disse arbeidene omfattet rensk og utstøping på fjell med diameter ca 80 m for de største tankene. Tankene ble senere bygget med randsonen direkte på betongavrettingen, og gulvet i tankene på oppfylt sprengstein på den tidligere avrettede betongen.

I planleggingsfasen ble det arbeidet mye mot tankleverandøren med å forenkle disse løsningene, uten at dette ga resultater. Under disse diskusjonene fremkom det veldig tydelig at vi i Norge har en annen kultur i forhold til det å utnytte fjellets egenskaper. Det ble stilt et unødvendig strengt krav til sprengningstoleranse, og det ble brukt unødvendig mye ressurser på rensk og utstøping av flater som senere skulle overfylles med pukk. Dette er et eksempel på et besparingspotensiale både mht kostnader og tid det ikke var mulig å utløse, og som vi ikke ønsker å gjenta.

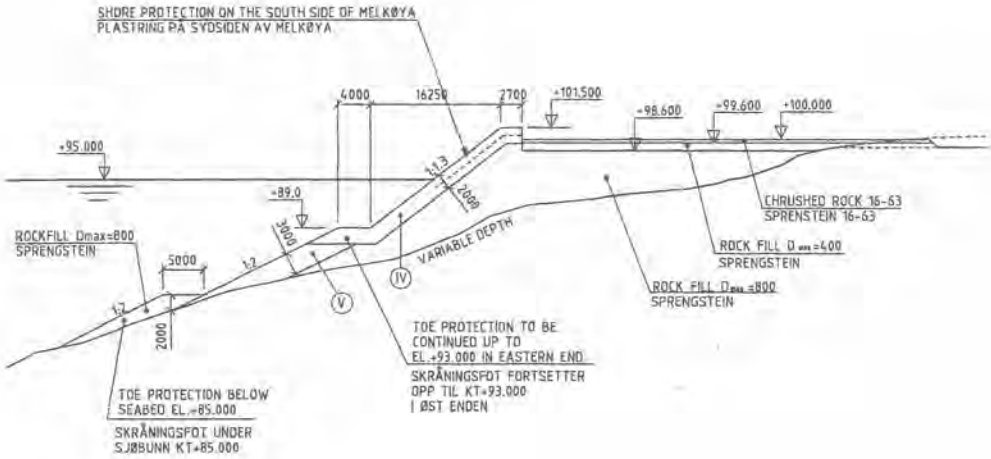
FYLLINGSARBEIDER

Etter ut sortering av blokkstein ble sprengsteinen fylt på land og sjøområder. Kfr figur 4. All utfylling under kote –12 m ble utført med lekter som dumpet fyllmassene. Laveste nivå hvor oppfylling på sjøbunn startet var ca kote –30 m. Hensikten med denne fremgangsmåten var å unngå at maskiner og mannskap arbeidet på høye fyllinger som i utfyllingsfasen kunne være ustabile. Graden av ustabilitet var vanskelig å vurdere på grunn av den spesielle sprengningsteknikken, og pga den utsorteringen som ble foretatt før sprengstein massene ble anbrakt.

På områder av fyllingen som ligger på tidligere sjøbunn ble det gjennomført dypkomprimering.

Dypkomprimeringen ble utført ved å slippe 15 tonns lodd fra 15 m høyde, tilsvarende en produsert energi på 1 600 kNm. Dette ble utført i et rutemønster på 4 x 4 m i tre serier. Hovedhensikten med dypkomprimeringen var å redusere omfanget med stålkjernepeler samt å redusere omfanget av setninger.

All fylling over sjønivå er utført lagvis med normal komprimering iht NS 3420.

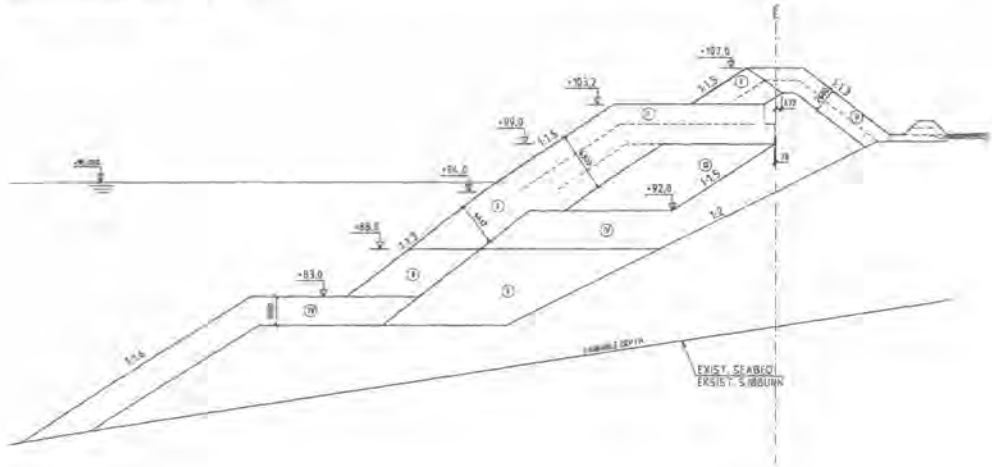


Figur 4

MOLOBYGGING

For å skjerme tomten mot erosjon og belastning fra bølgeaktiviteter, måtte fyllingsskåningene beskyttes mot disse påvikningene. Det ble vurdert ulike konstruksjoner og plastring med steinblokker.

Ut fra økonomiske vurderinger falt valget på plastring med steinblokker. Dette betydde en molokonstruksjon som vi i Norge har liten erfaring med, skuldermolo. Kfr figur 5. Erfaringer og kompetanse fra Island, som er det land i verden som har bygget flest skuldermoloer, ble derfor hentet inn i prosjektet.



Figur 5

Funksjonskravene som ble stilt til molokonstruksjonen var:

1. Molo stabil, dvs kun mindre bevegelse av enkelte blokker ved 100 års bølgesituasjon
2. Molo skal kunne motstå 1000 års bølgesituasjon uten at innenforliggende fylling blir ustabil eller erodert
3. Molo skal stoppe bølger fra å slå inn over det planerte prosessområdet for en 10 års bølgesituasjon

Bølgepåkjenningene ble først teoretisk beregnet, og med dette som grunnlag ble molokonstruksjonen foreløpig dimensjonert. I dimensjoneringen ble det tatt hensyn til hvor stor blokkandel det var mulig å sprenge ut på tomten. Dette dannet grunnlaget for modellforsøket som ble utført ved Vassdrags- og havnelaboratoriet hos Sintef. Modelforsøkene viste at bølgepåkjenningen på moloen stedvis var betydelig høyere enn teoretisk beregnet, og at bølgene ville slå gjennom moloen. Videre ble det erfart at det ville oppstå stående bølger i forbindelse med en planlagt taubåtkai på sydsiden av øya.

Taubåtkaien ble etter dette fjernet og lagt til Hammerfest, moloen ble forsterket ved å øke blokkstørrelsene. Det ble også lagt inn en mindre vannbarriere bygget opp av blokkstein langs veien på innsiden av moloen.

Moloen ble etter dette bygget med følgende steinklasser:

Klasse I	20 – 35 tonn
Klasse II	10 – 20 tonn
Klasse III	4 – 10 tonn
Klasse IV	1,5 – 4 tonn
Klasse V	0,5 – 1,5 tonn

Dette er m.a.o. nøkkeldata på det byggematerialet som skal sikre levetiden for Nord- Norges største industrieventyr. Bare fremtiden vil vise om molokonstruksjonene rundt Melkøya kan motstå de enorme bølgepåkjenningene som opptrer i dette farvannet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

ORMEN LANGE FELTUTVIKLING

Ormen Lange Field Development

Dr. scient. Tom R. Guttormsen*, Seksjonsleder Petter Bryn*, Siv. ing. Kjell Berg *,
Siv. ing. Tore Kvalstad**
*) Norsk Hydro, **) Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Ormen Lange feltet som er lokalisert på dypt vann (850 m – 1100 m) i Norskehavet er Norges nest største gassfelt og det skal være klart for produksjon høsten 2007. Feltet skal bygges ut med undervannsanlegg og rørledninger til et landanlegg på Gossen utenfor Molde og videre med rørledning til Easington i England. Feltet ligger omlag 120 km nordvest for Kristiansund midt i ei enorm rasgrop. Denne rasgropa er restene etter et forhistoriske gigantskred som skjedde for 8200 år siden. Dette skredet tok med seg 3000 km^3 masse, berørte et område på 90 000 km^2 og etterlot seg en 300 km lang bratt bakkant opp mot sokkelen. I tillegg forårsaket skredet en flodbølge som traff kysten av Norge, Skottland, Færøyene og Shetland. Denne artikkelen gir en kort beskrivelse av den planlagte utbyggingen, den oppsummerer geotekniske utfordringer knyttet til prosjektet, og ikke minst gir den et innblikk i hvordan skred risiko er evaluert og avklart før godkjennelse av feltutbyggingen.

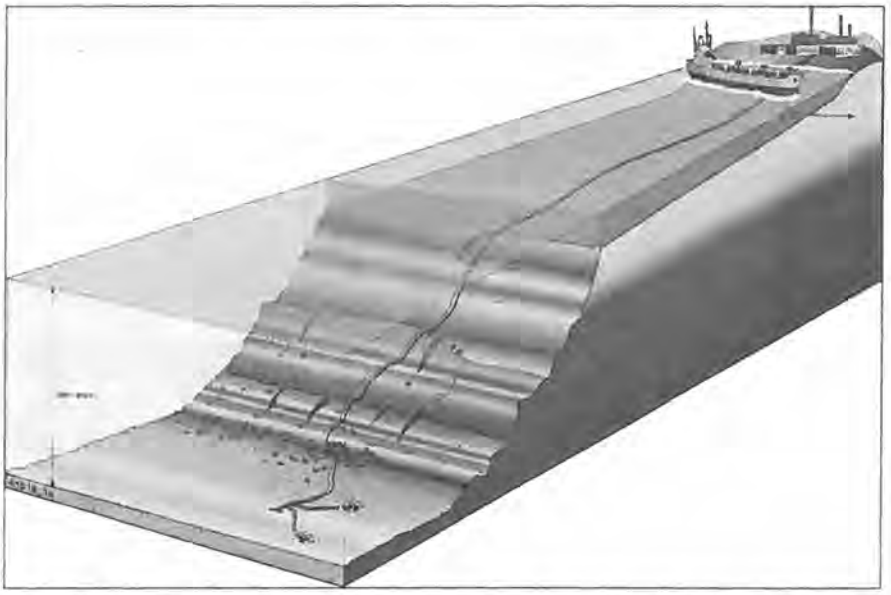
SUMMARY

The Ormen Lange field shall be ready for production in October 2007.The field ranks as the second largest gas field in Norway and it is located in the Norwegian Sea in water depth ranging from 850 to 1100m. The field will be developed with subsea stations and pipelines to a shore facility at Gossen close to Molde and the gas will be routed in a new pipe to Easington in England. The field is located approximately 120 km north-west of Kristiansund within an enormous slide scar. This slide scar is the remnants of a pre-historic slide that took place some 8200 years ago. The slide volume is estimated to 3000 km^3, the slide area involved some 90 000 km^2 and it left a 300 km long headwall towards the shelf. The slide generated large flood waves (tsunamis) along the coast of Norway, Scotland, the Faeroe and Shetland islands. This article gives a short summary of the field development plans, and it summarize geotechnical challenges within the project. It also gives insight in the evaluation of the slide risk and how this was handled prior to approval of the field development.

23.1 Beskrivelse av utbyggingskonsept

Brønner og undervannsinstallasjoner

Ormen Lange feltet planlegges bygget ut med 16 undersjøiske brønner, men med mulighet for opp til 28 brønner. Brønnene vil bli boret fra en flyttbar borerigg. Planlagt borestart er 2005. Det planlegges i første omgang å bygge ut to brønnrammer i den sentrale delen av feltet med plass til 8 brønner i hver. Senere vil det bli satt ut ytterligere to brønnrammer. Brønnrammene vil ligge på ca. 850 – 1100 m dyp. Mellom undervannsinstallasjonene vil det være feltinterne rør. Fra brønnrammene ledes brønnstrømmen (gass, kondensat og vann) i to 30" rør opp gjennom raset og over Eggakanten og videre inn til land. Hovedtrekkene i utbyggingsløsningen er illustrert i Figur 23.1.



Figur 23.1 Prinsippskisse av utbyggingen; her vist med initiell utbygging med to brønnrammer.

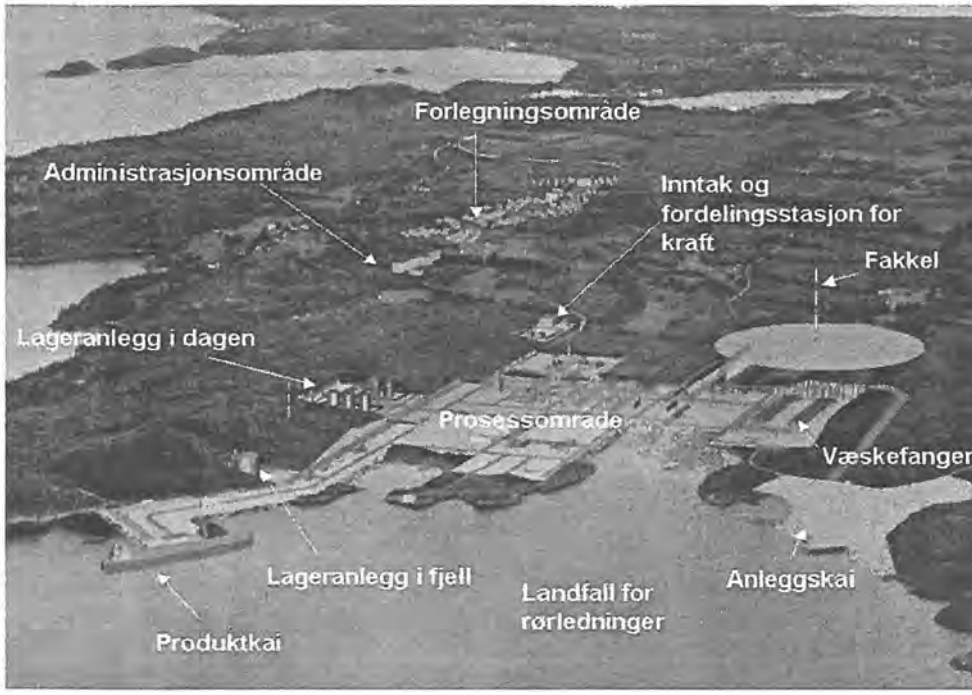
Rørledninger til og fra landanlegget

Rørledningstraséen mellom feltet og landanlegget vil inneholde to inngående rørledninger (30") for ubehandlet brønnstrøm fra reservoaret, to kontrollkabler (utvendig diameter på omlag 5") og to rørledninger (6") for glykolholdig frostvæske (MEG, monoetylenglykol). Ved lav temperatur og høyt trykk kan gass og vann danne hydrater ("is"). For å hindre hydratdannelse er det nødvendig med injeksjon av frostvæske ute på feltet. Frostvæsken føres ut til feltet i to rørledninger og fordeles ut til hver brønn, hvor injeksjon skjer kontinuerlig. Glykolen gjenvinnes fra gassen på landanlegget og resirkuleres.

I tillegg til de ovennevnte rørledningene settes det av plass for en mulig fremtidig utvikling med ekstra inngående rørledning og kraftlinjer ut til et fremtidig kompresjonsanlegg.

Landanlegget

Landanlegget er lokalisert på Nyhamna som ligger på øya Gossen i Aukra kommune utenfor Molde. Prosessering av brønnstrøm (gass og kondensat) vil skje på landanlegget på Nyhamna, se Figur 23.2. Etter tørking og utskilling av kondensat vil gassen bli komprimert opp til et trykk på ca. 230 bar før den sendes i et 42" gasseksportrør sørover til Sleipner og videre til Easington i Storbritannia. Kondensatet vil bli transportert med skip, ca. 2–5 skipninger pr. måned.



Figur 23.2 Fotomontasje av hvordan landanlegg på Nyhamna er planlagt bygget ut.

Det vil være mulig å utvide prosessanlegget slik at propan og butan kan tas ut enten som separate produkter eller som blanding (LPG), i tillegg til gass og kondensat. Dette vil i så fall medføre et mer omfattende prosessanlegg enn det som planlegges for Ormen Lange i dag. Prosesseringsanlegget og væskepluggmottaksanlegget vil oppta et areal på ca. 500 mål i tillegg til areal for administrasjonsbygg og forlegningsrigg. I tillegg kommer areal for sikringsfelt og støysoner, slik at det samlede regulerte arealet er større.

Landanlegget vil bli forsynt med kraft via en fremføring av 420 kV-overføringslinje fra Istad – Tornes med sjøkabel til Nyhamna. I tillegg planlegger Statnett en tilsvarende kraftledning sør fra Ørskog som vil danne en 420 kV-ring og ivareta en reserveforsyning til regionen og anlegget i tilfelle utfall av en av forsyningslinjene.

I forbindelse med planleggingen av landanlegget er det lagt ned et stort arbeide for å ivareta sikkerhets-, miljø- og landskapshensyn på en best mulig måte.

23.2 Grunnforhold og topografi

Planlagt rørledningstrasé fra Nyhamna og ut til Ormen Lange feltet er vist på Figur 23.3, traséen passerer gjennom et nærkystområde (ut til kilometer punkt (KP) 30), over sokkelen og videre ut i et dypvannsområde. En beskrivelse av typisk sjøbunnstopografi og grunnforhold for de enkelte seksjonene er gitt nedenfor.

Nærkystområdet

Rørledningene fra Nyhamna vil følge en skrånende sjøbunn fra landanlegget ned til ca. 200 meters dyp hvor sjøbunnen blir mer flat, Figur 23.4. Derfra legges de på nesten flat sjøbunn i en relativt krapp sving. Traséen videre går gjennom det trange Bjørnsundet og videre ut mot feltet. Forholdene gjennom nærkystområdet, hvor det flere steder er trangt og sjøbunnen er ujevn, gjør at rørledningene må legges på sjøbunnen med stor nøyaktighet og etter vel definerte kurver for å unngå bratte sidevegger, koraller og ujevnheter på sjøbunnen. I området fra land til kilometer punkt (KP) 20 består grunnforholdene i det vesentlige av strekninger med bløt leire som har udrenert skjærstyrke mindre enn 25 kPa og strekninger med fast til meget fast sand, samt enkelte steder med eksponert morene og/eller bart fjell. I den siste delen av dette området ut til KP 30 består topp sedimentene av sand med meget fast lagring.

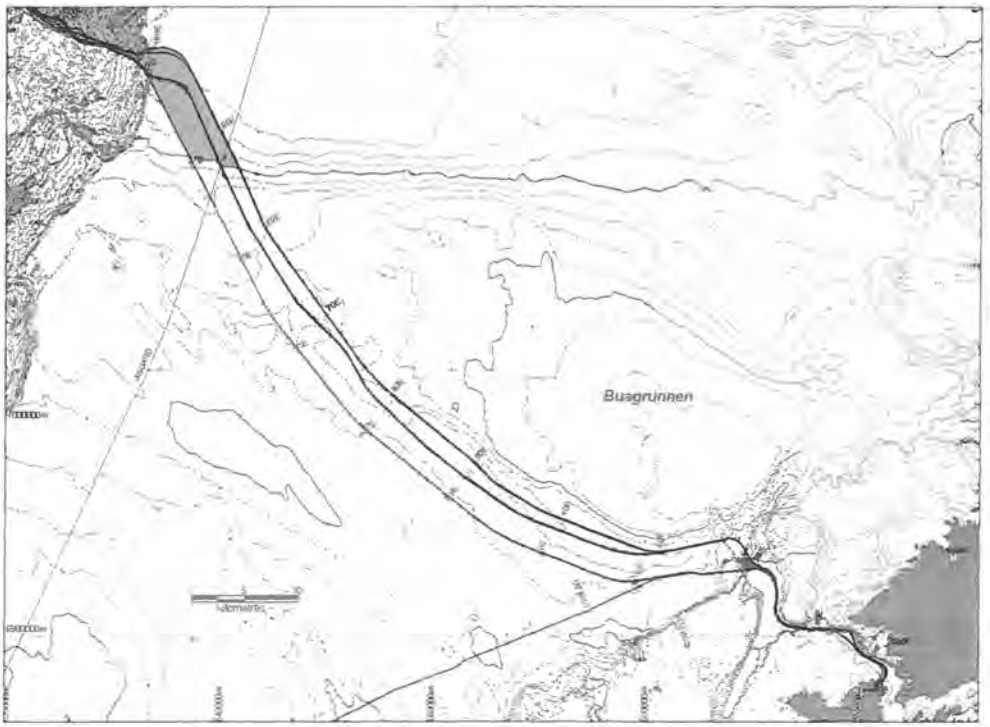


Fig 23.3 Planlagte rørtrasséer



Figur 23.4 *Viser rørtraséene (røde linjer) ut fra landanlegget og den første krappe svingen.*

Sokkelområdet

Over sokkelen fra nærkystområdet til Eggakanten ved KP 100 varierer vanndypet fra omlag 100 m til 260 m. Topografien er i storskala målestokk relativt rolig, mens lokaltopografien i rørledningstraséen er preget av utallige spor etter isfjellaktivitet fra tidligere glasiasjoner. I tillegg har vi lokale depresjoner ('pock-marks') og enkelte områder med sandbølger. Grunnforholdene i denne delen av traséen kan generelt deles inn i tre enheter som er eksponert forskjellige steder over sokkelen. De forskjellige identifiserte enhetene er; 1) bløt leire med udrenert skjærstyrke varierende fra 2 - 5 kPa i overflaten til 5 - 20 kPa ved 1 meters dyp; 2) fast til meget fast sand; 3) meget fast til hard leire med skjærstyrke som varierer fra 50 kPa til 400 kPa.

Dypvannsområdet

Fra Eggakanten og ned mot selve utbyggingsområdet varierer vanndypet fra 250 m til omlag 850 m. Seinere innfasing av nordvestlige deler av reservoaret inkluderer også planlagt installasjon av et sjøbunnsannlegg på 1100 m vanndyp. Eggakanten framstår i dette området som øvre del av raskanten etter Storeeggaskredet. Denne raskanten har en omlag 250 m høy bakkant med helning på hele 25 til 30 grader, Figur 23.5.



Figur 23.5 Illustrasjon av raskkanten ned fra sokkelen (Eggakanten) hvor vanndypet varierer fra 250 m til ca. 500 m.

Nedenfor den øvre raskanten består terrenget av generelt fallende sjøbunn ut mot utbyggingsområdet. Sjøbunnen i dette området er svært ujevn og består av rasblokker fra siste fase av Storeggaraset. Fra om lag 600 m vanndyp og videre nedover i rasgropa finner vi avsatt bløte normalkonsoliderte konturittiske sedimenter. De bløte sedimentene virker utjevnende på sjøbunnen, men allikevel er det svært vanskelige topografi nedenfor bakkanten, Figur 23.6. Den dramatiske dannelsen og de bløte sedimentene skaper svært varierende grunnforhold i området med alt fra normal konsolidert leire til rasmasser med meget hard blokkholdig leire med skjærstyrke opp mot 400 kPa. Sedimentblokkene i området kan i tillegg være rotert og delvis overlappende slik at vi har fastere grunnforhold i toppen enn hva vi finner dypere i sedimentene.

Den øvre brattkanten består i den sentrale delen i hovedsak av avkuttede lag med in-situ overkonsoliderte glasiale sedimenter med noen lag av mindre fasthet. På toppen av skråningen finner vi glasialt avsatt leire med skjærstyrke fra 10 til 50 kPa, mens vi i nedre del av skråningen har varierende drapering av løsere rasmasser over de meget faste lagene vi ser ellers i skråningen.



Figur 23.6 *Denne figuren illustrerer det blokkholdige skredterrenget i rasgropa ned mot selve utbyggingsområdet. Den sentrale blokka på denne figuren er om lag 360 m lang og 60 m høy.*

23.3 Sjøbunnsunnundersøkelser

Norske Hydro har gjort et omfattende arbeid for å bygge opp kunnskap om sedimentforholdene på dypvannsmarginen i Norskehavet, og allerede i forbindelse med Norsk Dypvannsprogram (NDP) som ble opprettet i forbindelse med de første dypvannslisensene i 15. konsesjonsrunde hadde Hydro fokus på forståelse av geologiske prosesser i disse områdene. I NDP har Hydro vært leder av programmet som omhandlet sjøbunnsforholdene (Seabed Project). Den største utfordringen i området knyttet seg til forståelse av det gigantiske og en detaljert vurdering av rasrisiko i utbyggingsområdet. Omfattende geologiske og geotekniske undersøkelser er foretatt via internasjonale forskningsprosjekter, via NDP og i de siste åra direkte av Ormen Lange prosjektet med fokus på ras evaluering og utbygging av selve Ormen Lange feltet. Den omfattende datainnsamlingen inkluderte følgende hovedaktiviteter:

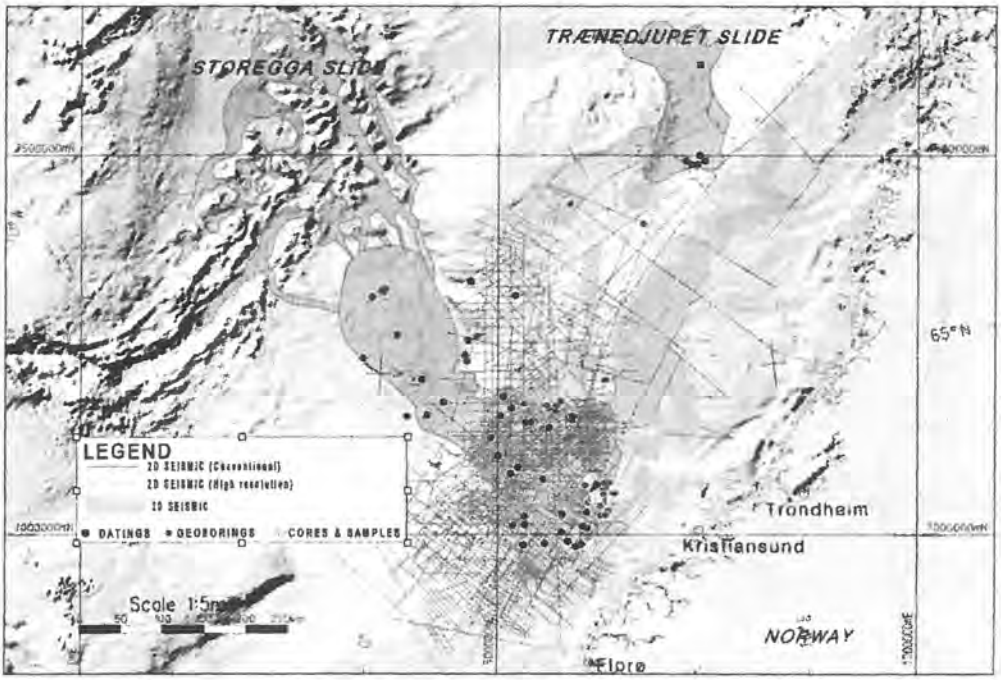
- Geoboringer (kombinerte geologiske og geotekniske boringer med geofysisk logging).
- Kjerneprøver og logging i letebrønner.
- Innsamling og tolkning av 2D og 3D seismikk.
- Måling av poretrykk i løsmassene.
- Kartlegging av sjøbunnen med multistråle ekkolodd, sidesøkende sonar og video.
- Prøvetaking for datering av skredhendelser.

Arbeidet med innsamling av data har krevd store ressurser. En vesentlig del er finansiert av Ormen Lange lisensen, men det har også vært betydelige bidrag fra NDP og EU prosjektene

ENAM, SRATAGEM og COSTA. For å sette den omfattende datainnsamlingen i perspektiv er det nedenfor gitt et forsiktig anslag på de investeringene som er gjort i datagrunnlaget:

Universiteter/EU finansierte prosjekter	1993 - 2002	: 300 – 400	millioner kroner
Norsk Dypvannsprogram (NDP)	1996 - 2002	: 92	millioner kroner
Ormen Lange Prosjektet	1997 - 2003	: 500	millioner kroner
Estimert totale kostnader		Ca. 1 000	millioner kroner

Feltarbeid er også utført i fjorder og på land i Norge og Shetland for kartlegging av tsunamisedimenter fra Storeggaskredet og for å undersøke om det finnes lignende spor etter andre regionale tsunamihendelser. Gjennom felles planlegging med universiteter og full utveksling av data og resultater har en rask kompetanseheving hos samarbeidsgruppene vært sikret og overlapp i arbeidet er blitt unngått. Figur 23.7 viser et oversiktskart med hoveddeler av det regionale data grunnlaget.

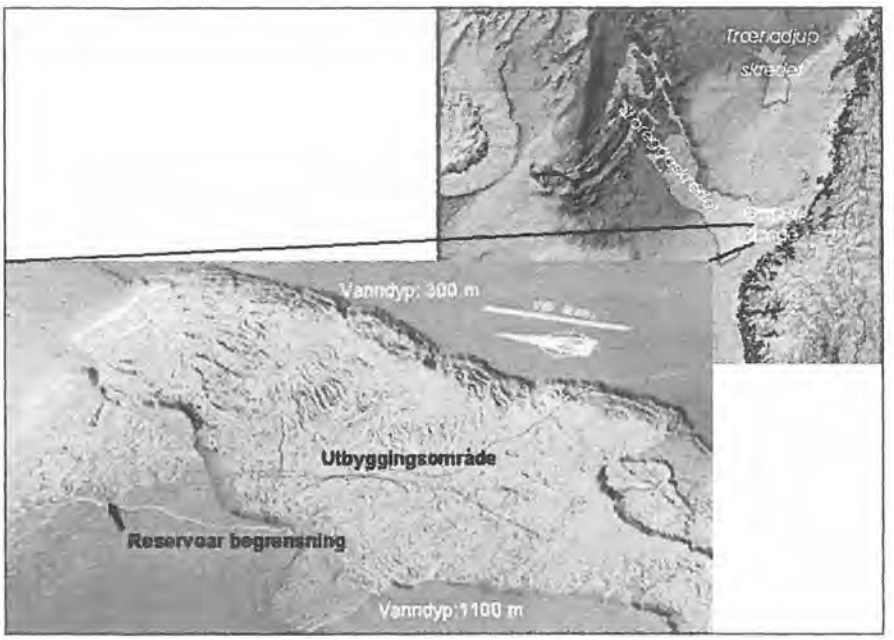


Figur 23.7 Oversiktskart over hoveddelen av det regionale datagrunnlaget.

23.4 Rasproblematikk

Ormen Lange feltet ligger sentralt i rasgropa etter Storeggaskredet og nær den bratte bakkanten mot kontinentalsokkelen, se Figur 23.8. Da Ormen Lange lisensen ble tildelt var kunnskapen om dette skredet begrenset og det var uklart om området var stabilt. Konsekvensen av skredhendelsen for 8200 år siden og usikkerhet om fortsatt skredaktivitet i området krevde omfattende undersøkelser og analyser. Følgende spørsmål måtte besvares for å vurdere om det ville være forsvarlig å bygge ut Ormen Lange feltet :

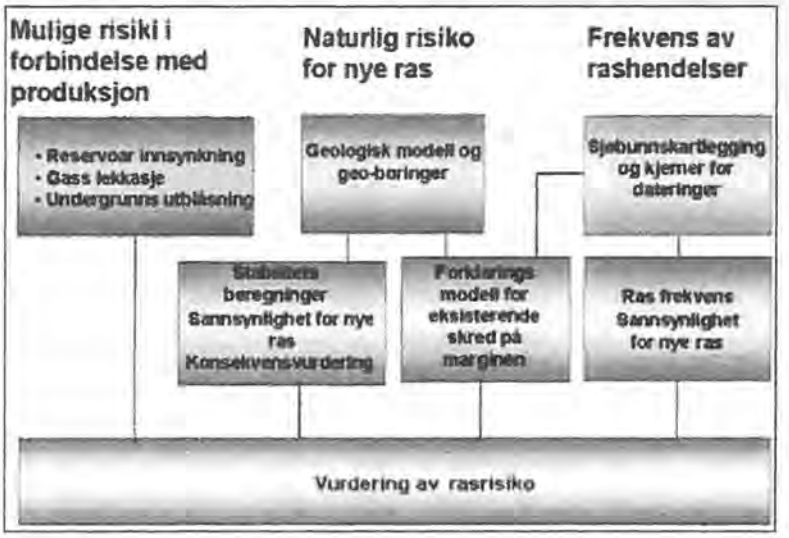
- Er sannsynligheten for nye store og små naturlige skred for stor til å bygge ut Ormen Lange feltet?
- Kan Ormen Lange aktivitetene føre til uakseptabel økning i sannsynligheten for nye store skred med fare for flodbølger (konsekvenser for 3. part)?
- Kan Ormen Lange aktivitetene føre til uakseptabel økning i sannsynligheten for mindre, lokale skred som kan medføre skade på installasjoner og rørledninger?



Figur 23.8 Ormen lange feltet ligger sentralt i rasgropa fra Storeggaskredet

Ormen Lange aktivitetene som måtte vurderes i forhold til skråningsstabiliteten var installasjonsaktiviteter som oppankring, steinfyllinger og nedgraving av ledninger i bratte skråninger. I tillegg måtte det vurderes om gassproduksjonen kunne føre til reservoarinnsynkning og fare for undergrunnsutblåsning, Figur 23.9.

Etablering av en forklaringsmodell for det forhistoriske raset og beregning av stabiliteten til skråningene omkring Ormen Lange feltet har vært målsettingene for det omfattende arbeidsprogrammet som er utført.

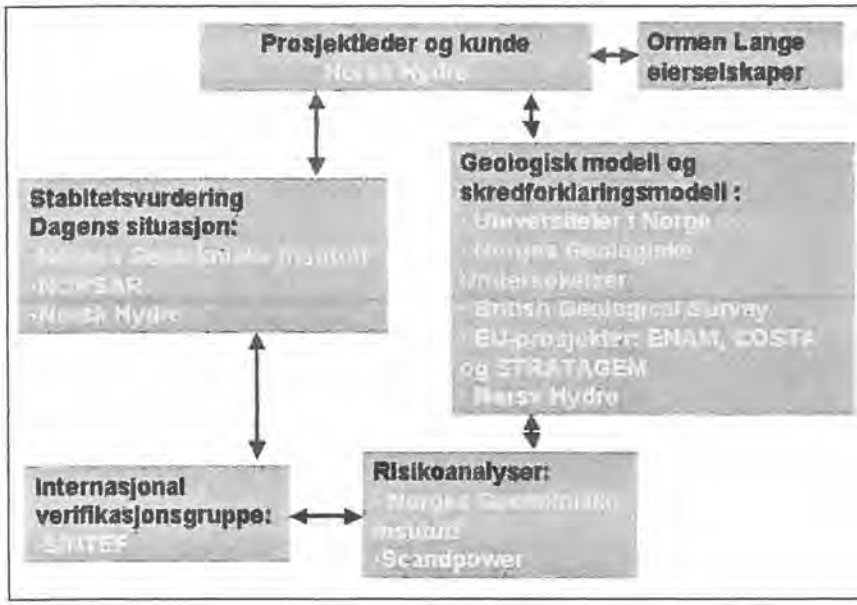


Figur 23.9 Innhold og arbeidsmetode for vurdering av skråningsstabilitet og rasrisiko.

23.5 Risikovurderinger

Ormen Lange prosjektet har utført følgende hovedaktiviteter i forbindelse med evaluering av skredrisikoen, se Figur 23.9 og 23.10 :

- En regional og lokal geologisk modell er etablert for å beskrive sammenheng mellom avsetningsprosesser, avsetningsmiljø og skred.
- En forklaringsmodell for Storeggaskredet er laget for å beskrive forutsetningene, utløsningsårsakene og utviklingen av skredet.
- Den naturlige skråningsstabiliteten av brattkantene i nærheten av utbyggingsområdet er beregnet og evaluert.
- Naturlige utløsningsmekanismer og deres relevans for Storeggaskredet og dagens skredrisiko er evaluert med hovedvekt på:
  - Jordskjelvanalyser
  - Studier og modellering av gasshydrater
  - Måling og modellering av poretrykk
  - Innsynkningen av reservoaret
  - Undergrunns utblåsning
  - Utbyggingsaktivitetene (steindumping, oppankring og nedgraving)
- Storeggaskredet og mulige yngre skredhendelser i dette området er datert for å dokumentere skredaktiviteten. Tsunamisedimenter på land og i fjorder på Vestlandet er kartlagt for å supplere dateringen i rasgropa.
- Mulige konsekvenser som nye skred kan ha på Ormen Lange feltinstallasjoner og for 3. part er vurdert. (Inkluderer utløpsdistanser for skred og tsunamianalyser)
- Risikoanalyser er utført.
- Ekstern verifikasjon av arbeidsprogram og resultater er utført.



Figur 23.10 Prosjektorganisasjon og samarbeidspartnere i skredrisikodelen av Ormen Lange Prosjektet

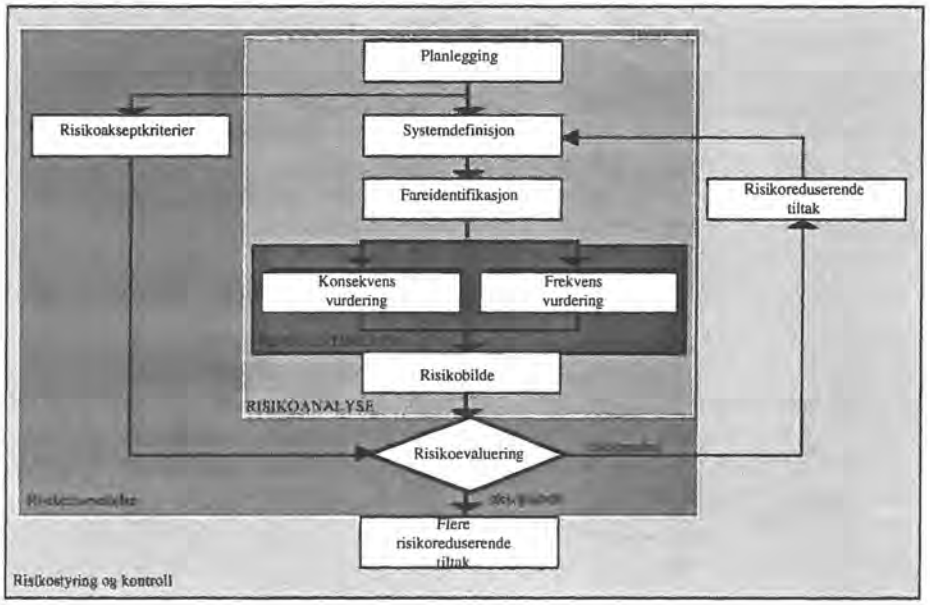
De viktigste resultatene som har gitt grunnlag for å trekke en konklusjon om rasrisikoen kan oppsummeres som følger:

- Datering i Storeggaområdet og tsunamikartlegging på land har vist at Storeggaskredet var én stor hendelse.
- Kartlegging av begravde skred har vist en sammenheng mellom istider og ras og at rasene utløses i forbindelse med avsmelting eller i en tidlig fase av en isfri periode.
- Dagens posisjon av sokkelkanten har vært en begrensing også for skred etter tidligere istider i de siste 500 000 år.
- Avsetningene på sokkelen har vært overlagret av tykk is gjentatte ganger og er derfor faste og svært stabile. Dette er dokumentert ved geotekniske boringer.
- Geotekniske boringer har også vist at de avsetningene som er igjen i rasgropa er meget stabile. Omkring 3000 km^3 med ustabile sedimenter ble ført ut på dyphavet da raset gikk.
- Kartlegging, målinger og modellering av poretrykk har vist at rask sedimentasjon fra isen fører til høyt poretykk og destabilisering av sedimentene på skråningen fra sokkelen og ned mot dyphavet.
- Høy og kraftig jordskjelvaktivitet i forbindelse med landhevningen etter istiden har sannsynligvis utløst Storeggaskredet.
- Beregning av skråningsstabilitet basert på geotekniske boringer omkring utbyggingsområdet har vist at området er stabilt.

Risiko

Rasrisikoen er en funksjon av sannsynlighet for nye ras og konsekvensen av mulige ras. Konsekvensen vil primært være avhengig av hvor raset går og hvilken skade det representerer. Normalt vil skaden være bergrenset til selve utbredelsen av raset, men store undersjøiske skred kan gi flodbølger som kan medføre skade langs kysten. Konsekvensen av mulige ras er derfor også vurdert i form av utløpsanalyser og tsunamianalyser. Utløpsanalysene som ble utført for den øvre raskanten viser at utløpslengden av mulige nye utglidninger er begrenset til noen hundre meter. Dette stemmer med observert utbredelse av lobene fra siste fase av Storeggaskredet langs den øvre raskanten. Rasblokker fra Storeggaskredet dekker store deler av området mellom feltet og raskanten. Disse rasblokkene bidrar til å begrense utløpslengden ved eventuelle nye skred.

Vurderingene av rasrisiko er gjennomført med utgangspunkt i en generell metodikk for risikoanalyser som anbefales av Oljedirektoratet og oljeindustrien gjennom NORSOK-standarden Z-013, Figur 23.11.



Figur 23.11 Risikoanalysemodell brukt for vurdering av rasrisiko på Ormen Lange

Tsunamianalysene har vist at en kritisk kombinasjon av skredvolum og utløpshastighet må til for å skape en tsunamibølge med mulige skader på land. Konservative parametere er valgt i analysene som har gitt grenseverdiene for mulig skade. Stabilitetsanalysene og utløpsanalysene som er utført for raskanten i Ormen Lange området har vist at kombinasjonen av volum og hastigheter på mulige nye ras er langt under det som kreves for å gi en tsunamibølge med mulig skadevirkning på land (3. parts risiko). Risiko for 3. part har blitt viet mest oppmerksomhet i risikoanalysen, og analysen viser at ingen aktivitet eller effekt av aktivitet på Ormen Lange feltet kan være med på å forårsake 3. parts risiko.

Skade på eget anlegg (1. parts risiko) er beregnet og målt mot risikoakseptkriterier for Ormen Lange utbyggingen. Akseptkriterier for rasrisiko er etablert basert på en kombinasjon av internasjonalt anerkjente akseptkriterier og eierselskapenes egne kriterier.

En viktig del av risikoanalysen har vært å vurdere Ormen Lange aktivitetenes mulige påvirkning på skråningsstabiliteten. Undergrunnsutblåsinger, reservoar innsynkning, hydratsmelting og installasjonsarbeider er mulige destabiliserings- eller utløsningsårsaker. I denne sammenhengen er det valgt en konservativ tilnærming.

Resultater fra risikoanalysen

Risikoanalysen har sortert mulige ras i tre kategorier ut fra konsekvensen av rashendelsene og beregnet den årlige naturlige sannsynligheten for hver raskategori. Videre er bidraget til økt sannsynlighet for ras fra Ormen Lange aktivitetene blitt vurdert, Figur 23.12. Konsekvensen av mulige ras er vurdert i form av utløpsanalyser og tsunamianalyser. De vurderte raskategoriene er; 1) **Store ras** som genererer tsunamibølger og forårsaker skade på 3. part og på feltinstallasjonene; 2) **Mellomstore ras** som truer vesentlige deler av feltinstallasjonene; 3) **Små ras** som kun kan gi lokal skade (for eksempel på rørledninger).

Store ras

Forklaringsmodellen for Storeggaskredet konkluderer med at skredet har fjernet de ustabile løsmassene i området og det er nødvendig med en ny istid for å gjenskape betingelser for et nytt stort ras tilsvarende Storeggaskredet. Av alle rasutløsningsårsaker som er identifisert og vurdert, er det i dagens situasjon kun et ekstremt kraftig jordskjelv som teoretisk sett kan starte en ny begrenset rasutvikling i bakkanten av rasgropa. Dette er en utløsningsmekanisme som er upåvirket av Ormen Lange aktivitetene og risikoanalysen konkluderer med at et nytt stort ras utløst av jordskjelv har neglisjerbar sannsynlighet. Ormen Lange-aktivitetene påvirker heller ikke rasmekanismene forårsaket av jordskjelv og Ormen Lange aktivitetene gir derfor ingen bidrag til økt risiko.

Mellomstore ras

Mellomstore ras (0.3 – 5 km^3) krever et ekstremt kraftig jordskjelv for å utløses. Risikoanalysen viser også at Ormen Lange utbyggingen (undergrunnsutblåsinger, reservoar innsynkning eller hydratsmelting) ikke påvirker sannsynligheten for nye mellomstore ras. Videre har analysen dokumentert en svært lav sannsynlighet for rasskade på vesentlige deler av feltinstallasjonene. Resultatet møter akseptkriteriet for 1. parts risiko med god margin.

Små ras

Små ras omfatter både overflateskred og grunne skred som vist i Figur 23.12. Oppankring, steindumping og nedgraving i rørledningstraséene i den øvre brattkanten kan øke sannsynligheten for små ras. Dette gjelder spesielt for overflateskredene. Den naturlige sannsynligheten for ras i denne kategorien er lav. Små ras med lokal effekt i rørledningstraséene kan skade rørledninger og kontrollkabler. Sannsynligheten for ras i denne kategorien er lav, men vil bli vurdert videre av prosjektet. De endelige valgene av beskyttelse og nedgraving vil bli gjort på bakgrunn av spesielt tilpassede geotekniske undersøkelser. Ankringsrestriksjoner kan være aktuelt i de bratte skråningene.

Rasrisikoen i forbindelse med små ras betraktes primært som en økonomisk risiko. Eventuelle miljøeffekter vil være begrensede og vil være sammenlignbare med lekkasje på en av gassrørledningene, uansett årsak (for eksempel på grunn av korrosjon). De små rasene vil ha relativt begrenset omfang med utløpsdistanser opp til 1300 meter. Sannsynligheten for at disse rasene skal inntreffe er så lav at de konvensjonelle akseptkriteriene for utbygging av rørledninger vil bli oppfylt.

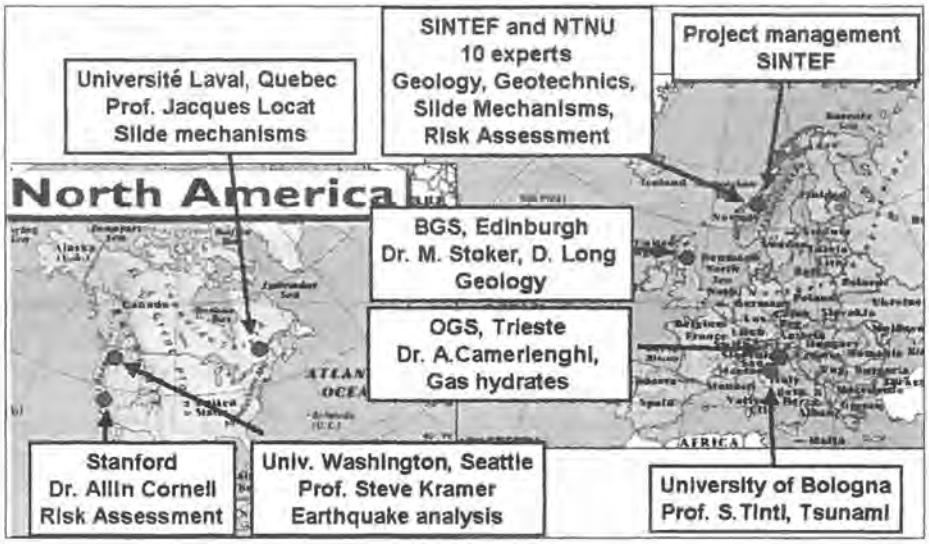
Skredkategori	Størrelse	Volum	Beskrivelse	Konsekvens 1.part	Konsekvens 3.part	Resultat Risiko-analyse
	Store	Typisk 100-3000 km^3	Store regionale skred knyttet til veksling istid/mellomistid	Skade på strukturer, brønner, rørledninger og kontrollkabler	Tsunamibølge som gir skader langs kysten	Naturlig: Ingen
						Ingen prosjekt-generert risiko
		>5 km^3	Skred fra bakkant av Storeggaskredet	Skade på strukturer, rørledninger og kontrollkabler	Tsunamibølge som kan gi skader langs kysten	Naturlig: $< 4*10^{-8}$
						Ingen prosjekt-generert risiko
	Mellom-store	<5 km^3	Skred fra bakkant av Storeggaskredet	Større skade på rørledninger og kontrollkabler	Ingen	Naturlig: $<2*10^{-8}$
						Ingen prosjekt-generert risiko
	Små	<0.3 km^3	Grunne skred fra bakkant av Storeggaskredet	Lokal skade på rørledninger og kontrollkabler	Ingen	Naturlig: ~ 10^{-5}
						Ingen prosjekt-generert risiko
		Typisk <0.02 km^3	Overflateskred fra bakkant av Storeggaskredet	Lokal skade på rørledninger og kontrollkabler	Ingen	Naturlig: << $2*10^{-2}$
						Videre utredning pågår for valg av tekniske løsninger

Figur 23.12 Skredkategorier for risikoanalysen og resultater av risikoanalysen. Risiko er definert som sannsynlighet x konsekvens Resultater av risikoanalysen viser at Ormen Lange aktiviteten bare kan påvirke risikoen for grunne og svært små overflateskred.

23.6 Verifikasjon

På grunn av de potensielt store samfunnsmessige og økonomisk konsekvensene av eventuelle feil vurderinger i forbindelse med skredrisiko kunne ha ble det valgt en uavhengig 3. part for å verifisere alt kritisk arbeid. SINTEF i Trondheim fikk denne jobben og de knyttet til seg en internasjonal verifikasjonsgruppe av ledende fageksperter for å vurdere planer og delresultater og for å sikre at arbeidsprogrammet fikk riktig fokus fra en tidlig fase i prosjektet (2000) frem til avslutning av skredrisikoprosjektet sommeren 2003, se Figur 23.13 som viser sammensetningen av ekspert gruppen. Denne gruppen har også vært engasjert for å vurdere resultater og konklusjoner fra risikoanalysen.

Verifikasjonsgruppen er enig i Norsk Hydros konklusjon om at det er trygt å bygge ut Ormen Lange feltet i Storeggaområdet. Kommentarer fra verifikasjonsgruppen har medført tilleggstudier for å komme frem til en felles konklusjon på skredrisiko. Endelig sluttrapport fra verifikasjonsgruppen vil foreligge i oktober 2003.



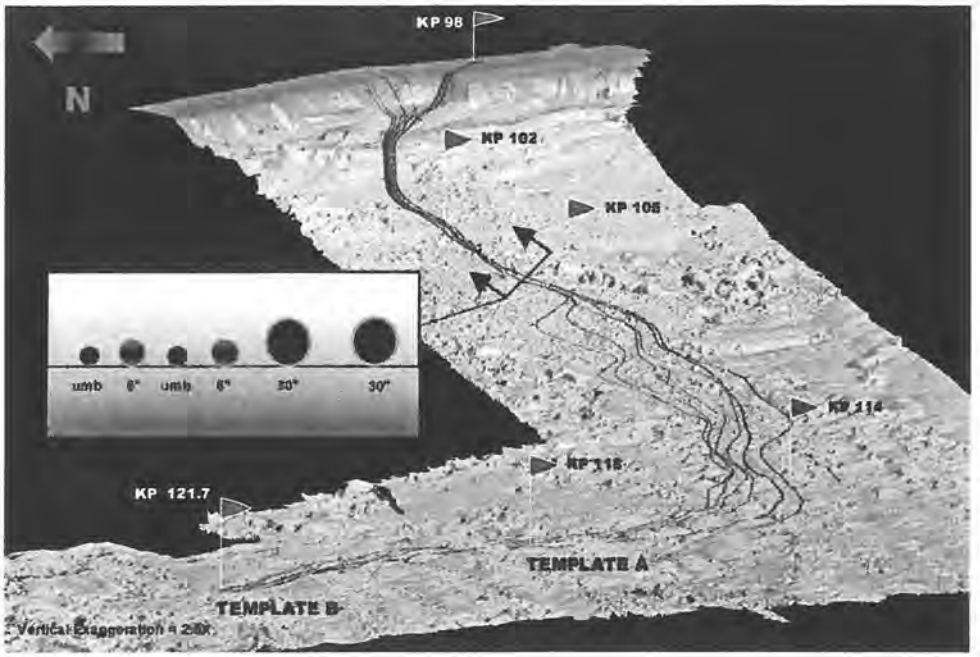
Figur 23.13 Verifikasjonsgruppen består av eksperter fra ledende fagmiljøer i Europa og Nord Amerika.

23.7 Behov for sjøbunnsbearbeiding

I utbyggingsfasen vil det være betydelig behov for sjøbunnsbearbeiding i forbindelse med legging av rør og kontrollkabler. Alle smårør og kontrollkabler ut til feltet skal graves ned eller beskyttes med stein og det vil være behov for en rekke korreksjoner av frie spenn for 30" rørene. Sjøbunnsbearbeidingen vil være en kombinasjon av nedgraving og lokale inngrep for fjerning av harde sedimenttopper og i den grad det er nødvendig vil dette kombineres med steindumping. Det vil bli fokusert på å ikke bruke mer stein enn nødvendig. Gode data over sjøbunnstopografi og god nøyaktighet når man skal dumpe stein er her viktig. Installasjon av steinfyllinger (steindumping) vil bli gjort med spesialfartøy som slipper kontrollerte mengder stein gjennom et fallrør til ca. 5 meter over sjøbunnen. En steinfraksjon på mindre enn 3" planlegges benyttet for størstedelen av arbeidsomfanget da dette er vurdert som relativt uproblematisk for fiskeri. Nedenfor er det gitt en oppsummering av foreløpig planlagt intervensjonsarbeid slik vi ser det i dag. Dette arbeidsomfanget er imidlertid til løpende vurdering og det er sannsynlig at detaljstudier av topografi, leggeruter og leggemetoder vil redusere alle typer intervensjonsarbeid.

Eggakanten og ned på feltet, ca. 20 kilometer

I området med vanndyp fra 250-850 meter vil lokal sjøbunnsbearbeiding, i form av fjerning av hard leire i rasblokker, bli utført i 2005. Det er estimert et behov for flytting/fjerning av 100.000 m^3 hard leire. Nødvendig utstyr eksisterer ikke i dag, men er under utvikling. Hvis ikke dette utstyret blir kvalifisert, vil behov for steindumping øke vesentlig utover det som er indikert. Figur 23.14 viser topografi av den siste delen som illustrer noen av de utfordringene man står ovenfor.



Figur 23.14 Planlagt rørledningstrasé i dypvannsområdet

Det vil bli dumpet stein før rør- og kabelinstallasjon i 2005 samt etter installasjon i 2006 og 2007. Et foreløpig estimat er totalt 370.000 m^3.

De to MEG-rørledningene og de to kontrollkablene vil bli gravd ned etter installasjon i 2006 hvis mulig. Hvis man lokalt ikke kan grave ned disse på grunn av for eksempel mye stein i sjøbunnen, vil økt steindumping for beskyttelse bli nødvendig.

I de øverste 3 kilometerne av området ved Eggakanten, på dyp mellom 250 og 500 meter, vil man søke å unngå frie spenn langs 30" rørene for ikke å få konflikt med fiskeri. Dette gjøres ved lokal fjerning av rasmasser for å senke rørene ned til sjøbunnen.

Traséen mellom Eggakanten og Bjørnsund, ca. 80 kilometer

Dette området har et vanndyp på mellom 130 og 250 meter. Sjøbunnen er langt jevnere enn i rasområdet, og behov for forberedende arbeid før legging er i utgangspunktet lite.

De to MEG-rørledningene og de to kontrollkablene skal graves ned for beskyttelse i hele traséen. Målet er å grave disse ned med et grøftespylesystem til mellom 0,5 meter og 1 meter dybde, målt fra sjøbunn til topprør, i en strekning på 50 kilometer hvor sjøbunnen er relativt hard. Deretter vil det bli gravd dypere de siste 30 kilometerne. I området med gravedyp 0,5-1 meter vil det være behov for noe steindumping, ca. 3,5 tonn pr. meter tilsvarende ca. 430.000 m^3 for å gi en fullverdig beskyttelse. Denne metoden er vurdert å gi minst konflikt med fiskeri da store steiner ikke vil etterlates på sjøbunn.

Det er lite intervensjonsbehov for 30" rør i dette området da disse ikke behøver beskyttelse. Omfanget av steindumping er pr. våren 2003 estimert til ca. 10.000 m^3 før og etter legging.

Bjørnsund – Nyhamna, ca. 20 kilometer

Alle rørledningene samt kontrollkablene vil gå igjennom Bjørnsundet. Det vil bli dumpet ca. 345.000 m^3 stein i dette området i 2004 før installasjon og ca. 250.000 m^3 etter.

Mesteparten av steindumpingen vil foregå i områder hvor topografien er vanskelig når det gjelder installasjon av rørene. Det er identifisert tre slike områder på denne strekningen: 1) rett ved Nyhamna, 2) ca. 8-11 kilometer ut fra Nyhamna og 3) ca. 20 kilometer ut fra Nyhamna. Som følge av den vanskelige sjøbunnen, er disse områdene heller ikke egnet for fiske med trål. Figur 23.15 illustrer et eksempel på planlagt steindumpingsarbeid i nærkyst området



Figur 23.15 Illustrasjon av et område med planlagt steindumping i nærkystområde.

23.8 Konklusjoner

Det er mange geotekniske utfordringer med den planlagte utbyggingen av Ormen Lange. I særlig grad har veien fram til forståelse av det enorme Storeggaskredet og 'friskmelding' av området for utbyggingsaktivitet vært komplisert og ressurskrevende. En hovederfaring av arbeidet er at det ville vært umulig å oppnå tilsvarende resultater og forståelse uten et tett og nært tverrfaglig samarbeid hvor en må erkjenne at geoteknikk bare er et av mange bidrag i det store bildet. All honnør gis derfor også tilstøtende fagdisipliner innen geologi, geofysikk, oseanografi, reservoarteknologi, morfologi, paleoklima, jordskjelvanalyser, tektonikk og strukturgeologi, tsunamimodellering og ikke minst til anvendelse av pålitelighetsanalyser i geoteknikk. På bakgrunn av dette tette samarbeidet kan vi i dag trekke følgende konklusjoner:

- De ustabile massene i skråningene rundt Ormen Lange feltet forsvant for 8200 år siden.

- Vi må ha en ny istid med hurtig avsetning og belastning av ustabile sedimenter i Storeggaområdet før vi kan få nye store ras.
- Geotekniske boringer og beregninger viser at skråningene omkring Ormen Lange feltet er stabile selv med ekstreme jordskjelv laster.
- Feltutbygging og gassproduksjon vil ikke påvirke områdets stabilitet.
- Lokal stabilitet av overflaten i bakkanten er ikke ferdig vurdert, men det er sannsynlig at geotekniske vurderinger vil styre valg av endelig traséer i dette området.

Det vil være behov for betydelig innsats med detaljerte geotekniske og geologiske vurderinger også i utbyggingsfasen. Dette gjelder både design av sjøbunnsanmlegg, rørledninger og kanskje i særlig grad i forbindelse med valg av riktig verktøy for nedgraving og annen sjøbunnsbearbeiding i rasområdet og på sokkelen.

23.9 Referanser

Norsk Hydro juli 2003
Ormen Lange Konsekvensanalyse.
Feltutbygging og ilandføring.

GEOTEKSTILER VED MUDRING OG DEPONERING AV SJØBUNNSEDIMENTER

Geotextiles in dredging and deposition of contaminated seabed sediments

Arnstein Watn, forskningssjef, SINTEF Bygg og miljø, Berg og geoteknikk

Sammendrag/Abstract

Forurensede sjøbunnsedimenter er et stort problem i mange norske havner. Om man skal lykkes med å rydde opp i dette, må nye og effektive metoder for mudring og deponering av de forurensede massene utvikles. Geotekstiler kan være et kostnadseffektivt verktøy ved mudring og deponering av forurensede sjøbunnsedimenter, i form av geotekstiler benyttet som filter (siltskjørt) i sjøen og som separasjon, filter og armering i form av geotekstilsekker eller tuber for deponering av massene.

Norway experiences severe problems with contaminated sediments in a large number of harbour areas. If the task of clean-up shall be manageable, improved and efficient methods for dredging and remediation of the sediments have to be developed. Geotextiles is an effective tool in dredging and deposition of contaminated seabed sediments, used both as a filter (silt skirt) in the sea during dredging, and as separation, filtration and reinforcement in geotextile bags or tubes for the deposition of the masses.

1. Innledning

Forurensede sjøbunnsediment innebærer betydelige problemer i flere norske havner og fjorder. Forurensingen kan bestå av tungmetaller, PCB, PAH, TBT og dioksiner. Det er i flere områder restriksjoner på bruk av fisk og skalldyr som næringsmiddel, se Figur 1. Statens Forurensingstilsyn (SFT) har derfor pålagt havner i Norge og utføre tiltak rettet mot forurensede sjøbunnssedimenter. Opprydding av forurensede sedimenter krever kostnadseffektive, men samtidig sikre metoder som hindrer spredning av forurensing. Selve forurensingskildene er ofte forsvunnet for lenge siden, men problemet er fremdeles akutt på grunn av gjentatt aktivisering av sedimentene fra propeller og byggearbeider. Planlegging og gjennomføring av tiltak krever grundige undersøkelser og forståelse både av forurensingen, sedimentene og påvirkning på flora og fauna. Dette krever en kompleks sammensetning av kompetanse, både innen biologi, kjemi, geoteknikk og kystteknikk.

Ulike tiltak er aktuelle for å håndtere denne typen sedimenter; fra tildekking på stedet til mudring og deponering av massene under sikre betingelser. Geotekstiler kan være et nyttig hjelpemiddel ved slike arbeider. Mer spesifikt innebærer det geotekstiler benyttet som filter i form av siltskjørt i sjøen og som separasjon, filter og armering i form av geotekstilsekker eller tuber for deponering av massen. En vesentlig forutsetning for denne metoden er at forurensingen/miljøgiftene antas å hefte til jordpartiklene, og ikke løses i porevannet.

Slike geotekstilsekker, eller geotuber, består av ferdigsydde geotekstilelementer som blir oppfylt med sedimenter. Et slikt system kan benyttes som kjerne i moloer, erosjonssikring i strandsoner og rundt brufundamenter, som bølgebrytere, midlertidige flomverk og som en barriere for spredning av forurensing. Bruken av geotuber i deponeringsprosjekter kan enten

innebære og omkranse et deponi eller som det beskrives i denne artikkelen, å fylle opp geotuben med de forurensede massene. Dette kan enten gjøres ved at oppslammede masser pumpes inn i en geotube, eller ved at massene mudres og plasseres på et geotekstil på en splittlekter, hvorpå tekstilet syes igjen og systemet dumpes på deponistedet. Ettersom mudring og deponering i geotekstil-elementene foregår i samme operasjon er dette en kostnadseffektiv måte å deponere forurensede masser i havneområder på.



Figur 1Fjorder og havner i Norge med restriksjoner på bruk av fisk og skalldyr

2. GEOTEKSTILER

Geotekstiler er den største gruppen av produkter innenfor hovedgruppen geosynteter, og består av syntetiske tråder som kan fremstilles på ulike måter. Trådene kan bestå av en fiber (monofilament) eller flere fibre (multifilament). De fleste fibrene fremstilles ved en smelteprosess, der de hardner ved avkjøling og strekkes slik at molekylene i fibrene arrangerer seg i riktig retning. De tre mest aktuelle typene geotekstiler er:

- vevde eller strikkede duker
- filtede duker
- kompositter (f. eks kombinasjon av duk og armeringsnett)

Polypropylen (PP) er den dominerende polymeren for produksjon av geotekstiler, ca 85 % av alle geotekstiler blir fremstilt av PP. Polyester (PET) utgjør 12 %, polyetylen (PE) ca 2 % og polyamid/nylon ca 1 % av produksjonen. Av disse er det bare polypropylen og polyetylen som har lavere spesifikk vekt enn vann. Ingen geotekstiler består kun av basispolymeren, det blir benyttet tilsetningsstoffer for å forbedre ulike egenskaper. Slike stoffer kan være sot, antioksidanter og plastifiserende stoffer.

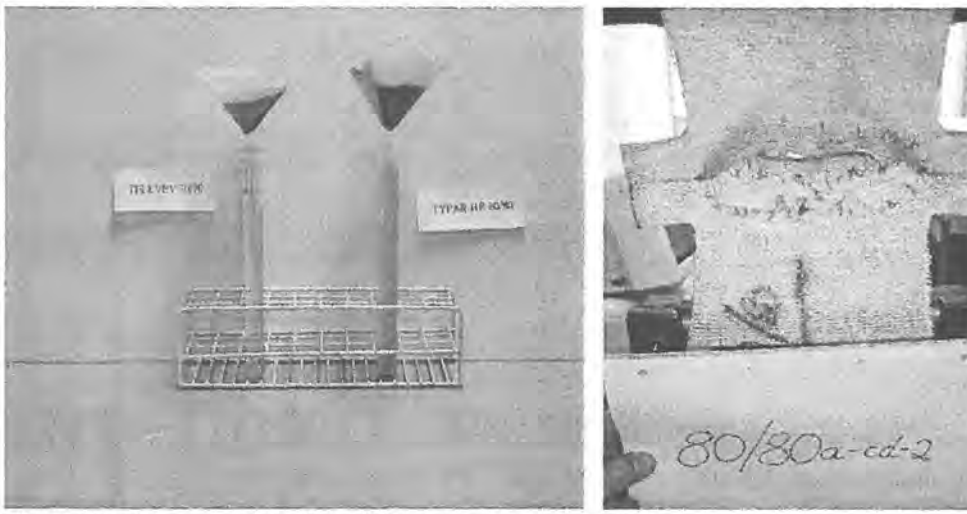
For at geotekstilet skal oppfylle den tiltenkte funksjonen må det ha visse egenskaper knyttet til styrke, bestandighet og separasjons- og filteregenskaper. Geotekstilet dimensjoneres med hensyn til:

- bestandighet over tid (nedbryting fra UV-stråling, bakterier, kjemisk nedbryting)
- filteregenskaper (poreåpning, permeabilitet)
- styrke og tøyning (korttids og langtids bruddstyrke, tøyning ved angitt belastning, sømstyrke)
- håndterbarhet (viktig for å oppnå god utførelse)

Som grunnlag for dimensjoneringen må forutsetningene være kjent:

- type forurensing
- partikkelstørrelse
- dimensjonerende belastninger (bølgekrefter, strømkrefter, krefter ved dumping, effekt av groing)

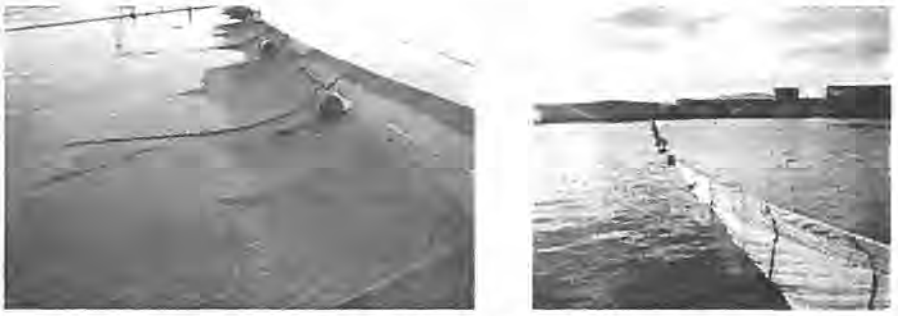
Det bør i de enkelte tilfeller gjennomføres forsøk for å dokumentere at geotekstilet oppfyller de funksjonene det er tiltenkt, se Figur 2.



Figur 2 Testing av geotekstiler, filtrasjonsevne og sømstyrke

3. SILTSKJØRT

Geotekstil benyttes som "siltskjørt" for å hindre at forurensede sediment spres ut fra mudringsområdet. Figur 3 viser et eksempel på et geotekstil benyttet som siltskjørt.



Figur 3 Geotekstil benyttet som siltskjørt, installasjon og bruk /5/

Den vanlige løsningen er at geotekstilet blir hengt opp i flytere og belastet i bunnen ved hjelp av en kjetting. Geotekstilet må dimensjoneres med hensyn til permeabilitet, poreåpning og styrke. Vanligvis vil en ønske at geotekstilet er så åpent som mulig for å redusere strømkreftene, samtidig som det er ønskelig at det har så liten poreåpning som mulig for å hindre partiklene i å gå gjennom. Disse kravene vil derfor ofte stå i motsetning til hverandre.

Siltskjørtet kan utsettes for betydelige krefter, spesielt dersom det blir hengende i sjøen en tid vil det oppstå groing som både øker vekten og reduserer permeabiliteten, dvs. øker belastningen fra strømkreftene. Ved SINTEF er det utviklet en egen beregningsmetode for dimensjonering av geotekstiler med hensyn til poreåpning, permeabilitet, strømkraft og lengde på siltskjørtet.

Det er i denne sammenheng viktig å påpeke at et siltskjørt vanligvis må settes sammen av flere bredder av geotekstiler, dvs. at det må sys sammen. Sømstyrken blir derfor en avgjørende faktor for at geotekstilet skal fungere som siltskjørt.

4. GEOTEKSTIL SOM DEPONIPØLSE

Geotekstiler kan altså syes sammen til å forme en bag eller pølse for å kunne deponere de forurensede sedimentene i, se Figur 4. Oppfyllingen av geotuber foregår gjerne i forbindelse med mudring. Massene blir da pumpet inn som en slurry og geotekstilet fungerer som et filter som holder tilbake partiklene mens væsken slipper ut gjennom duken. Under selve oppfyllingsprosessene er geotubene svært ustabile, så installasjonen bør skje på et underlag som er utjevnet normalt på lengderetningen til geotuben. Tuben er svært vanskelig å flytte etter installasjon, noe det bør tas hensyn til under prosjekteringen. For å unngå skader på geotekstilet under innpumping må større objekter være fjernet fra muddermassene og pumpetrykket som benyttes under oppfylling må kontrolleres.

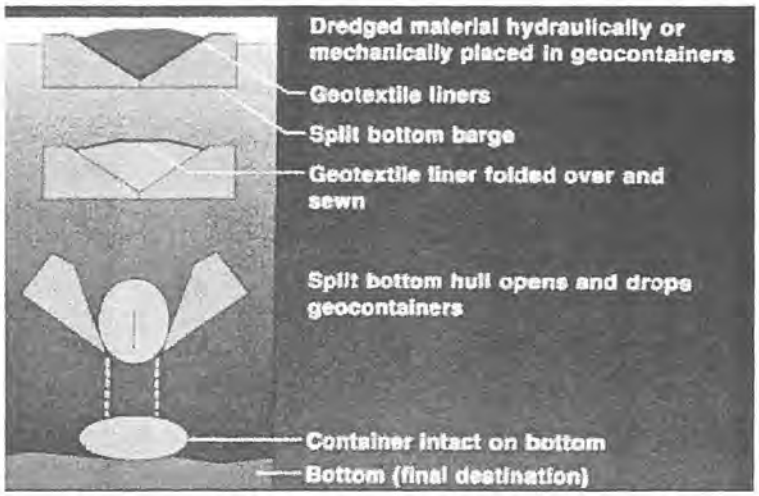
Lengden på en geotube er bare begrenset av de mengdene geotekstiler som kan håndteres i løpet av et prosjekt. Det er derimot hensiktsmessig å avslutte en utlegging i løpet av en arbeidsdag. Geotuber som installeres på sjøbunnen uten noen form for overdekning må dimensjoneres for strømning- og bølgekrefter. For å beskytte geotuber for slik erosjon installeres ofte et beskyttelsesgeotekstil foran geotuben, som forankres med en mindre geotube. Dette beskyttelsesgeotekstilet blir normalt lagt ut først, og deretter rulles den prefabrikerte geotuben over dette tekstilet. Ankertubene blir oppfylt før selve geotuben. Inntak til geotuben ligger i senterlinja på toppen av tuben med en maksimal avstand på 15 m.

Avstanden mellom disse inntakene er avhengig av dimensjonen på geotuben, størrelsen på røret med de mudrede massene, jordart og mengde vann som brukes for å transportere vannmassene. Under oppfylling brukes et inntak som ligger langt unna det som er i bruk som uttak for vann. Dette bør utstyres med et filter, noe mer grovmasket enn geotekstilet, slik at miljøgifter ikke skal slippe ut. Etter hvert som tuben fylles opp blir inntakene forseglet, ofte med tau.



Figur 4 Fylling av geotekstiltube

Et annet alternativ er å fylle geotekstiltubene mens de ligger i en split-lekter. Massene fylles da inn etter at geotekstilet er lagt inn i lekteren og etter innfylling lukkes duken og dumpes på deponistedet, se Figur 5 og Figur 6. Ved dumping fra lekter vil det vanligvis oppstå store belastninger på tuben ved at deler av den kan bli hengende i lekteren. Dermed får duken store strekkbelastninger, noe som medfører at den revner i sømmene.



Figur 5 Bruk av splittlekter for fylling og deponering av geotekstiltube /4/



Figur 6 Geotekstiltube i lekter stengt med glidelås klar for dumping /5/

Tubene må hydraulisk fungere som filter for de forurensede massene og mekanisk sett motstå de kreftene som virker på geotuben, både under installasjon og i bruksfasen. Geotekstiler har høy motstandsdyktighet mot ulike nedbrytingsmekanismer. Eksponering i enkelte miljøer kan imidlertid redusere de mekaniske egenskapene til geotekstilet. Det er imidlertid ved innfylling at det i størst grad kreves at geotekstilet har de spesifiserte egenskapene. En senere svekking av mekaniske og hydrauliske egenskaper til tekstilet vil derfor ikke være av samme kritiske art som om det var svekket under innfylling. Dersom det skapes barrierer for spredning av forurensinger, som f.eks. ved et filterlag, vil deponiet ha en ekstra barriere dersom egenskapene til geotekstilet skulle svekkes over tid.

Et argument som taler til fordel for en slik deponering er at de forurensede sedimentene ikke endrer fysisk eller kjemisk sammensetning som en følge av deponeringen. Dette blir ofte brukt som argument mot massestabilisering.

4.1 Filteregenskaper

Under oppfylling av en geotube blir geotekstilet belastet av mudringsmaterialene slik at geotekstilet virker som et filter. Geotekstilet må være tett nok til å hindre at partikler slipper ut samtidig som det må være permeabelt nok til at vann slippes ut etter oppfylling. Filterkriterier må derfor defineres for å spesifisere et egnet geotekstil. Dimensjonering av filterkriterier utføres vanligvis i henhold til vanlige dimensjoneringsregler for geotekstiler /1/, /2/.

Måten jordpartiklene arrangerer seg ved overgangen jord/geotekstil er betinget av poreåpningen til geotekstilet og kornstørrelse og graderingen av jorden som skal holdes tilbake. Generelt uttrykkes et filterkriterium for tilbakeholding av masser som en maksimal størrelse på forholdet mellom en indikativ poreåpning i geotekstilet, O_F, og en indikativ størrelse må materialet som skal tilbakeholdes, d_l. Tilbakeholdingsgraden, R_R, defineres som:

$$R_R = O_F/d_l$$

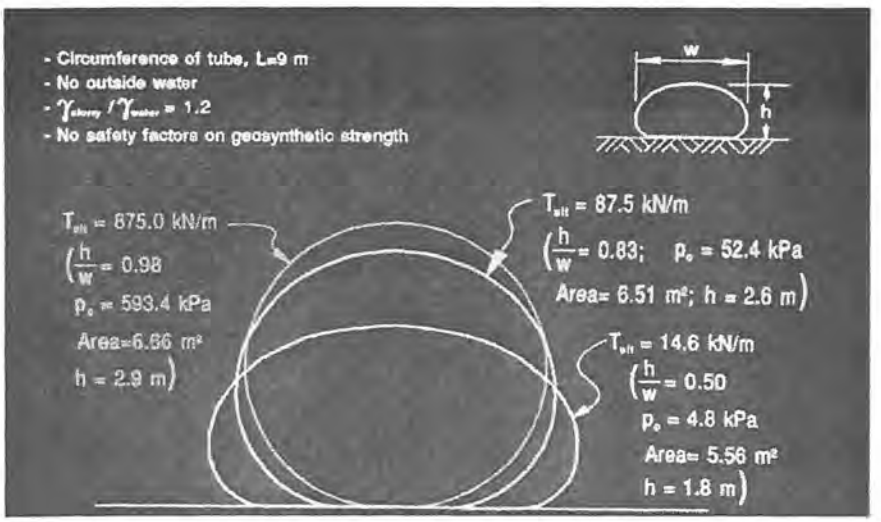
4.2 Styrke og tøyning

Når tubene dumpes fra lektere, er tilstrekkelig styrke av geotekstilet avgjørende for at tubene ikke skal rives i stykker. Sømstyrken en viktig faktor fordi dette vil være det svake punkt i konstruksjonen. Ved høyt innpumpingstrykk, eller ved stabling av tuber i høyden kan de utsettes for betydelige krefter radielt noe som lett kan medføre at sømmen ryker, se Figur 7 og Figur 8.

En søm defineres som en sekvens av sting som hefter sammen to eller flere geotekstilelementer, og styrken av en søm er avhengig av flere faktorer:

- type symaskin og sting benyttet
- type søm
- materialet i geotekstilet
- type tråd som benyttes
- antall sting per lengdeenhet
- stinglengden

Generelt vil styrken av sømmen være høyere med høyere geotekstilstyrke. Siden sømmene er kritiske for den totale styrken av systemet, bør sømstyrke dimensjoneres med høy sikkerhetsfaktor /6/. Sømmene bør i hovedsak utføres av produsent for å få en så god effektivitet som mulig, helst med overlappssømmer eller doble overlappssømmer.



Figur 7 Vurdering av belastning ved økt pumpetrykk /4/



Figur 8 Brudd i søm pga høyt innpumpingstrykk /4/

4.3 Bestandighet over tid

Geotekstiler vil i større eller mindre grad endre sine egenskaper over tid ettersom ulike prosesser virker inn på det syntetiske materialet. I prosjekter der geotekstiler virker sammen med forurensede masser er dette særlig viktig da ulike komponenter fra massene kan virke uheldig inn på geotekstilet. Nedbryting av geotekstiler kan skje ved UV-stråling, temperatur, oksydering, hydrolyse, kjemisk-, biologisk- og radioaktiv nedbryting av polymeren. Dette kan resultere i en svekking av mekaniske og hydrauliske egenskaper. Basispolymerer som brukes i geotekstiler er generelt stabile mot kjemisk og biologisk nedbryting. Visse miljøpåvirkninger kan derimot virke ugunstig inn på polymeren, for eksempel UV-stråling på polypropylen.

Bestandighet over tid er ikke veldokumentert for geotekstiler siden dette er relativt nye produkter. Det er derfor viktig å ta høyde for hva slags miljøgifter og annen påvirkning man utsetter geotekstilet for i et deponiprosjekt.

Geotekstilers sårbarhet ovenfor UV-stråling er godt kjent. Nedbrytingen skjer ved at fotoner fra lyset bryter ned de kjemiske bindingene i polymeren. Tilsetting av sot er den vanlige måten å øke en polymers bestandighet mot UV-stråling, i tillegg vil neddykking i vann redusere den nedbrytende effekten av UV-stråling. Uansett bør tiden et geotekstil utsettes for sollys reduseres til et minimum.

De fleste polymerer som benyttes i geotekstiler har høy spesifikk vekt med relativt få kjedeender i mikrostrukturen, noe som gjør de svært motstandsdyktige for biologisk nedbryting. Alle polymerer som reagerer med oksygen vil resultere i en viss grad av degradering. PP og PE er mest utsatt for denne prosessen. Når geotekstilet tildekkes med masser eller vann, vil denne prosessen avta.

En polymers motstand mot kjemisk nedbryting er avhengig av den kjemiske strukturen. PP og PE er sensitive for aromatiske hydrokarboner. PAH er et slikt stoff og finnes i følge SFT i mange norske havner. PAH finnes i råolje, og søl av olje og oljeprodukter, samt utslipp fra industri, smelteverk og urbane områder er hovedkildene til PAH-forurensninger. Metaller som jern, mangan og kobber kan virke som katalysatorer og øke oksideringen av geotekstilet.

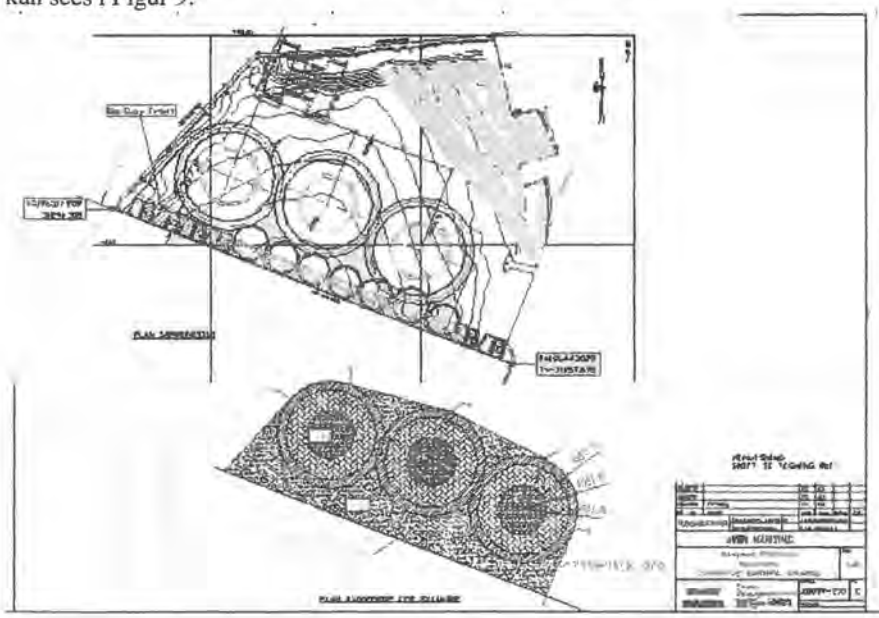
Høy temperatur medfører at alle nedbrytingsmekanismer skjer hurtigere, spesielt oksidering akselererer ved høy temperatur. Rent mekanisk vil geotekstilet få en stivere oppførsel ved lavere temperatur og en smidigere oppførsel ved høyere temperatur.

4.4 Konsolidering av geotuber

Den endelige geometrien på en geotube er avhengig av fyllmassen som blir brukt og styrken på geotekstilet. For geotuber fylt med sand vil formen bli oval. Høyere styrke på geotekstilet medfører en mer sirkulær sluttilstand enn hva lavere strekkstyrke på geotekstilet gjør. I tillegg vil et høyere pumpetrykk gi en mer sirkulær geometri på tubene. For geotuber oppfylt med mudrede masser med finkornige sedimenter viser feltdata at sluttilstanden blir en mer rektangulær form. Ved hydrauliske mudringsmetoder vil det ofte være et relativt stort vanninnhold i massene og dermed store deformasjoner etter endt konsolidering.

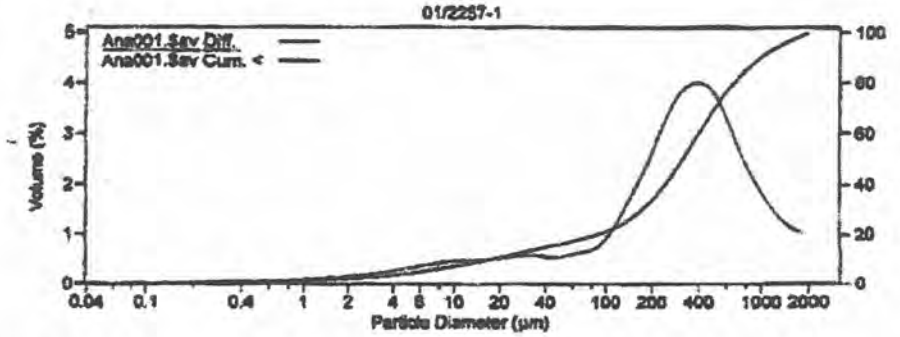
5. Aker Stord Havneprosjekt

SINTEF Bygg og miljø har tidligere vært involvert i mudring av forurensede masser i havna til Aker Stord. Den øvre halvmeteren av sedimentene i havna var forurenset med PCB og tungmetaller. I det forurensede området var vanndybden 6 til 20 m, mens den i deponeringsområdet varierte fra 3 til 10 m. Kaianlegget med deponiområdet for geotekstiler kan sees i Figur 9.



Figur 9 Kai med deponeringsområde for geotuber i det indre området

De forurensede massene dekket et område på 50 000 m2, og bestod hovedsakelig av siltig sand. Representative kornfordelingskurver er vist i Figur 10. Siden området ligger i det indre havnebassenget, er tidevannsstrømmene relativt svake, med en antatt maksimumsverdi på 0,5 m/s.



Figur 10 Kornfordelingskurver

De forurensede massene ble mudret opp og deponert i geotuber, som deretter ble nyttet som tilbakefylling i et kaianlegg. Til sammen ble 14 000m^3 sedimenter deponert i 115 tuber over et areal på 4000 m^2. Under mudringen ble et siltskjørt installert tvers over havna for å unngå spredning av forurensing, se Figur 3. Siltskjørtet var festet til en wire som krysset havneområdet og ankret med en kjetting.

Mudringen ble i dette tilfellet utført med grabb fra en lekter. De mudrede massene ble deretter fylt over i et geotekstil, plassert på en delt lekter. Etter at lekteren var fylt med masser, ble geotekstilet foldet over og lukket med glidelås. Lekteren ble deretter tauet til deponeringsområdet og geotuben ble dumpet. Se Figur 11. Etter at deponeringen var fullført, ble geotubene dekket av en separasjonsduk og deretter med et lag av sand, leire og stein.



Figur 11 Selvtømmende mudringspram med geotekstil og fylling av slam

Ulike geotekstiler ble vurdert i dette prosjektet, vevde og filtede duker og geokompositter armert med både polyester- og glassfibertråder. Erfaringene som ble høstet viste at sømstyrke

er av avgjørende betyding, samt at duker med høy arealvekt kan være noe uhåndterbare. Det oppstod også problemet med at anleggsarbeiderene skar hendene på glassfiberarmeringen. Dimensjonene på geotekstilet var i dette tilfellet 30 m x 12 m, noe som betyr at geotekstilet måtte syes sammen av flere deler.

I siltskjørtet ble det brukt et geokomposittt armert med glassfiber. Den største utfordringen oppstod da siltskjørtet skulle fjernes. Skjørtet hadde absorbert store mengder vann og blitt utsatt for groing, slik at vekten hadde økt betraktelig samtidig som permeabiliteten hadde blitt redusert.

6. Hydro Porsgrunn Industripark

På oppdrag fra Hydro Porsgrunn Industripark har NGI i samarbeid med NCC og NIVA utført en forstudie av mudring langs kaiene og disponering av forurensede sediment. Det foreslås å mudre 45 000 m^3 langs kaiene på Herøya og Skienselva. I forprosjektet ble det lagt vekt på hydrauliske metoder, siden tradisjonelle mekaniske metoder ikke tilfredsstiller krav til forurensingsspredning. På grunn av strømforholdene lar det seg ikke gjøre å benytte siltskjørt, og man har derfor vurdert andre metoder som kan benyttes:

- Cuttersug
- Trailing Suction Hopper Dredge (TSHD)
- Pneuma system
- Augerskrue
- Støvsuging

Pneuma-systemet er det som gir lavest vanninnhold. Metoden baserer seg på at et munnstykke skyves inn i sedimentene. Sedimentene skyves inn i en trykktank som tømmes til et rør ved at den tilføres trykkluft. Systemet oppnår høy innløpshastighet, noe som medfører at massene rives i stykker og blir lett pumpbare. Denne metoden har blant annet blitt benyttet ved havna i Sandefjord /6/.

Augerskuen virker på den måten at den skrur massene inn mot en sentrifugalpumpe som videreforbereder massene. Augeren er utstyrt med skjermer som er med på å redusere oppvirvlingen under mudring. Denne metoden gir massene et høyt vanninnhold.

