redaksjon:
Anders M. Heltzen
Johan C. Sandberg
Harald Arvesen
Knut R. Berg

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK

1985

Fjellsprengningsteknikk – Bergmekanikk – Geoteknikk

1985

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK

1985

TAPIR FORLAG

© FORFATTERNE, 1985

Trykk: *Wennbergs Trykkeri A/S*
Bind: *Sandnes Bokbinderi A/S*
Omslag: *Leif Gaustad*

ISBN 82-519-0698-9

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
21. november 1985
Arrangør: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

BERGMEKANIKKDAGEN
22. november 1985
Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe

GEOTEKNIKKDAGEN
22. november 1985
Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening

Hovedarrangør:
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

F O R O R D

De faglige innlegg fra Høstkonferansen 1985, Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikkdagen og Goeteknikkdagen, arrangert i Oslo 21. og 22. november, er trykket i dette kompendiet.

Som ved tidligere konferanser er også årets kompendier basert på nedfotografering og trykking av forfatternes originalmanus. Innholdet i de enkelte foredrag står helt og fullt for forfatternes egen regning. Det er ikke foretatt språklige eller ortografiske endringer av forfatternes originale manus.

På vegne av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Norsk Bergmekanikkgruppe og Norsk Geoteknisk Forening, håper vi det materiale som foreligger, og som blir presentert på årets konferanse, igjen vil gi nyttige opplysninger og bidra til å bedre de faglige kunnskapene innenfor fagfeltene konferansen dekker.

Oslo, 15. oktober 1985

Redaksjonskomité :

Anders M. Heltzen Johan C. Sandberg Harald Arvesen Knut R. Berg

DEL I : FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

1.	ÅPNING Direktør Hans Chr. Evensen, formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk	2 sider
2.	STIGORTSBORING - NYSET-STEGGJE Ingeniør Tor Harald Haugen	12 sider
3.	TBM - VIDEREUTVIKLING AV PROGNOSEMODELL MED SPESIELL VEKT PÅ PARAMETRE FOR BRYTING, INNDRIFT OG KUTTERSLITASJE Sivilingeniør Amund Bruland Sivilingeniør Arne Lislerud	15 sider
4.	FULLPROFILBORING AV VEGTUNNEL I BERGEN Sivilingeniør Arild Hegrenæs	10 sider
5.	NOK ET ÅR MED FULLPROFILBORING I KOBBELV/HOLANDSFJORDEN Sivilingeniør Erik Dahl Johansen	21 sider
6.	TUNNELDRIFT PÅ KONTINENTALSOKKELEN Sivilingeniør Torbjørn Herre	20 sider
7.	UTLASTING I TUNNEL MED BRØYT X50EL ERFARINGER FRA STEINFOSS II Sivilingeniør Ole Kr. Fyksen	8 sider
8.	ANFO-POLYSTYRENKULEBLANDINGER - ERFARINGER FRA BRUK I TUNNELER OG DAGBRUDD Bergingeniør Anders M. Heltzen	15 sider
9.	GLIMT FRA VEGHISTORIEN Konsulent Kjell Hegdalstrand	5 sider
10.	TUNNELDRIFT I BASALT VED BLANDA KRAFTVERK I ISLAND Sivilingeniör Sveinn Thorgrimsson	10 sider
11.	TERSKELSPRENGNING VED SOLBERGFOSS Sivilingeniør Svein Normann Hanssen Sivilingeniør Tore S. Dahlø	11 sider
12.	NOEN ERFARINGER FRA SPRENGNING FRA TERSKELSALVER Sivilingeniør Tore S. Dahlø	13 sider

13.	DAM RISKALLVATN - NYSET-STEGGJEUTBYGGINGEN FYLLINGSDAM MED ASFALTKJERNE Ingeniør Anders Grimnes	16 sider
14a.	SINTEF - Avdeling for bergteknikk Bergingeniør Stein Krogh	7 sider
14b.	KORT OM ARBEIDSFELT OG FORSKNINGSPROSJEKTER VED SEKSJON FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK Sivilingeniør Karl Kure	10 sider
14c.	BERGFORSKNINGEN Bergingeniør Finn R. Eriksen	2 sider
15.	STEINBRUDDSDRIFT NÆR DAMFUNDAMENT RYSTELSER OG LEKKASJER, VATNEDALEN Sivilingeniør Jan K.G. Rohde	14 sider
16.	METODER FOR OPTIMALISERING AV SPRENGNINGS- ARBEIDER I DAGEN Sivilingeniør Kjell Boye Anleggssjef Kjell O. Berge	13 sider
17.	METODER FOR LOKALISERING AV BLINDE BORHULL Førsteamanuensis Ole Bernt Lile	10 sider

DEL II: GEOTEKNIKK OG BERGMEKANIKK

FELLESSESJON

18.	ÅPNING Sivilingeniør Harald Arvesen, formann i Norsk Geoteknisk Forening	0 sider
19.	OLJEUTVINNING, OVERSIKT OG FREMTIDIGE TENDENSER Seksjonsleder Åsleik Rannestad	0 sider
20.	HVA HAR OFFSHOREAKTIVITETEN BETYDD FOR UTVIKLINGEN INNEN GEOTEKNIKK DE SISTE ÅRENE Direktør Kaare Høeg	0 sider
21.	ANALYSER OG FORSØK FOR BELYSNING AV SETNINGER PÅ EKOFISK Avdelingsleder Nick Barton	23 sider
22.	GRUNNFORHOLD FOR TUNNELDRIFT PÅ KONTINENTAL-SOKKELEN Ingeniørgeolog S. Sørheim	17 sider
23.	CONCRETE IN OFFSHORE STRUCTURES, DEVELOPMENT AND NEW CONCEPTS Sivilingeniør Dag N. Jenssen	7 sider
24.	TØRRDOKK HINNAVÅGEN, STAVANGER 15 ÅRS PRAKTISKE ERFARINGER FRA SPUNT, DAM OG UTGRAVINGSARBEIDER Sivilingeniør Hans Petter Jensen	15 sider

GEOTEKNIKK

25.	GEOTEKNISKE STABILITETSBEREGNINGER FOR GRAVITA-SJONSPLATTFORMER Professor Nilmar Janbu	20 sider
26.	PELEINSTALLASJONER TIL HAVS Sivilingeniør Tor Inge Tjelta	13 sider
27.	UTVIKLING INNEN MARINE GRUNNUNDERSØKELSER Sivilingeniør Tom Lunne	32 sider
28.	GEOTEKNISKE PROBLEMER I FORBINDELSE MED KOMMENDE UTBYGGING PÅ HALTENBANKEN Sivilingeniør Hans Peter Christophersen	26 sider

29. MONGSTAD DEVELOPMENT PROJECT
GJENNOMFØRING AV FELTUNDERSØKELSER — 14 sider
Sivilingeniør Jørn Høiback
Sivilingeniør Harald Arvesen

30. SPESIFIKASJONER FOR OG UTFØRELSE AV MARINE GEOTEKNISKE UNDERSØKELSER - PRESENTASJON AV DATA — 8 sider
Sivilingeniør Tomm Amundsen

B E R G M E K A N I K K

31. FORMANNENS 10 MINUTTER — 0 sider
Sivilingeniør Johan C. Sandberg, formann i Norsk Bergmekanikkgruppe

31a. INVESTIGATIONS OF FRACTURE ZONES IN CRYSTALLINE ROCK BY BOREHOLE RADAR — 11 sider
Geofysiker Olle Olsson

32. DEFORMASJONSFENOMENER I BERGMASSER — 24 sider
Avdelingsleder Nick Barton

33. FYSISKE MODELLER AV TUNNELER I OVERBELASTEDE BERGARTER — 17 sider
Dr. Stavros Bandis

34. METODE FOR BESTEMMELSE AV DIMENSJONERENDE SVELLETRYKK — 26 sider
Professor R. Selmer-Olsen

35. KOMBINERTE GEOELEKTRISKE MÅLINGER PÅ SVAKHETSSONER I FJELL - STATUSRAPPORT — 18 sider
Cand.real Ole Christian Pedersen
Sivilingeniør Geir Veslegard

36. GEODYNAMISKE MÅLINGER FOR KONTROLL AV FJELLFUNDAMENTER VED 3 STORE DAMPROSJEKTER — 14 sider
Dr.ing. Tore Lasse By

37. PROSJEKTERING AV UFORET TRYKKSJAKT VED NYSET-STEGGJE KRAFTVERK — 15 sider
Dr.ing. Jan Bergh-Christensen

38. DRIFTSERFARINGER FRA UFORET TRYKKSJAKT TJODAN KRAFTVERK — 14 sider
Sivilingeniør Arild Palmstrøm
Sivilingeniør Jan Idar Kollstrøm

39. ERFARINGER ETTER 14 ÅRS DRIFT AV TILLØPSTUNNEL VED RENDALEN KRAFTVERK — 11 sider
Sivilingeniør Reidar S. Kjølberg

ÅPNINGSTALE

Hans Christen Evensen, Astrup Høyer A/S
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

På vegne av Norsk Forening for Fjellsprengingsteknikk er det en glede å ønske deltakere og foredragsholdere velkommen til årets fjellsprengningskonferanse, den 23. i rekken.

Atter en gang står vi ved åpningen av en ny fjellsprengnings-konferanse. En konferanse som avviker i opplegg lite fra de tidligere konferanser.

Vi vil bli informert om hva som er gjort, hva som foregår og litt om hva fremtiden vil bringe. Vi håper med dette at deltakerne vil få impulser som resulterer i at det skapes noe nytt kan presenteres på fremtidige konferanser.

Litt nostalgi har vi også tillatt oss med et glimt fra tidligere veibygging.

Vi har vært gjennom noen magre fjellsprengningsår i Norge, men ser en oppblomstring av virksomheten i nærmeste fremtid.

- Store kraftverksprosjekter klargjøres for oppstarting.

- Mange veitunnelprosjekter ligger klare for utførelse.

- Fremtidig olje- og gassutvinning under havet vurderes utført fra tunneler fra land.

Utenlandsk innflytelse er stadig økende i vårt land. Dette gjør seg gjeldende innen vårt fagområde. Vi reiser i stadig større grad til utlandet hvor vi møter ny teknologi og nye kulturer. Vårt fagmiljø forandrer seg raskt i retning av internasjonalisering. Utviklingen skjer i utlandet i like stor grad som her hjemme. Dette innebærer at vi må løfte blikket mot utlandet. I dette ligger en utfordring som Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk vil ta imot. Dette medfører at foreningen må engasjere seg sterkere i internasjonal virksomhet.

Fjellsprengningskonferansen har i alle år dekket et behov for aktuell erfaringsutveksling innen vårt fagmiljø. Det faglige innhold har hele tiden vært godt. Tilstrømningen er svært stor og miljøet enestående. Dette må vi sørge for å ivareta også i fremtiden.

Med dette håper jeg at denne fjellsprengningskonferansen vil falle inn i rekken av interessante, givende og hyggelige begivenheter. Som i alle tidligere konferanser er det bergingeniør Anders Heltzen som skal lede oss gjennom denne dagen.

Med disse ord erklærer jeg den 23. fjellsprengnings-konferanse for åpnet, og overlater ordet til Anders Heltzen.

STIGORTSBORING - NYSET-STEGGJE

EXPERIENCE FROM SHAFTDRILLING NYSET-STEGGJE

Ingeniør Tor Harald Haugen, Astrup Høyer A/S

SAMMENDRAG

Ved Nyset-Steggje anlegget i Årdal kommune, Sogn og Fjordane fylke, har en av de mange utfordringene vært en sjakt på 1445 m.
Denne sjakta er blitt boret av en JARVA MK12 med diameter 3,2 m og med stigning 1 : 1. Bergarten var hovedsaklig gneis og granitt.
Fra start rigg til avsluttet boring ble det brukt 7½ mnd. medregnet riggetid og et havari på hovedlager.
Data for bergarten har vært DRI (borsynkindeks) 36 - 50, BWI (borslitasjeindeks) 38 - 63, CLI (cutterleveindeks) 6,1 - 10 og kvartsinnhold 7 - 32%.

SUMMARY

In the western part of Norway, 350 km northwest of Oslo in Sogn og Fjordane is the building of a large hydroelectric power shceme going on. The name of the project is Nyset-Steggje.
The pressure shaft was 1445 m long with an inclination of 1 : 1. This shaft was fullface drilled with a JARVA MK12 diameter 3,2m.
Total amount of time used from we started installation until we finished drilling was 7½ month including downtime on the maschine due to a breakdown of the main bearring.
The dominating rock in this area is granit and gneis and have following datas: DRI (Drilling Rate Index) 36 - 50, BWI (Bit Wear Index) 38 - 63, CLI (Cutter Living Index) 6,1 - 10 and Contents of Quarts 7 - 32%.