I forbindelse med dette prosjektet ble det i en hovedoppgave ved NTNU /6/ utført store ødometerforsøk med geotekstiler for å undersøke deformasjonsegenskapene til muddermassene kombinert med ulike geotekstilprodukter. Man ønsket å undersøke hvordan geotekstilene påvirket stivheten og permeabiliteten til massene. Resultatene viser at permeabiliteten til systemet vil øke med en økende poreåpning i geotekstilet. Innflytelsen av geotekstilet er derimot svært liten, det er jordas permeabilitet som styrer utpressingen av vann i systemet.

Som forventet oppførte de omrørte prøvene seg som normalkonsoliderte sedimenter med en spenningsavhengig modul.

Vakuumfiltrasjonstester viste at alle de testede geotekstilene oppnår en høy filtereringseffektivitet og bidrar dermed til å holde miljøgifter som er partikulært bundet inne i de innkapslede sedimentene. Liten variasjon mellom filtreringseffekten mellom prøvene på in situ vanninnhold og prøver tilsatt vann indikerer at vanninnholdet ikke har særlig betyding for

spredning av partikler i geotubesystemer. Økt vanninnhold vil derimot medføre at geotubene vil konsolidere betraktelig mer. Det kan derfor være aktuelt å fylle tubene i flere omganger for å oppnå ønsket høyde på systemene.

7 REFERANSER

/1/ Lafleur, J et al (1996): "Geotextile filter retention criteria for well graded cohesionless soils". Proceedings, Geofilters '96 Conference.

/2/ Mlynarek, J et al (1993): "Geotextile Filter Design Based on the Filtration Opening Size obtained by Hydrodynamic Sieving." Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering. Proceedings GEOFILTERS '92 Conference, Karlsruhe, Germany.

/3/ Watn, A (1995): "Geotextile as silt curtain in dredging operations." SINTEF notat.

/4/ Leschinsky, Dov (1998): "Some US Experience with Geotextile Tubes, Bags and Containers." Foredrag ved Huesker Geosynthetics days.

/5/ Watn, A, Beitnes A, Veen, A (2002): "Deposition of contaminated dredged harbour sludge using Geotextile bags." European Conference on Dredged Sludge Remediation, Rotterdam.

/6/ Tørum, Erik, (2003): "Deponiløsninger for forurensede sjøbunnssedimenter, case Herøya." Hovedoppgave ved Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU.

Sivilingeniør Jan K.G. Rohde, Statkraft Grøner AS
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

VPPC - VESTPROSESS PROPANE CAVERN PROJECT

Lagring av flytende propan ved atmosfærisk trykk i en uforet fjellhall

John Fjellanger — Statoil Mongstad
John Jørgenvik — Statoil/Vestprosess
Lars Murstam — MIKA AS
Sven Oen — MIKA AS

SAMMENDRAG

MIKA AS ble høsten 2001 engasjert av Statoil, hovedoperatør på Vest Prosess, til å bygge en lagerhall for propan i fjell. Hallen ligger på Statoil sitt raffineri på Mongstad. Propanlageret på totalt 62000m3 skal supplere et eksisterende lager på Mongstad. Den nye lagerhallen er konstruert på samme måte som forrige lagerhall. Ved design og utførelse av den nye hallen ble derimot andre kriterier for tetting av hall og nedkjølingsprosess lagt til grunn. Det ble satt høye/strenge krav til innlekkasje og injeksjon. Nedkjølingsprosessen ble endret fra direkte propannedkjøling, til først å kjøle ned hallen med luftnedkjøling, og deretter fortsette med propannedkjøling. Hallen har en form som en "liggende flaske", der inngangen til hallen er i flaskehalsen. Adkomst til hallen er besørget av en 600 m lang adkomsttunnel på synk 1:7. Hallen er tettet i flaskehalsen med en betongplugg.

SUMMARY

MIKA AS was late autumn 2001 awarded the contract to construct a 62.000 m^3 cavern for propane storage at Mongstad. The new cavern is a supplement to the existing propane cavern.

The basic design for the new cavern is mostly similar to the existing cavern, but with two main differences. Maximum amount of water aloud leaking into the cavern after completion of construction work was 15 l/min. A very thorough and accurate pregrouting activity had to be performed.

The other basic design change was related to the freezing process. Instead of starting the cooling process directly with the use of propane, a pre-cooling activity with the use of cooled air was introduced. Geometrically the cavern has the shape of a "laying bottle" and is situated 70 m below surface. Access to the tunnel is through a 600 m long tunnel constructed from the surface. The cavern is sealed with a concrete plug.

1. BAKGRUNN



Fig 1. Prosessanlegget på Mongstad

Vestprosessprosjektet med rørledning fra Kollsnes og Sture i Øygarden til prosessanlegget på Mongstad ga Mongstad nye utfordringer – prosessanlegget ble storeksportør av propan og butan. Markedet i nærområdet (Nord-Europa) var ikke stort nok. Det var derfor behov for lagringskapasitet stor nok ved prosessanlegget til å fylle de største frakteskipene. Det ble i 1999 bygd en fjellhall med 60.000 m^3 lagringsplass for propan og en tilsvarende for butan.

Propanhallen var fullkjølt, det vil si at propanen ble lagret flytende med atmosfærisk trykk og -42°C.
I denne propanhallen ble tetting og sikringsarbeid før nedkjøling ikke utført godt nok, og det førte til et ras fra hengen og en innlekkasje på ca 20.000 m^3 vann med påfølgende isdannelse etter at hallen var fylt med propan. Gjennom erfaringen man fikk etter et års drift, ble lekkasjen stoppet og fjellhallen kunne holdes operativ – dog med kun 40.000 m3 tilgjengelig lagringsvolum. Imidlertid medførte isen i fjellhallen stor usikkerhet med henblikk på utstyr og installasjoner i hall.. Med grunnlag i dette måtte man sikre seg ny lagringsplass ved å lage en ny fjellhall. Granskning og gjennomgang av hendelsene i den første propanhallen førte til at man var trygg nok på konseptet forutsatt at utførelsen av fjellhallen var god nok.

Mongstad-raffineriet har fra starten i 1975 satset på lagring av olje i fjellhaller. 26 haller med råolje og produkter fra tung fyringsolje til propan, er i dag i bruk på Mongstad. Temperaturene varierer fra 70°C til -42°C, og enkelte lager er konstruert for trykk opp mot 6 bar.

Gjennom 28 år har dette vist seg å være en god og sikker lagringsmetode. Med god kvalitet på pumper og utstyr i fjellhallene er det rimeligere med vedlikehold på en fjellhalløsning enn på en kombinasjon med tanker og pumper i dagen. Det generelle sikkerhetsnivået er høyere med produktet 25-100 meter under bakken, i motsetning til lagring i store tankfarmer i dagen.

God erfaring kombinert med rimelig bygging og drift samt god sikkerhet er de viktigste grunnene til at propanhallen CA-6106 er bygget i fjell. Dette er den 27. fjellhallen på Mongstad, noe som understreker at brukeren er fornøyd med produktet fjellhall.

2. BESKRIVELSE

Konseptet/Prosjektering
En tett iskappe rundt hallen gjør en fullkjølt propanhall tett. Iskappen blir sikret ved at det på utsiden av denne blir vedlikeholdt et vanntrykk i fjellet, dvs en vanngardin med tilførsel av vann fra overflaten. Dette nettet av vann over og rundt fjellhallen fyller alle nye sprekker som fryser til is inn mot halloverflaten. Det blir jevnlig kontrollert at vannsøylen i kontroll-brønnene rundt hallen har tilstrekkelig nivå til å hindre gassutstrømming til grunnen.

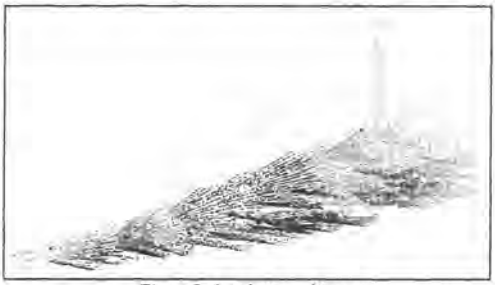
Det ble for denne hallen besluttet at kjølingen skulle gjøres i to etapper. Først med luft inntil 0-isotermen i fjellet hadde nådd 3 meter. Deretter videre kjøling med propan til temperaturen i hallen hadde nådd driftstemperatur -42°C. Med denne løsningen håpet man at eventuelle stabilitets- og innlekkasjeproblemer ville dukke opp mens man fortsatt hadde levelig atmosfære i hallen, og på den måten kunne iverksette eventuelle tiltak før det var for sent (propanatmosfære).

Tettestrategi

For å gjøre nedkjølingen så effektiv og enkel som mulig, ble det besluttet å få hallen så tett som mulig før nedkjølingen tok til. Som et designkriterium var derfor innlekkasjen satt til < 15l/min i hele hallen.

Statoil og MIKA valgte en løsning med systematisk forinjeksjon som den sikreste måten å få hallen tett på. Det ble utarbeidet et injeksjonsprogram med en filosofi "jo enklere, desto bedre". Reseptutvalget ble holdt på et minimum, V/C=1 og V/C=0,8. All injeksjonsmasse var mikrosement av typen Rheocem® 900 og eneste tilsetningsstoff var superplastisereren Rheobuild® 2000PF. Sluttrykket ved injeksjon ble satt til 80 bar. Bakgrunn for valget av denne massen, var dens raske herdeegenskaper og gode inntrengningsevne.

Det var lagt til grunn en filosofi om at fjellet skulle være så tett som mulig; 5 meter utenfor 0-isothermen, d.v.s. 8 meter utenfor profilet. Avstanden til nærmeste borehull i en injeksjonsskjerm skulle ikke være over 2,2 meter på odd. Med disse kriteriene lagt til grunn og med en svært varierende hallgeometri, hadde hver skjerm sin egen utforming. Hallen ble sprengt ut i forskjellige nivåer (takskive og paller), og forinjeksjon medførte samtidig forinjeksjon av neste nivå. Se figur 2.



Figur 2. Injeksjonsskjermer

Totalt ble det boret 30.000 meter for injeksjon. Lengden på skjermene varierte noe, men i all hovedsak ble det boret 24 meter lange skjermer.

Fjellsikring

Sikring av haller sprengt ut i forskjellige nivå kan være en utfordring med tanke på passende sikringsmengde. Fjellet i området består av lyse og mørke anortosittiske gneiser, amfibolitt og gabbro. Frysefaktoren var et viktig element å ta hensyn til. Hvordan vil f eks bolter oppføre seg i -42°C? MIKA ble bedt om å utarbeide et forslag til sikring inndelt i sikringsklasser. Sammen med Geo Bergen ble det valgt en løsning til klassifisering med utgangspunkt i fortløpende Q-verdi beregninger – slik at en gitt Q-verdi ga en gitt sikringsmengde. Løsningen innebar fire sikringsklasser:

A1 godt fjell
- Q>10. Boltemønster 2,5m x 2,5m og fiberarmert sprøytebetong 8 cm-10 cm

A2 medium godt fjell
- 10>Q>4 Boltemønster 2,0m x 2,5m og fiberarmert sprøytebetong 10 cm – 12 cm.

B1 dårlig fjell
- 4>Q>1 Boltemønster 2,0m x 2,0m og fiberarmert sprøytebetong 10 cm – 15 cm..

B2 veldig dårlig fjell
- 1>Q>0,1 Boltemønster 2,0m x 1,5m og fiberarmert sprøytebetong 15 cm - 20 cm.

Boltelengdene varierte mellom 4 og 5 meter. 5 meters lengder ble benyttet i heng og 4 meters lengder fra vederlag nedover i veggene. Samtlige bolter var innstøpt kam 25 mm. I tillegg var det utført arbeidssikring med CT-bolter. I 85 % av hallen ble det sikret etter sikringsklasse B1. De lokale variasjonene ble "fanget inn" av arbeidssikringen.

Krymp i boltene p.g.a. nedkjølingen ble ansett ikke å ha noen vesentlig betydning på stabiliteten av bergrommet p.g.a. den relativt høye sikkerhetsfaktoren. *Birgisson(2002).*

Grunnvannskontroll
For å opprettholde et grunnvannstrykk i området rundt propanhallen, ble det utført ca 2000 meter boring med senkboreutstyr for å etablere vanngardiner. Vanndreven senkboreutstyr var beskrevet i kontrakt, men viste seg å ikke fungere tilstrekkelig i fjellet på Mongstad. Det ble dermed besluttet å bruke luftdreven senkboreutstyr med vannspyling, for å få en sikker boring i fjell som kunne inneholde gasslommer fra eksisterende nærliggende haller. Vanngardinene består av en horisontal vanngardin boret fra en sidetunnel over/ved hallen, og en vertikal vanngardin boret fra dagen. Borehullene har en diameter på 4". Vanngardinene skulle være etablert og påsatt et mindre trykk før nedkjølingen startet. Dette for å sikre at omliggende områder og fjellmassiv ville være vannfylt, og bli tett når vannet frøs til is.

3. UTFØRELSE OG ERFARINGER.

Den endelige størrelsen på hallen ble en høyde på 34 meter, en bredde på 21 meter og en total lengde på 134 meter. I enden av hallen like under sjakter er det en pumpesump. Utsprengingen ble gjennomført ved uttak av takskive og så to liggerpaller. Adkomsten til hallen er besørget av en 600m lang tunnel drevet på synk 1:7.
Hallen er tettet i flaskehalsen med en betongplugg. Pluggen vil ha samme krav til tetthet som resten av hallen, og var en utfordring i seg selv.



Fig 3. Montasje av foringsrør i sjakter.

Propanen skal bli fylt inn i hallen gjennom vertikale rør, innstøpt i ca 70m lange fullprofilsjakter. Totalt 6 sjakter ble boret for å dekke opp behovet for inn- og utpumping, instrumentering og lignende. Innfyllingen for nedkjølingen vil skje gjennom et spraysystem montert i hengen.

Injeksjon
Da det var besluttet å gjennomføre systematisk forinjeksjon, ble det ikke gjennomført sonderboringer. Det ville kun være av akademisk interesse.

Selve injeksjonen ble stort sett utført med to separate pumpeenheter. I tillegg var det til enhver tid en tilgjengelig reservepumpe. Blandeprosessen og registrering var datastyrt. For å tåle de høye injeksjonstrykkene ble det benyttet spesielle engangspakkere som var forsterket med doble bakplater og ekstra låseringer. Samtlige kraner og slanger var godkjent for de høye injeksjonstrykkene. Oppspenningen av pakkerne ble gjort hydraulisk.

Etter hver injeksjonsskjerm ble det foretatt en kontrollhullsrunde. Omfanget av kontrollhull og plasseringen av dem ble bestemt ut fra hovedskjermens forløp. Ved store innganger i kontrollhullsrunden ble det ved enkelte anledninger gjennomført to kontrollhullsrunder.

Spesielle injeksjonstiltak ble gjennomført rundt pumpesump, endevegg og sjakter. Fjell rundt sjakter ble også forinjisert fra dagen.
Etter endt sprengning og injeksjon ble det foretatt innlekkasjemålinger. Oppnådd resultat var 2 l/min, langt innenfor kravet om 15 l/min.

Fjellsikring
Det dårligste fjellet ble påtruffet i enden av hallen. Omfanget av sikring med CT-bolter ble her størst. Permanentsikringen forble som prosjektert uten å ta nevneverdig hensyn til den utførte arbeidssikringen. I tillegg ble det i dette området lagt på noe mer med sprøytebetong enn prosjektert.

Sjakter



Figur 4. Installasjoner i sjakter

For tekniske installasjoner ble det fullprofilboret 6 sjakter. De har en diameter på inntil 2,1m og hver en lengde på ca 70m. Sjakter skal brukes til henholdsvis inn og utpumping av propan, samt instrumentering og forskjellige måleravlesinger.

Noe injeksjon ble gjennomført rundt sjaktene. I sjaktene ble føringsrør montert og støpt inn. Noe vanninntrengning kunne observeres i fjell/betongkontakten etter innstøpingen. Dette ble tettet i form av injeksjon fra innsiden av hallen ved først å bruke polyurethane-skum. Når "pluggen" var etablert, ble det injisert 500 liter med Meyco MP320 silica-gel. Injeksjonsslangene i stål-betong-kontakten ble også injisert med silica-gel og epoxy.

Betongplugg
Betongpluggen som er plassert i inngangen til hallen var i utgangspunktet en enkel 7 meter lang betongkonstruksjon med et mannhull. Denne skulle støpes etter at luftnedkjølingen hadde startet. MIKA ønsket å ha tilgang til hallen i hele kjøleprosessen og designet sammen med Statkraft Grøner en kjøreport som tillot adkomst for mindre maskiner og utstyr. Dette var i tillegg en gunstig løsning mht sikkerhet.

Pluggen for øvrig støpes i 3 hoveddeler og innbefatter også et omfattende injeksjonsprogram. Det siste som gjøres før propaninnfyllingen starter, er at betongpluggen støpes helt igjen og adkomsttunnelen fylles med vann. Det er etablert kjølesløyfer for aktiv kjøling av betongplugg slik at vann som da trenger inn i eller rundt betongpluggen, vil fryse til is og hindre lekkasjer.

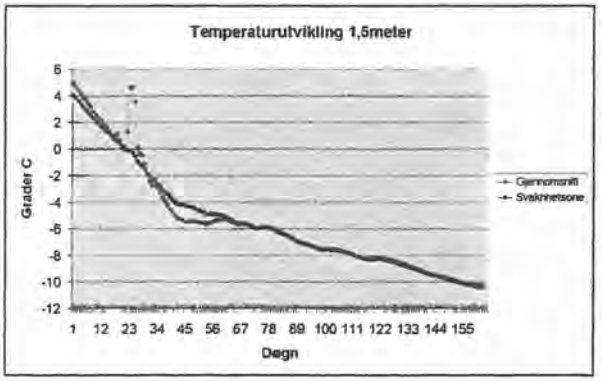
Nedkjøling
Hallen var i april 2003 klar for nedkjølingsprosessen. Nedkjølingen var i utgangspunktet en opsjon hvor MIKA hadde det beste tilbudet. Beregninger ble utført i samarbeid med Statkraft Grøner og Teknotherm som også leverte selve kjøleanlegget. Kjøleanlegget ble installert rett ved påhugget i et telt.



Figur 5. Kjølevifter i fjellhall

Anlegget er basert på ammoniakk som kuldemedium som via en tynnfilmfordamper kjøler ned en $CaCl_2$ – lake. Kjølekompressor har en ytelse på ca 700 kW. Rørledninger for saltlake sirkulasjon ble installert fra påhugg til hall og 8 stk fordampere (hver med 3-4 vifter) er installert i hall. Røranlegg måtte tilpasses for lave temperaturer, store trykkpåkjenninger og forholdsvis stor væskestrømning. Utfordringene var mange ved i gangkjøring av anlegget. Avriming av fordampere måtte tilpasses slik at hallen ikke fikk tilført for mye varmeeffekt. Totalt var det ca 450kW avrimingseffekt. På forhånd var det prosjektert med tilsetning av metanol i pumpesump slik at lekkasjevann i hallen ikke ble til is og kunne pumpes ut fra hall. MIKA løste dette med andre metoder slik at metanol ikke ble brukt under nedfrysningen.

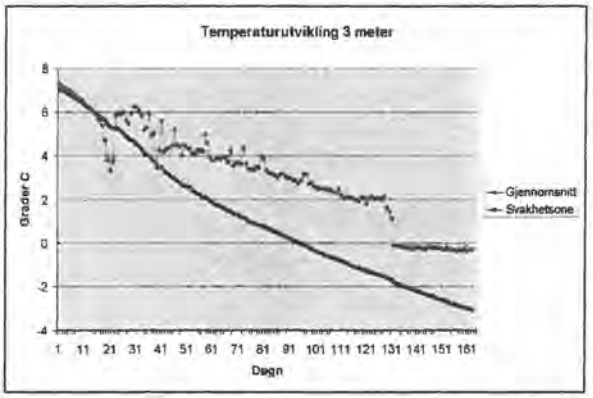
For å kunne følge utviklingen av hvordan 0-isotermen beveget seg innover i fjellet ble det installert ca 80 temperaturfølere i fjell på forskjellige nivå i fjellet: 0,5m, 1,5m, 3m, og 6m. Avlesing av følere ble utført automatisk via datasystemet til Statoil på Mongstad. Avlesinger ble kontrollert mot beregnede verdier og viste en tilnærmet samme trend som teoretisk beregnet. Fjellets varmeledningskoeffisient stemte altså bra med antatt verdi.



Figur 6.

Etter ca 1mnd med kjøling ble det oppdaget et område nær pumpesump der temperaturfølere ikke viste samme trend som de andre. Vi hadde innlekkasjer av vann og et fjellparti på ca 100m^2 begynte å få sprekkdannelser. Området var klassifisert som B2 – veldig dårlig fjell og var godt sikret i henhold til Q-klassifisering. Korrektive tiltak med rettet kjøling mot svakhetssone ble gjennomført.

Selv om rettet kjøling ble iverksatt mot dette partiet, fortsatte oppsprekkingen. Injeksjon og kjøling direkte i fjell var to andre tiltak som ble vurdert, men ut fra sikkerhetsmessige og utførelsesmessige forhold ble ingen av de alternativene iverksatt. Det ble besluttet å fortsette nedkjølingen og samtidig observere forholdene i svakhetssone. I sonen viste deg seg å være en sleppe som var vannførende. Vannet frøs til is som igjen presset fjellparti innover i hallen. Temperaturfølere i området viste temperaturoppgang når det kom vann i sonen.
Se figur 6 og 7. Det ble utført jevnlige målinger for å ha kontroll med bevegelser i fjellpartiet.



Figur 7. Temperaturutvikling

I oktober 2003, lenge etter at 0-isothermen hadde passert de foreskrevne 3 meter i hele hallen, kom et ras på ca 150 m^3 med blokker på inntil 25m^3 størrelse. Området ble inspisert og deretter sikret og massene utkjørt. Det ble satt opp en sikringsvegg bestående av gabioner og sikringsgjerde mot pumpesump for å beskytte installasjoner for eventuelle nye hendelser fra samme sone. En del av installasjonene ble samtidig forandret og flyttet fra området.

Ved bruk av luftnedkjøling før videre kjøling med propan, var det adkomstmulighet inn i fjellhallen i første fase av nedkjølingen. Dette ga mulighet for visuell kontroll og overvåking, samt mulighet for iverksetting av tiltak for å sikre et best mulig sluttprodukt.
Dette ville ikke vært mulig å gjennomføre med direkte nedkjøling med propan, og viser at valg av konsept med luftnedkjøling var riktig for dette prosjektet.



Figur 8. Mika bygget en molo av steinmasser fra fjellhall.

Fakta:

- Sprengning ca 100 000 m^3 inkludert adkomsttunnel
- Sprøytebetong ca 2000 m^3
- Injeksjonsboring ca 30 000 bormeter
- Injeksjonsmasse ca 420 tonn.
- Boring sjakter ca 400 meter Ø2100 mm.
- Konstruksjonsbetong 1600 m^3
- Styrt boring/langhullsboring for injeksjon og vanngardiner ca 4000 meter
- ca 70 000 arbeidstimer – 1 fraværskade.

Sentrale medspillere:

MBT Degussa	Injeksjon
Entreprenørservice	Boring sjakter
Nor Betong	Betongleveranser
Vestnorsk Brønnboring	Boring grunnvannsystem
NorConsult	Prosjektering
Statkraft Grøner	Prosjektering betongplugg og nedkjøling
Teknotherm	Leveranse kjøleanlegg
Rescon Mapei	Diverse injeksjon
Fjell Industrier	Foringsrør sjakter
Geo Bergen	Geologisk kartlegging vurdering fjellsikring

LAGRING AV DRIKKEVANN I FJELLHALLER I SINGAPORE

Storing of drinking water in rock caverns in Singapore

Siv. Ing. Trine Røisland Bye

SAMMENDRAG

Befolkningen i Singapore er forventet å øke i løpet av det 21. århundre. Forbruket av drikkevann til den økte delen av befolkningen er antatt å være omtrent 150 000 m^3/dag, og økt lagringskapasitet vil derfor bli nødvendig. I dag blir drikkevannet lagret i 15 betongtanker, men bruk av fjellhaller vil være et godt alternativ.

Bergartsformasjonene i Singapore må derfor vurderes for å finne ut om de er egnet for undergrunnsanlegg. Vurderingen er gjort på bakgrunn av en generell studie av en spesifikk bergartsformasjon i en tidligere undersøkelse, og undersøkelser som er utført i forbindelse med et ammunisjonslager i fjell. Undersøkelsene konkluderte med at den plutonske bergartsformasjonen er ideell for undergrunnsanlegg, og totalt 14 lokaliteter ble valgt ut.

Planlegging, layout, design og kostnader er basert på et typisk anlegg med et lagringsvolum på 112 000 m^3. Kostnadsvurderinger viser at undergrunnsanlegg er rimeligst, særlig med tanke på de høye eiendomskostnadene Singapore som må tas med i betraktningen når det gjelder vanntanker over jord.

SUMMARY

The population in Singapore is projected to increase by one million in the 21st century. The domestic consumption of fresh water for the increased population is estimated to be about 150 000 m^3/day. Additional storage will thus be needed. Today, drinking water is stored in 15 concrete tanks. Using rock caverns for storing of drinking water is a good alternative to above ground water tanks.

The rock formations in Singapore must therefore be evaluated when deciding whether they are suitable for underground openings. The feasibility evaluation is primarily based on investigations carried out in a specific geological formation in an earlier feasibility study, and investigations in connection with an ammunition storage facility. The studies concluded that the igneous rock formation is a suitable material for cavern construction, and a total of 14 sites were selected.

The technical feasibility, including planning, layout, design and cost are based on a typical facility storage with a storage volume of 112 000m^3. Cost estimates for both underground and above ground water facility are made, concluding that construction of underground caverns is preferable, especially considering the land premium that must be taken into consideration for an above ground water tank.

1. INNLEDNING

Som en del av et nystartet utvekslingsprogram mellom Norge og Singapore, dro jeg i februar til Singapore for å skrive diplomoppgave. Problemstillingen knyttet til lagring av drikkevann i fjellhaller i Singapore ble utarbeidet av professor Einar Broch ved NTNU og professor Jian Zhao ved NTU (Nanyang Technological University), og temaet var av interesse både for Norge og Singapore.

Singapore ligger i Sørøst Asia utenfor Malaysia, og består av en hovedøy på 650 km^2 og flere små øyer. Singapore har omlag 4 millioner innbyggere, der 77 % er kinesere, 14 % malayere, 7 % indere og 1 % andre.

Befolkningen i Singapore er forventet å øke med en million innbyggere i løpet av det 21. århundre. Større lagringskapasitet for drikkevann er derfor nødvendig. I dag lagres drikkevannet i femten betongtanker spredt utover hele øya. Disse er plassert på høyder for å gi et trykk på vannet slik at det kan strømme med gravitasjonen til forbrukerne. De fleste tankene er plassert under bakken som en slags kjeller, men noen er også plassert over bakken. Total lagringskapasitet tilsvarer ett daglig forbruk.

En annen måte å lagre drikkevann på, som er mye benyttet her i landet, er i fjellhaller. Blant fordelene med å benytte en fjellhall i stedet for en betongtank, er bedre utnyttelse av landområder, høyere sikkerhet, gode muligheter for fremtidig utvidelse og lave vedlikeholdskostnader de viktigste. Ikke minst vil den bedre utnyttelsen av landområder være en viktig løsning på arealknappheten i Singapore. Selv om noen av betongtankene er plassert under bakken, er de grunne og ligger utsatt til for sabotasje, og de er også merket av på kart. I tillegg legger de beslag på landområder da det ikke er lovlig å bygge over dem. For å øke lagringskapasiteten av drikkevann i Singapore, vil derfor fjellhaller være å foretrekke.

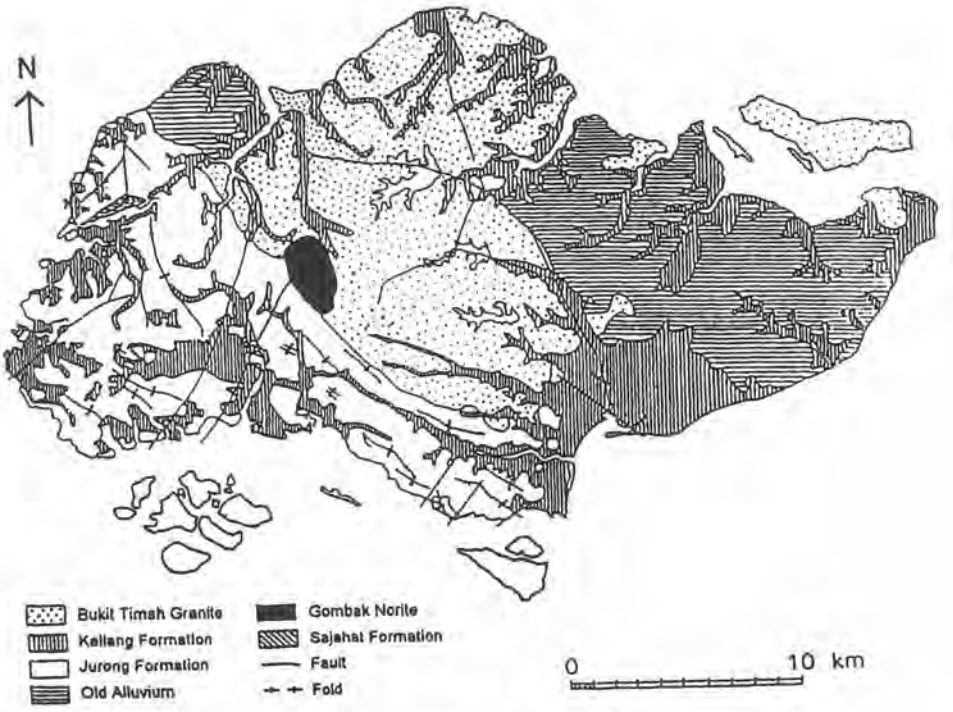
2. GEOLOGIEN I SINGAPORE

Kunnskap om regionalgeologi er nødvendig for å kunne avgjøre om det er mulig å lagre drikkevann under jord.

Geologien i Singapore kan deles inn i fire hovedgrupper (PWD, 1976, Sharma et al., 1999):

1) Plutonske bergarter bestående av Bukit Timah granitt og Gombak noritt i nord og sentrale deler
2) Sedimentære bergarter i Jurongformasjonen i vest og sørvest
3) Kvartære avsetninger i øst
4) Senere avsetninger av Kallangformasjonen spredt over hele øya

Et forenklet geologisk kart er vist i figur 2.1.



Figur 2.1 Geologisk kart over Singapore (PWD, 1976)

De plutonske bergartene dekker omtrent en tredjedel av øya. Bukit Timah granitten ble dannet i Triasperioden, og består hovedsakelig av feltspat, kvarts og små mengder biotitt og mørk hornblende. Gombak noritten finnes i et begrenset område, og er grovkornet og rik på plagioklas.

Jurongformasjonen ble avsatt i senere Trias til tidlig Jura (230-180 millioner år siden) og består av ulike bergarter som konglomerat, sandstein, skifer, leirstein, kalkstein og dolomitt, der sandstein og konglomerat er de mest dominerende.

De kvartære avsetningene dekker et stort område av øya, og består hovedsakelig av medium til grovkornet sand og grus samt linser av silt og leire (PWD, 1976).

Kallangformasjonen dekker omtrent 20-30 % av Singapores totale landareal, og ble avsatt for omtrent 120 000 år siden. Avsetningene, som hovedsakelig består av marin leire og torvjord, finnes langs elvedaler, elvemunninger og i kystmiljø (Pitts, 1984).

Basert på generell kunnskap om regionalgeologien i Singapore, vil nok både Bukit Timah granitten og Gombak noritten være godt egnet til bygging av fjellhaller, da plutonske bergarter generelt er massive og har høye styrkeverdier. De sedimentære bergartene er mer varierende i styrke og oppførsel, og mineralsammensetningen er generelt svakere enn hos de plutonske bergartene. Likevel kan noen av bergartene i Jurongformasjonen slik som kalkstein, sandstein og konglomerat, som er uniforme og litifiserte, være godt egnet.

Permeabilitet er en viktig faktor når det gjelder lagring av drikkevann. Permeabiliteten er generelt høyere i de sedimentære bergartene enn i de plutonske. Det vil derfor være nødvendig med tyngre sikring i slike fjellhaller, noe som vil være både tidkrevende og kostbart.

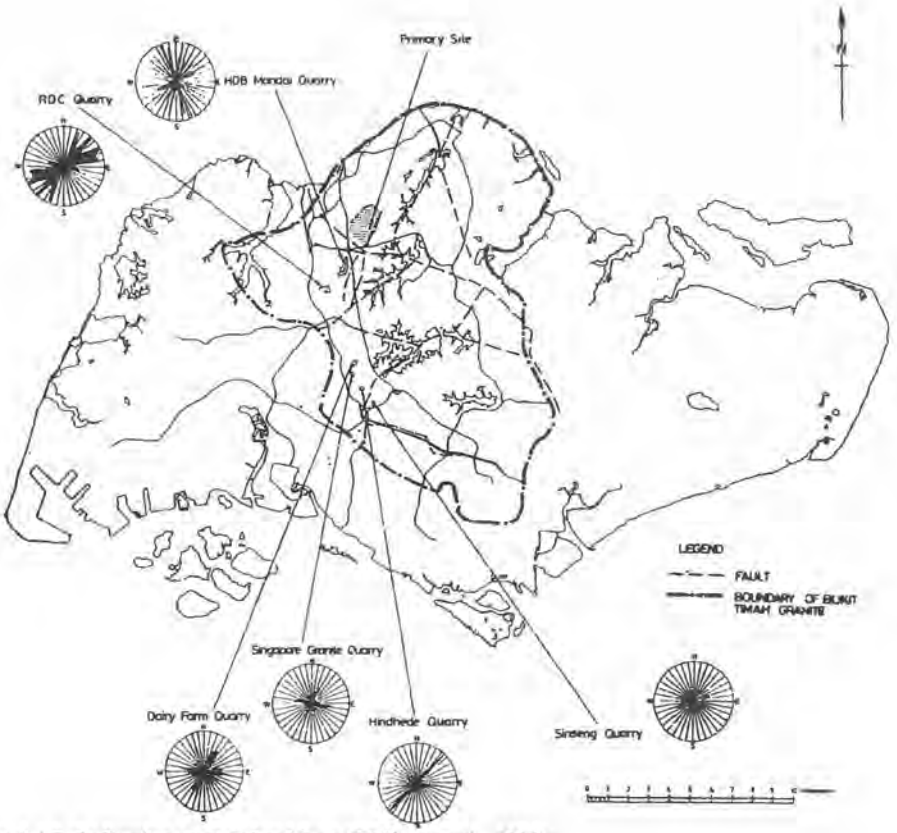
Selv om permeabilitet er en viktig faktor er likevel topografien den viktigste til at fjellhaller i granitt og noritt er å foretrekke. Dette skyldes nødvendigheten av gravitasjon. Singapore er et relativt flatt land der det høyeste punktet er 164 m.o.h, og det er i disse to bergartsformasjonene man finner de største høydedragene.

3. GEOLOGISKE UNDERSØKELSER

På grunnlag av tidligere undersøkelser av Bukit Timah granitten er det mulig å gi en vurdering av egnetheten til denne bergarten. Vurderingen er gjort på bakgrunn av en generell studie av granitten gjennomført fra januar 1990 til september 1993. I tillegg er det gjort undersøkelser i forbindelse med planlegging av et ammunisjonslager i fjell, der bl.a. norske firma var involvert. Det er ikke utført detaljerte undersøkelser av Gombak noritten, men tilgjengelig litteratur (Zhao et al., 1995) viser at noritten har lignende egenskaper som Bukit Timah granitten.

På bakgrunn av geologiske kart og flyfoto, ble et nedlagt steinbrudd (Mandai) valgt som et egnet sted for grundige undersøkelser av granitten. En fordel med dette gamle steinbruddet var mange blotninger, noe som ga gode muligheter for observasjoner og kartlegging av sprekkemønster, samt mulighet for korrelasjon av data fra de geofysiske undersøkelsene og borhullsundersøkelsene. Tolkning av geologiske kart og flyfoto indikerte en rekke svakhetssoner som måtte undersøkes nærmere.

I tillegg til Mandai-steinbruddet, ble det gjennomført feltundersøkelser i fem andre nedlagte steinbrudd, vist i figur 3.1, for å kartlegge variasjonene i bergmassen.



Figur 3.1 Lokalisering av steinbruddene (Wallace et al., 1993)

Både refraksjons/refleksjonsseismikk og elektriske resistivitetsmålinger ble brukt for å bestemme tykkelse og profil av den forvitrede sonen, undersøke kvaliteten til bergarten og få informasjon om svakhetssoner (Zhou, 2001).

Geofysisk logging av borhull ble brukt for å bestemme de fysikalske og mekaniske egenskapene til bergmassen. For å bekrefte funnene fra de geofysiske undersøkelsene og for videre vurdering av bergmassekvalitet, ble det boret en rekke borhull med varierende lengde (85-120 m) og retning (Zhao et al. 1995).

For å få detaljert informasjon om bergmassen, ble en rekke in situ tester gjennomført i borhullene. En ønsket å få så mye informasjon som mulig om sprekker, deres fordeling og orientering, samt permeabilitet. In situ testing ga også kunnskap om hydrogeologi og in situ spenninger i bergartsformasjonen. Spenningsforholdene ble målt ved 8 hydrauliske splittinger i to vertikale borhull på 60, 80, 100 og 120 meters dyp (Zhou, 2001).

I tillegg til målinger i felt, ble det også gjennomført en rekke tester i laboratoriet for å vurdere bergmassens egnethet for bygging av fjellhaller. Laboratorietestene bestod hovedsakelig av enaksiale og triaksiale tester, punktlasttest og petrografiske analyser.

3.1 Bukit Timah granittens egenskaper

Gjennom felt- og laboratorieundersøkelser kunne mineralsammensetning og oppbygning, forvitringsprofil, sprekkesystem, mekaniske og fysikalske egenskaper ved bergartsmaterialet og sprekker, in situ spenninger, hydrogeologi og klassifisering og kvalitet av bergarten bestemmes.

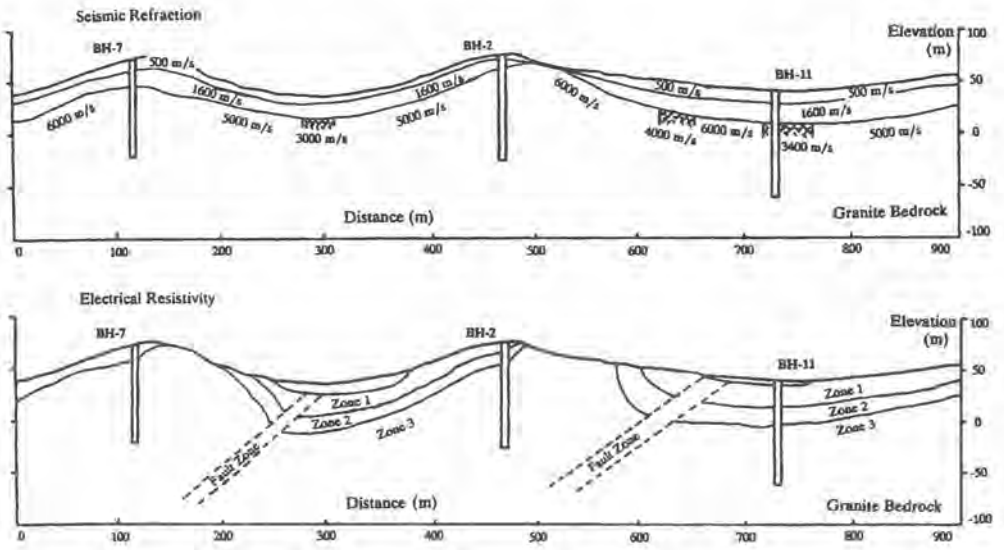
3.1.1 Mineralsammensetning og oppbygning

Granitten består hovedsakelig av 60-65 % feltspat, 30 % kvarts og 5-10 % biotitt og hornblende. Mineralene er godt sammenbundet, noe som forklarer den høye styrken til granitt (Zhao et al., 1995).

3.1.2 Forvitringsprofil

Forvitringen i Bukit Timah granitten er omfattende, og granitten er dekket med et tykt lag av forvitringsjord med enkelte kjernesteiner. Forvitringen skjer hurtig på grunn av det fuktige tropiske klimaet i Singapore, og store mengder nedbør fører også til sekundær forvitring.

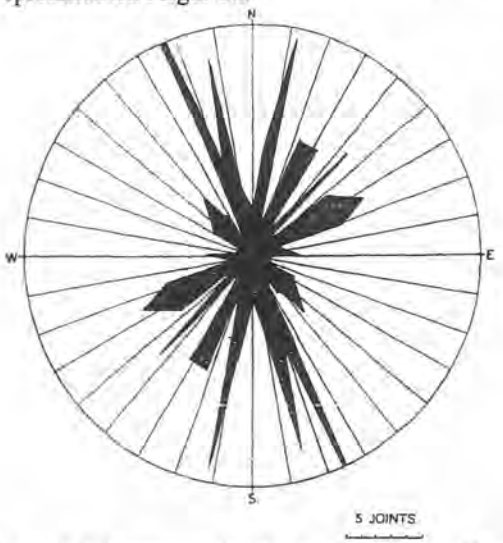
Tolkninger fra de geofysiske målingene, borhullslogging og laboratoriestudier viste at dybden av forvitringsjorda varierer fra noen få meter til opptil 70 meter. De fleste stedene er dybden rundt 20-50 meter. Den seismiske hastigheten i grunnfjellet lå mellom 5000-6000 m/s, mens for forvitringsjorda var hastigheten rundt 1500-2100 m/s. Resultatene fra de geofysiske målingene er vist i figur 3.2.



Figur 3.2 Resultater fra de geofysiske målingene (Zhao et al. 1995)

3.1.3 Sprekkesystemer

Kartlegging av sprekker er av stor betydning, og data fra disse målingene er presentert i sprekkerosen i figur 3.3.



Figur 3.3 Sprekkerose fra Mandai-steinbruddet (Zhao et al. 1995)

Bergarten er generelt lite oppsprukket. Hastigheten i sprekkesystemene var omtrent 80 % av hastigheten i grunnfjellet noe som indikerer at sprekkene var sammenvokste eller fylt med sleppemateriale. Undersøkelser viste at noen av disse sprekkene var fylt med kalsitt og andre mineraler. Ved lagring av drikkevann i fjell er det særlig viktig å unngå kalsitt fordi det løser seg i vann.

3.1.4 Mekaniske og fysikalske egenskaper

Tabell 3.1 gir en oversikt over de viktigste mekaniske og fysikalske egenskapene ved Bukit Timah granitten.

Tabell 3.1 Oversikt over mekaniske og fysikalske egenskaper (Zhou et al. 1993)

	Rock Material		**Rock Mass**
Property	**Range**	**Average**	**Range**
Density (kg/m^3)	2430-2650	2610	-
Uniaxial compressive strength (MPa)	158.9-232.2	185.7	45-65
Young's modulus (GPa)	66.7-131.4	83.6	40-50
Poisson's ratio	0.15-0.31	0.25	-
Point load index (MPa)	7.46-10.66	8.89	-
Brazil tensile strength (MPa)	9.94-11.74	11.37	-
Four-point flexure tensile strength (MPa)	14.61-18.56	16.57	-
Schmidt rebound hardness	60.4-67.6	64.5	-
Compressional wave velocity (m/s)	5490-6270	5790	5000-6000

3.1.5 In situ spenninger

Tabellen nedenfor viser at det er høye horisontale spenninger i bergmassen. Forholdet mellom σ_V: σ_h: σ_H er omtrent 1:2:3.

Tabell 3.2 In situ spenninger (Zhou, 2001)

	Spenning (MPa)	Orientering
Vertikalspenning	2.25	-
Maksimum horisontalspenning	7.3	13°
Minimum horisontalspenning	4.56	103°

3.1.6 Hydrogeologi

Grunnvannsspeilet varierer mellom 3 og 25 meter under overflaten, normalt rundt 3-5 meter, og hovedsakelig i sonen med forvitringsjord.

Bergmassens permeabilitet ble undersøkt ved hjelp av Lugeontesten, og viste en veldig lav permeabilitet fra 10^{-8} til 10^{-10} m/s (Wallace, 1993).

3.1.7 Klassifikasjon og bergmassekvalitet

Q-systemet ble brukt for å bestemme bergmassekvaliteten både i den første undersøkelsesfasen og i undersøkelsene i forbindelse med planlegging av ammunisjonslageret. Fordelingen av disse to klassifiseringene er vist i tabellene nedenfor.

Tabell 3.2a Fordeling av bergmassekvalitet (Wallace,1993)

Q-value	Rock mass quality	% of logged length
100-400	Extremely good	50.0 %
40-100	Very good	27.5 %
10-40	Good	20.2 %
4-10	Fair	0.3 %
1-4	Poor	1.1 %
0,01-1	Very/Extremely poor	0.9 %

Tabell 3.2b Fordeling av bergmassekvalitet (Zhou, 2001)

Q-value	Rock mass quality	% of logged length
> 100	Extremely good	3.8
40-100	Very good	19.3
10-40	Good	51.8
4-10	Fair	13.6
1-4	Poor	5.8
0,1-1,0	Very poor	3.7
0,01-0,1	Extremely poor	1.9

Tabell 3.2a viser at omtrent 98 % av bergmassen er av god til ekstrem god kvalitet, med en gjennomsnittlig Q-verdi på 192. Tabell 3.2b viser at omtrent 75 % av bergmassen har en kvalitet som er god til ekstrem god. Denne forskjellen kan forklares ved at den første Q-verdien er beregnet hovedsakelig fra vertikale borhull og dekker et større område, mens den andre Q-verdien er estimert fra en blanding av vertikale og skrå hull i et mindre område. Til tross for forskjellen, den generelle konklusjonen er at bergmassen er av meget god kvalitet.

All informasjon som ble avdekket gjennom undersøkelsene indikerer at Bukit Timah granitten er ideell for bygging av fjellhaller. Bergartsformasjonen har høy styrke, og sammen med høye horisontale spenninger, vil denne bergarten gi gode betingelser for bygging av fjellhaller for lagring av drikkevann i Singapore.

4. PLANLEGGING OG KOSTNADSVURDERING

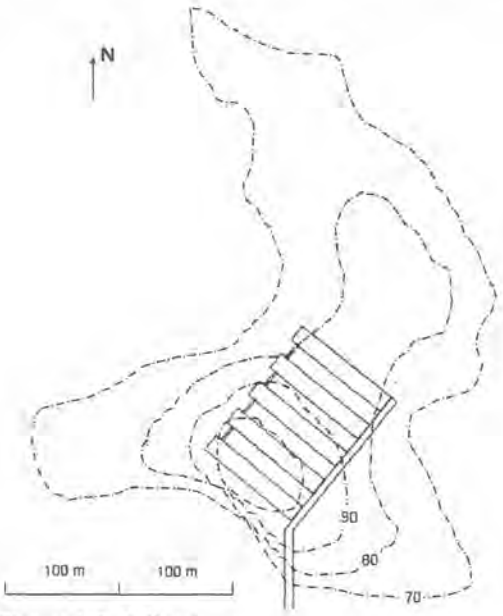
Det er ingen elver eller innsjøer som kan benyttes til vannforsyning i Singapore. Den eneste vannkilden er nedbør som samles i 19 vannreservoarer. Dette er ikke nok til å dekke det totale forbruket, så Singapore er avhengig av vanntilførsel fra Malaysia.

Singapores vannsystem består av 19 vannreservoarer, 9 renseanlegg og 15 betongtanker. Betongtankene brukes som vannreserver, og benyttes når etterspørselen er stor eller ved feil på utstyr. Størrelsen på hver av tankene er omtrent 100 000 m^3, og den totale kapasiteten for alle disse tankene dekker ett daglig forbruk i Singapore (1,3 mill m^3).

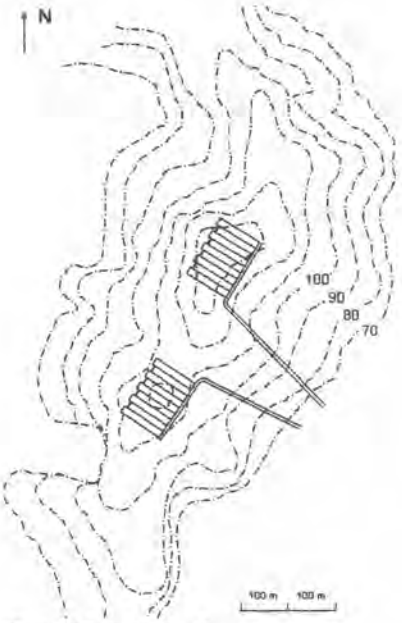
Dagens vanntanker er alle plassert på høyder over 60 m slik at vannet kan strømme med gravitasjon til forbrukerne og for å gi et nødvendig vanntrykk. Med den relativt flate topografien i Singapore vil dette begrense mulige lokaliteter for gruntliggende fjellhaller. I og med at fjellhallene skal være et tillegg til de eksisterende vanntankene, kan de plasseres lavere, og de eksisterende vanntankene kan forsyne de høyereliggende områdene. Nivået på fjellhallene er derfor valgt til å ligge på 40 m for å sikre et tilfredsstillende vanntrykk.

Den kritiske faktoren vil være overdekningen. Den generelle tykkelsen av forvitringsjord er omtrent 30 meter, men vil være mindre på høydedrag på grunn av erosjon. På bakgrunn av feltobservasjoner kan man derfor anta en tykkelse på 10 m. Spennet på fjellhallen velges til 16 m med en høyde på 15 m. De lave veggene er mulig på grunn av de forventede høye horisontale spenningene. Fjellhallene må derfor plasseres under topper på minst 80 m.o.h. Basert på disse antagelsene, ble 14 lokaliteter valgt ut i Bukit Timah granitten, Gombak noritten og i Jurongformasjonen. De to lokalitetene i Jurongformasjonen tilfredsstiller høydekravene, men kostnadene ved bygging av anlegget er forventet å være høyere enn for de plutonske bergartene.

Figurene nedenfor viser ideelle anlegg ved to lokaliteter bestående av 5 haller, hver med en lengde på 100 m og en avstand på 15 m mellom hallene.

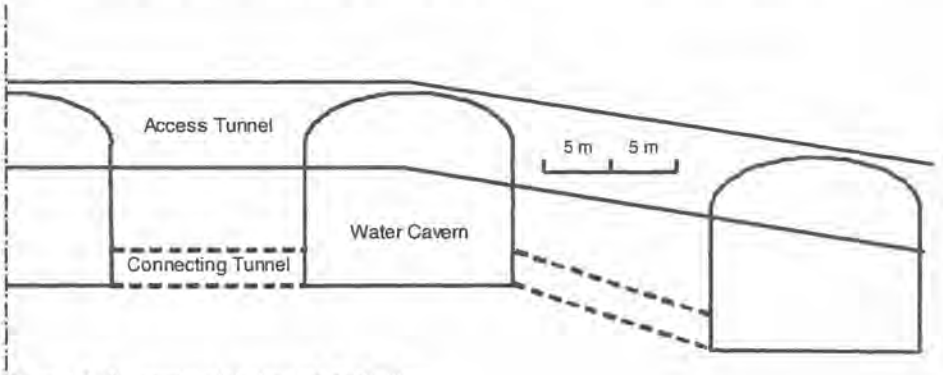


Figur 4.1 Lokalitet 1



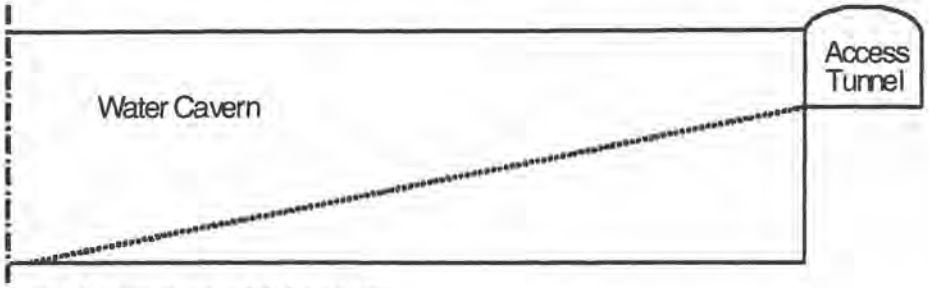
Figur 4.2 Lokalitet 2

Tverrsnittet i figur 4.3 er vinkelrett på fjellhallene. Som man ser av figurene, kan hallene bli bygd i forskjellige høyder for å tilpasse topografien.



Figur 4.3 Tverrsnitt vinkelrett på fjellhallene

Tverrsnittet i figur 4.4 er parallell fjellhallene og illustrerer sammenhengen mellom adkomsttunnelen og fjellhallene. Adkomsttunnelen ligger på et høyere nivå enn hallene, noe som vil gjøre den kortere og dermed billigere.



Figur 4.4 Tverrsnitt parallelt fjellhallene

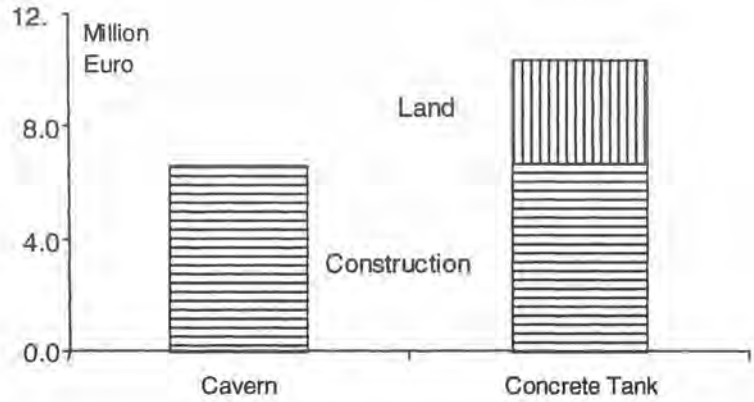
Basert på Q-verdien kan hallene ha et spenn på opptil 30 m, men for å gjøre det mer vedlikeholdsvennlig, vil anlegget bestå av 5 haller, med et spenn på 16 m. Dette vil gi et totalt lagringsvolum på 112 000 m^3 som er omtrent det samme som hver av de eksisterende vanntankene.

Når det gjelder permanent sikring, vil dette være avhengig av bergmassekvalitet, dimensjon og funksjon av fjellhallen. Med en Q-verdi på rundt 190 vil det si at kun spredt bolting er nødvendig. For eventuelle dårligere partier anbefales sprøytbetong og tettere bolting. Et slikt type anlegg innebærer lite menneskelig aktivitet, noe som kan gjenspeiles i sikringsomfanget.

4.1 Kostnader

Basert på lokal erfaring og bergmassekvalitet er kostnaden for bygging av fjellhallene, inkludert utgraving og sikring, beregnet til totalt 290 kr per m^3. Kostnaden kan bli noe redusert hvis man tar med salg av bygningsaggregat. I tillegg kommer kostnader i forbindelse med adkomsttunnel (17 600 kr per m), forbindelsestunnel mellom hallene (12 000 kr per m) og installasjoner (4,6 mill kr). De totale kostnadene for hele anlegget vil ligge på omtrent 53 mill. kr. I forhold til norske priser er kostnadene relativt høye, og det kan forklares med at byggebransjen i Singapore har liten erfaring med slike typer jobber, og at adkomsttunnelen blir lang på grunn av topografien.

Opplysninger fra Vanndepartementet viser at de totale kostnadene for en betongtank med tilsvarende størrelse som fjellanlegget, vil være rundt 54 mill. kr. Betongtankene over jord okkuperer store landområder, og eiendomskostnadene er svært høye i Singapore. Dette er en viktig faktor som må tas med i vurderingen. Kostnadene er beregnet til omtrent 920 kr per m^2, noe som vil utgjøre mer enn 50 % av de faktiske byggekostnadene. Kostnadssammenligning mellom et undergrunnsanlegg og vanntanker over jord er vist i figur 4.5.



Figur 4.5 Kostnadssammenligning

5. KONKLUSJON

Med høy befolkningstetthet, vil utnyttelse av undergrunnen være av stor betydning i Singapore. For å dekke behovet for ekstra lagringskapasitet for drikkevann kan fjellhaller benyttes. Omtrent en tredjedel av øya er plutonske bergarter, og geologiske undersøkelser viser at 75 % av bergmassen er klassifisert som god til ekstremt god, og vil derfor være et utmerket medium for undergrunnsanlegg. I tillegg er permeabiliteten lav, og mulig innlekkasje vil være begrenset til sprekker og svakhetssoner. Dette vil sannsynligvis ikke bli noe problem da sprekkene er sammenvokste og sprekkeavstanden stor. Det ble imidlertid påvist kalsitt i enkelte sprekker. Kalsitt er oppløselig i kaldt vann, og må derfor unngås.

Siden bergmassekvaliteten er så god, vil den viktigste faktoren for plassering av gruntliggende undergrunnsanlegg være overdekning. Kombinasjon av flat topografi og dyp forvitring vil begrense antall mulige lokaliteter, og med forutsetning av at fjellhallene skal ligge under topper over 80 m.o.h, er 14 lokaliteter funnet.

Kostnader vil også være av avgjørende betydning for valg av alternativ. Kostnadsvurderinger viser at kostnader ved bygging av vanntanker over jord er omtrent det samme som ved bygging av fjellhaller. Dersom man tar hensyn til de høye eiendomskostnadene i Singapore, vil fjellhaller være å foretrekke.

REFERANSER

Pitts, J. (1984). A review of geology and engineering geology in Singapore. *Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 17, s.93-101.*

PWD, Public Works Department, Singapore (1976). Geology of the Republic of Singapore. *Published by Public Works Department, Singapore, December 1976, 79 s.*

Sharma, J.S., Chu, J. and Zhao, J. (1999). Geological and Geotechnical Features of Singapore: an overview. *Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 14, No.4, s.419-431.*

Wallace, J.C., Chu, E.H. and Bergh-Christensen, J. (1993). Geotechnical Feasibility of Rock Cavern Construction in the Bukit Timah Granite of Singapore. *Proceedings of the NTU-PWD Seminar on Rock Caverns for Underground Space Utilization, 22. Oktober 1993, s.53-66.*

Zhao, J., Lee, K.W. and Choa, V. (1995). Construction and utilization of rock caverns in the Bukit Timah Granite of Singapore. *NTU-PWD Geotechnical Reasearch Center, Singapore, Geotechnical Engineering Monograph 1, 111 s.*

Zhou, Y., Zhao, J. and Lee, K.W. (1993). Mechanical and Engineering Properties of the Bukit Timah Granite. *Porceedings of the NTU-PWD Seminar on Rock Caverns for Underground Space Utilization, 22. Oktober 1993, s.67-78.*

Zhou, Y., Zhao, J., Cai, J.G. and Zhang, X.H. (2003). Behaviour of large-span rock tunnels and caverns under favourable horizontal stress conditions. *ISRM 2003 – Technology Roadmap for Rock Mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003, 6 s.*

NY SYNTETISK FIBER I SPRØYTEBETONG – BEDRE ENN STÅLFIBER
NEW SYNTHETIC FIBER IN SPRAYED CONCRETE - BETTER THAN STEEL FIBER

Dr. ing. Christine Hauck, Veidekke Entreprenør AS,
Cand real Eystein Grimstad, NGI

SAMMENDRAG

De siste årene er det blitt utviklet flere typer makro syntetiske plastfiber (polypropylenfiber). En av disse fibrene er Barchip Kyodo 48 mm med ytre mål l x b x h = 48 x 1,6 x 0,41 mm med krysskravur preget i overflaten for å øke heften. Normerte platetester viser at disse fibrene gir betongen en meget god energiabsorpsjonsevne, og høy restbøyespenning etter lang deformasjon. Sprekkemønsteret ser ut til å være avhengig av fibermengde med økende antall sprekker med økende fibermengde. Dette bekrefter fibrenes rissfordelende evne. Selv om antall fiber per m^3 er bare halvparten så mye som for Dramix, er Barchipfiberens overflate ca.75% større ved doseringer som gir samme energiabsorpsjon.

Platetestene viser at kravet til energiabsorpsjon E700, i hht. Norsk Betongforenings publikasjon nr. 7, ble tilfredsstilt med 5 og 6 kg/m^3 Barchip og 25 kg/m^3 Dramix RC65/35. Kravet til E1000 ble tilfredsstilt med 7 og 8 kg/m^3 Barchip og 35 kg/m^3 Dramix RC65/35.

Fra kraftdeformasjonskurvene ser en at forløpet ved både lav og høy deformasjon er sammenlignbare for sammenlignbare energiabsorpsjonsverdier. Dette viser at begge fibertypene er aktive gjennom hele deformasjonsforløpet. Som en bestandighetstest utføres en videreføring av energiabsorpsjonstesten etter et års utendørslagring i februar 2004.

SUMMARY

New types structural synthetic fibres (poly propylene) have been developed the last few years. Among these Barchip Kyodo 48 mm (l x b x h = 48 x 1,6 x 0,41 mm) with embossed surface to maximize bonding to sprayed concrete matrix. Panel tests showed that these fibres make the sprayed concrete capable of obtaining and sustaining high-energy absorption values. The crack patterns seem to depend on fibre dosages, an increase in amounts of cracks with increased fibre dosage. That verifies the fibres ability to equal distribute cracks, and their load carrying capacity across cracks. Even though the amount of Barchip Kyodo 48 fibres per m^3 concrete is only half of that of the Dramix RC 65/35 fibres, the Barchip Kyodo 48 surface area is about 75 % higher, comparing fibre dosages of equal energy absorption.

The panel tests showed that the requirement with respect to energy absorption class E 700 are full filled with dosages of 5 and 6 kg/m^3 Barchip Kyodo 48 as well as 25 kg/m^3 Dramix RC65/35. The requirement with respect to energy absorption class E 1000 are fulfilled with dosages of 7 and 8 kg/m^3 Barchip, as well as 35 kg/m^3 Dramix.

The load-displacement graphs for both types of fibres are equal, both at low and high displacements. This shows that both types of fibres are active throughout the whole test period. Long-term tests will be carried out after being stored outdoor for a period of 1 year.

1. INNLEDNING

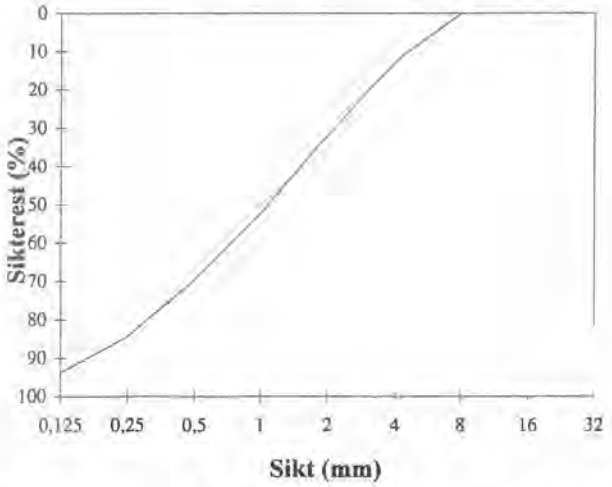
Bruk av syntetiske fiber i sprøytebetong har vært forsøkt i mange år, med vekslende resultat. Mange i det norske miljøet husker en type hårtynne polypropylenfiber fra 1980-tallet. På bakgrunn av inspirasjon fra sprøytebetongkonferanser i Australia og Sveits de siste årene, har forfatterne, som samtidig har vært involvert i E39 Bogstunnelen i Sogn foreslått å prøve ut en av de nye polypropylenfibrene. Byggherren Statens vegvesen ved byggeledelsen i Bogstunnelen stilte seg positiv til fullskala sprøyteforsøk i tunnelen, samt sprøyting av testplater. Betongblandeverket Synnfjord betong var også meget interessert, og samarbeidet bra. Testplatene som er sirkulære med diameter 60 cm og tykkelse 10 cm ble etter herding transportert til Norsk Byggforskningsinstitutt, for videre lagring og testing. Det ble sprøytet både i februar og mai 2003. Fra sprøyting i februar ble det testet både plater med stålfiber og med Barchipfiber, mens den siste testingen i mai ble kun gjort på Barchipfiber. Det ble også sprøytet en stekning på ca 100 m med Barchipfiber på vegg og heng i E39 Bogentunnelen sør for Vadheim i Sogn.

2. BLANDERESEPT OG FIBERDOSERING

Blanderesepten C40 MA, som ble brukt under forsøkene var den samme som ble brukt forøvrig i tunnelen E39 Bogstunnelen, se tabell 1. Det ble brukt Norcem Standard sement i alle blandingene. Tilslag (0 – 8 mm, ikke-alkalireaktivt), er vist i figur 1.

Tabell 1: Sprøytebetong blanderesept

	Fibermengder i kg						
	Makro polypropylen fiber		BarChip Kyodo 48 mm			Stålfiber Dramix 65/35	
Fiberdosering kg	5	6	7	8	8	25	35
Sement	443	452	444	444	463	461	460
Silika	27	20	27	27	21	21	21
Vann	213	212	214	214	217	217	217
Sand	1624	1636	1650	1650	1611	1610	1607
Tilsetn.stoff RN-15	3,7	4,2	3,8	3,8	4,8	4,8	4,8
v/(c+ks)	0,41	0,41	0,41	0,41	0,42	0,41	0,42
Synk, målt (mm)	200		200	210	200	200	200



Figur 1: Siktekurve for tilslag 0-8 mm, Bruland, Sunnfjord Betong.

I de to prøveseriene ble det anvendt Dramix RC65/35 stålfiber med henholdsvis dosering på 25 og 35 kg/m^3, samt Barchip Kyodo 48 mm makro polypropylenfiber med henholdsvis dosering på 5, 6, 7 og 8 kg/m^3. Barchip Kyodo 48 mm har ytre mål l x b x h = 48 x 1,6 x 0,41 mm med krysskravur preget i overflaten for å øke heften.

De to fibertypene som ble brukt, har ulike fysiske egenskaper med hensyn til spesifikk vekt, tverrsnitt, antall fiber/kg, volum/fiber og overflateareal/fiber, se tabell 2 og 3. En ser at Barchipfiber gir mer enn dobbelt antall fiber/kg fiber i forhold til Dramix. Men Dramix har nesten dobbelt antall fiber per m^3 betong ved doseringer med sammenlignbare seighetsegenskaper. De er ganske like med hensyn aspect ratio (l/b) og fiberoverflateareal per m^3 ferdig blandet betong når en bruker fiberdoseringene som gir sammenlignbare seighetsegenskaper.

Tabell 2: Fiberegenskaper

Type fiber	Spesifik k vekt g/cm^3	Aspect ratio l/b	Tverr-snitt, mm^2	Antall fiber /kg	Volum/ fiber, mm^3	Strekk-fasthet N/mm^2	Overflate/ fiber, mm^2	Overflate/ kg fiber, m^2
Dramix RC65/35	7,8	64	0,238	14500	8,8	1100	64	0,928
Barchip Kyodo	0,91	53	0,656	34722	31,5	560	193	6,70

En ser videre at Barchipfiberen har 7 ganger større overflateareal per kg fiber og snaut dobbelt overflateareal per m^3 betong ved fiberdoseringer med sammenlignbare seighetsegenskaper.

Tabell 3: Fibermengde, volum og overflate per m^3 betong.

Fibermengde						
Type fiber	Barchip Kyodo 48 mm				Dramix RC 65/35	
Vekt fiber kg/m^3 betong	5	6	7	8	25	35
Volum fiber l/m^3 betong	5,47	6,56	7,66	8,75	3,19	4,47
Overflate fiber m^2/m^3 betong	33,5	40,2	46,9	54	23,2	32,5
Antall fiber/m^3 betong	173.610	208.332	243.054	277.776	363.500	507.500

3. SPRØYTING

Det ble sprøytet for testing både på vegg og i former i to perioder, se tabell 4. Den første perioden var 25-26. februar 2003 ble det sprøytet på vegg og på plater for hver fibermengde: 25 kg/m^3 og 35 kg/m^3 Dramix stålfiber 65/35, samt 6 kg/m^3 og 8 kg/m^3 Barchip Kyodo 48 mm polypropylenfiber. Under forsøkene 26-27. mai, ble det sprøytet på vegg og plater med henholdsvis 5, 7 og 8 kg/m^3 Barchip fiber, over ulike lengder fra 13 til 17 lm tunnel. I fortsettelsen av dette feltet ble det sprøytet med 25 kg/m^3 Dramix 65/35 stålfiber over 75 lm tunnellengde, samt med 5 kg/m^3 Barchip fiber over de neste 97 lm tunnel, som ble sprengt ut og sprøytet i perioden 2 til 23. juni 2003.

Prøveformene er sirkulære plater (figur 2) i henhold til Norsk Betongforenings publikasjon nr. 7 av 2003. Platenes diameter er 60 cm og tykkelsen er 10 cm. Platene ble satt opp langs tunnelveggen i ca. 60° helling. Akseleratordoseringen ble satt til 7,5% av sementvekten ved sprøyting på vegg og 5% ved sprøyting av platene.

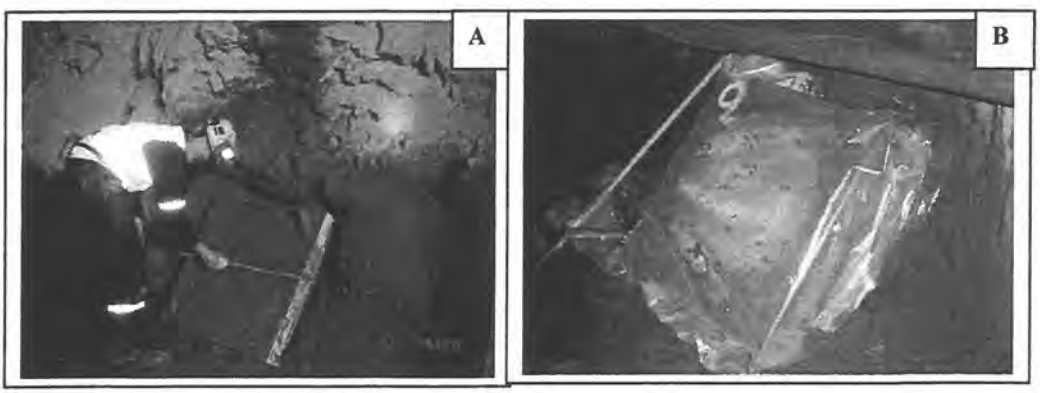
Tabell 4: Områder i tunnelen sprøytet for utprøving av ulike fiber

E39 Teigen - bogen						
Områder sprøytet for utprøving av ulike fiber						
Pel start	Pel slutt	Lengde felt i m	Mengde fiber kg/m^3	Type fiber	Start sprøyting	Slutt sprøyting
21355	21258	97	5	Barchip	12.06.03	23.06.03
21430	21355	75	25	Dramix Stål	02.06.03	11.06.03
21445	21430	15	5	Barchip	30.05.03	31.05.03
21462	21445	17	7	Barchip	28.05.03	29.05.03
21475	21462	13	8	Barchip	26.05.03	28.05.03
22048	22043	5	6	Barchip	26.02.03	26.02.03
22153	22148	5	8	Barchip	26.02.03	26.02.03
NB! Drivingen av tunnelen har gått på synkende pelenummer						



Figur 2: Former klare for sprøyting av plater for testing.

3.1 Behandling av prøveplate

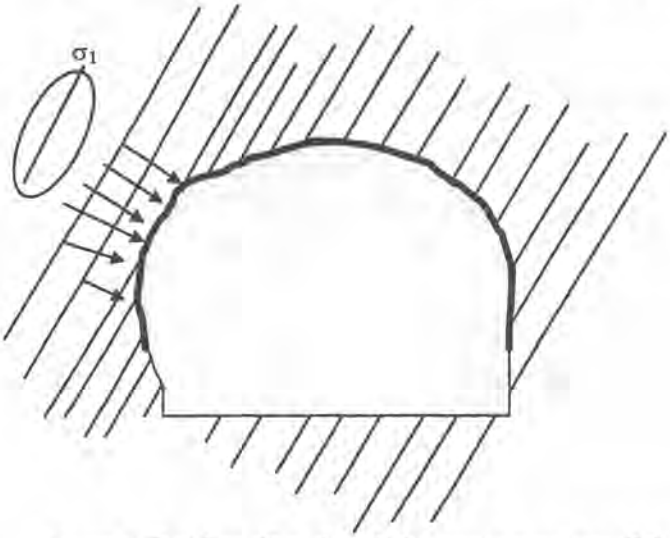


Figur 3: A) Avretting av testplatenes overflate umiddelbart etter påsprøyting. B) Innpakking i plastfolie for å hindre uttørking av overflaten

Umiddelbart etter sprøyting ble overflaten på prøvene avrettet med en rettholt med skarp egg, se figur 3A. Etter dette ble prøvene pakket inn i plast, og sto i tunnelen til dagen etter, se figur 3B. Prøvene ble deretter transportert med bil til NBI i Oslo, der de ble lagret under plast. Seks døgn før testing ble prøvene vannlagret frem til 29 døgns alder.

3.2 Bergmassekvalitet i sprøytet område

Sprøytingen på vegg 26. februar ble utført i et område med høye spenninger, slik at deformasjoner oppsto kort tid etter utført sprøyting (1-2 dager med tydelig oppsprekking allerede første dagen). En markert forskifring står i gneisen med helling utover mot fjorden, se figur 4. Spenningene i bergmassen førte til en oppbomming og avskalling i bergmassen i denne veggen og vederlaget som vendte ut mot fjorden. Dette førte til oppbomming og redusert heft mellom sprøytebetong og fjelloverflate. Sprøytingen i mai ble utført i samme bergart med same forskifring, men med mindre spenninger. Men også her ble det observert noen få sprekker i sprøytebetongen noen dager etter driving og sprøyting.



Figur 4: Typisk profil med utfall fra venstre vegg, parallelt med skifrigheten og sprøytet areal

4. RESULTATER

4.1 Målt Trykkfasthet

Terningsfasthet på betong tatt fra bil er vist i tabell 5. Det ble også boret ut sylinderprøver fra tunnelveggen og platene for testing av trykkfasthet. Samtlige terrings- og sylinderfastheter målt på borekjerner ligger godt over kravet til fasthet, C 40. Sylinderfasthet fra tunnelvegg ligger noe lavere enn tilsvarende prøver fra plater, pga kaldere lagringsforhold (men selv sylinderfasthet på 36 MPa tilsvarer terningsfasthet 56,2 MPa). Ved stikkprøver ble Fiberinnholdet i de utborede kjernene kontrollert ved knusing. Målinger har vist at fiberinnholdet i disse kjernene lå mellom 5 og 16% over teoretisk dosering. Da kun et fåtall av prøveplatene ble utboret og hver kjerne måler kun 0,38 l, er resultatene fra fibertellingen beheftet med en viss usikkerhet.

Tabell 5: Betong og sprøytebetongfastheter (28døgn alder).

	Terning	Sylinder tunnelvegg		Sylinder plater	
Fiberinnhold	Fasthet	Fasthet	Densitet	Fasthet	Densitet
5		54,5*	2287	51	2324
6				42,2	2288
7		36,5	2279	54,3	2273
8	57,5	37,5	2272	52,8	2271
8	59,8			52,2	2299
25	55	39	2280	47,8	2294
35,0	57,5	39,9	2278	55,4	2324

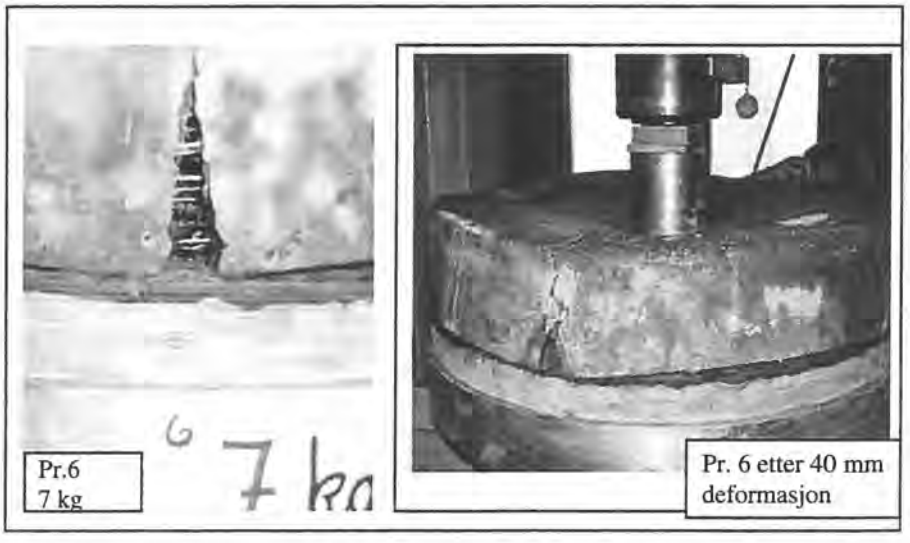
* prøvealder67 døgn

4.2 Målt Energiabsorpsjon

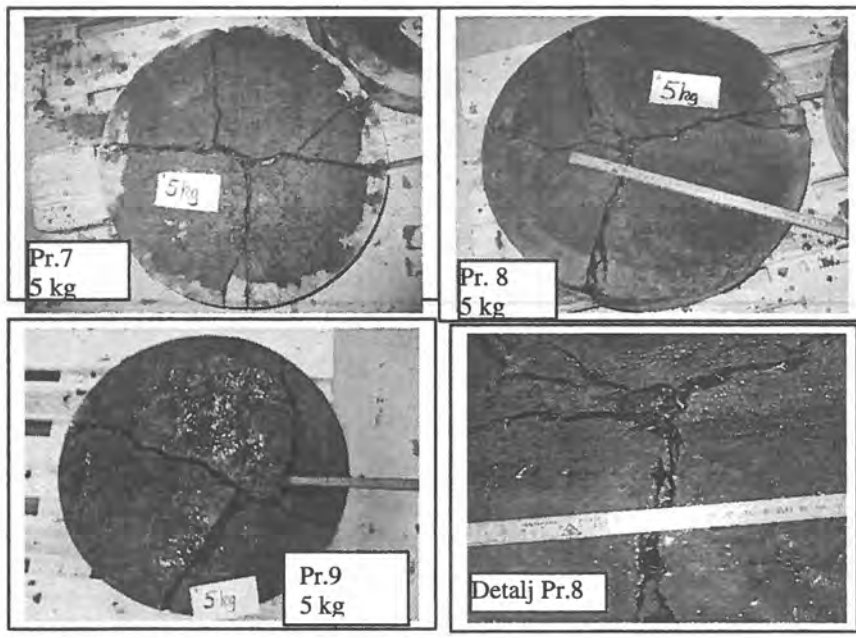
Testing av platene for energiabsorpsjon ble utført i henhold til Norsk Betongforenings publikasjon nr. 7 av 2003. Energiabsorpsjon ble testet på til sammen 21 plater fordelt på 7 testserier. Det ble testet 15 plater med Barchip Kyodo fiber og 6 plater med Dramix RC65/35 stålfiber. Detaljer fra testing er beskrevet i rapport fra NBI, prosjektnummer O 10891-1 og 2. NBI har tidligere utført testing av sprøytete plater med Dramix fiber RC 65/35 med sammenlignbare verdier. (Byggforsk 2000, NBI prosjektnummer O10130.)

Det ble tatt bilder av samtlige testede plater. Nedenfor er vist et utvalg av disse bildene, se figur 6 til 10. Sprekkemønsteret ser ut til å være avhengig av fibermengde med økende antall sprekker med økende fibermengde. Dette bekrefter fibrenes rissfordelende evne. Normalt ble platene trykket til 25 mm deformasjon. På noen plater ble belastningen fortsatt til 40 mm nedbøyning. Se figur 5.

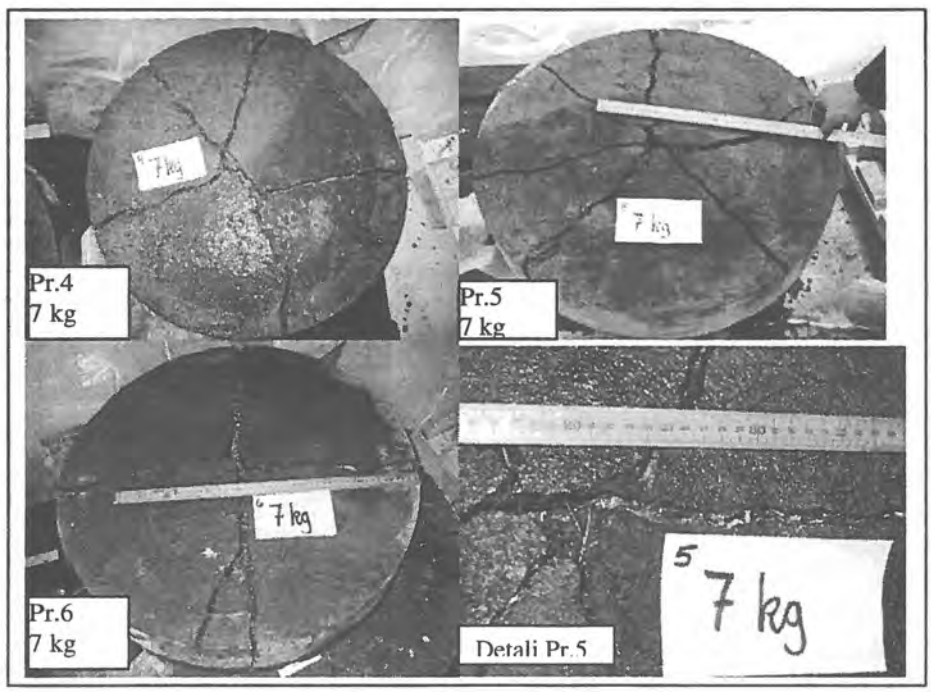
Barchipfibrene i denne testen viste elastiske egenskaper under platetestene ved at platene fjæret noe tilbake etter avlastning, dvs. sprekkene lukket seg noe.



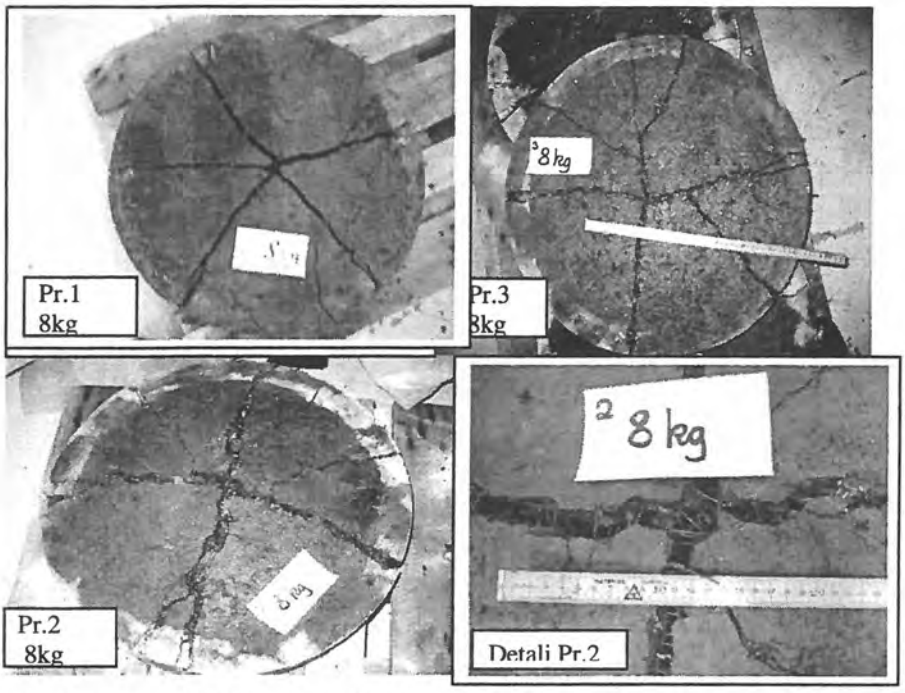
Figur 5: Bilde av testutstyr og åpen sprekk i prøve 6 med 7 kg Barchip Kyodo 48 mm polypropylenfiber /m^3 betong etter 40 mm deformasjon.



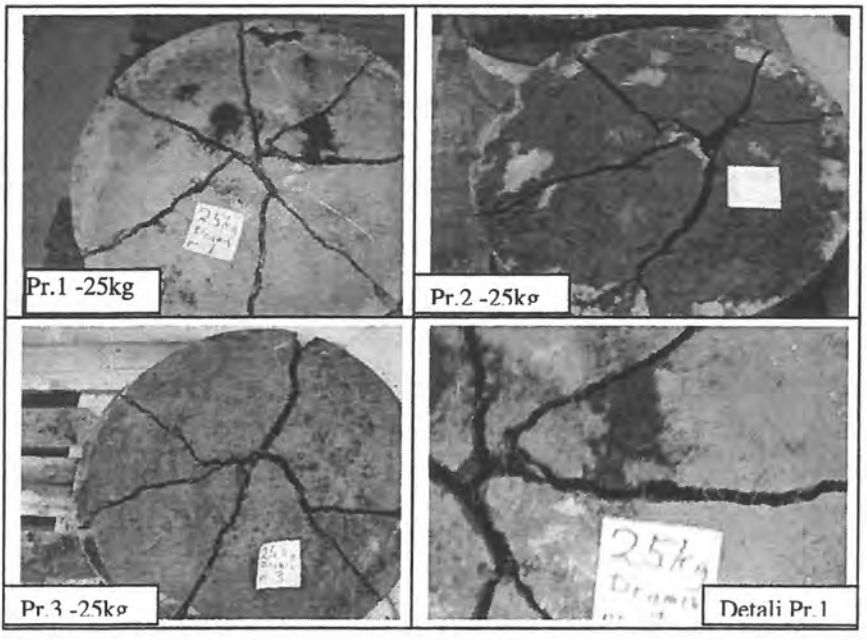
Figur 6: Prøvene 7 til 9 med 5 kg Barchip Kyodo 48 mm polypropylenfiber /m³ betong



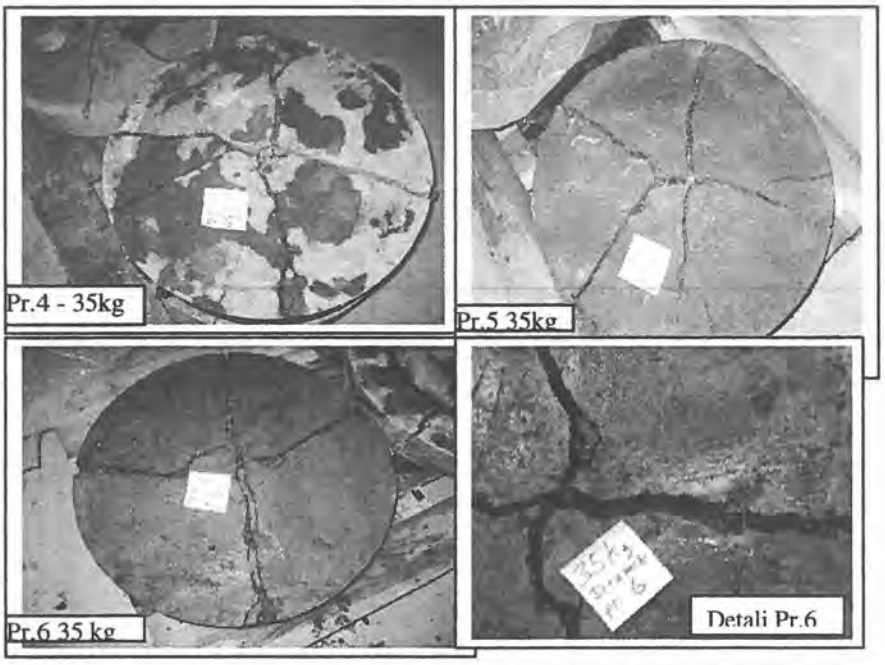
Figur 7: Prøvene 4 til 6 med 7 kg Barchip Kyodo 48 mm polypropylenfiber /m³ betong



Figur 8: Prøvene 1 til 3 med 8kg Barchip Kyodo 48 mm polypropylenfiber /m³ betong



Figur 9: Prøvene 1 til 3 med 25 kg Dramix 65/35 stålfiber per m³ betong



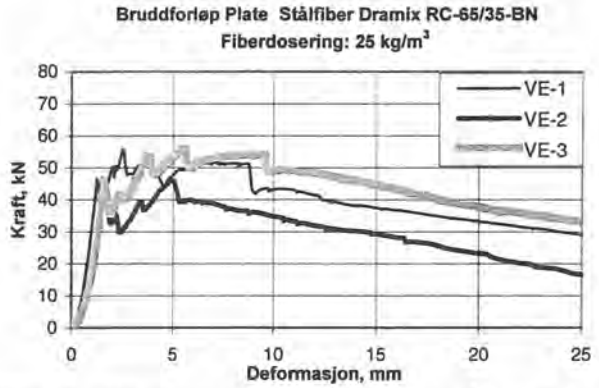
Figur 10: Prøvene 4 til 6 med 35 kg Dramix 65/35 stålfiber per m^3 betong

Resultatene fra platetesten vises som kraft/nedbøynings kurver, hvorav arealet under kurven beregnes og gir energiabsorpsjonskurven. I Norsk Betongforenigs publikasjon nr. 7 er kravene til energiabsorpsjon ved platetest henholdsvis E700, dvs. 700 Joule og E1000, dvs. 1000 Joule. De gjennomførte testene viser at kravet til E700 ble tilfredsstilt av sprøytebetongplatene med med Barchipfiber Kyodo 5 og 6 kg/m^3 (målt henholdsvis gjennomsnitt 735 J og 946 J) og med Dramixfiber RC65/35 med 25 kg/m^3 (målt 911 J). Kravene til E1000 ble tilfredsstilt med Barchip fiberdosering 7 og 8 kg/m^3 betong (målt gjennomsnitt 1063 J for 7 kg og 1154 og 1141 J for 8 kg) og Dramix RC65/35 fiberdosering 35 kg/m^3 (målt 1127 J), se tabell 6.

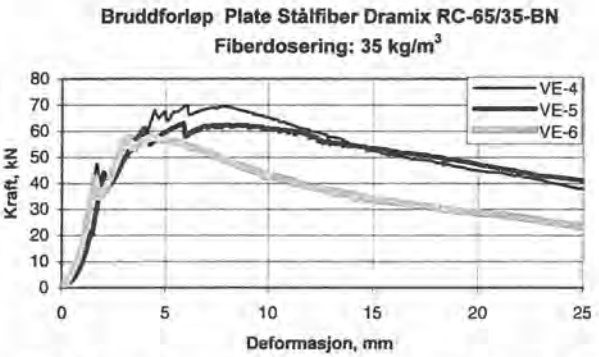
Tabell 6: Energiabsorpsjon i Joule

	Fibermengder i kg						
	Makro polypropylen fiber		BarChip Kyodo 48 mm			Stålfiber Dramix 65/35	
Fiberdosering kg	5	6	7	8	8	25	35
E 25 mm	908	839	1039	1113	1112	970	1254
E 25 mm	706	1069	1088	1319	1119	724	1224
E 25 mm	591	930	1061	1031	1191	1038	903
E 25 mm gj.sn.	**735**	**946**	**1063**	**1154**	**1141**	**911**	**1127**
Std avv.	160	116	25	148	44	165	195
E 40 mm	-	-	1416	1782	-	-	-

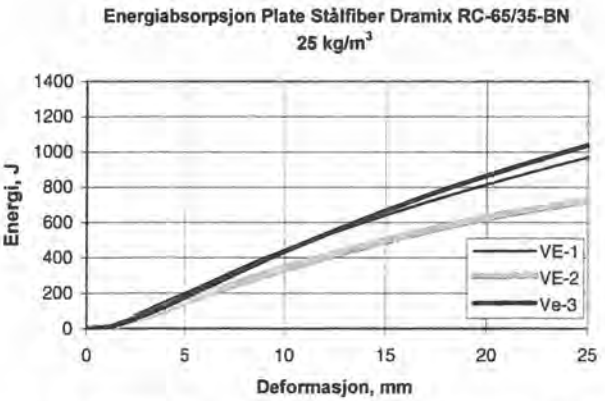
Figurene 11 til 28 viser last-deformasjonsforløpet og energiabsorpsjonsutvikling for samtlige plateprøver.



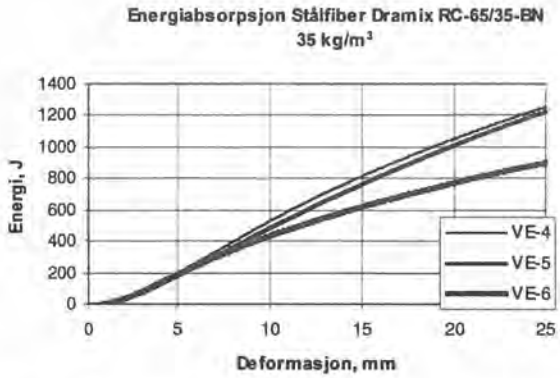
Figur 11: Last/ deformasjonskurve for 25 kg/m³ Dramix RC65/35 stålfiber



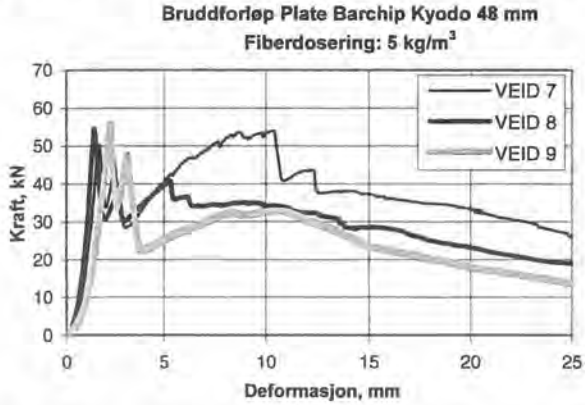
Figur 12: Last/ deformasjonskurve for 35 kg/m³ Dramix RC65/35 stålfiber



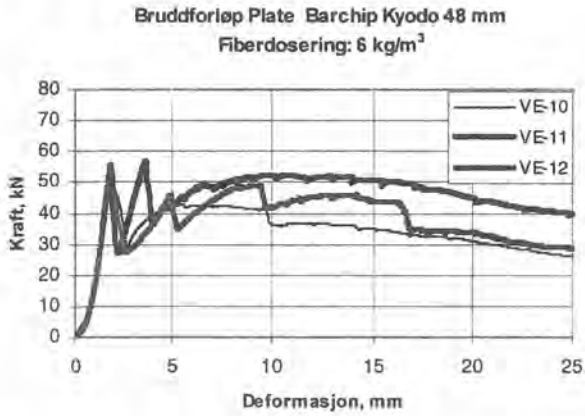
Figur 13: Energiabsorpsjon i platetester med 25 kg Dramix/m³



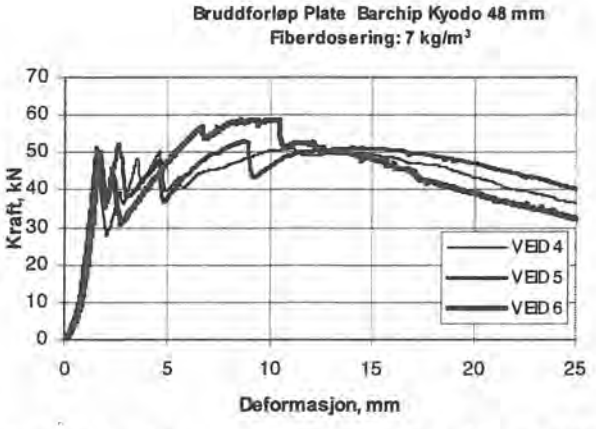
Figur 14: Energiabsorpsjon i platetester med 35 kg Dramix/m³



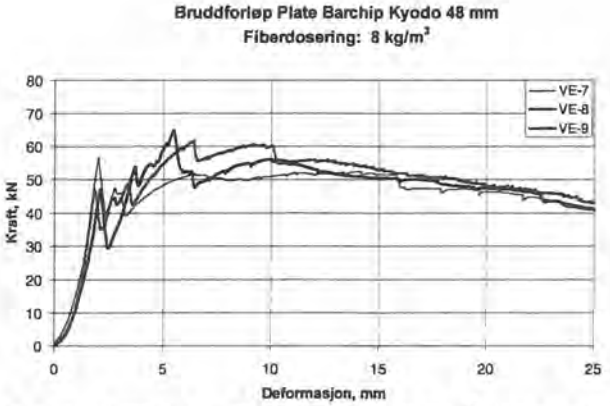
Figur 15: Last/ deformasjonskurve for 5 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm



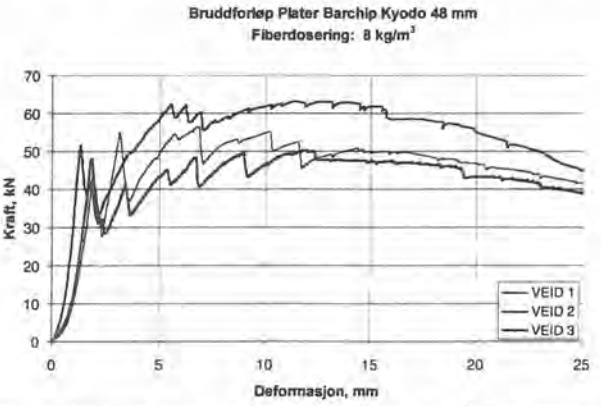
Figur 16: Last/ deformasjonskurve for 6 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm



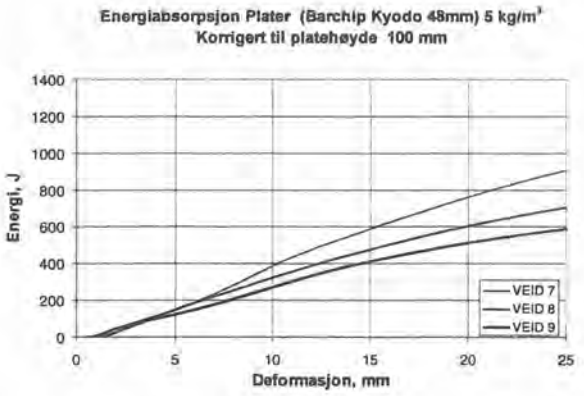
Figur 17: Last/ deformasjonskurve for 7 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm



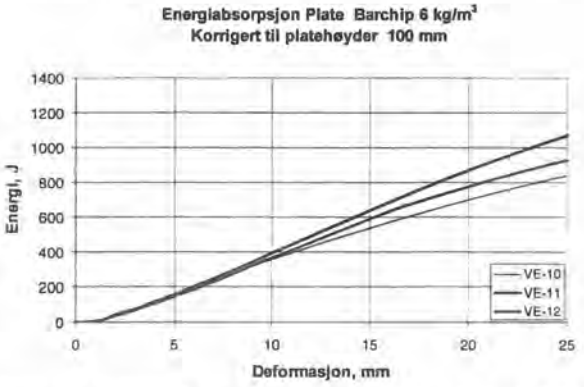
Figur 18: Last/ deformasjonskurve for 8 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm.



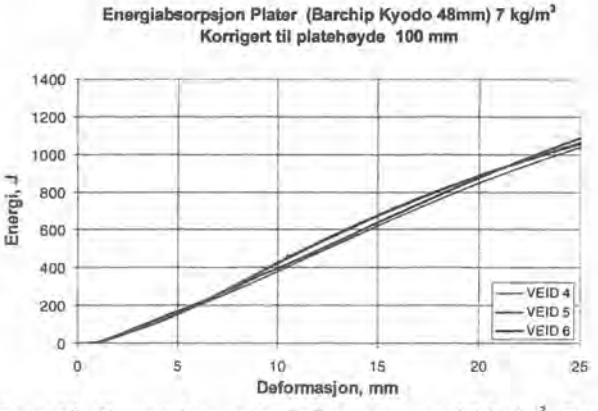
Figur 19: Last/ deformasjonskurve for 8 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm



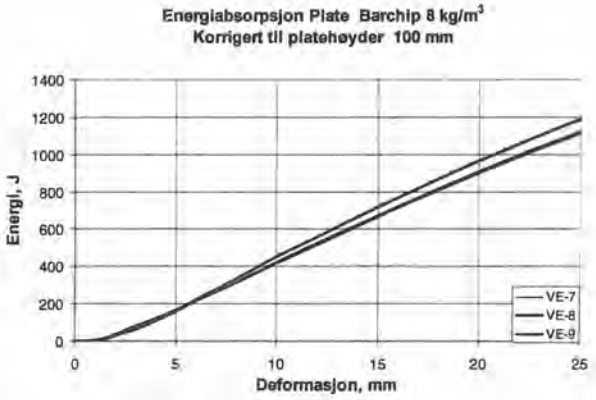
Figur 20: Energiabsorpsjon i platetester med 5 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm



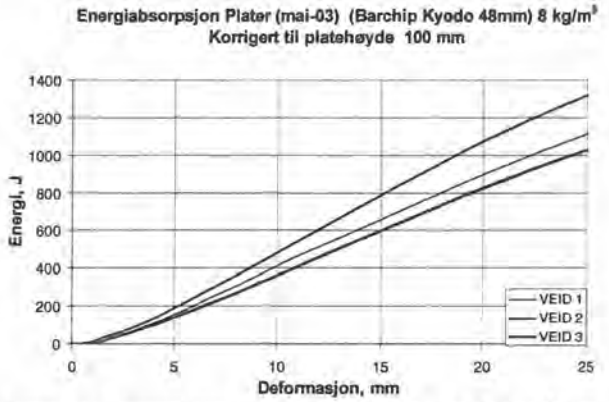
Figur 21: Energiabsorpsjon i platetester med 6 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm



Figur 22: Energiabsorpsjon i platetester med 7 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm



Figur 23: Energiabsorpsjon i platetester med 8 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm.



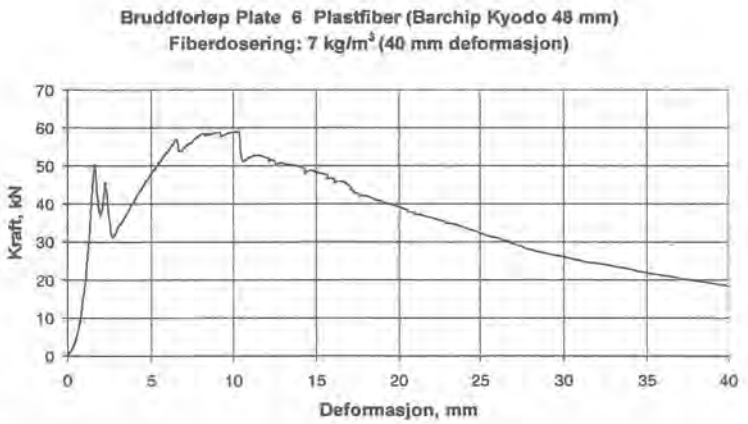
Figur 24: Energiabsorpsjon i platetester med 8 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm.

Minimumskreftene ved 2 til 2,5 mm nedbøyning for 5, 6 og 7 kg Barchipfiber ligger mellom 27 og 30 kN. For 8 kg Barchipfiber ligger tilsvarende minimumsverdi mellom 30 og 35 kN. For 25 kg Dramixfiber ligger minimumskraft ved 2-2,5 mm nedbøyning mellom 30 og 40 kN. For 35 kg Dramix fiber ligger verdiene mellom, 35 og 40 kN. Tidligere tester har vist at disse verdiene kan ligge betydelig lavere enn 30 kN for betong med 30 kg Dramixfiber.(NBI O 10130 datert år 2000).

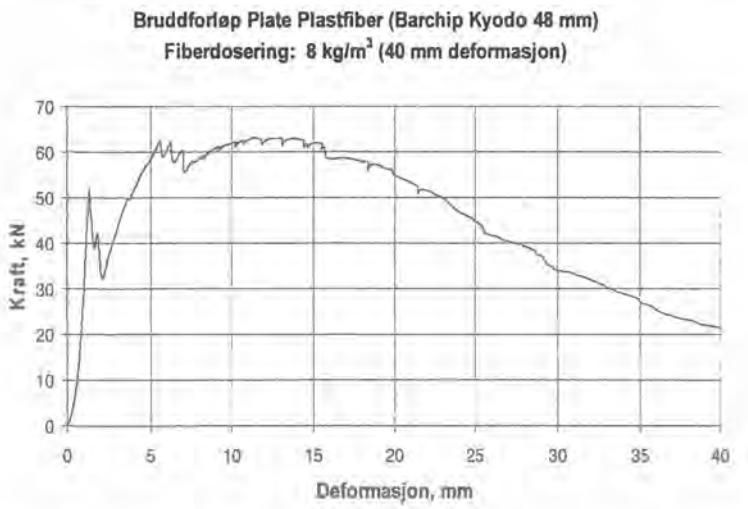
Ved nærmere studium av kurvene kan vi se at residualkreftene ved 25 mm nedbøyning var noe høyere for 25 kg Dramixfiber en for 5 kg Barchipfiber. Derimot kan 35 kg Dramixfiber sammenlignes med både 6 og 7 kg Barchipfiber. 8 kg Barchipfiber ligger godt over 35 kg Dramixfiber. Nedbøyningen fortsetter jevnt mellom 25 og 40 mm for Barchipfibrene. Dramix fiber ble kun testet til 25 mm nedbøyning men resultater fra S. Bernards undersøkelser imellom 1996 og 1999 viser et tilsvarende jevnt forløp.

Fra de ovenstående kraft-deformasjonskurvene ser en at forløpet ved både lav og høy deformasjon er sammenlignbare for sammenlignbare energiabsorpsjonsverdier. Dette viser at begge fibertypene er aktive gjennom hele deformasjonsforløpet.

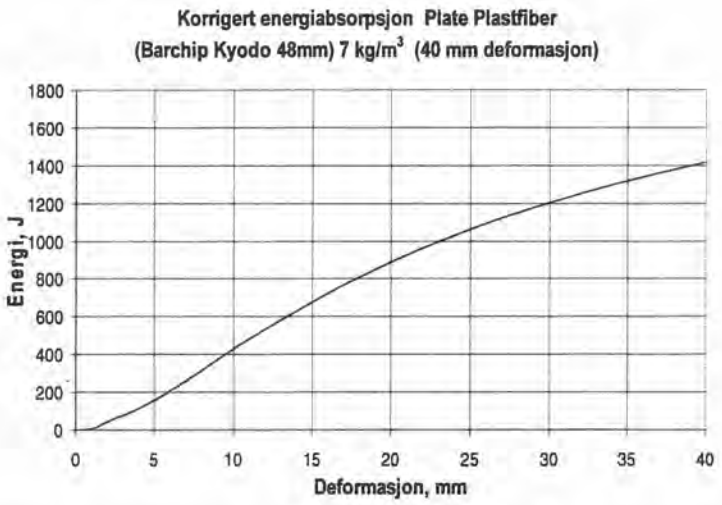
Observasjon i tunnelen 6 til 8 måneder etter sprøyting viser at det ikke er noen observerbar forskjell i oppsprekning mellom feltene sprøytet med Barchipfiber og Dramixfiber.



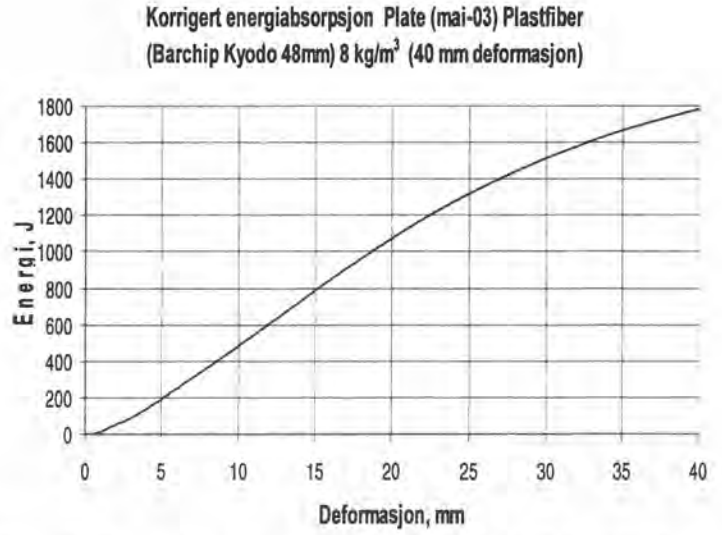
Figur 25: Last/ deformasjonskurve for 7 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm ved 40 mm nedbøyning.



Figur 26: Last/ deformasjonskurve for 8 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm ved 40 mm nedbøyning.



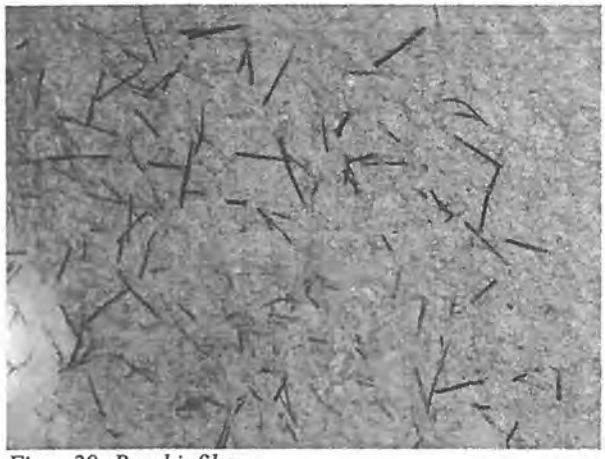
Figur 27: Energiabsorpsjon i platetester med 7 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm. Trykket til 40 mm deformasjon.



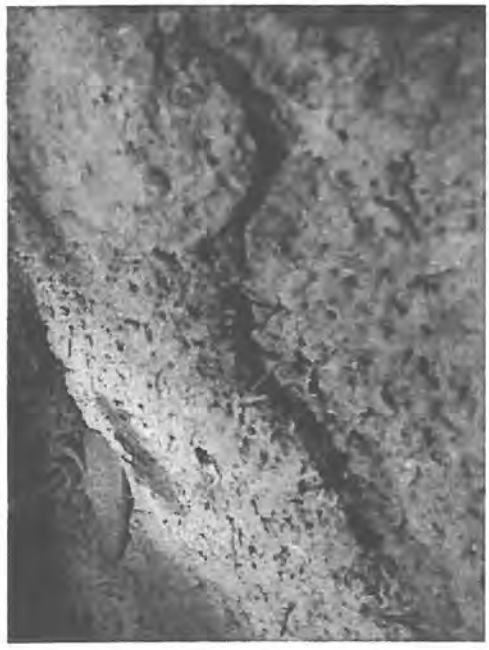
Figur 28: Energiabsorpsjon i platetester med 8 kg/m³ Barchip Kyodo 48 mm. Trykket til 40 mm deformasjon.

5. BILDER FRA TUNNELEN 6-8 MÅNEDER ETTER SPRØYTING

Figur 29 til 34 viser bilder fra tunnelen 6 til 8 måneder etter sprøyting. Bildene viser både Barchipfiber og Dramixfiber. Progressive brudd etter første kartlegging ble observert i sprøytebetongen. Sprekker som ble merket med spray i februar og mars utvidet seg senere. Figur 35 viser en av de testede platene fra februar, som senere skal undersøkes med ettårstest etter lagring utendørs.



Figur 29: Barchipfiber



Figur 30: Gammelt brudd i betong med Barchipfiber sprayet < uke etter sprøyting



Figur 31: Mer Barchipfiber i bruddflaten enn i overflaten (fremkommet under bolting i fersk betong)



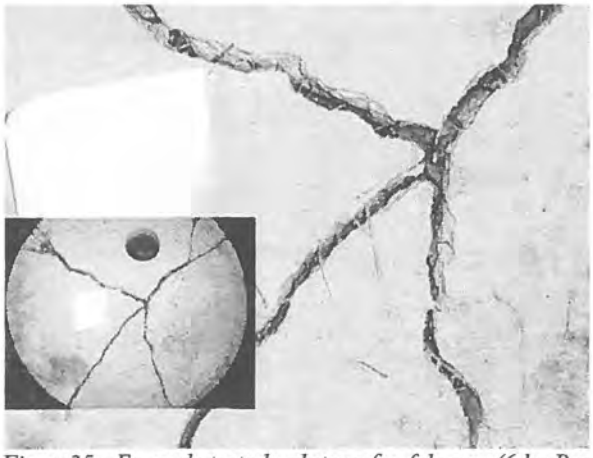
Figur 32: Spenninger i fjellet hat trykket ut betongen i uker og måneder etter sprøyting. med Barchipfiber i bruddflata.



Figur 33: Stålfiber korroderer i overflata



Figur 34: Stålfiber korroderer også i åpen sprekk



Figur 35: En av de testede platene fra februar (6 kg Barchip Kyodo 48) lagret utendørs for senere ettårstest

6. SLUTTBEMERKNINGER

Det ble sprøytet sirkulære testplatene med diameter 60 cm og tykkelse 10 cm samt sprøytet en stekning på ca 100 m med Barchipfiber på vegg og heng i E39 Bogentunnelen, både i februar og mai 2003. Testplatene ble etter herding transportert til Norsk Byggforskningsinstitutt, for videre lagring og testing.

Resultatene fra platetesten vises som kraft/nedbøynings kurver, hvorav arealet under kurven beregnes og gir energiabsorpsjonskurven. Platetestene viser at kravet til energiabsorpsjon E700, i hht. Norsk Betongforenings publikasjon nr. 7, ble tilfredsstilt med 5 og 6 kg/m^3 Barchip og 25 kg/m^3 Dramix RC65/35. Kravet til E1000 ble tilfredsstilt med 7 og 8 kg/m^3 Barchip og 35 kg/m^3 Dramix RC65/35. Standard avvik ser ut til å være lavere for Barchip Kyodo 48 fiber.

Fra kraftdeformasjonskurvene ser en at forløpet ved både lav og høy deformasjon er sammenlignbare for sammenlignbare energiabsorpsjonsverdier. Dette viser at begge fibertypene er aktive gjennom hele deformasjonsforløpet. Laveste last etter 2-2,5 mm nedbøyning er generelt litt høyere for Dramixfiber enn for Barchipfiber. Observasjon i tunnelen 6 til 8 måneder etter sprøyting viser dog at det ikke er noen observerbar forskjell i oppsprekning mellom feltene sprøytet med Barchipfiber og Dramixfiber. Ved 25 mm nedbøyning har 25 kg Dramix høyere residualkraft enn 5 kg Barchipfiber. Ved samme nedbøyning derimot kan residualkraften for 35 kg Dramixfiber sammenlignes med 6 kg Barchipfiber. For 8 kg Barchipfiber ligger residualkraften ved 25 mm nedbøyning godt over 35 kg Dramixfiber. Nedbøyningen fortsetter jevn mellom 25 og 40 mm for Barchipfibrene. Tidligere tester viser at også Dramixfiber har en lignende utvikling.

Samtlige ternings- og sylinderfastheter målt på borekjerner ligger godt over kravet til fasthet, C 40. Sylinderfasthet fra tunnelvegg ligger noe lavere enn tilsvarende prøver fra plater, pga kaldere lagringsforhold, men selv sylinderfasthet på 36 MPa tilsvarer terningfasthet 56 MPa.

Praktiske erfaringer med Barchipfiber:

- Lett å håndtere på blandeverket
- Fibrene kan lagres utendørs
- Lett å pumpe
- Går lett gjennom rista
- Punkterer ikke polyesterpatroner ved innsetting av bolter
- Flyter på vann og krever sil for at pumpene ikke skal gå tett

REFERANSER:

Norsk Betongforenings publikasjon nr. 7 (2003): "Sprøytebetong til fjellsikring", NB7

NBI forskningsrapport, Tom Farstad (2003):" Seighetsprøving av fiberarmert sprøytebetong - Plateprøving", prosjektnr. O 10891-1

NBI forskningsrapport, Tom Farstad (2003):" Testing of Fiber Reinforced Shotcrete", prosjektnr. O 10891-2

NBI forskningsrapport, Tom Farstad (2000):" Seighetsprøving av fiberarmert sprøytebetong - Plateprøving ", prosjektnr. O 10130

Bernard. S. (1999): "Correlation in the Performance of Fibre Reinforced Shotcrete beams and Panels", Engineering report CE9. NSW Australia.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

NYE BJØLVO KRAFTVERK - Tetting av høytrykkspropp

New Bjølvo Hydropower Plant – Grouting of high pressure concrete plug

Sivilingeniør Torbjørn Yri, Statkraft SF
Sivilingeniør Johannes Hope, Statkraft SF

SAMMENDRAG
I forbindelse med utbyggingen av Nye Bjølvo kraftverk er det utført injeksjon av tetningsproppen rundt trykkrøret. Injeksjonen har forgått i to steg.

Før røret ble montert ble det utført dypinjeksjon av berget gjennom 25 m lange radielle borehull. Det ble injisert ved trykk opp mot 100 bar. En erfarte at den sementbaserte injeksjonsmassen separerte og at partikler ble avsatt på ventilseter i pumpen og på øvrige overganger av injeksjonsutstyret. Som et resultat av dette, ble en blanderesept med microsilikatilsetning i slurryform utprøvd. Resultatet var positivt. Problemene med separasjon og avsetning opphørte.

Etter at røret var montert, ble det montert injeksjonsslanger langs tunnelkonturen og på stålrøret. Da røret var støpt inn og betongen tilstrekkelig nedkjølt, ble det utført kontaktinjeksjon av grenseflatene berg/betong og stål/betong. Under disse injeksjonsarbeidene oppstod det problemer med overganger mellom ulike slangekretser, overganger mellom injeksjonsslanger og plugger i stålrøret, samt utganger i berg ved begge ender av proppen. Et suksesskriterium har vært evne til tilpasning underveis og god samarbeidsånd mellom involverte parter da det opprinnelige programmet ikke kunne følges fullt ut.

SUMMARY
During construction of New Bjølvo Hydropower Plant, the penstock concrete plug has been grouted in two steps.

Before assembly of the penstock, deep borehole grouting was performed. The boreholes were 25 meters long, and were grouted with pressures up to 100 bars. When grouting with such high pressures, one experienced that cement particles separated at the transitions in the grouting equipment. A grouting mixture with added micro silica was tested. The result was positive. There were no separations of cement particles with this mixture.

After assembly of the penstock, grouting hoses were attached to the tunnel circumference and the penstock. The penstock was then embedded. After the concrete had cooled down sufficiently, contact grouting in the transition rock/concrete and concrete/penstock was performed. During this work there were problems with grouting material leaking into the hoses next to those used for grouting. In addition grouting material also leaked into the penstock through plug threads, and it leaked out of the concrete and rock on both sides of the plug. A criterion for success has been the ability for adjustments and will to co-operate between involved parties when new solutions were necessary.

1 INNLEDNING

Som et innlegg i debatten om riktig injeksjon vil Statkraft gjerne bidra med våre erfaringer knyttet til tetting av høytrykkspropp ved Nye Bjølvo kraftverk. Selv om det kanskje kan virke som "tiden for store kraftutbygginger er forbi", mener vi dette er erfaringer det er viktig å ta vare på og lære av. Spesiell injeksjon som dette har kanskje ikke vært av det mest debatterte, da mer dagnære anlegg i tettbygde strøk gjerne skaper mer oppmerksomhet i media.

På slutten av 80-tallet og begynnelsen av 90-tallet ble det gjennomført et prosjekt i regi av Statkraft, Berdal Strømme og SINTEF der temaet var tetting av betongpropper. Erfaringer fra bl.a. dette prosjektet er summert opp i Dahlø, Berg-Christensen og Broch, 1992. Det er her fokusert på metoder, kostnader og resultater i forbindelse med injeksjon av høytrykkspropper.

Statkraft vil med dette innlegget prøve å belyse de utfordringer en har stått ovenfor i forbindelse med gjennomføringen av injeksjonsprosessen. Vi mener disse erfaringene er nyttige, både i form av valg av metode og utstyr, og kanskje oppgjørsform i kontraktene.

Statkraft er for tiden inne i ferdigstillelsen av Nye Bjølvo kraftverk. Det er utført dypinjeksjon og kontaktinjeksjon rundt betongproppen som omkranser trykkrøret mellom sandfanget og demontasjekammeret.

Bergmassen i området består av massiv gneis. Spenningene er moderate. Ved konus vil maksimalt statisk vanntrykk under drift være 86 bar.

1.1 Historikk

Første byggetrinn av Bjølvo kraftverk stod ferdig i 1918. Siden er byggetrinn 2 og 3 gjennomført og ferdigstilt i 1938 og 1972. I 1964 ble kraftverket overført til staten, som deretter leide det ut til Bjølvefossen.

I 1993 ga Norges Vassdrags- og Energidirektorat (NVE) pålegg om å sette de smisveiste trykkrørene ved Bjølvo kraftverk ut av drift innen en bestemt frist. Etter avtale med Bjølvefossen overtok Statkraft driften av kraftverket fra 1. januar 1997, samt ansvaret for gjennomføring av nødvendige arbeider i forbindelse med NVEs pålegg. Ved kongelig resolusjon 7. april 2000 fikk Statkraft konsesjon til bygging av Nye Bjølvo kraftverk. Anleggsarbeidene startet i oktober 2000.

1.2 Nye Bjølvo kraftverk – kort om prosjektet

Det nye anlegget, som i sin helhet vil bli liggende i fjell, kan deles inn i 3 hovedområder.

1.2.1 Inntaks- og kraftstasjonsområdet

- Nytt inntak med hoved- og revisjonsluke i Bjølsegrøvatn. Dette inkluderer 10,9 m økt senking av magasinet gjennom det nye inntaket, samt 500 m tunnel.
- Trykksjakt, boret loddsjakt, lengde 615 m, diameter 2,1 m
- Tilløpstunnel, lengde 1300 m, tverrsnitt 19,5 m^2
- Ny kraftstasjon, lengde 36 m, bredde 12,5 m, største høyde 30 m
- Adkomsttunnel til kraftstasjon og trafohall, lengde 1200 m, tverrsnitt 32,5m^2
- Utløpstunnel til nytt utløp i fjorden, lengde 1200 m, tverrsnitt 25,4m^2.

I tillegg til selve kraftverket inngår også følgende overføringer og reguleringer:

1.2.2 Vestoverføringen

Overføring vestfra til Bjølsegrøvatn av flere mindre nedslagsfelt med naturlig avløp til Kannikebekken, Kvanndalane og Skårelvi. Tunnellengde 2,4 km, samt et grovhull (opprømming) på 480 m.

1.2.3 Østoverføringen

Overføring østfra til Bjølsegrøvatn av flere mindre nedslagsfelt med naturlig avløp til Dalselvi. Tunnellengde 900 m, samt 2 grovhull (opprømming) på 120 og 500 m.

I prosjektet inngår også omfattende betongarbeider. Betongmengdene er fordelt på konstruksjonsbetong i kraftstasjon, portalbygg, utendørs servicebygg og koblingsanlegg, inntak og overføringer på fjellet, samt til sprøytebetong for bergsikring.

1.2.4 Øvrige nøkkeltall:

Installasjon: Aggregat 1: 90 MW, Aggregat 2: 9,2 MW.
Største vanntrykk: 874 m
Byggherre: Statkraft SF

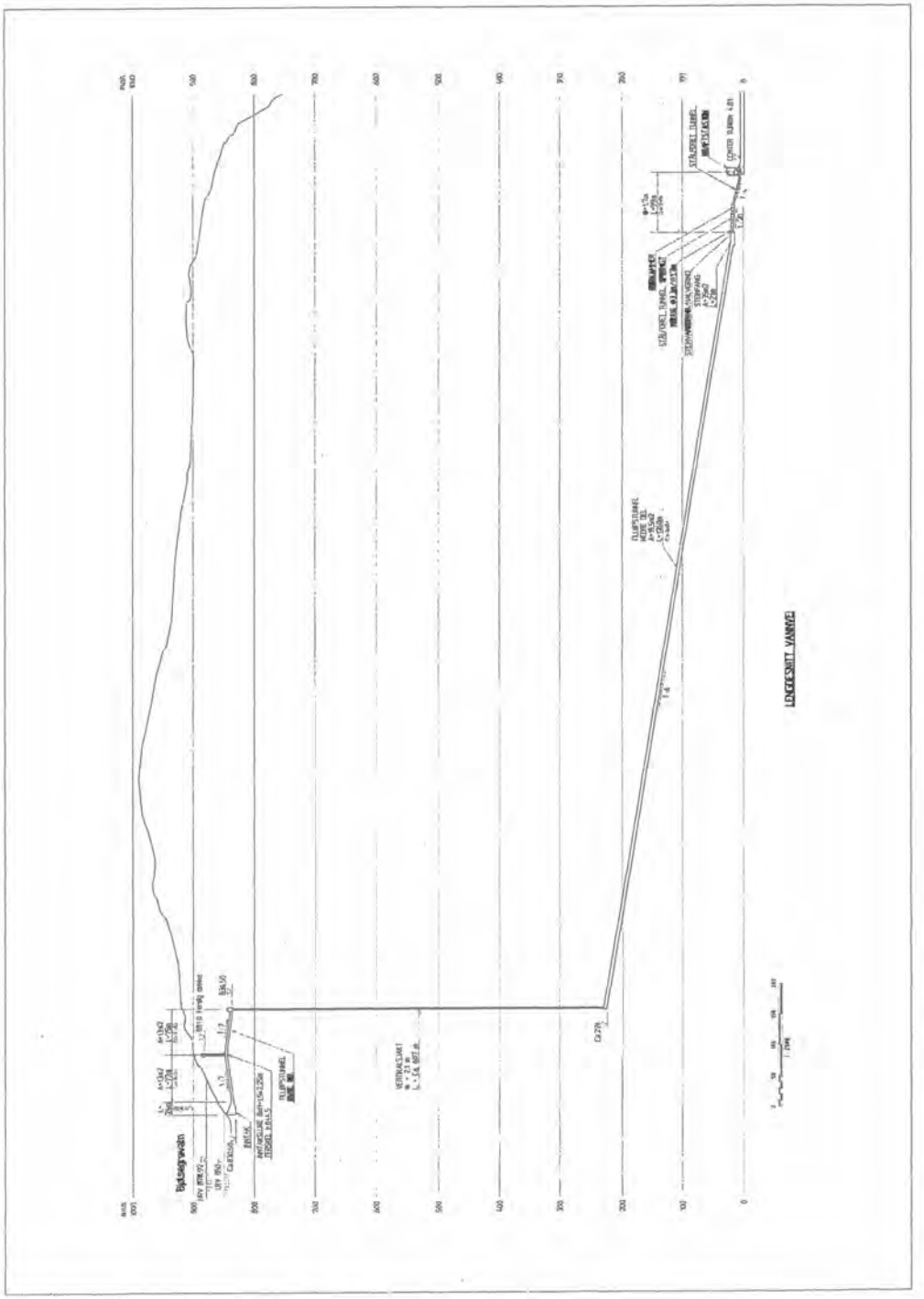
For ytterligere informasjon av generell karakter vises det til våre internettsider http://www.statkraft.no/.

2 VANNVEI - TILLØP

Tilløpet er en kombinasjon av råsprengt tunnel og boret sjakt inntil 90 m før stasjonen, se figur 1. Fra utslaget er vannveien råsprengt tunnel de først 175 m. Ved høybrekket som ligger omtrent midtveis, er det støpt en mindre betongpropp der lukene er montert.

Den borede sjakten er vertikal, 615 m lang og 2,10 m i diameter. Den er boret ovenfra som opprømmingsboring (raise-drill). Da dette ville være av det lengste som er boret i Europa med denne metode og diameter, rådet det noe usikkerhet vedrørende kapasitet av utstyr. I tillegg måtte det hentes utstyr fra flere land for å få nok borstreng. Anlegget har heller ikke veiforbindelse til fjells, så det meste av utstyret måtte fraktes med helikopter og noe på snøvei.

Nedstrøms bunnen av sjakten er vannveien råsprengt tunnel i ca 1250 m, helning 1:6, fram til sandfanget ved konus. Den siste delen av vannveien inn mot stasjonen er tunnelen stålforet. Vannveien går over i et stålrør med indre diameter 1,7 m, fullstendig innstøpt i betong. En mindre seksjon 30 – 38 m nedstrøms konus er frittliggende. Her er det plassert en demonterbar seksjon for å kunne gi adkomst ved revisjon og vedlikehold. I betongpluggen oppstrøms demontasjekammeret (rommet med den frittliggende seksjonen) ble det utført omfattende dypinjeksjon og kontaktinjeksjon. Statisk vanntrykk med magasinet på HRV vil være 860 m.



Figur 1: Lengdesnitt av tilløpet ved Nye Bjølvo kraftverk.

2.1.1 Geologi

Berget ved konus består av kompetent gneis med mindre ganger/linser av amfibolitt. Orientering av sprekkene er dominert av foliasjonen, samt ett til to ekstra sprekkesett. Sprekkene langs foliasjonen er til dels kontinuerlige, mens øvrige sprekker er mer diskontinuerlige. Rundt tunnelprofilet er det direkte og indirekte observert sekundære sprekker som følge av sprengning og avspenning.

2.1.2 Bergspenninger

Under driving av adkomsttunnelen ble det utført bergspenningsmålinger med visse mellomrom. Spenningene i berget var lavere enn antatt, og kraftstasjonen måtte flyttes i forhold til kontraktsplanene. For å raskere oppnå økt bidrag fra fjelloverdekningen, ble tunnelene vinklet normalt på høydekotene i terrenget. Etter at kraftstasjonen var plassert ble det gjort en kontrollmåling ved konus. Minste hovedspenning ble målt til 11,3 MPa +/- 1,0 MPa. Dette gir en sikkerhetsfaktor mot hydraulisk splitting som følge av statisk vanntrykk under drift på 1,2 – 1,4.

3 INJEKSJON AV BETONGPROPP

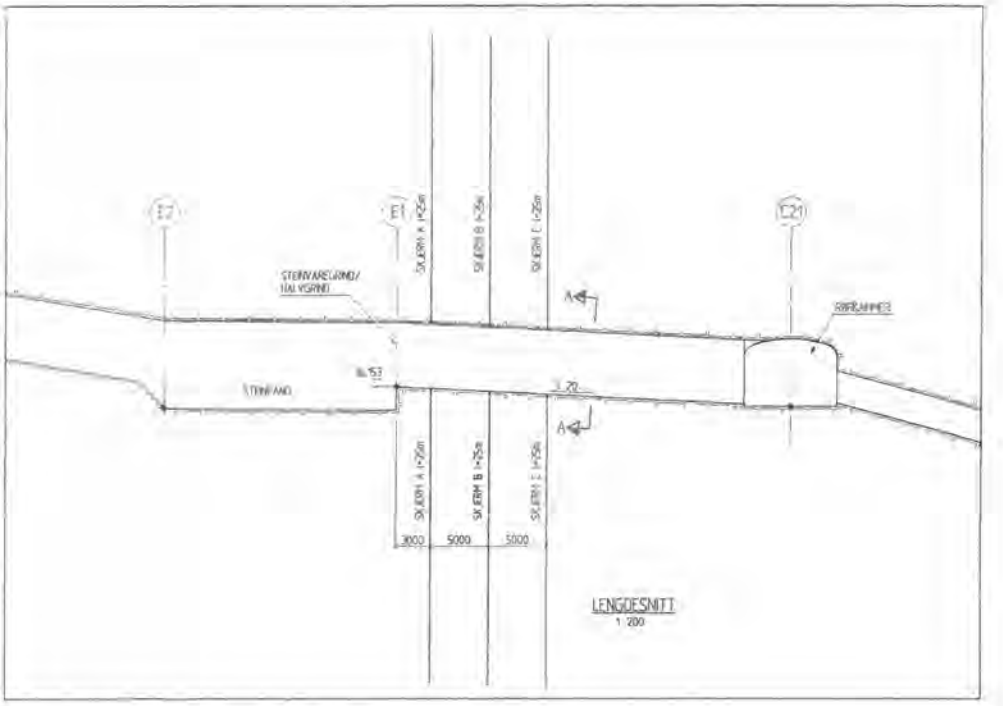
3.1 Aktører

Følgende aktører deltok i arbeidene med høytrykksproppen:

- Konsulent for ingeniørgeologi og maskinteknikk: Norconsult AS
- Byggeteknisk detaljprosjektering: Statkraft Grøner AS
- Design, leveranse og montering av trykkrør: VA TECH HYDRO AS
- Entreprenør bygg og anlegg: NCC Construction AS
- Byggeledelse: Statkraft SF

3.2 Dypinjeksjon

Arbeidet med dypinjeksjonen ble utført i desember 2001 og januar 2002. Tilløpstunnelen var da ferdig drevet og man startet med pilotboringen av loddsjakten fra inntakssiden. På grunn av lite tverrsnitt (19,5 m^2) måtte tunnelriggen bygges om for boring av injeksjonshull. Det ble boret tre skjermer som vist på figur 2.



Figur 2: Dypinjeksjon ved tetningspropp.

3.2.1 Injeksjonsplan

Framgangsmåten for injeksjonen lød som følger:

Prosedyrene under gjelder skjermvis. Det startes med skjerm A, dernest skjerm B og C. Punkt 1-3 gjentas til krav i punkt 4 er oppnådd. Injeksjonsprosedyrene skal imidlertid tilpasses de til en hver tid gjeldende lokale geologiske forhold.

1) Alle borehull i den aktuelle skjermen vanntapsmåles . Målinger skal fortrinnsvis utføres med 10 bars overtrykk i forhold til stående sprekkevannstrykk. Dette trykket måles avstengt hull ved 1. omgangs pakkerplassering og ansees som oppnådd ved to påfølgende like trykkavlesninger utført ved 5 minutters intervaller

2a) Borhull som viser vanntap større eller lik 2 L (lugeon) injiseres med rapidsement + P/SP i 2 omganger i henhold til tabell l.

2b) Borhull som viser vanntap under 2 L injiseres med microsement + P/SP i 2 omganger i henhold til tabell l. Gjelder også ved målt vanntap lik 0,0 L.

3) Det bores nye kontrollhull etter "split spacing" -prinsippet på hver side av hull som viser høyere innganger enn 10kg/bm.

4) Borhull som viser innganger mindre enn 10kg/bm avsluttes med maks. injeksjonstrykk.

Tabell 1: Injeksjonstrykk

	Maksimalt injeksjonstrykk (bar)	*Pakningsplassering hulldyp (m)*
1. omgang	*100*	*2,5*
2. omgang	*2-40*	*0,5*

3.2.2 Praktiske erfaringer – vanntapsmålinger

Konus ligger dypt inne i fjellet og har en vertikal overdekning på 875 m. Med liten grad av primær oppsprekning i berget, var det heller ikke ventet vesentlig inntrengning av vann med de trykk som skulle benyttes under vanntapsmålingene (Lugeontest). Da hullene i praksis ikke ga vann, ble vanntapsmålingene utført med 10-12 bars trykk.

Det ble boret 52 hull i forbindelse med dypinjeksjonen ved konus. Kun ett av disse hullene ga vanntap som tilsa start med injeksjon av industrisement i henhold til kriteriet.

3.2.3 Praktiske erfaringer – dypinjeksjon

28 av de totalt 52 hullene i skjermene var kontrollhull som følge av høy masseinngang. Etter planen var gjeldende sluttrykk for injeksjonen 100 bar. Som nevnt ovenfor ble vanntapsmålingene utført med et trykk på 10-12 bar. Det vil derfor ikke være naturlig å sammenligne antall hull som skulle injiseres med industrisement etter kriteriet fra vanntapsmålingene med nødvendig antall kontrollhull som følge av stor masseinngang ved injeksjon.

Det høye sluttrykket gjorde også at injeksjonen tidvis viste tegn på separasjon. Dette ble observert i form av at sementutganger etter hvert gikk over til vann, samt avsetning av sementpartikler på ventilseter, i koblinger og injeksjonsstaver. Det var nødvendig å vaske utstyret etter 3-4 timer injeksjon.

Etter forslag fra entreprenøren ble det bestemt at prosjektet skulle prøve ut GroutAid i kombinasjon med ultrafin microsement og vanlig microsement. I et innlegg på kursdagene ved NTNU i 2002 beskriver Elkem ASA Materials sitt produkt GroutAid som "en spesiell microsilicakvalitet i form av slurry som blir brukt sammen med sement for å oppnå en stabil injiseringsmasse med forbedret penetrasjon." GroutAid hevdes også å gi sementbaserte injeksjonsmidler andre positive egenskaper. Disse var imidlertid ikke tema i vurderingen om utprøvning av produktet. Det var heller ikke gjort forsøk på å vurdere disse egenskapene under bruk av produktet.

Konsistensen av injeksjonsmassen med GroutAid virket noe tykkere enn blanderesepter uten med samme v/c-tall. MageføIelsen til injeksjonsfolkene var derfor at masse tilsatt GroutAid var tyngre å injisere i de fineste sprekkene. Følgelig ble v/c–tallet på første blanding økt i begynnelsen av utprøvingen. Denne ble senere senket. Tabell 2 viser blandereseptene som ble benyttet.

Tabell 2: Blanderesepter

Resept	Microsement	Ultrafin microsement m/GroutAid	Microsement m/GroutAid
Sement	Rescon Microsem 650	Ultrafin 12	Rescon Microsem 650
Tilsetning	-		
Super-plastiserende	Rescon Superflow 400N, 3% av sementvekt		Rescon Superflow 400N, 2% av sementvekt
Blandingsforhold*	v/c fra 1,3 til 0,7	v/c fra 1,3 til 0,7	v/c fra 1,3 til 0,7

*) Første blanding ble ofte laget som "smurning" med v/c-tall på 2,0.

Utprøvningen ble gjort i liten skala. Erfaringene viste raskt at blanderesepter med GroutAid var en mer stabil injeksjonsmasse. Det ble ikke observert separasjon av massen, verken i utganger eller i utstyr slik det var tidligere. Imidlertid kunne man ikke observere noen forskjell mellom bruk av GroutAid i kombinasjon med ultrafin microsement og vanlig microsement. Det gikk med totalt 11000 kg microsement i forbindelse med dypinjeksjonen.

3.3 Kontaktinjeksjon

Trykkrøret ble montert i august 2002. Forberedelsene til kontaktinjeksjonen ble utført i perioden november 2002 til januar 2003. Dette arbeidet ble gjort i forkant av, og samtidig med innstøpning av trykkrøret oppstrøms demontasjekammeret. Tetningsproppen ble støpt i 3 seksjoner med 2 vertikale støpeskjøter. I tillegg ble det støpt en betongkonus ved oppstrøms ende av trykkrøret. Selve injeksjonsarbeidet ble utført i perioden mars – mai 2003.

Kontaktinjeksjonene ble utfordrende vesentlig grunnet to forhold:

- Vanntrykket mot konus vil bli høyt (86 bar ved HRV). Følgelig var det nødvendig å injisere med svært høyt trykk (50-100 bar).

- Hull for kontrollinjeksjon gjennom stålrøret var boret og gjenget på verksted. Alternativet hadde vært å bore gjennom rørveggen etter innstøpning. Dette ville gitt en mye mer tidkrevende og vanskeligere sveisejobb.

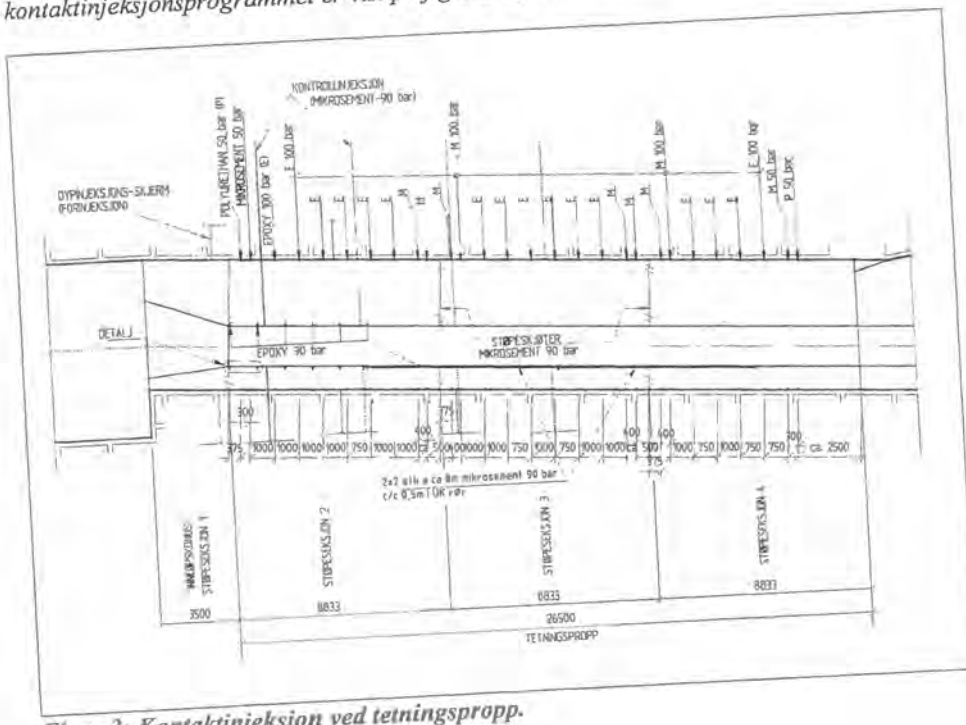
3.3.1 Injeksjonsplan

Planen for kontaktinjeksjon av tetningsproppen lød i korte trekk som følger:

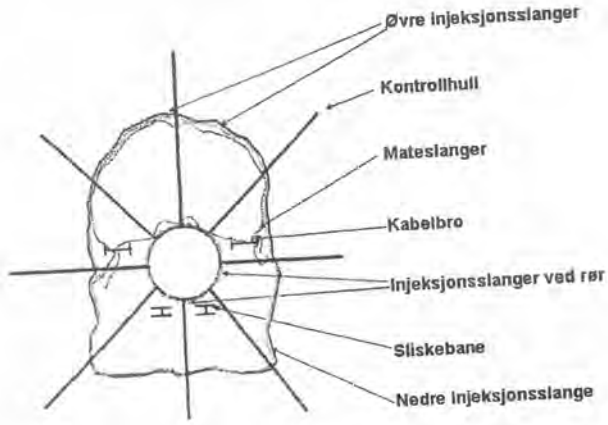
Støpeskjøter, samt grenseflatene berg/betong og stål/betong høytrykksinjiseres via innstøpte injeksjonsslanger. Arbeidene utføres etter at betongen er tilstrekkelig nedkjølt, anslagsvis 6 – 8 uker etter at pluggen er støpt.

Som en kontroll av kontaktinjeksjonen mellom berg og betong, skal det utføres injeksjon via borehull boret fra innsiden av stålrøret. Dette skal foregå gjennom de ovennevnte hullene i stålrøret. Ved innstøpning av røret var det montert tetteplugger med senterhull i hullene. Etter at kontaktinjeksjonen er fullført skal pluggene tas ut. Det bores kontrollhull gjennom betongen og 2-3 m inn i berget. Gjengene i plugghullene beskyttes med foringer under boringen.

Kontrollinjeksjonen foregår i 2 steg. Første skal det injiseres på tradisjonelt vis med pakkerplassering og sementsuspensjon som injeksjonsmiddel. Deretter settes pluggene i. Den siste biten av borehullet fylles med epoxy via injeksjonsnippel i senterhullet. Illustrasjon av kontaktinjeksjonsprogrammet er vist på figur 3 og 4.



Figur 3: Kontaktinjeksjon ved tetningspropp.



Figur 4: Tverrsnitt av kontaktinjeksjon.

3.3.2 Forberedelser

Kontaktinjeksjonen ovenfor er basert på injeksjonsslanger klamret til fjell og stål. Det ble benyttet *de neef Ultra* slanger for polyurethan og epoxy, og *de neef Fuko 2* for microsement. Slangene er vist på bildene under. Disse ble klamret til fjellet med spikerplugger og spesielle fjærer utviklet for formålet. Som mateslanger var det benyttet forsterkede polyurethanrør med arbeidstrykk på 150 bar, og sprengtrykk på 500 bar.



Figur 5: Injeksjonsslange type Fuko 2.*

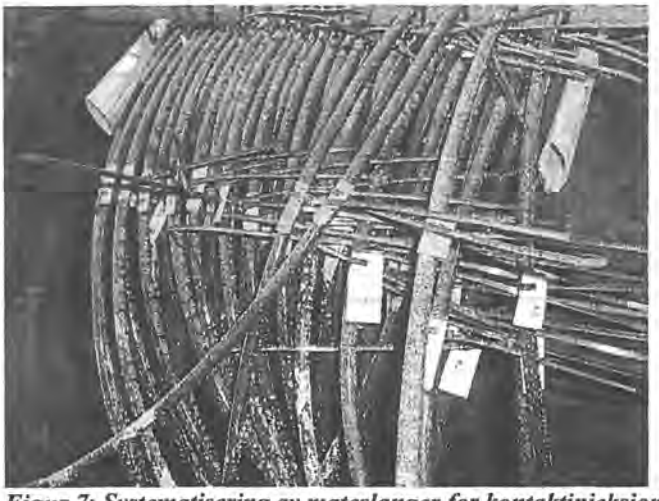


Figur 6: Injeksjonsslange type Ultra.*

**)Figur 5 og figur 6 er hentet fra de neef's internet-sider*

Kretsene for kontaktinjeksjon berg/betong ble dannet av 3 slanger, se figur 4. Rundt røret ble det lagt 11 slager ved ribbene i oppstrøms ende. Hver av disse utgjorde en krets. Langs underkant av røret var det lagt 2 kretser, hver med 2 slanger.

Alfa og omega for å ha mulighet til en vellykket kontaktinjeksjon er at en til enhver tid har oversikt over hvilke slanger som injiseres. Dette planla og utførte entreprenøren på en særdeles tilfredsstillende måte. Mateslangene og lufteslangene var lagt separat på hver side av røret og anrettet på kabelbroer. Disse var merket med et unikt navn som gjenspeilet injeksjonsslangens krets og plassering i kretsen, se figur 7. Fargen på hver merkelapp indikerte hvilken type injeksjonsmiddel som skulle benyttes. Merkelappene var i tillegg laminert i plast og festet godt til slangene. Mate- og lufteslangene var videre lagt i et system som gjorde at det var mulig å finne tilbake til hvilken injeksjonsslange de førte til selv om merkelappene skulle falle av f.eks. under innstøpingen av trykkrøret.



Figur 7: Systematisering av mateslanger for kontaktinjeksjon.

3.3.3 Praktiske erfaringer kontaktinjeksjon

Barrierer

Arbeidene startet med å etablere barriereinjeksjon. Kretsene for barriereinjeksjon var plassert mot konus, mot rørkammer og i støpeskjøtene i betongproppen. Mot konus og rørkammer bestod barriereinjeksjonen av en krets med polyurethan og en krets med microsement. Etter planen var stående trykk ved avslutning satt til 50 bar. I støpeskjøtene var barriereinjeksjonen 3 kretser med microsement, en på hver side av skjøten og en i selve skjøten. Planen viste at sluttrykk i skjøten var satt til 90 bar. Langs berget på hver side var det satt til 100 bar. Kretsene for barriereinjeksjon mot vanntrykk og luftesiden av betongproppen ble altså injisert med halvparten av trykket som ble benyttet på de øvrige barriereinjeksjonskretsene.

I alle kretser hvor det var mer enn en slange, ble det startet med den som lå lengst ned i tverrsnittet, se figur 4. Slangene lå tett i henhold til injeksjonsplanen. Det var derfor forventet at overganger mellom slanger kunne oppstå, spesielt ettersom det skulle injiseres med trykk opp mot 100 bar. Det var likevel noe overraskende at overganger ble observert allerede ved barriereinjeksjonen med 50 bars trykk. En erfarte også noe utgang av injeksjonsmasse på luft- og trykksiden av betongproppen, uten at dette skapte vesentlige problemer.

Under injeksjon av barrierene mellom støpeseksjonene opplevde vi større problemer. Ved barrieren mellom støpeseksjon 2 og 3 (se figur 3) fikk vi overgang til andre slanger, utgang i plugg-gjenger og utgang langs sliskebanen nedstrøms. Utgangen i pluggene var nok den verste. Sementen i gjengene var ikke det store problemet, men det viste at det fantes lekkasjeveier som i verste fall også ville være åpne for epoxy. Epoxy i gjengene ville bli et stort problem.

Ved injeksjon i støpeskjøten mellom seksjon 3 og 4 fikk vi utgang i de fleste slanger langs de to nederste støpeseksjonene. Slangene ble vasket med gjennomspyling av vann.

Langs undersiden av røret var det lagt kretser for injeksjon av microsement. Under injeksjon av disse kretsene fikk vi utganger langs sliskebane og rør, utganger i riss i betongen i

demontasjekammeret, utganger i den nederste skjermen av kontrollhull, samt overgang til andre slanger. Ved avslutning hadde utgangene langs sliskebanen og rissene gitt seg.

Med bakgrunn i de erfaringene vi nå hadde etter sementinjeksjon opp til 100 bar og de utganger det medførte, ble det besluttet å injisere ytterligere en krets med sement mot demontasjekammeret. Hensikten var å forsterke barrieren før epoxyinjeksjonen. Kun ubetydelige mengder gikk inn her, noe som kan skyldes at slangene var tettet under tidligere injeksjon, eller at det ble injisert gjennom epoxyslanger som har mindre tverrsnitt på fordelingshullene langs slangene.

Epoxyinjeksjon
Epoxyinjeksjonen startet med kretsen lengst nedstrøms i støpeseksjon 4, se figur 3. Det oppstod raskt overganger til de nærmeste slangene, samt utganger i riss i betongen og langs røret i demontasjekammeret. Slangene som hadde fått overgang ble injisert parallelt. Utgangene i betong og langs røret økte, og til slutt ble injeksjon avsluttet for dagen. Slanger i de nærmeste kretsene oppstrøms var da injisert, direkte eller indirekte. Øvrige slanger som ikke hadde overgang i disse kretsene ble testet dagen etter. To av dem var tette, mens det gikk inn masse i den siste.

Under injeksjon fra denne slangen opp stod det utgang i plugghull oppstrøms kretsen og oppstrøms nærmeste barriereinjeksjon. Pluggene var da tatt ut for at de ikke skulle limes fast ved en eventuell utgang. Men ettersom epoxy holder seg flytende over lang tid, var det nødvendig å remontere pluggene for å oppnå trykk. De ble grundig innsatt med fett for å redusere faren for at de ble limt fast.

Dersom en plugg ble limt fast, ville resultatet være at en mistet muligheten for kontrollinjeksjon. Eventuelt måtte man bore gjennom stålet. Ingen av delene var aktuelt. Det ble derfor, i samråd med konsulent, besluttet å bore opp hullene nå, for å sikre injeksjon i berget nærmest tunnelkonturen. For ikke å satse alt på ett kort ble bare de to skjermene lengst nedstrøms boret opp.

Pluggene ble satt i og sveiset fast. Senterhullene var åpne slik at en hadde kontroll med utganger i hullene. Fikk en utgang i et senterhull, skulle injeksjonsnippel settes i, og med denne skulle epoxymassen ettertrykkes til foreskrevet trykk.

Med bakgrunn i de erfaringene vi hadde gjort oss hittil, ble det besluttet å forsterke barriereinjeksjonen mot trykksiden, og mot de to øverste kontrollhullsskjermene. Det vil si kretsen nærmest barriereinjeksjonen mot trykksiden, samt kretsene rundt røret på oppstrøms og nedstrøms side av skjermene, ble injisert med en-komponent polyurethan med mengdebegrensning

Da man startet epoxyinjeksjonen for støpeseksjon 3 ble det raskt observert overgang til andre slanger og utgang i enkelt borehull. Injeksjonsniplene ble satt i som planlagt. Etter hvert som injeksjonsprosessen skred fram, kunne en se hvordan nivået av epoxy bygde seg opp ved utgang i senterhullene i tettepluggene.

Om kvelden denne dagen oppstod det utgang i betongriss i demontasjekammeret. Det ble dermed umulig å bygge opp trykk. Det ble besluttet å ettertrykke etter et døgn i håp om at massen skulle ha herdnet tilstrekkelig ved utgangen til å stå imot trykket. I mellomtiden

skulle massen i borehullene holdes i bevegelse ved lett ettertrykking gjennom injeksjonsniplene slik at den ikke herdnet her.

Selve injeksjonsprosessen ble satt i gang med ettertrykking etter et døgn som planlagt. Det viste seg at hullene var mer eller mindre tette, sannsynligvis hadde massen herdnet for mye, tiltross for at de var forsøkt holdt åpne.

Til slutt fikk vi gjennomgang til borehull i skjerm nr 2 sett fra oppstrøms side. Massen hadde da trengt forbi neste barriere og gjennom gjengene ved en plugg i skjermen. Det ble besluttet å avbryte injeksjonen. Ved fortsatt injeksjon ville vi risikert å ikke få bygd opp trykket, og/eller pluggene i skjerm 1 og 2 kunne bli limt fast.

Det ble da bestemt at skjerm 1 og 2 skulle bores opp. Ettersom epoxy føltes mindre kontrollerbar enn sementbasert injeksjonsmidler ved denne type injeksjon, ble det bestemt å benytte sementinjeksjon med microsilica-tilsetning GroutAid). Da det ikke var oppnådd tilstrekkelig foreskrevet trykk på skjerm 3 og 4, samt en del av slangene, var det viktig at injeksjonen i disse hullene ble vellykket.

Injeksjonen ble utført med pakkere. Heller ikke denne gangen unngikk vi overganger og utganger. Vi fikk sågar utgang i demontasjekammeret. Utgangene avtok imidlertid tilslutt, og vi fikk bygget opp foreskrevet trykk i alle hull vi hadde boret.

Ettersom det var nødvendig å tilpasse injeksjonsplanen, ble skjermhullene kl 3 og kl 9 i hver skjerm ikke utført. Ved boring av disse hullene ville en risikere å treffe mateslangene som var anlagt på kabelbroer ved siden av røret. Injeksjonsslanger som ennå ikke var benyttet kunne bli ødelagt.

Under den siste del av injeksjonsprosessen ble kretsene mellom berg og betong nærmest konus injisert. Vi fikk da utganger i berget like oppstrøms konus. Mye tyder på at massen har fulgt sekundære riss som følger av tunnelsprengning og spenningsomlagring. I tillegg oppstod det også noe lekkasje langs kabelbroene som holdt mateslangene. Etter et par dagers forsøk, samt bytte mellom epoxy med og uten retarder, ble det oppnådd tilfredsstillende hviletrykk.

Til slutt ble kretsene rundt røret som stod igjen, samt oppfylling av hullene hvor pakker for sementinjeksjon injisert.

Tabell 3: Oversikt over medgåtte mengder i forbindelse med kontaktinjeksjon.

	Produkt	Enhet	Mengde
Kontaktinjeksjon	Microsement	kg	2600
	Polyurethan	ltr	600
	Epoxy	ltr	1750
Kontrollinjeksjon	Microsement	kg	450
Injeksjonsslanger	for microsement	m	200
	for polyurethan	m	100
	for epoxy	m	450

4 KOMMENTARER

4.1 Dypinjeksjon

Som nevnt under pkt. 3.2.3 var erfaringene at tilsetning av GroutAid så ut til å stabilisere sementbaserte injeksjonsmidler ved injeksjon under høye trykk. Det presiseres at utprøvingen var gjort i liten skala, og at dette ikke danner grunnlag for en entydig konklusjon.

4.2 Kontaktinjeksjon

Injeksjonsslangene som ble benyttet er utformet for å hindre masse utenfra å trenge inn, samtidig som injeksjonsmasse skal ha anledning til å trenge ut av slangen. På produsentens internettside for Ultra-slangen heter det at "Slangens gode tetthet hindrer inntrengning av injeksjonsmasse i naboslanger" ved injeksjonsarbeider. Det skal imidlertid legges til at teksten er skrevet mtp støpeskjøter.

Det er naturlig å tro at de ikke er dimensjonert for å motstå de ytre trykk som benyttes under kontaktinjeksjon av tetningsplugger ved høytrykkskraftverk. Erfaringene gjort på Nye Bjølvo viste i alle fall dette. En slik innlekkasje kan gi store problemer med å etablere gode barrierer og god tetteinjeksjon. Ved overgang til mange slanger risikerer en å ikke få ettertrykket de enkelte slangene. Slangen vil da kunne tettes, og resultatet kan være at et parti av den aktuelle grenseflaten ikke blir kontaktinjisert.

Utfordringene ved kontaktinjeksjonen har vært todelt. I tillegg til overgang mellom slanger, erfarte en altså at injeksjonsmasse trengte inn i hullene for kontrollboring gjennom trykkrøret. Som nevnt innledningsvis var det nødvendig at hullene var boret på forhånd. Disse hullene var beskyttet med teip på utsiden av røret for å hindre at sement fra utstøpning skulle trenge inn. Dette viste seg naturlig nok ikke å holde mot injeksjonstrykket som ble benyttet.

Problemet kan kanskje løses ved at det lages en plugg med en tetning i enden som kan hindre masse med injeksjonstrykk i å trenge seg forbi. Alternativt kan en sveise fast en tynn plate på rørets ytterside over hullene. Denne tynne platen må det da bores gjennom ved etablering av kontrollhullene.

5 KONKLUSJON

I en diskusjon om riktig injeksjon vil det alltid være et spørsmål om stoppkriterium. Ved injeksjon av epoxy eller polyurethan gjennom slanger der massen trenger inn i andre slanger eller gir utgang i berg eller betong blir dette spesielt vanskelig. I tetningspropper skal en oppnå et bestemt trykk, betinget av de trykk proppene står imot, for å kunne minimalisere lekkasjer. Samtidig er det viktig å ikke ødelegge kretser ved overganger til slager en ikke rekker å ettertrykke. Dette vil gjøre seg gjeldende helt fra en begynner med å etablere barrierer.

En injeksjonsprosess går vel sjelden helt etter planen. Injeksjon av tetningspropper er så visst intet unntak. Det er derfor et suksess-kriterium at involverte parter har evne til å improvisere og vilje til å samarbeide om alternative løsninger.

Ved Nye Bjølvo har et meget godt samarbeid mellom entreprenør, byggherre og konsulenter medført en smidig gjennomføring uten unødvendig tap av tid til tross for utfordringene. Ved

vannfyllingens avslutning 08.10.03 var vannlekkasjene ved proppen anslagsvis 10 l/min, noe vi anser som svært bra umiddelbart etter førstegangs oppfylling. I tunnelsystemet og kraftstasjonen for øvrig var det bare observert marginale endringer av fuktige partier og drypp.

Vi ser likevel at det kan være rom for diskusjon om oppgjør når ikke alt går etter planen. Frem til i dag har det vært vanlig at injeksjon er oppgjort kun etter medgått mengder. Det er imidlertid tendenser i bransjen til at kontrakter også inneholder oppgjørsregler for medgått tid i denne sammenhengen. Ut fra erfaringene fra Nye Bjølvo kan vi slutte oss til at dette bør være utviklingen i tiden fremover.

6 REFERANSER

Dahlø, Tore S., Bergh-Christensen, J, og Broch, E.1992: Hydropower '92, Balkema, Rotterdam, s. 61-68

Nomeland, T. 2002: NIF kursdager NTNU, Trondheim: Injeksjon av tunneler og bergrom

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

NUMERISK MODELLERING – BORTKASTET TID OG PENGER?

Numerical modelling - waste of time and money?

Dr.ing. Therese Scheldt, SINTEF Petroleumsforskning AS

SAMMENDRAG

Numerisk modellering innenfor bergmekanikken har en stadig økende popularitet. Nye program er kontinuerlig under utvikling, og modelleringsprosessen har blitt en naturlig del av planleggingsfasen for mange fjellhaller og tunneler, så vel som for gruve- og petroleumsindustrien. I hovedsak skiller vi mellom kontinuerlig modellering og diskontinuerlig modellering. Førstnevnte betrakter bergmassen som et kontinuerlig medium og bare et begrenset antall sprekker introduseres i modellen. Diskontinuerlig modellering derimot, beskriver bergmassen som en ansamling blokker med gjensidig påvirkning, for eksempel kan blokkene gli, roteres og separeres i forhold til hverandre. Når en skal benytte kontinuerlig modellering fremfor diskontinuerlig modellering og omvendt, er et viktig spørsmål som har blitt diskutert i lang tid. Og hva med resultatene fra de ulike modellene - kan de benyttes for å bestemme endelig design for et spesifikt problem, eller kan vi si at numerisk modellering rett og slett er bortkastet tid og penger?

SUMMARY

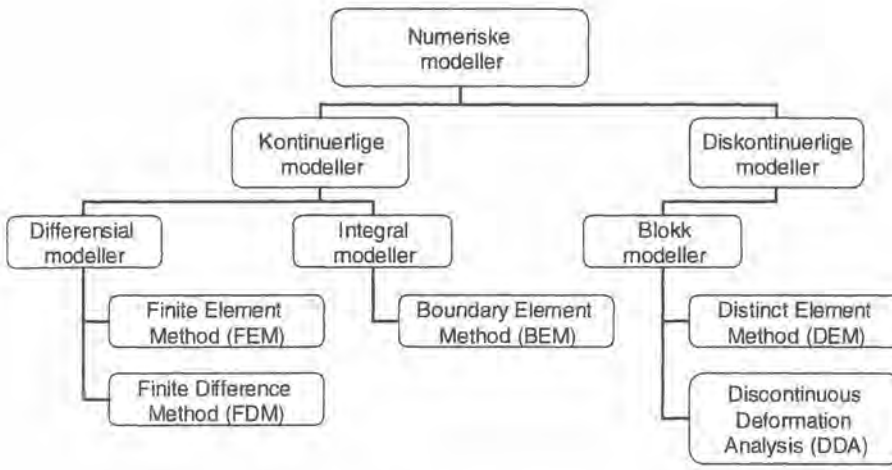
Computational rock mechanics becomes more and more popular. New programs are constantly under development, and the modelling process has become a natural part of the planning process for many caverns and tunnels, as well as for the mining and petroleum industry. There are two main categories of numerical methods in rock mechanics: Continuous modelling, where the rock mass is treated as a continuous medium and only a limited number of discontinuities may be introduced, and discontinuous modelling, where the rock mass is modeled as a system of individual blocks interacting along their boundaries. When to use continuous modelling in preference to discontinuous modelling and vice versa, is an important question that has been discussed for a long time. And what about the results from the different models – can they be used in order to decide the final design of a specific project, or can we simply say that numerical modelling is waste of time and money?

1. INNLEDNING

Numerisk modellering blir stadig oftere benyttet som beslutningsgrunnlag og dokumentasjon i forbindelse med prosjekteringsarbeid og stabilitetsvurdering av tunneler, fjellhaller, gruverom og fjellskråninger. Innenfor petroleumsindustrien benyttes numerisk modellering til bl.a. å vurdere borehullstabilitet, frakturering og sandproduksjon. I hovedsak skiller vi mellom kontinuerlig og diskontinuerlig modellering, og når vi skal bruke kontinuerlig modellering fremfor diskontinuerlig modellering og omvendt, kan i enkelte tilfeller være et dilemma. I slike situasjoner vil informasjon fra feltmålinger, hensikten med modelleringen, samt prosjektets økonomi være avgjørende.

2. NUMERISKE MODELLER BENYTTET INNEFOR BERGMEKANIKKEN

Som nevnt innledningsvis skiller vi mellom kontinuerlig og diskontinuerlig modellering. I kontinuerlige modeller beskrives berget som en ekvivalent bergmasse, og effekten av diskontinuiteter inkluderes uten at de defineres spesielt. Diskontinuerlig modeller derimot, betrakter bergmassen som en "koplet" modell - en for intakt berg og en for diskontinuitetene. Bevegelser beskrives her ved hjelp av deformasjonsmekanismer for glidning langs sprekkeplan, separasjon og rotasjon. Figur 1 viser en oversikt over ulike numeriske modeller som benyttes innenfor bergmekanikken.



Figur 1 Oversikt over numeriske modeller som benyttes innenfor bergmekanikken

Kontinuerlige modeller omfatter såkalte differensial- og integralmodeller. I differensialmodellene deles hele bergmassen opp i et endelig antall elementer (diskretiseres), som er knyttet til hverandre med noder. I integralmodellene derimot, er det bare randsonene mot bergrom, overflate og eventuelle sprekker i berget som diskretiseres. Elementene kan ha ulik form, og det totale antallet elementer og noder i en modell vil være avhengig av ønsket nøyaktighet på resultatene. Spenninger beregnes i ett eller flere punkt innenfor hvert element, mens forskyvninger registreres i nodene.

I diskontinuerlige modeller er utfordringen å gjenskape en modell av den oppsprukne bergmassen slik den opptrer i naturen. Denne type modeller krever derfor god kjennskap til lokalisering og orientering av sprekkesystemene, i tillegg til en karakterisering av de ulike sprekkeplanene.

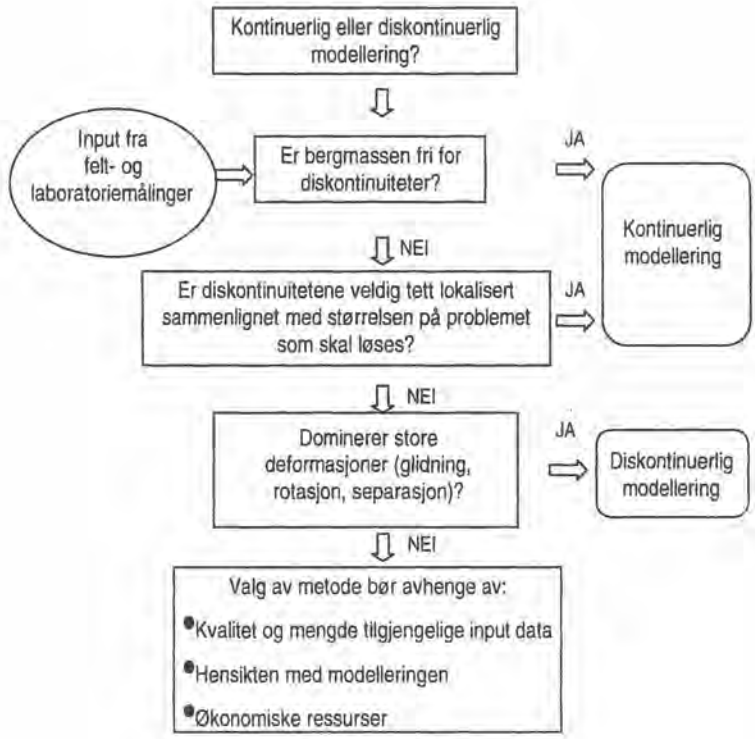
3. INPUT DATA

Kontinuerlig og diskontinuerlig modellering krever forskjellige input data. Kritisk input for kontinuerlig modellering er styrke og deformasjons parametere til bergmassen, og hvilke styrkeparametrene som er nødvendig vil være avhengig av hvilket bruddkriterium som er valgt. For eksempel krever Mohr-Coulomb informasjon om friksjonvinkel og kohesjonsstyrke (ϕ og c), mens Hoek-Brown krever informasjon om trykkstyrken til intakt berg (σ_{ci}), samt konstantene Hoek-Brown konstantene m_b og s. ϕ og c kan bestemmes ved hjelp av triaksialtester i laboratoriet eller ved direkte skjærtesting. σ_{ci} bestemmes også i laboratoriet, mens Hoek-Brown konstantene estimeres ved hjelp av GSI (Geological Strength Index), alternativt gjennom andre bergmasse klassifikasjonssystemer som Q og RMR. Siden testene i laboratoriet utføres på små prøvestykker er det viktig at det taes hensyn til skala effekter og prøvenes representativitet i forhold til de faktiske forhold i felten.

Essensiell input for diskontinuerlig modellering er sprekkemønstre og styrkeparametere til sprekkene. På grunn av begrenset adkomst i felten kan det være svært vanskelig, eller rettere sagt umulig å få kartlagt alle sprekkene som opptrer i naturen. For å unngå menneskelig subjektivitet anbefales såkalt "scanline/area" kartlegging evt. semi-automatisk kartlegging.

Størrelsen på in-situ spenninger, spesielt horisontal spenningene, er viktig input i både kontinuerlig og diskontinuerlig modellering.

Kvaliteten på og mengden av tilgjengelige input data bør sammen med modelleringens hensikt og prosjektets økonomiske ressurser, være avgjørende for valg av modell i tilfeller hvor denne avgjørelsen kan være vanskelig. Figur 2 viser et flytdiagram for utvelgelsesprosessen, og det er verdt å merke seg at dilemmaet rundt valg av modell er knyttet til problemene som ligger mellom ytterpunktene i figuren.



Figur 2 Retningslinjer for valg av numerisk modell

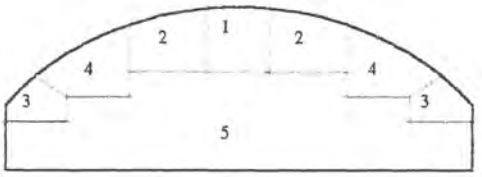
4. KONTINUERLIG VERSUS DISKONTINUERLIG MODELLERING

For å belyse problemstillingen kontinuerlig versus diskontinuerlig modellering er en rekke analyser av Gjøvik Olympiske Fjellhall gjennomført. Programmene Phase[2] og DDA (Discontinuous Deformation Analysis) er benyttet som representative verktøy for henholdsvis kontinuerlig og diskontinuerlig modellering. Årsaken til at nettopp Gjøvik Olympiske Fjellhall ble benyttet som "case", er den store mengden av input data, tilgjengelig fra omfattende spennings- og deformasjonsmålinger foretatt under og etter bygging, samt grundige forundersøkelser.

Gjøvik Olympiske Fjellhall er sannsynligvis velkjent for de aller fleste, men kort oppsummert er de tekniske og geologiske dataene som følger: spennvidde 62 m, lengde 91 m og høyde 25 m.

Overdekningen varierer fra 25 til 50 m og fjellhallen ligger i prekambrisk gneis. Utsprengingen av hallen ble foretatt i 5 trinn slik som vist i figur 3. Bare hovedtrekk fra analysene er presentert her. For mer detaljert informasjon omkring resultatene vises det til [1].

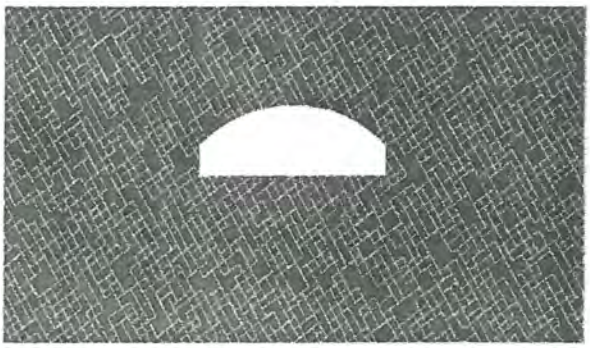




Figur 3 Gjøvik Olympiske Fjellhall 1) Byggeprosessen og 2) De ulike trinn i utsprengningen

Den kontinuerlige modellen ble kjørt med ulike bruddkriterier, varierende spenninger og deformasjonsparametere. Mohr-Coloumb og Hoek-Brown analysene viste ulik trend i resultatene når forholdet mellom horisontal- og vertikalspenningen ble endret, og dette understreker viktigheten av å velge riktig bruddkriterium for et spesifikt problem.

Med utgangspunkt i sprekkedata fra den ingeniørgeologiske kartleggingen ble forskjellige diskontinuerlige modeller etablert. Figur 4 viser en av modellene som ble benyttet.



Figur 4 Sprekkemodell av Gjøvik Olympiske Fjellhall

Den største utfordringen for diskontinuerlig modellering er åpenbart knyttet til etableringen av sprekkemodeller basert på registrerte feltdata. En rekke program har såkalte pre-prosessorer som genererer sprekkesystemer basert på input som bl.a. antall sprekkesett, orientering av disse, gjennomsnittlig sprekkeavstand, kontinuerlige eller diskontinuerlige sprekker. Erfaring viser imidlertid at disse veldig ofte gir et forenklet bilde av virkeligheten, og når en i utgangspunktet ikke har fått kartlagt alle sprekker som kan ha innflytelse på resultatet på grunn av begrenset adkomst, sier det seg selv at det vil være stor usikkerhet knyttet til sprekkemodellen. Et annet viktig moment er hvor den planlagte tunnelen/bergrommet skal plasseres i forhold til det valgte sprekkesystemet. Ved å flytte for eksempel tunnelen et par meter, enten til venstre, høyre, opp eller ned, risikerer en å oppnå en helt annen situasjon med tanke på antall fjellblokker i tunnelhengen og dermed et helt annet resultat.

Både de kontinuerlige og diskontinuerlige modellene som ble benyttet viste brukbare resultater i forhold til virkeligheten. Størst usikkerhet er imidlertid knyttet til den diskontinuerlige modelleringen på grunn av vanskeligheter med å etablere en realistisk modell av den oppsprukne bergmassen. Et annet punkt i disfavør for diskontinuerlig modellering er tidsforbruket.

Størrelsen på in-situ spenningene, spesielt σ_h, kan ha betydelig påvirkning på den generelle stabiliteten, uavhengig av modellvalg.

5. PRAKTISKE RETNINGSLINJER FOR NUMERISK MODELLERING

Praktiske retningslinjer for modelleringsprosessen kan oppsummeres i følgende punkt:

Definisjon av problemet, valg av type numerisk modell og bestemmelse av nødvendig input data

Prosessen for valg av type numerisk modell er vist i figur 2. I tilfeller hvor diskontinuitetene er tilfeldig orientert, dvs. ingen dominerende sprekkesett, anbefales kontinuerlig modellering. Diskontinuerlig modellering vil i slike situasjoner føre til stor usikkerhet i forbindelse med både kartleggingsprosessen i felt, implementeringen av de målte dataene i en numerisk modell, samt lokaliseringen av det planlagte anlegget i forhold til valgt sprekkesystem. Hvis vi derimot har et sprekkesystem som lett lar seg kartlegge, eller om hensikten med modelleringen er å predikere potensielt utfall av blokker, lokal stabilitet eller vannstrøm langs sprekker anbefales diskontinuerlig modellering.

Det er verdt å merke seg at de tilfellene som er vanskeligst å kartlegge, svært ofte faller sammen med de tilfellene hvor modellene mest tydelig demonstrerer sine svakheter.

Nødvendige input data for kontinuerlig og diskontinuerlig modellering er beskrevet i avsnitt 3.

Pre-prosessering

Hovedhensikten med pre-prosesseringen er å etablere en troverdig numerisk modell av bergmassen, som er klar for selve beregningen. I tilegg til parameterne beskrevet i avsnitt 3, må følgende defineres: Grensebetingelser, lokalisering av problemet i forhold til terrenget, antall tids-steg (kun for diskontinuerlig modellering), type og antall element (kun for kontinuerlig modellering), evt. sikring og trinnvis utsprenging.

Modell verifikasjon og kalibrering

Numerisk modellering bør benyttes i kombinasjon med felt observasjoner, in-situ og/eller laboratoriemålinger og erfaring. Preliminære analyser og parameter studier er absolutt nødvendige steg før etablering av en kalibrert modell som kan benyttes til endelige beregninger. En god regel er å oppdatere den numeriske modellen når ny informasjon, for eksempel kvalitet på bergmassen, utsprengingsprosedyre etc. foreligger.

Beregning

Selve bergningsprosessen er automatisk. Beregningsproblemer kan imidlertid oppstå på grunn av feil i programmet eller hos brukeren. Eksempel på brukerfeil kan være valg av unøyaktige eller feil input data.

Post-prosessering

Datamengden fra en numerisk beregning er vanligvis ganske stor. For å hjelpe brukeren til å sortere ut de dataene som er spesielt interessante, for eksempel spenningsfordelingen i området, benyttes en såkalt post-prosessor.

Vurdering av analyseresultater og rapportering

Usikkerhetselementer vil alltid være knyttet til numerisk modellering, så en kritisk evaluering av resultatene er absolutt nødvendig. Aller helst bør dette skje i sammenheng med feltobservasjoner, felt- og laboratoriemålinger og erfaring. Kvaliteten på resultatene vil aldri bli bedre enn kvaliteten på input dataene i modellen.

En endelig rapport bør presentere analyseresultatene på en oversiktlig måte, og det bør klart gå frem hva slags input data som er benyttet. Eventuelle problemer knyttet til ulike deler av modelleringsprosessen bør komme klart frem, da de kan ha innvirkning på resultatet.