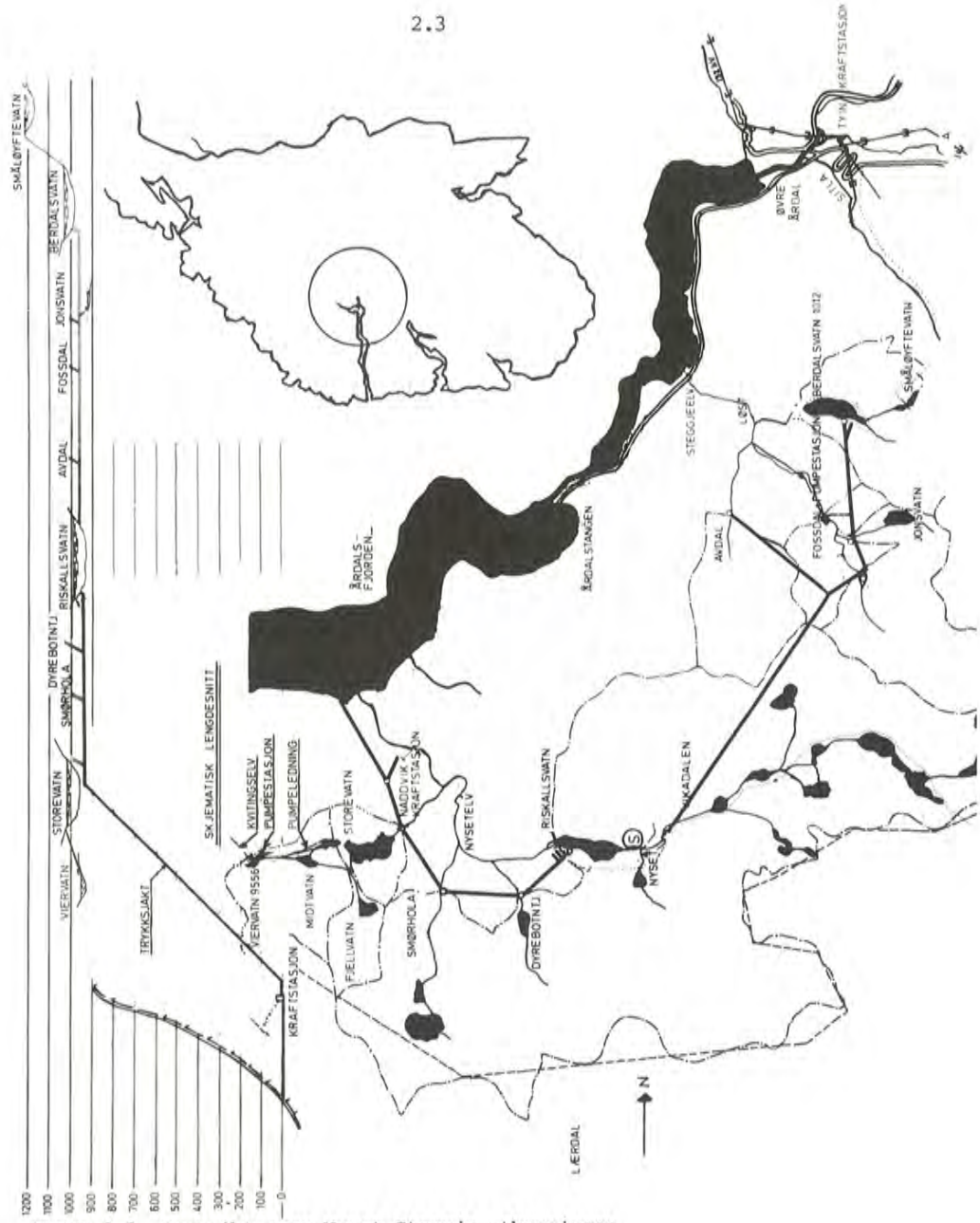
INNLEDNING

Nyset-Steggje, som er en av de største kraftutbyggingene som pågår i Norge i dag, er full av utfordringer for en entreprenør. Utbyggingen, som hadde en trang fødsel hva finansiering angår, startet senhøstes 1983, og etter en hard anbudskonkurranse var det til slutt arbeidsfellesskapet AVIE-gruppen som fikk jobben. Byggherre for utbyggingen er Årdal og Sunndal Verk i samarbeid med Østfold og Akershus fylker. Kontraktssummen var på ca. 281 mill.kr. eksklusive merverdiavgift. Anleggsområdet ligger hovedsaklig i Årdal kommune i Sogn og Fjordane fylke. Kraftstasjonsområdet med tilhørende trykksjakt ligger ved Årdalsfjorden, mens overføringene foregår i 950-meters høyde over havet.

NYSET-STEGGJE

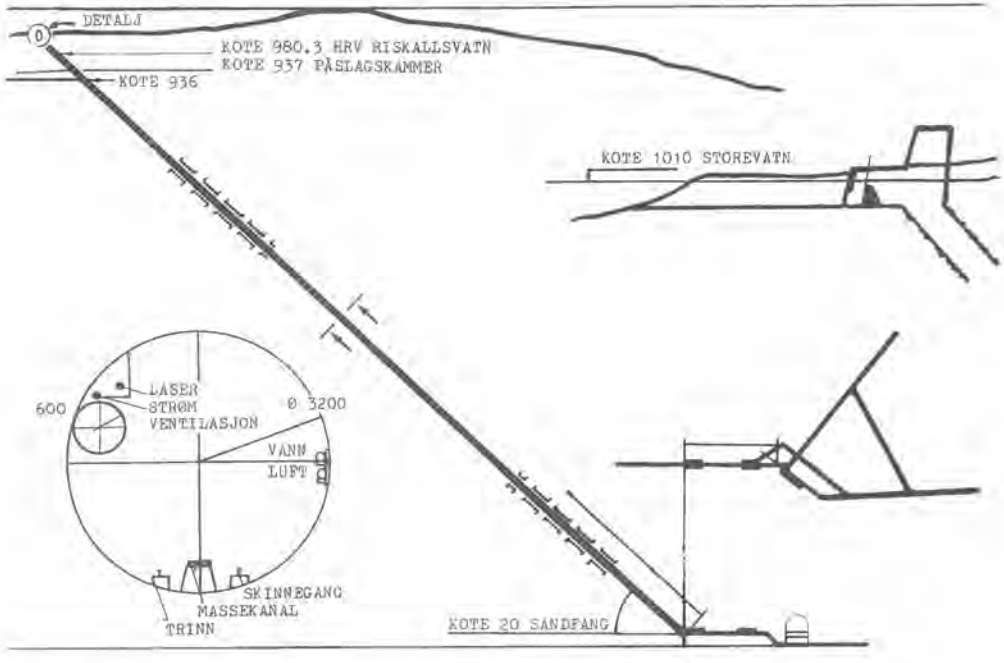
Byggherre	: ÅSV Nyset-Steggje Kraft A/S
Konsulent, byggetekn.	: Årdal og Sunndal Verk A/S
Entreprenør	: AVIE-gruppen bestående av Astrup Høyer A/S A/S Veidekke H. Eeg-Henriksen A/S
Kontraktssum	: 281 mill.kr. eks merverdiavgift
Byggetid	: Ca. 3½ år
Nedbørsfelt	: 131,5 km^2
Midlere årsnedbør	: 1300 mm
Maks. fallhøyde	: 980 m
Installasjon	: 1 aggregat, 100 MW
Årlig produksjon	: 370 GWh
Overføringstunneler	: Ca. 15,4 km, F = 8 m^2
Avløpstunnel	: 2,7 km, F = 18 m^2
Tilløp til sjakt	: 5,4 km, F = 18 m^2
Fyllingsdammer	: 1.000.000 m^3
Sjakt	: 1445 m, diameter 3,2 m
Øvrige arbeider	: 2 pumpestasjoner i dagen, 1 kraftstasjon i fjell, 5 bekkeinntak og betongdammer

Anlegget er spredt over et stort geografisk område. Å kjøre bil fra kraftstasjonsområdet i Naddvik og opp til inntaksdam og driftstunneler på Riskallvatn betyr en kjøretur på ca. 100 km - hvorav 27 km er grusveg i opptil 1300-meters høyde over havet. Av denne grunn ble det lagt opp til størst mulig grad av selvstendighet på de forskjellige anleggsområdene, noe som også gjelder kraftstasjonsområdet med sjakt og avløpstunnel.



FIGUR 2.1 Oversikt over Nyset-Steggje utbyggingen

Figur 2.2 viser den løsningen som ble valgt til å drive sjakta, nemlig fullprofilboring fra ca. kote 20 og direkte opp i Storevatn på kote 1010. Total lengde av sjakta ville bli ca. 1445 m med stigning 1 : 1. Den øverste delen, fra driftstunnelen på kote 937 og opp til Storevatn er bekkeinntak og svingesjakt. Det ble også bedt om pris på sprengt sjakt, noe som naturlig nok ble mye dyrere totalt sett da det ikke er praktisk mulig å drive 1445 m sjakt uten tverrslag ved konvensjonell drift. I dette tilfellet ville tverrslaget blitt på ca. 1500 m.



FIGUR 2.2 Typiske snitt av sjakt

GEOLOGI

Fjellet i området tilhører Jotun-dekket og består hovedsaklig av gneis og granitt. Det var i utgangspunktet et ønske at sjakta skulle stå uforet og de geologiske undersøkelsene ble foretatt ut fra dette. Denne sjakta måtte kunne tåle hele 98-kilos vanntrykk pr. cm^2 - kanskje det høyeste i verden på en uforet sjakt.

De geologiske forhåndsundersøkelsene bestemte bergartene til å være innenfor de allerede kjente fullprofilborede bergartene, og de målte verdiene var DRI 54 - 69 og BWI 20 - 25. Dette er verdier som ikke burde skremme noen med tanke på fullprofilboring.

Analyser og indekser Forhåndsundersøkelse	Prøve I Granittisk gneis	Prøve II Gneis	Prøve III Granitt hvit
Sprøhetstall	59	52	67
Flisighet	1,38	1,40	1,38
Sievers J-verdi	24	14	15
Slitasjeverdi	5	2	39
Kvartsinnhold %	5	6	27
Kisinnhold %	0	0,5	0
Borsynkindeks, DRI	64 (høy)	54 (middels)	69 (høy)
Borslitasjeindeks, BWI	20 (lav)	21 (lav)	25 (lav)

GJENNOMFØRING AV JOBBEN

Da anbudet var sikret, var det også klart at den maskinen som skulle bore sjakta var Astrup Høyer's maskin fra Tjodan-anlegget, en Atlas Copco Jarva MK12 med en diameter på 3,2 m. Denne maskinen hadde nett-opp fullført en 1250 m lang sjakt i tilsvarende hardt fjell.

Noen hoveddata på maskinen:

Antall cuttere	: 22 stk. á 15,5" og 1 komplett 12" senter-cutter
Rotasjon	: 16 omdreininger pr. min.
Hovedmotorer	: 4 stk. á 149,1 kW
Dreiemoment	: 356 kNm
Matekraft	: 635 tonn
Matekraft pr. cutter	: Maks. 24,4 tonn, anbefalt 18 - 20 tonn
Totalt installert effekt	: 882 kW eller 1200 HK
Vekt TBM	: 140 tonn
Vekt TBM + bakrigg	: 200 tonn
Lengde TBM + bakrigg	: 6 seksjoner á ca. 10 m + transportvogn

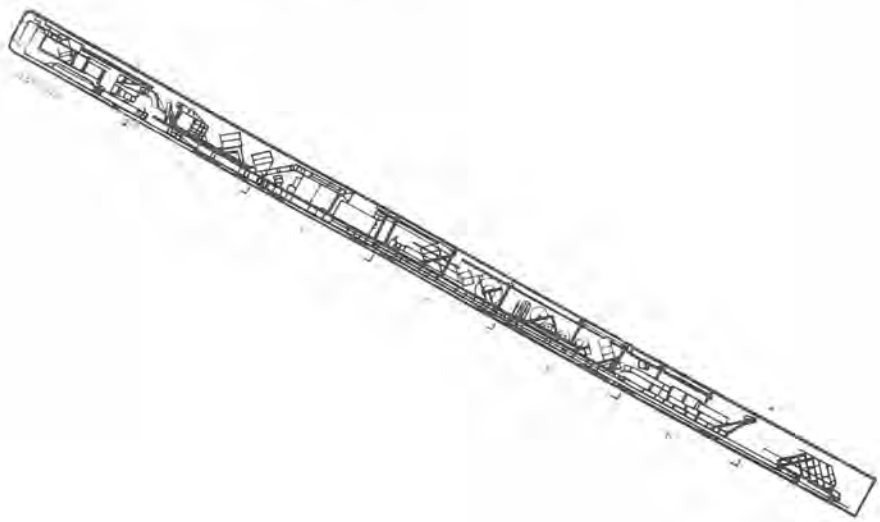
Sjaktmaskinen ankom med NVE's "ELEKTRON" til anlegget 24. januar i år. Vi hadde for anledningen bygget en egen kai for å kunne ta imot tyngste kolli som var selve TBM'en. Total transportvekt for dette kolliet var ca. 170 tonn.

En del arbeider var på dette tidspunktet allerede utført; både adkomst-tunnel, transporttunnel og lastekammer ved fot sjakt var ferdig sprengt, og i tillegg hadde vi drevet en ca. 6 m lang pilot-sjakt som var utstøpt til teoretisk profil for TBM. Stålbjelkene for startrampa var innstøpt, og TBM'en med underbygning kunne rygges direkte på plass. TBM'en var på plass og klar til å jekkes i posisjon allerede påfølgende dag. Erfaringene fra forrige sjakt tilsa at den tiden som ble brukt fra maskinen ankom anlegget til den var i produksjon, terminaltiden, måtte reduseres. Mye av planleggingen bak denne jobben hadde da også dette for øyet og startrampa var en følge av dette. Med denne kunne TBM'en

bringes fra horisontal posisjon til boreposisjon 30° i løpet av et par dager. Det var nødvendig å starte boringen i 30° for deretter å gå direkte inn i vertikal kurve med R = 200 m for fortest mulig å komme i rett stigning som var 1 : 1. Dette var en nødvendig forandring som vi måtte be byggherren om da en start direkte i 45° ville gi en meget stor påkjenning på frontgrippere og startrampe. Lengden av pilot-sjakta, 6 m, var bestemt ved at dette var den lengden som vi måtte ha for å få de fremste gripperene innspent i fjell/betong før maskinen startet boring.