6. KONKLUSJON

Numerisk modellering er verken å regne som bortkastet tid eller penger forutsatt at det brukes på en fornuftig måte. Kritisk evaluering av alle resultater er strengt nødvendig. På grunn av usikkerheten knyttet til bestemmelsen av de ulike input dataene, bør resultatene betraktes som verdifull tilleggsinformasjon til observasjoner i felt, in-situ målinger og erfaring, enn et eksakt svar på et spesifikt problem. Det er fremdeles et langt stykke igjen før numerisk modellering, og da særlig diskontinuerlig modellering, kan karakteriseres som et troverdig design verktøy.

7. REFERANSER

Scheldt, T. [2002]: Comparison of Continuous and Discontinuous Modelling for Computational Rock Mechanics. Doktor ingeniøravhandling 2002:149, Geologi og bergteknikk, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

HVORFOR LABORATORIEFORSØK SYSTEMATISK UNDERVURDERER BERGARTSSTYRKE

Why laboratory measurements systematically underestimate compressive rock strength

Dr. ing. Helge Ruistuen, PTI Scandpower
Dr. ing. Erling Fjær, SINTEF Petroleumsforskning

SAMMENDRAG

Ved fastlegging av bergartsstyrke i laboratorium blir målinger nesten utelukkende utført under betingelser hvor to av hovedspenningene er like store ($\sigma 2 = \sigma 3$). Av alle mulige kombinasjoner av hovedspenninger er dette et symmetrisk spesialtilfelle som ikke kan forventes å påtreffes oftere *in situ,* eller i forbindelse med konstruksjon av fjellanlegg, enn andre spenningssituasjoner. Tilgjengelig laboratoriedata fra tester som er utført ved virkelig triaksielle betingelser ($\sigma 3 < \sigma 2 < \sigma 1$) har vist at størrelsen på $\sigma 2$ innvirker på styrke, uten at det så langt foreligger noen fullstendig forklaring på dette. For å undersøke denne effekten nærmere ble en mikromekanisk modell benyttet til å simulere brudd-dannelse under ulike triaksielle betingelser. Denne modellen predikerer at styrke øker med økende konstant forhold mellom $\sigma 2$ og $\sigma 1$, inntil forholdet når ca. 0,5. Videre økning medfører at trenden reverseres og styrken ved $\sigma 2 = \sigma 1$ sammenfaller med den som blir funnet ved $\sigma 2 = \sigma 3$. Disse resultatene indikerer at influensen av $\sigma 2$ er knyttet til spenningssymmetri, og ikke bare til størrelsen på denne. Observasjonen kan forklares ut i fra bergarters heterogene natur som medfører at samme prøve, uavhengig av anisotropi, vil vise varierende styrke avhengig av prøvens orientering relativt til pålastningsretning. Dersom $\sigma 2 = \sigma 3$ eller $\sigma 2 = \sigma 1$ finnes mange potensielle bruddplan så snart kriteriet for brudd er oppfylt, og brudd vil dannes i det planet hvor bruddveksten møter minst motstand. Dersom $\sigma 2$ er større enn $\sigma 3$ og samtidig mindre enn $\sigma 1$ vil det kun være to plan som initsielt oppfyller kriteriet for brudd. Om man tar heterogenitet i betraktning, vil man forvente å registrere en høyere styrke under slike betingelser. En ny brudddmodell er utviklet hvor effekten av heterogenitet er bakt inn gjennom en statistisk tilnærming. Denne modellen viser god overenstemmelse både med resultatene fra den mikromekaniske modellen og tilgjengelige laboratoriedata.

SUMMARY

Standard laboratory methods for direct determination of compressive rock strength are limited to conditions at which two stress components are of equal magnitudes, i.e. $\sigma 2 = \sigma 3$. Of all possible combinations of principal stress magnitudes, this is a special symmetric case, not more likely to be encountered *in situ,* or induced by excavations, than any other combination of principal stresses. Available laboratory results that

addresses other general triaxial stress have revealed that σ2 has an impact on rock strength, although the exact nature of this effects has remained unresolved for decades. In order to study the effect more closely, a numerical model simulating a granular material has been used to simulate laboratory experiments under true triaxial stress states. The model predicts strength to increase with increasing constants ratios of σ2/σ1 until the ratio reaches about 0.5. At this point, the trend was found to reverse, indicating that the impact of σ2 is not only related to stress level but also stress symmetry. This phenomenon is explained on the basis of the heterogeneous nature of rocks. As a result of heterogeneity, rock samples show a variable probability for failure for various orientations of the sample relative to the orientation of the stresses. If σ2 = σ3 or σ2 = σ1 there are many equivalent orientations of the macroscopic failure plane once the failure criterion is fulfilled, and the failure plane will take the orientation for which the rock fails most easily. If σ2 is truly intermediate, only two potential failure planes initially fulfill the failure criterion. It follows that the expected strength is higher under such conditions. A new failure model has been developed which incorporates rock heterogeneity in a statistical manner. This model shows good agreement with both the grain pack model and available laboratory data.

INNLEDNING

Den mest vanlige måten å måle bergartsstyrke på er å plassere sylindriske kjerner i en testcelle hvor den aksielle belastningen økes inntil maksimalt lastopptak er registrert. Forsøk kan utføres med eller uten omslutningstrykk, og bruddforløp vil variere avhengig av egenskaper ved bergarten og graden av omslutningstrykk. Normalt påføres aksiell belastning ved hjelp av et stempel, mens omslutningstrykk (σ2 og σ3) påføres hydraulisk ved å trykksette et kammer som omslutter kjernen. Dermed blir også σ2 og σ3 like store.

Hvorfor kan et slikt oppsett gi et feilaktig bilde av bergartsstyrke? Den kanskje mest opplagte kilden til ikke-representative måleresulater er knyttet til skalaforskjeller. Forsøk utført på ulik skala viser at styrke reduseres ved å øke bergvolumet involvert i målingen. Dette fortsetter inntil volumet er tilstrekkelig stort til å være representativt for bergmassen. Men spørsmålet her er hvilken mekanisme som trekker i motsatt retning, og dermed medfører at styrke undervurderes?

Det er viktig i størst mulig grad å forsøke å gjenskape *in situ* betingelser ved design av laboratorieforsøk. Dette gjelder også påtrykte spenninger. Den spenningssymmetrien man benytter ved laboratorietesting ($\sigma_2 = \sigma_3$) vil i de fleste tilfeller være ekstrem i forhold til en praktisk problemstilling. Normal vil σ2 ligge et sted mellom σ3 og σ1, hvor det faktisk viser seg at forventet styrke er høyere enn ved vanlige laboratoriebetingelser. Dette fenomenet kan forklares på bakgrunn av bergarters heterogene natur på kornskala, og vil bli uttrykt kvantitativt ved hjelp av en statistisk bruddmodell.

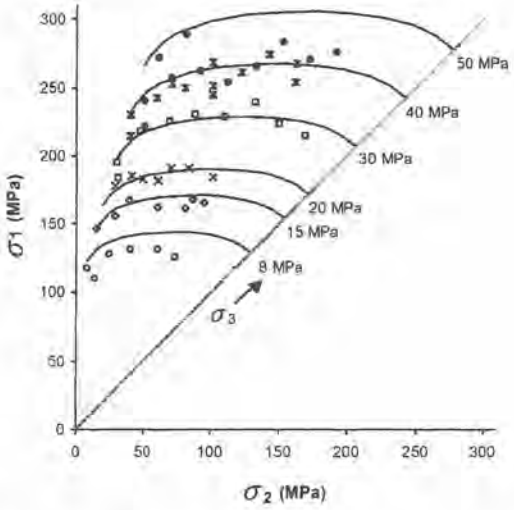
At størrelsen på σ2 faktisk har en effekt på bergartssyrke ble først påvist gjennom virkelige triaksielle laboratorieforsøk for over 20 år siden. Resultatene ga imidlertid ikke grunnlag for å forklare mekanismen. Vanlige bruddkriterier er delvis basert på matematisk egnethet i større grad enn fysisk forståelse. I arbeidet som blir presentert

her var det simulering av laboratorietester ved hjelp av en tre-dimensjonal kornmodell som bidro til forståelse av sammenhengen mellom σ2 og styrke, og som dermed ga grunnlaget for utvikling av en ny konseptuell styrkemodell for bergarter.

STYRKETESTING

Grunnleggene i forståelsen av brudd-dannelse i bergarter er at skjærbrudd oppstår når skjærspenningen på et plan når et visst nivå. Ettersom høyeste skjærspenning er bestemt av størrelsen på minste og største hovedspenning, kommer ikke σ2 i betraktning.

Helt siden slutten av 60-tallet har det vært utført styrketester ved $\sigma 1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (f.eks. *Handin et al., 1967, Hojem og Cook, 1968, Mogi, 1971, Takahashi og og Koide, 1989, Chang og Haimson, 2000, Haimson and Chang, 2000*). Selv om kvaliteten på målingene gradvis har økt, og det på et tidlig tidspunkt ble observert at σ_2 hadde en effekt på styrke, har bakgrunnen for effekten forblitt uklar. En medvirkende årsak er sannsynligvis at tilgjengelige måledata i liten utstrekning dekker intervallet hvor σ_2 nærmer seg σ_1. Dermed har det mest fremtredene trekket ved resultatene vært en økning i styrke med økende σ2, noe som naturlig peker i retning av en sammenheng mellom styrke og midlere spenningsnivå. Figur 1 viser sammenhengen mellom σ2 og styrke for en serie av tester utført ved konstant σ3 (*Takahashi og og Koide, 1989*). For de testseriene som er utført med de høyeste verdiene av σ2 relativt til σ1, ser vi at styrken viser en avtagende tendens i det høyeste intervallet for σ2.



Figur 1. Bruddstyrke av Shirahama sandstein (Takahashi og Koide, 1989) plottet som funksjon av σ2. De heltrukne linjene viser styrke predikert med den statistisk bruddmodellen. (Fjær og Ruistuen, 2002).

Mohr-Coulomb kriteriet sier at brudd oppstår så snart skjærspenningen (τ) på et vilkårlig plan overstiger en grense gitt av parametrene kohesjon, S_0, friksjons-koeffisient, μ og normalspenning, σ:

$$|\tau| = S_0 + \mu\sigma \qquad (1)$$

Dersom man erstatter spenningskomponentene med hovedspenninger, kan kriteriet uttrykkes ved:

$$\sigma_1 = C_0 + \sigma_3 \tan^2(\beta), \text{ hvor } 4\beta=\pi+2\arctan(\mu) \text{ og } C_0=2S_0\tan(\beta) \qquad (2)$$

Til tross for at eksperimentelle resultater viser at størrelsen på $\sigma 2$ innvirker på styrke, inngår denne spenningskomponenten ikke i Mohr-Coulomb kriteriet. Andre kriterier, slik som f.eks. Drucker-Prager tar hensyn til størrelsen på $\sigma 2$, men spennings-komponenten inngår kun som et resultat av valget av en hensiktsmessig geometri i spenningsrommet, og ikke som et resultat av en fysisk forståelse av effekten $\sigma 2$ har på styrke. (Se f.eks. *Fjær et. al., 1992* eller *Fjær og Ruistuen, 2002* for en gjennomgang av andre bruddkriterier hvor $\sigma 2$ inngår).

I det etterfølgende skal vi se på resultater fra simulering av virkelige triaksielle tester utført med en tre-dimensjonal kornmodell. En egenskap ved denne modellen er at brudd oppstår når skjærspenningen på et kontaktplan mellom to sammenlimte korn overstiger en grense gitt av kohesjon og normalspenning, akkurat som beskrevet over for Mohr-Coulomb kriteriet. Modellen består av nesten 10.000 potenselle bruddplan fordelt i rommet, og som alle følger et Mohr-Coulomb-lignende bruddkriterium.

MIKROMEKANISK MODELLERING AV TRIAKS-TESTER ($\sigma 1>\sigma 1>\sigma 3$)

Mikromekaniske modeller er godt egnet for å simulere laboratoritester. Praktiske problemer knyttet til f.eks. komplekse randbetingelser og repeterbarhet eliminieres, og gjentatte "destruktive" forsøk kan utføres på prøver med nøyaktig lik oppbygging.

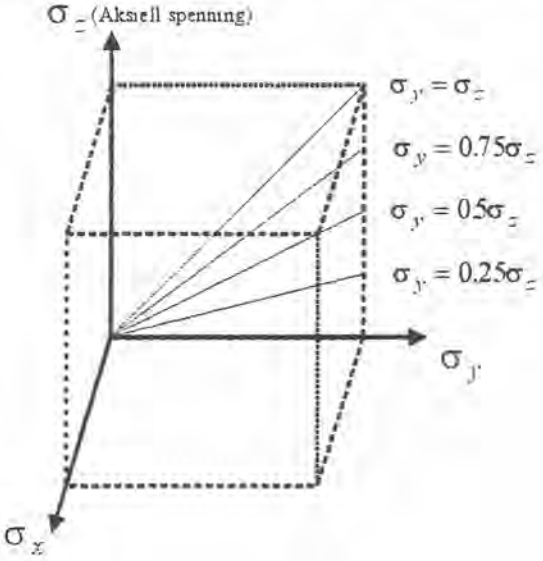
Modellen som er benyttet (GeoParticle code) (*Ruistuen, 1997)* antar sfæriske korn, og gjenskaper i utgangspunktet best egenskapene til en sementert sandstein oppbygd av moden, velgradert sand. Korn plasseres vilkårlig innenfor et definert volum, og material-egenskaper defineres på kornskala. Dermed kommer heterogeniteten av granulære materialer til uttrykk i modellen, og styrkeegenskaper vil i noen grad variere selv om porøsitet og styrkeegenskaper er identiske. I slike modeller oppstår brudd som et resultat av at enkeltbindinger ryker og vokser sammen.

To ulike kontakttyper inngår i modellen:

(1) Sementerte kontakter: Styrke er definert ved en bi-lineær bruddmodell tilsvarende Mohr-Coulomb. Inngangsparametre inkluderer strekkstyrke, kohesjon og friksjonskoeffisient.

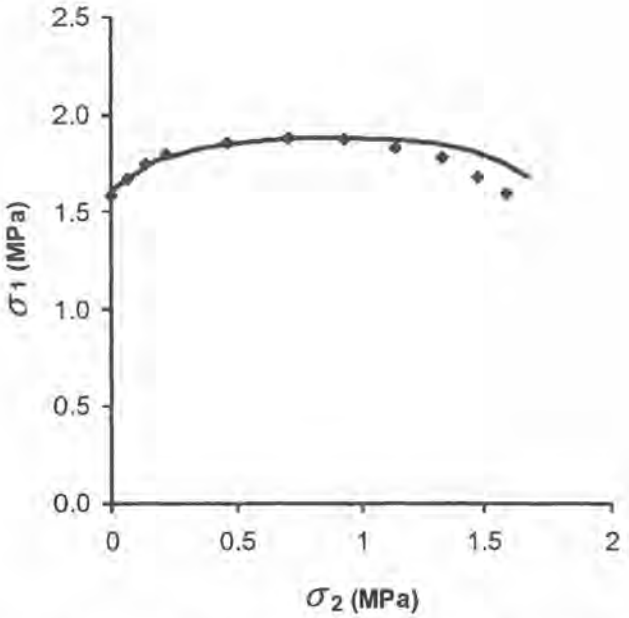
(2) Friksjonskontakter: Nabokorn vil skli relativt til hverandre dersom skjærkraften i kontakten overstiger en grense definert ved normalkraft og friksjonskoeffisient.

Effekten av σ2 ble studert ved å simulere en serie trykktester på en tre-dimensjonal prøve med rette sideflater. Denne består av 1350 korn, hvor hvert korn i gjennomsnitt er sementert sammen med 9,5 nabokorn. Last ble påført ved konstant rate i aksiell retning (z), mens laststyring ble benyttet i laterale retninger (Figur 2).



Figur 2. Illustrasjon av spennings-stier. I x-retning påføres ingen last, mens forholdet mellom spenning i y og z-retning holdes konstant.

Resultater fra simuleringer utført ved 11 ulike spenningsstier er vist i Figur 3. For den enaksielle testen er styrken bestemt til 1,59 MPa. Ved økende σ2 øker styrken med inntil 18% til maksimalt 1.86 MPa. Deretter begynner styrken gradvis å avta og når til slutt et nivå praktisk talt identisk med enaksiell styrke for σ2 = σ1. Akkurat som eksperimentelle resultater tilsier, predikerer modellen økt styrke for σ1>σ2>σ3 og at styrken er høyest i området σ2 = 0,5(σ1+σ3). Ingen av de simulerte testene resulterte i ett veldefinert bruddplan, men en subjektiv evaluering indikerer en sammenheng mellom styrke og graden av irregularitet i bruddutviklingen.



Figur 3. Oppsummering av resultater fra mikromekanisk modellering som viser σ1 plottet som funksjon av σ2 ved brudd. Den heltruke linja viser prediksjoner utført med den statistiske modellen *(Fjær og Ruistuen, 2002)*.

Simuleringsresultatene peker i retning av at effekten σ2 har på styrke er knyttet til spenningssymmetri, og ikke direkte til størrelsen på spenningskomponenten.

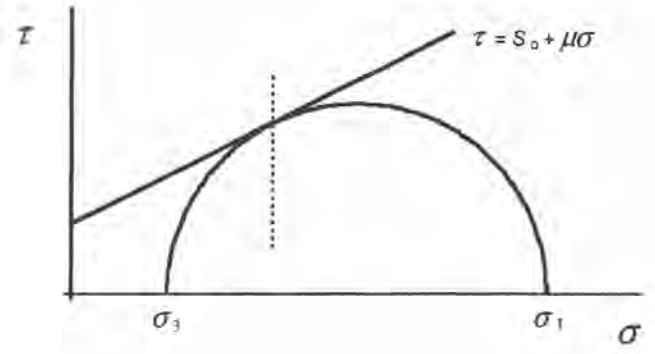
STATISTISK BRUDDMODELL

Laboratorietester, og spesielt de mikromekaniske simuleringene, indikerer at effekten av σ2 ikke er knyttet til spenningsnivå, men til hovedspenningens størrelse relativt til σ1 og σ3. Lavest styrke registreres der hvor det er høyest grad av spenningssymmetri, altså for σ2 = σ1 og σ2 = σ3. Høy grad av symmetri innebærer at det er mange potensielle bruddplan som alle er "likeverdige kandidater" utifra spenningstilstand. Hvilken orientering et bruddplan til slutt får vil være styrt av heterogeniteter.

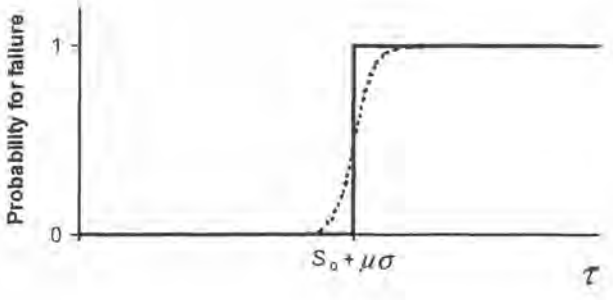
For en situasjon hvor σ2 ligger mellom σ1 og σ3 er situasjonen en annen. Her vil det kun være to plan som er "først ut" i henhold til konvensjonell tankegang. Det er lite sannsynlig at ett av disse planene sammenfaller med preferert retning utifra "heterogenitetsbildet". Derfor vil prøven framstå som sterkere enn den ville ha gjort i en symmetrisk spenningssituasjon.

Denne effekten kan beskrives kvantitativt ved å modifisere Mohr-Coulomb kriteriet. I henhold til Mohr-Coulomb endres sannsynligheten for brudd fra null til én i det øyeblikket spenningstilstanden tangerer omhyllingskurven definert ved $\tau = S_0 + \mu\sigma$. Dersom vi tar hensyn til at bergarter ikke er homogene vil resultatet være at maksimal skjærspenning vil variere med ulike orienteringer av påtrykt spenningsfelt. Dette er

styrkevariasjon relatert til heterogenitet (ikke anisotropi), og det er samme mekanisme som forårsaker at styrken til samme bergart varierer fra en prøve til en annen. Styrken til slike materialer kan bedre beskrives med en glatt sannsynlighetskurve som vist i Figur 4b. Her vil ikke nødvendigvis brudd oppstå i det øyeblikket omhyllingskurven krysses. Dette kan skje noe før eller noe etter, avhengig av forholdet mellom styrke og spenningsorientering, men sannsynligheten for brudd øker raskt når $\tau \approx S_0 + \mu\sigma$.

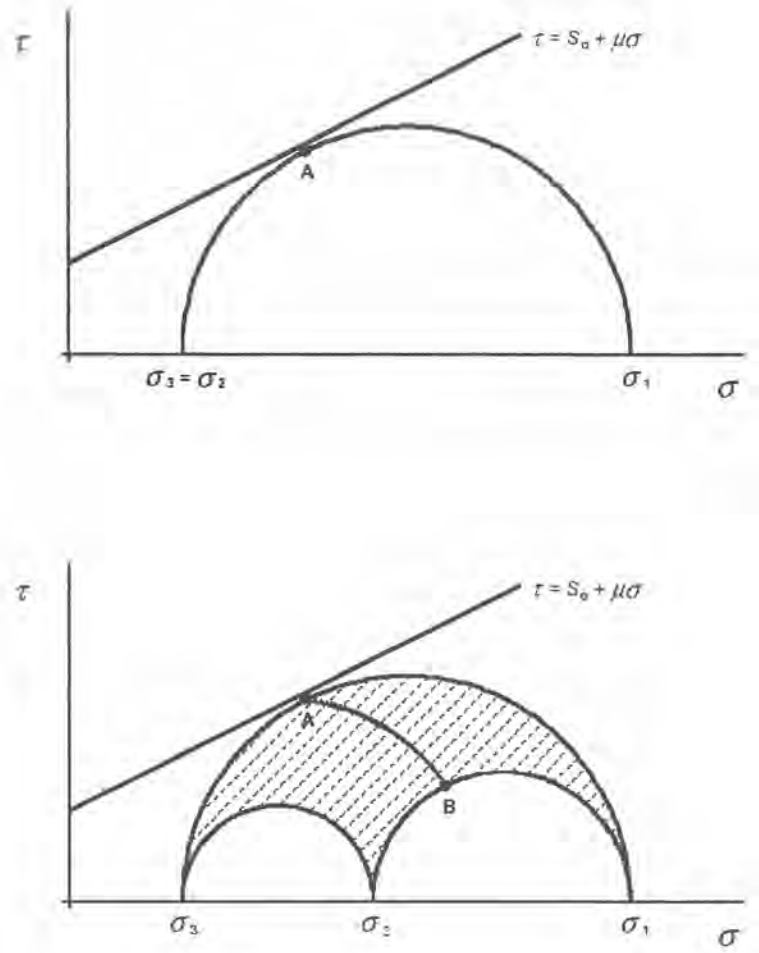


a)



b)

Figur 4. Øverst (a) vises Mohr-Coulomb kriteriet uttrykt ved τ som funksjon av σ. Under (b) vises sannsynligheten for brudd som funksjon av skjærspenning utifra klassisk tankegang (heltrukken linje) og for et glatt kriterium (stiplet linje). *Fjær og Ruistuen, 2002.*



Figur 5. Illustrasjon av τσ-kombinasjoner for mulige orienteringer av bruddplan. (a) σ2=σ3 og (b) σ2>σ3. *Fjær og Ruistuen, 200.*

Dette er en egenskap ved bergarter som medfører at σ2 innvirker på styrke. Så lenge σ2=σ3 befinner alle mulige kombinasjoner av τ og σ seg på halvsirkelen mellom σ1 og σ3, og Figur 5a viser at punktet A definerer det planet som ligger nærmest bruddlinjen. Alle plan med orientering

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\arctan(\mu)}{2} \qquad (3)$$

relativt til σ1 samsvarer med punkt A, og for et heterogent materiale vil brudd oppstå i det svakeste av disse planene. For situasjonen σ2>σ3 vil alle mulige bruddplan ligge

innefor det skraverte området i Figur 5b. Nå er antall potensielle bruddplan tilknyttet punkt A redusert til to, de resterende planene ligger fordelt langs linjen som forbinder punktene A og B. Dette innebærer at de fleste potensielle bruddplan med vinkel β relativt til σ1 har beveget seg vekk fra bruddlinjen. Utifra en klassisk Mohr-Coulomb betraktning har dette ingen innvirkning på styrke, men basert på en glatt sannsynlighetsfordeling vil situasjonen være en annen. Redusert sannsynlighet for brudd i enkeltplan vil medføre en reduksjon i den totale sannsynligheten for brudd.

I den statistiske bruddmodellen beregnes den totale sannsynligheten for brudd ved å kombinere bidragene fra alle mulige orienteringer. For alle romlige orienteringer gitt av θ og φ er normal og skjærspenning gitt ved

$$\sigma = \sigma_1 \cos^2\theta + \sigma_2 \sin^2\theta\cos^2\phi + \sigma_3 \sin^2\theta\sin^2\phi \tag{4}$$

$$\tau = \sqrt{\sigma_1^2 \cos^2\theta + \sigma_2^2 \sin^2\theta\cos^2\phi + \sigma_3^2 \sin^2\theta\sin^2\phi - \sigma^2} \tag{5}$$

Hvert plan har en sannsynlighet for brudd gitt ved $p_f(\theta, \phi)$ bestemt av normal og skjærspenning på det aktuelle planet, og vi antar en glatt fordeling fra sannsynlighet 0 til 1 ettersom τ overstiger $S_0 + \mu\sigma$. Uttrykket valg til å representere dette forløpet er

$$p_f(\theta,\phi) = \frac{\left(\dfrac{\tau}{S_0 + \mu\sigma}\right)^n}{1 + \left(\dfrac{\tau}{S_0 + \mu\sigma}\right)^n}, \tag{6}$$

hvor parameteren *n* bestemmer hvor brå overgangen fra situasjonen hvor brudd er usannsynlig til brudd er sannsynlig er. For $n \to \infty$ vil sannsynligheten for brudd være i overenstemmelse med Mohr-Coulomb kriteriet. Den stiplede linjen i Figur 4b illusterer uttrykket over for *n=30.*

Det er hensiktsmessig å diskretisere problemet ved å dele utfallsrommet (θ, φ) inn i et antall sektorer T med størrelse tilstrekkelig liten til at p_f er konstant innenfor hver sektor. Den totale sannsynligheten for brudd når spenningstilstanden når (σ1, σ2, σ3) er da gitt ved

$$P_{failure} = 1 - \prod_{all(\theta,\phi)} \left[1 - p_f(\theta,\phi)\right]^{\frac{N}{T}} \tag{7}$$

hvor N er er normaliseringsfaktor fastlagt numerisk til 5,0 ved å forutsette overenstemmelse med Mohr-Coulomb ved σ2=σ3 og $n \to \infty$.

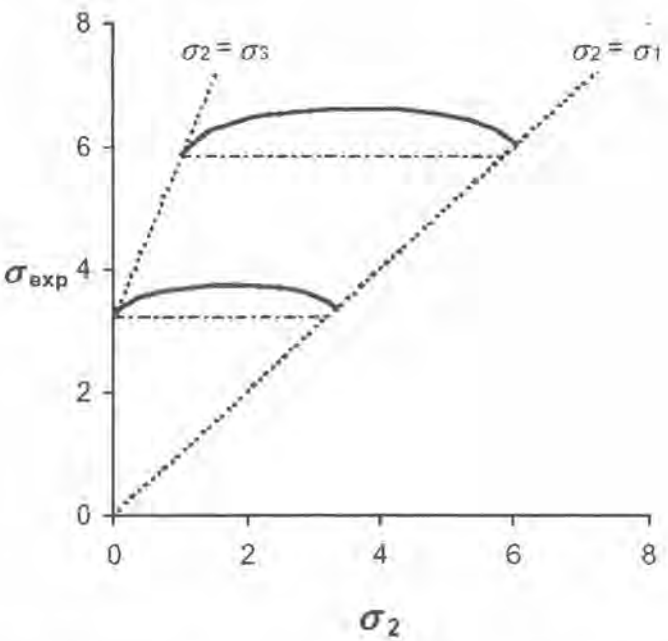
Dermed kan forventet styrke for materialet uttrykkes ved

$$\sigma_{exp} = \int \sigma_1 \left(\frac{\partial P_{brudd}}{\partial \sigma_1}\right) d\sigma_1 \tag{8}$$

Modellen kan brukes til å bestemme styrke for ulike spenningsgeometrier. Beregningsprosedyrene følger disse stegene:

1. Definer en spennings-sti.
2. Sett hovedspenningene i samsvar med startpunktet for valgt spennings-sti.
3. Velg en orientering (θ, ϕ) og beregn normal og skjærspenning som gitt av ligning 4 og 5.
4. Beregn sannsynligheten for brudd for denne orienteringen i henhold til 6.
5. Gjenta punktene 3 og 4 for alle orienteringer og beregn den totale sannsynligheten for at prøven har gått i brudd ut i fra ligning 7.
6. Gjenta punktene 3 til 5 i små steg langs valgt spennings-sti inntil $P_{brudd} \cong 1$.
7. Beregn til slutt forventet styrke av materialet ved å kombinere resultatene fra hvert steg langs spennings-stien i henhold til ligning 8.

Figur 6 viser sammenhengen mellom forventet styrke og $\sigma 2$ for n=30. Akkurat som kornmodellen predikerer, er styrken størst for $\sigma 2 \cong 0{,}5(\sigma 1+\sigma 3)$, lavest for $\sigma 2=\sigma 3$ og nesten like lav for $\sigma 2=\sigma 1$. Graden av påvirkning av $\sigma 2$ på styrke bestemmes kvantitativt av n.



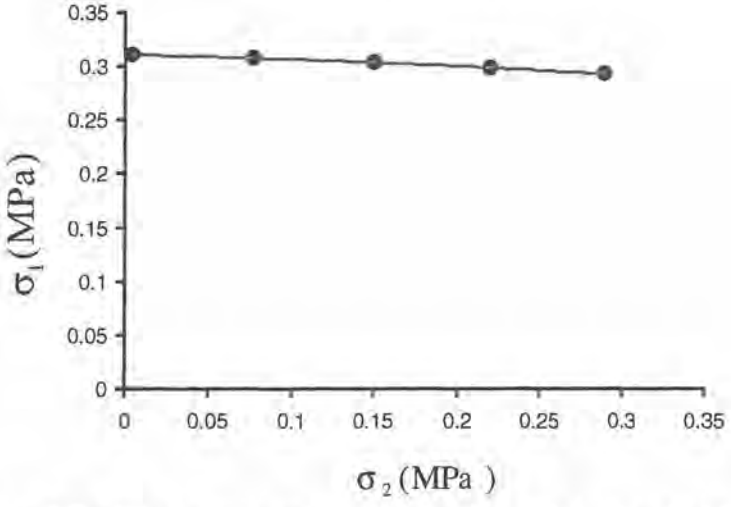
Figur 6. Forventet styrke som funksjon av $\sigma 2$ for to ulike verdier av $\sigma 3$. Beregningene er utført med den statistiske bruddmodellen for S_0=1 (enhet vilkårlig) μ=0.5 og n=30. Stiplede linjer viser prediksjoner med Mohr-Coulomb. ***Fjær og Ruistuen, 2002***

Når resultatene fra bruddmodellen sammenlignes med resultatene fra kornmodellen og de eksperimentelle resultatene fra *Takahashi og Koide, 1989*, viser begge deler god overenstemmelse. Avviket mellom den statistiske modellen og de eksperimentelle resultatene er hovedsaklig relatert til problemer som oppstår når det lineære Mohr-Coulomb kriteriet skal beskrive innvirkningen av σ3 over et relativt stort variasjonsområde.

MODELLERING AV STREKKTESTER UNDER VIRKELIG TRIAKSIELLE BETINGELSER

Hvordan vil størrelsen på σ2 påvirke strekkstyrken av heterogene materialer? Fleksibiliteten til å endre randbetingelser i kornmodellen ble utnyttet til også å simulere strekktester under triaksielle betingelser. Tilsvarende trykktestene ble en serie tester simulert hvor |σ3| ble holdt lik null, og |σ2| varierte tilsvarende 0, 25, 50, 75 og 100% av |σ1|.

Resultater fra de simulerte strekkforsøkene er oppsummert i Figur 7. Styrken ligger i området 0,3 MPa, ca. en faktor seks lavere enn trykkfastheten. I motsetning til trykktestene indikerer simuleringene kun en en minimal påvirkning av σ2. Tendensen er avtagende styrke etterhvert som |σ2| øker fra |σ3| (enaksiell test) mot |σ1|. Dette skyldes sannsynligvis økende grad av brudd-dannelse i kontakter orienter normalt prøvens akse. Disse kontaktene vil dermed ikke lenger bidra til å mobilisere strekkfasthet gjennom et skjær-bidrag fra kohesjon.



Figur 7. Resultater fra simulering av strekk-tester. Her er σ1 plottet som funksjon av σ2 ved høyeste påførte spenning.

DISKUSJON

Både kornmodellen og den statistiske modellen viser at bergartsstyrke påvirkes av $\sigma 2$ på en måte som viser kvalitativt god overenstemmelse med eksperimentelle resultater. I dette arbeidet har fokus vært på sammenhengen mellom spenningssymmetri og bergartsstyrke. Også andre forhold kan bidra til at styrke varierer som funksjon av $\sigma 2$. Som nevnt innledningsvis kan en slik faktor være kompaksjon som følge av økning i midlere spenningsnivå ved økende $\sigma 2$. Kompaksjon er gjerne forbundet med økt styrke som følge av økende antall kornkontakter. Resultatet ville altså være monotont økende styrke som funksjon av $\sigma 2$. Kompaksjon er imidlertid en mekanisme som er innebygget i kornmodellen, og ettersom denne praktisk talt ikke viser noen effekt av midlere spenningsnivå, er det grunn til å tro at kompaksjon er en underordnet faktor.

De simulerte strekkforsøkene viser ingen symmetrieffekt tilsvarende trykktestene. Dette er som forventet ettersom alle plan orientert normalt prøvens akse er potensielle bruddplan, uavhengig av størrelsen på $\sigma 2$.

KONKLUSJON

Resultater fra simulering av triaksielle styrkemålinger ved hjelp av en numerisk kornmodell gjenskaper hovedtrekkene ved tilsvarende laboratorieforsøk. Basert på simuleringer hvor $\sigma 3 = 0$, viste resultatene at styrken er tilnærmet lik enaksiell styrke ved $\sigma 2 = \sigma 1$, og at styrken er høyest i området $\sigma 2 \cong 0{,}5(\sigma 1 + \sigma 3)$. Selv om kornmodellen representere en sterk forenkling av virkeligheten, er det grunn til å anta at god kvantitativ overenstemmelse med laboratoriedata betyr at mekanismer innebygget i modellen gir grunnlag for å forklare effekten $\sigma 2$ har på bergartsstyrke. Ved numerisk simulering av strekkforsøk viste resultatene ingen sammenheng mellom spenningssymmetri og styrke, kun en liten monoton reduksjon av styrke med økende $|\sigma 2|$.

Det faktum at påvirkningen av $\sigma 2$ er sterkest når hovedspenningen er forskjellig fra de to andre hovedspenningene, hvorvidt den er høy eller lav synes å være av underordnet betydning, tyder på at påvirkningen av $\sigma 2$ er relatert til spenningssymmetri og ikke størrelse. Det faktum at bergarter er heterogene på kornskala medfører variasjon i forventet styrke avhengig av prøvens orientering. I motsetning til hva som er situasjonen ved vanlige laboratoriebetingelser ($\sigma 2 = \sigma 3$), hvor alle plan orientert med en bestemt vinkel i forhold til $\sigma 1$ utgjør et potensielt bruddplan, medfører redusert spenningssymmetri at det bare eksisterer to potensielle bruddplan i henhold til klassisk tankegang. Dette resulterer i en økning av forventet styrke. Dette er vist gjennom en statistisk bruddmodell som kvantitativt knytter heterogenitet sammen med effekten $\sigma 2$ har på styrke. Resultatene viser god overenstemmelse med tidligere publiserte eksperimentelle data.

Til tross for at økt forståelse av hvordan spenningssymmetri innvirker på styrke av heterogene materialer, er det ikke uten videre grunnlag for å ta dette "ekstrabidraget" til inntekt ved design av underjordsanlegg. For det første er variabilitet i styrke knyttet opp mot heterogenitet vanskelig å kvantifisere. Det vil alltid være fluktuasjoner og dermed også en viss sannsynlighet for at styrke målt ved $\sigma 2 \cong 0{,}5(\sigma 1 + \sigma 3)$ faktisk er

lavere enn den som måles ved $\sigma 2=\sigma 3$. Dessuten er det alltid en betydelig usikkerhet knyttet til de bergspenningsmålingene som danner grunnlaget for utførelsen av selve laboratoriemålingene, samt danner grunnlag for å bestemme styrkekrav gitt design av underjordsanlegget. Derfor vil vi nok også i fremtiden se at de fleste styrkemålinger vil bli utført ved $\sigma_2 = \sigma_3$. Ikke desto mindre er kunnskap om sammenhengen mellom spenningssymmetri og styrke viktig. Flere bruddkriterier hvor mellomste hovedpspenning inngår, overdriver innvirkningen av $\sigma 2$.

REFERANSER

Chang, C., and B. Haimson, True triaxial strength and deformability of the German Continental Deep Drilling Program (KTB) deep hole amphibolite, Journal of Geophysical Research, 105, pp. 18999-19013, 2000.

Fjær, E., R.M. Holt, P. Horsrud, A.M. Raaen, and R. Risnes, Petroleum Related Rock Mechanics, Elsevier, Amsterdam, 1992.

Fjær, E og Ruistuen, H, Impact of the intermediate principal stress on the strength of heterogeneous rock. Journal of Geophysical Research, Vol. 107, No. B2, 2002.

Haimson, B., and C. Chang, A new true triaxial cell for testing mechanical properties of rock and its use to determine rock strength and deformability of Westerly granite, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 37, pp. 285-296, 2000.

Handin, H., H. C. Heard, and J. N. Magouirk, Effects of the Intermediate Principal Stress on the Failure of Limestone, Dolomite, and Glass at Different Temperatures and Strain Rates, Journal of Geophysical Research, 72, pp. 611-640, 1967.

Hojem, J. P. M. and N. G. W. Cook, The design and construction of a triaxial and polyaxial cell for testing rock specimens, S. Afr. Mech. Eng., 18, pp. 57-61, 1968.

Kim, M. K., and P. V. Lade, Modelling Rock Strength in Three dimensions, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 21, No. 1, pp.21-33, 1984.

Mogi, K., Fracture and flow of rocks under high triaxial compression, J. Geophys. Res., 76, pp. 1255-1269, 1971.

Ruistuen, H., An experimental and numerical study of mechanical behaviour of weakly cemented sandstone through development of a micromechanical model, Dr. ing. Thesis, Norwegian University of Science and Technology, 1997.

Takahashi, M., and H. Koide, Effect of intermediate principal stress on strength and deformation behavior of sedimentary rocks at the depth shallower than 2000 m, in Procroceedings from Rock at Great Depth, edited by V. Maury et al., pp. 19- 26, Balkema, Rotterdam, 1989.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

STORE BERGROM OG STORE BERGSPENNINGSPROBLEMER VED RANA GRUBERS UNDERJORDSGRUVE.

Big rock excavations and big rock stress problems at Rana Gruber's underground mine

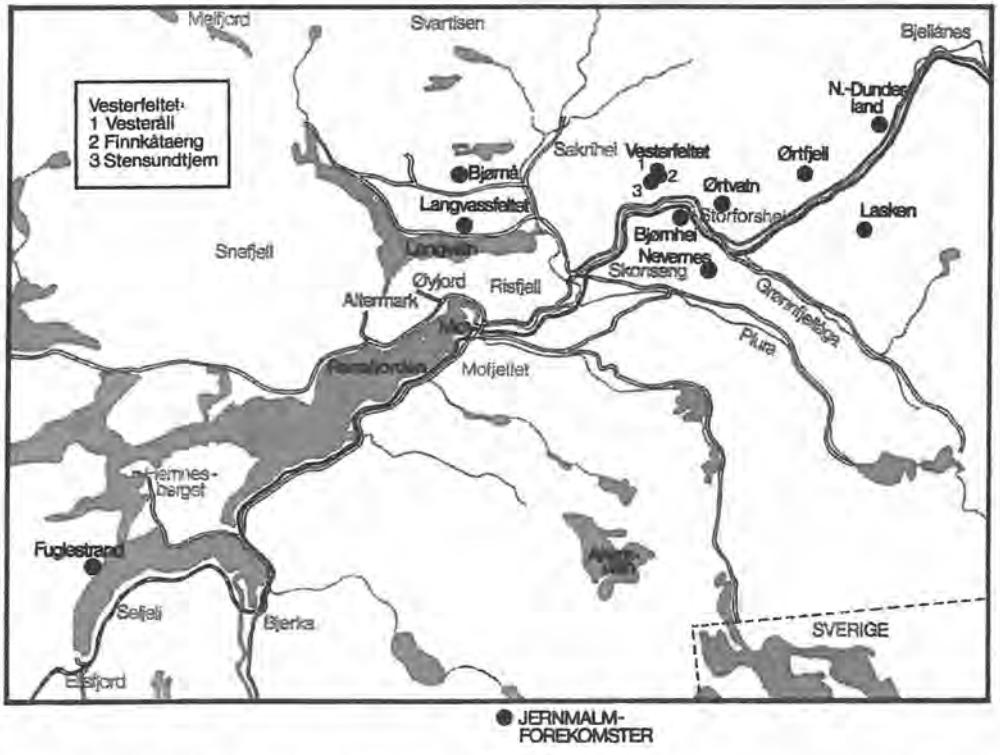
Professor Arne Myrvang, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU
Adm. direktør Egil Nordvik, Rana Gruber AS
Gruvesjef Bengt Sand, Rana Gruber AS

Sammendrag
Rana Gruber AS startet forberedelse for underjordsdrift i 1997, og den egentlige driften av store, skivepallstrosser (brytningsrom) startet i 2000. Disse har normalt en lengde på ca. 60 m en bredde på 30 -35 m og en høyde på ca. 100 m og er orientert langs malmes strøk. Mellom hvert rom settes det igjen en 30 m bred pilar. Bergspenningsmålinger har vist at en har betydelige horisontalspenninger av geologisk opprinnelse i området, med største hovedspenning 20 MPa og orientert parallelt malmens strøkretning og parallelt dalsiden. Mellomste hovedspenning 10 MPa er også tilnærmet horisontal, mens minste hovedspenning 3 MPa er tilnærmet vertikal. Fjellsiden i området er ikke særlig bratt og rundt malmsonen tilnærmet flat. Dalsideeffekten er derfor moderat, og horisontalspenningen må derfor være av geologisk opprinnelse (tektoniske spenninger). Allerede under driving av adkomstsynken fra dagen oppsto det spraking i taket av synken som er drevet tilnærmet normalt på strøket. Driving av de store strossene har gitt betydelige spenningskonsentrasjoner rundt rommene. Dette har gitt til dels kraftig spraking i bororter, transportorter og lastetverrslag under malmen. I en periode våren 2003 måtte driften stanses på grunn av at en viktig transportvei ble ansett usikker før omfattende bergsikringstiltak var gjennomført.
Spenningskonsentrasjonene har også medført blokkering av sprengningborhull i en strosse og ukontrollert utrasing av malm. Det tilredes nå strosser orientert på tvers av malmen i et område med mektighet ca. 100 m. Dette forventes å gi mindre problemer i selve strossene, men også her må en forvente sprakeproblemer i lastesystemene under strossene.

Summary
Rana Gruber AS started development for underground mining in 1997, and large scale sublevel stoping started 2000. The sublevel stopes have a length along the strike of 60 m, a width of 30 – 35 m and a height of 100 m. Rock stress measurements showed high horizontal stresses parallel (20 MPa) and normal (10 MPa) to the orebody, even if the overburden is only approx. 50 m.The mountain side in the area is not very steep, and nearly flat in the ore zone. Influence from the mountain side is therefore regarded as moderate, and the stresses are assumed to be predominately tectonic. Already during excavation of the inclined access ramp to the orebody, considerable spalling occurred in the roof of the ramp. Mining of the large stopes has created high stress concentrations around the stopes, which in turn has given heavy roof spalling in ring drilling drifts, loading crosscuts and haulage drifts around the mine. Crushing of ring blast boreholes and uncontrolled caving from stopes have also occurred. As the ore thickness is increasing up to 100 m, transverse stopes are now developed. Here less stress problems are anticipated in the stopes themselves, but stress problems must still be expected in the loading and haulage systems underneath the stopes. Stress problems as described in a shallow mine like this, are supposed to be unique even in a world context.

1. Innledning

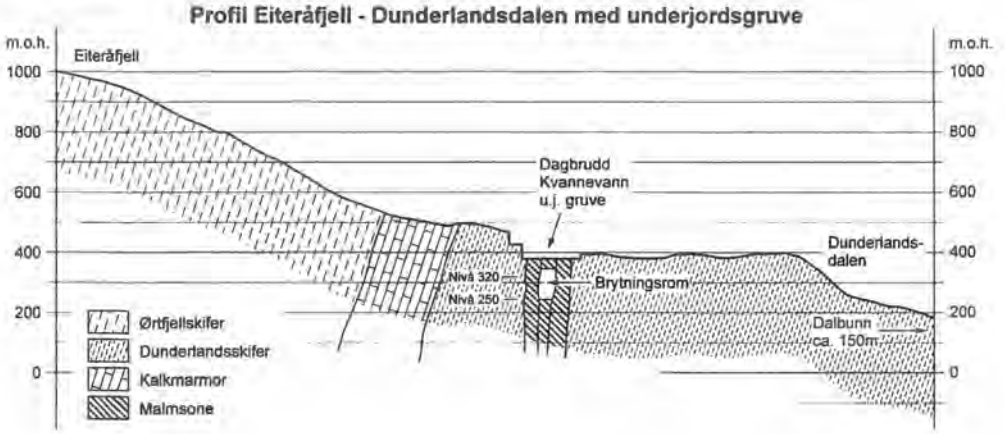
Rana Gruber AS ble opprinnelig startet i 1937. Dette var en etterfølger av "The Dunderland Iron Ore Company" som ble dannet i 1902,og som med vekslende hell prøvde å utnytte jernmalmforekomstene ved Storforshei, ca. 30 km øst for Mo i Rana. Figur 1 viser et oversiktsbilde over jernmalmforekomster i Ranaområdet.



Figur 1: Jernmalmforekomster i Ranaområdet

Norsk Jernverk startet produksjonen i 1955, og Rana Gruber ble etter hvert Norsk Jernverks gruvedivisjon. Fra 1965 var det full drift fra Ørtvann dagbrudd, noe som gjorde at Norsk Jernverk hadde full malmdekning fra egen gruve. Da råjernproduksjonen ble nedlagt i 1989, ble selskapet igjen etablert som Rana Gruber. I 1991 ble Statens eierandel overtatt av de ansatte, og Rana Gruber var igjen et privateid aksjeselskap. Takket være utvikling av en rekke bedre betalte spesialprodukter som for eksempel pigmenter, i tillegg til jernmalmslig, har selskapet klart seg som en ren eksportbedrift (Nordvik 2000).

1. Geologi



Figur 2: Geologisk profil med gruve Eiteråfjell - Dunderlandsdalen

Figur 2 viser et forenklet geologisk profil gjennom gruveområdet med Eiteråfjell i nord og Dunderlandsdalen i sør.
Bergartene er av kambro-silurisk alder og domineres av glimmerskifre av varierende sammensetning (B.Nilsen 1979). Den nordlige delen mot Eiteråfjell består av Ørtfjellskifer, som er massive, kvarts-og feltspatrike glimmerskiferlag. Det sentrale malmfeltet domineres Dunderlandsskifer som er mindre massiv, kalkrik glimmerskifer. Innimellom malmsonene finnes mektige marmorbenker med en god del karst. Intense foldingsperioder har gitt et stort antall malmkropper av økonomisk verdi. Disse har overveiende steilt fall mot nord med mektighet opp til 200 m. Det dominerende malmmineralet er hematitt, som utgjør rundt 30 % i den totale gehalten på 35% jern. Resten er magnetitt. Driften i dag foregår på den såkalte Kvannevannsmalmen. Den har nesten vertikalt fall med mektighet opp til 100 m.

2. Bergmekanikk

Området karakteriseres av høye horisontale spenninger knyttet til den geologiske historien. Selv om gruvedriften foregår i en fjellside viser figur 1 at terrenget ikke er bratt (til dels tilnærmet flatt), noe som gir små dalsideeffekter. Allerede i 1978 ble det utført 3D spenningsmålinger i forbindelse med driving av drenerings- og jernbanetunneler under det daværende dagbruddsområdet. Under drivingen oppsto kraftig spraking i tunneltaket selv om overdekningen var mindre enn 100 m. Målingene viste høye horisontalspenninger med følgende mønster:

- Største hovedspenning $\sigma_1 = 20$ MPa, horisontal med orientering langs strøket og langs dalen og normalt tunnelaksen
- Mellomste hovedspenning $\sigma_2 = 10$ MPa, tilnærmet horisontal med orientering tvers på strøket.
- Minste hovedspenning $\sigma_3 = 3$ MPa, tilnærmet vertikal.

Dette forklarer sprakingen i tunneltaket. Under driving av en 160 m høy malmsilo fra dagen ved bruddet oppsto også betydelige bergspenningsproblemer.

I forbindelse med planleggingen av en eventuell underjordsdrift ble utført spenningsmålinger med hydraulisk splitting i 3 vertikale kjerneborhull boret i bunnen av det eksisterende dagbruddet. Under boringen ble det registrert en god del "core disking", noe som er en sikker indikator på høye spenninger normalt borhullet. Målingene viste følgende spenningsverdier på hulldyp mellom 30 og 50 m:

- Største horisontale spenning σ_H = 15 MPa parallelt strøket
- Minste horisontale spenning σ_h = 9 MPa normalt strøket

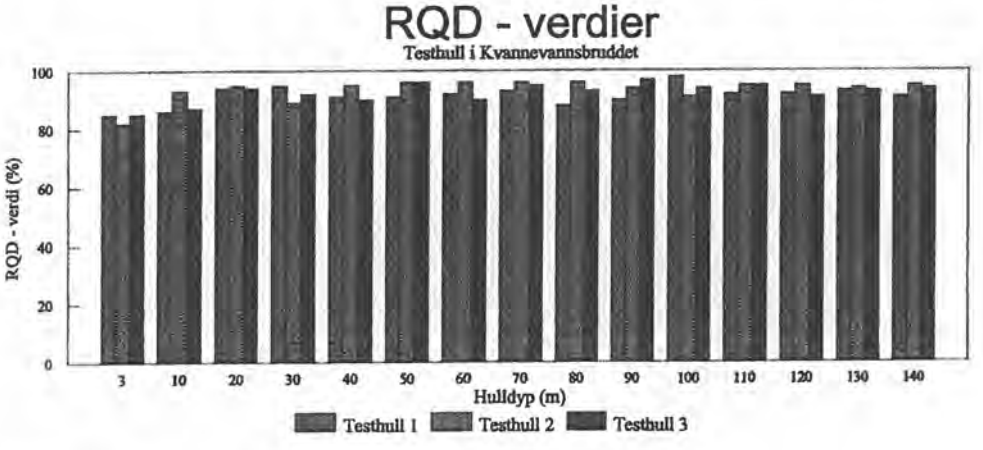
dvs. bra overensstemmelse med målingene utført i dreneringstunnelen.

Tabell 1 viser typiske verdier for de mekaniske egenskapene av relevante bergarter i Kvannevannsområdet:

Tabell 1: Mekaniske egenskaper av bergarter

Bergart	Trykkfasthet σ_c MPa	Punktlaststyrke I MPa	E-modul E GPa	Poissons forh. v	Densitet kg/m^3
Malm	60	3	30	0,22	3800
Dunderl.skifer	48	4	18	0,10	2800
Ørtfjellskifer	65	4	24	0,15	2750
Kalkmarmor	75	3	52	0,20	2750

De mest aktuelle bergartene i forbindelse med underjordsdriften er malm og Dunderlandsskifer. Begge er realtivt svake og lite stive bergarter.
Det er også utført RQD-bestemmelser på borkjerner i de tre vertikale hullene som er nevnt ovenfor i forbindelse med hydraulisk splitting. Figur 3 viser resultatet :



Figur 3: RQD-verdier i Kvannevannsforekomsten

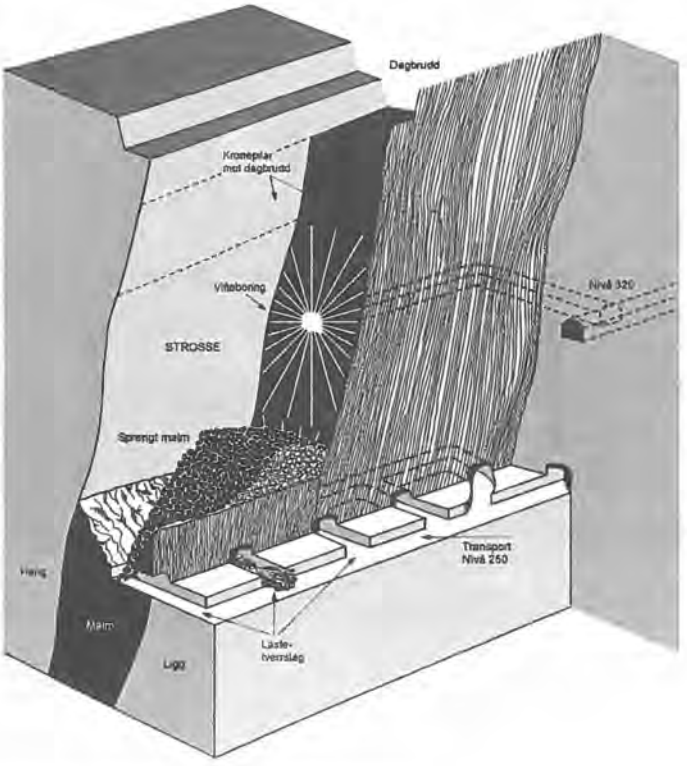
RQD-verdiene for en stor del i området 90, dvs. meget god bergkvalitet
I tillegg til dette er det nylig foretatt RQD-bestemmelse på kjerner fra et horisontalt borhull tvers gjennom malmen på 320-nivået under jord. Også her var RQD-verdien rundt 90.

Både malm og sideberg er foliert, noe som kan gi anisotropi i de mekaniske egenskapene. Spesielt i malmen er det nokså systematisk en sterkere foliert sone mot liggbegrensningen, og denne sonen er åpenbart svakere enn malmen for øvrig.
I det store og hele kan en si at de aktuelle bergartene i området i utgangspunktet er relativt svake og lite stive, men likevel ganske kompakte og moderat oppsprukket.

3. Gruvedriften

Siden starten i 1902 er det drevet malmproduksjon fra flere dagbrudd. Det siste dagbruddet på Ørtfjell avluttet produksjonen i 2000, og i dag kommer all produksjon fra en underjordsgruve under det relativt grunne Kvannevannsbruddet lengst øst i feltet.
Produksjonen er ca. 1,2 milloner tonn (ca. 350 000 m^3) råmalm pr. år. I tillegg kommer en betydelig tonnasje gråberg fra tilredning og oppfaring i sideberget.
Den grovknuste malmen fraktes med tog ca. 30 km til oppredningsverket i Gullsmedvik ved Ranafjorden.

Forberedelse for underjordsdrift startet i 1997 med driving av en adkomststoll på synk ned til de to driftsnivåene 320 (320 m.o.h.) og 250. På hvert nivå er det drevet etasjeorter (tunneler) i sideberget parallelt malmen. Fra disse er det så drevet tverrslag inn mot selve malmsonen.
Så langt har all malmproduksjon kommet fra såkalt langsgående skivepallbrytning, dvs. store brytningsrom (strosser) orientert langs strøket av malmen. Figur 4 viser en prinsippskisse av brytningsmetoden.

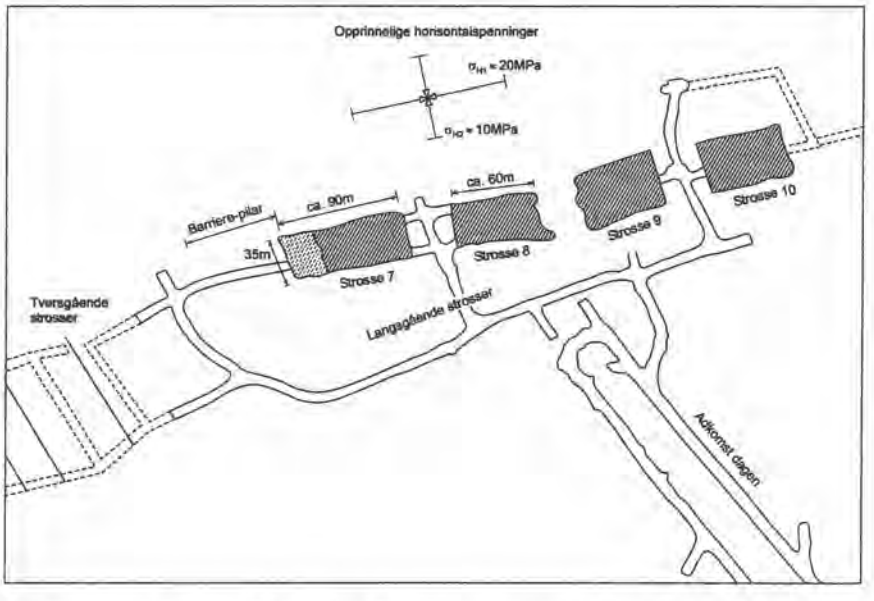


Figur 4: Langsgående skivepallbrytning, prinsippskisse

Hvert rom er ca. 60 m langt og med bredde lik malmmektigheten (malmtykkelsen) som i dette området vil være 35 – 40 m. Mellom hver strosse settes det igjen en vertikal pilar med bredde 30 m. Til annenhver pilar drives et tverrslag fra etasjeorten på nivå 320, og fra tverrslaget drives nå en borort midt i malmen til hver side til neste pilar.(I de to første strossene ble det i stedet drevet to bororter, en langs liggen og en langs hengen).Fra borortene bores det så vifter som vist på figur 4 med lengde 30 m vertikalt oppover og 35 m vertikalt nedover. På nivå 250 drives også en borort langs malmen, og fra denne bores en borvifte oppover med lengde vertikalt på ca. 30 m. Dette gir en V-formet sliss i bunnen. . Samlet gir dette rom som er over 100 m høye, med en horisontal "kronepilar" med tykkelse ca. 30 m opp mot dagbruddet.
På nivå 250 er det også drevet lastetverrslag inn i slissen. Malmen sprenges ned i slissen, og lastes med last- og bærmaskin fra tverrsalget opp i semitrailere som frakter malmen opp i dagen.
Prinsippskissen er noe forskjellig fra det virkelige bildet, i det lastetverrslagene er drevet fra en lasteort på baksiden (hengsiden) av malmen. Dette gjør at det er nødvendig med adkomst til disse områdene via et tverrslag drevet gjennom vertikalpilarer.
For å åpne strossene ble det opprinnelig raiseboret vertikale stigorter med diameter 1,20 m fra dagen langs fremtidige pilarer. Fra disse blir det så skutt opp en sliss i hele rommets bredde. Deretter skytes 1 – 2 vifter i hver salve mens en trekker seg tilbake til neste pilar.

4. Bergspenningsproblemer

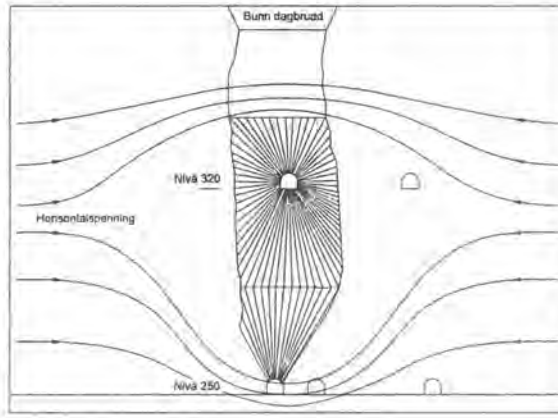
Figur 5 viser et horisontalsnitt av nivå 320 med de forskjellige strossene som er drevet hittil inntegnet. På figuren er også størrelse og retning av de horisontale spenningene indikert.



Figur 5: Horisontalsnitt av Nivå 320 med brytningsrom og horisontalspenninger.

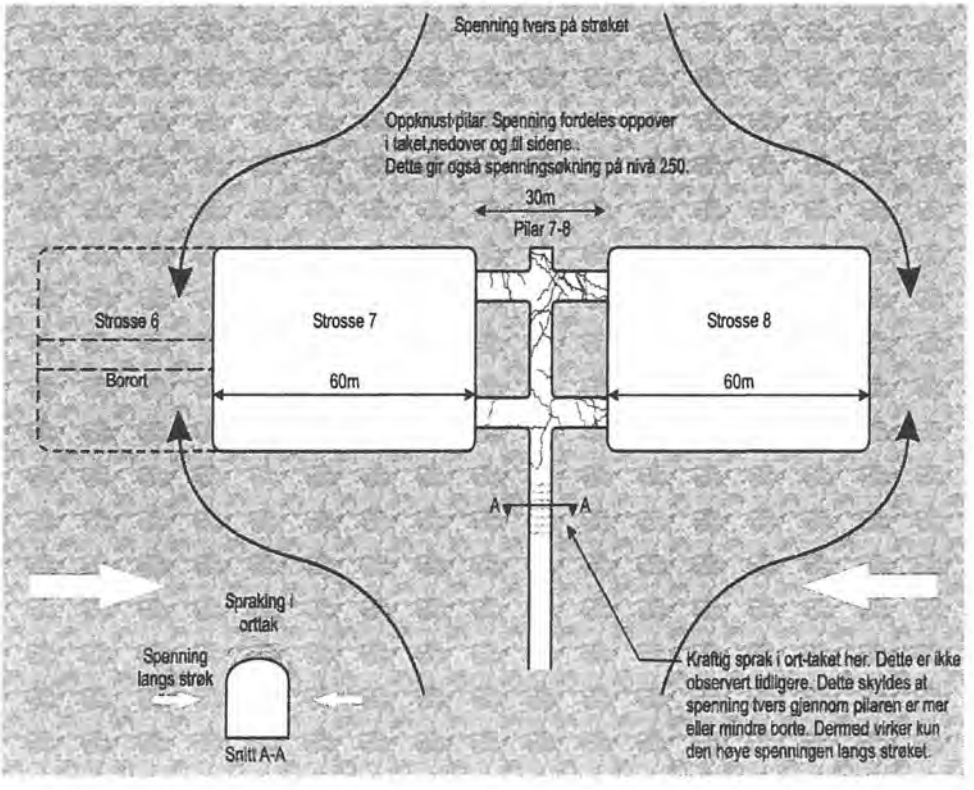
Allerede under driving av adkomststollen oppsto det til dels kraftig spraking i taket av stollen bare et par hundre meter ned (bergoverdekning ca. 50 m). Dette nødvendiggjorde betydelig bergsikring med bolting og sprøytebetong. Adkomsten er drevet tilnærmet normalt på største horisontalspenning, noe som vil gi spenningskonsentrasjoner i taket som er høye nok til å gi

spraking. Både i tverrslagene på tvers av malmen og i etasjeortene langs malmen ble det etter hvert registrert betydelig spraking i taket, noe som indikerer at også spenningen på tvers av strøket er høy nok til å gi spraking i de relativt svake bergartene det er snakk om her.
I forbindelse med åpningen av de to første strossene (strosse 7 og 8 på figur 5) ble det gjennomført en bergmekanisk undersøkelse med spenningsmåling og numerisk modellering. Da strossene var drevet halvveis ble det gjennomført 2-D bergspenningsmålinger i taket av tverrslaget. Dette ga en spenning på 35 MPa på tvers av malmen og 16 MPa langs strøket, dvs. spenningen tvers på strøket (eller pilarbelastningen i horisontalretning) var allerede betydelig. Med basis i dette ble det gjort 2-D numerisk modellering (Phase^2), hvor videre drift ble simulert til den planlagte pilarbredde langs strøket på 30 m.
Maksimal spenning i pilaren ble funnet å være ca. 60 MPa ca. 6 m fra strosseveggen. Dette tilsvarer omtrent enakset trykkfasthet bestemt på kjerner boret langs foliasjonen i dette området. Tidligere undersøkelser har imidlertid vist at styrken av malmen er betydelig høyere normalt foliasjonen, og her vil maksimal belastning være normalt foliasjonen.
Modelleringen viste også at veggene i strossene hadde god innspenning på grunn av den høye spenningen langs strøket av malmen, noe som indikerte at veggene ville ha brukbar stabilitet.
For å følge med i belastningsøkningen i pilaren ble det montert en spenningsendringsmåler i et vertikalt hull i tverrslaget (Modifisert doorstopper, Myrvang 2000). Denne viste klar økning i spenningen etter hvert som pilartykkelsen minsket. Dessverre oppsto det fuktproblemer i avlesningsinstrumentet, slik at en ikke fikk målinger i den siste fasen frem til 30 m pilarbredde.
Strossene ble drevet til til en endelig pilarbredde på 30 m. Dette skjedde uten dramatikk, men det oppsto etter hvert kraftig økning i sprakingen i taket av borortene, noe som bl.a. resulterte i at noen bolter ble slitt av. Likevel ble pilaren vurdert til å ha tilfredsstillende stabilitet. Her må det tas med i betraktningen at "levetiden" av pilaren og rommene er begrenset. Eneste tiltak var at tverrslaget inn til pilaren fra etasjeorten ble sperret for almen ferdsel.
Det skjedde noe utfall fra veggene, men mye av dette skyldes mer uregelmessige malmgrenser enn spenningsforhold, slik at den "globale" stabiliteten er god til tross for at det overhodet ikke er foretatt noe bergsikring.
Dette har også vist seg å være tilfelle i strossene 9 og 10 som er ferdigdrevet etter dette.
Utdrivingen av de store rommene førte imidlertid til spenningskonsentrasjoner under strossene på nivå 250, figur 6. Dette ga betydelige sprakeproblemer i lastetverrsalg og transportorter. Dette har nødvendiggjort omfattende ekstra bolting med nett for å gi tilfredsstillende sikre arbeidsforhold.



Figur 6: Spenningskonsentrasjoner på grunn av horisontalspenning på tvers av malmen

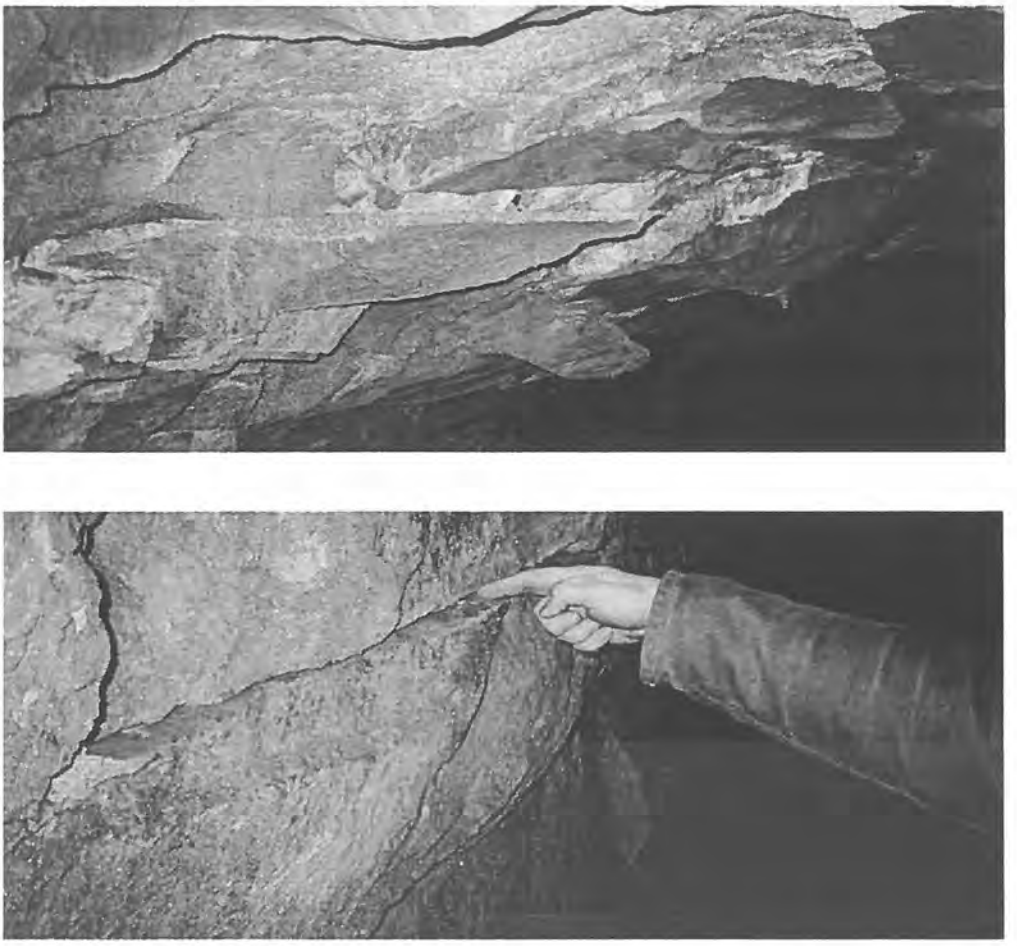
For å spare tid og øke tilgangen på malm med god kvalitet ble det vedtatt å forsøke å forlenge strosse 7 og slå den sammen med strosse 6 (figur 8). For å følge med i stabiliteten av strosseveggen skulle det monteres borhullsekstensometere i borhull boret fra nivå 250 opp mot midten av strosseveggen. Hvis det oppsto store deformasjoner i veggen eller store spenningsproblemer i bororten på nivå 320, skulle forsøket avbrytes. Et hull ble boret, men da ekstensometeret skulle monteres, viste det seg at det hadde oppstått forskyvninger i borhullet, slik at det ikke var mulig å ekstensometeret på plass.
Strosse 6/7 ble likevel etter hvert drevet til en lengde på ca. 90 m (figur 7). Etter hvert begynte det å skje ting



Skjematisk horisontalsnitt strosse 6, 7 og 8, nivå 320

Figur 7: Horisontalsnitt Strosse 6/7 og 8:

- Generelt skjedde en vesentlig økning i sprakeaktiviteten i området. I første omgang var dette mest synlig i pilar 7/8. I taket av borortene på nivå 320 ble bolter revet ut. Etter hvert økte sprakingen kraftig i tverrslaget inn til pilar 7-8. Til dels oppsto sideforskyvning på eksisterende, flattliggende sprekker (figur 8). Dette tydet på at pilaren var i ferd med å knuses.



Figur 8: Spraking i tak og sideforskyvning i vegger i tverrsalg inn til pilar 7-8

Nærmere inspeksjon ved hjelp av lyskastere viste at de to borortene sannsynligvis har virket som bruddanvisere, slik at pilaren er knust ut mot sideberget på begge sider, mens midt partiet er mer eller mindre intakt. I transporttverrslaget gjennom pilaren på nivå 250 begynte det til tross for omfattende bolting å sprake ned fra taket. Delvis ble boltene trukket ut, antakelig på grunn av at malmen her er så løs på grunn av svake hematittlag at ekspansjonsdelen er presset inn i berget, slik at hylsen er trukket ut . Andre bolter er revet ut og bøyd på grunn av store skjærbevegelser. (figur 9)

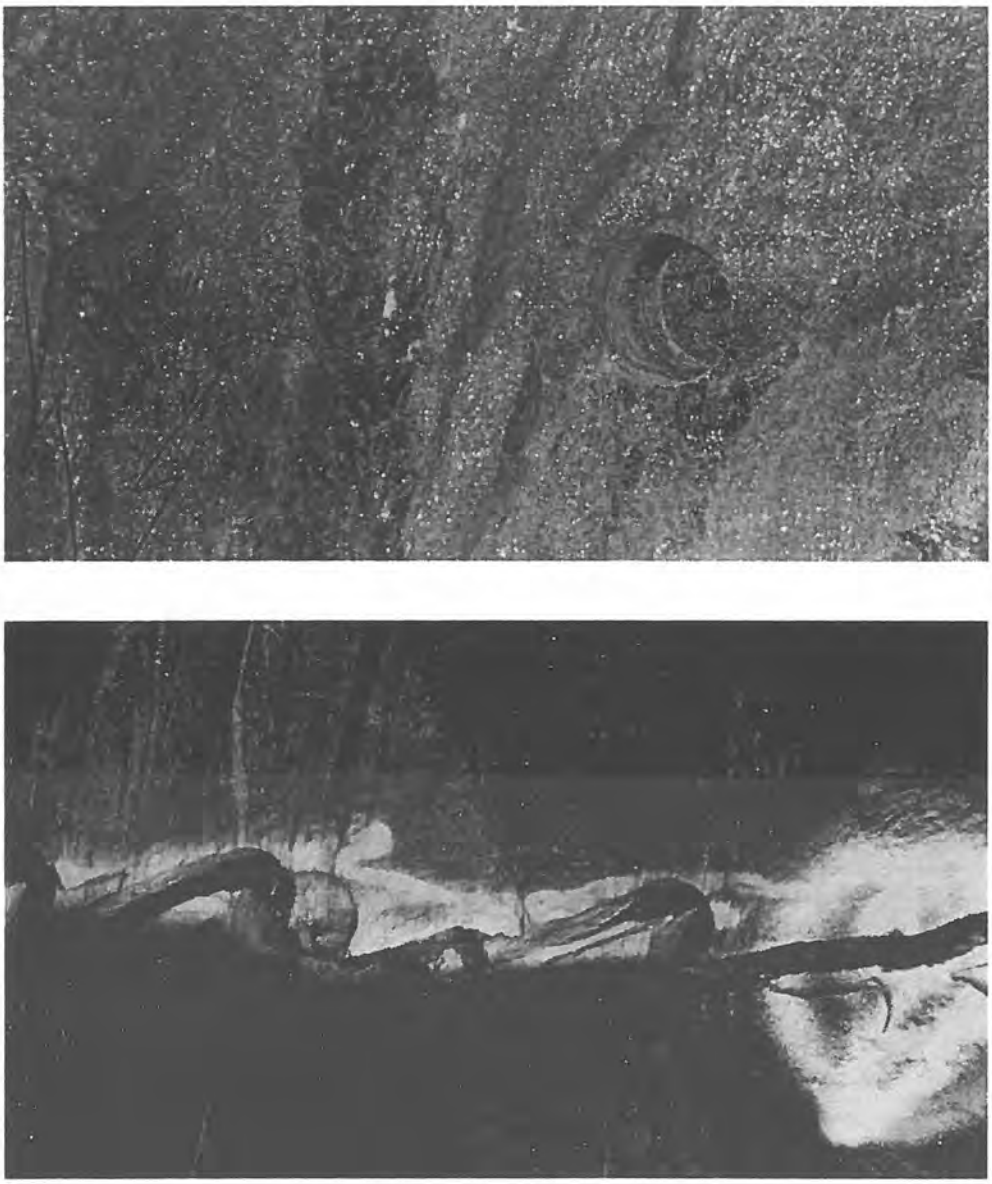




Figur 9: Bolter trukket ut eller bøyd på grunn av skjærpåkjenning

Dette førte til at tverrslaget ble stengt for trafikk. Trafikken kunne uten store problemer omdirigeres til tverrslaget gjennom pilar 9-10.

- I bororten i strosse 6/7 (figur 7) oppsto kraftig økning i sprakingen i taket, og til dels oppsto også oppknusing av sålen. mellom vifteborhull boret oppover i taket oppsto først strekksprekker mellom hullene og etter hvert også kraftig sideforskyvning med en forskyvning på 2-3 cm langs hullrasten. dette knuste borhullene fullstendig, noe som gjorde sprengning umulig (figur 10). I løpet av ferien i juli 2003, raste hele partiet ut mot den åpne strossa ut med sprekken langs hullrasten som bruddanviser.



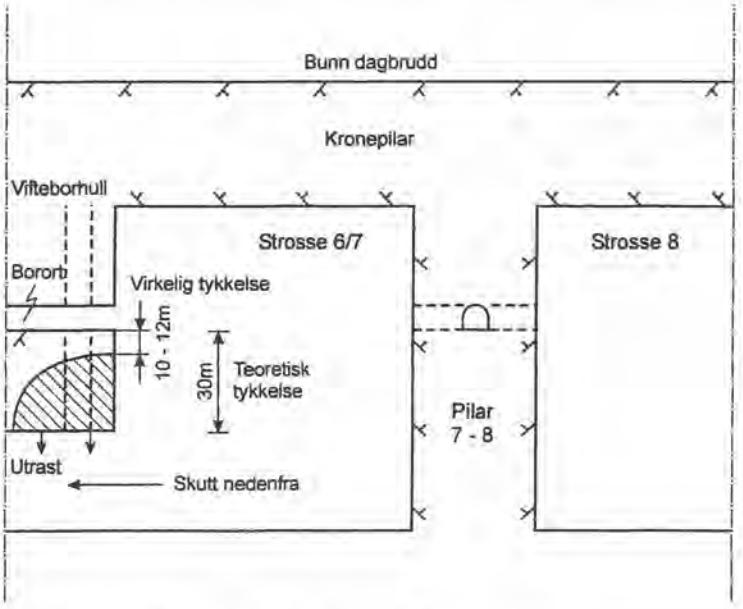
Figur 10: Strekksprekker mellom borhull og etterfølgende sideforskyvning langs sprekkeplan

- Mange steder kunne en høre smell og brak og nedfall av materiale far ulike deler av strossa, inklusive taket opp mot dagbruddet. Det ble gjennomført sonderboringer fra dagbruddet for å sjekke tykkelsen på kronepilaren. Denne viste at pilaren hadde full tykkelse. Det ble også registrert mulig aktivitet i strosse 8. For å undersøke om pilar 8-9 også kunne være i ferd med å knuses, ble det boret et horisontalt kjerneborhull gjennom pilaren fra ligg til heng. Dette viste ingen spesiell oppsprekking, i det kjernene ga en RQD på 90 – 100 i hele lengden.

- I lasteområdet under strosse 6/7 på nivå 250 ble det registrert enda mer spraking fra taket av lastetverrslag og transportorter, noe som nødvendiggjorde ytterligere sikringstiltak med bolter og netting.

I løpet av etterjulsvinteren 2003 begynte taket i transporttverrsalget i pilar 9-10 også å sprekke kraftig opp. Dette, sammen den store sprakeaktiviteten andre steder i gruva, gjorde at det ut fra fra en sikkerhetsmessig vurdering ble det vedtatt å stoppe driften i gruva til tilstrekkelig sikringstiltak var på plass. Dette resulterte i flere ukers permittering av store deler av arbeidsstokken ved Rana Gruber. Anders Beitnes, SINTEF Berg og geoteknikk designet et opplegg basert på en sentral stålpilar midt i det ustabile området og tykk, fiberarmert sprøytebetong kombinert med bolting. Selve sprøytejobben ble gjort av en meget dyktig operatør. Dette har vist seg å være en god løsning og trafikken har gått problemfritt etter dette. Det ble også utført omfattende tilleggsbolting /netting andre steder i gruva før driften kunne gjennopptas.

Det ble også utført en spenningsmåling på nivå 250 like øst for tverrslaget (under strosse 10, figur 5). Dette ga en midlere horisontalspenning tvers på malmen på 50 MPa med enkeltverdier opp til 65 MPa .Langs malmen er midlere spenning 20 MPa, dvs. omtrent som den opprinnelige spenningen i området. Målingene bekrefter i høy grad de visuelle inntrykkene, og viser at spenningskonsentrasjonene som er antydet på figur 6 i aller høyeste grad er reelle.
I bororten i strosse 6/7 raste malmen ut foran den oppknuste borvifta i løpet av ferien 2003. Sprekkplanet langs hullrasten har virket som bruddanviser. Etter hvert ble det klart at det også hadde rast ut under bororten på nivå 320. Sonderboringer viste at der det skulle ha vært 30 m



Figur 11: Skjematisk lengdesnitt gjennom strosse 6/7

Tykkelse under nivået var det bare 10 –12 m (figur 11). Ytterligere utrasing kunne ikke utelukkes.
En nøye gjennomgang av hele situasjonen gjorde at det av sikkerhetsgrunner ble vedtatt å stoppe driften i denne delen av gruva. Videre vestover i gruva øker mektigheten av malmen til ca. 100 m, og det var allerede på et tidlig tidspunkt planlagt å drive denne delen av malmen med tversgående skivepallbrytning, dvs. brytningsrommene orienteres på tvers av malmen.
For å unngå innvirkning fra det spenningspåkjente området blir det satt igjen en barrierepilar på ca. 60 m langs strøket mellom Strosse 6/7 og det nye området. Dette er også et område med mindre god malmkvalitet
Tilredningen av det nye området er nå i full gang. Det forventes betydelig mindre spenningsproblemer her, men det er klart at horisontalspenningene alltid vil være tilstede. Spesielt må det forventes at det også her vil oppstå sprakeproblemer i lasteområdene under strossene på nivå 250.

Selv om det til dels har vært store spenningsproblemer i gruva er det imidlertid forbløffende å se hvor store rom som kan åpnes i en bergmasse, som globalt sett er stabile uten bergsikring av noe slag. En vesentlig faktor i denne sammenheng er den positive, stabiliserende effekt som den høye horisontale spenningen langs rommene har.Bergspenningsproblemer av den typen som oppleves i Kvannevann underjordsgruve med drift på moderate dyp må sies å være enestående i verden. Lignende problemer er beskrevet andre steder men på langt større dyp

5. Konklusjon

De høye horisontalspenningene av geologisk opprinnelse har gitt betydelige driftsproblemer i Kvannevann underjordsgruve. Dette oppsto i mindre skala allerede under driving av adkomstsynken fra dagen. En rasjonell og kostnadseffektiv drift krever storskala drift med store brytningsrom. Dette vil imidlertid også gi store spenningkonsentrasjoner rundt brytningsrommene, noe som gir økt spraking i taket av orter og tverrslag, og storskala bergslag knyttet til selve brytningsrommene. Dette vil særlig være tilfelle med dagens brytningsopplegg med en rekke parallelle strosser langs malmens strøk. En slik orientering har imidlertid vist at stabiliteten av sideveggene av strossene er rimelig god selv med en strosselengde opp til 90 m. Dette skyldes den positive effekten av horisontalspenningen langs strøket som gir god innspenning av sideberget. Slik som spenningforholdene er fra naturens side, er det begrenset hva som kan gjøres for å forbedre forholdene radikalt i de langsgående strossene. I den mektige delen av malmen i den vestlige delen av gruva tilredes nå strosser som er orientert på tvers av strøket. Dette forventes å gi mindre problemer i selve strossene. Men også her må det forventes sprakeproblemer, spesielt i laste- og transportortene under strossene, noe som vil kunne kreve relativt omfattende bergsikringstiltak.
Bergspenningsproblemer av den typen som er beskrevet her må sies å være enestående i verden. for en gruve på moderat dyp. Lignende problemer er beskrevet, men på langt større dyp.

6. Referanser

Nordvik,E (2000): "Ny framtid for Rana Gruber". ....Bygger i berge, Jubileumsbok for norsk bergindustri. Tapir forlag, Trondheim.

Nilsen, B (1976): "Undersøkelse av stabilitetsforholdene for Ørtfjell dagbrudd i Rana". Fjellspr.teknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1976, NJ&FF, Oslo
Myrvang, Arne (2001): "Bergmekanikk". Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

Sammenheng mellom injeksjon og stabilitetsforhold mot fjellets mekaniske egenskaper og sikring.

Professor dr.ing Steinar Roald, Inst for bygg og anleggsteknikk, NTNU

Sammendrag

Med utviklingen av moderen injeksjons knologi er det gjort en betydelig tilvekst til faget underjordsteknologi. Grunnlaget t moderne injeksjonsteknologi ble lagt ved framstillingen av stabile sementsuspensjoner med god inntrengingsevne. Sammen med en systematikk for utførelse og nytt og moderen utstyr, er injeksjonsteknolgien kommet opp på et nivå som gjør at man kan behandle injeksjon som et ingeniørfag.

Ettersom injeksjonsutrustningene etter hvert begynner å komme opp på samme nivå som både borerigger, sprøyetrigger og annet mekanisk tunnelutstyr, har vi nå en mulighet til å tenke "industriell produksjon" av tunneler der man både kan ha fjell av dårlig kvalitet (konsolidering) og strenge krav til vannlekkasjer (tetting). Vi nærmer oss en tunnelproduksjon som kan karakteriseres med et begrep som f.eks "Tunnel-Factory".

Moderen injeksjonsmidler med stabile sementsuspensjoner gjør det mulig å tette tunneler ned til et nivå som gjør det forsvarlig å bygge uten vanntett utstøping, selv i sensitive områder. Baneheiatunnelen i Kristiansand er et godt eksempel på et slikt byggverk.

Interssant er det også at man med moderen injeksjonsteknologi er istand til å forsere områder, der selv frysing ville vært svært komplisert. Ferske erfaringer fra et slikt prosjekt har gitt ny innsikt i hvordan injeksjonsmassen opptrer under ulike forutsetninger. Prosjektet ligger i Andesfjellene i Sør-Amerika, og arbeidene er enda ikke ferdig avsluttet.

Som medarbeider i et Norconsult-team, har jeg sammen med Leif-Rune Gausereide og Arild Palmstrøm fra Norconsult samt Tarald Nomeland hatt mulighet til minste praktiske detalj fra kontoret på stuff, å følge forseringen av en knusningssone med et potensielt vanntrykk inn mot injisert område på 23 bar.

The development of Modern Grouting Technology has elevated the technological level of Underground Construction. The basis of Moderen Grouting Technology is the development of stable, high performance, high durability cementitous grouts, underpinned by the development of advanced grouting practices utilising improved, efficient grouting equipment.

The Grouting equipment has more or less been developed to the same technological level as the other tunneling machines. This facilitates advanced, mechanised tunnelling in a wider variety of rock conditions. The term "Tunnel-Factory" will be an appropriate way to describe this kind of highly mechanized tunnelling.

The development of moderen grouting technology improves the capability to make watertight tunnels. Even in sensitive areas, grouted tunnels can be a viable and practical alternative to waterproofed, concrete-lined tunnels. The Baneheia Project in Norway is an prime example to illustrate this.

Modern Grouting technology has also been proven in another intersting application: consolidation grouting under rock conditions where even ground freezing would have been very complicated. A Norconsult project under excecution in the Andes in South Americahas demonstrated that stable cementitous grouts and modern grouting practice permits excavation under conditions where unstable grouts have failed several times (resulting in collapse). The tunnel excavation is within a zone of crushed rock (geotechnical quality) and under high water pressure (23 bar). To date, this rock mass has been kept dry and stable due to successful high-performance grouting.

Innledning.

Om injeksjon har det vært sagt så mangt, og mye vil nok fortsatt bli sagt. Tidligere uttrykte de morsomme tunger at injeksjon var forankret i teologien snarere enn i teknologien. I dag er injeksjon anerkjent som en av støttepilarene i moderne underjordsdrift slik vi kjenner den på våre kanter. Denne anerkjennelsen synes også i ferd med å bre seg utover i mange land. Det er derfor nødvendig å ta innover seg at dette er blitt et fagområde som må beherskes på linje med driving og sikring.

Moderne injeksjon har utviklet seg spesielt raskt i løpet av de siste ti årene, og den har definitivt gått raskest de siste fem årene. Utviklingen har vært drevet av nye behov og hovedaktørene har vært materialprodusenter med sterk teknologisk forankring samt viktige fagmiljøer innenfor samferdselsektoren, utviklings-, konsulent- og enkelte entreprenørmiljøer. De gode resultatene som rapporteres fra Jong-Asker prosjektet må tilskrives samarbeidet mellom disse hovedaktørene.

De nye forutsetningene som moderne injeksjon bringer, gir nye rammebetingelser for så vel design av underjordsanlegg som bygging, og det gir oss en utfordring i å definere fagområdene anleggsteknikk, ingeniørgeologi og bergmekanikk tilpasset en ny tid. Nye rammebetingelser vil også omdefinere de roller som byggebransjens aktører utøver – vi står ovenfor en økt industrialisering av underjordsbyggingen – timeglasset kan f.eks være i ferd med å renne ut for så vel renskespettet som den svært selektive, spredte sikringen.

I skrivende stund sitter jeg 800 meter under overflaten med kontor i en stålcontainer ved stuff i en kraftverkstunnel i Andesfjellene. Foran meg er det en kontaktsone mellom andesitt og en finkornig intrusiv av permeabel granodioritt, med vanntrykket på 23 bar. Sonen følger tunnelen med ulik sammensetning i nærmere 50 meter. Massene som skal forseres er hjemmehørende på seksjon for Geoteknikkdagen. Gjentatte forsøk på å forsere denne sonen har mislyktes: man har forsøkt med to utenforliggende gallerier der man har hatt kollaps av tunnelen i begge. Store masser har rast inn og man har måttet støpe igjen bakenfor.

Til sist ble Norconsult AS engasjert for å bistå byggherren med å drive den ca. 100m2 store tunnelen gjennom. Jeg er en del av Norconsult's team for jobben, og vi er nå ca. halvveis inne i sonen. Uten de muligheter som moderne injeksjonsmaterialer og

moderne injeksjonsteknikk tilbyr, ville vi neppe klare disse utfordringene uten å ty til frysing.

Et slikt utgangspunkt for å forfatte et foredrag for bergmekanikkdagen, gir mange mulige innfalsvinkler. Personlig er jeg litt fasinert av både veien fram mot dette teknologiske nivået og enda mer interessant, veien videre. Med bråkende maskiner, spansk tungemål og friske vannstrømmer utenfor containeren, gir dette god bakgrunnsmusikk for refleksjoner.

Underjordsteknologi – den faglige utviklingen mot årtusenskiftet.

Den norske tunneltradisjonen har vært preget av en lavkost-tankegang. Kraftutbyggingen etter krigen i en ressursknapp tid, gjorde det nødvendig å bygge så enkelt og billig som mulig.

Støttefag til denne tankegangen vedrørende design og bygging, var framveksten av et fagområde som på mange måter er særnorsk og for en stor del også knyttet til grunnleggeren av faget, professor Rolf Selmer Olsen. Fagområdet er ført videre etter Selmer Olsen pensjonering og bortgang med professor Einar Broch i førersetet. I tillegg har faget bergmekanikk vært et praktisk støtteben til ingeniørgeologien, ingen overraskes vel av at jeg i denne forbindelsen nevner professor Arne Myrvang.

I tillegg er det også nødvendig å nevne utviklingen av Q-systemet. Dette klassifikasjonssystemet har vært med på å forklare for omverdenen hvordan vi i Norge sikrer våre tunneler og bergrom under ulike geologiske forhold. Det er også moro å møte systemet i aktiv bruk i alle verdenshjørner. Q-systemet knyttes i dag særlig til NGI og professor Nick Barton. Et nytt og avansert klassifikasjonssystem er også utviklet av dr. scient Arild Palmstrøm. Det ligger med andre ord solid faglig tyngde bak vår virksomhet under jord.

Når man er inne på geologi og bergsikring, er det også naturlig å nevne utviklingen av moderne fjellbolter, en utvikling der Ørsta Stål har gjort en fremragende innsats. Viktig, og kanskje enda viktigere, er den utvikling av moderne sprøyteroboter som særlig firmaet Høyer Ellefsen med Hans Petter Torsteinsen var en entusiastisk pådriver av. Hans innsats for å modernisere norsk tunnelbygging, kan etter min mening ikke verdsettes høyt nok.

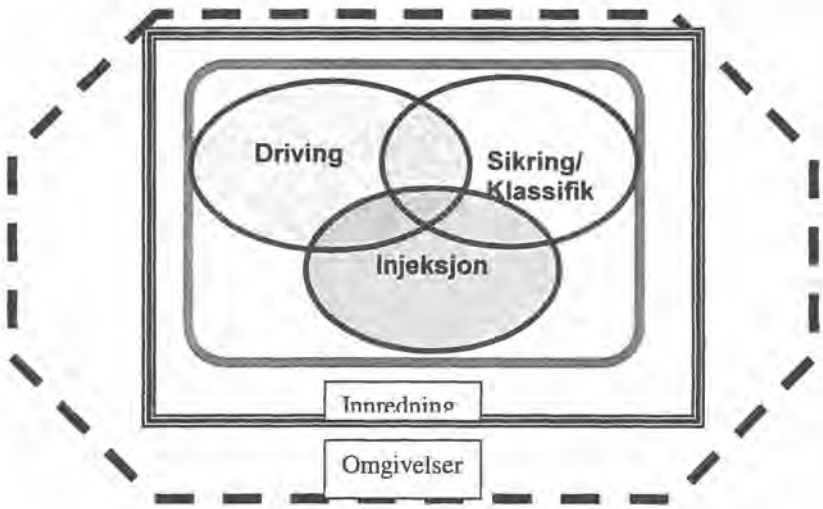
Et annet viktig støtteben i utviklingen av bergfaget i Norge, har også vært det enorme arbeidet som har vært drevet av institutt for anleggsdrift med professor Odd Johannessen som det selvskrevne midtpunkt, et arbeide som professor Amund Bruland nå viderefører.

Her har også entreprenører og leverandører vært viktige aktører i å utvikle stadig bedre og mer effektivt utstyr. Mange kunne sikkert vært nevnt her, det gjelder både utviklingen av hydraulbommen, hydrauliske boremaskiner, boreverktøy og ikke minst datastyrte borerigger, ingen blir vel spesielt fornærmet hvis Beverkontroll nevnes.

Utviklingen av moderne underjordsdrift var kommet langt ved inngangen til 1990 årene, men et viktig ben manglet, nemlig utviklingen av moderne injeksjonsteknologi. Tradisjonelt har injeksjon vært knyttet til f.eks dambygging og i noen grad tunnelbygging når faren for å drukne har vært overhengende. I noen grad også til urbane tunneler med varierende hell. Prosjekter som Romeriksporten i Norge og Hallandsåsen i Sverige satte ny fart i utviklingsarbeidet med injeksjonsteknologi for å integrere teknologien som en naturlig del av enhver tunnelbygging.

Det mest betydelige framskrittet som er gjort er framstillingen av stabile sementbaserte injeksjonsbruk. Utviklingen på dette området har særlig vært drevet av miljøer innen Elkem og MBT. En slik injeksjonsmasse gir helt andre teknologiske rammebetingelser for injeksjon. Dette forstod f.eks glimrende praktikere som ingeniørene Tarald Nomeland og Hans Olav Hognestad som hver på sin kant har betydd mye for å gjøre moderne injeksjonsteknologi synlig og forstått.

I en enkel figur, kan de ulike elementene som utgjør våre fagområder beskrives: både driving, sikring og injeksjon er hovedbyggestenene som utgjør den plattform som det bygges rundt. Det som er interessant å merke seg er at injeksjon som fagområde, er i ferd med å finne sin naturlig plass sammen med driving og sikring



Figur 1: Faget underjordsteknologi – et samvirke mellom flere fagområder.

Veien videre - Tunnel Factory.

Utviklingen fram mot årtusenskiftet, har gitt nye rammebetingelser for hvordan underjordsteknologi vil utvikle seg videre – målet er fortsatt å bygge moderne, høykvalitets underjordsanlegg så billig som mulig.

Men den høye mekaniseringsgraden vil uvilkårlig føre til at tidskostnadene involvert i selve produksjonen, vil bestemme stordelen av produksjonskostnadene. Det vil derfor være av den aller største betydning at produksjonen kan utføres med så få variabler som mulig, dette vil gi effektivitet og rasjonell drift.

Eksempler på slike endrede rammebetingelser, er at tidligere arbeidsoperasjoner som ekstra rensk med spett, gjerne erstattes av maskinell rensk. Likeså vil spredt selektiv bolting ventelig bli erstattet av systematisk bolting, det er tiden som er hovedkostnad, ikke boltestålet.

For å dra denne utviklingen videre, tror jeg vi går mot å systematisere arbeidsoperasjonene i større grad enn i dag. Dette kan kanskje gi noe urasjonell materialbruk, men definitivt vil det ha andre fordeler både økonomisk og sikkerhetsmessig.

Et nærliggende begrep for å beskrive den virksomhet som etter hvert ventes å tvinge seg frem, er Tunnel-Factory. (jfr analogien til Mining-Factory, Morken 2002). Utviklingen mot begrepet Tunnel-Factory kan kanskje illustreres i en tidsskala.

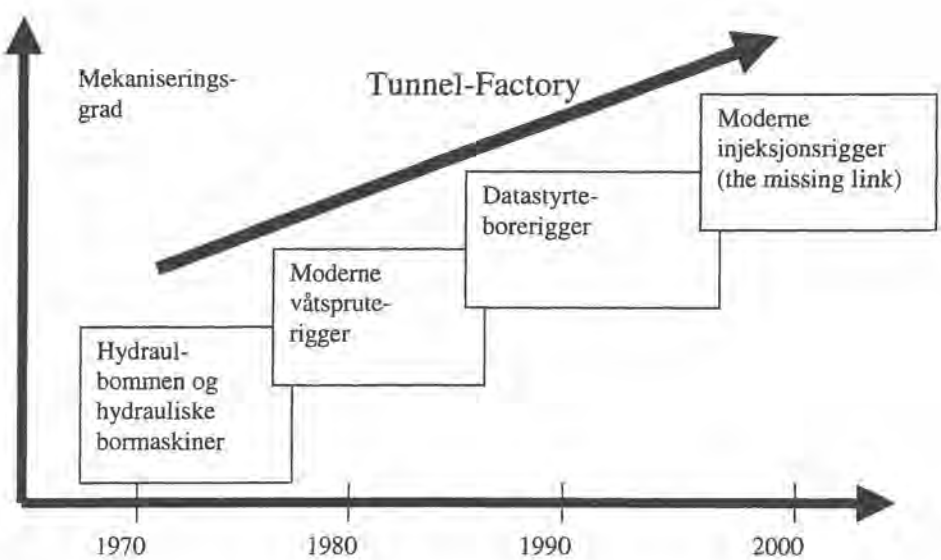


Fig 2 Tunnel-Factory –økende mekanisering gir industriell produksjon.

En viktig forutsetning for å kunne etablere begrepet Tunnel-Factory, er utvikling av moderne injeksjonsteknologi med hovedvekt på utstyr, materialer og geologiske forhold.

Egenskaper ved moderne injeksjonsmidler og metoder.

Det er mange sofistikerte måter å beskrive injeksjonsmidler på; hvor adekvate de er kan variere, noen av dem kan til og med være direkte gale og misvisende i forhold til de egenskaper man er ute etter å teste.

Ideelt sett kan hovedegenskapene som vi jakter på uttrykkes slik: injeksjonsmidler bør flyte som vann og de bør kunne størkne som is, videre må de gi et akseptabelt arbeidsmiljø når de anbringes og de må være langtidsbestandige.

Tidligere tiders sementbaserte injeksjonsbruk hadde både dårlige inntrengningsegenskaper, var lite volumbestandige og de var heller ikke spesielt langtidsbestandige i alle miljø.

De viktigste egenskapene ved et moderen injeksjonsbruk kan i mer tekniske termer uttrykkes som følger:

- Tilstrekkelig finhet: dvs kornfordelingskurver og maksimale kornstørrelse.
- Stabilitet: dvs vannseparasjon som funksjon av tiden, også kalt bleeding.
- Volumstabilitet etter herding: svinn, krympning.
- Motstand mot innblanding/uttynning når injeksjonfronten møter vannfronter i fjellet.
- Filterstabilitet: dvs motstand mot trykkfiltrering (som for all del ikke må forveksles med den svenske filterpumpen som gir direkte misvisende resultater).
- Dispergering: injeksjonsmidlene må kunne dispergeres slik at de egenskapene som tilføres produktene ved tilvirking også utnyttes i praksis.
- Trykkbestandig: må kunne tåle de arbeidstrykk som moderne injeksjon fra tid til annen krever.
- Bestandighet i forhold til miljø: f.eks bestandig i forhold til sulfat og klorider som bryter ned injeksjonsmassen på sikt.
- Produksjonsvennlig: injeksjonsmaterialene må tillate rasjonell, industriell produksjon.

Det er for meg viktig å understreke at det er en klar sammenheng mellom høye vann-sement-tall og inntrengningsevne. For de krevende injeksjonsjobbene er det derfor viktig at egenskapene som nevnt ovenfor også bibeholdes ved høye vann-sement-tall.

Moderne injeksjon gir nye muligheter.

Injeksjon i tunneler og bergrom har vært drevet i mange år. Strategier for utførelse har også vært temaer tidligere. Jeg møtte første gang moderne injeksjonsstrategier tidlig på 80-tallet i forbindelse med prosjektering av Hjeltefjordkryssingen. Det var den gang Skanska som presenterte en systematisk forinjeksjon som en del av

driveopplegget. Metoden var imidlertid begrenset av at det den gang ikke fantes moderne injeksjonsmaterialer basert på sement.

Med utviklingen av stabile, sementbaserte injeksjonsbruk, videreføring av injeksjonsteknologi og utvikling av nye moderen injeksjonsrigger, åpner det seg nye muligheter for prosjektering og bygging som følge av at:

- Tilfredstillende tetthet kan oppnås med injeksjon i tunneler og bergrom i urbane strøk.
- Injeksjon kan benyttes som stabilitetsforbedring av bergrunnen før driving finner sted.

Stadig mer av vår tunnelvirksomhet trekkes inn mot byer og tettsteder med økende krav til mindre påvirkning av det ytre miljø. Tidligere tiders tunnelbygging satte ofte sine klare spor i dagen i form utdrenering av grunnvann. Eksemplene kjenner vi alle; vann- og kloakk-tunnelene, Romeriksporten, listen kan gjøres lang.

Fremtidens bytunneler vil neppe tillates å influere i særlig grad på omgivelsene. Fra et funksjonssynspunkt er det heller ikke gunstig å slippe inn mye vann i underjordsanlegg; isproblemer i veitunneler er et eksempel. Visjonen for framtidens bytunneler vil derfor gå i retning av et *"vanntett rør"* i undergrunnen. Her vil moderne injeksjonsteknologi spille en nøkkelrolle: med andre ord, skal du bygge tunneler i bymessige strøk i fremtiden, er det ingen vei utenom å lære seg moderen injeksjonsteknologi.

Utover denne summariske omtalen, vil jeg henvise tilbake til Nomeland, Roald 2002.

Sammenhengen mellom injeksjon og stabilitet.

Konsolideringsinjeksjon er i og for seg ikke noe nytt. Fra løsmasser kjenner vi begrepet godt – kanskje mye mer vanlig på kontinentet enn på våre kanter.

Utviklingen av moderen injeksjonsmidler åpner muligheter til å kunne benytte denne egenskapen ved injeksjon mer aktivt. Særlig er det moderne, sementbaserte injeksjonsmidlers egenskaper som volumbestandighet etter herding som gir begrepet stabilisering/konsolidering reell mening.

For å diskutere hvordan moderne injeksjon kan påvirke stabiliteten av bergmasser, har jeg tidligere presentert en diskusjon om temaet sammen med kollegene professor Nick Barton og dr. ing Bjørn Buen. (Barton, Buen og Roald, 2001,2002)

Utgangspunktet for diskusjonen var enkel: man forutsetter en bergmasse med en variabel oppsprekking. En slik bergmasse kan klassifiseres på flere måter, for oss var Q-systemet et naturlig utgangspunkt, selv om vi også var innom andre systemer.

Hva skjer med den samme bergmassen når de naturlige sprekkene fylles med et volumbestandig materiale med en gitt styrke: man får med andre ord en ny masse som også kan klassifiseres, også etter Q-systemet. Ved å sammenholde klassifikasjonen før

og etter injeksjonsmasse for de ulike bergkvaliteter, kan man få et uttrykk for hvilken effekt injeksjonsmassen har hatt.

Resultatet av diskusjonen i Barton, Buen og Roald 2001,2002, kan enkelt sammenfattes som følger:

- Dersom man har en bergmasse med vann tilstede, vil bergkvaliteten kunne forbedres med inntil to kvalitetsklasser etter injeksjon.
- Dersom man har en bergmasse uten vann, vil bergkvaliteten kunne forbedres med en kvalitetsklasse.

Det er i denne sammenheng vesentlig å merke seg at forutsetningen for en slik forbedring er at man har moderne injeksjonmaterialer som omtalt ovenfor. Det er også uten videre grunn til å legge til at dersom man ikke får tilstrekkelig inntrengning ved injeksjon, f.eks på leirfylte sprekker, gjelder ikke slike sammenhenger.

Et annet interessant trekk er at injeksjon har en motpost så vel tidsmessig som kostnadsmessig. Ubestridt er det at det er både billigere og raskere å drive i godt fjell sammenlignet med dårlig fjell, hvordan kvantifisere dette er en annen sak.

I Tveide 2000, regner Statens Vegvesen med at kostnader til injeksjon oppveies av reduserte kostnader til stabilitets og vann/frostsikring. I Barton, Buen og Roald 2001, 2002 er det laget approksimasjoner for tidsforbruk og kostnader relatert til bergkvalitet. Det kan synes som om de forskjeller som omtales er store, men vi har senere registrert flere eksempler på at dette på ingen måte representerer ytterpunktene.

Injeksjon – et verktøy i gjennomførbarhet.

Erfaringsmessig er det en grense for hvor dårlig bergkvalitet man kan tåle før man ikke lenger kan drive gjennom med konvensjonelle metoder. Oslotunnelen er et eksempel på et slikt fenomen, der frysing ble valgt som metode.

Her jeg sitter i skrivende stund har vi et annet eksempel. Situasjonen er kort fortalt at man har med svært dårlige masser å gjøre.

Prøver av borkakset varierer avhengig av hvor i sonen man befinner seg, det minner om alt fra strøsukker til hagesingel med gradering 8 millimeter. I tørr tilstand er massen slik at den stort sett kan graves med en *lat* traktorgraver med litt hjelp fra en liten pigghammer i de bedre partiene.

Dersom massen bløtes opp, vil den raskt få en konsistens som en mellomting mellom lapskaus og kjøttsuppe under trykk. (Jeg har bevist valgt å nytte slike ufaglige karakteristikker her for å beskrive bergmassen også for andre enn fagfolk med geologisk bakgrunn).

Sonen består av leirholdig, delvis omdannet og oppknust andesitt samt oppknust finkornig granodioritt. Som om ikke dette skulle være nok, lurer et vanntrykk på 23 bar (230 meter vannsøyle), bakenfor.

Etter flere ras og stillstand på stuff over lengre tid, ble Norconsult AS ved Leif-Rune Gausereide engasjert for å hjelpe byggherren og entreprenøren med å drive denne ca. 100m2 tunnelen gjennom svakhetssonen. Som del av Norconsult's team har Tarald Nomeland og jeg sammen med Arild Palmstrøm og Leif-Rune hatt den meget interessante oppgaven å detaljprosjektere og følge så vel injisering som driving i nært samarbeid med byggherre og entreprenør.

Vår tilstedværelse har vært kontinuerlig, og oppdraget har gått over 1/2 år og pågår fortsatt. Vi er nå ca. halvveis inne i sonen. Arbeidet pågår stort sett fra vårt kontor i en stålcontainer på stuff – Sabrosa la Vida - som det også kan uttrykkes.

Med moderne injeksjonsmidler har vi lykkes med både inntrenging av injeksjonsmasse og fortrengning av leirmassene og dermed oppnådd å holde massene tørre og dermed stabile. Sentrale parametere har vært stabile bruk, god inntrengning, styrt herding og ikke minst svært høye trykk på små flater for å skvise vannet ut av massen. Arbeidet har hele tiden vært en balansegang mot hvor høye trykk man har kunnet anvende uten at hele stuffen ble presset imot oss.

Overgangen mot den intrusive granodioritten viste seg ved gjennomboring å være høypermeabel. Med den dårlige stabiliteten i materialet inn mot sonen, var det ikke forsvarlig å nærme seg overgangen uten videre. En kombinasjon av følgende to strategier ble valgt:

- Senke grunnvannstrykket for å unngå brudd i "*løsmasse*proppen" inn mot tunnelen.(jfr omtale av bergmassen ovenfor)
- Injisere "løsmasseproppen" samt kontaktsonen inne i den foranliggende høypermeable, granodioritten slik at det vil være mulig å drive tunnelen gjennom uten å måtte ty til frysing.

I skrivende stund er det drenert ut ca 100.000 m3 med vann fra overgangssonen og vanntrykket er lokalt redusert med 12 bar. Nye dreneringshull står for tur. Drenshullene er såkalte mikropiloter, dvs 5 tommers stålrør som bores inn i massene etter et Odex-lignende system (Alwag; Østerrike. Mikropilotene er en del av sikringen, men blir også brukt til drenering. Systemet er f.eks også brukt under byggingen av den nye metroen i Santiago, og har fungert godt). Drenskapasiteten på det første hullet inn på overgangssonen er ca 50 l/s.

Oppgaven er også interessant på en annen måte; når massen tas ut i 10 centimeters avskrapninger i stuffen med traktorgraver, får man god anledning til å studere virkemåten til de ulike injeksjonsbruk. Det har vært av spesiell interesse å finne borhull og sprekker som er totalt fylt med masse uten bleedingkanaler, videre er det interessant å se med selvsyn hvordan Thermax (på spansk Bloqueador) samvirker med sementbruket.

Sammenhengen mellom inntrengning og vann-sement-tall har også bekreftet tidligere lab-resultater: Vannsementtall 1,2 ga blokkering, mens vannsementtall 1,5 ga inntrengning med stabilt bruk i en spesielt trang formasjon. Videre fant en klare indikasjoner på at mikrosementen ga betydelig bedre inntrengning enn industrisement. Selv om mikrosement er betydelig dyrere enn industrisement ved anlegget, har det vært påkrevd å nytte mikrosement i betydelig grad og med høye vannsementtall i

kombinasjon med høye trykk for å oppnå tilstrekkelig tetting og stabilisering av bergmassen.

Oppsummering.

Utviklingen innen injeksjonsfaget, har på mange måter komplettert tunneldrivingen. Registeret vi kan spille på er blitt større og vi vil i dag kunne tilby en langt mer komplett pakke. I Melby et al 2001, gis det tanker om å skulle tilby norske og skandinaviske entreprenørtjenester som ferdige pakker der vi i langt større grad kan kontrollere risikofaktorene. For å gjøre det, trengs det modeller som kan forklare hva vi virkelig kan og hva vi i virkeligheten gjør. - Dessverre er det fortsatt en oppfatning mange steder ute, at det vi kan er å produsere tunnelmeter i godt fjell. Det er på tide å avlive denne myten, selv om vi også kan dette.

Ser vi oss litt om, møter vi fort på NATM som mange hevder å vite hva er, men som i alle fall er et godt begrep når man skal forklare sin teknologi i ulike hjørner av verden. Det jeg kunne tenke meg var et begrep som "The Scandinavian Tunnelling Practice" som et samlebegrep der vi både samlet de teknologiske begreper, organisatoriske særtrekk og kontraktsmodeller under en modell og et samlende begrepsapparat. Ideen til en slik modell, har jeg allerede i skapet – mye av det grunnleggende arbeidet er også gjort, det mangler bare at ideen aksepteres og fullføres.

Grunnleggende for å få aksept for et slikt samlebegrep, er at vi besitter en komplett teknologipakke – og kan dermed for omverden presentere pakkeløsninger og ikke kun salg av produksjonskapasitet eller deleksport av teknologi og materialer.

Med utviklingen av moderne injeksjonsteknologi, har vi tatt et langt steg videre til å gjøre en slik begrepsbygging mulig og meningsfull.

Referanser:

1. Morken 2002, Svea – Nord, Oslo, Fjellsprengningskonferansen 2002
2. Nomeland, Roald, Søyland-Hansen 2002., Multigrout- et sementbasert injeksjonssystem, Oslo, Fjellsprengningskonferansen 2002
3. Tveide 2000, Baneheia tunnelen, Oslo, Fjellsprengningskonferansen 2000
4. Barton, Buen og Roald 2001,2002, Grouting, More Than Water Control, Tunnels&Tunneling 12/2001 and 1/2002, Barton, Buen and Roald
5. Melby et al 2002 Norsk tunnelteknologi sett fra utlandet – vi er vel fremdeles verdensmestere? Oslo, Fjellsprengningskonferansen 2002

Dr.ing. Signe Kirkebø, Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

FORMANNENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

FELTFORSØK MED VAKUUMKONSOLIDERING, LIERSTRANDA

Field test with vacuum consolidation, Lierstranda

Sivilingeniør Ørjan Nerland
Sivilingeniør Odd Gregersen
Teknisk direktør Kjell Karlsrud
Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

Høsten 1999 startet Entreprenørservice AS og Norges Geotekniske Institutt (NGI) fullskala feltforsøk med vakuumkonsolidering på 10 m vanndyp på Lierstranda i Drammen. Vakuumkonsolidering i forbindelse med grunnforsterkning er en metode der undertrykk brukes for å prekonsolidere eller fremskynde konsolideringen av en jordmasse. Vakuumkonsolidering på land er benyttet i betydelig grad i utlandet, men ikke i Norge. Når det gjelder vakuumkonsolidering under vann er dette, så vidt NGI bekjent, aldri utført tidligere.

Hensikten med fullskala feltforsøk på Lierstranda var å verifisere effekten av metoden, samt teste ut pumpesystemet og praktiske aspekter knyttet til vakuumkonsolidering under vann. Det var i utgangspunktet ønskelig å oppnå et undertrykk på ca 160 kPa, men på grunn av utilstrekkelig tetting mellom membran og sjøbunn var dette ikke mulig å få til. Det ble på det meste oppnådd et undertrykk like under membranen på ca 130 kPa. Forsøket viste at pumpesystemet virket etter sin hensikt. Feltforsøket på Lierstranda ga verdifull erfaring knyttet til praktiske aspekter ved vakuumkonsolidering under vann. Hensikten med forsøket ble oppnådd, og forsøket kan sies å ha vært vellykket.

SUMMARY

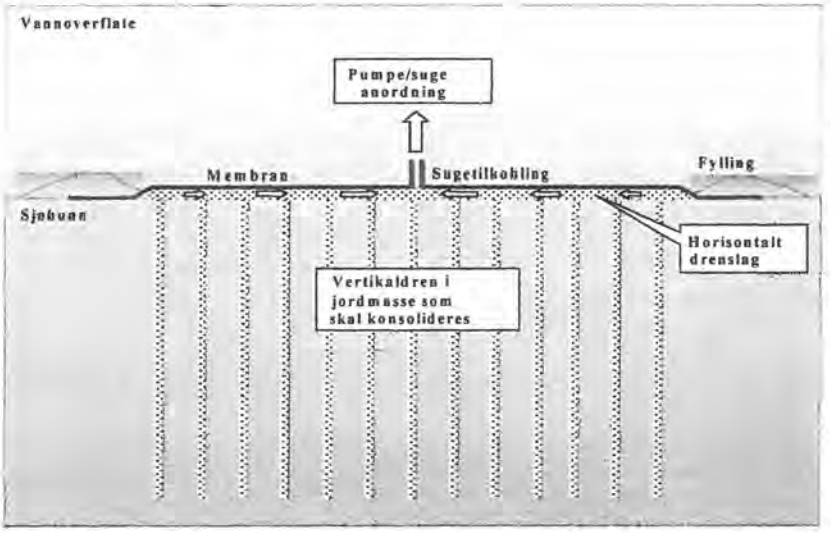
Entreprenørservice AS and Norwegian Geotechnical Institute (NGI) started, in autumn 1999 at Lierstranda in Drammen, a full-scale field test with vacuum consolidation at 10 m water depth. Vacuum consolidation in connection with soil improvement is a method where underpressure is used with the intention to preconsolidate or accelerate the consolidation of a soil mass. Vacuum consolidation on land is used extensively in foreign countries, but never in Norway. When it comes to vacuum consolidation under water, it is never carried out before.

Full-scale field test at Lierstranda was carried out, because we wanted to test out the effect of the method, test out the system of pumps and test out practical aspects regarding vacuum consolidation under water. The goal was to gain an underpressure equal to approximately 160 kPa. Unfortunately, this was not achieved because of leakage between the membrane and the sea bed. At the most, an underpressure equal to 130 kPa was gained. The field test showed that the pump system worked as planned. The full-scale field test at Lierstranda gave valuable experience due to practical aspects regarding vacuum consolidation under water. The intention for starting the project was gained, and the field test can be characterised as successful.

INNLEDNING

Etter i lengre tid å ha sett potensialet til vakuumkonsolidering som grunnforsterkningsmetode, utarbeidet Norges Geotekniske Institutt (NGI) i 1996 en skisse til forskningsprosjekt kalt "Stabilitetsforbedring ved vann- og vakuumkonsolidering for havneanlegg og fyllinger i sjøen" /1/. Entreprenørservice AS (E-service) kom etter hvert med som NGIs samarbeidspartner. Høsten 1999 ble en søknad om utførelse av fullskala feltforsøk på Lierstranda i Drammen støttet av Norges Forskningsråd (NFR). Foruten E-service og NGI, har Drammen Havn, Lier Industriterminal, Statens Vegvesen, Oslo Havnevesen og Statsbygg vært økonomiske bidragsytere til prosjektet.

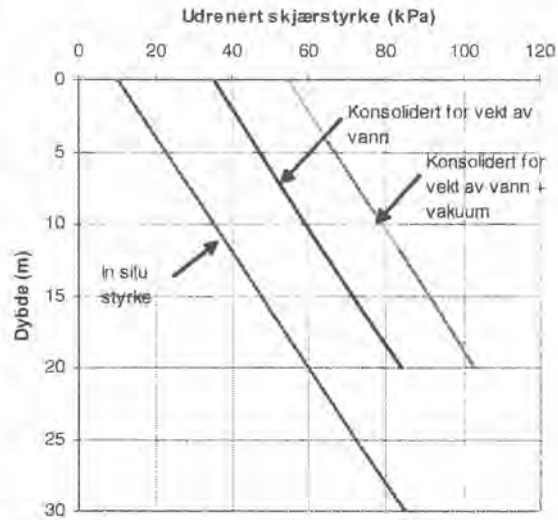
Vakuumkonsolidering i forbindelse med grunnforsterkning er en metode der undertrykk brukes for å prekonsolidere eller fremskynde konsolideringen av en jordmasse. Prinsippet for bruk av atmosfæretrykket som et drivende bidrag i konsolideringen ble først foreslått av Kjellman (1952) /2/. Istedenfor å øke effektivspenningen ved å øke totalspenningen med dødlast (fylling) gir vakuumkonsolidering økt effektivspenning ved å redusere poretrykket og holde totalspenningen konstant. Prinsipper for vakuumkonsolidering er vist på figur 1. Metoden er basert på et enkelt fysisk prinsipp som i sin enkelthet går ut på å suge vann ut av leira ved hjelp av en pumpe-/sugeanordning. Vannet suges ut av leira gjennom forhåndsinstallerte vertikaldren.



Figur 1: Prinsipp for vakuumkonsolidering under vann

Foranledningen for feltforsøket på Lierstranda var at vakuumkonsolidering som grunnforsterkningsmetode ble vurdert i forbindelse med utbygging av havneområder i så vel Oslo som Drammen /1/. Vakuumkonsolidering på land er benyttet i betydelig grad i utlandet, men ikke i Norge /3/. Når det gjelder vakuumkonsolidering under vann er dette, så vidt NGI bekjent, ikke utført tidligere. Det som gjør vakuumkonsolidering under vann ekstra interessant er at det er mulig å oppnå en styrke økning i grunnen tilsvarende konsolidering for vekt av vann (øke effektivspenningene med $\gamma_w z$) i tillegg til konsolidering som følge av vakuum (øke effektivspenningene med 100 kPa), se figur 2.

Drammen Havn og Lier Industriterminal ønsket å foreta utfylling/landgjenvinning utenfor Lierterminalen på Lierstranda. Tidligere geotekniske vurderinger utført av NGI konkluderte med at det ikke var mulig å foreta utfylling uten på forhånd å foreta grunnforsterkning /4/. Lierstranda ble derfor vurdert som et egnet sted til å utføre fullskala feltforsøk med vakuumkonsolidering.



Figur 2: Prinsipp for styrkeøkning ved vakuumkonsolidering under vann

PROSJEKTBESKRIVELSE

Hovedhensikten med prosjektet var å gjennomføre et forsøk under realistiske forhold, slik at erfaringene fra forsøket kunne overføres direkte til reelle utbyggingsprosjekter. Det var ønskelig å teste ut praktiske aspekter ved metoden, slik som installasjon av vertikaldren fra flåte, utlegging av drenslag fra lekter, valg av membran, metode for utlegging og tetting langs kantene på membranen, valg av pumpeutstyr for å oppnå ønsket undertrykk, samt instrumentering og dokumentasjon av resultater.

For å begrense randeffekter ble størrelsen på forsøksfeltet satt til 30 x 50 m. Forsøksfeltet ble plassert på ca 10 m vanndyp, og i et område som uansett ville trenge grunnforsterkning ved eventuell fremtidig utfylling. I tillegg antok man at et vanndyp på 10 m ville være representativt også for andre fremtidige prosjekter som vil ha behov for grunnforsterkning. Lokalisering av forsøksfeltet er for øvrig vist på figur 3 på neste side.

GRUNNUNDERSØKELSER

Det ble utført grunnundersøkelser både før oppstart av feltforsøket (november 1999) og etter avsluttet feltforsøk (april 2002) /5/.

Før oppstart av feltforsøket ble det utført syv CPTU-sonderinger, en dreietrykksondering og en Ø54 mm prøveserie med til sammen 20 opptatte uforstyrrede sylinderprøver. De opptatte sylinderprøvene ble undersøkt i NGIs laboratorium. Foruten rutineundersøkelser ble det på enkelte utvalgte prøver foretatt kornfordelingsanalyser, plastisitetsanalyser og kontinuerlige ødometerforsøk (CRS). På et av ødometerforsøkene, fra ca 2 m dybde under sjøbunnen, ble det utført permeabilitetsmålinger.

Etter avsluttet feltforsøk ble det utført fem CPTU-sonderinger.

Hensikten med grunnundersøkelsene var å få en detaljert oversikt over grunnforholdene med tanke på jordartsklassifisering, samt setnings- og styrkeparametere. Resultater fra

kornfordelingsanalyser og ødometerforsøk med permeabilitetsmålinger var nødvendig for å kunne vurdere metode for tetting mellom ytterkant membran og sjøbunn. Resultater fra CPTU-sonderinger var viktig for kunne dokumentere eventuell styrkeøkning etter avsluttet forsøk.



Figur 3: Flyfoto som viser plassering av forsøksfeltet på Lierstranda i Drammen /6/

GRUNNFORHOLD

Løsmassene i området domineres av lite sensitiv normalkonsolidert bløt til middels fast leire. De øverste 20 – 40 cm består av leire/gytje/mudder med høyt vanninnhold og lav densitet. Under dette topplaget påtreffes et ca 2 m tykt lag av fin sand med innslag av tynne leirlag. Videre består grunnen av siltig leire med underliggende lag av leire. Overgangen mellom siltig leire og leire går ved ca kote - 25.

Sjøbunnen ved forsøksfeltet skrår nedover i retning sør-vest med cirka helning 1:20. Vanndybden ved forsøksfeltet varierer fra 9 til 11 m.

INSTALLASJONER OG UTSTYR

Dette kapittelet beskriver valg av materialer og tekniske løsninger i forbindelse med etablering av feltforsøket. Hver enkelt operasjon er beskrevet nedenfor, og består kort oppsummert og i følgende installasjonsrekkefølge av sandlag, vertikaldren, gruslag, poretrykksmålere, membran, setningsmålere og pumpesystem.

Før oppstart av feltarbeidene ble det foretatt innmåling og oppmerking av forsøksfeltet. For å ha kontroll på beliggenheten av feltet ble det rammet H-bjelker ved tre av forsøksfeltets hjørnepunkter.

Sand- og gruslag

Etter at forsøksfeltet var klargjort startet utlegging av sand og grus pa sjøbunnen. Først ble det lagt ut et ca 30 cm tykt sand-/gruslag med kornfraksjon 0 – 8 mm. Hensikten med dette laget var å etablere et filter mellom gytjen og det senere utlagte drenslaget av grus, for på den måten å hindre innpressing av gytje/finstoff i drenslaget.



Figur 3: Utlegging av grus

Etter installasjon av vertikaldren ble det lagt ut et ca 30 cm tykt gruslag med kornfraksjon 8 – 16 mm, se figur 3. Gruslaget ble lagt ut for å få et sammenhengende drenerende lag under membranen. Drenslaget skulle sørge for tilnærmet fri drenasje mellom vertikaldren og ejektor.

Utlegging av grusen ble gjort ved hjelp av lekter og gravemaskin. Etter utleggingen ble området sloddet ved hjelp av en H-bjelke som ble ført frem og tilbake over sjøbunnen. Denne sloddingen førte imidlertid til at det ble dratt en del sand og grus utenfor forsøksfeltet, se for øvrig figur 12 på side 35.11. Dessverre ble ikke dette oppdaget før etter at membranen var lagt ut.

Vertikaldren

Vertikaldrenene ble installert i forband med innbyrdes avstand 1,5 m og dybde 15 m under sjøbunnen, se figur 4. Kapping av drenene ble utført i sjøbunnsnivå ved hjelp av en spesiallaget saks utviklet av E-service. Det ble benyttet vertikaldren av type Mebradrain MD88.



Figur 4: Installasjon av vertikaldren

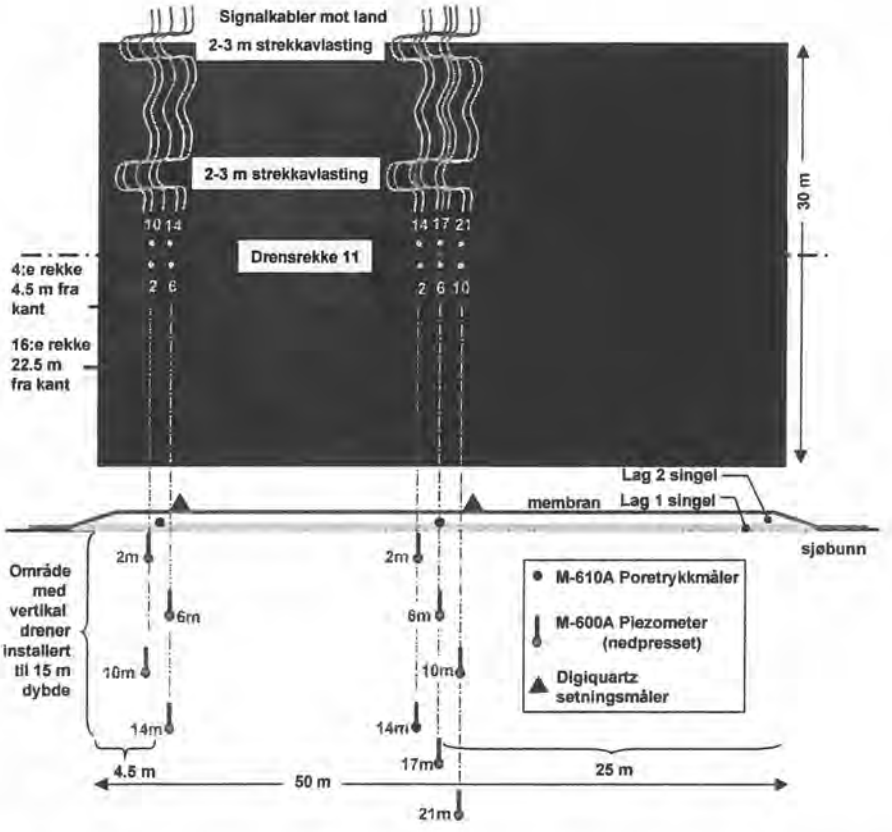
Instrumentering

For å følge opp størrelse og tidsforløp av setninger, poretrykk, utgående vannmengder og pumpeeffekt under forsøket var det nødvendig med omfattende instrumentering /7/. Oversikt over utførte installasjoner av piezometere og setningsmålere er vist på figur 5.

Poretrykksmålere

Det ble installert to ulike poretrykksmålere (piezometere), nemlig Geonor M-610 for installasjon i det utlagte drenslaget og Geonor M-600 for installasjon og nedpressing i grunnen.

De installerte piezometerne er totaltrykksmålere med nullpunkt ved atmosfærisk trykk. Det ble til sammen installert 12 poretrykksmålere, hvor av to stykker ble installert i gruslaget, mens de øvrige 10 ble installert i dybder varierende fra to til 21 meter under sjøbunnen, se figur 5.



Figur 5: Oversikt over utførte installasjoner av piezometere og setningsmålere

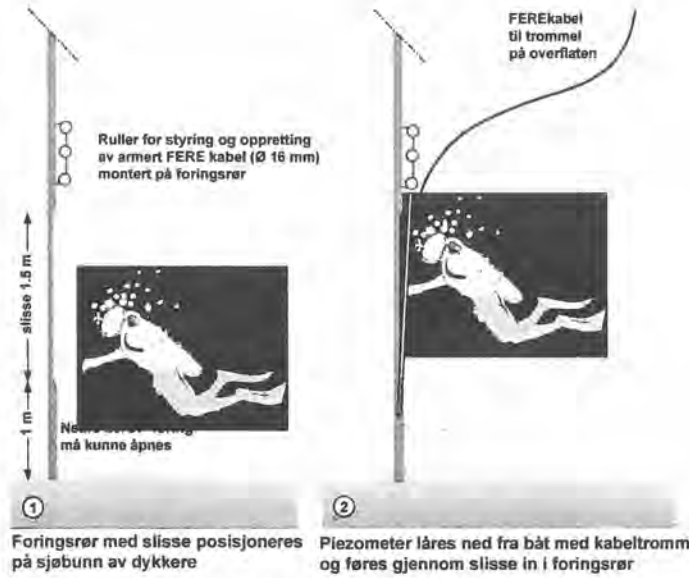
For å unngå utbøyning av sonderingsstanga under nedpressing av piezometerene ble det montert et foringsrør fra sjøbunnen og opp til vannspeilet. Nederst på foringsrøret ble det, for å slippe å trekke kabelen gjennom hele foringsrøret, laget en slisse, se figur 6. Piezometerne, påmontert et 2 m langt forlengelsesstykke med skyvekobling i toppen, ble så plassert inn i foringsrøret, gjennom slissen, for så å bli koblet til sonderingsstang. En rammesko med kabelutløp sørget for å lage spor i jorda for kabelen under nedpressing.

Nedpressing av piezometere ble utført med hjelp av borerigg, type Geotech 50.

Piezometerne ble installert ferdig oppkoblet med gitte kabellengder levert på trommel. Etter installasjon ble samtlige kabler ført til land og kontrollert.

Setningsmålere

Setninger ble målt ved hjelp av neddykket totaltrykk sensorer som ble plassert direkte oppå membranen. Det ble målt setninger i sentrum og i kanten av forsøksfeltet. Det ble i tillegg installert en referansemåler ca 50 m fra forsøksfeltet i retning Tømmerterminalen. Til måling av setninger ble det benyttet Digiquartz sensorer type 2400-A.

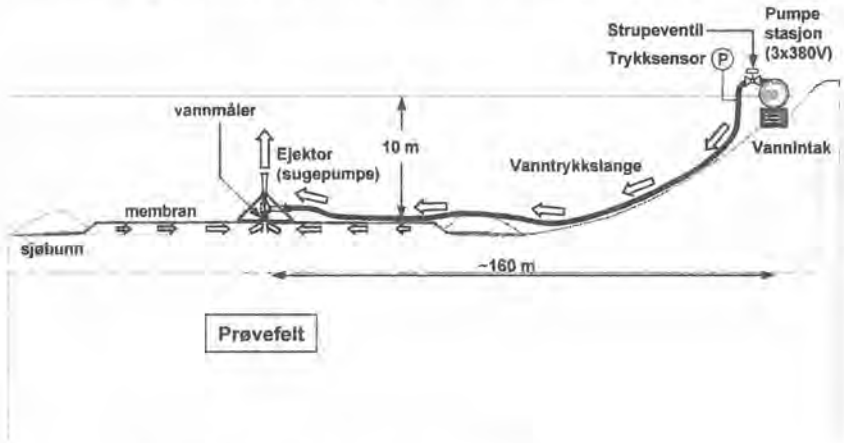


Figur 6: Installasjon av piezometere /7/

Setningsmålerne ble installert etter at membranen og pumpeutstyret var montert. Hver måler ble levert ferdig påkoblet 210 m FERE-kabel. Det ble utført høydeprofilering av forsøksfeltet før oppstart. Dette ble gjort ved at dykkeren flyttet en av setningsmålerne omkring og foretok avlesning for hver posisjon.

Pumpesystem

Før oppstart av feltarbeidene ble ulike pumpeløsninger vurdert (bl.a. neddykket sentrifugalpumpe på membran, trykktank med evakueringspumper nedsenket dypere enn membranen, åpen standpipe til overflate). På grunn av ønske om lavest mulig trykk, samt forenklet vedlikehold og installasjon, ble en ejektor basert løsning valgt.



Figur 7: Pumpesystem basert på ejektorprinsippet /7/

Pumpesystemet besto av en drivepumpe plassert i strandkanten med vanninntaket på ca 2 m vanndybde. Vann ble pumpet fra drivepumpen, gjennom en brannslange, og ut til en ejektor (sugepumpe) som var montert i en åpning i membranen, se figur 7.

Drivepumpen er vist på figur 8. Pumpehuset ble plassert under vann for å hindre luft i å bli sugd inn i pumpen. Det ble montert en strupeventil på utløpet til pumpa, slik at vannforsyningen til ejektoren kunne reguleres. Det ble også montert en trykkmåler (manometer) etter strupeventilen.



Figur 8: Drivepumpe

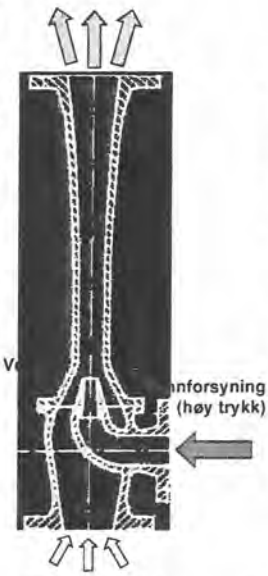
Drivepumpen som ble benyttet var en sentrifugal-pumpe med kapasitet på 26 m^3/time ved dP 5 bar. Senere ble pumpesystemet supplert med en leiepumpe med kapasitet 50 m^3/h ved dP 5 bar.

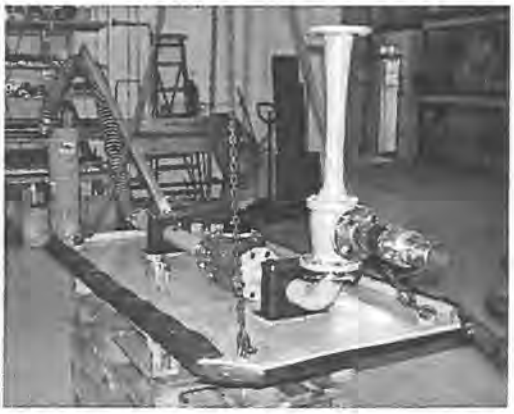
Prinsipp for ejektorpumpe er vist på figur 9.

På sjøbunnen ble ejektorpumpen støttet opp ved hjelp av et stativ som ble senket ned over sugestussen på membranen. Stativet var fritt for skarpe kanter, se figur 9. Etter montering av ejektoren ble stativet lastet ned ved hjelp av sandsekker. Membranen ble utstyrt med fem gjennomføringer for alternative plasseringer av kobling til ejektorpumpe. For å oppnå god tetting mellom sugestuss og membran var det påsveist en krave rundt hver gjennomføring. Kraven ble strammet til rundt sugestuss ved hjelp av båndklemmer. I utgangspunktet skulle bare en gjennomføring benyttes, mens de resterende fire skulle være i reserve.

Etter at ejektoren var plassert oppå membranen ble det installert en vannmåler mellom ejektor og sugestuss. Videre ble det montert en 3" brannslange av nitrilgummi mellom drivepumpe og ejektor.

For å lette dykkerarbeidene ble alle undervanns-koblinger gjort så enkle som mulig (hurtig koblinger).





Figur 9: Ejektorprinsippet/ejektorpumpe

Etter at ejektor og drivepumpe var installert ble pumpesystemet prøvekjørt på maksimal pumpehastighet. Under prøvekjøring sjekket dykkere at alle koblinger virket slik som de skulle, samt at ejektoren sto stødig oppå membranen.

Datainnsamling
Analoge signaler fra poretrykks- og setningsmålere ble ført via sjøkabler og inn til et loggeskap som var montert i brakke på land. Det ble benyttet standard NGI logger. Loggeren samlet inn data ved hjelp av et forhåndsprogrammert loggeprogram. Rådatene ble videresendt til NGI ved hjelp av GSM-modem.

Membran
1.2 mm gummimembran ble lagt ut før setningsmålerne og pumpesystemet ble installert. Membranen, som hadde dimensjonene 40 x 60 m, ble, som tidligere nevnt, forsterket med en krave rundt hver gjennomføring. Kortsidene ble i tillegg forsterket med tanke på mulighet for påmontering av løfteanordninger. For å ha mulighet til å trekke membranen sidelengs ble langsidene påmontert naglede hull.



Figur 10: Rulling av membran på stålrør

E-service rullet membranen, som for øvrig ble levert brettet på pall, på et 42 m langt stålrør med diameter 600 mm, se figur 10. Stålrøret ble så heist om bord på flåte. Etter at flåten var posisjonert på riktig plass, ble stålrøret (med membranen) senket ned på sjøbunnen, se figur 11. På sjøbunnen ble membranen rullet ut ved hjelp av to dykkere.

Nedlasting av membranen med sandsekker ble utført fortløpende etter hvert som membranen ble rullet ut. Størsteparten av sandsekkene ble lagt i forband ca 0,5 m fra ytterkant og inn på membranen.

I utgangspunktet var det beregnet en tettesone (sone fri for sand og grus) på ca 5 m til alle sider. For å forsikre seg om at tettesonen i alle fall ikke var mindre enn 3 m, ble det foretatt inspeksjon av forsøksfeltet før utlegging av membranen. Til tross for denne inspeksjonen skulle det vise seg at det lå sand og grus utenfor forsøksfeltet etter at membranen var lagt ut, se figur 12. Denne oppdagelsen førte til at dykkeren ble nødt til å løfte opp membranen i det aktuelle området, og spyle bort sand og grus. Figur 12 på side 3.11 viser plassering av mem-



Figur 11: Nedsenking av membranen

branen i forhold til gruslaget. I teorien skulle gruslagets ytterkant ligge 5 m innenfor membranen, som vist på den stiplede linjen. Gruslagets virkelige ytterkant etter utlegging er vist på heltrukket linje. For å oppnå minimum av overdekning ble, som tidligere nevnt, sand og grus spylt bort i de områder hvor det lå sand og grus utenfor eller like ved membrankanten. Selv etter at dykkeren hadde fortatt bortspyling skulle det vise seg at overdekningen var for liten.

DATA OG HENDELSESFORLØP

Etter at alle nødvendige installasjoner var utført, samt all instrumentering sjekket og kontrollert, kunne forsøket starte opp den 27. juni 2000. Forsøket var antatt å ville pågå i 3 – 4 måneder, men på grunn av diverse uforutsette hendelser ble forsøket først avsluttet 6. mars 2002.

Dette kapittelet er delt inn tre driftsfaser. Første driftsfase tar for seg oppstartsperioden hvor membranen revnet (27. juni 2000 til 19. august 2000). Andre driftsfase tar for seg perioden fra like før til en tid etter at ny membran var lagt ut (4. september 2001 til 16. november 2001), mens tredje driftsfase tar for seg perioden fra like før til en tid etter at ny drivepumpe var installert (1. januar 2002 til 6. mars 2002).

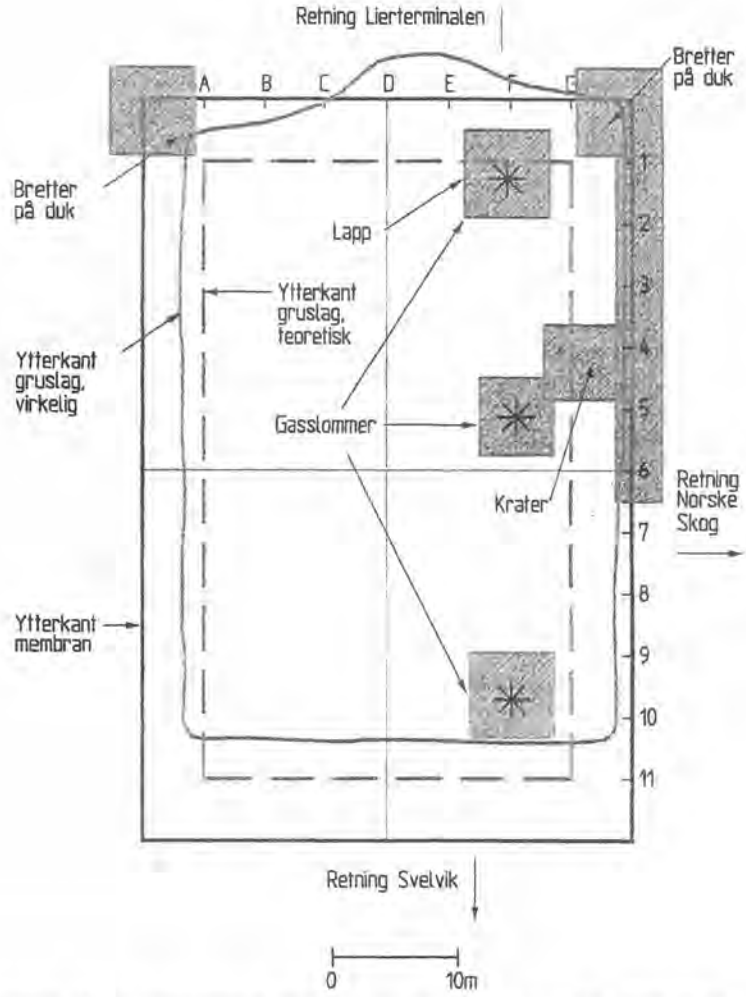
På grunn reparasjoner og vedlikehold, samt strømproblemer underveis i forsøket, var det flere ganger nødvendig å slå av pumpene. Dette gjenspeiler seg på resultatkurvene ved at de øverste poretrykksmålerne viser null differensialtrykk, se figur 14, 16 og 19. Kurvene for setningsmålinger (totaltrykkmålere) viser relativt store fluktuasjoner, se figur 15, 17 og 20, noe som skyldes endring i tidevann og atmosfæretrykk. I utgangspunktet skulle disse fluktuasjonene kompenseres for ved at trykkverdiene fra referansemåleren skulle trekkes fra trykkverdiene fra setningsmålerne ved forsøksfeltet. Referansemåleren sluttet dessverre å virke etter relativt kort tid, noe som gjør at kurvene for setningsmålinger også inkluderer tidevanns- og atmosfærefluktuasjon. Til tross for dette er det mulig å trekke en trendlinje som viser omtrentlige totalsetninger i løpet av forsøksperioden.

Setningsmåleren som ligger ved kanten av membranen viser en rask setningsøkning i en periode hvor det ble utført omfattende dykkerarbeider i området rundt måleren, se figur 15. Det antas derfor at dykkerne i denne perioden har kommet i kontakt med måleren, og at dette er hovedårsaken til at målingene viser større totalsetninger for måleren som ligger i kanten av forsøksfeltet enn for måleren som ligger i senter. På grunn av usikkerhet knyttet til setningsmåleren som er plassert i kanten av forsøksfeltet, er det kun trukket trendlinje for setningsmåleren som ligger i senter av forsøksfeltet.

Når det gjelder poretrykksmåleren som er plassert 17 meter under sjøbunnen og i senter av forsøksfeltet, så viser den differensialtrykk som er vesentlig høyere enn de øvrige poretrykks-målerne. Det antas at denne poretrykksmåleren ikke viser riktige poretrykk, og derfor neglisjeres verdiene til denne måleren i de videre diskusjonene.

Første driftsfase (27. juni 2000 til 19. august 2000)

Første driftsfase tar for seg oppstartsperioden hvor membranen revnet og reparasjon av membranen ikke førte til det forventede undertrykket.



Figur 12: Situasjonsplan av forsøksfeltet med ytterkant gruslag og ytterkant membran, samt gasslommer /8/

Hendelsesforløp første driftsfase

Forsøkets første driftsfase startet opp 27. juni 2000 kl 1600. Allerede etter 2 ½ time oppstod det brudd i membranen, og drivepumpen måtte slås av. Bruddstedet fremgår av situasjonsplan, se figur 12. Bruddet viste seg å skyldes et krater i grunnen under membranen. Krateret, som var ca 1 ½ m dypt og ca 2 m i diameter, ble forårsaket av et av de to støttebeina til flåten under installasjon av vertikaldrenene. Drivepumpen ble slått av den 28. juni, etter at dykkeren oppdaget hull i membranen. Gjenfylling av krateret og lapping av hullene i membran ble utført. Under dette arbeidet ble det oppdaget dannelse av til sammen tre gasslommer under membranen, hvor membranen lokalt var løftet 3-4 m over sjøbunnen. For å hindre at det skulle oppstå ytterligere gasstrykk under membranen, samt fjerne gasstrykket som allerede var oppstått, ble pumpen startet opp igjen. Imidlertid sprakk membranen over alle de tre gasslommene. Hullene ble tettet med ny membran som ble lastes ned med sandsekker. Til tetting av hullene ble det benyttet en annen type membran enn tidligere, nemlig type Protan G 1,5 mm. Denne membrantypen var noe stivere enn den opprinnelige, men ettersom ikke annen

duk kunne skaffes på kort varsel var dette eneste alternativ. Lokaliteten av gasslommene er vist på figur 12.

De øverste meterne av løsmassene ved forsøksfeltet inneholder relativt høyt innhold av organisk materiale. Organisk materiale kombinert med lite oksygen fører til produksjon av metangass. Produksjonen av metangass er uavhengig av trykk, men redusert trykk gir redusert løselighet av metan i porevannet. Dette kombinert med reduksjon av porevolum som følge av konsolidering fører til frigjøring av metangass.

Etter at pumpen hadde gått for full styrke i ca 14 dager ble det foretatt ny inspeksjon av forsøksfeltet. Det ble observert åpninger mellom membranen og de nye lappene, samt mellom membranen og sjøbunnen. Åpningene mellom membran og lappene skyldes, som tidligere nevnt, at de nye lappene var noe stivere enn den opprinnelige membranen. Lappene klistret seg da ikke helt inntil membranen. Åpningene mellom membran og sjøbunnen skyldes delvis bretter i membranen, som ga lekkasjekanaler, og delvis at membranens overdekning fra ytterkant av gruslag til ytterkant av membran på enkelte partier var for kort. Dette er illustrert på figur 12.

De nevnte lekkasjepunktene ble forsøkt tettet, delvis med fett (margarin) og delvis ved å øke overdekningen med nye membranlapper.

Resultater første driftsfase

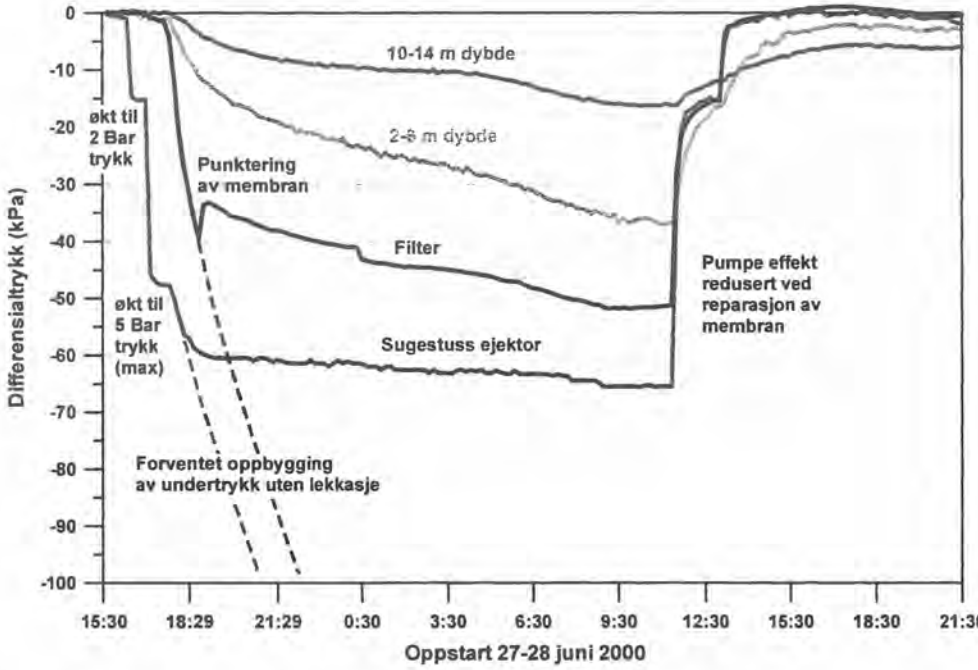
Resultater fra første driftsfase er vist i figur 13, 14 og 15. Figur 13 viser målte trykkreduksjoner i grunnen i løpet av de første timene etter oppstart. Den røde kurven viser trykket i pumpesystemet. Trykket i filter (gruslaget under membranen), blå kurve, reduseres som forventet raskt, men etter ca 2 ½ time kan vi se at det oppstår brudd i kurven som følge av punktert membran. Fortsatt pumping gir noe videre trykkreduksjon både i filteret og i leiravsetningen.

Figur 14 viser trykkutvikling fra oppstarten og helt frem til 24. oktober 2000. Når det ble oppdaget at membranen var punktert, ble pumpen stoppet. Da gikk trykkene i hele forsøksfeltet tilbake til opprinnelige verdier, det vil si 0 kPa på målerne. Etter reparasjonen av membranen ble pumpene startet opp igjen. Trykkreduksjonen ble vesentlig mindre enn forventet (30-40 kPa mot forventet 160 kPa), noe som trolig skyldes innlekkasje.

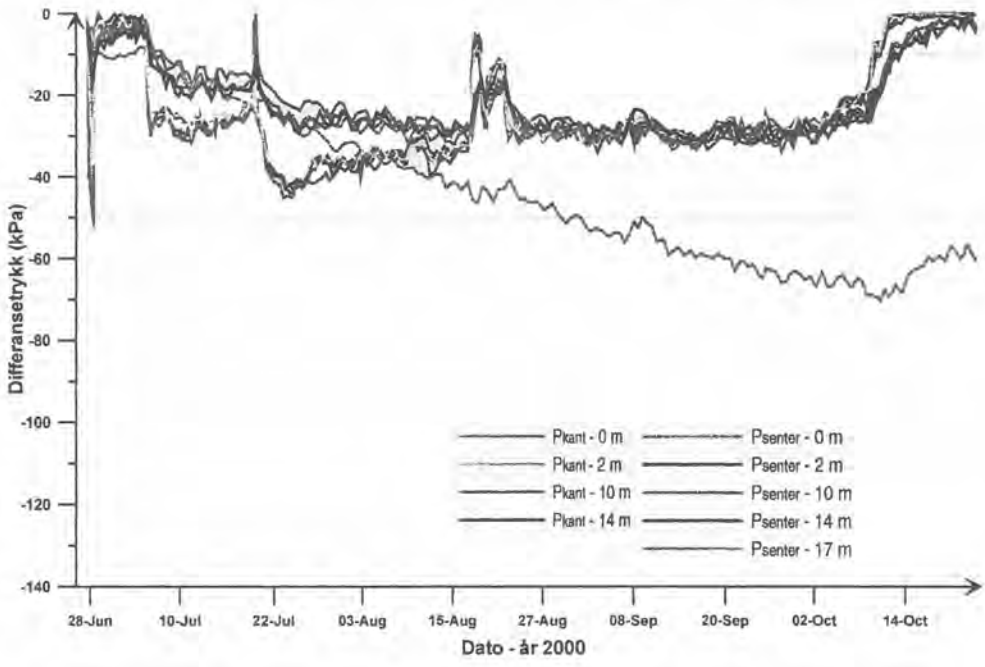
Trykkutvikling i filteret under membranen fremgår av figur 14, magenta kurve. Differensialtrykket avtar noe, for så og stabiliserer seg på ca 30 kPa. Dette til tross for at det i august 2000 ble foretatt omfattende arbeider for å forsøke å tette lekkasjepunkter mellom membran og omgivelsene. At poretrykket har stabilisert seg tyder på at konsolideringen er avsluttet under den belastningen som grunnen nå er utsatt for. Til tross for lavere undertrykk enn forventet viser poretrykksmåleren og setningsmålerne at vertikaldrenene og drenslaget fungerer etter hensikten.

Figur 15 viser målinger av setninger henholdsvis i senter og ved kanten av forsøksfeltet i løpet av første driftsfase. Nøyaktig plassering av setningsmålerne er vist tidligere på figur 5. Trendkurven på figur 15 antyder totalsetninger på ca 35 cm i løpet av første driftsfase.

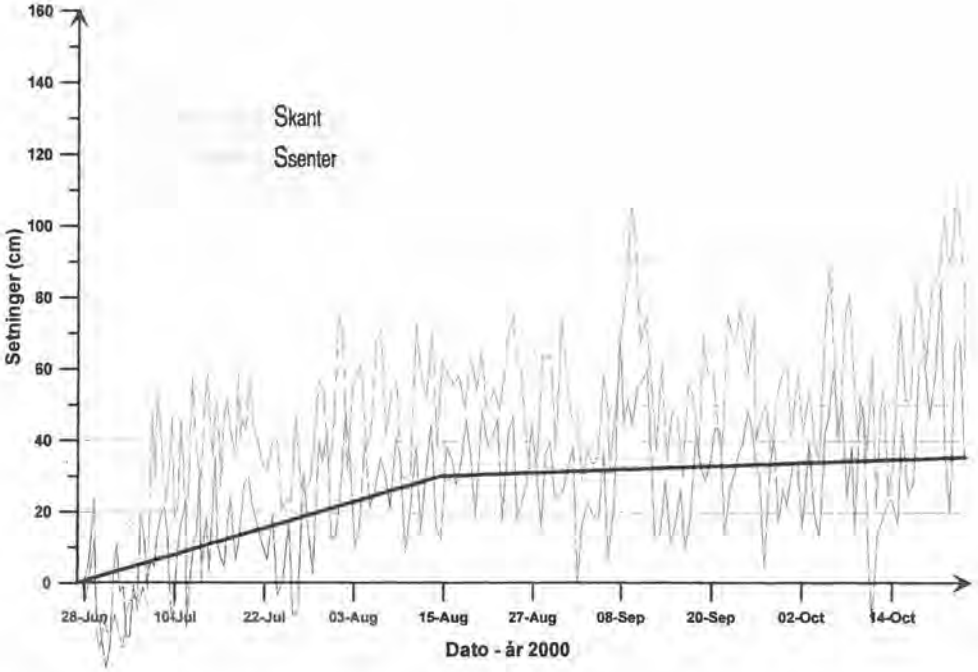
Målingene utført i denne perioden viste at det var behov for ytterligere (og til dels kostnadskrevende) tiltak for å redusere lekkasjene, og dermed å oppnå forventet undertrykk.



Figur 13: Målte trykkreduksjoner i grunnen i løpet av de første timene etter oppstart



Figur 14: Målte trykkreduksjoner i første driftsfase fra 27. juni 2000 til 24. oktober 2000



Figur 15: Målte setninger i første driftsfase fra 27. juni 2000 til 24. oktober 2000

Andre driftsfase (4. september 2001 – 16. november 2001)

Andre driftsfase tar for seg perioden fra like før til en tid etter at ny membran var testet ut.

Hendelsesforløp andre driftsfase

Den første driftsfasen ga mange nyttige erfaringer, men det lykkes dessverre ikke å oppnå full effekt av vakuumkonsolideringen. Det å oppnå full effekt var et vesentlig delmål for prosjektet. Årsaken til at effekten ikke ble som forventet antas å skyldes innlekkasje mellom membranen og sjøbunnen. Det ble utarbeidet ulike alternative tiltak for å utbedre disse lekkasjene. Tiltaket som ble valgt gikk ut på å legge ut ny membran langs to sider av forsøksfeltet.

Før oppstart av andre driftsfase ble det foretatt dykkerinspeksjon av forsøksfeltet. Sikten var tidvis dårlig, men dykkeren kunne gi tilbakemelding om at membranen tilsynelatende så uskadet ut. Det kunne også observeres enkelte gassbobler. Gassboblene hadde ført til at membranen hadde blitt trukket så langt inn enkelte steder at sandsekker hadde falt av membranen. I tillegg var det enkelte folder på membranen. Dykkeren utførte også detaljert dykkerinspeksjon av ejektoren med sugestuss. Ejektoren virket, i følge dykkeren, uskadet.

Andre driftsfase startet med å fjerne alle sandsekkene som lå på de to sidene hvor ny membran skulle legges ut. Det ble videre lagt ut to nye membranstykker med dimensjoner 10 x 50 m og 10 x 65 m. De nye membranstykkene ble lagt med 3 m overlapping i forhold til eksisterende membran. Istedenfor å laste ned de nye membranstykkene ved hjelp av sandsekker ble det nå benyttet kjetting.

Pumpa ble startet opp igjen 27. september 2001. Arbeidene med å tette membranen resulterte i noe økt undertrykk, men liten eller ingen reduksjon i pumpede vannmengder.

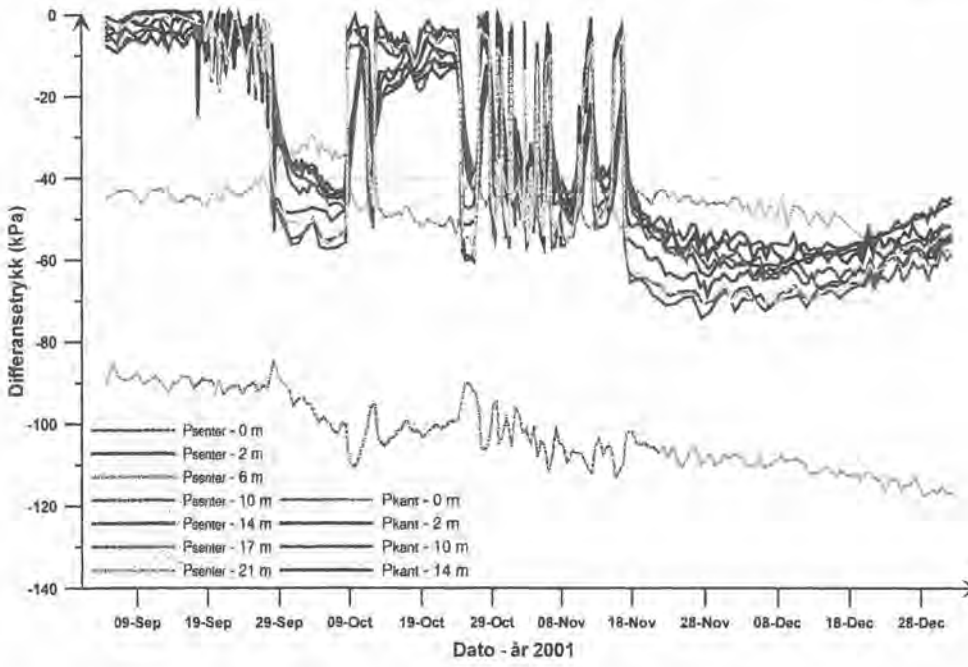
For å forsikre seg om at det ikke var noe feil med kapasiteten til ejektoren ble det foretatt trykktesting av ejektor og utløp til brannslange. Testingen viste et trykktap i brannslangen (ca 200 m lang) på ca 1 bar fra vanninntaket (ved drivepumpa) til vannutløpet (ved ejektoren). Testing av sugestussen viste et undertrykk ved sugestussen på -0.8 bar ved 5 bar utløpstrykk fra drivepumpa. Konklusjonen var at ejektorsystemet virket som forutsatt.

Resultater andre driftsfase

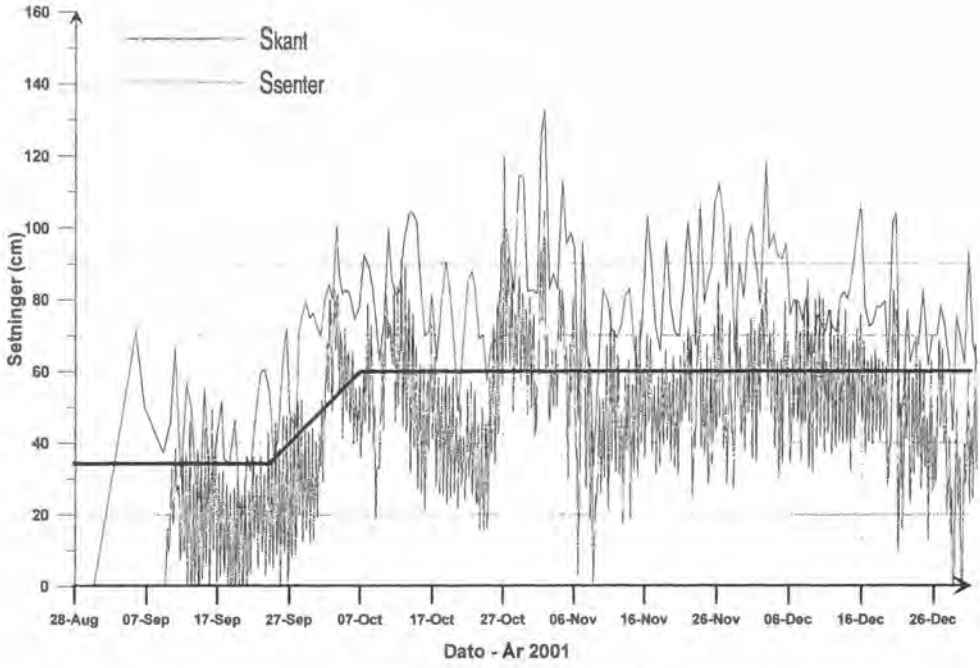
Resultater fra andre driftsfase er vist på figur 16 og 17. Figur 16 viser målte trykkreduksjoner i grunnen i perioden 4. september 2001 til 28. desember 2001. Pumpa ble startet opp igjen og tettingen ga, som vi ser av figur 16, noe høyere undertrykk enn det som ble oppnådd i første driftsfase. Figur 16 viser at det i denne perioden lykkes å senke trykket like under membranen med ca 70 kPa, altså ca 40 kPa høyere enn i første driftsfase.

I andre driftsfase ble det, etter at vannmengdene hadde stabilisert seg, pumpet ca 18 m^3/h ut av ejektoren, altså, som tidligere nevnt, liten reduksjon i forhold til første driftsfase.

Figur 17 viser målinger av setninger henholdsvis i senter og ved kanten av forsøksfeltet i løpet av andre driftsfase. Trendkurven på figur 17 antyder totalsetninger på ca 60 cm i løpet av første og andre driftsfase.



Figur 16: Målte trykkreduksjoner i andre driftsfase fra 4. september 2001 til 31. desember 2001



Figur 17: Målte setninger i andre driftsfase fra 4. september 2001 til 31. desember 2001

Tredje driftsfase (1. januar 2002 – 6. mars 2002)

Tredje driftsfase tar for seg perioden fra like før til en tid etter at ny drivepumpe var installert.

Hendelsesforløp tredje driftsfase

Forsøkene med å tette innlekkasjene var bare delvis vellykket. E-service og NGI vurderte derfor økt pumpekapasitet som siste mulighet for å oppnå de ønskede undertrykkene. Arbeidene med å øke pumpekapasiteten ble satt i gang den 14. januar 2002.

Pumpekapasiteten ble økt fra 26 m^3/h til totalt 86 m^3/h. Ny installert drivepumpe er vist på figur 18.

Økt pumpekapasitet førte til høyere undertrykk enn tidligere oppnådd, men heller ikke denne gangen lykkes det å oppnå de tilstrebede 160 kPa.



Figur 18: Ny drivepumpe

Resultater tredje driftsfase

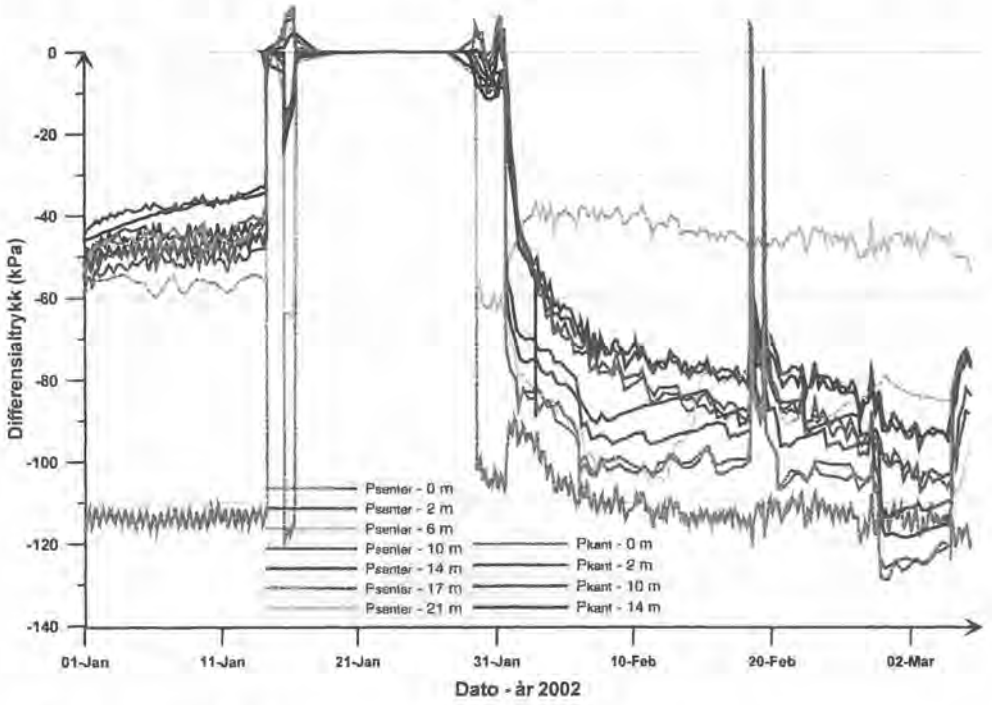
Resultater fra tredje driftsfase er vist på figur 19 og 20. Figur 19 viser målte trykkreduksjoner i grunnen i perioden 1. januar 2002 til 6. mars 2002. Pumpa ble startet opp igjen og tettingen ga, som vi ser av figur 19, høyere undertrykk i forhold til de to tidligere driftsfasene. I tredje

driftsfase lykkes det på det meste å senke trykket med ca 130 kPa.

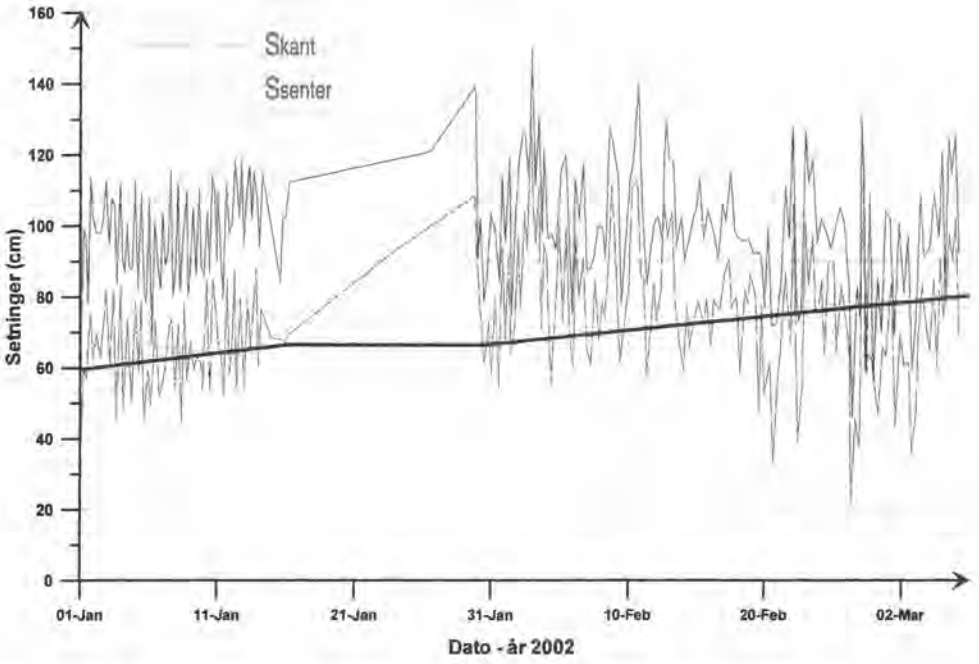
I tredje driftsfase varierte totalt utpumpet vannmengde fra 33 m^3/h (ved maksimalt undertrykk på ca 130 kPa) til 66 m^3/h (like etter oppstart).

Figur 20 viser målinger av setninger henholdsvis i senter og ved kanten av forsøksfeltet i løpet av tredje driftsfase. Trendkurven på figur 20 antyder totalsetninger på ca 80 cm totalt i løpet av første, andre og tredje driftsfase.

På grunn av innlekkasje ble det i løpet av forsøksperioden pumpet betydelig mer vann enn forutsatt. NGI og E-service brukte mye tid på å finne årsaken til innlekkasjene. En av teoriene var at det på grunn av store undertrykk var blitt dannet vannførende kanaler i jordmassene ("piping"). Denne teorien ble styrket i løpet av siste driftsfase, ettersom det i slutten av februar oppstod en plutselig økning av undertrykkene (i løpet av en time) på ca 20 kPa like under membranen, fra ca 105 til 125 kPa, se figur 19. Denne økningen i undertrykk varte i ca 5 dager før trykkene igjen droppet tilbake til lavere verdier. Mekanismen som beskrevet ovenfor tyder på en periode med midlertidig tetting av vannførende kanaler.



Figur 19: Målte trykkreduksjoner i tredje driftsfase fra 1. januar 2002 til 6. mars 2002



Figur 20: Målte setninger i tredje driftsfase fra 1.januar 2002 til 6. mars 2002

KONKLUSJONER

Hensikten med fullskala feltforsøk på Lierstranda var å verifisere effekten av metoden, samt teste ut pumpesystemet og praktiske aspekter knyttet til vakuumkonsolidering under vann. Hensikten med forsøket ble oppnådd, og forsøket kan sies å ha vært vellykket.

På grunn av utilstrekkelig tetting mellom membran og sjøbunnen lykkes det ikke å oppnå det ønskede undertrykket på 160 kPa. Det ble på det meste, med økt pumpekapasitet, oppnådd et undertrykk like under membranen på ca 130 kPa. Dette, sammen med resultater fra ejektortest og resultater fra poretrykksmålere som viser likt undertrykk i drenslaget ved både senter og kant, har vist at pumpesystemet virker etter hensikten. Forsøket har også vist at det med god tetting mellom membrankanter og sjøbunn trolig er mer enn tilstrekkelig med kun en ejektor med pumpekapasitet på ca 25 m^3/time for et areal tilsvarende 1.500 m^2. Ved god tetting skal det derimot ikke være nødvendig med større pumpekapasitet enn ca 1 m^3/time ved fullt undertrykk.

Feltforsøket på Lierstranda ga verdifull erfaring knyttet til praktiske aspekter ved vakuumkonsolidering under vann. Noen av erfaringene fra prosjektet er listet opp nedenfor.

- Det er viktig å foreta nøyaktig utlegging av drenslaget. Istedenfor dumping av masser med gravemaskinskuff fra lekter bør drensmassene plasseres kontrollert på sjøbunnen ved hjelp av for eksempel et neddykket rør. Sikker posisjonering av fartøy og utstyr, samt jevnlig dykkerkontroll under hele utleggingen er også nødvendig.

- Det er viktig å sikre god tetting mellom membrankanter og sjøbunn, samt påse at det er god klaring/overlapping mellom ytterkant drenslag og ytterkant membran. Denne overlappingen bør være minimum 5 m.
- For å sikre god kontakt mellom membran og sjøbunn kan membranen lastes ned ved hjelp av kjetting istedenfor sandsekker.
- Det bør vurderes å utstyre membranen med "flaps" slik at eventuell gass som dannes slippes ut ved eventuell driftsstans på pumpesystemet.
- Det er viktig å ha overkapasitet på ejektorer og pumper slik at eventuelle små innlekkasjer kan kompenseres med økt pumping.
- Det er viktig å foreta god sikring av vanninntak for drivepumpe.
- Det er viktig å foreta god planlegging. Alle reparasjoner, endringer eller utskiftninger som må foretas er atskillig mer tids- og kostnadskrevende på 10 m vanndyp enn på land.

NGI har etter feltforsøket på Lierstranda blitt styrket i troen på vakuumkonsolidering som grunnforsterkningsmetode under vann. Metoden har, og spesielt i Norge, et stort ubenyttet potensial. Metoden er trolig også, i mange tilfeller, meget konkurransedyktig i forhold til andre metoder som benyttes for å forsterke bløt grunn.

SLUTTORD

Fullskala feltforsøk med vakuumkonsolidering på Lierstranda har vært et samarbeidsprosjekt mellom E-service og NGI. Initiativtaker for prosjektet har vært Kjell Karlsrud fra NGI, prosjektledere har vært Hallvard Sindre fra E-service og Odd Gregersen fra NGI, kvalitetsansvarlige og tekniske rådgivere har vært Trond-Storm Hansen fra E-service og Kjell Karlsrud fra NGI, fagansvarlig for instrumenteringen har vært Per Sparrevik fra NGI, mens fagansvarlig for feltarbeidene har vært Alf Aurland fra E-service.

En stor takk til vår samarbeidspartner i prosjektet, Entreprenørservice AS, samt alle de som har støttet prosjektet økonomisk og dermed gjort prosjektet mulig å gjennomføre.

REFERANSER

/1/ Norges Geotekniske Institutt (1996)
Skisse til forskningsprosjekt
Stabilitetsforbedring ved vann- og vakuumkonsolidering for havneanlegg og fyllinger i sjøen

/2/ Kjellman W. (1952)
Consolidation of Clay Soil by Means of Atmospheric Pressure
MIT Conference on Soil Stabilization
Dated June 20, 1952

/3/ Norges Geotekniske Institutt (1999)
Vakuumkonsolidering
Litteraturstudie
Rapport nr 524032-1, datert 16. august 1999

/4/ Norges Geotekniske Institutt (1996)

Prosjekt 960019 Utfylling Lierstranda
Drammen Slip og Verksted AS
Lierstranda, vurdering av utfylling
Teknisk notat datert 19. april 2002

/5/ Norges Geotekniske Institutt (2002)
Vakuumkonsolidering Lierstranda, Drammen
Grunnundersøkelser. Datarapport
Rapport nr 19524032-2, datert 21. november 2002

/6/ Drammen Havn
CD-rom presentasjon av Drammen Havn

/7/ Norges Geotekniske Institutt (2000)
524032 – Vakuumkonsolidering
Spesifikasjon, installasjon og operasjon beskrivelse for instrumentering og pumpeutstyr
Internt notat fra Per Sparrevik, datert 10. mars 2000

/8/ Norges Geotekniske Institutt (2000)
524032 Vakuumkonsolidering. Feltforsøk, Lierstranda
Status og forslag til alternative videre aktiviteter
Teknisk notat til Styringsgruppen datert 21. september 2000

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

GEOTEKNISK DESIGN AV KAIER PÅ MELKØYA

Dag I Roti, Multiconsult AS, avd. NOTEBY

ANLEGGET

Melkøya ligger ved Hammerfest. Øya er relativt frittliggende og er eksponert for vind og bølger fra vestlig sektor mellom sørøst og nord. Se figur 1. I tillegg til å være værutsatt er det store tidevannsforskjeller som gir sterk strøm.

Prosjektet har 2 kaier som fremgår av situasjonsplaner fig 2 og 3; Anleggskai og Produktkai.