Som nevnt består TBM'en av 7 seksjoner, hver på ca. 10 m og disse er:

Seksjon 1: TBM med hovedmotorer og operatørplass
Seksjon 2: Tilbakefallssikring og arbeidsplatting for sikrings-arbeider
Seksjon 3: "Power-back" d.v.s. transformatorer og hydrauliske sentraler samt turbofilter for friskluft
Seksjon 4: Trommel for høyspentkabel og arbeidsplatting for bakstuffarbeider
Seksjon 5: Elektrohydraulisk spill til vogn for personell og materiell
Seksjon 6: Avlastingsramper for materiell og dukmater for ventilasjonssekk
Seksjon 7: Skinnegående transportvogn med sitteplass for 8 personer



FIGUR 2.3 Ferdig rigget TBM i sjakt

MONTASJEFASE

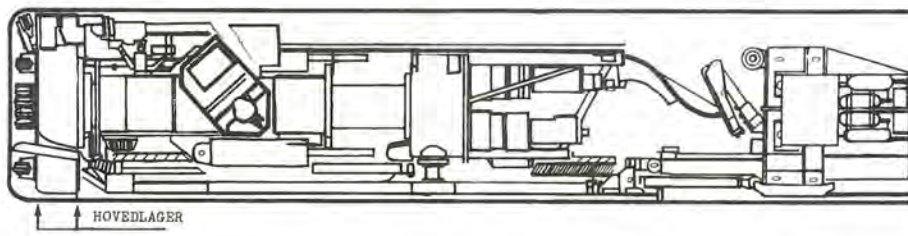
TBM'en ble altså rygget på plass i startgropa og jekket opp i posisjon den 24.1.85. Løsmassene bak rampa ble lastet ut og seksjon 2 (tilbakefallssikringen/arbeidsplattingen) ble hektet på. Seksjonene 1 og 2 ble så jekket fram til borhodet sto på stuff. Seksjon 3 ble så koblet til og dermed gjensto de elektriske og hydrauliske koblingene. Når disse 3 seksjonene var ferdig montert, var maskinen klar til borstart og den første meteren ble boret 13.2.85. Parallelt med boring ble nå serviceseksjonene 4, 5, 6 og 7 montert. TBM'en sto dermed ferdig rigget og klar for full drift. Dette var den 4. mars og riggetiden hadde altså tatt 1½ mnd. Da var det samtidig boret ca. 75 m sjakt. Boringen videre gikk bra, og gjennomsnittlig ukeinndrift de neste ukene var ca. 70 m. Men ved pel 465 tok uforutsette ting til å skje. Temperaturen på hovedlageret tok plutselig til å stige, og frykten for et havari på hovedlageret kom snikende.

LAGERHAVARI

Torsdag den 18. april ble boringen stanset og fettprøver fra lageret ble analysert uten at det ble funnet noe unormalt. Det ble da bestemt at boringen skulle starte opp igjen med redusert matetrykk, men det viste seg raskt at temperaturen fortsatte å stige og borhodet kilte seg. Havariet var et faktum.

Vi besluttet å rygge TBM'en bakover ca. 3 m for å demontere hodet og undersøke lageret. Etter å ha demontert hodet kunne vi konstatere at selve lageret var delvis knust og at resten var uskadd.

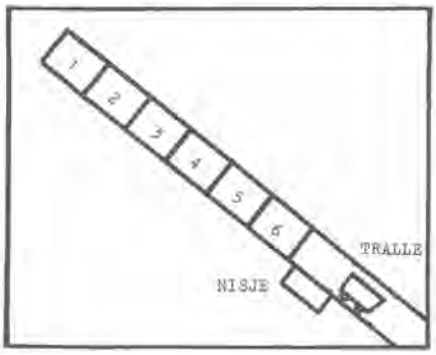
Vi diskuterte om vi skulle ta ned maskinen og bytte lageret nede, eller om vi kunne utføre dette oppe i sjakta. Selve hovedlageret ligger like bak borhodet, se figur 2.4, og er opplagret på hovedakslingen. Lageret med ombygging veide i alt ca. 8 tonn og hadde en diameter på ca. 1,7 m. Det var derfor nødvendig å sprenge en nisje på ca. 3 x 3 x 1,5 m i sålen for å få lageret forbi maskinen og ned. Det faktum at alt utenom lageret var like helt, samt en vurdering av tiden vi ville bruke på reparasjonsarbeidene var utslagsgivende for at vi valgte å skifte lageret oppe i sjakta.



FIGUR 2.4 Seksjon 1 med hovedlagerets plassering

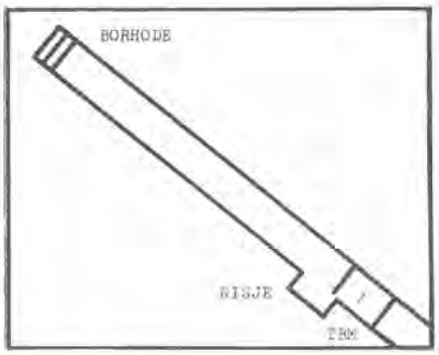
Mens arbeidene med å sprenge arbeidsnisje og demonteringen av lageret pågikk, foregikk det intense diskusjoner om årsaken til havariet. Etterhvert ble det klart at det var herdingen av lageret det dreide seg om. Det gamle lageret var gjennomherdet og følgelig ganske sprøtt for enkeltbelastninger. Det nye lageret var såkalt settherdet, d.v.s. at kun ca. 5 mm av overflaten var herdet. Dette nye lageret er mer robust og tåler inntrykkninger uten å sprekke. Dessuten kan de inntrykkningene som måtte komme repareres ved større overhalinger.

Skjematisk framstilling av lagerhavariet:



FIGUR 2.5a

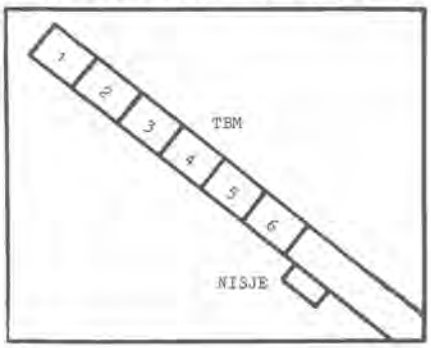
Borhodet er parkert og boltet fast på stuff. Vi sprenger nisja i sålen mellom seksjon 6 og tralla.



FIGUR 2.5b

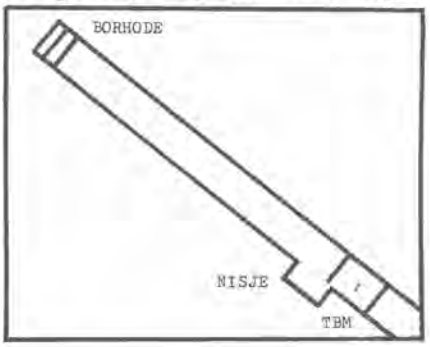
Etter at nisja var sprengt la vi stålbjelker over denne og rygget TBM'en tilbake i posisjon med hovedlageret over nisja.

Lageret ble deretter demontert, senket ned i nisja, stålbjelkene lagt over og TBM'en kjørt fram igjen. Lageret ble delt opp og transportert ned sjakta. Deretter kom en periode med montasjearbeider på det nye lageret, dette ble utført av Atlas Copco A/S og Kværner Brug i Oslo.



FIGUR 2.5c

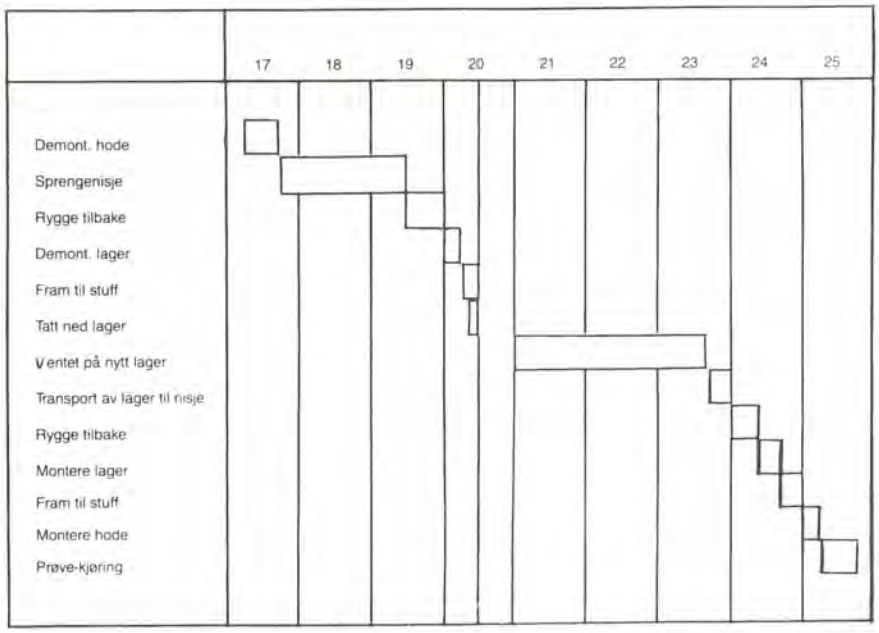
Det nye lageret ble transportert opp, TBM'en rygget tilbake og lageret ble montert.



FIGUR 2.5d

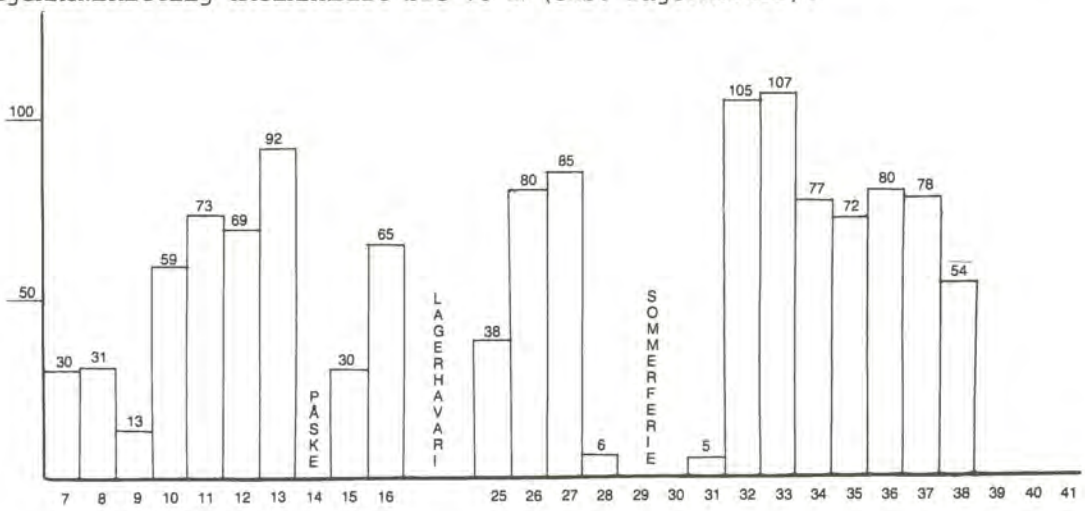
TBM'en gikk så fram til stuff, borhodet ble montert og prøverkjøring av nytt lager startet.

Denne igangkjøringen gikk meget bra og total tid til lagerskifte var 2 måneder.



FIGUR 2.6 Historisk framdrift av lagerhavari

Boringen av sjakta etter havariet har gått bra. Ukeinndriftene har variert som vist nedenfor. Beste uke var 107 m og dårligste var 54 m. Gjennomsnittlig ukeinndrift ble 75 m (eks. lagerhavari).



FIGUR 2.7 Ukeproduksjoner

Ved ca. pel 1370, d.v.s. ca. 10 m over det partiet hvor driftstunnelen kommer inn på sjakta, kom vi uventet inn i en meget dårlig sone med vannlekkasjer og svelleleire. På grunn av dette ble bestemmelsen om å avslutte boringen tatt. De siste ca. 100 m av sjakta skulle angripes med Alimak fra driftstunnelen. Boringen med fullprofilmaskinen ble avsluttet 3. oktober og arbeidene med ettersikring og nedtaking av TBM kunne starte.

BEMANNINGEN AV SJAKTA

Arbeidene ble utført med 3 skift på såkalt 2 + 1 ordning, d.v.s. totalt tilgjengelig arbeidstid var 108 klokketimer pr. uke. Hvert av skiftene var på 5 mann, hvorav 4 oppe på maskinen og 1 mann var servicemann/reparatør ved foten av sjakta. Av de 4 på maskinen var det 2 som skiftet om arbeidet som operatør, den ene med bakgrunn som reparatør og den andre som elektriker. De 2 andre arbeidet med forefallende vedlikehold og bakstuffarbeider. I tillegg til skiftene hadde vi 2 mann på cutterverkstedet og 1 formann med bakgrunn som verksmester og/eller sjaktdriver for hvert av skiftene. I tillegg hadde vi stort sett hele rigge-/driveperioden en servicemann fra Atlas Copco A/S tilstede på anlegget. Utlastingen fra sjaktfot er utført av underentreprenør med Cat 950 og boggiebil og har fungert meget bra.

ERFARINGER FRA DRIFTEN

Følgende måleresultater av bergartene foreligger når dette går i trykken:

Analyser og indekser	Pel 0 Granitt	Pel 65 Granitt	Pel 140 Grandioritt	Pel 220 Grandioritt	Pel 315 Grandioritt
Sprøhetstall	41	49	45	41	48
Flisighetstall	1,33	1,38	1,32	1,36	1,41
Pakningsgrad	0	0	0	0	0
Densitet	2,60	2,64	2,69	2,78	2,66
Sievers J-verdi	2,8	4,6	8,6	10,8	4,6
Kvartsinnhold %	32	32	13	7	14
Borsynkindeks DRI	36 meget lav	46 lav/ middels	46 lav/ middels	42 lav	45 lav/ middels
Borslitasjeindeks BWI	63 ekstremt høy	48 høy/ meget høy	39 høy/ middels	38 høy/ middels	42 høy
Indeks for cutterrings, levetid CLI	6,3	6,1	9,1	10	8,3

Som foreløpige tester av fjellet viser, er fjellet mye hardere og mer slitende enn forhåndsundersøkelsene viser. Sannsynligvis vil gjennomsnittlig DRI-verdi ligge rundt 40 - 44.

Sjaktens nedre 840 m består av granittiske og amfibolittiske gneiser, mens de øverste 530 m er homogen granitt.

Under driften har det ikke vært framdriftshindrene sikringsarbeider av noe slag og vi har heller ikke merket noe til sprakfjell. Forventet ettersikring er ca. 400 bolter og injeksjon av en enkelt vannførende sleppe.

Lensevannet fra sjakta inneholder mye slam og på grunn av det store vannforbruket, ca. 450 l/min, er det nødvendig at pumpekummer og lensekostnader vies stor oppmerksomhet for å unngå høye vedlikeholds-kostnader på pumpeopplegget. Kanskje slampumper og sedimenterings-basseng utenfor tunnelsystemet er en tanke ?

Ellers så ser det ut som om at selve tilriggingsfasen fortsatt må legges stor vekt på. Her er det tid å tjene. Selve startrampa har fungert meget bra, men det går fortsatt unødvendig lang tid med til elektriske og hydrauliske koblinger. Den totale tid til rigg og drift av sjakta, eksklusive lagerhavari, var ca. 9.000 timer, av dette er ca. 3.000 timer tid som er medgått til rigging før boringen kunne starte.

Forventede inndrifter var mellom I,7 og 2,I meter pr. maskintime. Dette har vist seg å stemme og en gjennomsnittlig inndrift var på I,83 m pr. time med 0,94 og 3,83 som laveste og høyeste inndrift pr. maskintime (inndrifter regnet som eks. framflytting).

Cutterkostnadene har variert ganske mye. Matetrykket pr. cutter har under drivingen ligget på I8 - 20 tonn. Ved forsøk på å øke mate-trykket til 23 - 24 tonn pr. cutter steg utgiftene til gjenoppbygging sterkt og det ser ut til at I8 - 20 tonn pr. cutter er det mest økonomiske på dette harde fjellet og med denne typen cuttere.

Ved oppsprukket og løst fjell var vi i enkelte tilfeller tvunget til å redusere matingen helt ned til I0 - I2 tonn pr. cutter. Hadde vi kjørt med full mating gjennom slike soner ville dette ført til meget store og

skadelige enkeltbelastninger og "slag"på borhode/hovedlager. I tillegg til dette er muligheten for masseblokkering av cuttere og propp i massekanalen store. For å unngå disse problemene bestemte vi at dersom amperemeteret på maskinen viste større utslag enn 50A, skulle matetrykket reduseres. Dette kunne da sjekkes på en skriver på formannskontoret. Totalt utboret fjell pr. skiftet cutter ble ca. 40,5 m^3.

Tilgjengelig tid til boring inkludert regripping av maskinen var 42,5 %. Dersom vi hadde kunnet bore under regripping av maskinen, ville tilgjengelig tid til boring vært økt med I8 %. Dette er kanskje noe å tenke på for framtiden ?

Ved fullprofilboring av sjakta vil muligheten til en visuell bedømming av fjellets beskaffenhet med hensyn til eventuell stålforing eller ikke stålforing av sjakta være bedre enn ved konvensjonell borring/sprengning.

Arbeidsmiljøet på maskinen er bedret noe, støvproblemene er blitt vesentlig redusert ved bruk av turbofilter i steden for rotovent. Støy og vibrasjoner kan fortsatt forbedres, spesielt på operatørplassen.

At vi med denne sjakta også har vist at ekstremt hardt fjell og lagerhavari ikke legger alt for alvorlige hindringer i veien, skulle vel vise at fullprofilboring av lange sjakter fortsatt er et meget godt alternativ.

TBM - VIDEREUTVIKLING AV PROGNOSEMODELL MED SPESIELL VEKT PÅ PARAMETRE FOR BRYTING, INNDRIFT OG KUTTERSLITASJE

TBM - FURTHER DEVELOPMENT OF THE PROGNOSIS MODEL EMPHASIZING PARAMETERS FOR CHIPPING, PENETRATION AND CUTTER WEAR

Sivilingeniør Amund Bruland
Sivilingeniør Arne Lislerud
Institutt for anleggsdrift, NTH.

0. SAMMENDRAG

En metode for videre utvikling av prognosemodellen i Prosjektrapport 1-83 blir beskrevet. Foreløpige resultat blir presentert.

0. SUMMARY

A method for further development of the prognosis model in Project Report 1-83 is described. Temporary results are presented.

1. GENERELT

Prosjektrappport 1-83 Fullprofilboring av tunneler, gir en modell for beregning av inndrift og borverktøyforbruk for fullprofilboring. Denne prosjektrapporten påpeker at videre oppfølging av fullprofilboring må ta sikte på å skaffe bedre data for

- betydning av kuttersporavstand
- større kuttere og økt matekraft
- forskjell i levetid og anvendelighet mellom stålkutterringer og hardmetallbesatte kutterringer

Prognosemodellen i prosjektrapport 1-83 er i hovedsak basert på gjennomsnittsmålinger.

Etter hvert som boring tas i bruk i mer krevende fjell, dvs. i fjell med liten eller ingen oppsprekking, er det nødvendig å klarlegge virkningen på inndriften av maskinparametre som

- matekraftnivå
- sporavstand
- kutterdiameter
- kuttertype (stål, hardmetall, flerringskuttere)
- kutterslitasje (eggbredde)

fordi disse maskinparametrene får større betydning desto mer tungboret fjellet er.

Det er nødvendig å bruke inntrengningskurver fra ulike maskiner og fjellforhold for å finne maskinfaktorenes innvirkning på borsynken.

For å kunne sammenligne ulike inntrengingskurver, må kurvene kunne representeres ved et matematisk uttrykk.

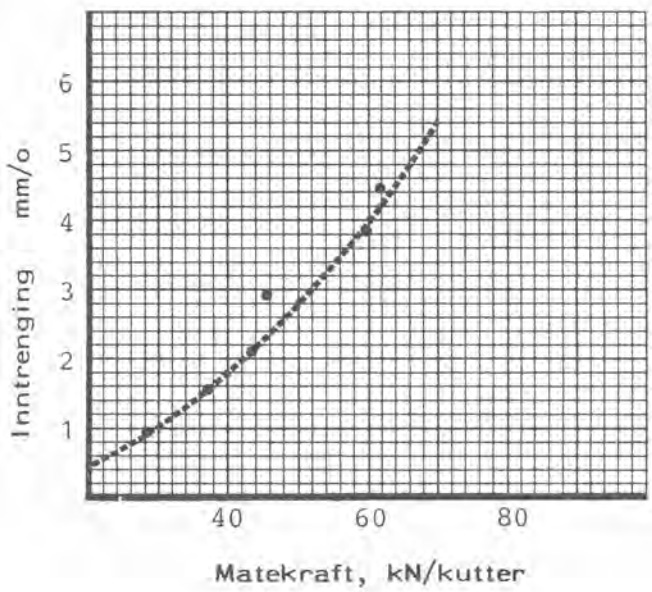


Fig. 3.1 Typisk inntrengingskurve for maskin med godt tilpasset sporavstand, i lineær skala.

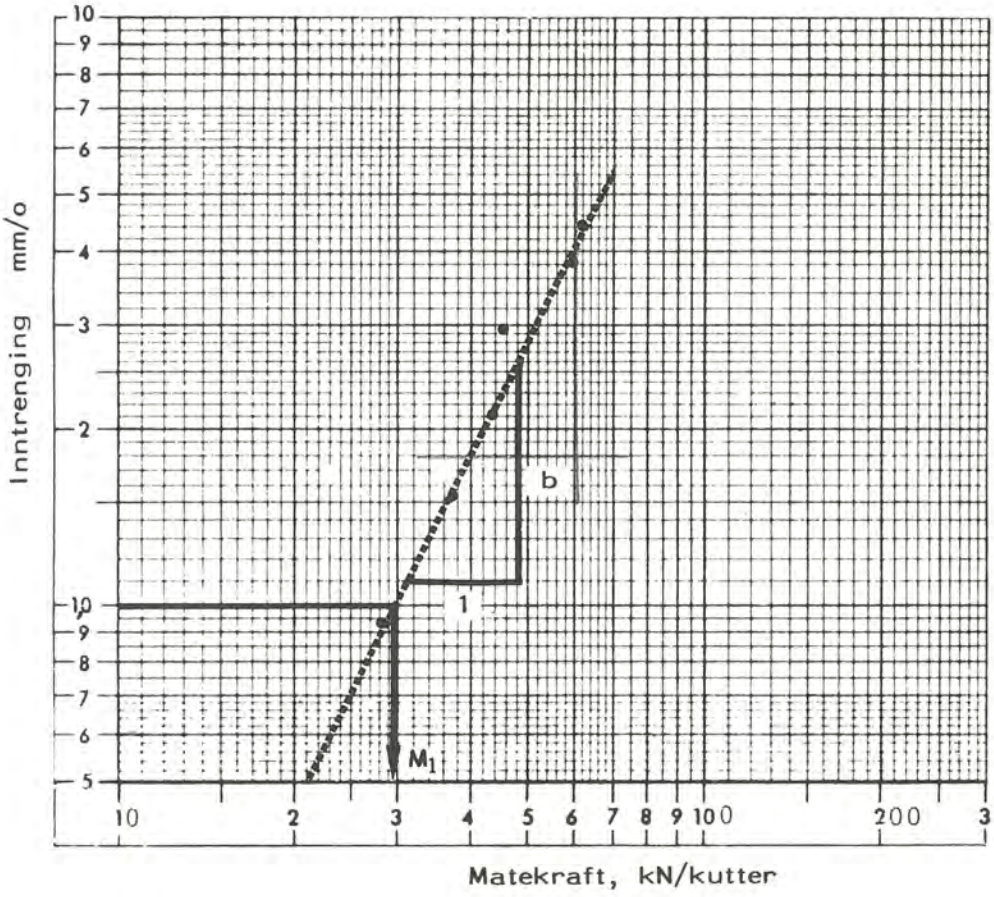


Fig. 3.2 Tilsvarende inntrengingskurve i log-log skala.

Fra denne framstillingen finnes

M_1 = matekraft som gir 1 mm inntrenging pr omdreining (kritisk matekraft)
b = helning av kurven i log-log skala

Det matematiske uttrykket blir

$$i = \left(\frac{M}{M_1}\right)^b \quad \text{(mm/omdr.)}$$

der M = anvendt matekraft.

Dette uttrykket gjelder for inntrenging større enn 1 mm/omdr.

Ved å plotte konstantene M_1 og b for ulike maskiner og fjellforhold framkommer en "borhodekarakteristikk".

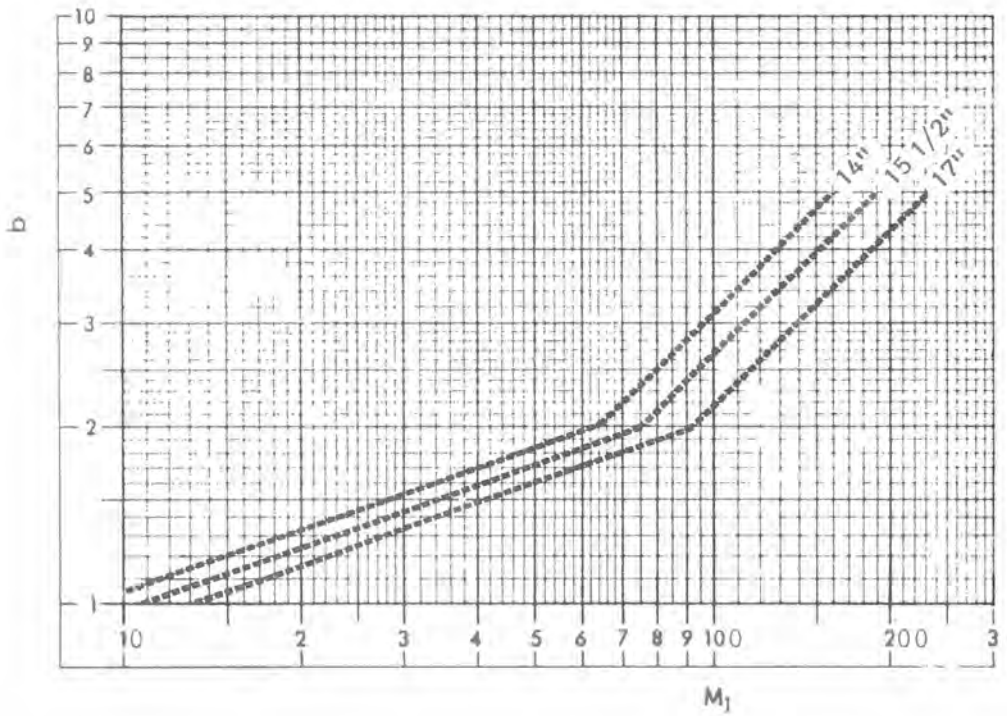


Fig. 3.3 Borhodekarakteristikk. Kurvene gjelder for bestemte sporavstander.

2. INNDRIFT OG BORKAKSSTUDIER

Netto inndrift er uttrykt som utboret volum pr tidsenhet.

$$I = i \cdot RPM \cdot \frac{60}{1000} \quad (m/h)$$

Utboret volum er i virkeligheten følgende

$$\text{Utboret volum pr tidsenhet} = \text{kaksstørrelse} \cdot \text{antall kaks pr tidsenhet}$$

$$= \text{kakstykkelse} \cdot \text{kakslengde} \cdot \text{kaksbredde} \cdot \text{antall kaks pr tidsenhet}$$

Antall kaks pr tidsenhet kalles brytehyppighet. Et annet mål for brytehyppigheten er hvor mange omdreininger av borhodet det i gjennomsnitt må til for å bryte kaks.

På grunn av det store utborede volumet pr tidsenhet og mye finstoff, er det i praksis umulig å undersøke alt utboret materiale. Vi har derfor konsentrert oss om å studere det største borkakset ved de ulike matekraftnivå under en inntrengingsprøve.