ANLEGGSKAI:
I kaiområdet består grunnen av inntil 7 m korallsilt/sand. Det vises til utsnitt av borplan. Fig. 4. Løsmassene framgår av fig 5. Sjøbunnen var på ca. kote minus 17 i fronten. Fjelloverflaten var mellom ca. kote minus 16 og ca. kote minus 25 (NGO). Treaksialforsøk ble tolket til at karakteristisk styrke av korallsilt/sand ble fastsatt til ca. 37^0.

Kaia krever en vanndybde på 12 m ved middelvann. Kaihøyden ble definert til kote 3,5.

Kaia skulle betjene anlegget i anleggsperioden. Dette ville si ilandføring av store tunge moduler som skulle løftes i land med store kraner samt slugcatcher som skulle trekkes på land. I innledningsfasen var det usikkert hvor slug-catcheren skulle ilandføres samt størrelsen av lastene både fra denne og fra kranene. Det ble derfor valgt en cellespuntkonstruksjon – fordeler lasten og er dermed lite ømfintlig for størrelsen av punktlaster.

Stabiliteten/bæreevne etc ble beregnet ut fra dimensjonerende laster 100 kN/m^2 over hele og kun plassert bak kaia. Lastfaktor 1,5, som vist skjematisk på figur 6.

Konstruksjonen ble da som vist i plan figur 7 og snitt figur 8 – med henvisning til arbeidsgang:

1. Utlegging av landfylling
2. Utlegging av motfylling
3. Utlegging av fylling for setting av celler
4. Suksessiv fylling/installering av celler

Det ble også satt opp en nokså detaljert spuntplan med angivelse av nålelengder og vinkler i grennåler etc. Planen sikrer blant annet at alle grennåler er like.

Som massefyll ble det valgt ensgradert sand eller knust stein 0-16. En grunn for dette er korrosjonshensyn dersom en hadde valgt å la være å montere korrosjonsbeskyttelse. Graderingen av massene gjør det mulig med stavvibrering der en vibrerer ned et langt

stålprofil. Her ble det med 5 tonns vibrolodd oppnådd gjennomsnittelig setning i celle på ca. 80 cm eller tilsvarende ca. 7%.

I byggeperioden og i tiden etterpå har det pågått stadig evaluering av losseprosess for slug-catcher og kraner. Losseprosessen av slug-catcheren og kranalternativ viste nye lasttilfeller som ble kontrollert. Blant annet måtte en på grunn av fallforholdene i området heve kainivået der slugcatcheren skal tas på land med ca. 1,5 m. Dette ga lasttilfellene i figur 11; fortsatt er det forutsatt nyttelast bak cellene på 100 kN/m^2. Beregningene ga omtrent samme sikkerheter som opprinnelig lastforutsetninger.

PRODUKTKAI

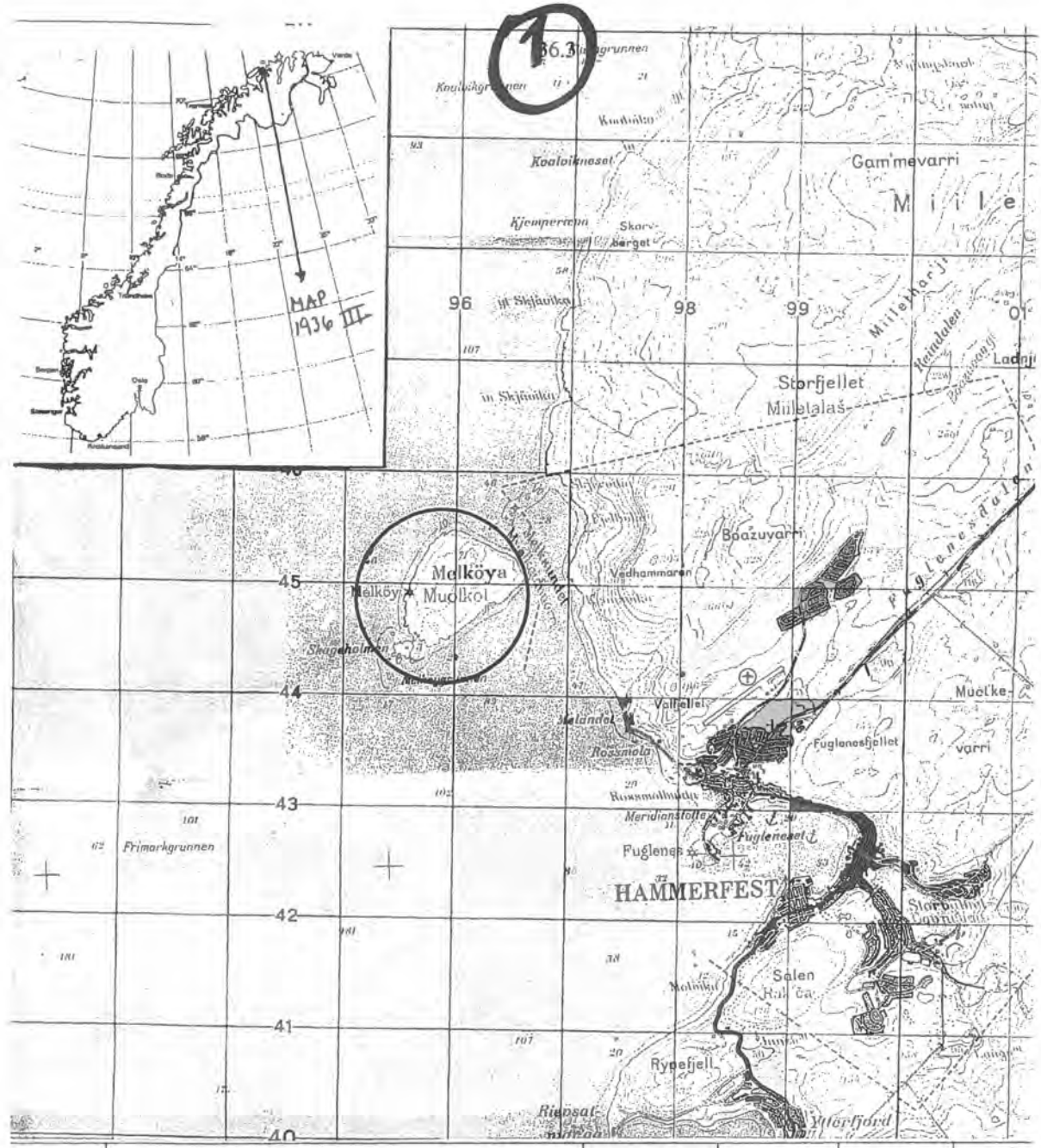
Grunnforhold løsmassetykkelse 0-5 m korallsand/silt med faste silt/sandmasser over fjell. Stedvis bratt fjell. Det vises til utsnitt av borplan figur 12.
Kravene til vanndybde er 18 m på middelvann
Kaihøyde: kote 5

Kailastene er for det meste faste tekniske installasjoner i forbindelse med lasting av LNG Pelekai valgt på grunn av stort vanndyp, liggeforhold, setningsfritt dekke etc. Den tradisjonelle strandkaia, se figur 13 med peling gjennom en utlagt steinfylling var ikke aktuell på grunn av "slamming forces" fra langperiodiske bølger som på grunn av anleggets beliggenhet her blir svært store. Kreftene blir spesielt store der det er grunt. Det var derfor utelukket å anlegge en kaifylling som kom helt fram til kaiplate. Kailøsningen ble derfor en frittstående kai med 2 atkomstbruer. Figur 14. "Slamming forces" krevde også benyttes kraftige peler/pilarer med diameter 1,1 m der det er dypt og 1,5 m på de grunne områder under atkomstbroene.

Kailøsningen medfører at det blir store horisontalkrefter langs kaia som må opptas av skråpeler samt at pelene under atkomstbruene ble utført som pilarer.
Da horisontalkreftene langs kaia må opptas av skråpeler medfører det at det blir store strekk-krefter i vertikalpeler, og det ble stedvis veldig tett med peler som fremgår av peleplanen og foto fra utførelsen figur 15. Stagkreftene ble stedvis over 2500 kN noe som medførte at det måtte benyttes permanente stag av 19 stk 0,6" lisser . Så store stag krever også store borkroner noe som igjen ble dimensjonerende for pelespissen. Øvrige peler ble fordyblet med 100 mm dybler. Noen av disse ble valgt spesielt lange og med større innboringslengde i fjell enn de andre dyblene for at disse skulle kunne oppta mindre og kortvarige strekk-krefter, som kunne oppstå som følge av "slamming forces" ute på kaidekket.

Prosessene for fordybling eller stag er svært forskjellige. Dybler kan settes før pelenes bæreevne dokumenteres ved dynamisk prøvebelastning, mens stag må bores, settes og spennes opp etter at kaiplata er støpt.

For de peler som det skal settes inn stag er det derfor viktig at hele pelespissen står i fjell samt at oppboringen ikke svekker fjellfestet til pelen dersom en skal kunne anse at den påviste bæreevnen fra kriterierammingen er representativ. Valgt prosedyre ble derfor at når pelen kom til fjell og kriterierammet, skulle det bores gjennom spissen og 40 cm ned i fjell hvoretter det ble gyst og omgående rammet normalt fjellkriterium.



v. a	Description	Date: 18.07.2002	Draw.: RK	Check.	App.

LOCATION MAP

MULTICONSULT-BARLINDHAUG CONSULT
HAMMERFEST LNG PLANT

Name of file

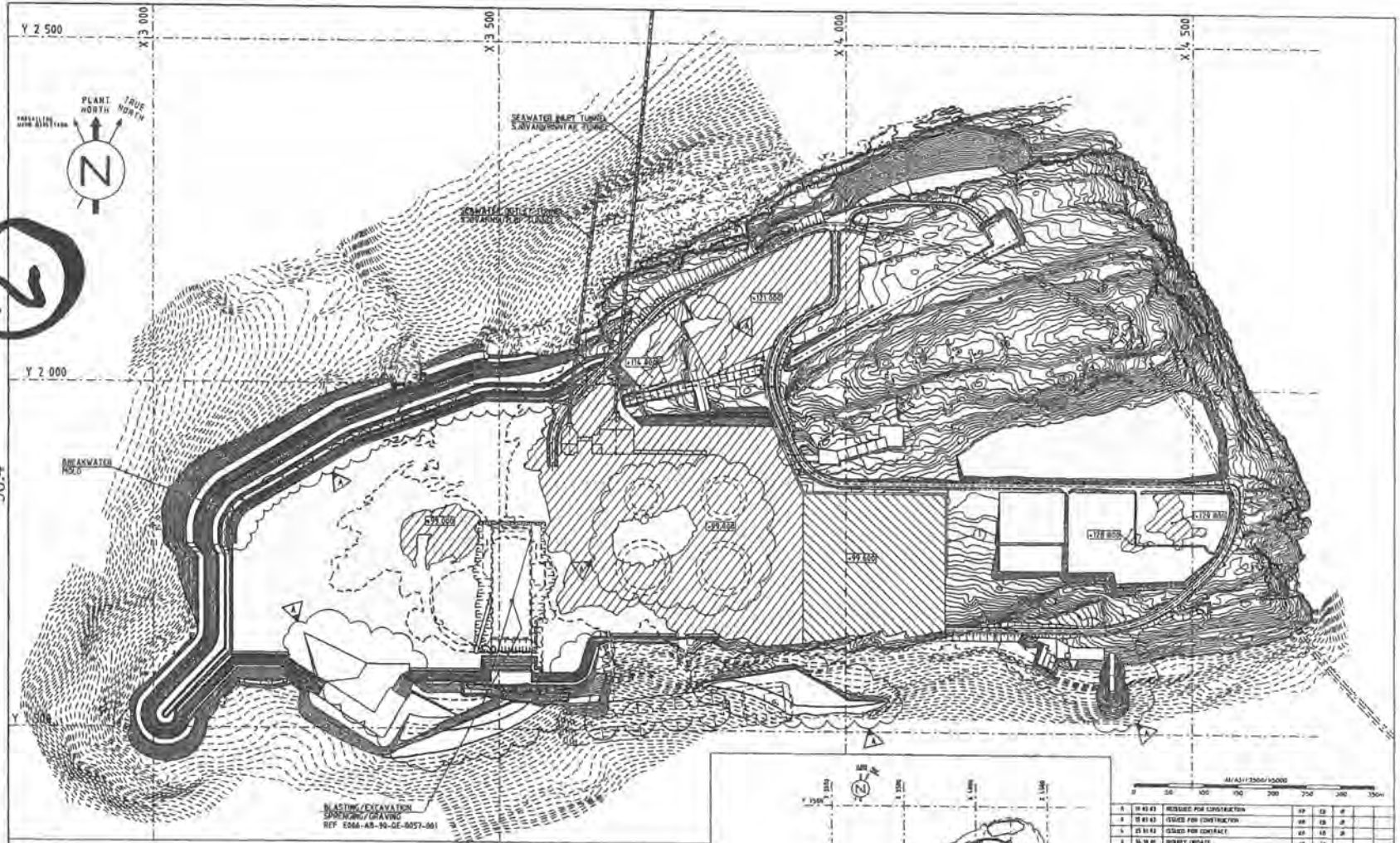
Scale A4-1:50.000

MULTICONSULT

NOTEBY AS
Fiolveien 13, 9016 TROMSØ

Date	Drawn by	Checked by	Approved by
18.07.2002	RK		

Project no.	Drawing no.	Rev.
200285	0	



36.4

LEGEND

ROCK EXCAVATION/ SPOILING

ROCK EXCAVATION TO -49 MSL

THE LINE (1) TO BE AGREED ACCORDING TO MASS BALANCE

(1) TOLERANCES HAS BEEN CALCULATED

NOTES

ELEVATION: +00.000 CORRESPONDS TO VERTICAL DATUM ZONE: +0.000

+00.000 CORRESPONDS TO VERTICAL DATUM ZONE: +0.000

REFERENCES

LEVELLING PLAN SITE PREPARATION LEVEL — E066-AB-90-GE-0002-001

SITE PREPARATION, FILLING PLAN — E066-AB-90-GE-0001-001

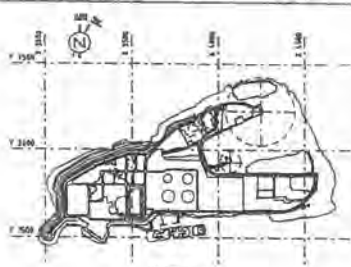
DOCK FOR BARGE, PLAN — E066-AB-90-GE-0054-001

DOCK AND BARGE, EXCAVATION, FILLING AND BLASTING PLAN — E066-AB-90-GE-0057-001

SEAWATER INTAKE/ OUTLET, PLAN, PILE AND TEMPORARY ROAD — E066-AB-90-GE-0003-001

ROCK EXCAVATION PLAN/ TRENCHES — E066-AB-90-GE-0004-001 TO 003

BREAKWATER DETAIL — E066-AB-90-GS-0001-001



KEYPLAN

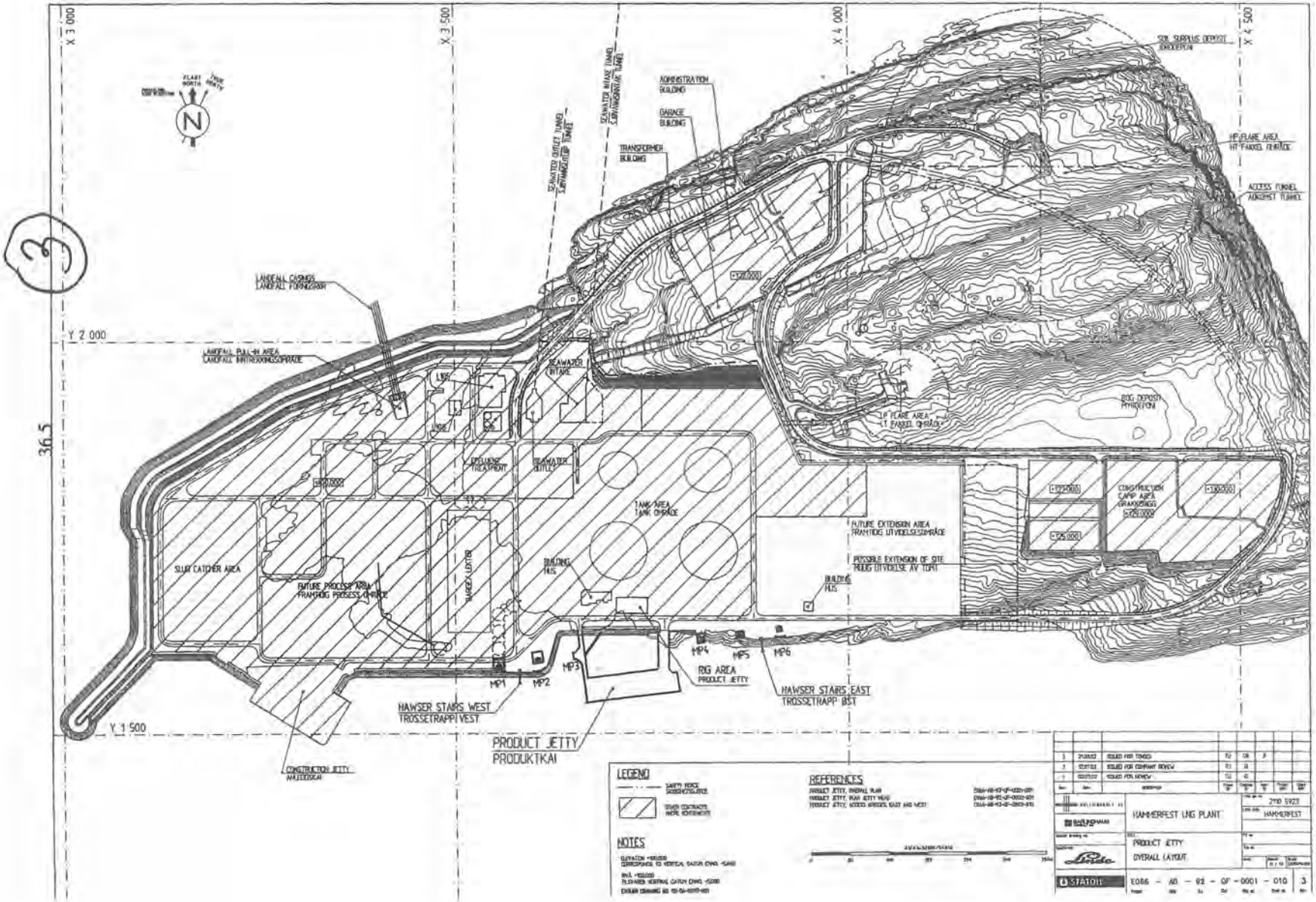
A	19.03.03	REISSUED FOR CONSTRUCTION	AP	CE	JP
0	13.01.03	ISSUED FOR CONSTRUCTION	AP	CE	JP
1	25.11.02	ISSUED FOR CONTRACT	AP	CE	JP
2	26.10.01	MINOR UPDATE	AP	CE	
1	07.06.01	UPDATED FOR TENDER	AP	CE	JP
1	04.04.01	ISSUED FOR COST ESTIMATE	AP	CE	
Rev.	Date	Description	Drawn by	Checked by	Approved by

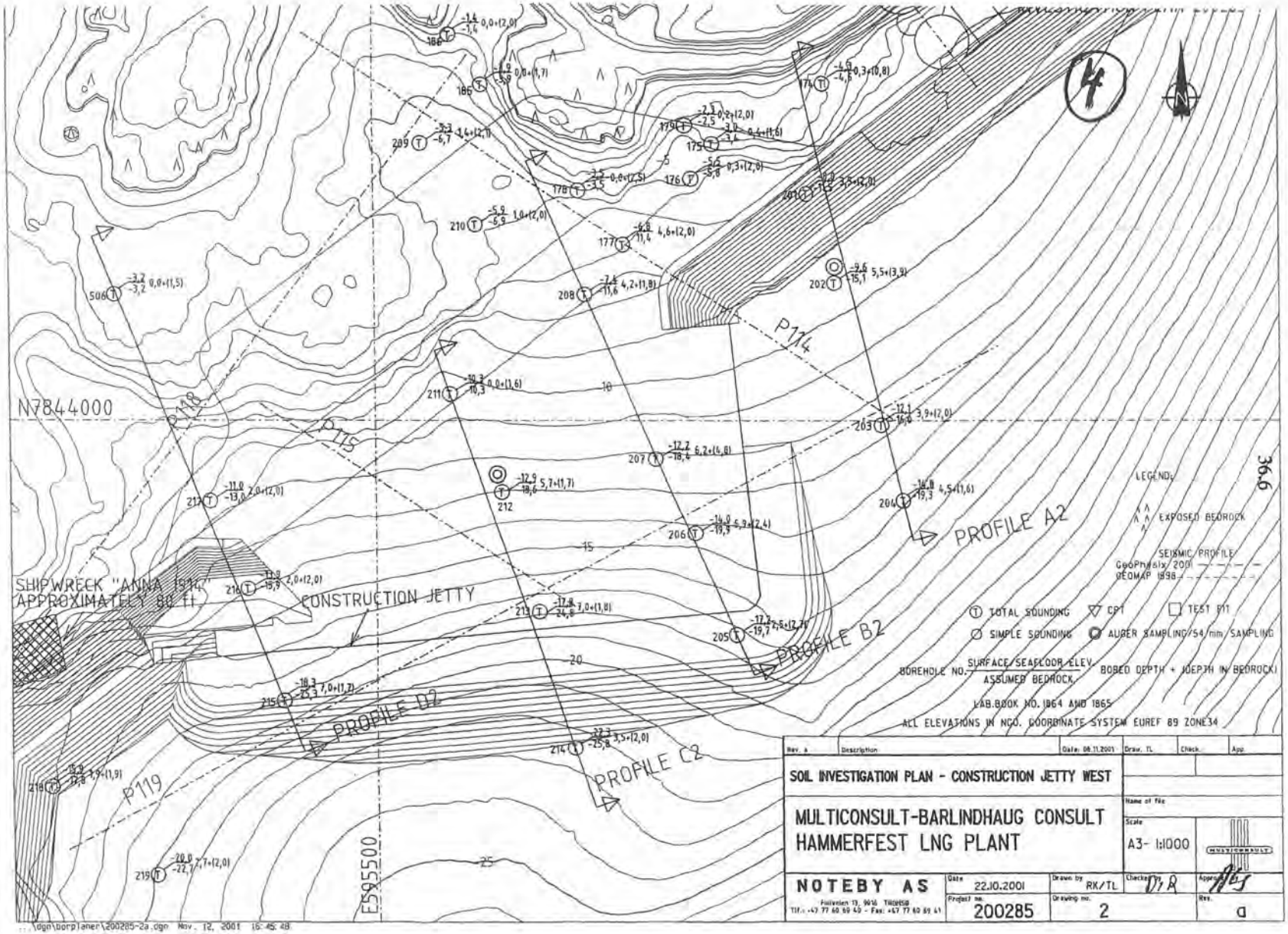
AV/A3=1:2500/1:5000

0 50 100 150 200 250 300 350m

Project No.	2100 5922
Project	HAMMERFEST LNG PLANT
Contract No.	HAMMERFEST
Title	SITE PREPARATION, ROCK EXCAVATION PLAN
Scale	A1 1:2500 A3 1:5000
Drawing No.	E066 - AB - 90 - GE - 0003 - 001
Rev.	A

STATOIL


X 3 000
X 3 500
X 4 000
X 4 500
Y 2 000
Y 1 500
36.5
3
PLANT NORTH
TRUE NORTH
SEAWATER OUTLET TUNNEL
SEAWATER INTAKE TUNNEL
ADMINISTRATION BUILDING
GARAGE BUILDING
TRANSFORMER BUILDING
SOIL SURPLUS DEPOSIT
MASSEOVERSKUDD
HP FLARE AREA
HT FAKKEL OMRÅDE
ACCESS TUNNEL
ADKOMST TUNNEL
LANDFALL CASINGS
LANDFALL FORINGSRØR
LANDFALL PULL-IN AREA
LANDFALL INNTREKNINGSOMRÅDE
SEAWATER INTAKE
LP FLARE AREA
LT FAKKEL OMRÅDE
RIG DEPOSIT
PYNTEDYP
EFFLUENT TREATMENT
SEAWATER OUTLET
TANK AREA
TANK OMRÅDE
CONSTRUCTION CAMP AREA
GRAMMOMRÅDE
FUTURE EXTENSION AREA
FRAMTIDIG UTVIDELSESOMRÅDE
POSSIBLE EXTENSION OF SITE
MULIG UTVIDELSE AV TOMT
SLUG CATCHER AREA
FUTURE PROCESS AREA
FRAMTIDIG PROSESS OMRÅDE
HAMMER LOCATION
BUILDING
HUS
MP1
MP2
MP3
MP4
MP5
MP6
RIG AREA
PRODUCT JETTY
HAWSER STAIRS WEST
TROSSETRAPP VEST
HAWSER STAIRS EAST
TROSSETRAPP ØST
PRODUCT JETTY
PRODUKTKAI
CONSTRUCTION JETTY
ANLEGGSKAI
LEGEND
SAFETY ZONE
SIKKERHETSSONE
STATOIL CONTRACTS WORK RESPONSIBILITY
REFERENCES
PRODUCT JETTY, OVERALL PLAN
PRODUCT JETTY, PLAN JETTY HEAD
PRODUCT JETTY, MOORING DOLPHINS EAST AND WEST
NOTES
ELEVATION +000.000 CORRESPONDS TO VERTICAL DATUM (DNN) +0.000
PILE +000.000
PLEASE REFER TO VERTICAL DATUM (DNN) +0.000
ENGLISH DRAWING NO. 10-54-0001-001
1 21.05.02 ISSUED FOR TENDER RU GB F
0 02.07.02 ISSUED FOR COMPANY REVIEW RU GB
Rev. Date Description Drawn Checked Appr. Appr.
2YD 5923
HAMMERFEST LNG PLANT
HAMMERFEST
PRODUCT JETTY
OVERALL LAYOUT
STATOIL
E086 - AB - 92 - GF - 0001 - 010 3



...\dgn\borplaner\200285-2a.dgn Nov. 12, 2001 15:45:48

(5)

SEAFLOOR ELEV. -9,6
PR 202

DEPTH m	SAMPLE	WATER CONTENT & ATTERBERG LIMITS (20 30 40 50)	n %	O_{Na} %	γ kN/m³	UNDRAINED SHEAR STRENGTH Su (kN/m²) (10 20 30 40 50)	S_t
SAND coral and shellfragments	K	o	58		16,6		
SAND coral and shellfragments		o o			16,0		
SHELLSAND silty	K	o	51		17,7		
SHELLSAND, silty coral	Ø T K	o o	55		17,4		
SHELLSAND, silty coral	T K Ø	o 56 o	59		16,8		
5							
10							
15							

PR = 54 mm
SK = AUGER BORING
PG = TEST PIT

o WATER CONTENT
⊣ w_L LIQUID LIMIT
⊢ w_P PLASTIC LIMIT
γ = UNIT WEIGHT

n = POROSITY
O_{Na} = ORGANIC CONTENT
O_{gl} = LOSS OF WEIGHT ON IGNITION

▽ FALL CONE TEST
○ UCT
15○5 % DEFORMATION AT FAILURE
+ REMOULDED SHEAR STRENGTH
S_t SENSITIVITY

Ø = OEDOMETER TEST P = PERMEABILITY TEST T = TRIAXIAL TEST K = GRAIN SIZE DISTRIBUTION

BOREHOLE LOGS

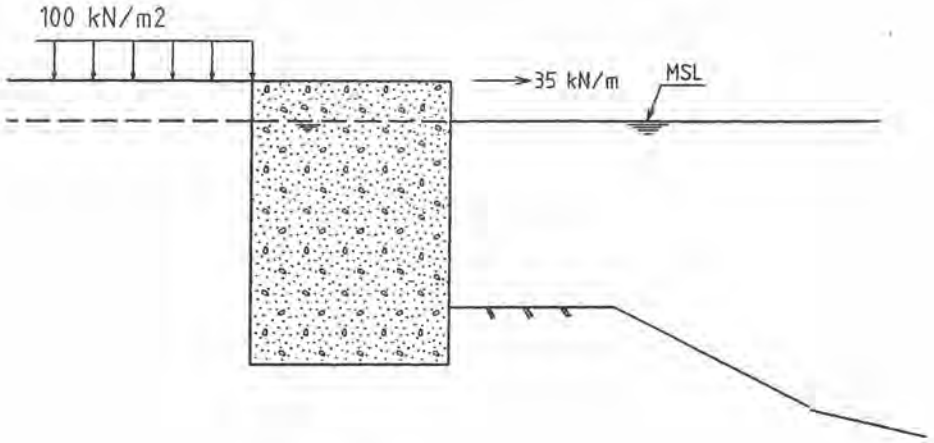
MULTICONSULT - BARLINDHAUG CONSULT
HAMMERFEST LNG PLANT

Borehole no.: 202
Name of file: 200285-16
Investigation plan no.: 2
Borebook / lab.book: 10726 / 1864 1762

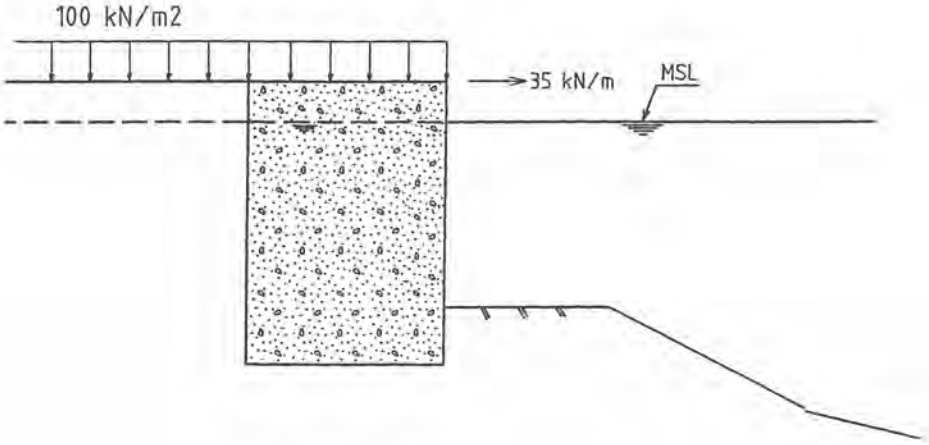
NOTEBY AS
Fiolveien 13, 9016 TROMSØ
Tlf.: 77 60 69 40 - Fax: 77 60 69 41

Date: 21.10.2001
Drawn by: TL
Checked: D / R
Approved: JCP
Project no.: 200285
Drawing no.: 16
Rev.: a

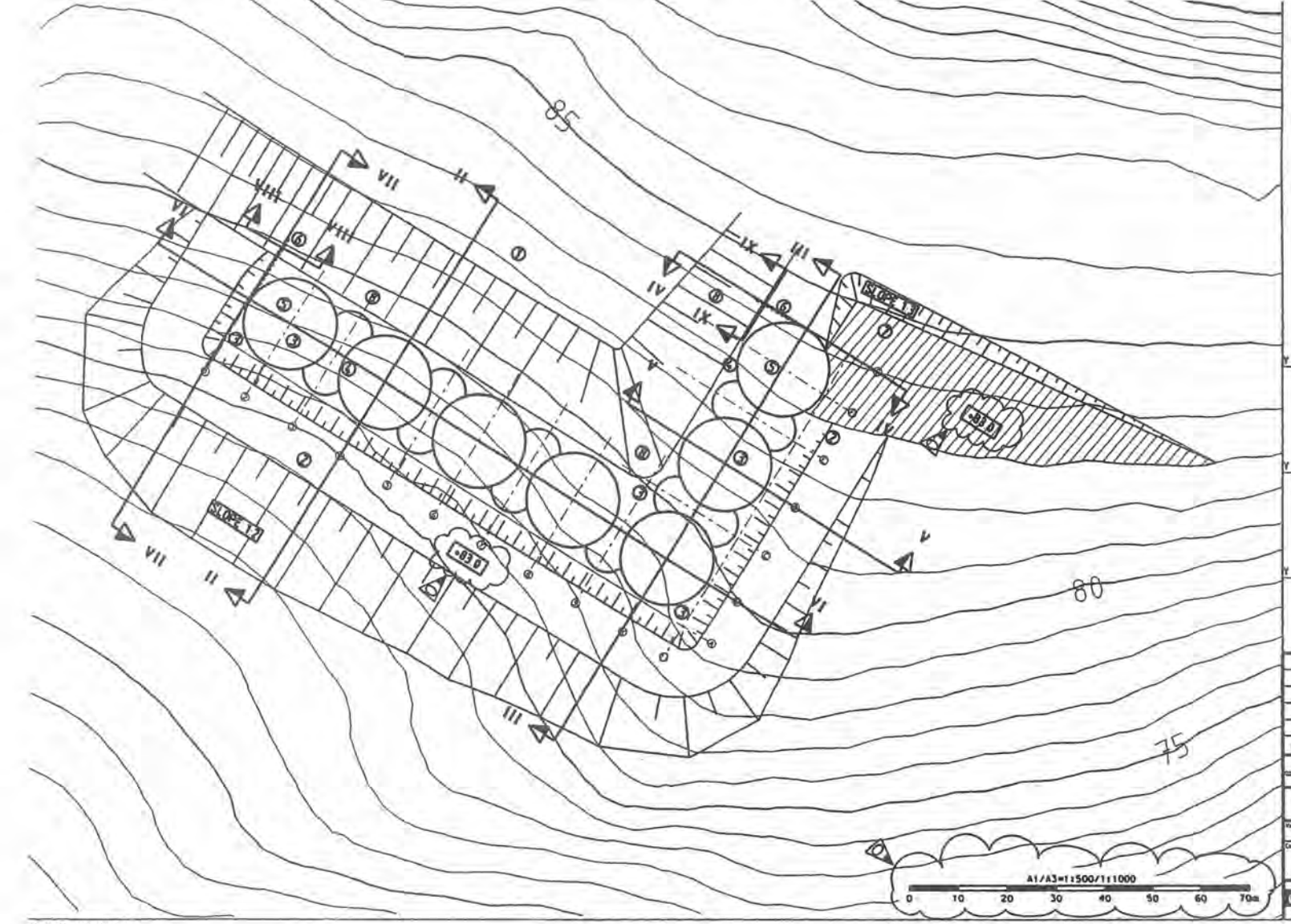
...\geotekniske data\200285-16.dgn Nov. 11. 2001 14:48:49



Base case 1

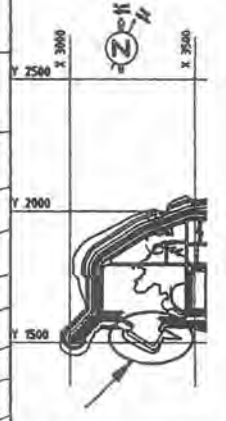


Base case 2



REFERENCES/HENV

DRAWING / TEGNING: SHEET PILING
SHEET PILING
SHEET PILING
SHEET PILING
SHEET PILING
SHEET PILING
SHEET PILING
SHEET PILING
DOC NO. E066-



d	10.03.02	ISSUED FOR CONSTR
c	25.01.02	ISSUED FOR CONSTR
2	24.10.01	INQUIRY UPDATE
1	07.09.01	ISSUED FOR TENDER
Rev.	Date	DESCRIP

BARLINDHAUG

Vendor drawing no.

Constructor

Linde

STATOIL

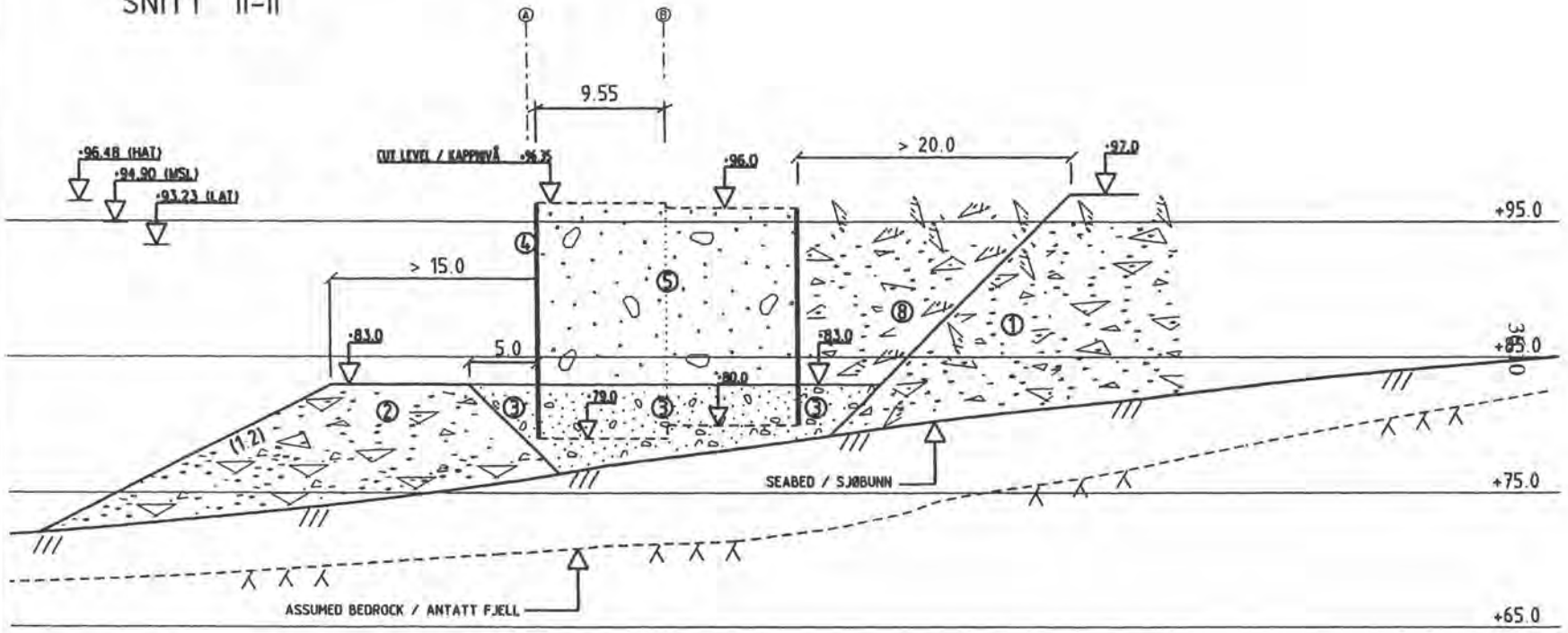
HAMM

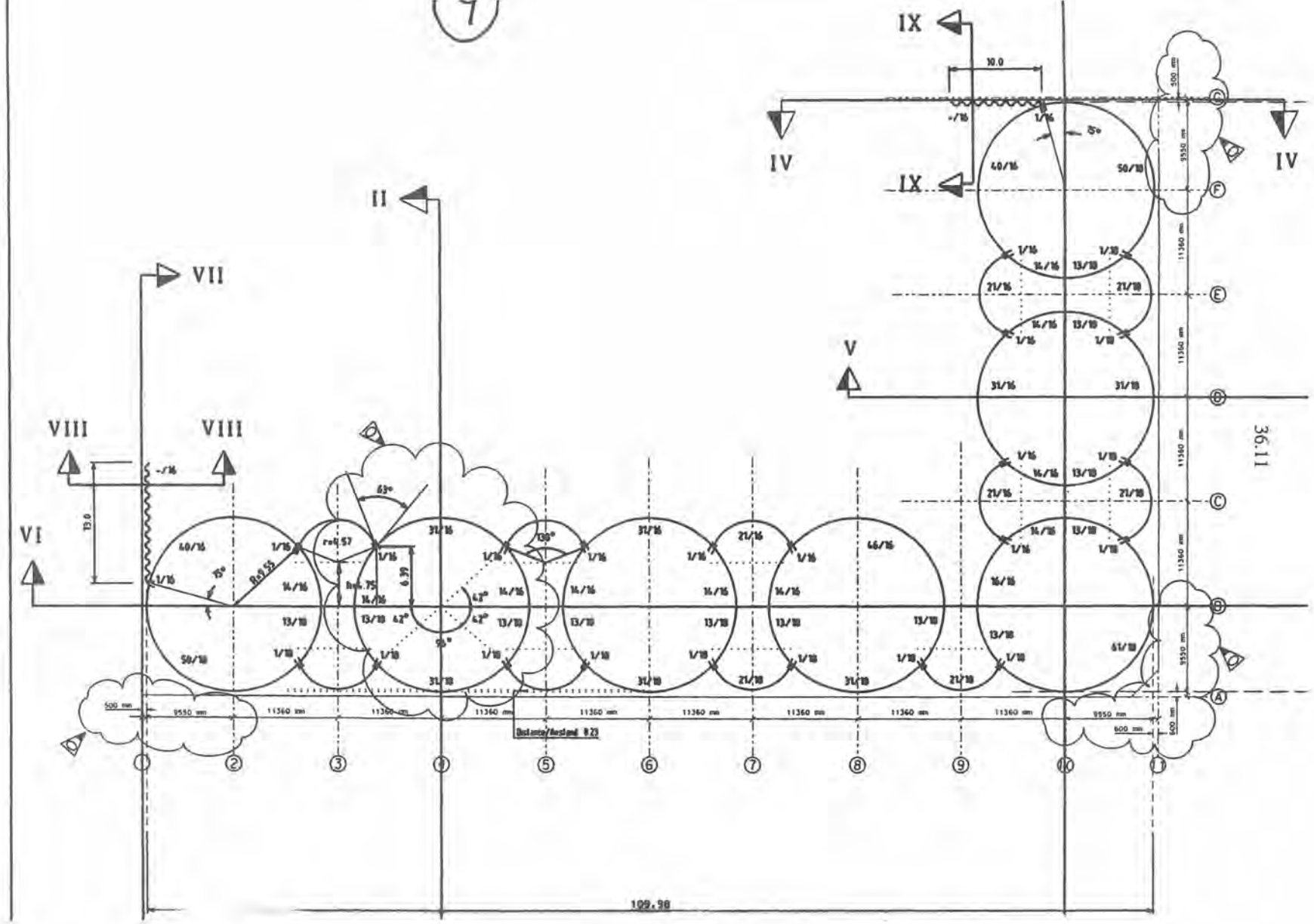
TITLE
CONSTI
SHEET
OVERA

E066

2003 08:32:27

SECTION II-II
SNITT II-II




IX
10.0
IV
IV
IX
II
VII
V
VIII
VIII
VI
13.0
63°
130°
42°
42°
95°
6.39
R=6.75
R=8.55
15°
109.98
36.11

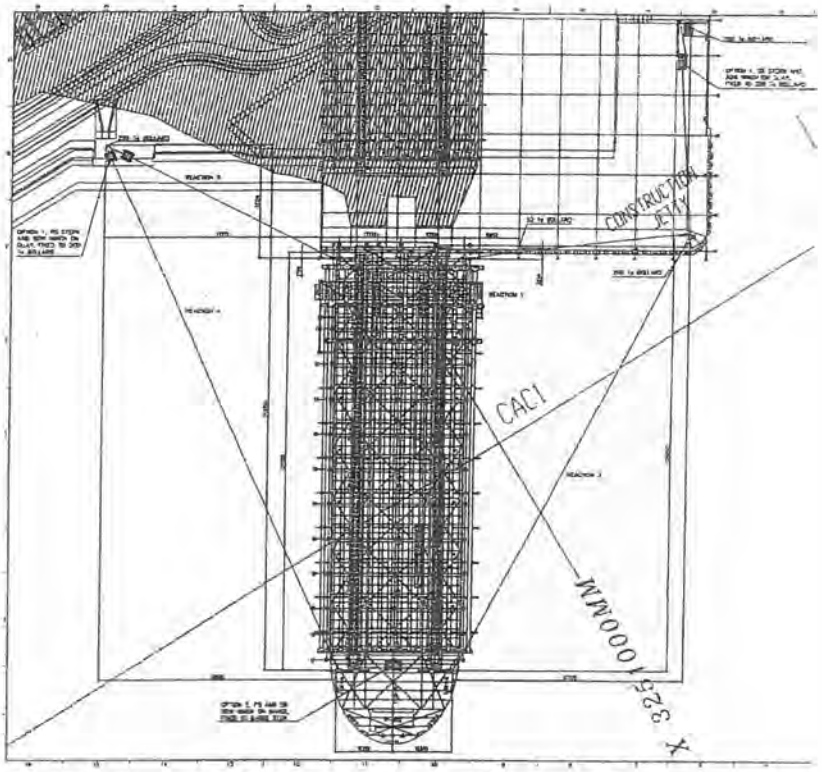


Fig. 2.5. Plan overview of load off operation (Mammoet, D-W02- rev 01).

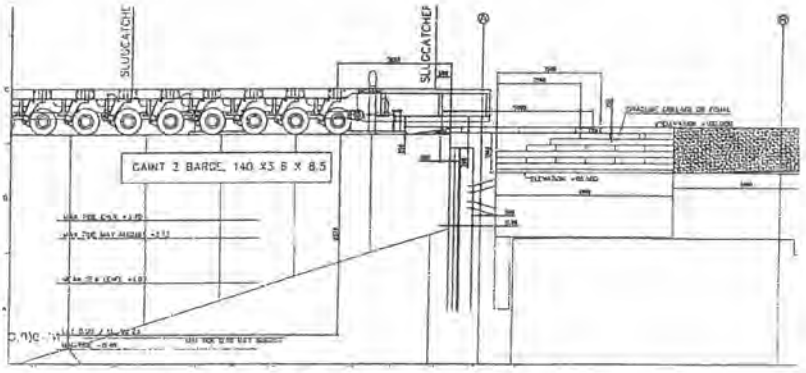
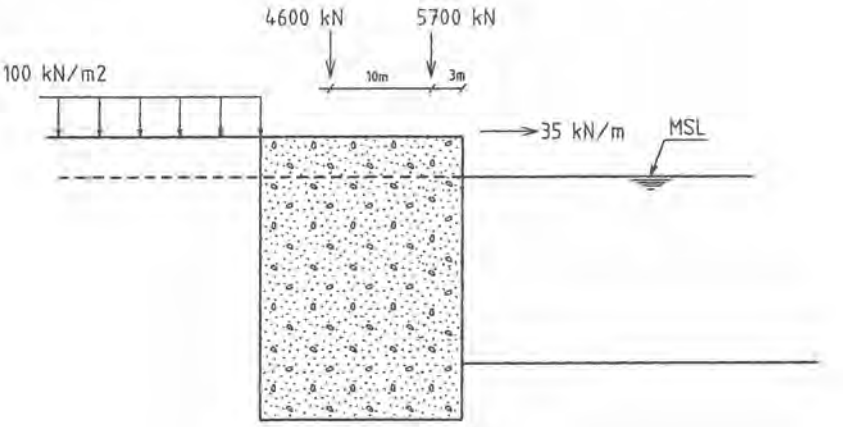
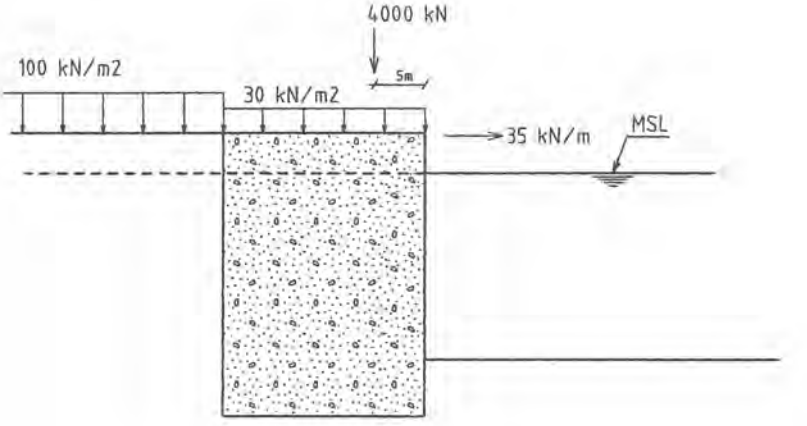


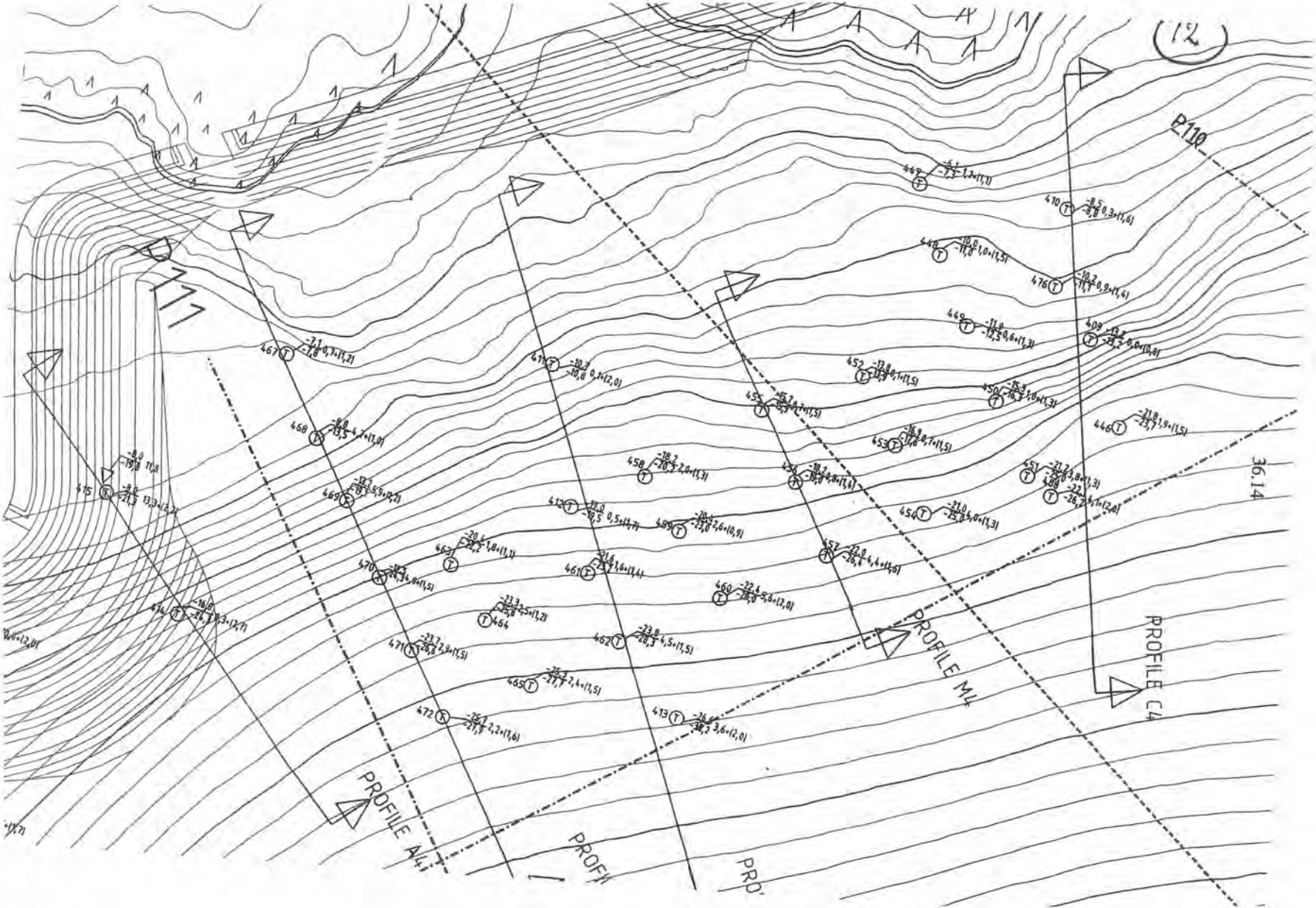
Fig. 2.6. Section sketch of the load off operation (Mammoet, D-W03-rev 01).



Crane Demag CC4800

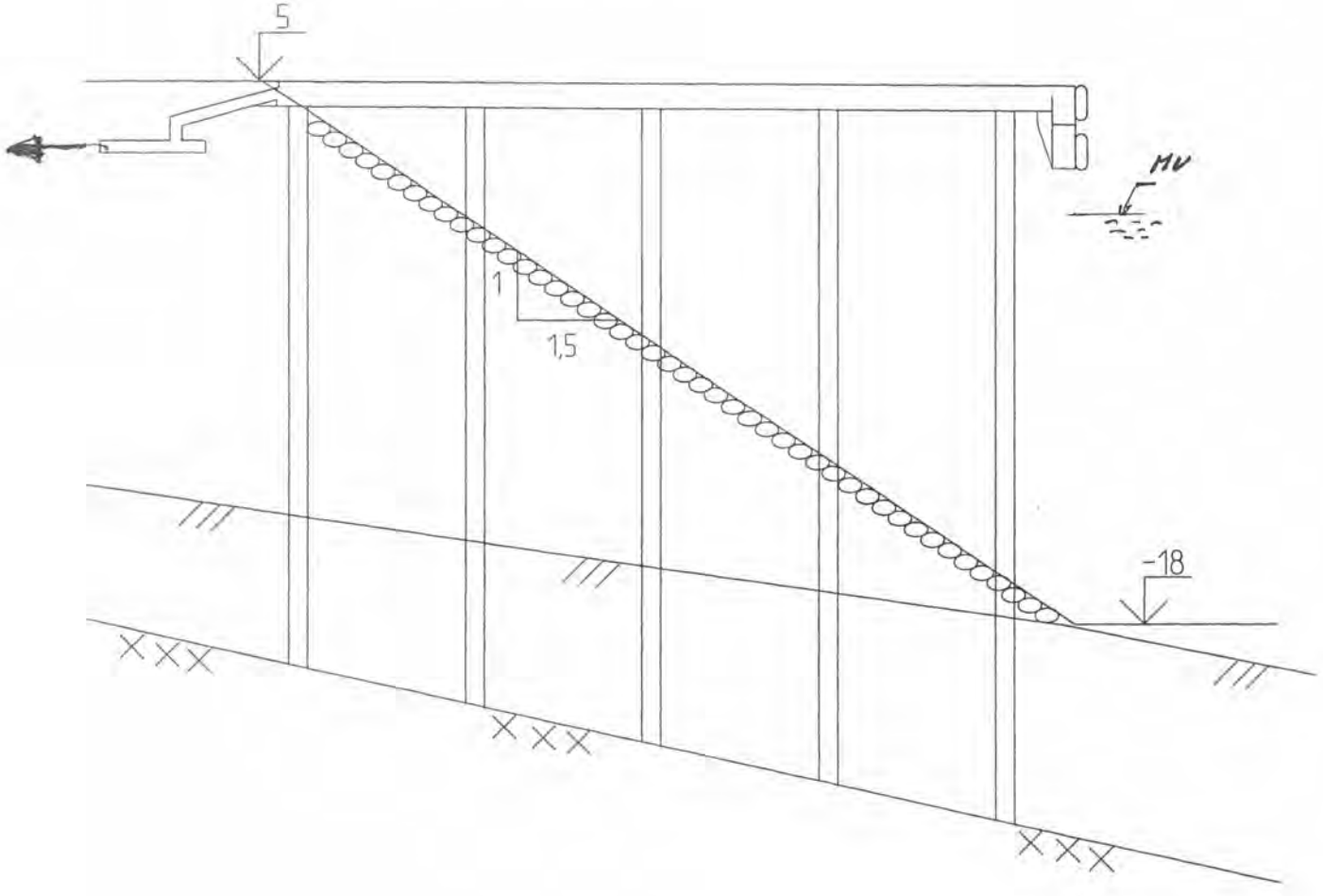


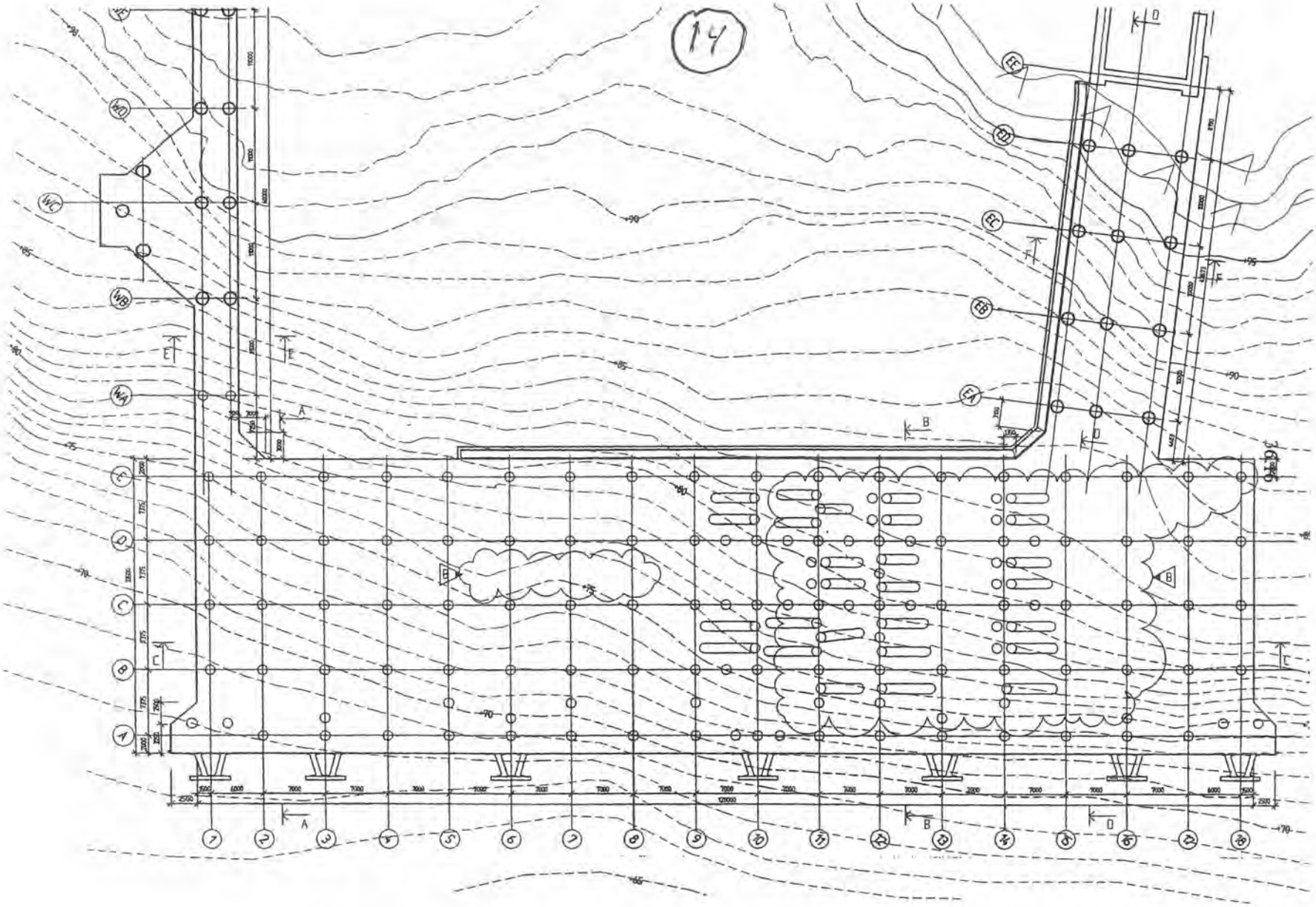
Slug Catcher

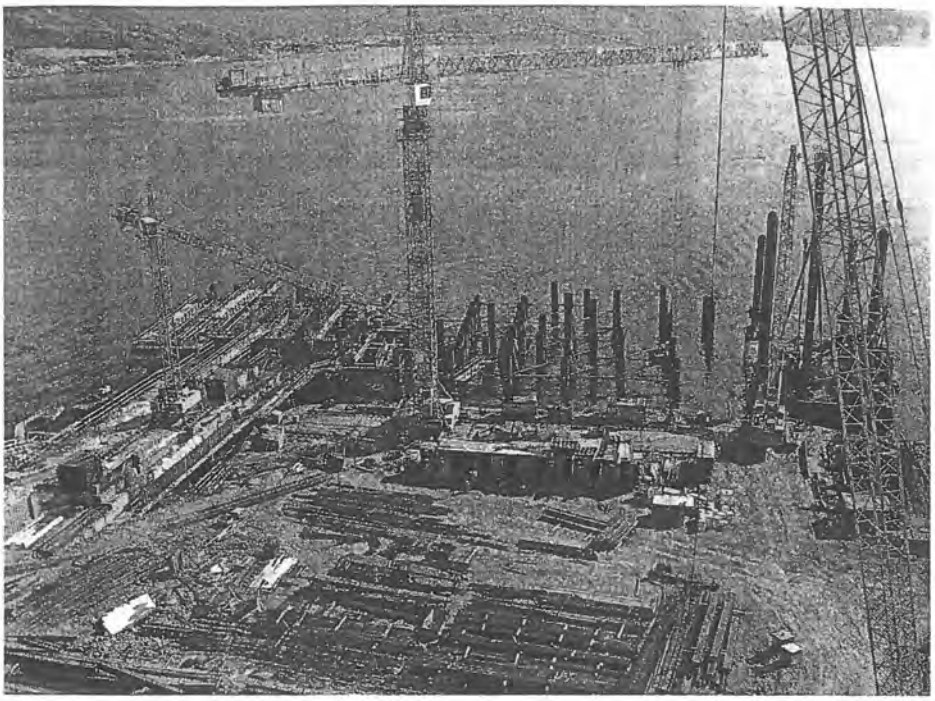

12
P110
PROFILE A4
PROFILE M4
PROFILE C4
36.14

Tradisjonell strandkai

13




14





FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

E18 Ny motorvegbru i Drammen
Prøvebelasting av peler

Sivilingeniør Grete Tvedt, Statens Vegvesen
Sivilingeniør Frank Fredriksen, Geovita AS

Sammendrag

Statens vegvesen bygger for tiden ny motorvegbru over Drammenselva. Brua er 1842 m lang og har 42 spenn. Prøvebelastning er utført i to fundamentakser: akse 16 på sydsiden av Drammenselva i Strømsøparken og akse 25 på Holmen midt i Drammenselva ved Strømsøløpets elvebredd. Både åpne stålrør (Ø813x12,5 mm) og H-profiler (HP 400x122) er blitt prøvebelastet. Belastningen har skjedd etter at pelen er rammet til flere dybdenivåer og til ulike tidspunkt etter nedramming. Siste belastningsforsøk ble foretatt 4 måneder etter ramming. I akse 16 har pelen stått med øvre del i sand og nedre del i leire, mens i akse 25 har hele pelens lengde stått i sand.

Summary

The public road administration is presently constructing a new highway, two lane bridge crossing the Drammen river, in the township of Drammen.
The project is an extension of the old bridge crossing by constructing a parallel bridge whereby the capacity of the highway across the river is increased from a double lane to a four lane crossing. The bridge is 1842 m. long and consists of 42 spans, of various span-lengths, all on piled foundations.

The test loading, to determine the load bearing capacity of the various types of piles, were carried out in two locations: Foundation 16 on the south of the river in the Strømsø park and foundation 25 on the Island (Holmen) in the middle of the river.
Open steel pipes (Ø813 mm, t = 12,5 mm.) and steel joists, H joists (HP 400 x 122) are the types of piles having been test-loaded. – The tests were carried out with the piles driven to various depths and at various time intervals after the pile-driving itself.
The last test loading was executed 4 months after pile-driving.
At foundation 16 the piles were driven with the lower part into marine clay, and fine river sand for the upper part of the pile, while at foundation 25 the pile has for its whole length been embedded in river sand.

Prosjektbeskrivelse

Statens vegvesen bygger for tiden ny motorvegbru over Drammenselva. Prosjektet omfatter en utvidelse av E18 fra to til fire felt og oppgradering av gammel bru med forsterkning av tverrbærere og skifte av søyler. Løsningen er tenkt utført som ny bru med tilhørende av og påkjøringsramper. Konstruksjonen skal kles inn for å gis et estetisk inntrykk av å være én konstruksjon. Ferdigstillelse er planlagt i desember 2006.

Kilometrering og akseinndeling går fra sør til nord. Målt mellom landkarene har ny bru en totallengde på 1842 m fordelt på 42 spenn med spennvidde 22 – 60 m. Brua ligger i sving i horisontalplanet med radier fra 630 – 3500 m. Brua har et høybrekk på Holmen.

Brua fundamenteres dels på utstøpte stålrørspeler med dybel i fjell og dels på svevende friksjonspeler som er stålbjelker med H-profil. H-profilet står i et utstøpt stålrør i de 5 øverste metrene.

Prøvebelastning er utført i to fundamentakser: akse 16 på sydsiden av Drammenselva i Strømsøparken og akse 25 på Holmen midt i Drammenselva ved Strømsøløpets elvebredd. Både åpne stålrør (Ø813x12,5 mm) og H-profiler (HP 400x122) er blitt prøvebelastet. Belastningen har skjedd etter at pelen er rammet til flere dybdenivåer og til ulike tidspunkt etter nedramming. I akse 16 har pelen stått med øvre del i sand og nedre del i leire, mens i akse 25 har hele pelens lengde stått i sand.

Utfordringer ved bygging av bru i tettbygd strøk og i elveløp

Ny motorvegbru i Drammen går over Drammenselvas to løp, Strømsøløpet og Bragernes løpet. I tillegg går den over eller nær inntil eksisterende bru, boliger, industribebyggelse og andre næringsbygg. Fundamentene ligger nær inntil sterkt trafikkerte veier og jernbanen.

Ny motorvegbru skal bygges tett inntil eksisterende bru. Den eksisterende brua ble bygget i første halvdel av 1970-årene. Planlegging og politisk behandling av ny bru har strukket ut i tid, og det var først i april 2003 Statens Vegvesen fikk rammetillatelse for bygging av denne.

Eksisterende bru er til dels fundamentert på utstøpte borede peler til fjell der fjelldybdene er mindre enn ca 45 m og dels på friksjonspeler der dybdene er større enn dette. Friksjonspelene er enten 15 m lange trepeler eller 25 m kombinerte betong og trepeler der betongpelen er 10 m og trepelen er 15 m.

Avstanden mellom senterlinjen til ny og eksisterende bru er ca 12 m. Fundamentaksene for ny og eksisterende bru ligger hovedsaklig side ved side. Dette gir et pent estetisk uttrykk, men fører til fundamenteringsmessige utfordringer. Når det skal rammes peler så nær inntil en eksisterende bru, er faren for bevegelser på nabobrua overhengende. Under ramming av jernbanebrua ble det registrert opptil 11,5 cm bevegelser sideveis av nabobrua. [8]

For å redusere bevegelser på nabokonstruksjoner ble det under planleggingen valgt peler med liten massefortrengning under nedramming: stålrørspeler og stålpeler med H-profil. For stålrørspeler har det vært spesielt fokus på propping av rør og massefortrengning på grunn av dette. For å unngå propping ble det lagt opp til en omfattende grabbeprosedyre.

Ramming av peler i tettbebygd strøk fører til ulemper for naboer både hva gjelder støy og rystelser. I Drammen er bakgrunnsstøyen høy. Under prøvepelingen målte vi både støy og rystelser i flere avstander fra pelearbeidene, og vi fikk gode indikasjoner på hvilke tiltak som måtte settes i verk for å redusere ulempene.

Ramming av peler under vann gir dårligere rammeforhold enn på land. Pelen står uten sidestøtte og ved bruk av jomfru vil overføring av rammeenergi fra lodd til pel bli dårligere enn uten bruk av jomfru. Det er også større sjanse for pelekonflikt over vannflaten under ramming.

Grunnforhold

Ny motorvegbru ligger i utløpet av Drammenselva, og det er store mektigheter av elveavsetninger med ensgradert sand i og langs elveløpet. Mektigheten av sand er på det største 35 – 40 m midt på brua. Under sanden er det siltig leire. Mektigheten av sanden avtar mot endene av brua og leira kommer opp i dagen. Fjelldybdene varierer fra ca 20 m ved landkarene til over 100 m midt i elveløpet.

I akse 16 er det middels fast lagret sand ned til overgangen til leire i dybde 15,5 m. Leira er fast, siltig og lite sensitiv. Basert på CPTU-tolkningene har sanden friksjonsvinkel på rundt 35°. Attraksjonen er antatt å være null.

I leira er dimensjoneringsparametrene:

$s_{uD} = 0{,}25\ p_o'$ fra D = 15,5 – 22 m
$s_{uD} = 50$ kPa fra D = 22 - 26 m
$s_{uD} = 0{,}2\ p_o'$ fra D = 26 - 50 m

I akse 25 er det sand til relativt stor dybde, anslagsvis 37 – 38 m. Sanden er ensgradert og er løst lagret de øverste 10 – 12 m. Videre ned er sanden middels fast lagret. Friksjonsvinkelen ligger også her på rundt 35° for hele dybdeintervallet. Attraksjonen er som for akse 16, antatt å være null.

Figur 1 viser en oversikt over brua og grunnforholdene. CPTU-sonderinger og tolkning for begge aksene ligger i vedlegg 1.

Forhold som skulle undersøkes under ramming av prøvepeler

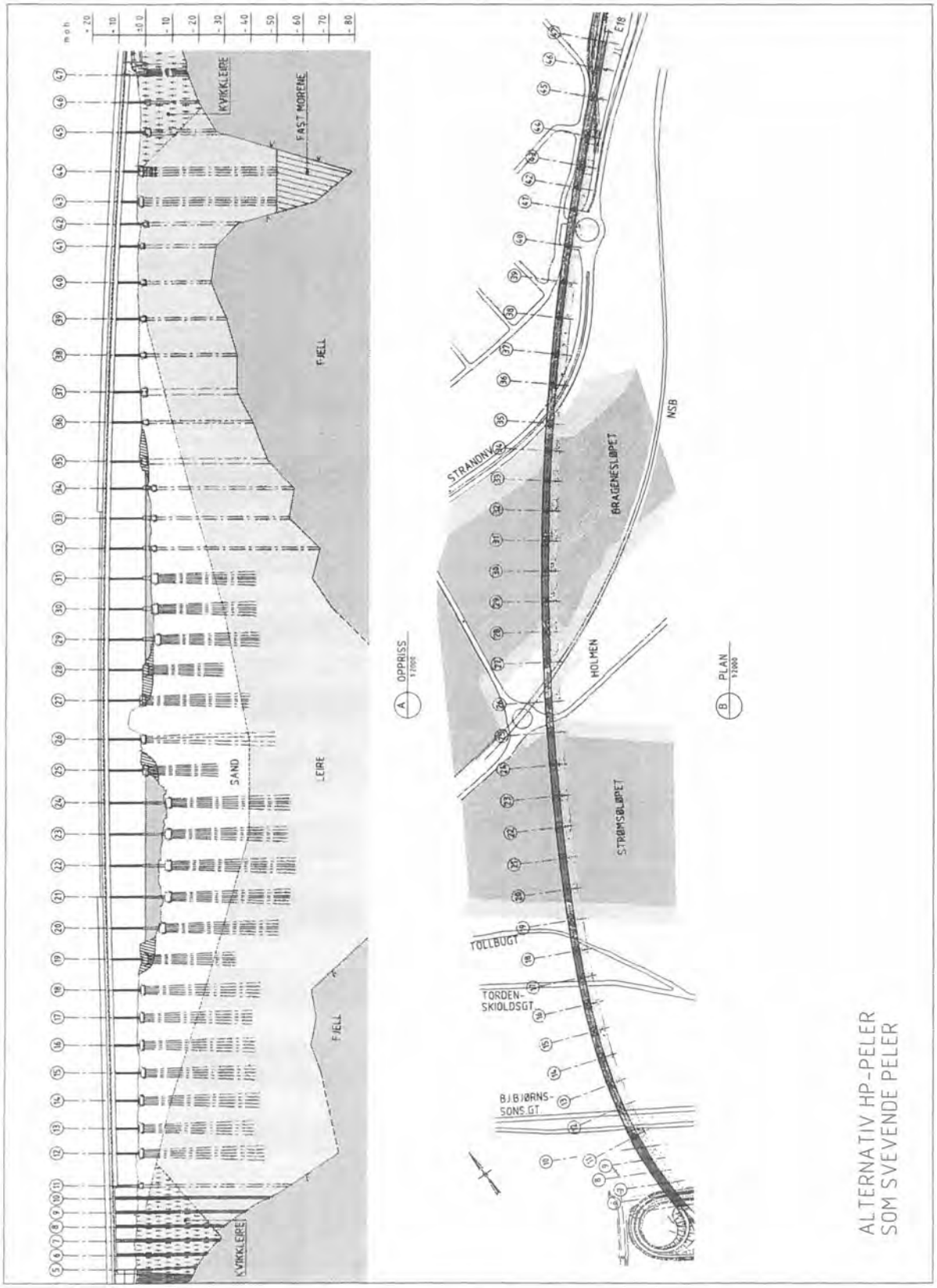
Ny motorvegbru er planlagt å fundamenteres på friksjonspeler i 20 akser. Under prosjekteringen ble det bestemt at Statens vegvesen skulle utføre prøvebelastning av friksjonspelene. På dette tidspunktet var utstøpte stålrørspeler det mest aktuelle alternativet, men det var også ønskelig å se om HP-peler var et mulig kostnadseffektivt alternativ.

Prøvebelastning skulle gi erfaring med

- Egnet ramme- og grabbeutstyr
- Massefortrengning under ramming
- Bevegelser av eksisterende bru under ramming
- Støy
- Rystelser
- Poretrykk
- Pelenes bæreevne

Beskrivelse av utførelse av prøveramming og prøvebelastning

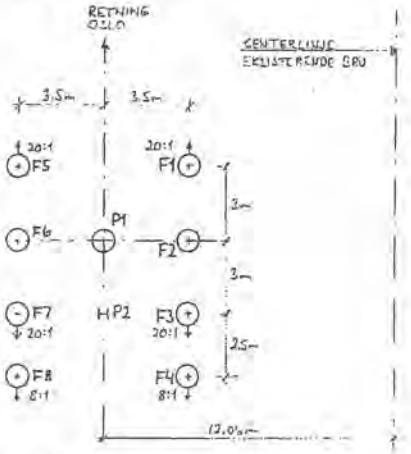
I hver akse ble det rammet 8 forankringspeler og to prøvepeler. Forankringspelene er stålrør og prøvepelene er et stålrør (P1) og en H-profil (P2). Stålrøret er av typen Ø813x12,5 og H-profilet er av typen HP 400x122. HP 400x122 har hxb = 348x390 mm. Plassering av pelene i pelegruppen er vist i skissen under. Pelene ble rammet ned slik at pelene senere kunne nyttiggjøres i det endelige fundamentet. Det ble dermed under prøverammingen rammet ned 10 av totalt 13 peler i fundament 16 og 10 av totalt 18 peler i fundament 25. Pelearbeidene fulgte kravene gitt i Prosesskoden.



Figur 1. Oversikt over ny motorvegbru over Drammenselva

I akse 16 ble pelene rammet ned til 35 m dybde, og i akse 25 ned til 25 m dybde. Prøve- og forankringspelene ble rammet ned til samme nivå.

Pelenes bæreevne ble målt ved prøvebelastning, PDA-målinger og CAPWAP-analyser. PDA-målinger og prøvebelastninger ble foretatt i flere nivåer. Ved PDA-målinger ble det også foretatt bevegelsesmålinger. Det ble foretatt PDA-målinger på 4 peler i hvert fundament og belastningsforsøk på 2 peler i hvert fundament. Samtlige PDA-målinger ble foretatt kort tid etter nedramming av pelen.



Figur 2. Plan over prøvepeler og forankringspeler i akse 16

Tabell 1. Oversikt over PDA-målinger og prøvebelastninger

Pel nr	PDA ved dybde (m)			Prøvebelastning ved dybde / tid etter ramming				
16-P1 16-P2	10	17	35	10 m / 1 dag	17 m / 1 dag	35 m / 1dag	35 m / 2 uker	35 m / ca 4 mnd
25-P1 25-P2	15		25	15 m / 2 – 3 dager		25 m / 2 – 3 dager	25 m / 2 uker	25 m / ca 5 mnd

Forankringspeler ble forbundet med en stålramme. Stålrammen ble konstruert og dimensjonert av Kynningsrud. Stålrammen skulle tåle å overføre en trykklast på 6000 kN. Prøvepelen ble presset ned med hydrauliske jekker med en kapasitet på 6000 kN og en slaglengde på 200 mm.

I akse 25 var det en sprengsteinsfylling, og det var behov for forgraving før pelearbeidene startet. Det er registrert sand/silt ned til 35 – 40 m dybde, og hele pelens lengde ble stående i sand.

I akse 16 er overgangen mellom sand/silt og leire ved dybde 15 -16 m. Belastningsforsøk i 10 og 17 og 35 m ga oss muligheten til å vurdere bæreevnen når pelen stod i sand, når den akkurat stakk ned i leirlaget, og til sist når pelespissen stakk dypt ned i leira.

Prøvebelastning er godt beskrevet i peleveiledningen [1], og beskrivelsen av arbeidene er bygget på denne.

Et fullskalaforsøk som prøvebelastning er sjelden utført, og det involverer flere parter. Under belastningsforsøket i Drammen har følgende firma vært involvert:
Oppdragsgiver: Statens vegvesen region sør
Geoteknisk konsulent: Geovita
Entreprenør: Kynningsrud fundamentering
PDA-målinger og CAPWAP-analyser: Multiconsult avdeling NOTEBY
Last/deformasjonsmålinger: Statens vegvesen vegdirektoratet i samarbeid med Kynningsrud
Rystelsesmålnger: Dyno Consult
Støymålinger: Statens vegvesen region sør
Deformasjonsmålinger på eksisterende bru: Scan Survey

Resultater av prøvebelasting

Egnet ramme- og grabbeutstyr og andre praktiske forhold

Under prøverammingen ble det benyttet et enkeltkjeftet vibrolodd (3750 kg og 3910 kg) og et hydraulisk fallodd (80 kN).

For ramming av rør var en enkeltkjeftet vibro lite egnet. For at vibrokjeften skulle få tak på røret måtte det sveises på en plate midt i røret i rørtoppen. Platen måtte brennes løs etter ramming og dette medførte at røret ble ellipseformet. Vibroen hadde til dels problemer med å få rammet røret ned til ønsket dybde i akse 25. Fallodd var godt egnet. Pelene ble drevet ned med en fallhøyde på fra 10 til 70 cm.

Byggherren og konsulenten fokuserte under prosjekteringen på at propping av de åpne rørene kunne gi uønsket massefortrengning og dermed uønskete bevegelser av nabokonstruksjoner. Prøvepelingen viste at sanden fulgte med ned opp til 7,5 m når en rammet 35 m lange peler i akse 16 og 5,0 m når 25 m lange peler ble rammet i akse 25. Et unntak fra dette var den pelen som stoppet opp ved ramming med vibrolodd i akse 25. Der fulgte sanden med ned 9,1 m.

Ramming av pelene skjedde relativt rask. De tidkrevende prosessene var sveising av rør og grabbing. Ramming av 15 m lange peleelementer tok ca 5 – 30 min, mens sveisingen av rør tok 3 – 6 timer avhengig av hva slags elektrodetype som ble valgt. Grabbing av rørene tok opp til 1 time per meter.

De praktiske forholdene er summert opp i Vegdirektoratets rapport, ref [6]

Støy og rystelser

Rystelsesmålere målte den vertikale svingehastigheten som beskrevet i NS8141. Ved akse 25 ble det montert 4 målere og ved akse 16 ble det montert 8. Målerne registrerte maksimalverdi over en 2 minutters periode.

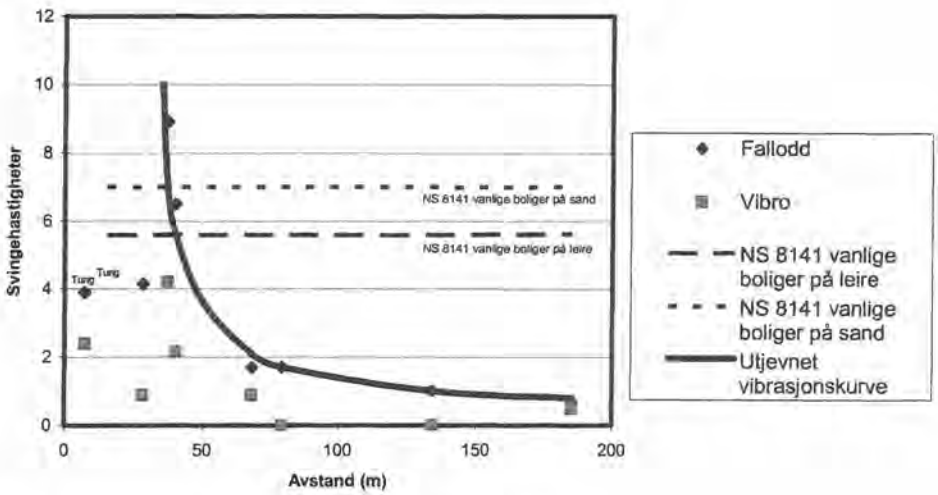
Ved ramming med fallodd ble grensen for skadelige rystelser for lette bygninger fundamentert på sand gitt i NS8141 (7 mm/s), overskredet der bygningene stod mindre enn 40 m unna. Grensen ble overskredet ved ramming av nedre del av pelene. Falloddet ga ca 3 ganger større rystelser på nabokonstruksjoner enn vibroloddet. Ved ramming med vibro ble ikke denne grensen overskredet. En måler plassert på jernbanefundamentet viste at rystelsene fra toget er større enn rystelsene fra pelerammingen. Lette konstruksjoner får større svingehastighet under ramming enn tyngre konstruksjoner. I tillegg må større konstruksjoner utsettes for større svingehastigheter før det oppstår skader.

Erfaringsdata tilsier at:
Vertikal svingehastighet på 0,3 – 0,5 mm/s er merkbart for mennesker.
Vertikal svingehastighet på 3 - 4 mm/s er ubehagelig for mennesker.
Vertikal svingehastighet på 12 – 15 mm/s gir skader på bygg.

Rundt Drammensbrua er bakgrunnsstøyen høy. Den ble målt helt oppe i 60 dB uten at det var anleggsarbeid i gang. Det ble av praktiske årsaker ikke målt kontinuerlig over hele måleperioden. Oslo helseråds forskrifter setter en grense ved 70 dB ekvivalent støybelasting mellom kl 7.00 – 18.00.

Støymålingene viste at pelerammingen avga moderat bidrag til det totale støybildet i en viss avstand fra arbeidene, men lokalt var støybelastningen betydelig. Støy fra rigg- og sveisearbeidene og aggregatet ga til dels større peak-verdier enn selve rammingen. Den ekvivalente støybelastningen over kortere perioder ble registrert til 75,5 dBA ved ramming med fallodd, 74,1 dBA ved vibrolodd på stålrør og 83,2 dBA ved vibrolodd på HP-pel.

For å redusere ubehaget for naboene i anleggsperioden har det blitt satt opp containere med støymatter der pelearbeidene pågår. Arbeidstiden for spunt- og pelearbeider er 7 – 17 og er dermed redusert i forhold til den vanlige arbeidstiden på anlegget.



Figur 3. Vibrasjoner i forhold til avstand fra pelemaskinen

Bevegelser av eksisterende bru

Under prøverammingen ble det registrert relativt små horisontale og vertikale bevegelser av eksisterende bru. De største bevegelsene oppstod under ramming med vibrolodd (3750 kg) i akse 25. Vibroutstyret ga ikke tilstrekkelig energi til at en av pelene kom ned til ønsket dybde. Vibroen rammet ned pelen raskt de første 15 m, deretter tok det lengre og lengre tid. De første 20 m tok 40 minutter, mens den ene meteren mellom 20 og 21 m tok 20 minutter. Deretter ble det skiftet til fallodd. Ved inneffektiv ramming komprimerte sanden rundt pelen seg og

brusøyla på eksisterende bru beveget seg 22 mm horisontalt mot der pelearbeidene pågikk, og hele elveskråningen og terrenget bak beveget seg utover mot elva. Vertikalt ble det registrert 15 mm setning av fundamentet.

Under produksjonsramming er det observert betydelige bevegelser og setninger, spesielt ved ramming av peler i elveløpet. Foreløpig er det for tidlig å dra noen konklusjoner på hva som er årsak til bevegelsene.

Sammenstilling av karakterisk bæreevne bestemt etter ulike metoder

En sammenstilling av vurdert karakteristisk bæreevne bestemt etter ulike metoder finnes i tabell 2. Følgende metoder er sammenlignet:

- PDA med vurdert dempningsfaktor
- PDA kombinert med bevegelsesmålinger
- PDA kombinert med CAPWAP-analyse
- Prøvebelastning utført 1-3 dager etter ramming

CAPWAP-analysene samsvarer bra med prøvebelastningene for peler i sand. Når deler av pelen står i leire, kan derimot avvikene bli store. Vurdert bæreevne fra CAPWAP-analyser kan bli både større og mindre enn påvist ved prøvebelastning. De største avvikene er henholdsvis 40 % større og 50 % mindre.

Dersom bæreevnen vurderes kun med bakgrunn i PDA kan avvikene bli store også i sand. Bæreevnen varierer stort avhengig av hvilken dempningsfaktor som velges/vurderes. Som eksempel kan vi ta for oss HP-profilet i Akse 16, 35 meter lang pel. Benyttes dempningsfaktor Jc = 0,5 blir karakteristisk bæreevne Q_k = 1750 kN. Benyttes dempningsfaktor Jc = 1,0 derimot, blir karakteristisk bæreevne Q_k = 360 kN. Med andre ord, spriket er svært stort, og det virker noe tilfeldig hvilken dempningsfaktor som legges til grunn for bestemmelse av karakteristisk bæreevne.

I en CAPWAP-analyse tas det utgangspunkt i de dynamiske data fra PDA (kraft- og hastighets-data). Pelen modelleres så med antatt jordmotstand og fordeling. Det gjøres en dynamisk prøveanalyse ved å benytte en av de målte størrelsene fra PDA (kraft eller hastighet) som input, og de tilhørende parametre i bølgeligningen beregnes: dempningsfaktorer og bevegelser i peleoverflate og spiss. Dersom beregnede og målte parametre i peletopp ikke samsvarer, endres antatt jordmotstand og ny beregning gjøres inntil det er samsvar. På denne måten kan en iterere seg fram til en sannsynlig dempningsfaktor, som i neste omgang gir en langt sikrere bestemmelse av karakteristisk bæreevne enn om PDA benyttes alene. Karakteristisk bæreevne basert på tilført energi fra PDA, samt bevegelsesmålinger, viser store avvik i forhold til prøvebelastningene. Det oppnås en dramatisk overestimering av bæreevnen.

Tabell 2. Sammenligning karakteristisk bæreevne bestemt etter ulike metoder

Akse 25 – Pel P1 Stålrør:

	PDA *	Bevegelses-målinger **	CAPWAP	Prøve-belastning
Pelelengde i jord	15	15	15	15
Tidspunkt for måling	14.10.2002	14.10.2002	14.10.2002	16.10.2002
Karakteristisk bæreevne	1760	2448	1807	1900
Andel på spiss, CAPWAP			1091 (60%)	

	PDA *	Bevegelses-målinger **	CAPWAP	Prøve-belastning
Pelelengde i jord	23	23	23	25
Tidspunkt for måling	21.10.2002	21.10.2002	21.10.2002	23.10.2002
Karakteristisk bæreevne	2610	3618	2620	2700
Andel på spiss, CAPWAP			244 (9%)	

Akse 25 – Pel P2 HP-profil:

	PDA *	Bevegelses-målinger **	CAPWAP	Prøve-belastning
Pelelengde i jord	13,5	13,5	13,5	15
Tidspunkt for måling	14.10.2002	14.10.2002	14.10.2002	17.10.2002
Karakteristisk bæreevne	1700	1557	1140	1150
Andel på spiss, CAPWAP			785 (69%)	

	PDA *	Bevegelses-målinger **	CAPWAP	Prøve-belastning
Pelelengde i jord	22	22	22	25
Tidspunkt for måling	21.10.2002	21.10.2002	21.10.2002	24.10.2002
Karakteristisk bæreevne	1900	2420	-	1550
Andel på spiss, CAPWAP			-	

* PDA-målinger ble utført umiddelbart etter at pelen var rammet til aktuelt nivå (det samme er dermed tilfelle for bevegelsesmålinger og CAPWAP-analyser).