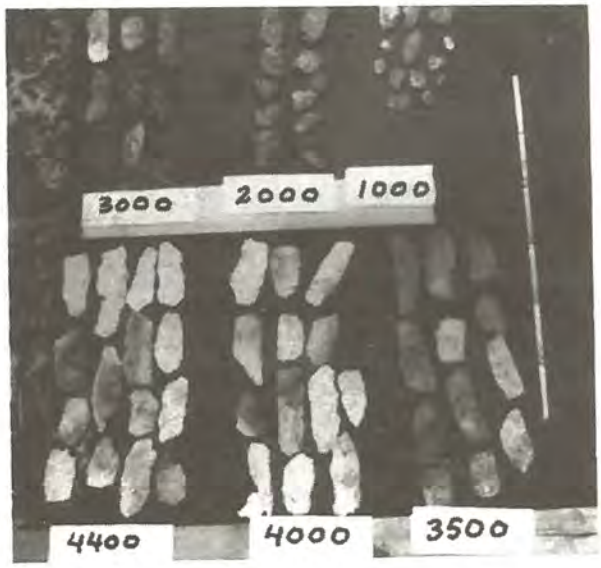


Fig. 3.4 Største borkaks fra inntrengingsprøve i granittisk gneis.

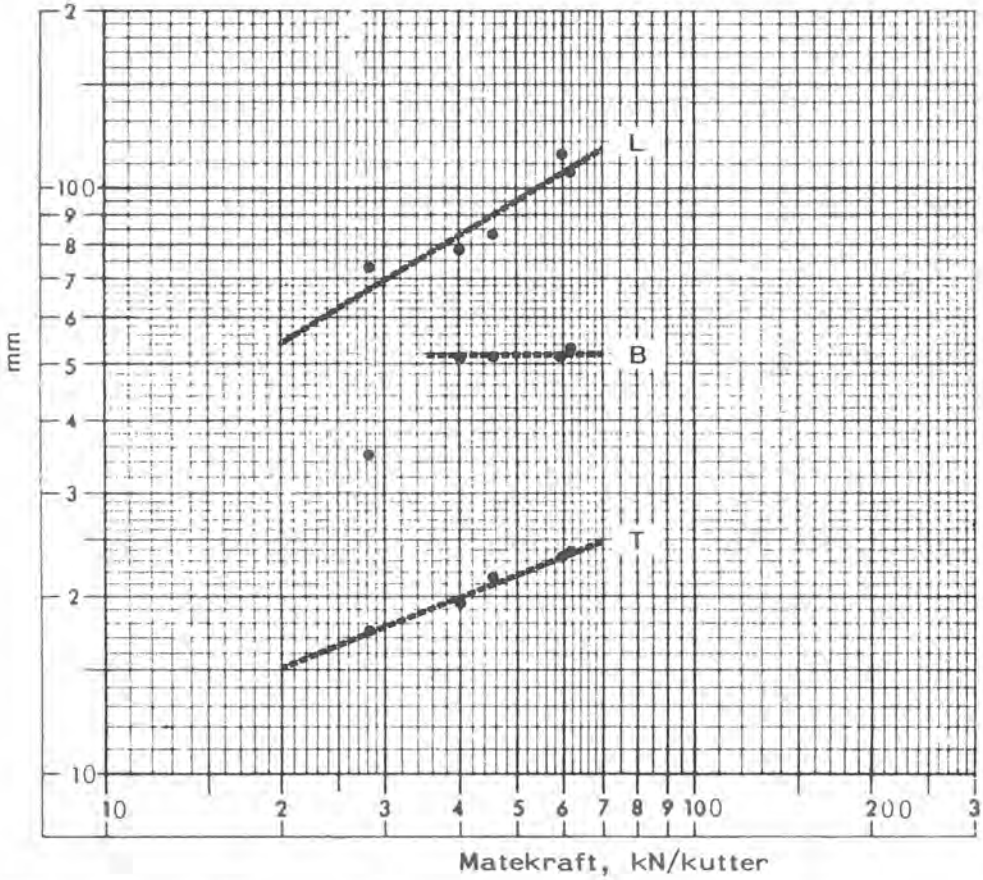


Fig. 3.5 Midlere mål for største borkaks fra inntrengingsprøve, jfr. fig. 3.1 og 3.2.

Vi har nå en sammenheng mellom utboret volum (inntrenging), kakslengde, kaksbredde og kakstykkelse, og matekraft. Det som mangler er brytehyppigheten. Den kan vi finne på følgende måte

(i) $i = M^{b}$

(ii) $i = M^{L} \cdot M^{B} \cdot M^{T} \cdot M^{brh}$

der L, B, T og brh er helningen for henholdsvis kakslengde, -bredde, -tykkelse og brytehyppighet som funksjon av matekraft.

$$b = L + B + T + brh$$

Fra inntrengingskurven i fig. 3.2 og kaksmålene i fig. 3.5 har vi

$$1{,}98 = 0{,}6 + 0 + 0{,}4 + brh$$

$$brh = 0{,}98$$

I dette tilfellet er det altså en tilnærmet lineær sammenheng mellom matekraft og brytehyppighet.

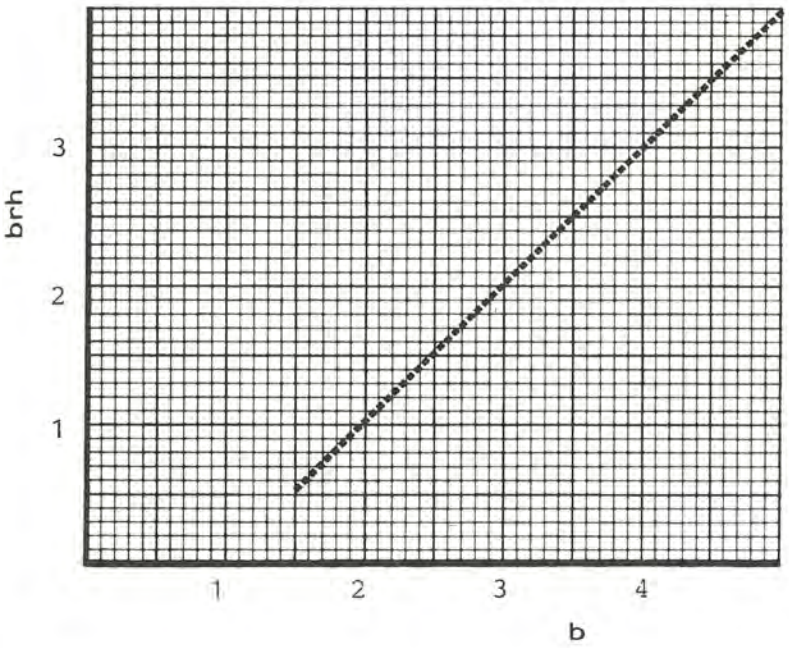


Fig. 3.6 Sammenheng mellom helning på inntrengingskurven (b) og brytehyppigheten.

I tungboret fjell blir helningen på inntrengingskurven (b) stor. Figur 3.6 viser at den steile helningen skyldes en stor avhengighet mellom brytehyppighet og matekraft.

Den steile helningen viser altså at maskinen ikke er særlig godt tilpasset fjellforholdene. For at maskina skal få akseptabel inndrift under slike fjellforhold, må matekraftnivået være meget høyt.

Generelt vil følgende gjelde for samme matekraft pr kutter

redusert sporavstand	gir	økt kakstykkelse og økt brytehyppighet
økt kutterdiameter	gir	økt kakslengde og redusert brytehyppighet
smalere kutteregg eller hardemetall	gir	økt kakstykkelse og økt brytehyppighet

Som tidligere påpekt er det særlig brytehyppigheten som endres vesentlig.

Vi har ennå for få data til å kunne tallfeste sammenhengene i tabellen foran.

3. VIDEREFØRING AV PROGNOSEMODELL

En utvidet prognosemodell er under utvikling. Den vil være basert på normalisering av b og M_1 fra inntrengingskurver. Bakgrunnsmaterialet er ennå for lite til at modellen er almengyldig. Maskinfaktorenes virkning på inndriften er vist i fig. 3.7 - 3.9.

Sporavstand

Sporavstanden varierer over borhodet. Vi har som en forenkling benyttet gjennomsnittlig sporavstand for hele borhodet.

Gjennomsnittlig sporavstand gir nødvendigvis ikke det korrekte bildet. Videre studier bør derfor ta hensyn til variasjonen over borhodet.

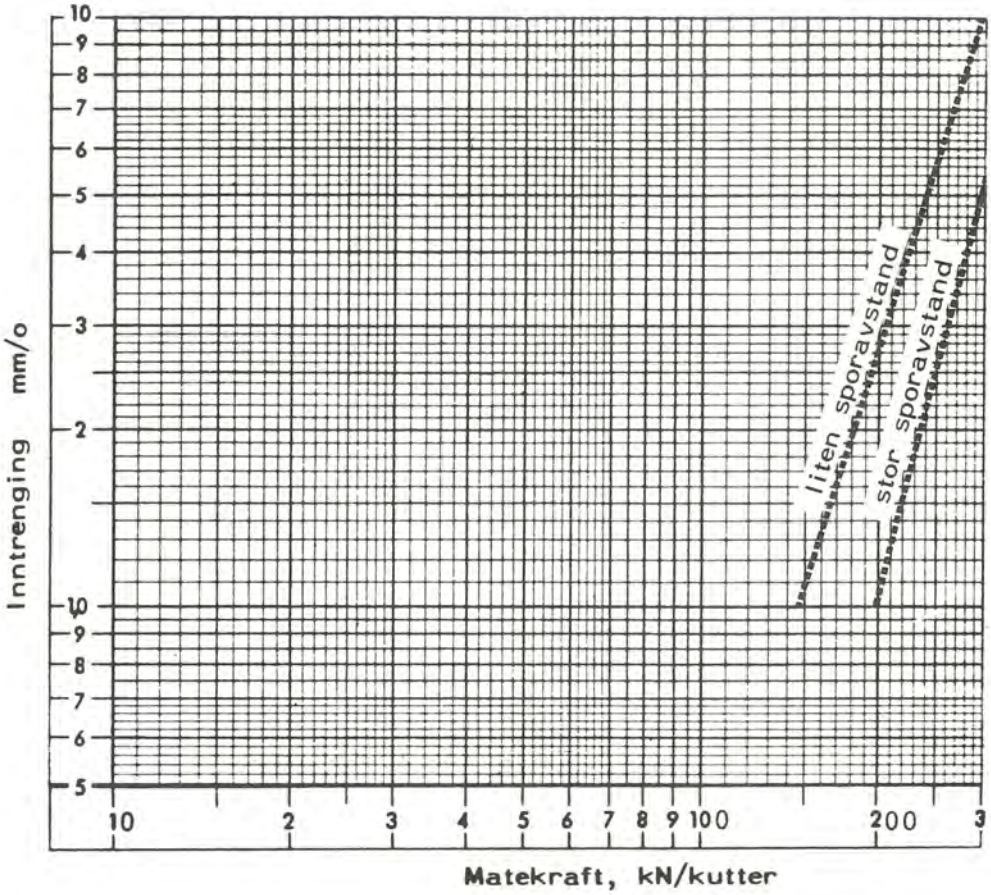


Fig. 3.7 Virkning av sporavstand i tungboret fjell.

Figur 3.7 viser at kritisk matekraft (M_1) øker dramatisk med økende sporavstand. Samtidig blir helningen (b) noe steilere.

For helning b mindre enn 2,0 ser det ut til å være fornuftig å øke sporavstanden. Dette gjelder spesielt i svake bergarter og er sjelden registrert i Norge.

Kutterdiameter

Kutterdiameterens innflytelse på inndriften skyldes at kontaktarealet under kuttereggen endres når diameteren endres.

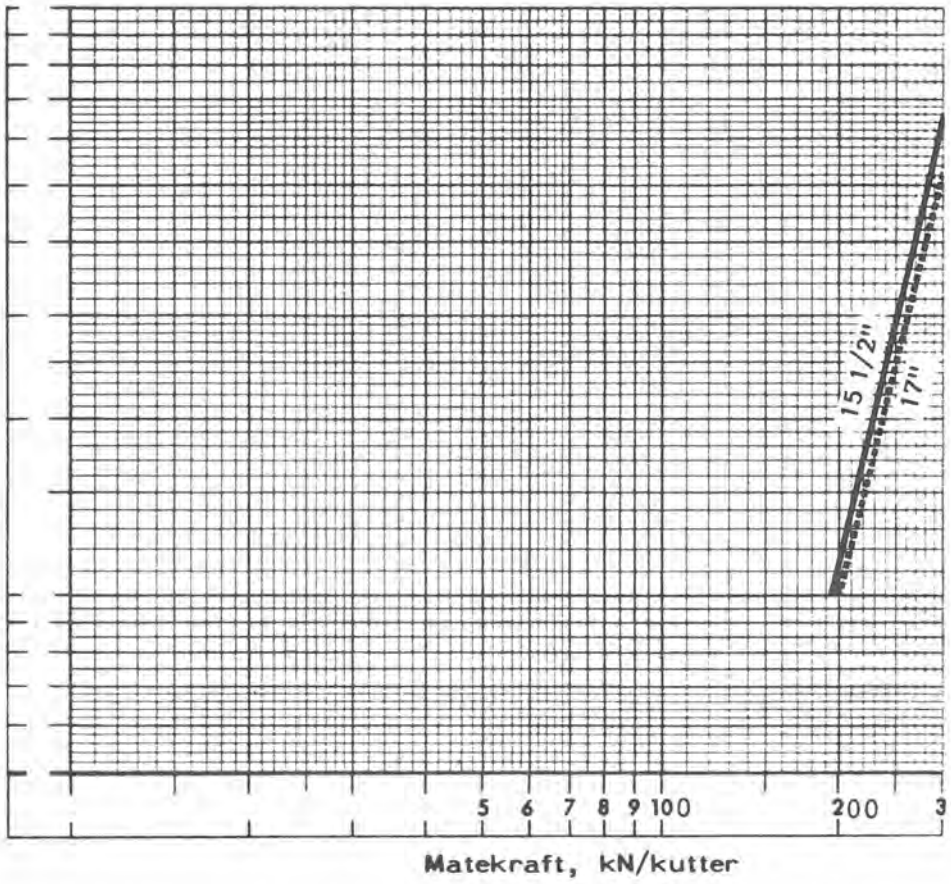


Fig. 3.8 Virkning av kutterdiameter i tungboret fjell.

Figur 3.8 viser at kritisk matekraft M_1 øker med kutterdiameteren. Samtidig blir helningen b slakere.

På den annen side vil kuttere med større diameter tillate boring med høyere matekraft.

Ringtype

Det er i dag økende interesse for å ta i bruk hardmetallbesatte kuttere framfor stålringer i harde og abrasive bergarter.

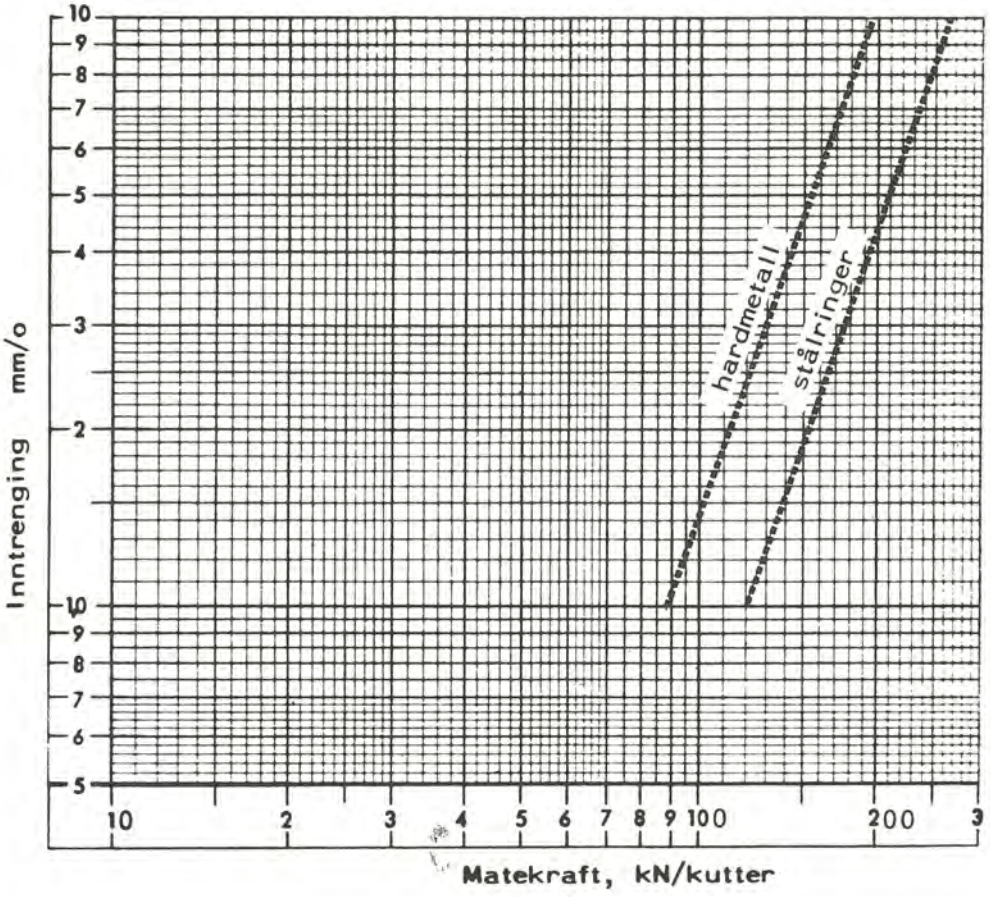


Fig. 3.9 Virkning av ringtype i middels borbart fjell.

Figur 3.9 viser at kritisk matekraft M_1 avtar betraktelig ved bruk av hardmetall. Derimot skjer det svært lite med helningen b.

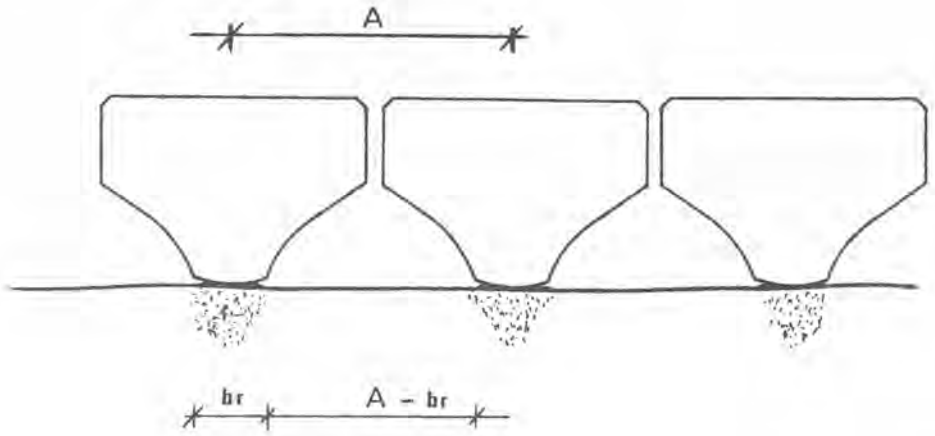
På den annen side kan ikke hardmetallkuttere bore med høye matekraftnivå grunnet stiftbrekkasje.

Flerringskuttere gir markert dårligere borsynk enn enkeltringskuttere fordi kritisk matekraft M_1 øker. Slike kuttere brukes for det meste til sjaktboring.

Den videreutviklede prognosemodellen vil omfatte alle kuttertyper.

Ringslitasje

Følgende skjer ved slitasje av stålringer



Parameter	Ved nedsliting	Virkning på borsynk
Diameter, d	mindre	+
Eggbredde, br	større	-
Lysåpning, A - br	mindre	+
Totalt		-

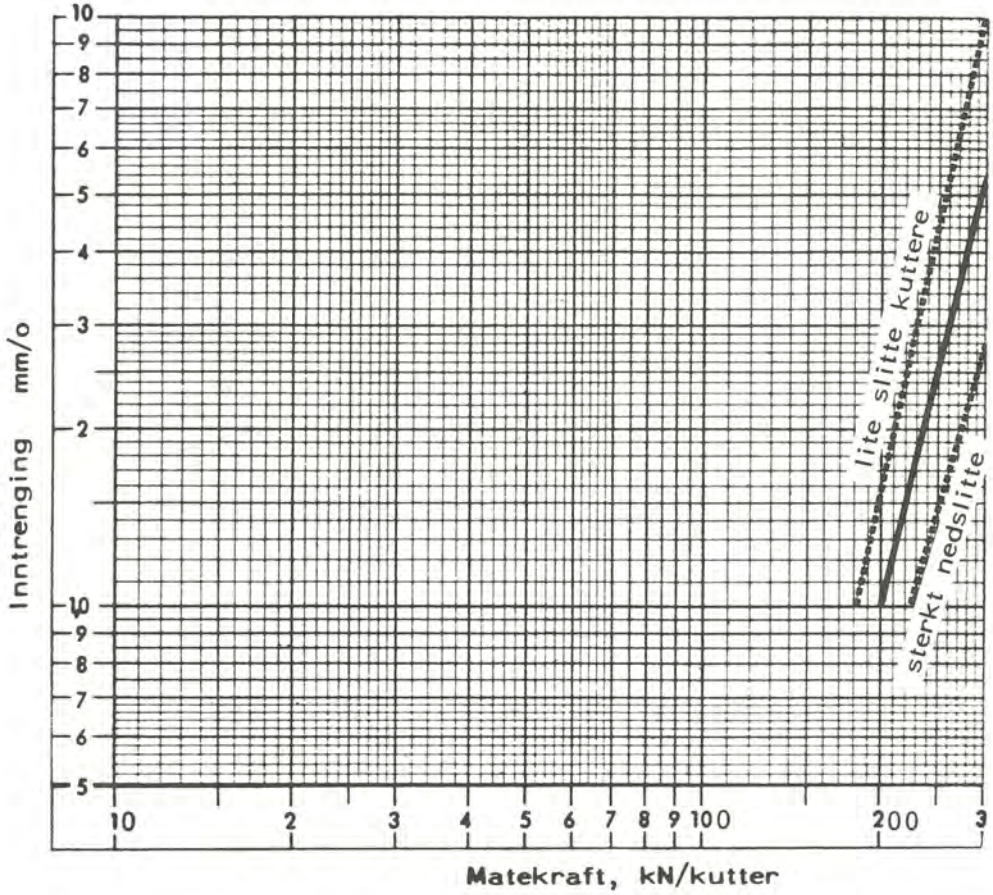


Fig. 3.10 Virkning av kutterslitasje i tungboret fjell. Avvikende kurver fra middels slitte kuttere er å betrakte som ekstremalverdier.

Figur 3.10 viser variasjon i borsynk for et borhode med henholdsvis helt nytt og nedslitt kuttersett. Det er særlig kritisk matekraft M_1 som endres.

Praksis viser at borsynken varierer med ca ± 15 % rundt middelkurven. I tillegg er det observert at kutterne

- i abrasive bergarter gjennomgående er mer nedslitte
- i lettborede bergarter gjennomgående er mindre nedslitte

For boring i vanlige norske bergarter (granitter og gneiser) er det viktig at stålringkuttere er konstruerte for å beholde en tilnærmet konstant eggbredde gjennom hele levetiden (og samtidig så smal egg som mulig).

4. KUTTERKOEFFISIENT (se 1-83, s. 126 ff. + fig. 22)

For nye hardfjellsmaskiner med høyt matekraftnivå er det viktig å kunne beregne dreiemomentbehovet og nødvendig motoreffekt.

Kutterkoeffisienten k kan utregnes og formuleres matematisk som

$$k \sim \operatorname{tg}\left(C \cdot \operatorname{Arctg} \frac{\sqrt{2ri - i^2}}{r - i}\right)$$

Kutterkoeffisienten gjengitt i prosjektreapport 1-83 er korrekt for 15 1/2" kuttere. For andre kutterdiametre er korreksjonen feil i det det ikke bare er rullemotstanden, men også forholdet mellom ujevnhetene i kuttersporet og kutterdiameteren som påvirker kutterkoeffisienten. Dette betyr at konstanten C er diameteravhengig, og kan illustreres ved at for homogent fjell (klasse 0) er

$$C \sim \frac{13870}{r^2}$$

Kutterkoeffisienten er ikke bare avhengig av kutterstørrelse og fjellforhold. Sterkt nedslitte kuttere med redusert diameter vil gi høyere kutterkoeffisienter.

Datagrunnlaget for boring med hardmetallbesatte kuttere er begrenset. Målinger hittil viser at kutterkoeffisienten øker markert.

5. AVSLUTNING

Prognosemodellen er under stadig utvikling og må være det som følge av endringer i maskinkonstruksjon og borverktøy. For bedre å kunne tallfeste maskinparametrenes og fjellforholdenes innvirkning på inndrift og kostnader, må det ytterligere opplysninger til. I dette arbeidet er vi fortsatt avhengige av et godt samarbeid med og støtte fra byggende etater, entreprenører og maskinleverandører.

FULLPROFILBORING AV VEGTUNNEL I BERGEN

FULLFACE DRILLING OF ROAD TUNNEL IN BERGEN

Sivilingeniør Arild Hegrenæs, Statens vegvesen, Hordaland.

SAMMENDRAG

Fullprofilboringen av første tube i Fløyfjellet startet opp 12. september 1984. 2. september 1985 var boringen ferdig. Boringen er utført av Statens vegvesen med en Robbins maskin med diameter 7,8 m. Teknisk sett har boringen gått meget bra; gjennomsnittlig inndrift 6,6 m/skift og utnyttelse på 48%. Timeinndriften har variert mellom 1 m og 3 m med en gjennomsnitt på 1,59 m/t. Driftsresultatene tyder på at oppsprekkingen av fjellet har større betydning for inndriften enn borsynkindeksen (DRI).

SUMMARY

The fullface drilling in the first tube of the Fløyfjell road tunnel started on september the 12th 1984. September the 2nd 1985 the drilling was finished. The drilling is done by Public Roads Administration and the TBM is a Robbins machine with diameter 7,8 m. The drilling has so far (1. tube) worked very well. On average the penetration has been 6,6 m/skift and the utilization 48%. The hourly penetration has fluctuated between 1 m and 3 m with an average at 1,59. The results indicate that rock jointing has stronger influence on penetration than drilling rate index (DRI).

INNLEDNING

Fløyfjellstunnelen er en del av ny riksveg 14 nordre innfartsåre til Bergen. Tunnelen vil fungere som en ringvei øst for bykjernen, og resultere i en etterlengtet avlastning av det sterkt trafikkbelastede vegnettet i Bergen sentrum.

Tunnelen består av to parallelle tuber på henholdsvis 3200 og 3700 m. Tunnelene fullprofilbores for senere å strosses noe under ekvator for å oppnå tilstrekkelig høyde/bredde for en to-felts tunnel.

Statens vegvesen, Hordaland bygger tunnelen i hovedsak i egen regi, kun sjaktarbeider, el-installasjoner, masse-transport og dekke vil bli satt ut som entrepriser.

Hver av tubene blir ensrettet og får to felt.

Fullprofilboringen startet opp medio september 1984. Gjennomslag første tube (3200 m) skjedde 2. september 1985, og det tas sikte på å sette denne under trafikk våren 1987. Den andre tuben regnes å være ferdig sommeren 1988.

Fig. 1 Bergen sentrum med det nye vesystemet inntegnet.

GEOLOGISKE FORHOLD

Bergarter

Bergartsfordeling langs tunnelen er vist i fig. 2. Her er to typer granittiske gneiser, hornblendeskifer og kvartsitt.