** Karakteristisk bæreevne basert på tilført energi fra PDA, samt bevegelsesmålinger. Den samme slagserien som ble benyttet ved bestemmelse av PDA- og CAPWAP-bæreevne er lagt til grunn (denne er ikke nødvendigvis den som gir størst bæreevne for bevegelsesmålinger)

Akse 16 – Pel P1 Stålrør:

	PDA *	Bevegelses-målinger **	CAPWAP	Prøve-belastning
Pelelengde i jord	9	9	9	11
Tidspunkt for måling	11.11.2002	11.11.2002	11.11.2002	12.11.2002
Karakteristisk bæreevne	1320	1607	1310	1300
Andel på spiss, CAPWAP			753 (57%)	

	PDA *	Bevegelses-målinger **	CAPWAP	Prøve-belastning
Pelelengde i jord	16,1	16,1	16,1	17
Tidspunkt for måling	13.11.2002	13.11.2002	13.11.2002	14.11.2002
Karakteristisk bæreevne	1780	2112	1380	1300
Andel på spiss, CAPWAP			992 (72%)	

	PDA *	Bevegelses-målinger **	CAPWAP	Prøve-belastning
Pelelengde i jord	33	33	33	35
Tidspunkt for måling	18.11.2002	18.11.2002	18.11.2002	19.11.2002
Karakteristisk bæreevne	2060	4265	1956	1400
Andel på spiss, CAPWAP			292 (15%)	

Akse 16 – Pel P2 HP-profil:

	PDA *	Bevegelses-målinger **	CAPWAP	Prøve-belastning
Pelelengde i jord	9	9	9	11
Tidspunkt for måling	11.11.2002	11.11.2002	11.11.2002	12.11.2002
Karakteristisk bæreevne	610	763	541	720
Andel på spiss, CAPWAP			153 (28%)	

	PDA *	Bevegelses-målinger **	CAPWAP	Prøve-belastning
Pelelengde i jord	15	15	15	17
Tidspunkt for måling	13.11.2002	13.11.2002	13.11.2002	14.11.2002
Karakteristisk bæreevne	600	945	307	600
Andel på spiss, CAPWAP			85 (28%)	

	PDA *	Bevegelses-målinger **	CAPWAP	Prøve-belastning
Pelelengde i jord	34,3	34,3	34,3	35
Tidspunkt for måling	18.11.2002	18.11.2002	18.11.2002	19.11.2002
Karakteristisk bæreevne	360	1720	565	820
Andel på spiss, CAPWAP			105 (19%)	

* PDA-målinger ble utført umiddelbart etter at pelen var rammet til aktuelt nivå (det samme er dermed tilfelle for bevegelsesmålinger og CAPWAP-analyser).

** Karakteristisk bæreevne basert på tilført energi fra PDA, samt bevegelsesmålinger. Den samme slagserien som ble benyttet ved bestemmelse av PDA- og CAPWAP-bæreevne er lagt til grunn (denne er ikke nødvendigvis den som gir størst bæreevne for bevegelsesmålinger)

Vurdering av karakteristisk bæreevne basert på statisk prøvebelastning

Generelt er det benyttet $Q_{k,90\,\%}$ (90 % regelen i hht. Peleveiledningen [1]) ved bestemmelse av karakteristisk bæreevne, men begrensninger legges ved at bæreevnen ikke skal defineres større enn $Q_{k,D/10}$ (Ø813 stålrør) eller $Q_{k,D/5}$ (HP 400 x 122), og bæreevnen skal heller ikke være større enn 93% av $Q_{k,brudd}$. Når pelene står delvis i leire (Akse 16) oppstår en "peak" på last-forskyvningskurven med maksimal verdi mellom 20 og 40 mm vertikaldeformasjon. "Peak'en" blir mer markert jo lengre tid det går etter ramming, evt. siste prøvebelastning. Der hvor dette er tilfelle er karakteristisk bæreevne definert som 93 % av "peak"-verdien.

Peleveiledningen (Tabell 1.2) anbefaler ekvivalente materialkoeffisienter for bruddgrense-tilstanden. Ved prøvebelastning anbefales $\gamma_e = 1{,}3$ dersom 90 % regelen er benyttet ved tolkning av karakteristisk bæreevne. Dersom bruddbæreevnen legges til grunn, anbefales $\gamma_e = 1{,}4$ benyttet. Dette er årsaken til at "93 % av bruddverdien, evt. peak-verdien" introduseres. Forholdet mellom $\gamma_e = 1{,}3$ og $\gamma_e = 1{,}4$ er nettopp 0,93. Ved vurdering av størrelsen på γ_e for et aktuelt fundament er nedre grense dermed 1,3 i hht. 90 % regelen.

Oppsummeringstabell med resultater fra samtlige prøvebelastninger er gitt i tabell 3. Verdiene i de ulike kolonnene (0,93 $Q_{k,\,brudd}$, $Q_{k,\,D/10}$, $Q_{k,D/5}$, $Q_{k,120}$) kan betraktes som hjelpestørrelser ved bestemmelse av karakteristisk bæreevne, da 90 % regelen ikke alltid lar seg benytte.



Figur 4. Prøvebelastning i akse 25

Tabell 3. Vurdering av karakteristisk bæreevne

Akse 25 – Pel P1 Stålrør:

L_{jord} [m]	Tid etter ramming, evt. siste prøvebelastning	$Q_{k,90\%}$ [kN]	0,93 $Q_{k,brudd}$ [kN]	$Q_{k,D/10}$ [kN]	$Q_{k,120}$ [kN]	$Q_{k,valgt}$ [kN]
15	2 dager	2030	1910	1890	1990	**1900**
25	2 dager	3275	3050	2700	3000	**2700**
25	14 dager	3650	3500	3450	3650	**3450**
25	ca. 5 måneder	3450	3700	3500	3750	**3450**

Akse 25 – Pel P2 HP-profil:

L_{jord} [m]	Tid etter ramming, evt. siste prøvebelastning	$Q_{k,90\%}$ [kN]	0,93 $Q_{k,brudd}$ [kN]	$Q_{k,D/10}$ [kN]	$Q_{k,D/5}$ [kN]	$Q_{k,120}$ [kN]	$Q_{k,valgt}$ [kN]
15	3 dager	1250	1250	1030	1150	1235	**1150**
25	3 dager	1550	1700	1550	1680	1760	**1550**
25	13 dager	-	1650	1590	1690	1740	**1550**
25	ca. 5 måneder	1800	1950	1800	1930	2030	**1800**

Akse 16 – Pel P1 Stålrør:

L_{jord} [m]	Tid etter ramming, evt. siste prøvebelastning	$Q_{k,90\%}$ [kN]	0,93 $Q_{k,brudd}$ [kN]	$Q_{k,D/10}$ [kN]	$Q_{k,120}$ [kN]	$Q_{k,valgt}$ [kN]	Merknad
11	1 dag	-	1490	1300	1420	**1300**	
17	1 dag	1300	1300	1300	1325	**1300**	
35	1 dag	1400	1400	1400	1475	**1400**	
35	15 dager	-	2000	2150	2180	**2000**	
35	ca. 4 måneder		2420	2800	2660	**2800**	Q_{peak}= ca. 3000kN. $Q_{k,valgt}$= 0,93 Q_{peak}

Akse 16 – Pel P2 HP-profil:

L_{jord} [m]	Tid etter ramming, evt. siste prøvebelastning	$Q_{k,90\%}$ [kN]	0,93 $Q_{k,brudd}$ [kN]	$Q_{k,D/10}$ [kN]	$Q_{k,D/5}$ [kN]	$Q_{k,120}$ [kN]	$Q_{k,valgt}$ [kN]	Merknad
11	1 dag	840	800	670	720	770	**720**	
17	1 dag	-	640	560	600	620	**600**	
35	1 dag	820	720	870	800	770	**820**	Q_{peak}= ca. 870kN. $Q_{k,valgt}$= $Q_{k,90\%}$≈0,93 Q_{peak}
35	14 dager	-	1210	1350	1300	1300	**1250**	Q_{peak}=ca. 1350kN. $Q_{k,valgt}$= 0,93 Q_{peak}
35	ca. 4 måneder	-	1770	2210	2090	2015	**2065**	Q_{peak}=ca. 2220kN. $Q_{k,valgt}$= 0,93 Q_{peak}

$Q_{k,90\%}$: Karakteristisk bæreevne tolket etter 90%-regelen (kfr. Peleveiledningen)
$Q_{k,brudd}$: Karakteristisk bæreevne definert som bruddverdien ved store deformasjoner
$Q_{k,D/10}$: Karakteristisk bæreevne definert som påført kraft ved vertikaldeformasjon på 1/10 av pelediameteren
$Q_{k,D/5}$: Karakteristisk bæreevne definert som påført kraft ved vertikaldeformasjon på 1/5 av pelediameteren
$Q_{k,120}$: Karakteristisk bæreevne definert som påført kraft ved vertikaldeformasjon på 120mm
$Q_{k,valgt}$: Valgt karakteristisk bæreevne for aktuell pelelengde og tidspunkt etter ramming, evt. siste prøvebelastning
$D_{stålrør}$ = 813 mm
$D_{HP\text{-}profil}$ = ca. 400 mm (ekvivalent diameter)

Bæreevneverdiene er basert på glattede/tilpassede kurver.

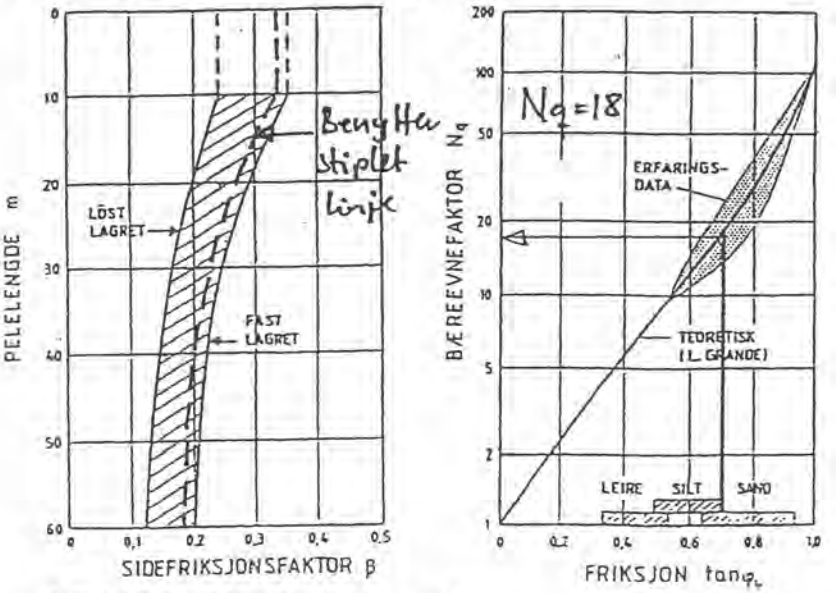
Beregnet bæreevne

Alle beregninger og vurderinger av bæreevne er hentet fra Aas-Jakobsens (Geovitas) rapport 7630-19 [2].

Pelenes teoretiske bæreevne er beregnet fra Peleveiledningens [1] formelverk og simulering med pelegruppeprogrammet Group-psi (modellering av enkeltpeler):

$$Q_k = Q_f + Q_p = \beta \cdot \overline{p_o}' \cdot A_f + N_q \cdot p_p' \cdot A_p$$

For sand benyttes parametre som gitt i figur under:



Figur 5. Sidefriksjonsfaktor β og friksjon tan ϕ_k

Tolkningsutskrifter og plott av CPTU-sonderinger for de to lokalitetene (Akse 16 og Akse 25), se vedlegg. Tolkningsprogrammet CONRAD er benyttet. Dokumentasjon av dette finnes i brukermanualen [4], samt SGI's "Informasjon 15" [5].

Opptegningen av CPTU-resultatene er utført med arealkorreksjon for spissmotstand og nullpunktskorreksjon for poretrykk i hht. standard korreksjonsverdier for ENVI-sonder. Spesifikke kalibreringsverdier for de ulike sondene foreligger ikke. Derfor er spissmotstanden korrigert for et arealforhold på 0,7 og poretrykket redusert med 100 kPa.

For leiren er udrenert skjærstyrke (s_u) bestemt med bakgrunn i poretrykksresponsen på vanlig måte i hht. relasjonene:

$$s_u = (u_T - u_0) / N_u$$

Bæreevnefaktor N_u=7 er benyttet ved utregning av udrenert skjærstyrke. Det bør nevnes at valget av N_u=7 stemmer svært godt overens med verdier fra treaksialforsøk. Bruk av ovennevnte bæreevnefaktor fører til at utregnede skjærstyrker for leira samsvarer med aktiv styrke (s_{uA}).

Vurdering av karakteristisk bæreevne basert på statisk prøvebelastning

Tabellene på neste side gir en sammenligning mellom karakteristisk bæreevne fra prøvebelastning og teoretisk beregnede verdier. Karakteristisk bæreevne fra last-deformasjons kurver beregnet med Group-psi er for enkelthets skyld bestemt som 93 % av bruddbæreevnen.

Kolonnen med tolkede verdier etter Peleveiledningen er imidlertid mer interessant. Størrelsen på parametre (β, N_q, α) er de samme som er benyttet hele tiden, helt fra forprosjektstadiet. Resultatene gitt i tabellene er også vist i diagrammer, med karakteristisk bæreevne som funksjon av dybde (pelelengde i jord), se figur 6-9. I figurene er også bæreevnen for ulike tidspunkt etter ramming vist.

Som ventet, og da spesielt når deler av pelen står i leire, ser vi en økning i karakteristisk bæreevne over tid. Kurveforløpene er noe usikre da vi kun har 3 punkter å styre mot, men det er åpenbart at teoretisk bæreevne beregnet i hht. Peleveiledningen er blitt oppnådd for HP-profilet etter ca. 4 måneder. Stålrøret er et stykke unna teoretisk bæreevne etter 4 måneder, og sannsynligvis vil ikke teoretisk bæreevne bli oppnådd.

Stålrøret i Akse 25 viser en uventet lav bæreevne 2 dager etter ramming for pelelengde 25 meter i sand. Bæreevnen er bare litt over 70% av teoretisk beregnet verdi. Noe av forklaringen kan være at massene innvendig i røret ikke beveget seg under prøvebelastningen, dvs. mobiliseringen av spissbæreevnen må ha vært liten. Ved neste prøvebelastning derimot, 14 dager etter første prøvebelastning, ble det registrert at massene innvendig i røret fulgte med stålrøret like mye som stålrørets synk. I tillegg til større spissbæreevne har pelen ganske sikkert også oppnådd en større friksjonsbæreevne som følge av "fastgroing" over tid. Etter 5 måneder er karakteristisk bæreevne ganske nær, men fortsatt noe lavere enn den teoretisk beregnede verdien.

Vi kan så gå over til å studere stålrøret i Akse 16. For pelelengde 11 meter, dvs. pelespiss ca. 4,5 meter fra overgangen til leire, er bæreevnen noe høyere enn teoretisk når spissbæreevnen er redusert i hht. Meyerhof [7]. Bæreevnen er imidlertid lavere enn om vi regner med full spissbæreevne i sand (dvs. dersom leirlaget ikke hadde vært der). Meyerhof anbefaler at spissbæreevnen reduseres lineært fra full spissbæreevne i sand, ti ganger pelediameteren fra overgangen sand/leire, til leirens spissbæreevne ved overgangen. Det kan tyde på av Meyerhof's anbefalinger er noe konservative.

Ved pelelengde 17 meter står pelespiss ca. 1,5 meter nede i leiren. Bæreevnebidraget i leire er nærmest neglisjerbart ettersom prøvebelastningen ble utført bare 1 dag etter nedramming. Karakteristisk bæreevne i henhold til prøvebelastningen er 1300 kN, dvs. allerede etter én dag er friksjonsbæreevnen større enn teoretisk beregnet friksjonsbæreevne i sand (teoretisk beregnet friksjonsbæreevne er 1020 kN).

Ved pelelengde 35 meter står pelespiss ca. 19,5 meter nede i leiren. Prøvebelastning viser lav bæreevne i leire, selv etter 4 måneder etter siste prøvebelastning. Som nevnt ble både prøvepel og forankringspeler rammet med en del massefortrengning (kfr. [6]). Det er sannsynlig at bæreevnen øker ytterligere dersom det går lenger tid. Imidlertid er det lite sannsynlig at vi kommer til å oppnå full teoretisk bæreevne i henhold til de teoretiske beregningene. Oppnådd bæreevnebidrag fra leiren etter 4 måneder er bare 60 til 65 % av teoretisk beregnet bæreevne etter Peleveiledningen.

Tar vi for oss HP-profilet i Akse 25, ble det oppnådd en uventet høy bæreevne for 15 meter lang pel bare 3 dager etter nedramming (32 % høyere enn teoretisk beregnet). Den 25 meter lange pelen oppnår etter 5 måneder (sikkert også før denne tid) en bæreevne som er svært nær teoretisk beregnet verdi (ca. 5 % høyere).

Tabell 4. Sammenligning av målt og beregnet karakteristisk bæreevne

	Karakteristisk bæreevne [kN]. Akse 25 – Pel P1 Stålrør				
			Prøvebelastning		
Pelelengde i jord [m]	"Group" Q_k=0,93 $Q_{k,\,brudd}$	Peleveiledningen	Etter 2 dager	Etter 14 dager	Etter ca. 5 måneder
15	2250	2050	1900*	-	-
25	3830	3730	2700**	3450*	3450*

* Massene fulgte med stålrøret, like mye som stålrørets synk

** Massene beveget seg ikke under prøvebelastningen

	Karakteristisk bæreevne [kN]. Akse 25 – Pel P2 HP-profil				
			Prøvebelastning		
Pelelengde i jord [m]	"Group" Q_k=0,93 $Q_{k,\,brudd}$	Peleveiledningen	Etter 3 dager	Etter 13 dager	Etter ca. 5 måneder
15	860	870	1150	-	-
25	1720	1710	1550	1550	1800

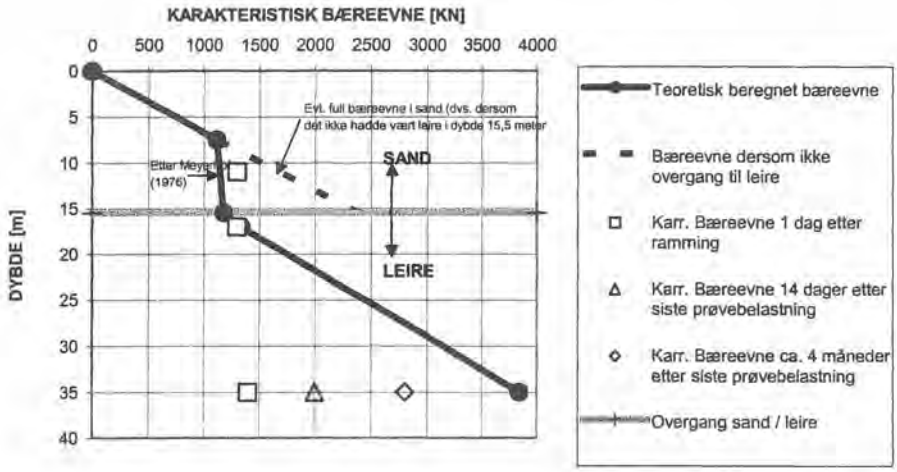
	Karakteristisk bæreevne [kN]. Akse 16 – Pel P1 Stålrør				
			Prøvebelastning		
Pelelengde i jord [m]	"Group" Q_k=0,93 $Q_{k,\,brudd}$	Peleveiledningen	Etter 1 dag	Etter 15 dager	Etter ca. 4 måneder
11	(1850)	1160 (1650)	1300*	-	-
17	1200	1335	1300*	-	-
35	3700	3840	1400*	2000*	2800*

* Massene fulgte med stålrøret, like mye som stålrørets synk

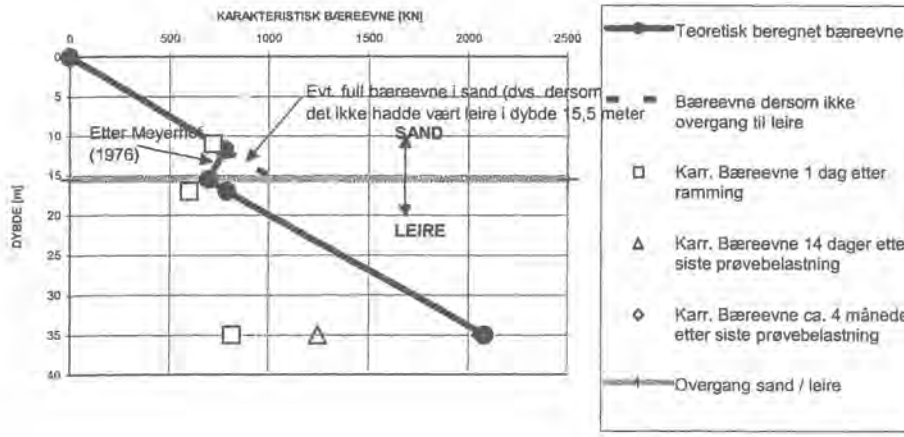
( ) Tall i parentes forutsetter full spissbæreevne i sand, dvs. ikke redusert pga. at pelespiss befinner seg nær overgangen til leire.

	Karakteristisk bæreevne [kN]. Akse 16 – Pel P2 HP-profil				
			Prøvebelastning		
Pelelengde i jord [m]	"Group" Q_k=0,93 $Q_{k,\,brudd}$	Peleveiledningen	Etter 1 dag	Etter 14 dager	Etter ca. 4 måneder
11	740	670	720	-	-
17	700	790	600	-	-
35	2400	2085	820	1250	2065

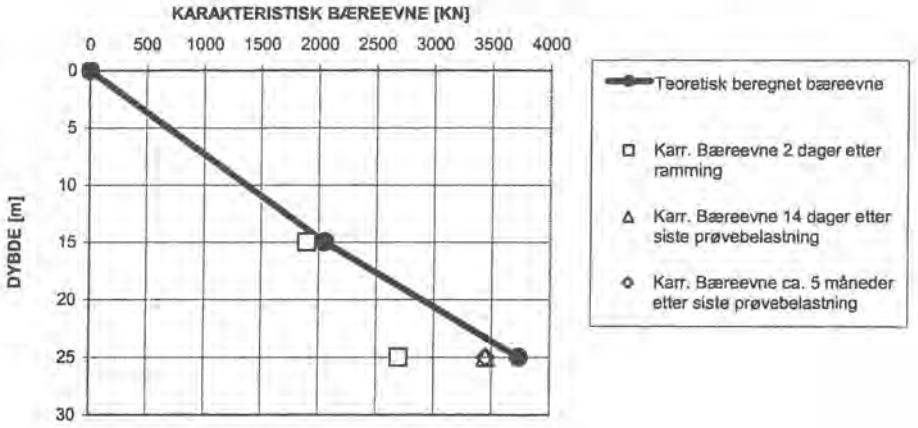
FIGUR 6. SAMMENLIGNING OPPNÅDD KARAKTERISTISK BÆREEVNE MOT TEORETISK BEREGNEDE VERDIER FØR PRØVEBELASTNING - AKSE 16 - Pel P1 Stålrør



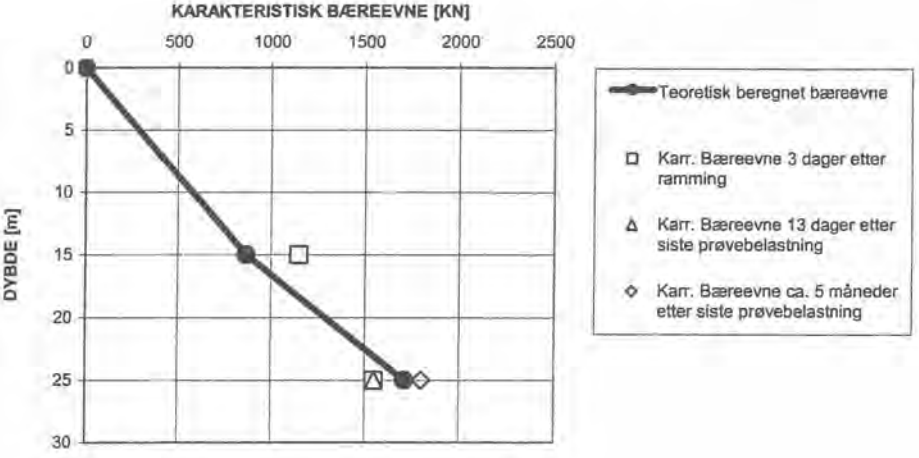
FIGUR 7. SAMMENLIGNING OPPNÅDD KARAKTERISTISK BÆREEVNE MOT TEORETISK BEREGNEDE VERDIER FØR PRØVEBELASTNING - AKSE 16 - Pel P2 HP-profil



FIGUR 8. SAMMENLIGNING OPPNÅDD KARAKTERISTISK BÆREEVNE MOT TEORETISK BEREGNEDE VERDIER FØR PRØVEBELASTNING - AKSE 25 - Pel P1 Stålrør



FIGUR 9. SAMMENLIGNING OPPNÅDD KARAKTERISTISK BÆREEVNE MOT TEORETISK BEREGNEDE VERDIER FØR PRØVEBELASTNING - AKSE 25 - Pel P2 HP-profil



Elleve meters pelen (HP-profil) i Akse 16 står i sin helhet i sand med pelespiss mer enn ti ganger peletverrsnittet fra overgangen til leire. Målt karakteristisk bæreevne er praktisk talt lik teoretisk beregnet bæreevne allerede én dag etter ramming. Ved pelelengde på 17 meter (pelespiss 1,5 meter ned i leirlaget) er oppnådd bæreevne én dag etter 600 kN mot teoretisk beregnet 790 kN. Det er stor sannsynlighet for at teoretisk beregnet bæreevne vil oppnås etter noe tid.

For pelelengde 35 meter (pelespiss ca.19,5 meter ned i leirlaget) synes prøvebelastningene å stemme svært bra overens med de teoretisk beregnede verdiene. Det er videre lite sannsynlig at vi oppnår noe særlig større bæreevne utover 4 måneder. Dette henger sammen med at HP-pelene fører til liten massefortrengning og dermed forholdsvis rask rekonsolidering av leira.

Konklusjon

Basert på de ovennevnte vurderinger kan det konkluderes med følgende ved beregning av karakteristisk bæreevne:

- Stålrør, sand - Akse 25: Bæreevnen kan beregnes i hht. teoretiske beregninger etter Peleveiledningen. Friksjonsbæreevnen opprettholdes, mens spissbæreevnen reduseres med ca.15 % (N_q reduseres fra 18 til 15). Ved nærhet til leire reduseres spissbæreevnen ytterligere i hht. Meyerhof [7], dvs. spissbæreevnen reduseres lineært fra full spissbæreevne i sand ($N_q = 15$), ti ganger pelediameteren fra overgangen sand/leire, til leirens spissbæreevne ved overgangen.

- Stålrør gjennom sand og ned i leire – Akse 16: Friksjonsbidraget i sand kan beregnes i hht. Peleveiledningen. Spiss- og friksjonsbidraget i leire må imidlertid reduseres til 65 % av teoretisk beregnet verdi etter Peleveiledningen. Det er mulig at bæreevnen øker ytterligere dersom det går lang tid, men det ble ikke dokumentert større bæreevne etter 4 måneder.

- HP-pel, sand – Akse 25: Bæreevnen er tilsvarende som teoretiske beregninger etter Peleveiledningen.

- HP-pel, gjennom sand og ned i leire – Akse 16: Bæreevnen er tilsvarende som teoretiske beregninger etter Peleveiledningen.

Referanser

[1] *"Peleveiledningen 2. utgave 1991"*. Norges Byggstandardiseringsråd

[2] *"Rapport 7360-19: Byggeplan E18. Ny motorvegbru Drammen. Prøvebelastning av peler"*. Dr.ing Aas-Jakobsen

[3] *GROUP/PSI – A Pile Group Analysis Program"*, Report no. STF22 F99617, User's manual. SINTEF, Geotechnical Engineering, September 1999.

[4] *"CONRAD – Andvändarmanual version 2.03"*. SGI – Statens geotekniska institut.

[5] *"CPT-sondering. Utrustning – utförande – utvärdering. En in-situ metod för bestämning av jordlagerföljd och egenskaper i jord"*. Informasjon 15. SGI – Statens geotekniska institut (1993).

[6] *"E18 Ny motorvegbru i Drammen. Ramming av prøvepeler ved fundamentene 16 og 25 på eksisterende bru"*. Oppdrag F-312 A rapport nr. 1. Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling (06.12.2002).

[7] Meyerhof G.G., *"Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations"*, ASCE JGED, Vol. 102, No. GT3, March 1976, pp 196-228.

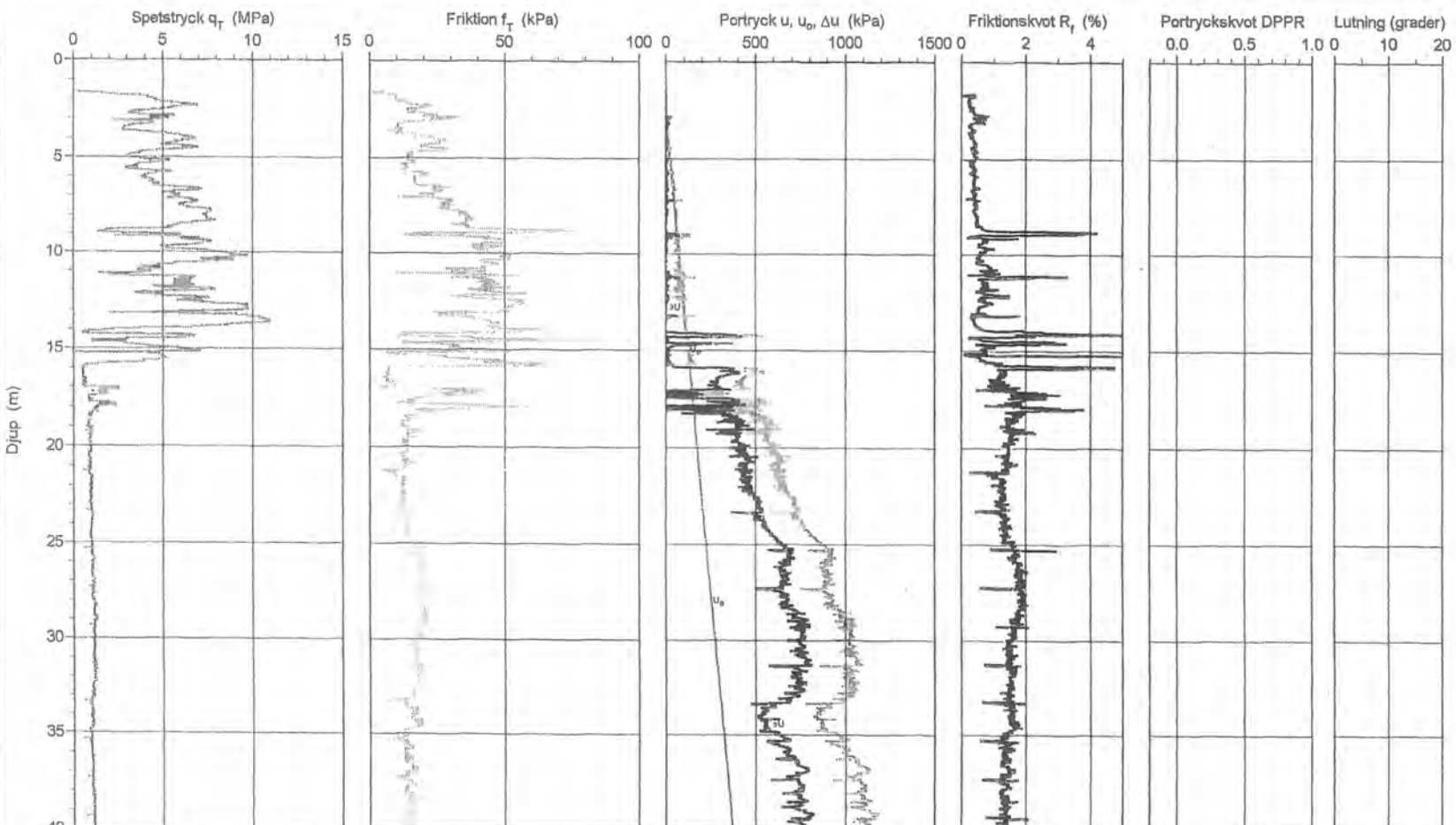
[8] *"Fjellsprengningskonferansen 1995, Nye jernbanebruer over Drammenselva, en peleteknisk utfordring"* Bjørn A. Falstad og Håkon Heyerdahl, NSB Bane Ingeniørtjenesten

VEDLEGG:
VEDLEGG 1: CPT-kurver med tolkning for akse 16 og 25 (4 sider)
VEDLEGG 2: Last-forskyvningsdiagram – akse 25 – P2 (4 sider)
VEDLEGG 3: Last forskyvningsdiagram – akse 16 – P1 (5 sider)

CPT sondering uppmätta parametrar

Referens	Terreng	Förborrningsdjup	1.70 m
Nivå vid referens	2.80 m	Förborrat material	Sand/Tørrskorpe
Grundvattenyta	2.80 m	Utrustning	ENVI-sonde
Startdjup	1.70 m	Geometri	Alternativ

Projekt	Drammensbrua
Projekt nr	1375 (GeoVita as prosjektnummer)
Plats	Fundament nr. 16
Borrhål	1602
Datum	19990413



D:\Frank-privat\GeoVita-hjemmearbeid\CPTU-Dramm...crpw 2002-10-18

VEDLEGG 1

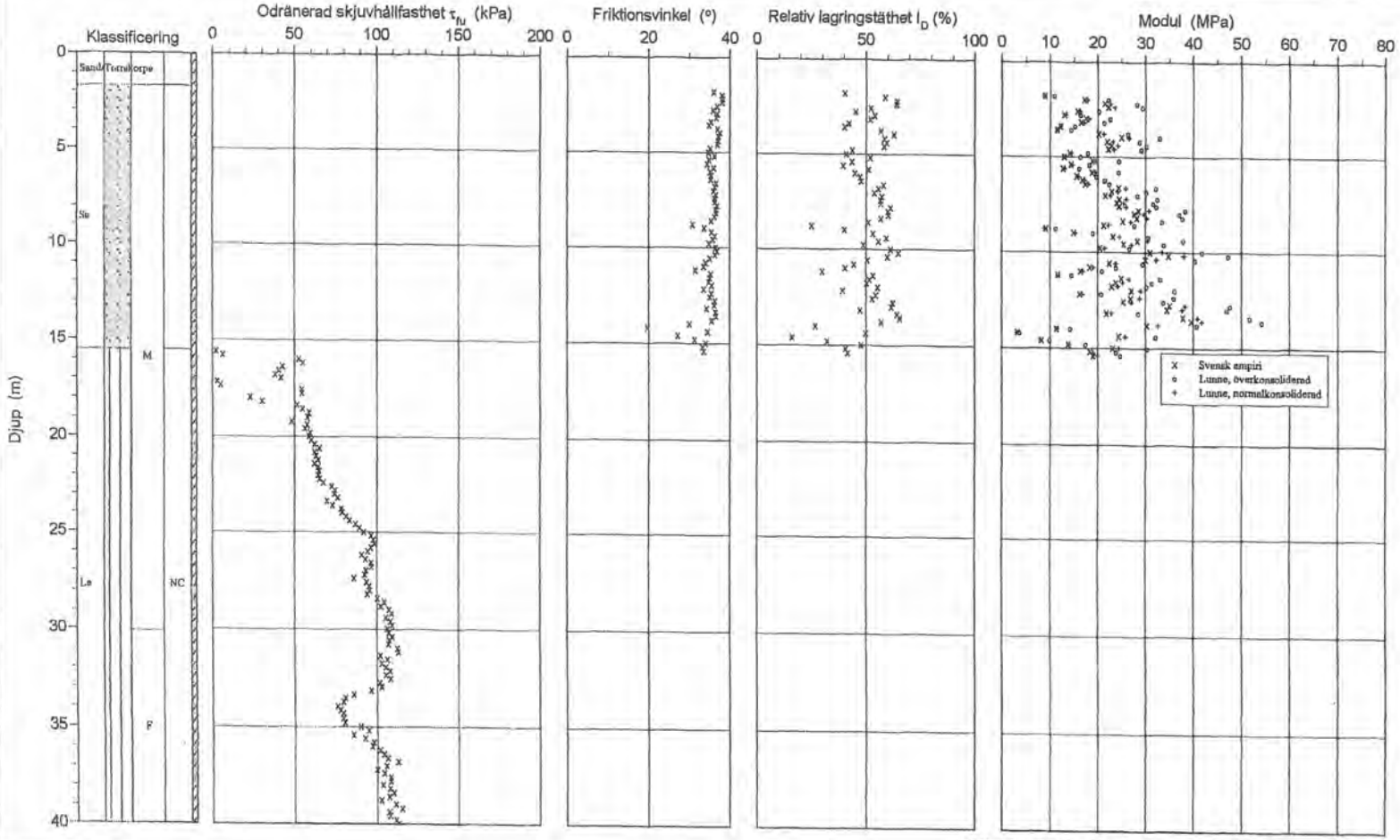
37.20

10-2

CPT sondering utvärderad enligt SGI Info 15

Referens	Terreng	Förborrningsdjup	1.70 m
Nivå vid referens	2.80 m	Förborrat material	Sand/Tørrskorpe
Grundvattenyta	2.80 m	Utrustning	ENVI-sonde
Startdjup	1.70 m	Geometri	Alternativ

Projekt	Drammensbrua
Projekt nr	1375 (GeoVita as prosjektnummer)
Plats	Fundament nr. 16
Borrhål	1602
Datum	19990413



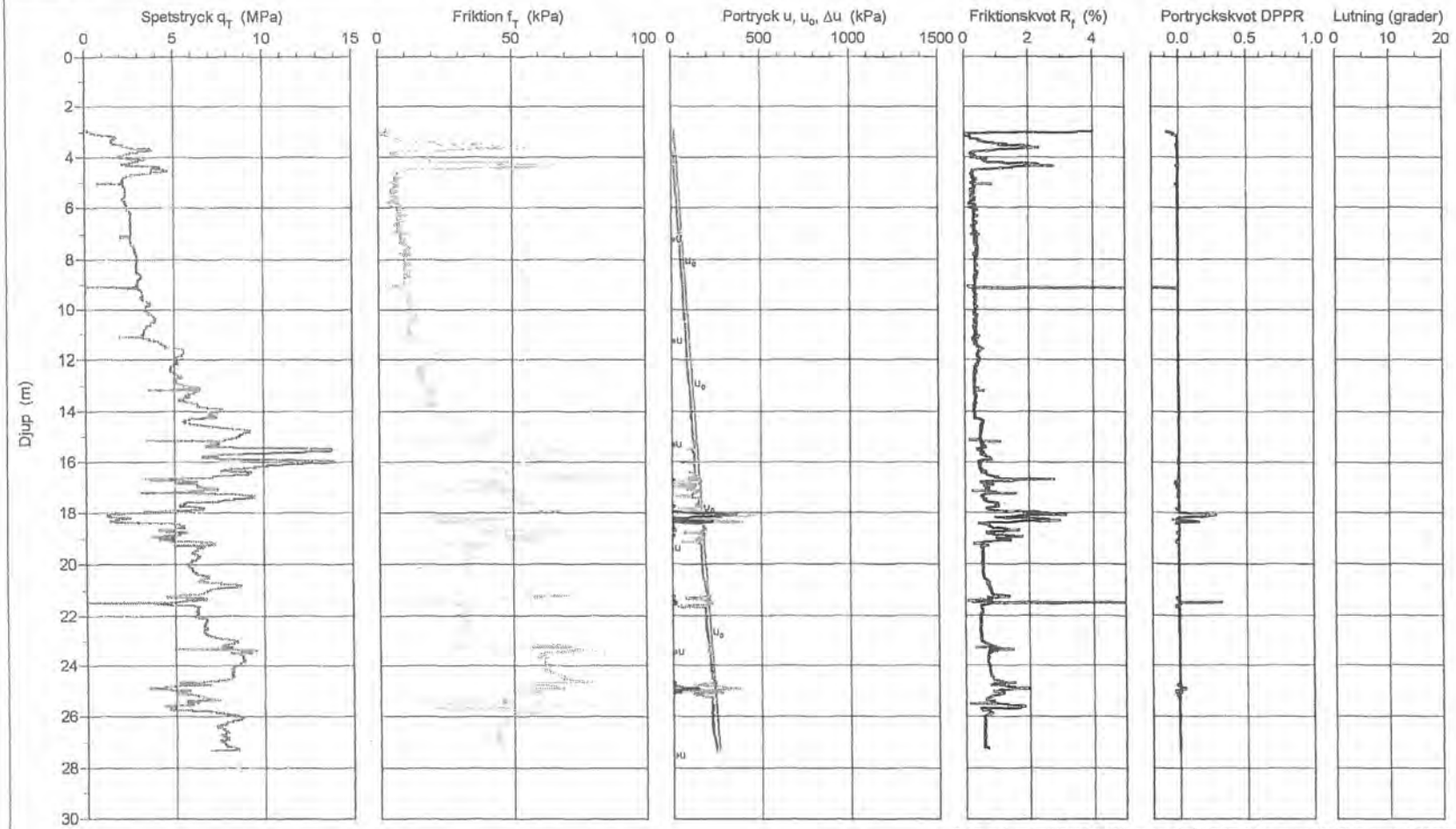
D:\Frank-privat\GeoVita-hjemmearbeid\CPTU-Drammen\Hull16.cpw 2002-10-18

VEDLEGG 1 37.21

CPT sondering uppmätta parametrar

Referens	Terreng	Förborrningsdjup	3.00 m
Nivå vid referens	1.50 m	Förborrat material	
Grundvattenyta	1.50 m	Utrustning	ENVI-sonde
Startdjup	3.00 m	Geometri	Normal

Projekt	Drammensbrua
Projekt nr	1375 (GeoVita as prosjektnummer)
Plats	Fundament nr. 25
Borrhål	2502
Datum	19990420



VEDLEGG 1

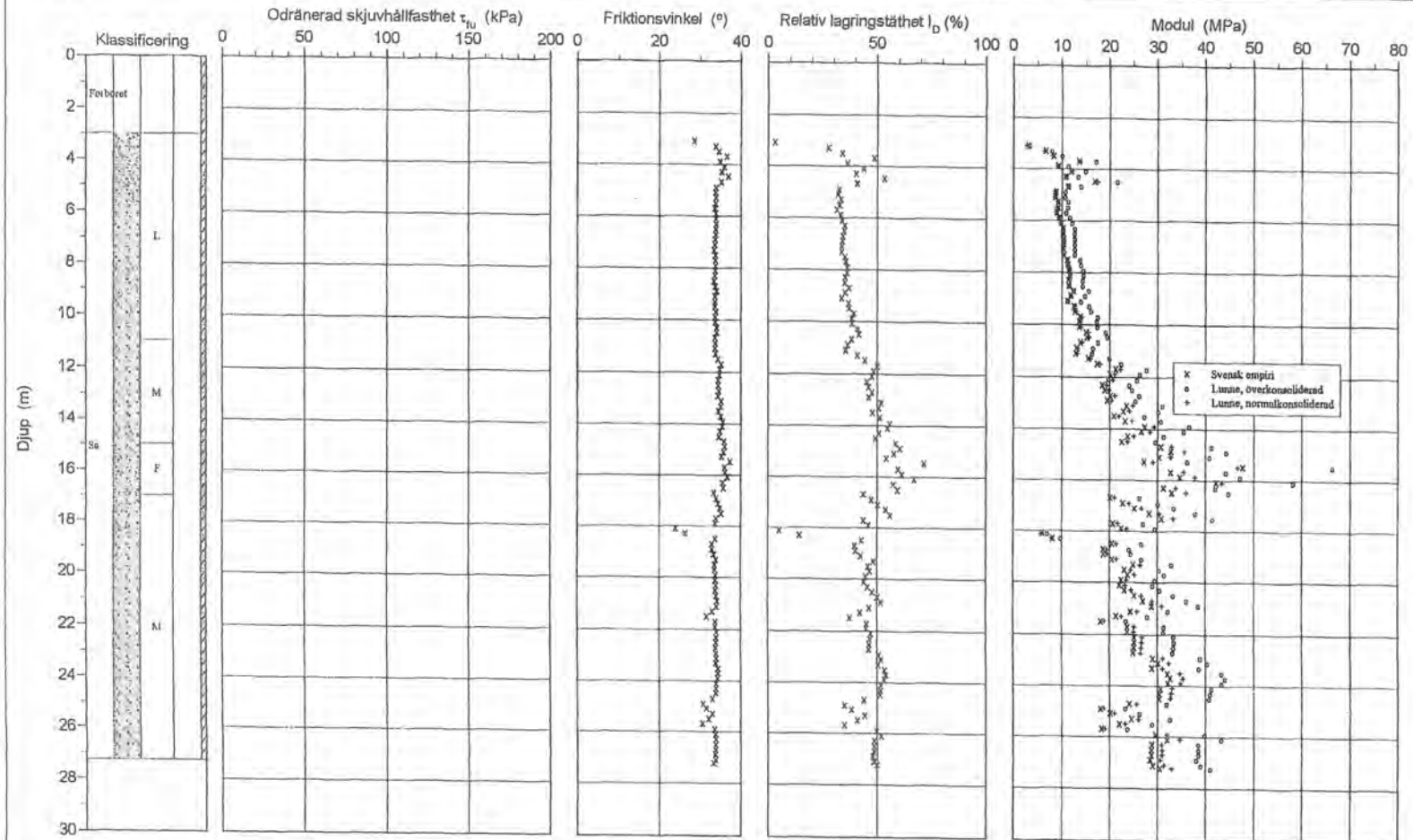
31.22

10-5

CPT sondering utvärderad enligt SGI Info 15

Referens	Terreng	Förborrningsdjup	3.00 m
Nivå vid referens	1.50 m	Förborrat material	
Grundvattenyta	1.50 m	Utrustning	ENVI-sonde
Startdjup	3.00 m	Geometri	Normal

Projekt	Drammensbrua
Projekt nr	1375 (GeoVita as prosjektnummer)
Plats	Fundament nr. 25
Borrhål	2502
Datum	19990420



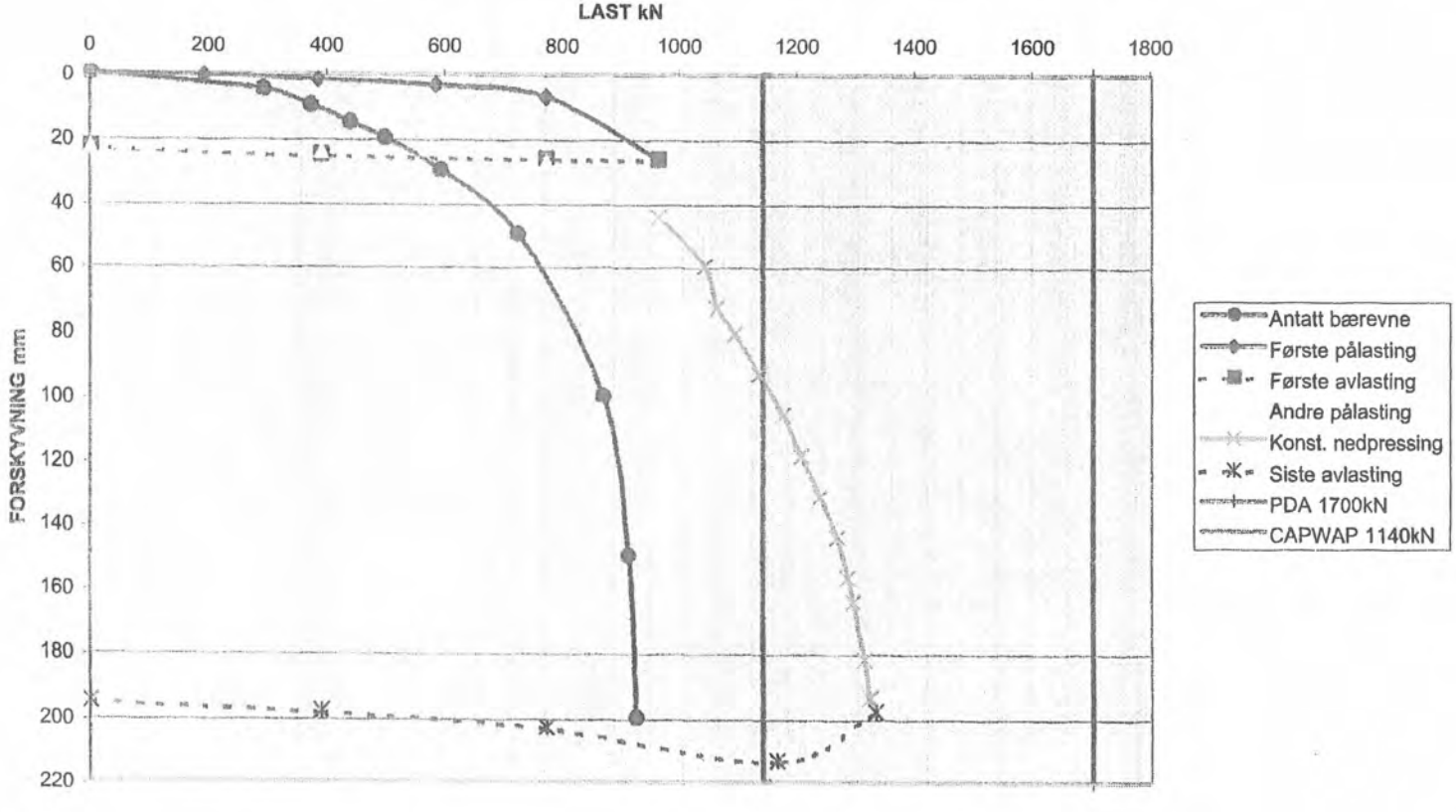
D:\Frank-privat\GeoVita-hjemmearbeid\CPTU-Drammen\Hull25.cpw 2002-10-18

VEDLEGG 1

37.23

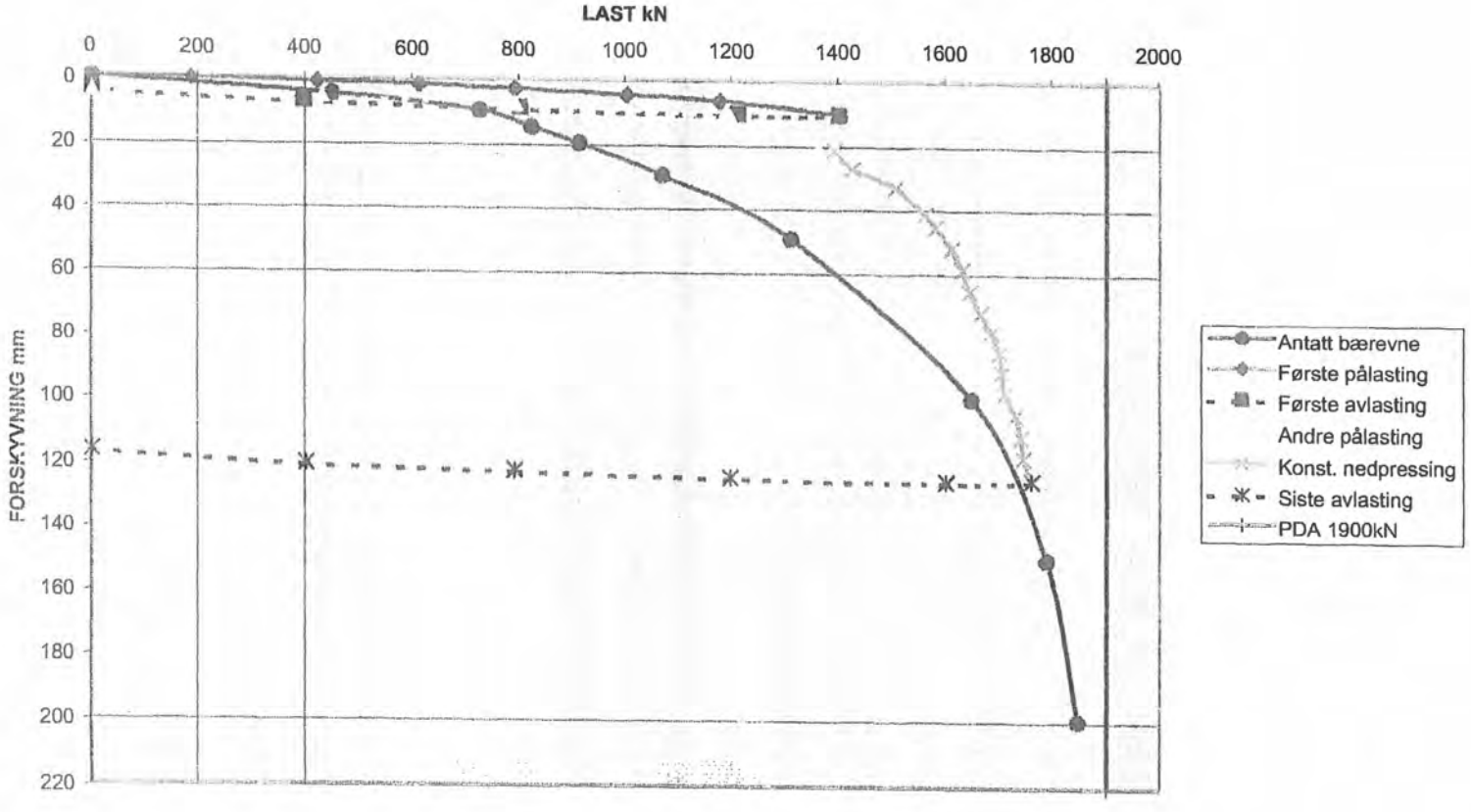
10-3

LASTFORSKYVNINGSDIAGRAM - AKSE 25 - P2 - 15m (17.10.02) - Kalibrert

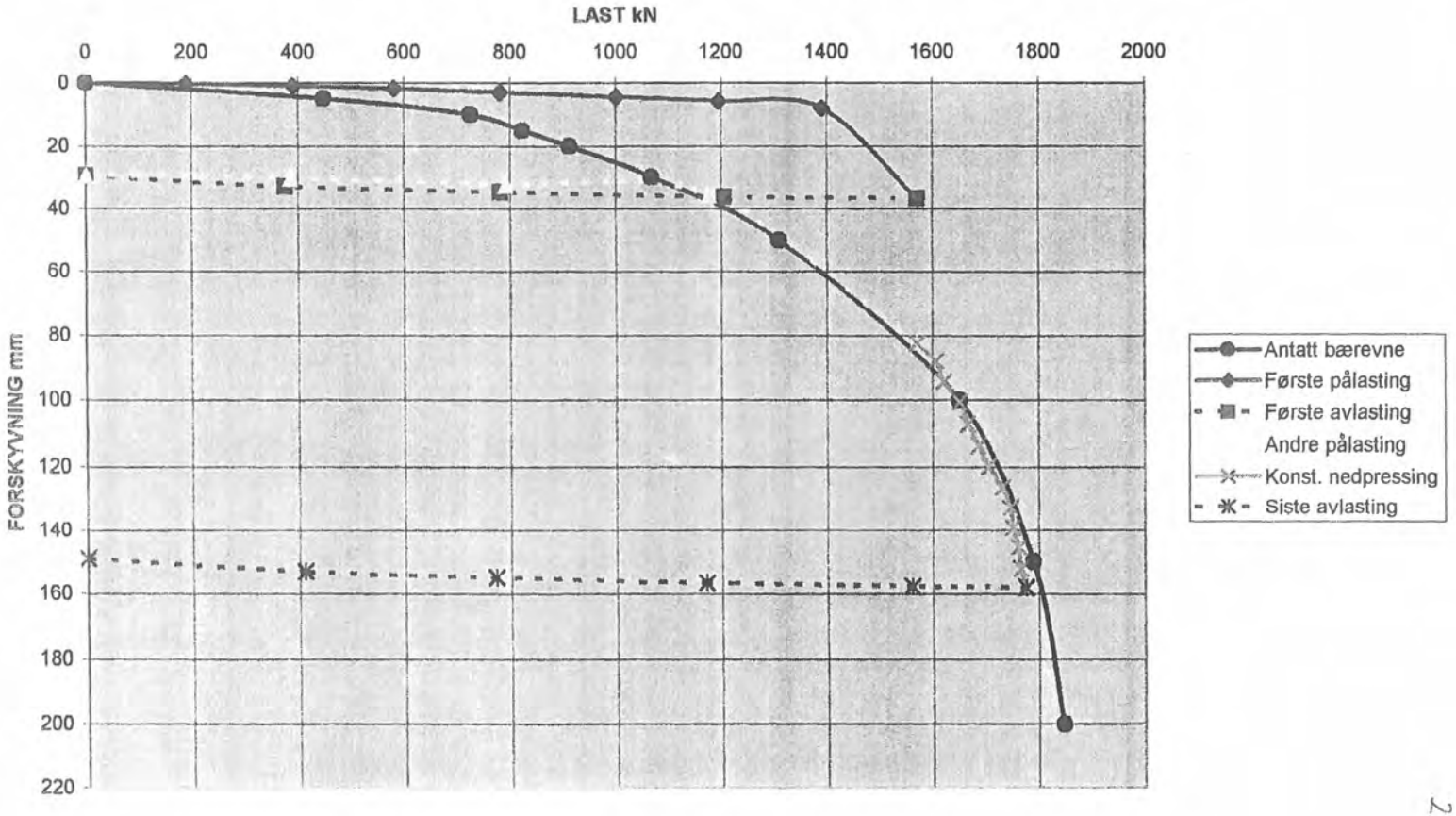


2-21

LASTFORSKYVNINGSDIAGRAM - AKSE 25 - P2 - 25m (24.10.02)

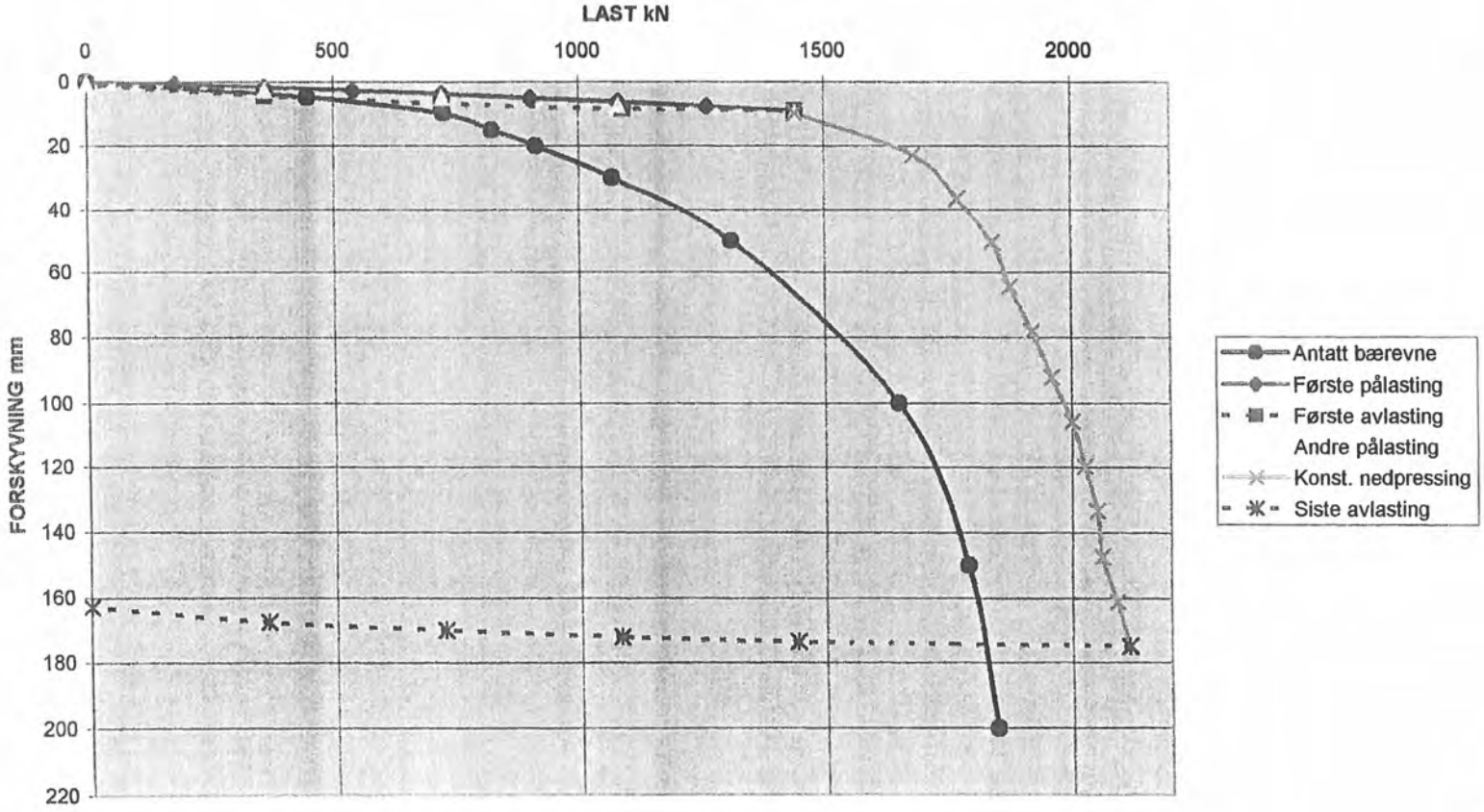


LASTFORSKYVNINGSDIAGRAM - AKSE 25 - P2 - 25m (06.11.02) 14 dg

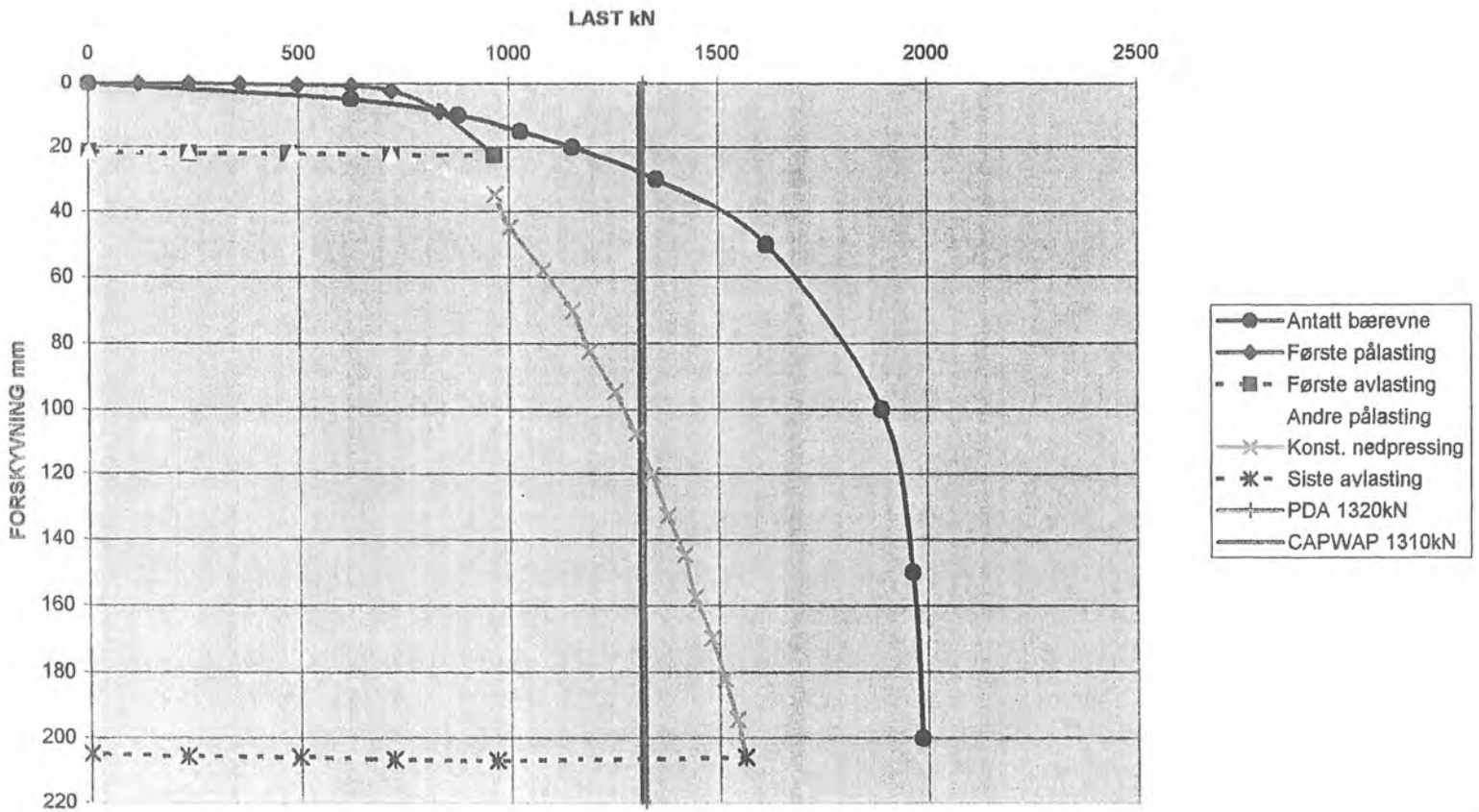


5

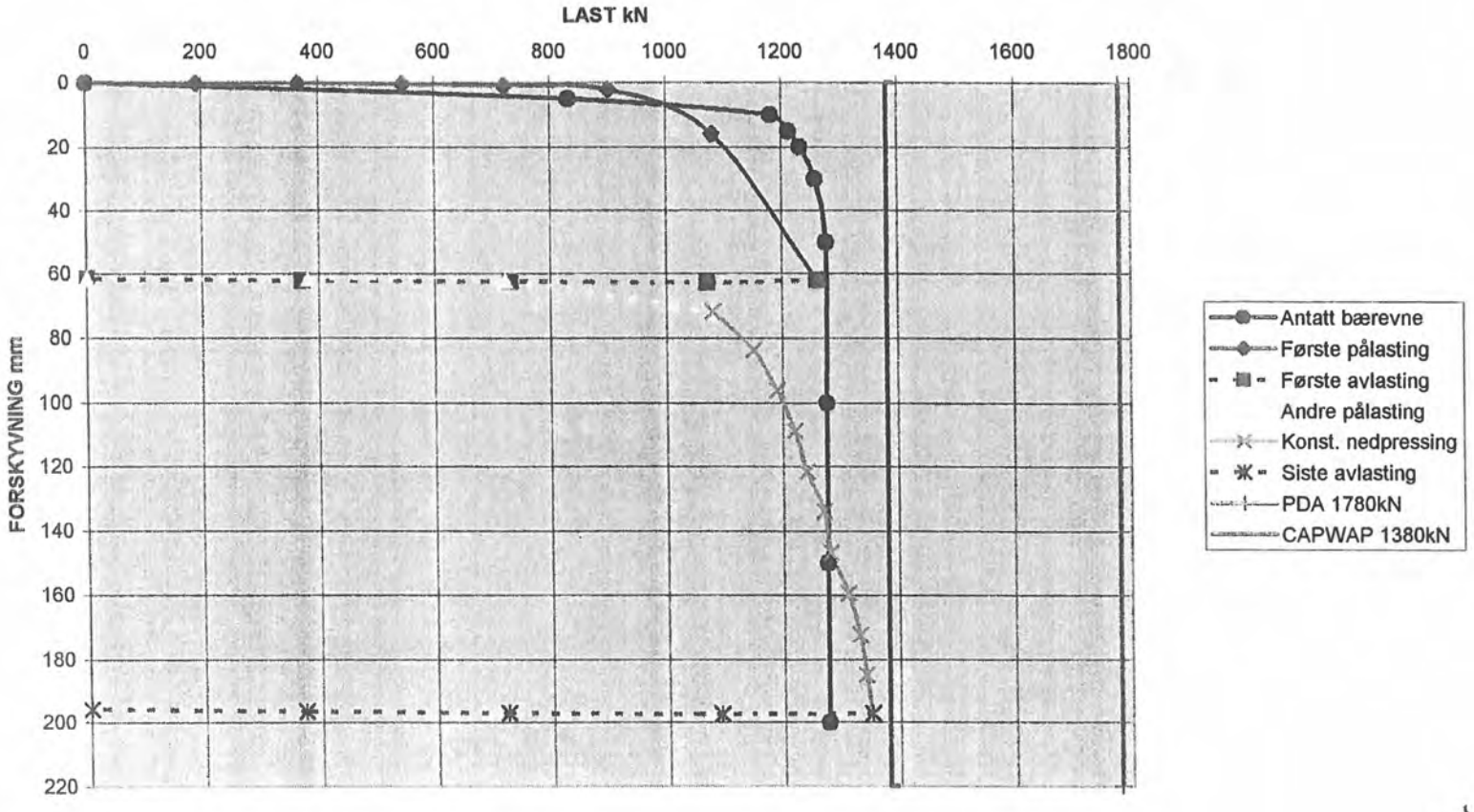
LASTFORSKYVNINGSDIAGRAM - AKSE 25 - P2 - 25m (11.04.03) 4 mnd



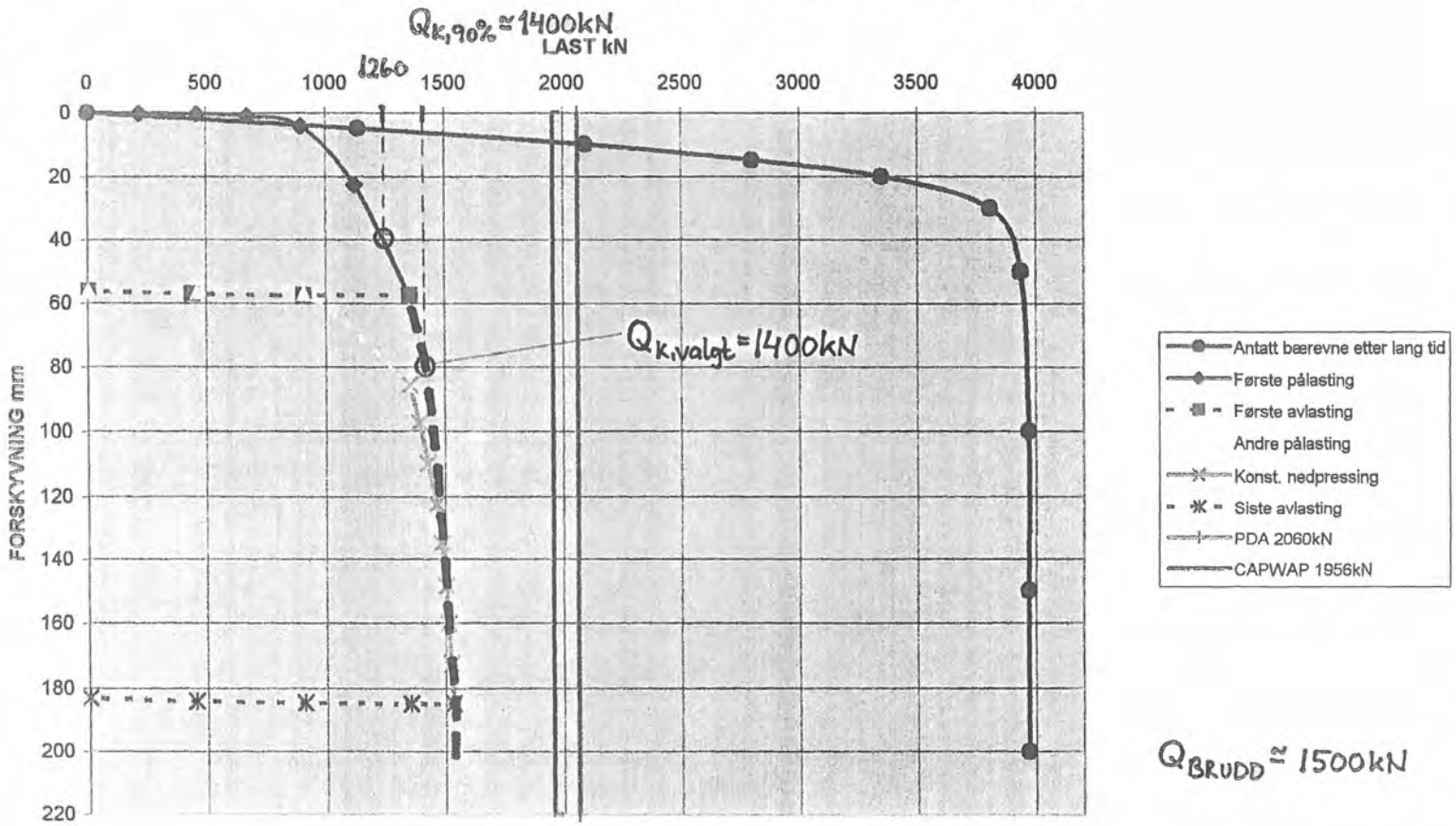
LASTFORSKYVNINGSDIAGRAM - AKSE 16 - P1 - 11m (12.11.02)



LASTFORSKYVNINGSDIAGRAM - AKSE 16 - P1 - 17m (14.11.02)



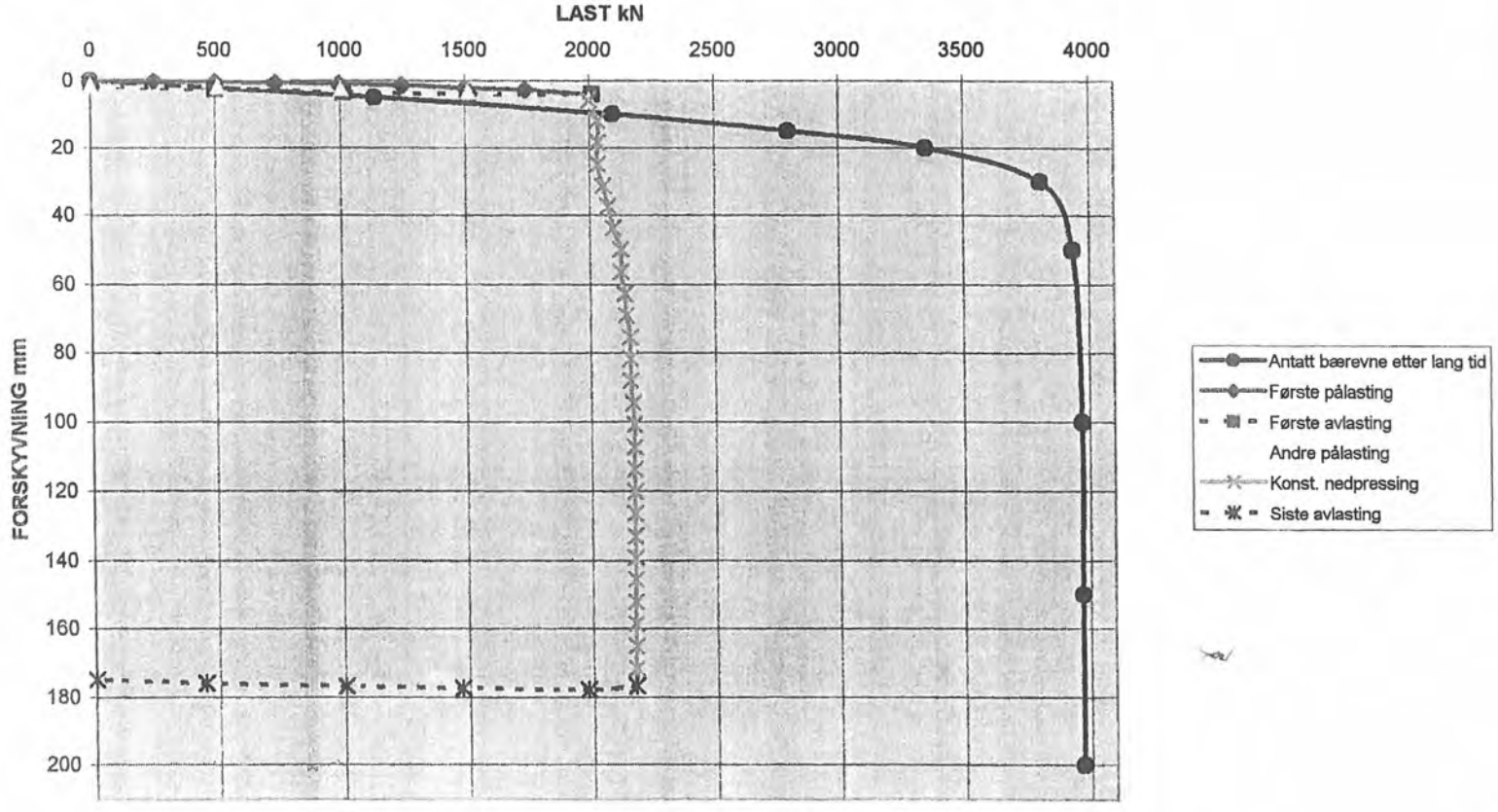
LASTFORSKYVNINGSDIAGRAM - AKSE 16 - P1 - 35m (19.11.02)



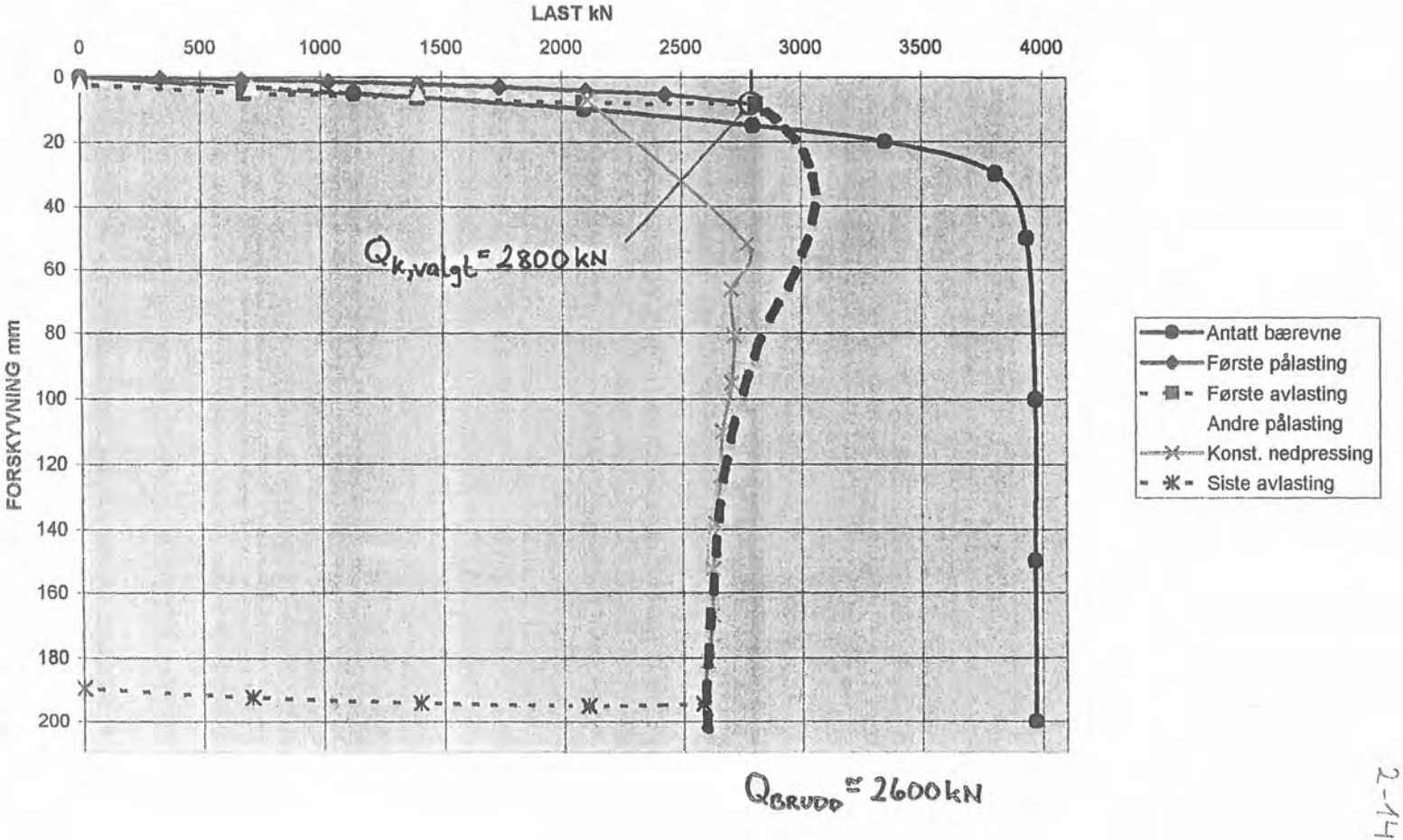
$Q_{BRUDD} \approx 1500kN$

15

LASTFORSKYVNINGSDIAGRAM - AKSE 16 - P1 - 35m (04.12.02) ~~14~~dg



LASTFORSKYVNINGSDIAGRAM - AKSE 16 - P1 - 35m (07.04.03) 4mnd



FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

LETTKLINKER OG SKUMGLASS I MIDLERTIDIG VEGFYLLING FOR E6 STEINKJER – JORDARMERT FYLLING MED LETTKLINKER

LWA and foam glass in a temporary road fill for E6 Steinkjer – Reinforced fill with LWA

Forsker Even Øiseth, SINTEF Bygg og miljøteknikk
Senioringeniør Roald Aabøe, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

SAMMENDRAG

I forbindelse med bygging av ny tunnel for E6 ved Steinkjer er eksisterende veg lagt på en ca 200 m lang midlertidig fylling. Fyllingen ligger over en vegkulvert i forbindelse med en tunnel som bygges, og vil bli fjernet etter ca 1,5 år. Øvre del av fyllingen består av lette masser for å begrense vekten over den støpte kulverten. Ca 130 m av fyllingen er bygd med lettklinker i kombinasjon med jordarmering, mens ca 30 m er bygd med skumglass. Fylling med lette masser er 6 meter høy inkludert vegoverbygning. Som jordarmering ble det benyttet en høystyrke polyesterduk som ble brettet opp rundt massene og forankret i ovenforliggende lag.

SUMMARY

A 200 m long temporary road fill is constructed above a concrete road tunnel. The temporary road is going to be removed after 1.5 years. The upper part of the fill is built with light weight materials to reduce the weight on the concrete tunnel. Approximately 130 m of this fill is built with LWA combined with geosynthetic soil reinforcement and approximately 30 m with foam glass aggregate. The light weight fill is 6 m high including pavement. A high strength polyester geotextile is used as reinforcement combined with a wrap-around solution as facing.

1. INNLEDNING

Fyllingen ble først prosjektert med Skumglass (Hasopor Lett). Skumglass er stabilt nok til å stå uten sidestøtte i fyllingen. Entreprenøren foreslo imidlertid å benytte lettklinker (Leca) stabilisert med jordarmering mot kantene. Byggherren valgte å benytte en kombinasjon av begge løsningene, og har fulgt opp fyllingene under bygging. Det er blant annet utført densitetsmålinger i løs og komprimert tilstand, samt bestemmelse av fuktinnhold. Denne artikkelen beskriver først og fremst en del forhold omkring bygging av den jordarmerte lettklinkerfyllingen, men det er også gitt noen sammenlignbare opplysninger for fyllingen

med skumglass. Det er ikke gitt noen vurdering av hvilken metode som er "best", men en konklusjon er at begge fyllingene fungerer som forutsatt.

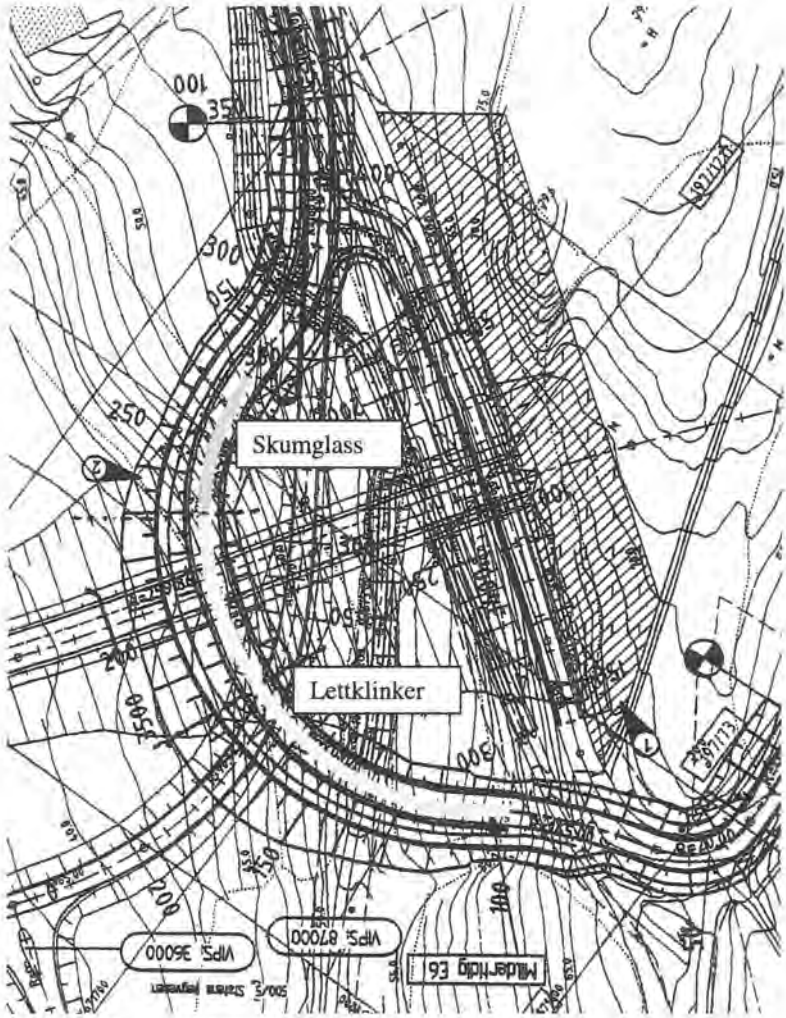


Figur 1: Modell av fylling

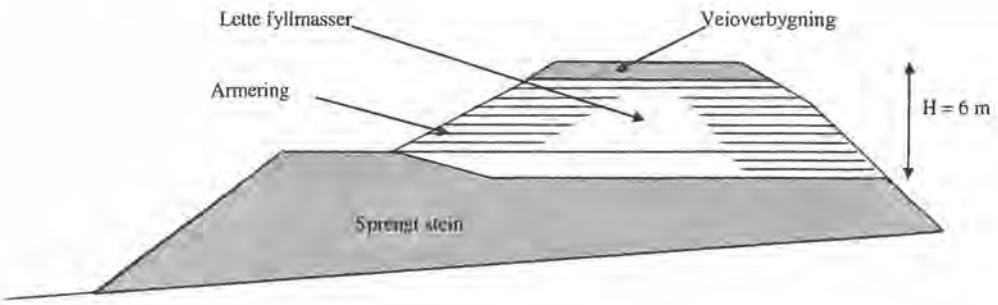
2. FYLLINGEN

Den aktuelle vegfyllingen er ca 200 m lang hvorav ca 130 m ble bygd med lettklinker i kombinasjon med jordarmering og ca 30 m med skumglass. Fyllingen går over den nye tunnelportalen av betong. På sidene av kulverten er det fylt med konvensjonelle masser som er avsluttet mot sidene med en bratt ordnet steinfylling. Den lette fyllingen er bygd opp fra et nytt plan som ligger noe ovenfor topp av tunnelen (omtrent i høyde med gangveien). Figur 1 viser en modell av den midlertidige fyllingen og tunnelportalen. Figur 2 viser kartskisse hvor det er markert inn hvor det ligger lettklinker og skumglass. Som figurene viser ligger det en gangveg utenfor den lette fyllingen.

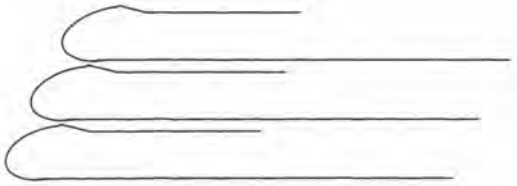
Nederste 4 meter av lettfylling har skråningshelning 1:1, mens øvre 2 m av lettfyllingen har skråningshelning 1:1,25. Det er frem til nå ikke registrert problemer av noe slag for noen av løsningene. Figur 3 viser et tverrsnitt med oppbygging av den jordarmerte delen av fyllingen med lettklinker.