Ca. 80 % av tunnelen går i granittisk gneis. Nord for kvartsitten er denne middels til grovkornet, svakt foliert og relativt lite oppsprukket. Kvartsinnholdet er ca. 20 %. Enakset trykkfasthet er ca. 150 MPa og DRI er ca. 50. Sør for kvartsitten er gneisen mer foliert. Den er sterkt forskifret i enkelte partier. Oppsprekkingsgraden er relativt høy. Kvartsinnholdet er ca. 15 %. Enakset trykkfasthet er ca. 130 MPa og DRI er ca. 40.

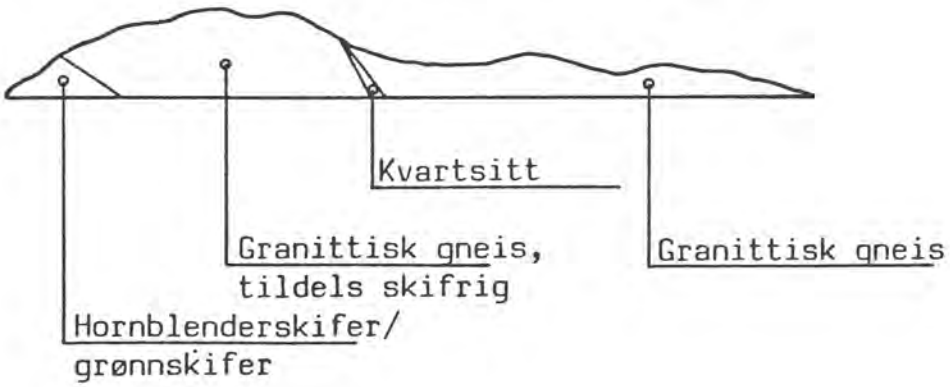
Kvartsitten opptrer i ca 5 % av tunnelen. Den er middels til finkornig, og svakt foliert. Den er relativt sterkt oppsrukket, med kvartsinnhold 70-80 %. Den har DRI på ca. 40.

De resterende 15 % av tunnelen går i hornblendeskifer. Den er finkornig og skifrigheten er relativt godt utviklet. Innholdet av hornblende (amfibol) er 50-60 %, mens kvartsinnholdet er lik null.

Enakset trykkfasthet er 100-200 MPa, og DRI er 40-50. Oppsprekningsgraden er relativt høy. I horblendeskiferen opptrer en del spredte, 10-20 m mektige gneissoner.

Foliasjon, skifrihet, sprekker

Foliasjon og skifrighet i området har retning tilnærmet NV-SØ og fall som varierer mellom 80 mot NØ og 50 mot SV. Mesteparten av sprekkene er enten tilnærmet parallell foliasjon/skifrighet, eller de er steile med retning tilnærmet normalt foliasjonen (d.v.s. NØ-SV).



VALG AV DRIVEMETODE

Allerede i 1972 hadde Statens vegvesen et utvalg i arbeid som vurderte bruk av fullprofilboring i forbindelse med vegtunneler. Den gangen var imidlertid konklusjonen at teknologien ikke var kommet langt nok til at så store tunneler som det var behov for, kunne fullprofilbores i økonomisk konkurranse med konvensjonell drift.

10 år senere hadde et nytt fullprofilutvalg sin innstilling klar. Denne gangen var konklusjonen den motsatte, nemlig at metoden kunne være konkurransedyktig både teknisk og økonomisk.

Det var særlig 4 forhold som gjorde at Statens vegvesen til slutt bestemte seg for å drive Fløyfjellstunnelen med fullprofilmaskin:

a) Økonomi

Utredningene viste at totalkostnadene ville bli omtrent de samme for begge alternativer, med en viss favør av fullprofilalternativet.

b) Tidsaspektet

Under forutsetning av at all tunneldriving i begge alternativene skulle skje fra sydenden (bl.a. på grunn av massedisponering), ville en ved fullprofil-alternativet få over 1 års tidligere ferdigstillelse av vestre tube.

c) Forhold til omgivelsene

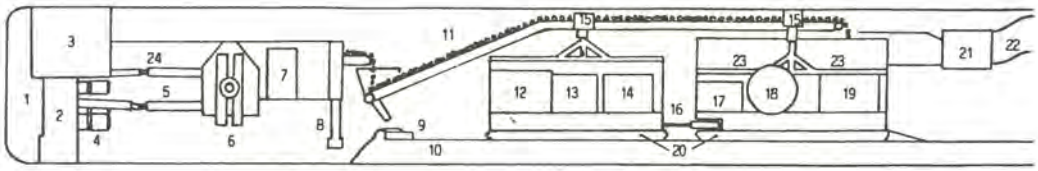
Tunnelen bygges midt i Bergen sentrum. Begge endene ligger i ømfintlige områder med sykehus og vanlige bolighus. Det er klart at omgivelsene ville fått større ulemper i anleggstiden ved konvensjonell drift i forhold til fullprofildrift, i form av så vel rystelser som problemer med sprenggasser.

d) Kompetanse på fullprofildrift

Statens vegvesen regner med at fullprofildrift kommer til å bli aktuelt for flere og flere prosjekter i årene som kommer. Derfor er det viktig for Vegvesenet å ha førstehånds kjennskap til denne teknologien.

Etter at disse og mange andre momenter var nøye vurdert, ble det våren 1983 gitt klarsignal fra Samferdselsdepartementet til å drive Fløyfjellstunnelen med fullprofilboring og i egen regi. Vegsjefen i Hordaland skrev så, etter en tilbudskonkurranse, kontrakt med Robbins Equipment Corporation om leie av fullprofilmaskin til bruk i Fløyfjellet.

BESKRIVELSE AV FULLPROFILMASKINEN



1. Borhode
2. Sidestøtte
3. Takstøtte
4. Motorer
5. Matestempler
6. Gripper
7. Førerhytt
8. Bakstøtte
9. Høvel
10. TBM-masse
11. Transportbånd
12. Spiserom
13. El.rom
14. Transformator
15. Takstøtte
16. Stempel
17. Generator
18. Kabelrull
19. Luftkompressor
20. Slede
21. Ventilasjonskasett
22. Ventilasjonsduk
23. Siloer
24. Hovedbjelke

Fig. 3. Prinsippskisse av maskinen.

Selve fullprofilmaskinen er 18 m lang og veier 450 tonn. På borhodet, som er 7,8 m i diameter, er det montert 57 stk. 17" kuttere. Borhodet roterer med 6,13 omdr./min., og blir presset mot stuffen med en kraft på vel 1300 tonn, altså ca. 23 tonn/kutter. Umiddelbart bak borhodet er det montert støtteskjold som stabiliserer maskinen under boring.

Det er vel kanskje bakriggen som, ved siden av størrelsen, er det spesielle ved den fullprofilmaskinen som går i Fløyfjellet. På et tidlig statium i diskusjonene om TBM i Fløyfjellet ble det klart at det ville være en fordel om vi kunne benytte vanlige lastebiler til uttransport av masser, og ikke skinnedrift, som er det vanlige ved full-profilboring. Selv om det var mange skeptikere til slike tanker, ble det lastebiltransport som ble resultatet.

Bakriggen består av to separate "dekk" som er forbundet med hverandre via 4 sylindere. Hvert av dekkene er forsynt med en taksko, slik at hele bakriggen beveger seg ved at dekkene vekselvis blir fiksert mens det andre dekket skyves/ trekkes framover.

På det fremste dekket er det montert et lite verksted samt lunsjrom, samt diverse el-utrustninger. Det bakerste dekket består i hovedsak av 2 siloer som er plassert etter hverandre. Hver av siloene rommer 12 m^3.

Ventilasjonsanlegget består av en vifte på 2 x 90 kW som er plassert ved påhugget. 1,60 m' duk fører luften inn til maskinen. Et kasettsystem gjør dukmonteringen meget enkel og rasjonell. Hver kasett inneholder 100 m duk.
På selve maskinen er det installert sugende ventilasjon som tar seg av spesielt vanskelige steder. Den brukte luften blir via et turbofilter blåst bak maskinen.

BEMANNING

Tunnelboring foregår ved såkalt nordsjøskift. To 10-timers skift mandag - fredag + 8 timer om lørdagene. På hvert av de 3 skiftene er det 5 mann på maskinen:

1 oparatør maskin

1 operatør bakrigg

1 reparatør maskin

1 reparatør bakrigg

1 elektriker

Utenom disse går det 3 mann på dagtid.:

1 hovedreparatør

1 kutterverkstedsformann

1 lagermann/reserve

Totalt sett er det således 18 mann involvert for å dekke inn 108 timers ukentlig arbeidstid.

Til å lede de daglige arbeidene er det
3 x 1 skiftoppsynsmann

1 stikningsmann

1 transportkoordinator/driftsoppfølger

1 anleggsleder

ARBEIDSSIKRING

Vi har hittil hatt behov for svært lite arbeidssikring. I den tuben som vi nå har boret gjennom (3200 m) er det satt opp 350 stk. 2,4 m bolter. I tillegg til dette er det brukt 30 m^3 sprøytebetong. Isetting av bolter har skjedd med vanlige knematere.

Praktisk talt all arbeidssikring er utført på de første 1000 m fra syd. Denne sonen er så oppsprukket at det helt sikkert ville krevd omfattende sikringsarbeider hvis tunnelen hadde vært drevet konvensjonelt.

TRANSPORT AV TUNNELMASSER

All utkjøring av masser fra tunnelen er satt bort i egen entreprise.

Som nevnt tidligere brukes vanlige boggibiler med 12-14 m^3 kasse til transport av massene.

Alle masser som ikke brukes direkte på tilstøtende veganlegg, mellomlagres ca. 500 m utenfor tunnelen. Der blir de så lesset opp igjen på biler som kan gå på offentlig veg. Dette er nødvendig både på grunn av akseltrykkbestemmelser og ved at man ikke skal gjøre fremdriften av TBM-en avhengig av trafikkproblemene ute i byen.

I tunnelen er det arrangert snunisjer for hver 300 m. Disse skal senere slås igjennom og brukes som evakueringsforbindelse mellom tunnelene.

Transporten av massene har gått meget bara. Transport entreprenøren har aldri hatt behov for å sette inn mer enn 4 biler i selve tunnelkjøringen.

BRUK AV MASSENE

Masser fra fullprofilboring inneholder vesentlig mer finstoff enn vanlig tunnelstein. Massen er også svært flisig.

Av disse grunnene kan fullprofilmassen ikke brukes til vegoverbygning uten videre. I så fall må man sikte eventuelt kubisere massene.

Som vanlige fyllingsmasser er imidlertid massene godt brukbare.

I Fløyfjellet er de brukt delvis til fyllingsarbeider på tilstøtende vei og delvis levert til et kombinert knuseverk og bossfyllingsanlegg, som bruker massene til å dekke ferdige bosstipper. Vegvesenet får grov sprengstein i returmasse, som blir brukt i en vegfylling over et vann i nærheten.

DRIFTSRESULTATER

Fullprofilboringen av første tube har teknisk sett gått meget bra. Det har vært lite stopp på maskinen.

Utnyttelsesgraden fremgår av etterfølgende kurve. Gjennomsnittlig utnyttelse på første tube er 48%.

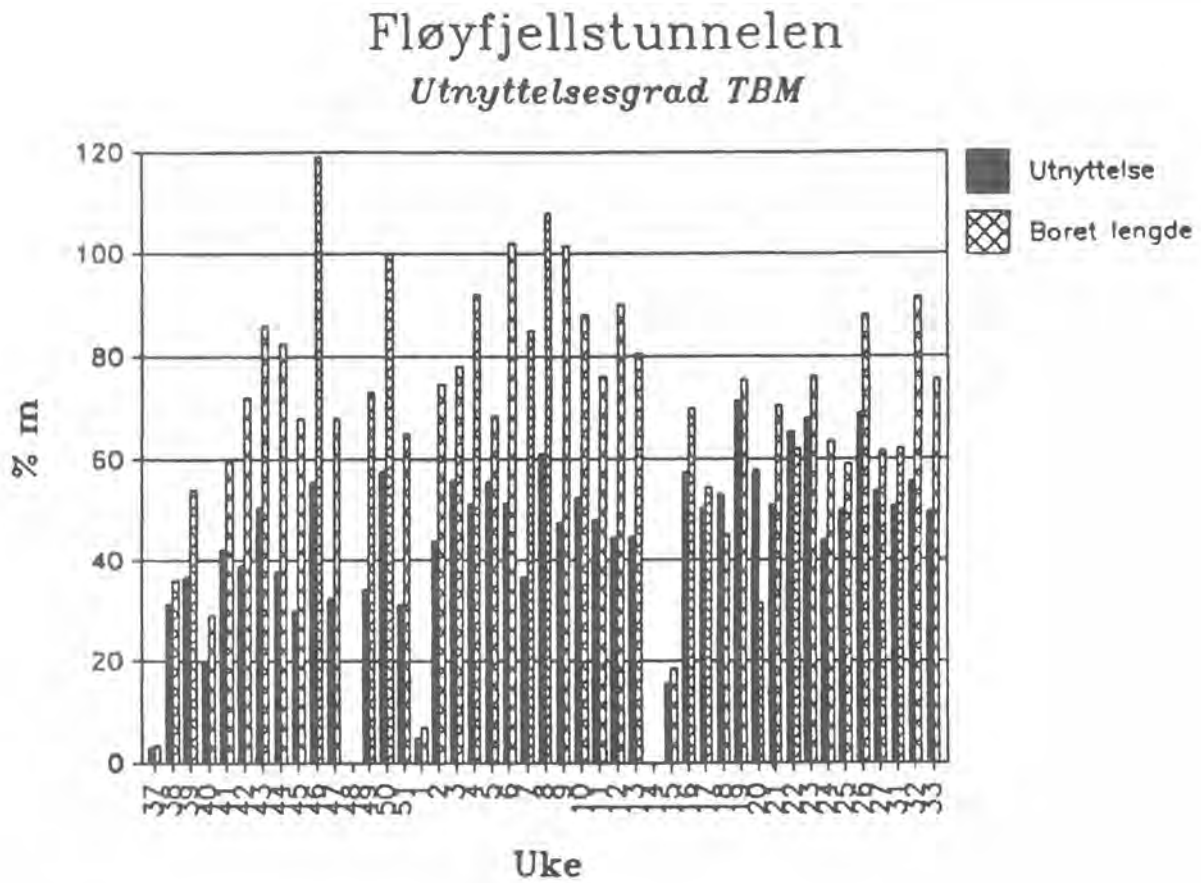


Fig. 4 Utnyttelse og inndrift 1. tube.