Figur 2: Kart og planskisse av fylling



Figur 3 Tverrsnitt av jordarmert del av fyllingen



Figur 4: "Wrap-around" - oppbrettsløsning

Fronten på den jordarmerte fyllingen er en oppbrettsløsning hvor armeringen brettes opp foran fronten og forankres inn i laget ovenfor (en såkalt wrap-around løsning som skissert på Figur 4). For at lettklinker ikke skal forsvinne ut gjennom hull i armeringen, er det påkrevd at det benyttes en armeringsduk istedenfor nett. Denne løsningen gir den nødvendige sidestøtte for lettklinkeren. Den løse lettklinkeren vil gi hver oppbrett fasong som en pølse langsetter skråningen (Figur 5). Det er vanskelig å få en helt jevn fasong med denne løsningen i kombinasjon med lettklinker, men for en midlertidig konstruksjon er løsningen grei.

Det er viktig at det er tilstrekkelig overlapp i skjøten mellom hver armeringsbit som legges for å sikre at lettklinkeren ikke kan rase ut (Figur 6). Beskrevet minste overlapp er 30 cm.



Figur 5: En oppbrettsløsning i front gir hvert lag en "pølsefasong".

3. DIMENSJONERING AV ARMERING

Med lette fyllmasser er det ikke behov for veldig stor styrke i armeringen som benyttes. Armeringen som er benyttet har en korttids strekkstyrke omkring 70 kPa i begge retninger, og dette er den rimeligste kvaliteten som leveres av strikkede eller vevde høystyrke armeringsduker. Normalt vil det være påkrevd at en slik armering uten spesialbehandling tildekkes for å hindre nedbryting av sollys/UV-stråler etc. Da det er snakk om en midlertidig fylling har vi imidlertid kommet fram til at dette ikke var nødvendig.

Nødvendig armeringslengder er noe større en det som er vanlig for fyllinger med konvensjonelle masser. Dette skyldes i stor grad at en fylling med lettklinker blir veldig sensitiv for nyttelast som virker bakenfor armeringen. Friksjonskapasitet langs med armeringen blir lav som følge av et lavt spenningsnivå, noe som krever større armeringslengde for å oppnå tilstrekkelig kapasitet.

4. ANLEGGSTEKNISKE FORHOLD

Det er lite erfaring med å kombinere lette masser og jordarmering. Entreprenøren måtte derfor tilegne seg erfaring og finne egnede arbeidsmetoder underveis. En utfordring var forankring av oppbrett med den valgte frontløsningen. Duken må holdes stram inntil det er lagt litt masser over oppbrett. Det er derfor nødvendig at det er noe ekstra lengde i forhold til teoretisk lengde for å ha noe "å holde i", samt for å få tilstrekkelig forankring med relativt lite masser over. En gravemaskin kjørte langs med kanten på det nyutlagte laget med lettklinker og fylte litt lettklinker over den oppbrettede duken. Et lite press nedover med skuffen ble benyttet for å fylle hele oppbretten med lettklinker. Dette sikrer at det ikke blir hulrom som lettklinkeren kan fordele seg inn i senere, samtidig som det gir en jevnere og penere front. Det som kan være litt vanskelig for gravemaskinsjåføren å innse er at det faktisk er mer stabilt å kjøre så nære kanten at maskinen kjører over armeringen på laget under, enn om den kjører rett bakenfor dette laget. Kjøring over armeringen gir økt kapasitet for armeringen med hensyn på friksjon. Kjøring bakenfor armeringen gir kun økt last som skyver den armerte sonen utover, samtidig som kapasiteten er relativt liten pga. lavt spenningsnivå.



Figur 6: Gravemaskin legger masse over oppbrettet armering og planerer for neste armeringslag.

Sjåføren klarte raskt å finne en god arbeidsmåte og de fikk en god framdrift, men forbruk av armering kan ha blitt noe høyere enn først antatt.

Det er også et poeng at komprimeringen ble større enn forutsatt. Materialet ble lagt ut i lag på 0,5 m mellom hver komprimering. I tillegg ble materialet trafikkert med lastebil, bulldoser og gravemaskin ved utlegging av neste lag og armering. Dette gir nedknusing av materialet og en større komprimering enn forutsatt. For senere prosjekter bør det vurderes å utføre komprimering bare for hvert andre lag, eventuelt kombinert med en lett komprimering i den armerte sonen på hvert lag. I tillegg bør en forsøke å begrense trafikkering som gir nedknusing av materialet.



Figur 7: Komprimering

5. OPPFØLGING

5.1 Densitet og vanninnhold

Det ble tatt opp prøver av fyllingen for minst hvert andre lag (hver meter) ved at et stålrør ble presset ned og prøven inne i røret ble tatt opp. En spesialkonstruert støvsuger ble benyttet for å få opp hele prøven (Figur 6).

Prøvene som er tatt fra dette prosjektet viser noe variasjon både når det gjelder densitet og vanninnhold. Gjennomsnittlig løs densitet for prøver fra lastebil var omkring 3,3 kN/m^3 (ca 330 kg/m^3) og komprimert i fylling ca 4,1 kN/m^3 (ca 410 kg/m^3). Det var stor variasjon i vanninnhold for levert lettklinker. En stor del av partiet hadde vanninnhold mellom 5 og 10 % (vekt). Siste del, som ble levert et par uker senere, hadde imidlertid vesentlig høyere vanninnhold med gjennomsnitt omkring 25% (vekt). Dette gav også utslag for vanninnhold for prøver tatt fra fyllingen. Gjennomsnittlig vanninnhold var ca 15 % (vekt) i komprimert fylling.



Figur 8: Prøvetaking av utlagt, komprimerte materiale.

Fyllingene ble komprimert ved at en beltegående bulldoser kjørte over fyllingen. I tillegg ble det en del trafikk på fyllingen med både lastebil og gravemaskin ved utlegging av massene og bygging av den jordarmerte konstruksjonen. Dette gav en større komprimering av fyllingen enn det som blir benyttet når lettklinkeren kan legges ut i ett lag eller ved blåsing, og det ble registrert betydelig nedknusing av lettklinkeren i overflaten. Forskjell i målt densitet gir en komprimeringsgrad omkring 1,25 (utlagt volum/komprimert volum), mens for eksempel innblåsing av Lettklinker normalt ikke gir mer enn 1,1 i komprimeringsgrad.

6. ANDRE VURDERINGER

6.1 Dimensjonerende vekt av lette masser

I Statens vegvesens Håndbok 018 angis dimensjonerende densitet for lettklinker å være 6 kN/m^3 (ca 600 kg/m^3). Etter hva jeg kjenner til er dette foreslått redusert noe i nye 018. Målt densitet for denne fyllingen etter komprimering (= 4,1 kN/m^3) er vesentlig lavere enn anbefalt dimensjonerende densitet i Håndbok 018. Dette til tross for en vesentlig større komprimering enn normalt. Avviket skyldes blant annet at vanninnholdet er lavere enn det som er forutsatt for den dimensjonerende verdien, men også at den kvaliteten som leveres nå er lettere enn for en del år tilbake. Gjennomsnittlig vanninnhold i eldre fyllinger som tidligere er undersøkt er ca 25 % (vekt), men det er målt enkeltverdier på over 45 % (vekt).

Det at fyllingen er lettere enn det som blir forutsatt ved dimensjonering er normalt ikke noe problem og gir som oftest større sikkerhet og evt. mindre setninger enn det som er forutsatt. Når det regnes med armert jord, må man imidlertid være klar over at en lettere fylling som gir et lavere spenningsnivå ved armeringen, vil redusere skjærkapasiteten mellom armering og jord/lettklinker. Dette kan gi behov for større armeringslengder avhengig av hvordan lasten angriper. Ved dimensjonering av lette jordarmerte konstruksjoner må det tas hensyn til dette, samt at konstruksjonen er mer følsom for endringer i lastforutsetningene.

6.2 Sammenligning med skumglassfyllingen

Skumglassfyllingen er mye mindre enn lettklinkerfyllingen i utstrekning, men er for øvrig ganske lik. Fyllingen ble bygd uten armering, og hvert lag var noe tykkere før det ble utført en relativt lett komprimering. Komprimert densitet var omkring 3,5 kN/m^3 med vanninnhold mellom 15 og 20 % (vekt). I forhold til løs densitet på ca 2,75 kN/m^3 gir også dette en komprimeringsgrad på ca 1,25.

Fylling med skumglass gir her ca 85 % av vekten for fylling med lettklinker. Det bør imidlertid være mulig å legge ut lettklinkeren med mindre komprimering ved å redusere trafikk som medfører nedknusing. For permanente fyllinger vil også vanninnhold etter lang tid være av stor betydning for densiteten.

6.3 Andre frontløsninger

Konstruksjoner med kombinasjon av lettklinker og armering vil sannsynligvis være vesentlig enklere å bygge med andre frontløsninger hvor en kan fylle lettklinker inn mot en stabil front. En alternativ utførelse med oppbrettsløsning kan være å benytte en forskaling i front som flyttes med oppover i fyllingen etter hvert. For permanente konstruksjoner må mange av produktene på markedet tildekkes for å begrense nedbrytning av materialet som følge av UV-stråling.

7. KONKLUSJONER

Prosjektet viser at lettklinker kan kombineres med jordarmering for å lage bratte skråninger eller støttekonstruksjoner. En oppbrettsløsning er et godt alternativ for midlertidige konstruksjoner. For permanente konstruksjoner kan andre frontløsninger være bedre egnet. Ved dimensjonering er det viktig at alle mulige lasttilfeller vurderes. Nødvendig armeringslengde varierer mer med lastenes angrepspunkt og størrelse, enn hva som er tilfelle ved bruk av konvensjonelle masser.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2003

STORTINGSGATA 6, OSLO. BYGGEGROP MED SPUNT OG JETPELER

Stortingsgata 6, Oslo. Excavation using sheet piles and jet-grouting

Siv. ing. Siren Knudsen, NGI
Siv. ing. Arne Engen, NGI

SAMMENDRAG

I Stortingsgata 6 i sentrum av Oslo, er et nytt kontorkompleks på ca. 6.600 m^2 under oppføring. Tomtens areal er på ca. 975 m^2 og den var opprinnelig bebygget med to bygninger. Den ene, Flaggfabrikken, er verneverdig og omfattende renovering for å bevare fasaden gjennomføres i tillegg til refundamentering på stålkjernepeler til fjell. Det andre bygget, Nordstjernegården, er revet og et nytt bygg på 7 etasjer samt to underetasjer er under bygging. For dette nybygget har etablering av selve byggegropen gitt flere interessante oppgaver.

Gatenivået rundt eiendommen ligger på mellom kote +4 og +6. Grunnforholdene består av 2-3 m med fyllmasser over bløt til middels fast leire. Over fjell er det et lag med grus/morene. Dybden til fjell varierer mellom 10 m og 20 m. Grunnvannstanden ligger på ca. kote +2.

Total gravedybde for etablering av underetasjene var inntil 9 m, og utgravningen var planlagt gjennomført med bruk av spunt til fjell. Av flere hensyn ble det også benyttet jetpeler både for tetting under spunten og for underpinning av nabobygget i Stortingsgata 4.

SUMMARY

In the centre of Oslo, in Stortingsgata 6, new office buildings of approximately 6.600 m^2 are under construction. Originally two buildings were located at the site with an area of approximately 975 m^2. One of them, Flaggfabrikken, is preservation-worthy and extensive rehabilitation works in order to keep the facade is carried out in addition to change of foundation on steel core piles into bedrock. The other building, Nordstjernegården, has been torn down and a new building of 7 stories and two basement levels is under construction. The establishment of the building pit for this new building has resulted in many interesting tasks.

The street level around Stortingsgata 6 is between +4 and +6 m above sea level. The soil conditions consist of 2-3 m fill material above soft to medium hard clay. Above bedrock there is a layer of gravel/moraine. The depth to bedrock varies between 10 m and 20 m. The groundwater level is at approximately +2 m above sea level.

The total excavation depth for establishment of the basements was 9 m, and the building pit was planned accomplished using sheet piles to bedrock. Several considerations entailed use of jet-grouting for sealing underneath the sheet piles and for base support of the neighbour building in Stortingsgata 4.

INNLEDNING

I sentrum av Oslo har det i lengre tid pågått arbeider med etablering av et nytt kontorkompleks i Stortingsgata 6. Totalt vil to bygninger romme ca. 6.600 m^2 kontorarealer, inklusive tilhørende fellesarealer med bl.a. parkeringsanlegg i underetasjen. Tomten på ca. 975 m^2 er avgrenset av Stortingsgata, Rosenkrantzgata, Prestegata samt nabobygget i Stortingsgata 4, se situasjonsplan i figur 1.

Opprinnelig sto det to bygninger på tomten, Flaggfabrikken og Nordstjernegården. Flaggfabrikken er fra 1895 og verneverdig. Omfattende renovering gjennomføres slik at fasaden bevares. I tillegg refundamenteres bygget på stålkjernepeler til fjell. Nordstjernegården er nå revet og et nytt bygg i 7 etasjer samt to underetasjer er under oppføring. Arbeidet med etablering av byggegropen for dette nybygget er hovedtema for denne artikkelen.

Byggherre er Linstow Eiendom AS med SCC Scandiaconsult som hovedkonsulent. NGI har vært rådgivende geoteknisk konsulent for avstivningsarbeidene for byggegropen, samt bistått under utførelsen. NGIs engasjement startet januar 2001, men av ulike årsaker begynte utførelsen av grunnarbeidene først høsten 2002. Grunnarbeidene er nå avsluttet.

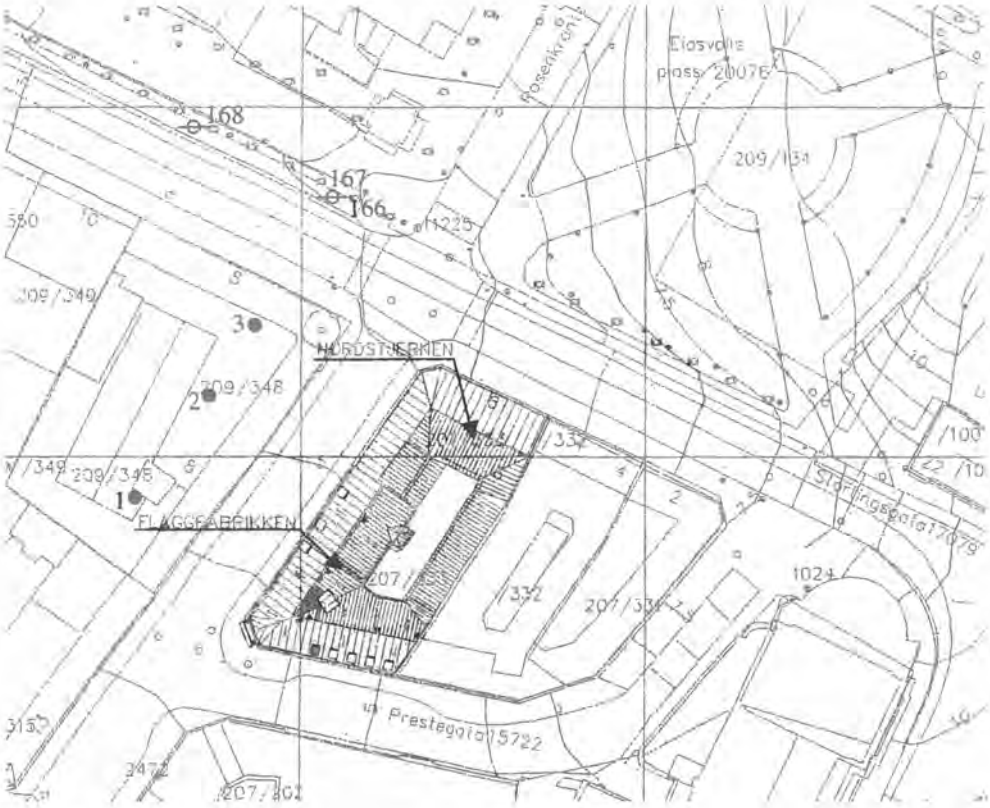
Utfordringene under prosjekteringen av grunnarbeidene har bl.a. vært å finne tekniske løsninger etter hvert som nye aspekter ble avdekket, både med hensyn på prosjekteringsforutsetninger og utførelse. I tillegg er utbygging på et lite tomteareal midt i sentrum av Oslo en utfordring i seg selv med hensyn til plass, tilgjengelighet og naboeiendommer.

SITUASJONSBESKRIVELSE

Det generelle terrengnivået faller svakt fra ca. kote +6 på nordsiden til ca. kote +4 på sørsiden av tomten. Graveplanum for nybygget ble lagt til kote -3,3 som tilsvarer en utgravning på inntil 9 m.

Av den nærmeste bebyggelsen til Stortingsgata 6, var det bare Stortingsgata 8 som ikke var angitt fundamentert på fjell.

- Bygget i Stortingsgata 8 er oppført i 1988 og fundamentert på en 1 m tykk bunnplate på ca. kote -1,2.
- Bygningen i Stortingsgata 4 er oppført i 1904 og ut fra tegninger i Plan- og Bygningsetatens arkiv, er den fundamentert på betongpilarer til fjell som var antatt å ligge mellom kote -0,5 og -1,0. På tross av dette viste nivellement på bolter montert i grunnmuren på denne eiendommen at bygningen hadde satt seg inntil 11 mm i perioden fra 1947 til 1988. Prøvesjakting ble anbefalt utført for å avdekke fundamenteringsforholdene så snart Nordstjernegården var revet.



Figur 1 Situasjonsplan.

GRUNNFORHOLD

Ved prosjektoppstart ble eksisterende informasjon om grunnforholdene i området rundt Stortingsgata 6 oppsummert, (NGI, 2001). Det var ikke gjort grunnundersøkelser på selve eiendommen annet enn enkle sonderinger utført i forbindelse med arbeidet for Undergrunnskartverket i Oslo. Disse sonderingene antydet at fjelldybdene under nybygget varierer mellom 8 og 12 m. Øvrig informasjon om grunnforholdene ble innledningsvis basert på opplysninger fra utbyggingen i Stortingsgata 8. Disse viste at grunnforholdene generelt består av 2-3 m med fyllmasser over bløt til middels fast leire. Over fjell er det et lag med grus/morene. Grunnvannstanden ligger 2 - 4 m under terreng, på ca. kote +2. Dybdene til fjell ved Stortingsgata 8 er ikke kartlagt, da dette bygget er fundamentert på en såle på ca. kote -1,2.

Berggrunnen under Stortingsgata 6 er trolig alunskifer, eventuelt med enkelte tynne lag av kalkstein. Alunskiferen er en mørk, relativt svak leirskifer som i Oslo medfører problemer i form av svelling og angrep på stål og betong.

GRUNNUNDERSØKELSER

Etter at Nordstjernegården var revet og det for første gang var mulig å utføre grunnundersøkelser, ble det i november 2001 utført totalsonderinger for å kartlegge fjellnivået, primært i spuntlinjen samt i grenselinjen mellom Stortingsgata 6 og 4. Det som opprinnelig var antatt fjellnivå fra enkle sonderinger viste seg å være toppen av et mektig morenelag. Dybden til fjell lå mellom 10 og 20 m under terreng. Mistanken om at Stortingsgata 4 ikke sto på fjell ble forsterket da dybden til fjell i flere punkter var større enn tidligere antatt. Prøvesjakting bekreftet også dette.

Ytterligere supplerende totalsonderinger inne på byggeplassen ble utført august 2002, (NGI, 2002). Figur 2 viser situasjonsplan med utførte grunnundersøkelser samt plassering av spunt på tomten og av pilarer for Stortingsgata 4.

Kort oppsummert avdekket grunnundersøkelsene sammen med informasjon fra refundamenteringen av Flaggfabrikken følgende endringer i prosjektforutsetningene :

1. Dybden til fjell var større enn først antatt.
2. Det var et mektig permeabelt morenelag over fjell.
3. Stortingsgata 4 var fundamentert på pilarer på toppen av morenelaget og ikke på fjell.

GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER

Sikring av byggegrop

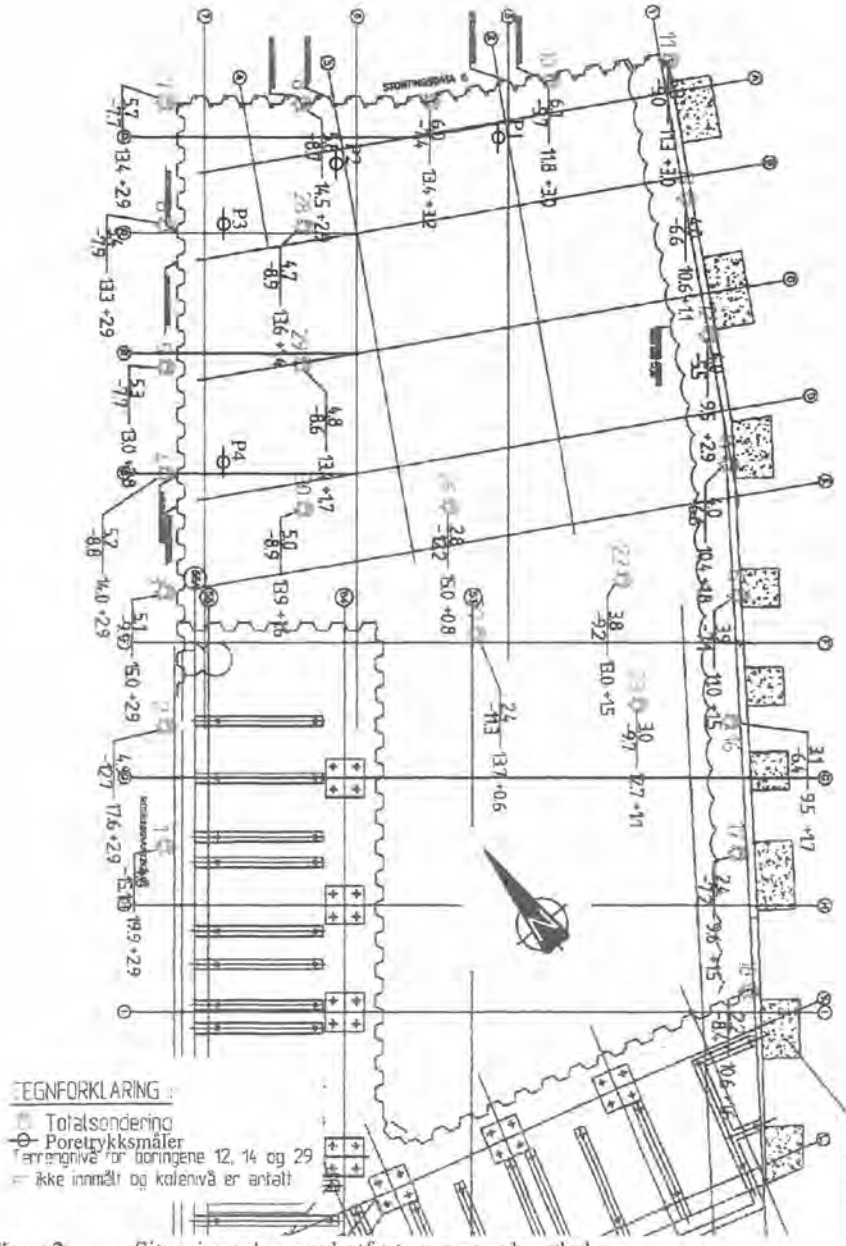
Av hensyn til nærliggende bygninger var det nødvendig med tett utførelse av byggegropen. Stagforankret spunt til fjell ble valgt som primær sikringskonstruksjon for etablering av byggegropen. Spuntveggen ble dimensjonert ved bruk av programmet SPUNT A3. Tabell 1 oppsummerer designparametre benyttet for dimensjonering av spuntvegg.

Tabell 1 *Designparametre for spuntveggdimensjonering av byggegrop*

Materiale	Dybde [m]	γ [kN/m^3]	s_{uP} [kPa]	s_{uDSS} [kPa]	s_{uA} [kPa]	ϕ' [°]	m [-]	K_o' [-]
Fyllmasser	0 - 2	20	-	-		30	250	0,6
Leire	2– 6 / 9	18,5	0,5 · s_{uDSS}	18- 25,4/31	1,5 · s_{uDSS}	32	-	0,6
Morene	6/9 – 11/15	19	-	-	-	38	300	0,6

der γ - total romvekt
s_{uP} - udrenert passiv skjærstyrke
s_{uDSS} - udrenert direkte skjærstyrke (korrigert vingeborskjærfasthet, NGI 1988)
s_{uA} - udrenert aktiv skjærstyrke
ϕ' - effektiv friksjonsvinkel
m - modultall
K_o' - effektiv hviletrykkskoeffisient

Da morenelaget hadde større mektighet enn først antatt, ble det utført prøveramming av valgt spuntdimensjon (AZ 18) ved årsskiftet 2001/2002. Tre doble spuntnåler ble uten problemer rammet til fjell på 15 m dybde i et område der morenen hadde stor mektighet (7,5 m). Dybden til fjell fra prøverammingen stemte godt overens med fjelldybdene registrert ved totalsonderinger. På bakgrunn av prøverammingen ble derfor valgt sikringskonstruksjon og spuntdimensjon opprettholdt.



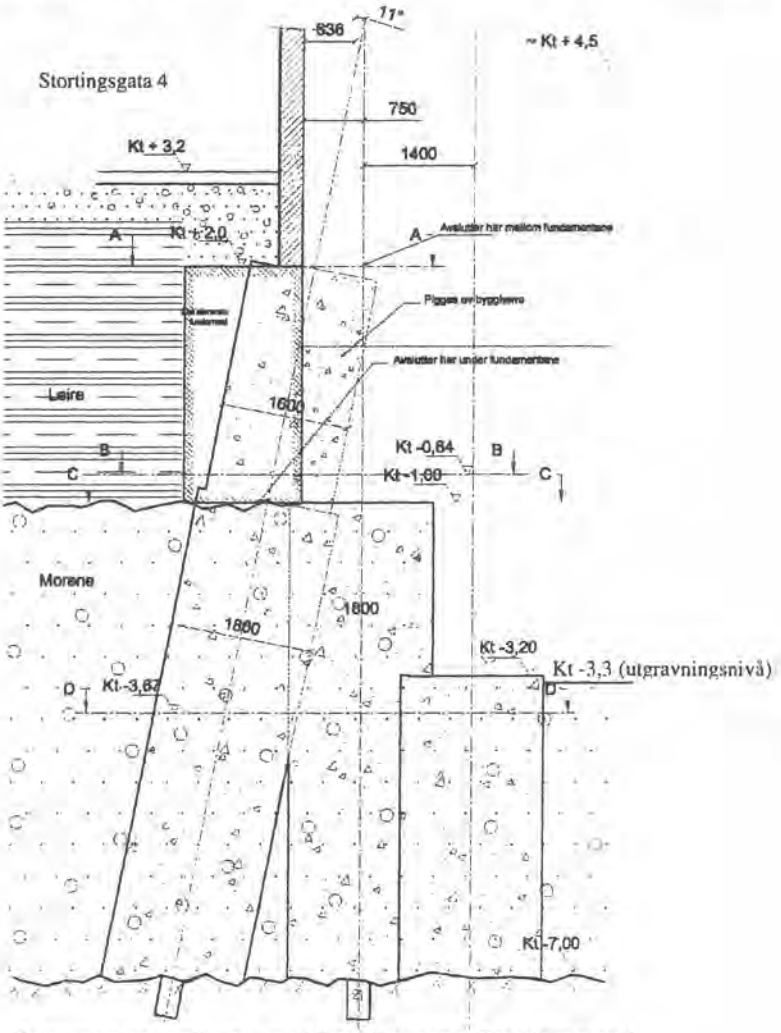
Figur 2 Situasjonsplan med utførte grunnundersøkelser.

Underpinning av bygningen i Stortingsgata 4

Da det ble avdekket at Stortingsgata 4 ikke sto på fjell, men fundamentert på pilarer av forholdsvis dårlig beskaffenhet på et relativt mektig morenelag, ble flere nye problemstillinger identifisert. Underkant av pilarer var på ca. kote -1,0.

1. Bygningen måtte understøttes for overføring av vertikallast til fjell.
2. Morenelaget var permeabelt og tetting var nødvendig for etablering av byggegropen.
3. Deformasjoner på bygningen var ikke ønskelig og stabiliserende tiltak var derfor nødvendig.

Mot Stortingsgata 4 ble jetpeler valgt som sikringskonstruksjon for byggegropen. Dette arbeidet ble i sin helhet vurdert og gjennomført av Jetgrunn 2000. Figur 3 viser snitt med jetpelvegg mot Stortingsgata 4.



Figur 3 Snitt med underpinning med jetpelvegg mot Stortingsgata 4.

Tetting av byggegrop

Da traubunn i byggegropen lå i det permeable morenelaget over fjell, var det nødvendig å utføre byggegropen så tett som mulig. Dette måtte gjøres for å forhindre vannproblemer inne i gropen, samt uønsket senking av poretrykkene i løsmassene rundt byggegropen, med de konsekvensene dette kunne medføre av setninger på nabobebyggelsen og terrenget rundt.

Spunt rammet ned til fjell ble vurdert som tilstrekkelig tettemetode for etablering av byggegropen. Det viste seg imidlertid vanskelig å ramme spunten helt ned til fjell, til tross for vellykket prøveramming. Da kun et fåtall spuntnåler nådde fjell, ble det behov for alternativ tetting mellom spunt og fjell for å begrense muligheten for vanninnsig i byggegropen fra sidene. Jetpeler ble valgt som tettemetode og de ble installert fra fjell og opp over spuntfot.

Det ble videre etablert 4 infiltrasjonsbrønner som beredskap, dersom poretrykkene i løsmassene rundt byggegropen skulle bli senket.

UTFØRTE GRUNNARBEIDER

Spunt

Spunt ble rammet i tomtegrensen mot Stortingsgata og Rosenkrantzgata samt i bakgården inn mot Flaggfabrikken, se figur 2. Det var flere steder vanskelig å ramme spunten gjennom morenelaget og inn i fjell, men rammingen ble utført inntil stopp i morene eller fjell. For nærliggende bygg fundamentert direkte på løsmasser ble det satt krav til grenseverdi for vibrasjoner fra spunting.

Totalt ble det rammet ca. 1000 m^2 med spunt og det ble satt ca.1200 løpemeter stag fordelt på 57 punkt. Figur 4 viser oppriss mot Rosenkrantzgata med rammet spuntlengde, mektighet av morenelag og påvist fjellnivå.

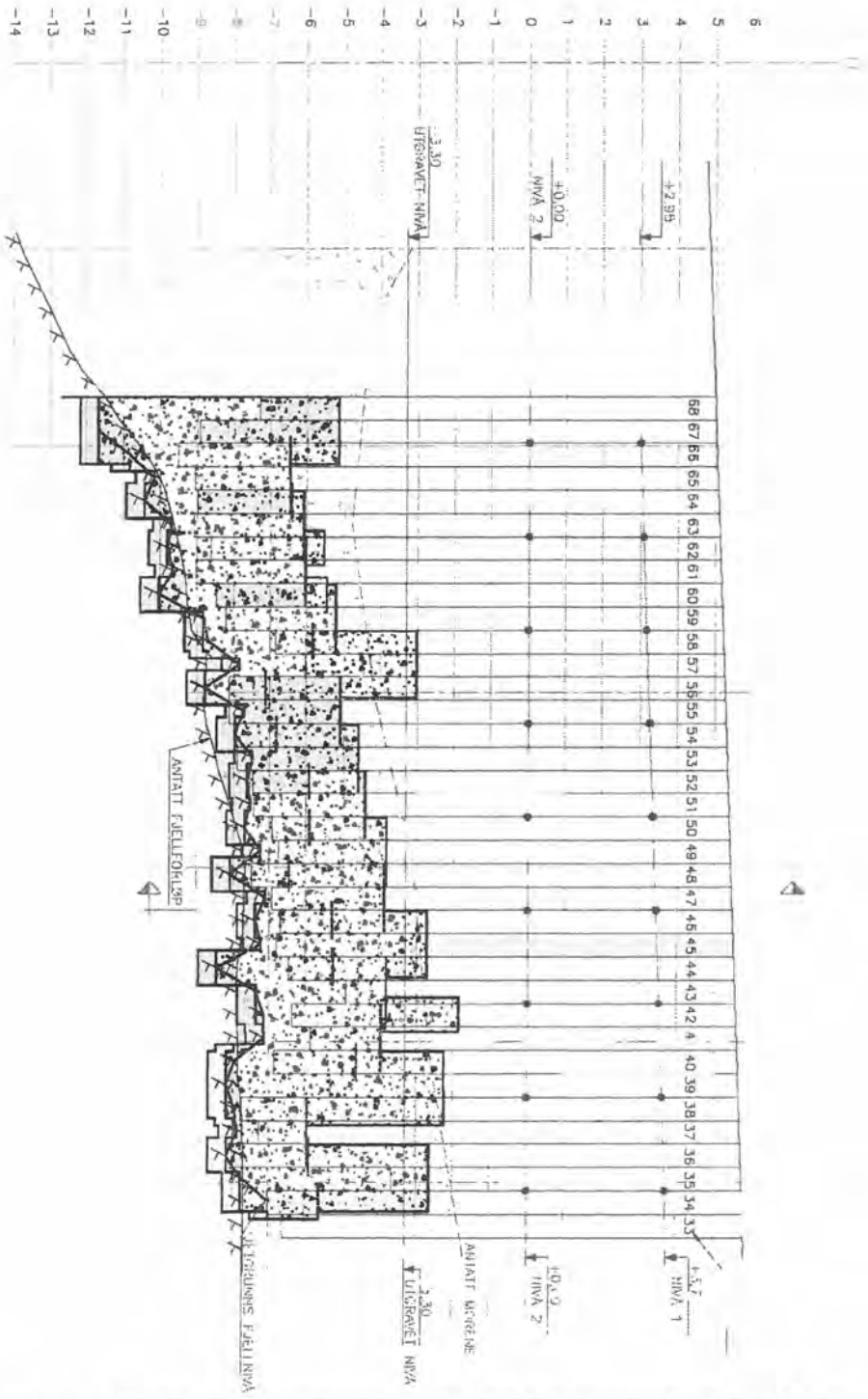
Jetpeler

Jetpeler med jetinjiseringmetoden ble benyttet både som lastoverførende konstruksjonsløsning for Stortingsgata 4 og som tetteprinsipp i morenen over fjell. Jetinjiseringsmetoden gjør det mulig å utstøpe in situ permanente, lastbærende og tette betongkonstruksjoner i løsmasser uten forutgående utgraving og forskaling.

For underpinning av Stortingsgata 4 ble det dannet flere pelerekker med pelediameter 1800 mm, se figur 3. Pelene ble satt så tett sammen at de dannet en massiv konstruksjon med funksjon som en gravitasjonsvegg.

For tetting av spuntvegg mot underliggende fjelloverflate ble det generelt satt jetpeler i to ribber, primærpeler og sekundærpeler, med diameter henholdsvis 900 mm og 1125 mm mot Stortingsgata og Rosenkrantzgata. Inne i bakgården ble diameter 1200 mm og 1500 mm benyttet. Jetpelene ble ført ned i fjell og trukket opp forbi underkant spuntnål for å oppnå gode tetting i overgangen mellom spunt og jetpel.

Under produksjon av jetpelene ble bl.a. nivå for fjell og underkant spuntnål registrert. Figur 4 viser oppriss mot Rosenkrantzgata med installerte jetpeler for tetting under spuntfot.



Figur 4 Oppriss mot Rosenkrantzgata med mektighet av morenelag, påvist fjellnivå, rammet spuntlengde og installerte jetpeler.

UTFØRTE KONTROLLMÅLINGER OG VURDERINGER

Vibrasjoner

For nærliggende bygg fundamentert direkte på løsmasser (Stortingsgata 8) ble det satt krav til grenseverdi for vibrasjoner på 10 mm/s og 7,5 mm/s for henholdsvis spunting med fallodd og vibrolodd. Under ramming av spunt ble det utført måling av vibrasjoner og hovedtyngden av vibrasjonsverdiene lå på rundt 2,5 mm/s, godt innenfor grenseverdien.

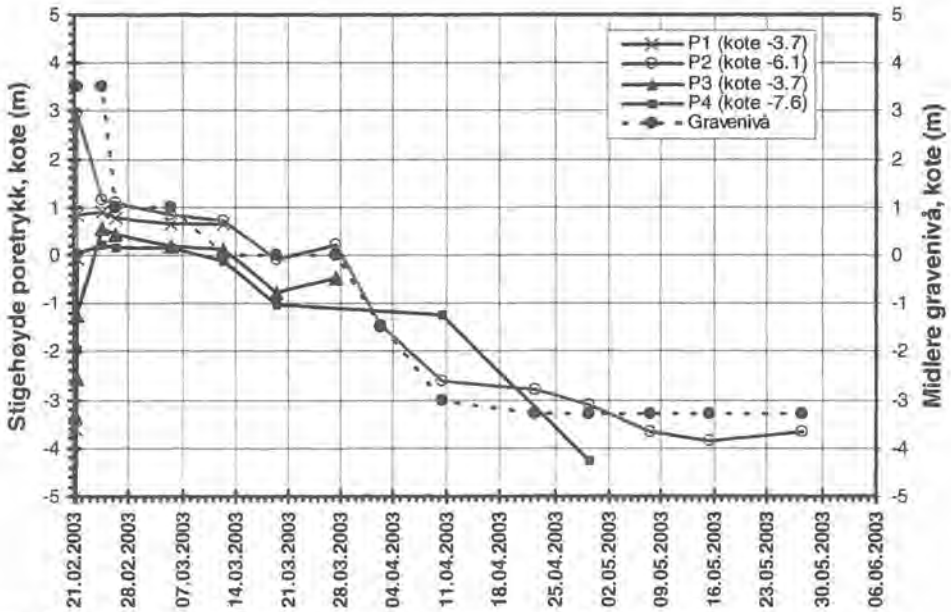
Poretrykksmålinger

Poretrykkene i området rundt byggegropen ble registrert ved avlesninger av flere målere.

Poretrykkene i Stortingsgata 8 ble registrert ved avlesninger på til sammen seks poretrykksmålere i parkeringskjelleren på dette bygget, se figur 1. Målerne var installert i forbindelse med byggingen av Stortingsgata 8. Målerne som sto i gruslaget over fjell viste noe avtagende verdier inntil utgravningen i byggegropen kom ned i det permeable morenelaget. Da ble nullpunktet for målerne passert og ingen reelle verdier kunne avleses. I den videre oppfølgingen ble setningsmålerne i Stortingsgata 8 viktig, da disse hadde vist tilsvarende utvikling som poretrykket.

Videre ble det foretatt avlesninger på tre av Oslo kommunes poretrykksmålere i Stortingsgata, se figur 1. Disse målerne viste generelt stabile verdier mens utgravningen for byggegropen pågikk.

Poretrykket på innsiden av spunten ble registrert ved avlesninger av fire poretrykksmålere installert forut for utgraving under grunnvannsstand, se figur 2. Etter hvert som det ble gravd ut viste målt poretrykk omgjort til stigehøyde tilsvarende nivå som midlere utgravningsnivå, se figur 5. Dette bekreftet at vanninnstrømningen i byggegropen var ubetydelig.



Figur 5 Utvikling av poretrykk i byggegropen etter hvert som det graves ut.

Setningsmålinger

Bolter for setningsmåling på eksisterende bygg ble etablert og fulgt opp i relevante perioder av grunnarbeidene.

Flaggfabrikken

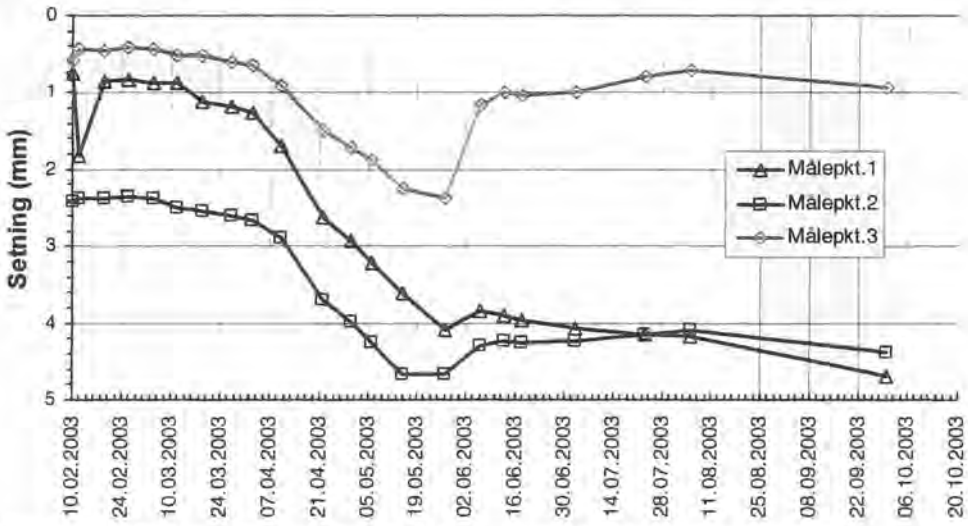
I forbindelse med refundamentering av Flaggfabrikken ble det registrert setninger på fasaden i flere punkter. Dette hadde trolig sammenheng med utvasking av morenemasser under boring av stålkjernepelene til fjell.

Stortingsgata 4

Stortingsgata 4 ble fulgt opp med jevnlige setningsmålinger på flere punkter både på gamle bolter i grunnmur samt i nye punkt oppover ytterveggen mot byggeplassen. Ingen setninger av betydning ble registrert, verken under arbeidene med jetpelene eller under senere utgraving av byggegropen. Fasaden nærmest Flaggfabrikken i Prestegata satte seg imidlertid inntil 33 mm i forbindelse med refundamenteringen av Flaggfabrikken.

Stortingsgata 8

Setningene på Stortingsgata 8 ble registrert ved avlesninger på tre presisjonssetningsmålere i parkeringskjelleren på dette bygget, se figur 1. Målerne var installert i forbindelse med byggingen av Stortingsgata 8. Avlesningene fremgår av figur 6 som viser at dette bygget begynte å sette seg da utgravningen for Stortingsgata 6 kom ned i den permeable morenen. For å begrense setningsutviklingen ble det iverksatt tiltak i form av vanninfiltrasjon i slutten av mai 2003 og responsen kom nokså umiddelbart, se figur 6.



Figur 6 Setningsutvikling for bolter i parkeringskjeller for Stortingsgata 8.

Deformasjon av spunt og terreng

Opprinnelig skulle deformasjonene av spunten etter hvert som man gravde seg ned mot traubunn, måles ved hjelp av fire inklinometerkanaler montert på spunten før nedramming. Det viste seg imidlertid at disse kanalene var deformert på grunn av hard ramming, slik at tilfredsstillende målinger ikke kunne utføres. Det ble derfor etablert til sammen fire målepunkter på toppen av spunten, to mot Stortingsgata og to mot Rosenkrantzgata. I tillegg ble det etablert fire profiler vinkelrett på spunten for registrering av deformasjonene på terreng og trikkeskinner bak spunten. Målepunktene for deformasjon av spunt og terreng ble første gang innmålt etter utgravning til første stagnivå, slik at reelt nullpunkt ikke foreligger. Måleresultatene viser at toppen av spunten har flyttet seg inntil 5 mm vertikalt og 8 mm inn i gropen. Øvrige målinger viser maksimalt 34 mm vertikal deformasjon og 18 mm horisontal bevegelse inn mot byggegropen. Disse maksimalverdiene ble registrert 7,3 m fra spuntvegg i et profil nærmest Stortingsgata 4.

ERFARINGER OG KONKLUSJONER

Prosjektet i Stortingsgata 6 har gitt følgende erfaringer :

- Grunnforholdene må avklares gjennom stedspesifikke grunnundersøkelser. Gamle boringer gir ikke nødvendigvis ønsket informasjon med hensyn på f.eks dybder til fjell.
- Til tross for prøveramming av spunt gjennom morene til fjell, kan problemer oppstå og alternative løsninger må vurderes. Vær forberedt – det uventede kan skje !
- Jetpeler har flere anvendelsesområder. Størst gevinst oppnås dersom jetpelene kan anvendes i kombinasjonen av tetting og konstruksjonselement til f.eks yttervegg.
- I området rundt en byggegrop som skal føres ned under grunnvannsnivå er det viktig med oppfølging av setninger og poretrykk for vurdering av igangsetting av tiltak.

REFERANSER

Norges Geotekniske Institutt, 1988
Fundamentering av nybygg. Stortingsgt. 8, Oslo.
NGI-rapport 880005-1, datert 19. februar 1988.

Norges Geotekniske Institutt, 2001
Stortingsgata 6, Oslo. Grunnforhold, Datarapport.
NGI rapport 20011033-1, datert 27 april 2001.

Norges Geotekniske Institutt, 2002
Stortingsgata 6, Oslo. Totalsonderinger - Datarapport.
NGI rapport 20011033-2, rev.1 datert 13 september 2002.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2003

SAKHALIN II - GEOTEKNISK DESIGN AV TO BETONG-PLATTFORMER UTENFOR SAKHALIN-ØYA ØST I RUSSLAND

Sakhalin II – Geotechnical design of two concrete platforms outside the Sakhalin island east of Russia

Dr.ing. Ole Kristian Søreide MULTICONSULT avd. NOTEBY
Siv.ing. Liv Hamre MULTICONSULT avd. NOTEBY

SAMMENDRAG

Sakhalin II er et kombinert gass- og oljefelt 20 km utenfor Sakhalin-øya , som ligger utenfor den russiske østkysten. På feltet skal det installeres to betongplattformer som er direkte fundamentert på havbunnen. MULTICONSULT sin oppgave har vært å bistå med geoteknisk og byggteknisk rådgivning. Den geotekniske kontrakten inkluderer at strukturens generelle stabilitet skal være ivaretatt samt å gi inndata til byggteknisk dimensjonering, installasjon og konstruksjon. Plattformene må konstrueres for å motstå jordskjelv og store islaster fra pakkisen som kommer drivende på vinteren og om våren. Inndata for jordskjelv beregningene er gitt av NGI. Grunnforholdene varierer noe mellom de to feltene. Feltet lengst nord består hovedsakelig av middels til fast lagret sand med varierende silt og leirinnhold. Lenger sør er det et sterkere innslag av overkonsolidert leire. Mye arbeid er brukt på tolkning av jordparametre samt å vurdere interaksjonen mellom jord og konstruksjon. Denne artikkelen skal konsentrere seg om LUN-A plattformen som ligger i den sørlige delen av Sakhalin feltet.

SUMMARY IN ENGLISH

Sakhalin II is a combined gas- and oilfield 20 km outside the Sakhalin island, which lies outside the east coast of Russia. Two concrete platforms resting on the sea bottom will be installed on this field. MULTICONSULT has been involved in the geotechnical and the civil engineering part of the project. The geotechnical contract includes overall platform integrity and input to the civil design, installation and construction. The platforms must be designed for earthquakes and massive ice loads from the ice pack drifting during winter and spring. Input to earthquake design is given by NGI. The soil conditions vary between the two sites. The northern field consists mostly of medium dense to dense sand with varying silt and clay contents. Further south the soil is dominated by overconsolidated clay. Much effort has been put into soil parameter interpretation together with soil structure interaction problems. This article concentrates on the LUN-A platform which is situated in the southern part of the Sakhalin field.

1 INTRODUKSJON

MULTICONSULT avdeling NOTEBY har vært engasjert av Aker Kværner for å vurdere de ulike geotekniske problemstillingene ved installasjon av to betongplattformer utenfor Sakhalinøya. Operatør er SEIC (Sakhalin Energy Investment Company Limited) som er et selskap bestående av oljeselskapet SHELL pluss to mindre aktører.

Konseptet fra forprosjektet var utstyrt med 2m dype stålskjørt. Disse var plassert i et relativt tett rutemønster for å kunne overføre kreftene fra strukturen til den overkonsoliderte leira. Grunnen til dette var at man anslo at det i de øverste 1-1.5 m med løst lagret sand ville bygges opp store poretrykk under bølgebelastningen. Disse skjørtene var problematiske både i forbindelse med bygging i dokk og installasjon på feltet, og en løsning med dren under fundamentet ble valgt. Dette drenssystemet gjorde at vi måtte gjøre en full re-evaluering av jorddata i det øverste laget.

På grunn av det store fokuset på poretrykket under basen bestemte vi oss for å gjøre tilleggsforsøk i triax og permeabilitetsmålinger. Disse forsøkene ble utført av NGI. Bruddet i jorda ved den mest kritiske lastsituasjonen islast ble funnet å være horisontal glidning, delvis i sand og delvis i leire. For å kunne dokumentere full ruhet mellom bunnplata og sandlaget ble det gjort skjærforsøk i vårt laboratorium med den aktuelle utførelsen.



Figur 1 til venstre viser lokasjonen av de ulike feltene. Lengst nord ligger Piltun-Astokhskoye (PA) feltet hvor man hovedsakelig utvinner olje. En betongplattform (PA-B) skal installeres for å supplere en rigg (PA-A) som allerede opererer på feltet. Lenger sør ligger Lunskoye(LUN) feltet hvor den andre betongplattformen skal installeres (LUN-A). Dette er hovedsakelig et gass- og kondensatfelt som sammen med PA feltet kobles til rørledning mot en olje- og gassterminal som skal etableres på Sakhalin øya. Vanndypet ved LUN-A plattformen er omtrent 48 m, og helningen på sjøbunn 3/1000.

Figur 1: Oversiktskart over Sakhalin-feltet

2 GRUNNFORHOLD OG MATERIALPARAMETRE

For å kunne utføre en geoteknisk vurdering av LUN-A plattformen ble det foretatt en mengde felt- og laboratorieforsøk på Lunskoye-feltet. Feltforsøkene ble utført av FUGRO (FUGRO, 2001) i perioden juli-september 2001. De inkluderte i tillegg til CPT-målinger opptak av prøvesylindre fra borhull. Ingen faste ugjennomtrengelige lag eller store steinblokker ble observert underveis. Noen av laboratorieundersøkelsene ble gjort på stedet. Spesialforsøkene på LUN-A ble utført av NGI (NGI, 2002). Disse bestod av sykliske og statiske skjærforsøk. Jordparametrene som er benyttet ble hovedsakelig tatt fra ARUP sin design basis. (Arup, 2002). Likevel ble vi nødt til å justere en del på parametrene grunnet ny geometri og nye laster. Grunnen under sjøbunn består hovedsakelig av 1m løs til middels fast sand over middels til sterk overkonsolidert leire. I leira finnes det silt- og sandlag av varierende tykkelse.

Tabell 1: Lagdeling under LUN-A plattformen

Lag	Tykkelse	Materiale
1	1 m	Løs til middels fast sand
2a/2b	7 m	OC-leire
3-5	4 m	Leire og siltig sand
6	21 m	OC-leire

Lagdelingen i Tabell 1 er basert på prøvetaking, sonderinger og seismiske undersøkelser. Lokal variasjoner vil forekomme, spesielt i de øvre lagene. Det er imidlertid helt klart at mesteparten av grunnen består av overkonsolidert leire.

2.1 PARAMETRE FOR ØVRE SANDLAG

I sandlaget ble det både utført treaksielle- og direkte skjærforsøk (DSS). Treaksialtestene ble brukt for å bestemme materialparametrene for statiske beregninger. Disse viste god overensstemmelse med erfaring fra litteraturen. DSS forsøkene gir lavere verdier for skjærstyrkemobiliseringen (τ/σ_{ac}') i sand for bestemmelse av friksjonsvinkelen, φ. Man har mindre kontroll på sidetrykk og poretrykk i tillegg til at hovedspenningene og deres retning er ukjente. Testene ble således ikke brukt videre i de statiske beregningene for det øvre sandlaget. De ble imidlertid brukt til å bestemme poretrykksoppbyggingen ved syklisk belastning.

Karakteristiske friksjonsvinkler ble funnet basert på treaksialtester utført i laboratoriet. Ved bølgepåkjenning vil det i sandlaget oppstå en kortvarig udrenert situasjon, mens islaster er mer langvarige og vil bli tatt opp drenert ved hjelp av drenssystemer i bunnplata. Korrelasjon mot CPT for å finne friksjonsvinkel er antatt å ikke være pålitelig i det øvre sandlaget. Treaksial-testene viste en typisk fast oppførsel for sandlaget ved at en kritisk "peak" friksjonsvinkel ble etterfulgt av en "steady state" stasjonær verdi for store tøyninger. Den

relative densiteten ble funnet å være 55% fra CPT-tolkning ved å anta normalkonsoliderte forhold.

Følgende parametre er brukt i design basis:

Tyngdetetthet,	γ	=	19 kN/m^3
Udrenert friksjonsvinkel,	φ_u	=	31°
Drenert friksjonsvinkel,	φ_d	=	37°
Dilatansparameteren,	D	=	0.4
Permeabilitet,	k	=	$6 \cdot 10^{-3}$ cm/s

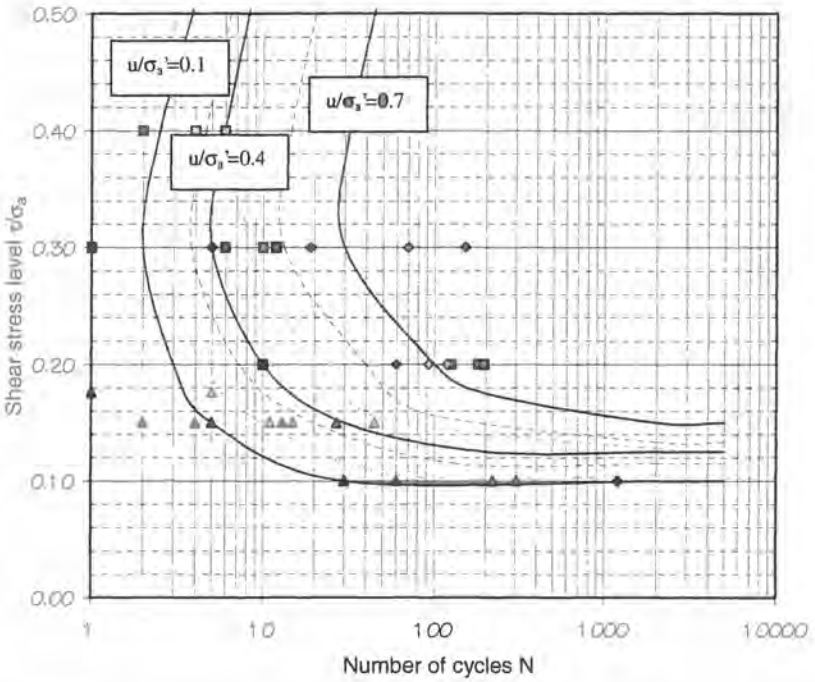
Den målte permeabiliteten var unormalt lav i det øverste laget, derfor ble Hazen's formel benyttet for å få en mer realistisk verdi:

$$k = 100 d_{10}^2 \ \text{[cm/s]}, \ d_{10}=0.02\text{-}0.1 \ \text{mm}$$

Denne korrigerte permeabiliteten lik $6 \cdot 10^{-3}$ cm/s ble benyttet for sandlaget. Det ble utført permeabilitetsforsøk hos NGI som viste at permeabiliteten var større en $1 \cdot 10^{-3}$ cm/s, hvilket verifiserer resultatene fra Hazen's formel.

Udrenert syklisk poretrykksoppbygging i det øverste sandlaget ble beregnet utifra resultater fra sykliske direkte skjærforsøk (se Figur 2) ved hjelp av en såkalt "tråkling prosedyre" beskrevet av Andersen m.fl. (1994). I begynnelsen får man et raskt økende poretrykk som avtar med tid grunnet en gradvis tettere lagring av materialet ettersom antall sykler øker.
Poretrykkets tidsforløp under stormen ble beregnet i en transient analyse med programmet CYCPOR utviklet av Athanasiu (1992), hvor drensbetingelsene blir inkludert og dissipasjonen beregnet.

Utifra Figur 2 kan man se at den største poretrykksoppbyggingen fås ved en relativ skjærspenning τ/σ_a' på rundt 0.3. Ved høyere relativ skjærspenning dreier poretrykkskonturene mot høyre på grunn av dilaterende oppførsel i forsøkene. For τ/σ_a' mindre enn 0.1 fås ingen poretrykksoppbygging i det hele tatt da konturene flater ut ved dette nivået.



Figur 2: Poretrykksdiagram for LUN-A basert på DSS-forsøk. u/σ_a' er relativ poreovertrykk, σ_a' er effektiv vertikalspenning og τ/σ_a' er relativ skjærmobilisering.

2.2 PARAMETRE FOR OC-LEIRE

Udrenert skjærstyrke for leira er basert på treaksforsøk (UU,CU,CAUc,CAUe) samt DSS-forsøk. I tillegg er disse blitt korrelert mot CPT-resultater. Følgende prosedyre ble fulgt i DSS- forsøkene for å finne et representativt styrkeprofil:

- Konsolidering til prekonsolideringsnivå, p_c'
- $p_c' = 600$ kPa for lag 2a, og 1100 kPa for lag 2b.
- Avlastning mot in-situ spenning $p_o' = 10$ kPa
- Pålastning mot $\sigma_{ac}' = 50$ kPa

Videre kunne man bruke gitte formel fra Mitachi (1976) for å finne den udrenerte skjærstyrke ved de forskjellige spenningsnivåer p_o':

$$(s_u/p_o')_{OC} = (s_u/p_o')_{NC} \cdot (OCR_{cons})^{\alpha}$$

hvor $\alpha = 0.85\text{-}0.2*Ip/100$ og I_p er plastisitetsindeksen lik 40%.
Dette gav et $(s_u/p_o')_{NC}$ forhold for den normalkonsoliderte (NC) leira på 0.25.
Fra direkte skjærforsøket fås (lag 2a):

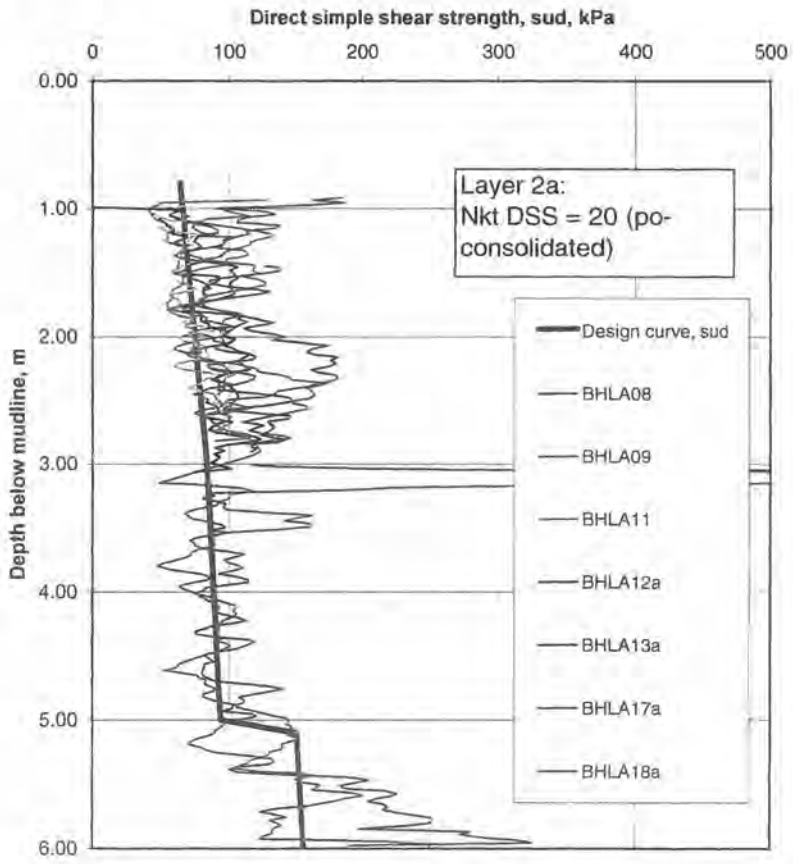
$$(s_u/p_o')_{OC} = (83/50) = 1.66$$

Antar in-situ spenning p_o'=10 kPa 1m under sjøbunn. Dette gir udrenert skjærstyrke in-situ lik:

$$(s_u/p_o')_{OC} = 0.25 \cdot (600/10)^{0.77} = 58 \text{ kPa}$$

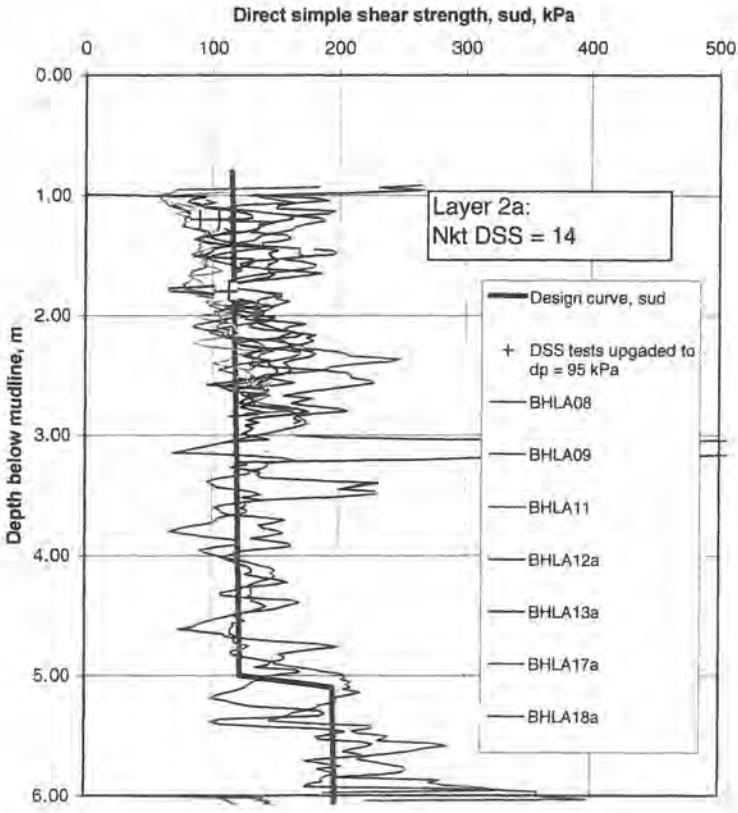
Ved å kombinere denne skjærstyrke med CPT-resultatene gav dette en N_{KT} verdi på 20 som er representativ for en direkte skjærstyrke for normalkonsoliderte forhold.(se Figur 3). Skjærstyrken fra CPT er bestemt ifra:

$$s_{u,CPT}=(qt-\sigma_{v0})/N_{KT}$$



Figur 3: Skjærstyrkeprofil for lag 2a, direkte skjær, s_{ud}, konsolidert til in-situ spenninger.

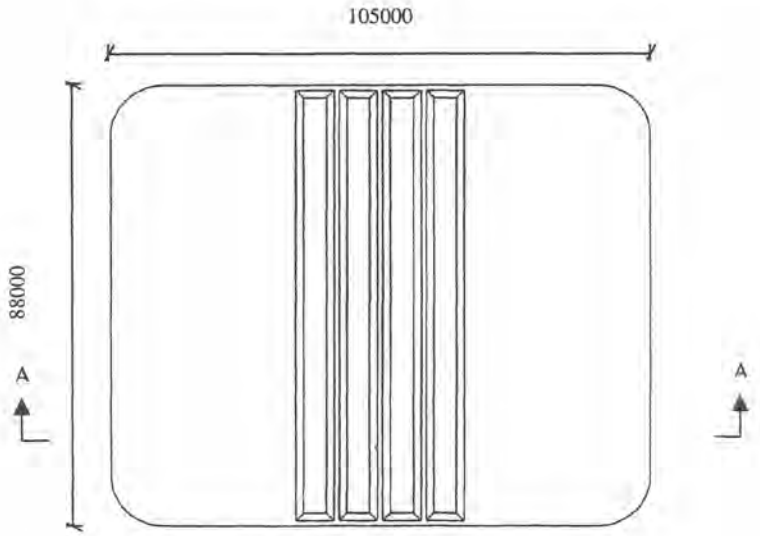
For å finne en representativ styrke med GBS uten topside ble det antatt en tilleggspenning på $\Delta p_o'$=95 kPa utifra gjeldende laster på dette stadium. Dette gav igjen et $(s_u/p_o')_{OC}$ forhold på 1.03 og en udrenert skjærstyrke på 98 kPa. Treakstestene utført på samme materiale gav betydelig høyere styrke. Ved å sammenligne direkte skjærforsøk med CPT-boringer ble det funnet en N_{KT} faktor på 14. Basert på dette grunnlaget ble det etablert i design basis et skjærstyrkeprofil for dette laget i LUN-A området, se Figur 4.



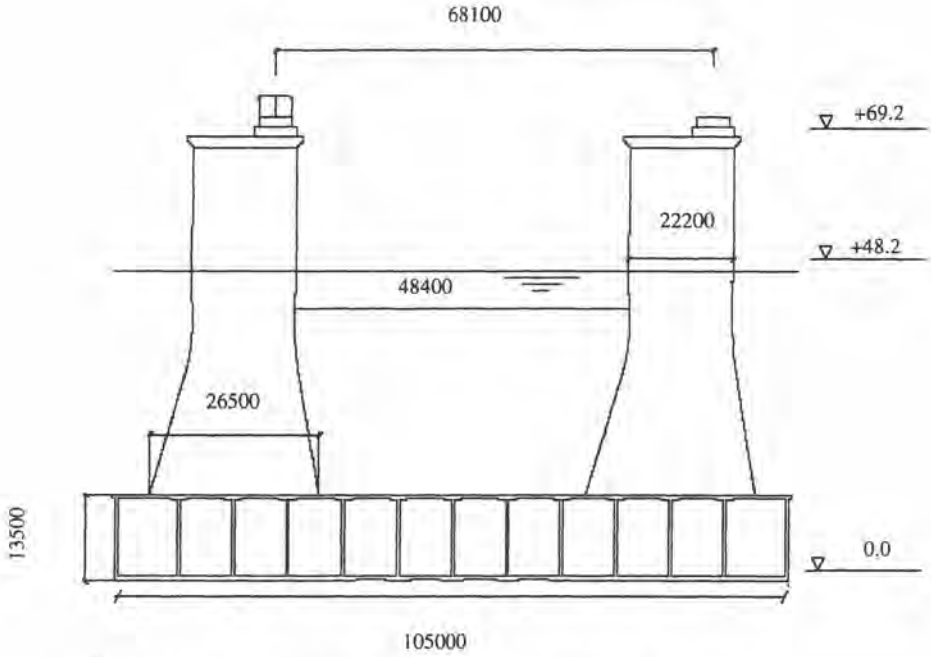
Figur 4: Design kurve for lag2a basert på en tilleggsspenning på 95 kPa

3 LASTER OG GEOMETRI

LUN-A fundamentet består av to parallelle plater hver med bredde 35.5m og lengde 88m. I mellom disse er det 3 langsgående ribber hver med bredde på 1m i kontaktområdet nederst økende til 3m oppunder plata over en høyde på 25 cm. Kassa er 13.5 m høy og forbindes til topdekket med 4 skaft.



Figur 5: LUN-A plattform sett ovenfra



Figur 6: Snitt A-A, LUN-A plattform sett fra siden

Følgende laster var gjeldende for interaksjonsanalysene mellom jord og struktur:

Tabell 2: Egenvekt fra GBS og topside for LUN-A

	Maks. (MN)	Min. (MN)
GBS	707	601
Topdekke	276	172
Total vekt	983	773

Tabell 3: Miljølaster for LUN-A

	Horisontal last (MN)	Moment (MNm)
Islast	285	15 200
Bølgelast, 10 års	179	1942
Bølgelast, 100 års	235	2422

4 JORD-STRUKTUR INTERAKSJON

For å se nærmere på interaksjonen mellom strukturen og jorda under ble det benyttet forskjellige regnemetoder avhengig av problemstilling. Noen av våre resultater ble videre brukt i rene strukturprogrammer. Et eksempel er grunntrykket som ble gitt som enhetslaster i strukturberegningene for å dimensjonere betongstrukturen.

4.1 BEREGNING AV GRUNNTRYKK VED ISLAST

For å finne fordelingen av grunntrykkene brukte vi PLAXIS (Brinkgreve m.fl., 2002), i tillegg til å kontrollere for hånd. I PLAXIS beregningene ble parametersettet i Tabell 4 benyttet for å modellere jorda. En elasto-plastisk modell er blitt benyttet med et kurvet spennings tøyningsforhold mot brudd. For islast antas drenerte forhold i sandlagene, mens leira er udrenert. Det er antatt en plan-tøyningsmodell. Bunnplata er modellert ved hjelp av bjelkeelementer. Det er introdusert interface elementer for å simulere interaksjonen mellom jord og struktur.

Bruddmekanismen for LUN-A plattformen vil domineres av horisontal glidning delvis i sand og delvis i leire. Formen på grunntrykkene vil være avhengige av hvordan bunnplata deformeres. I tillegg vil mobiliseringsgraden bestemme spenningsfordelingen i jorda under plata.

Tabell 4: Jorddata for PLAXIS-beregninger

Lag	Materiale	γ [kN/m3]	$E_{50,ref}$ [MPa]	c_{ref} [kPa]	φ	ψ	ν	Eksponent
Lag 1	Sand	18	30	1	37	0	0.2	0.5
Lag 2a	OC leire	18	44	115 - 140	0	0	0.2	0.0
Lag 2b	OC leire	18	65	247-257	0	0	0.2	0.0
Lag 3	Sand	19	50	1	35	0	0.2	0.5
Lag 6	NC leire	18.5	48	320	0	0	0.2	1
Lag 8	NC leire	18.5	55	420	0	0	0.2	1

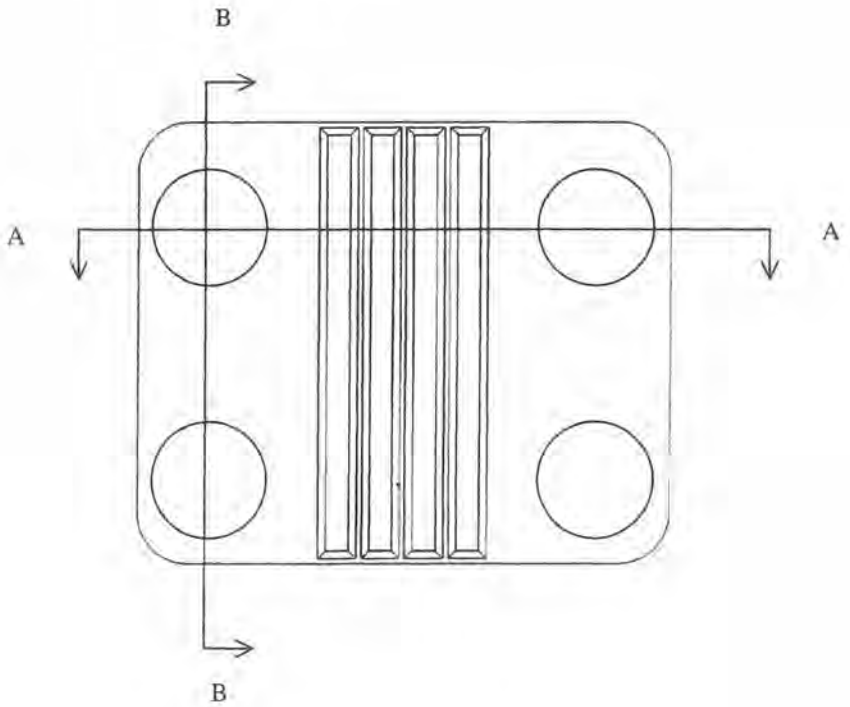
Basert på strukturmodellen som var etablert fikk vi input på stivheter av bunnplata, se Tabell 5. For å simulere at skaftene bidrar til stivheten er det antatt to ganger høyere stivhet i skafteområdet.

Tabell 5: Stivheter av strukturelementer brukt i PLAXIS

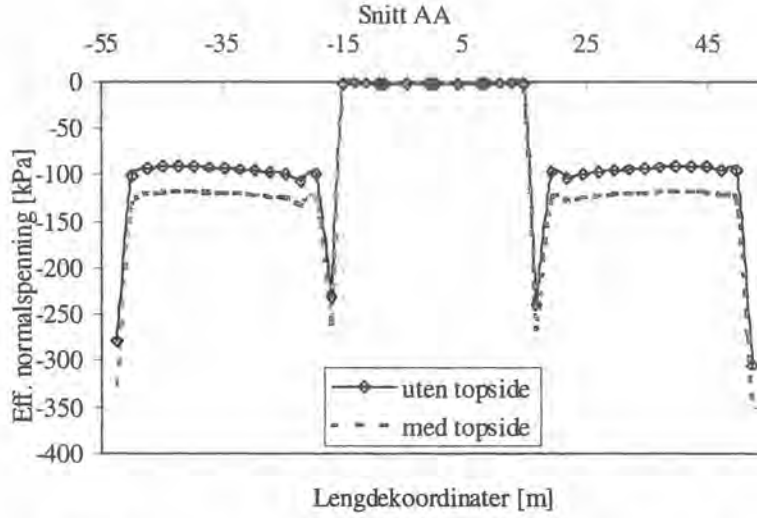
Struktur	EA [kN/m]	EI [kNm^2/m]
GBS	$7.1 \cdot 10^7$	$2{,}17 \cdot 10^9$
GBS under skaft	$14.2 \cdot 10^7$	$4.3 \cdot 10^9$

Plattformen er dimensjonert for å stå den første vinteren uten at dekket er installert. I denne situasjonen er dimensjonerende islast 92% av 100-års kondisjonen. 100-års kondisjonen er brukt for den permanente installasjonen med dekk. For jord-struktur interaksjoner vil situasjonen med minimum vertikal last være kritisk, siden det oppstår strekk i bakkant, og last-intensiteten derfor blir størst i denne situasjonen. Islasten er modellert med et vertikalt lastpar samt en horisontallast ved sjøbunnivå.

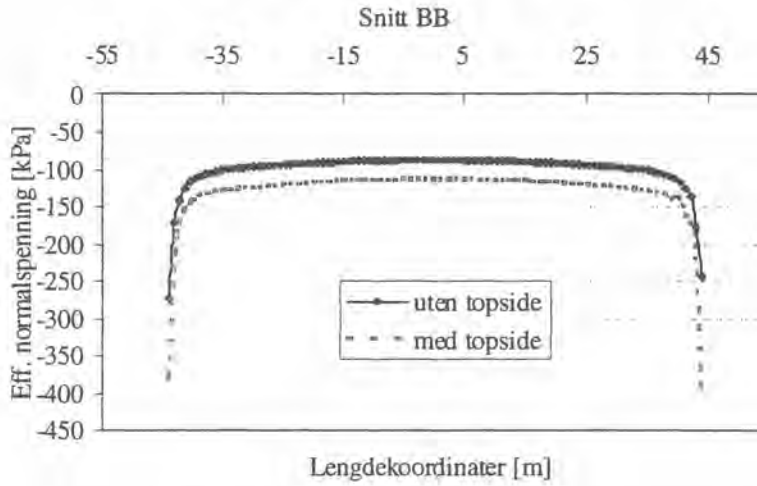
Alle beregninger er gjort for minimum vekt av GBS og topside. For alle lastkombinasjoner er den initielle penetrasjonen grunnet egenvekt beregnet utifra drenerte materialparametre. Ingen poreovertrykk er tilstede før islasten settes på. Det antas at momentlasten fordeles med 50% mellom de to skaftene som utsettes for islast.



Figur 7: Snitt for beregning av grunntrykk ved islast.

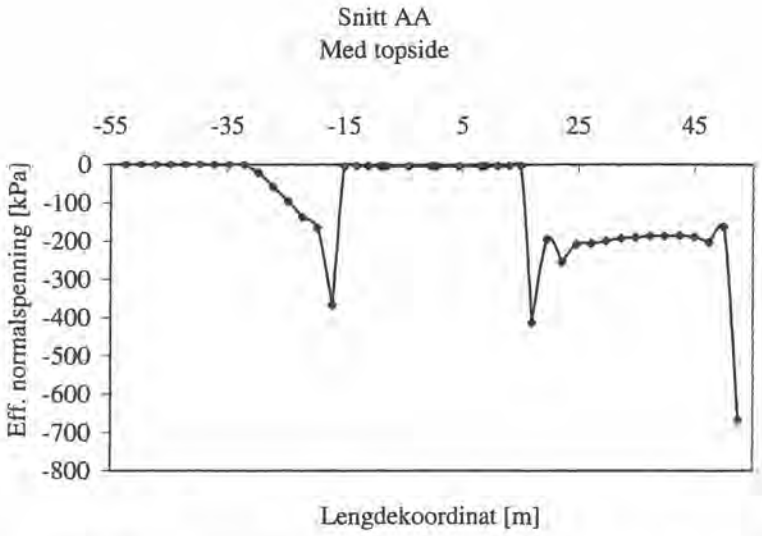


Figur 8: Effektive normalspenninger under fundament for snitt A-A ved egenvekt med og uten topside.

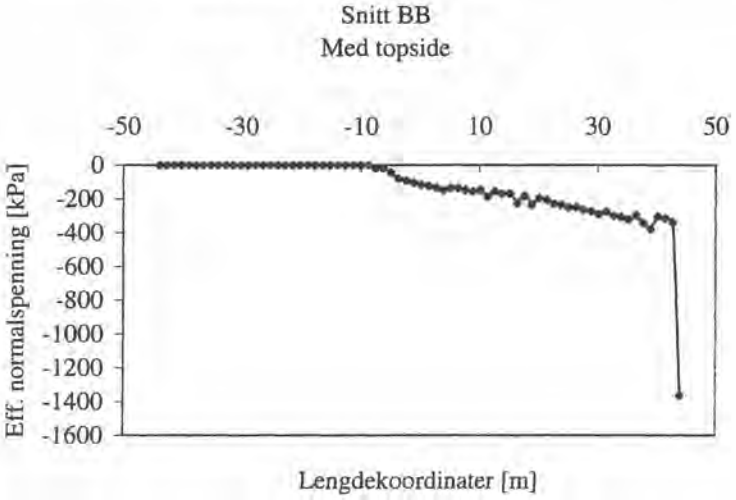


Figur 9: Effektive normalspenninger under fundament for snitt B-B ved egenvekt med og uten topside.

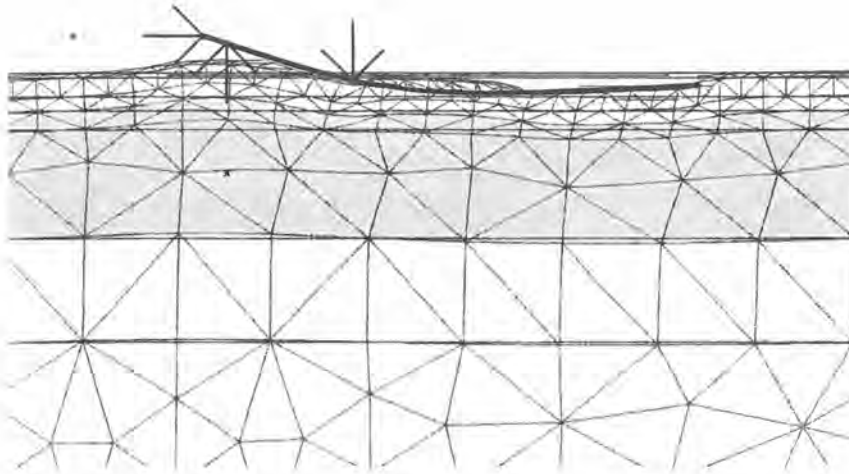
Grunntrykkene ved egenvekt er gitt i Figur 8 og Figur 9. For snitt A-A er ribbene fjernet. Dette medfører noe høyere vertikale spenninger under platene ved egenvekt. Man kan tydelig se at jorda oppfører seg nærmest elastisk ved at det oppstår store randspenninger på kantene.



Figur 10: Effektive normalspenninger under fundament inkludert topside ved 100-års islast., snitt A-A.



Figur 11: Effektive normalspenninger under fundament inkludert topside ved 100-års islast., snitt B-B.



Figur 12: Deformert modell fra PLAXIS ved islast med topside. Forskyvningene er forstørret.

Ved tilfellet med islast oppleves et strekk i bakkant av bunnplata, se Figur 10, Figur 11 og Figur 12. Dette gjør at egenvekten må bæres på et mindre område.

4.2 BEREGNING AV PORETRYKKSRESPONS

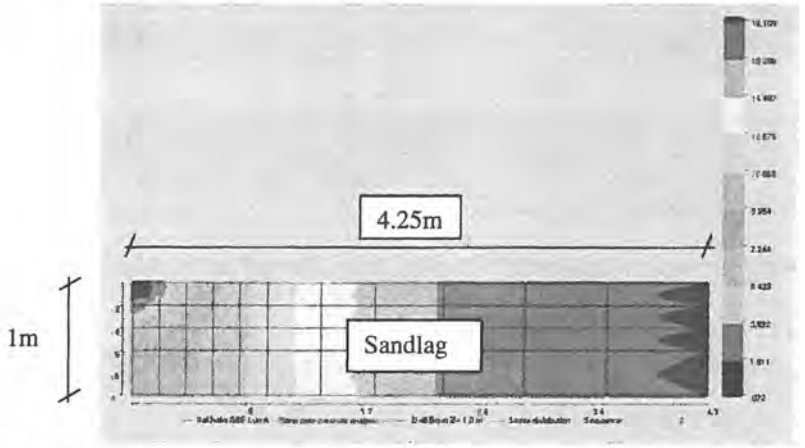
Poretrykksresponsen under stormbelastning ble beregnet ved hjelp av CYCPOR. Vi kunne da gi inn et ønsket poretrykksituasjon som funksjon av tid i sandlaget under plattformen. I tillegg ble det gitt randbetingelser i form av drenerende lag eller statiske poretrykk. Beregningene ga oss muligheten til å se hvordan poretrykket varierte under plattformen under stormbelastningen. På bakgrunn av direkte skjærforsøk kunne vi etablere et poretrykksdiagram (se Figur 2) som sammen med en dimensjonerende stormbelastning, definert av bl.a. Hansteen (1981,) gav oss de nødvendige eksitasjonsporetrykk.

Tabell 6: Jordparametre for CYCPOR beregninger for 1m sandlag.

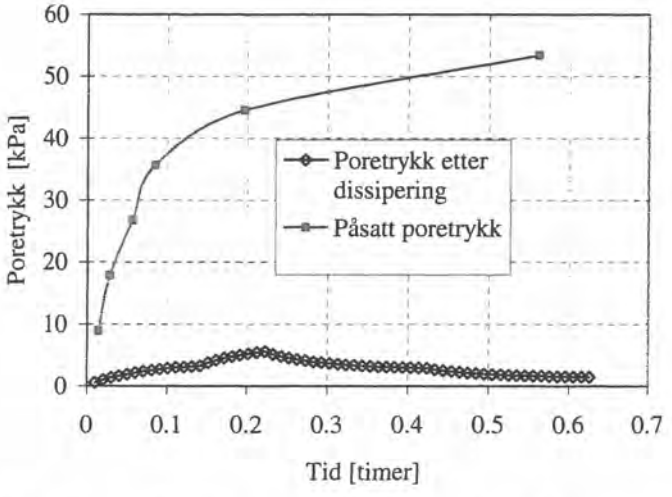
Parameter	Verdi
Konsolideringskoeffisient, c_v	0.3 m^2/s
modultallet, m	500
Dilatansparameter, D	0.4
Permeabilitet, k	$6 \cdot 10^{-3}$ cm/s

Ved å kombinere poretrykksdiagrammet med CYCPOR ble de resterende poretrykk etter en 6 timers storm beregnet. På grunn av et gradvis økende poretrykk i stormperioden bygget det

seg opp et poreovertrykk under plattformen selv om permeabiliteten for sandlaget var relativt høy. Leira ble regnet å være impermeabel i dette tilfellet.



Figur 13: Resultat fra en transient poretrykkanalyse i CYCPOR. I modellen er det modellert drensrør under fundamentet med senteravstand c/c 8.5m. Plan tøyning er antatt. Symmetriske randbetingelser gjelder for begge render.



Figur 14: Typisk poretrykksutvikling under fundament ved 900 sykler.

Figur 14 viser hvordan det resulterende poretrykket utvikler seg med tiden. På grunn av konsolidering underveis vil man etter hvert drenere unna poreovertrykket som oppstår. Etter 12 min. får man maksimalt poreovertrykk i sandlaget. På grunn av et gradvis avtagende ytre poretrykk reduseres poreovertrykket. Etter hvert vil poreovertrykket dissipere helt.

Tabell 7: Utnyttelsesgrad før og etter storm

	Før storm	Etter storm
Utnyttelsesgrad	0.97	0.86
Poreovertrykk	0 kPa	14 kPa

Det viste seg at utnyttelsesgraden ble redusert etter stormen, selv om man fikk et poreovertrykk og dermed reduserte effektivspenninger. Imidlertid har man en høyere friksjonsvinkel(φ), etter stormen grunnet tettere lagring som følge av den sykliske belastningen. Dette gir som resultat en lavere utnyttelse.

På bakgrunn av den gitte poretrykkutvikling kunne vi også dimensjonere drenssystemet under fundamentet basert på utpresset porevann. Det ble konservativt antatt at all drenasje foregikk via drenskanalene, og ingen ut på sidene. Drenssystemet er satt sammen av 120 stk. filterelementer, hver på 2m lengde. NGI har hatt ansvaret for uttesting og produksjon av disse elementene. Filterelementene ble dimensjonert etter maksimal opptredene flux, q [m^3/s]. Denne viste seg å være høyest for korte tidsperioder.

5 KONKLUSJON

SAKHALIN II-prosjektet har gitt oss nyttig erfaring i form av tolkning av jordparametre basert på ulike grunnlagsdata både fra laboratorie og i felt. En av hovedutfordringene har vært å få oversikt over en stor mengde tilgjengelig data, for å kunne etablere et representativt jordprofil for de to plattformene.

Resultatene fra syklisk belastning har vist at oppførselen kan endre seg markant i forhold til statiske forhold. Ofte vil man kunne få en større styrke etter flere sykler, men samtidig bygge seg opp et poretrykk som reduserer effektivspenningene. Sammen med enkle databeregninger har vi kunnet simulere oppførselen ved stormbelastning og således forstå hvordan poretrykket bygger seg opp. Disse resultatene har også blitt brukt for å dimensjonere et drenasjesystem under plattformen.

For å i det hele tatt kunne utføre de geotekniske beregningene har vi vært avhengige av input fra struktur og vice versa. De geotekniske resultatene har hatt stor innvirkning på design av betongplattformen.

REFERANSER

/1/: Fugro report no. N4014/101 Volume 1 and 2 – Geophysical and Geotechnical Surveys 2001, Geotechnical Data Lunskoye A Platform (2001)

/2/: Norwegian Geotechnical Institute "Sakhalin II-Special laboratory testing. Laboratory test results LUN-A". NGI Report no. 200011434-1.4000-S-90-01-T-0002-00 (2002)

/3/: AMEC Services Ltd Sakhalin II Geotechnical Services LUN A: Soil Design Parameters, from Ove Arup & Partners International Ltd, July (2002)

/4/: Athanasiu, C. "CYCPOR2- Cyclic pore pressure analysis-2D problem" Users guide NOTEBY Report 39107/1 (1992)

/5/: Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A. "PLAXIS v.8.1 ,A finite element program for calculation of plane strain or axi-symmetrical soil/structure interaction problems." PLAXIS BV, Delft, The Netherlands (2002)

/6/: Mitachi, T. og Kitago, S. "Change in undrained shear strength characteristics of saturated remoulded clay due to swelling" Soils and foundations 16(1), (1976)

/7/: Andersen K.H., Allard M.H., Hermstad J. "Centrifuge model tests of a gravity plattform on very dense sand. II Interpretation." Proc. Seventh International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, BOSS'94. MIOT, 12-15 July (1994).

/8/: Hansteen, O.E. "Equivalent geotechnical design storm", Norwegian geotechnical institute, Internal Report 40007-16. (1981)