Boringen startet opp 12. september 1984 og gjennomslaget var 2. september 1985. Dette betyr at det har medgått 473 skift, som betyr 6,6 m/skift. Beste uke ga 119 m.

Maskinen har totalt vært i drift 2000 timer, som gir en gjennomsnittlig timeinndrift på 1,59 meter.

I etterfølgende figur kan vi se sammenhengen mellom inndrift og 2 av de parametre som påvirker inndriften.

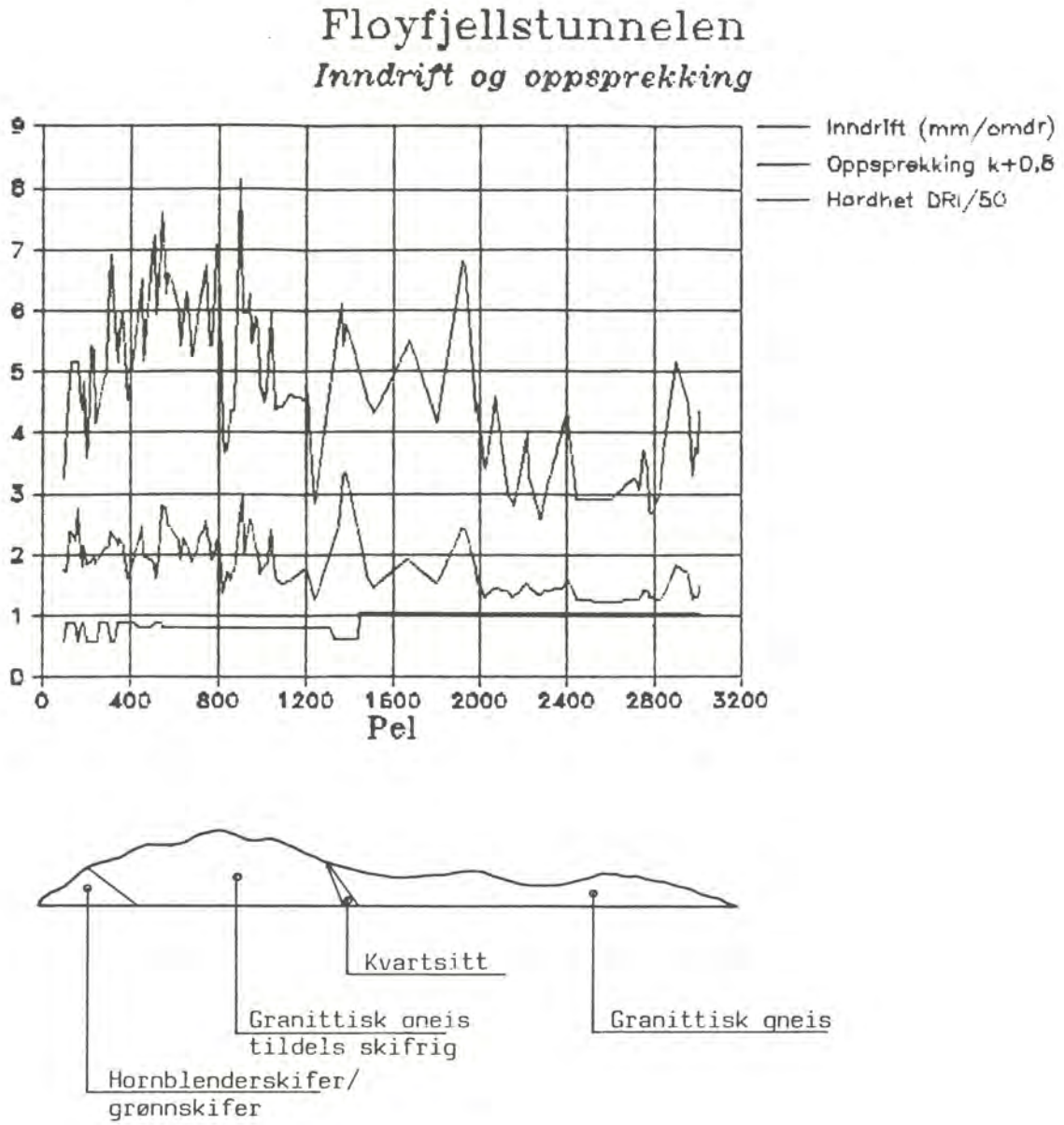


Fig. 5 Inndrift, oppsprekking og DRI.

Som det fremgår er det meget god korrelasjon mellom inn drift og k-verdi, som er korreksjonsfaktoren som inngår i NTHs prognosemodeall for fullprofildrift (prosjektrapport 1-83).

Derimot er det dårlig sammenheng mellom inndrift og DRI-verdi. Dette betyr altså at NTHs prognosemodell passer bra i Fløyfjellet m.h.p. korreksjoner for sprekkeklasse og svakhetsvinkler, mens modellen for basisinntrenging som funksjon av DRI passer dårlig.

KONKLUSJON

Fullprofilboringen i første tube i Fløyfjellet har teknisk sett gått meget bra. Likevel må det kunne sies at vi neppe har spart penger på metoden i forhold til konvensjonell drift.

Fullprofilboringen har ikke desto mindre vært til stor glede for beboerne i nærheten av tunneltraseen, og Statens vegvesen har vunnet god erfaring med slik drift.

Det er selvfølgelig en stor ulempe at det jevne, fine profilet må strosses nede for å gi tilstrekkelig høyde/ bredde, men dessverre passer ikke den fulle sirkel til to-felts veg.

Pr. i dag er det ikke avgjort om fullprofilmaskinen som har gått i Fløyfjellet skal brukes av Vegvesenet til andre prosjekter.

Både erfaringene fra etterarbeidene i første tube, fra boringen i andre tube og fjellegenskapene til aktuelle andre prosjekter, vil være avgjørende for dette valget.

NOK ET ÅR MED FULLPROFILBORING I KOBBELV OG HOLANDSFJORD.

ANOTHER YEAR WITH TBM MACHINES IN KOBBELV AND HOLANDSFJORD

Siv.ing. Erik Dahl Johansen , NVE Kobbelv-anlegget.

SAMMENDRAG

Ved Kobbelv-anlegget har tre fullprofilmaskiner boret 6500 m av totalt 18400 m som skal bores ved anlegget. I tillegg har anlegget stått for boring av 4300 m av vegtunnelen mellom Glomfjord og Holandsfjord.

Boring i granitter/gneiser har gitt inndrifter på 1.0-1.2 m/h med 6.25 m Ø og 2.0-3.0 m/h med 3.5 m Ø maskin. Det har vært betydelige problemer med sprakfjell.

Vegtunnelen skal strosses ut til vegtverrsnitt etter at den er boret. Selv om boringen her har gått bra med inndrifter på over 80 m/uke i gjennomsnitt, er boring av tunnelen en dyrere løsning enn sprengning.

SUMMARY

At the hydro plant at Kobbelv the three TBM macines have completed appr. 6500 m. of the scheduled 18400 m. task, and some 4300 m. of the coastroad project between Glomfjord and Holandsfjord.

The boring in granite and granitic gneisses has given a progress rate of about 1.0 to 1.4 m/h with the 6.25 diameter machine and in the order of 2.0 to 3.0 m. with the 3.5 dia. machine. There has been some delay due to rockburst and the subsequent support immediately behind the machine.

The coastroad will be subjected to futher excavations after the TBM machine has been withdrawn, to meet the requirements from the road authorities. Though the progress has been satisfying, with a mean rate of panetration of 80 m/week, this solution proved to be more expensive than the conventional tunneling technics.

1. INNLEDNING

NVE-Statskraftverkene startet utbygging av Kobbelv-anlegget i 1981. Kraftverket skal på nettet våret 1987, med en installasjon på 2x150 MW som gir en egenproduksjon på 710 GWh og en fastkrafttilgang på 940 GWh i samkjøring med andre kraftverk i Nord-Norge. Kobbelv-anlegget er kostnadsberegnet til 2,5 milliarder kroner i 1985. Fig. 1 viser en oversiktskisse over anlegget.

Ved Kobbelv-anlegget bores det med tre fullprofilmaskiner.

2 maskiner med diameter 6,25 m borer et tverrslag på ca.1500 m og ca.7700 m av den 11000 m lange tilløpstunnelen. Maskin nr. 1 startet boring i oktober 1983 og har boret 3800 m fram til oktober 1985. Den andre maskinen startet boring i slutten av september 1985 og har boret ca. 150 m. Ca.600 m av tunnelen har vært drevet med tildels betydelige problemer med sprakfjell.

1 maskin med diameter 3,5 m borer ca.9200 m av den 11000 m lange nordoverføringen mellom Livsejavre og Linnajavre. Maskinen startet boring i november 1984 og har boret 2500 m til oktober 1985. Ca.1000 m av tunnelen er drevet med intenst sprakfjell.

Rett før påske iår boret den ene av 6,25 m maskinene gjennomslag etter å ha tilbakelagt 4300 m av den 7600 m lange Svartistunnelen, en vegtunnel mellom Glomfjord og Holandsfjord. Denne tunnelen ble boret i regi av NVE-Kobbelv-anlegget.

Dette innlegget er en videreføring av et innlegg under konferansen ifjor. Prosjektene, geologi og driftsopplegg er nærmere beskrevet i boka fra ifjor.

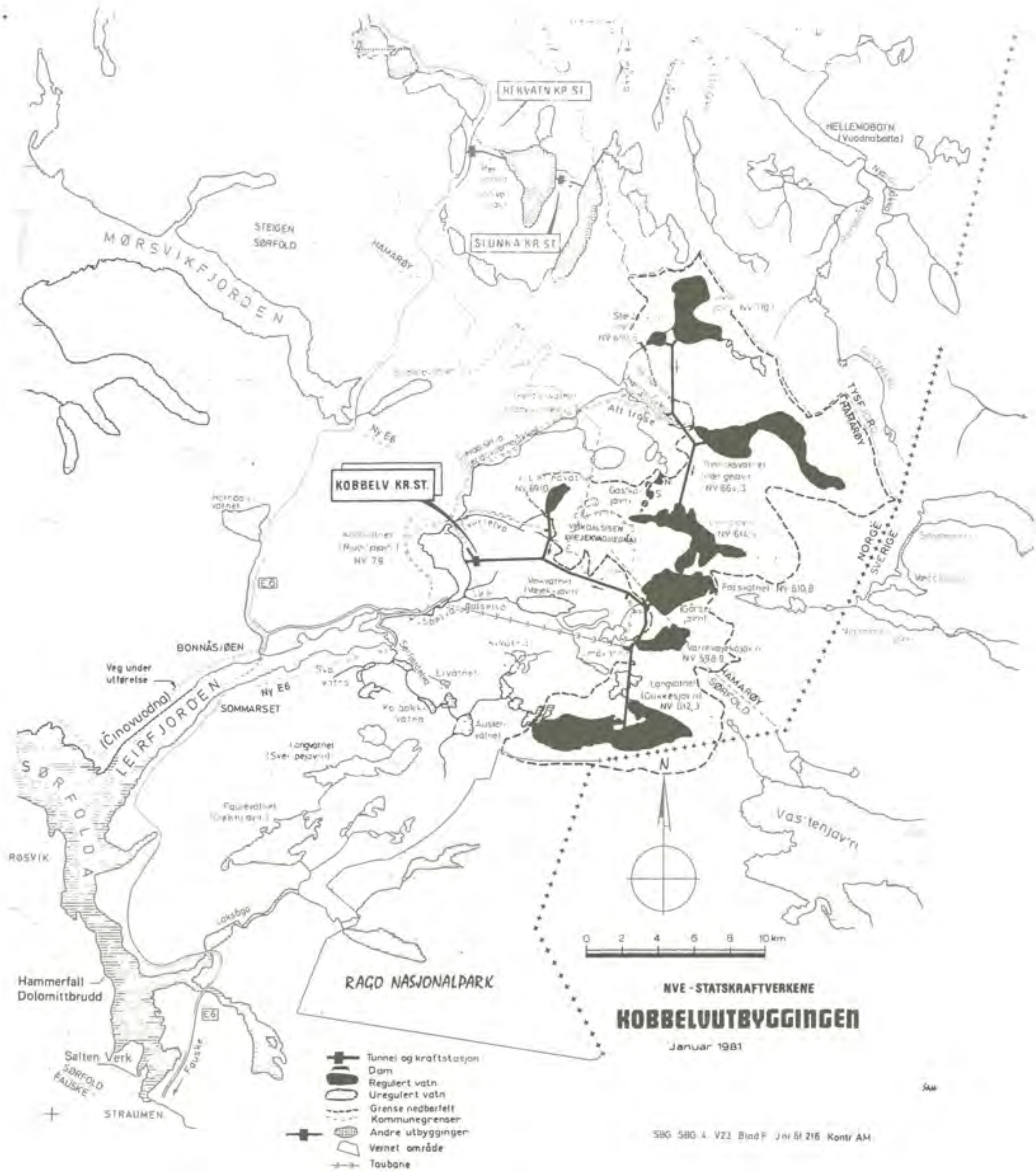

HEKVATN KR.ST.
SLUNKA KR.ST.
HELLEMOBOTN (Vuodnabotta)
STEIGEN
SØRFOLD
HAMARØY
MØRSVIKFJORDEN
Alt trase
KOBBELV KR.ST.
Ny E6
E6
BONNÅSJØEN
Veg under utførelse
(Čínovuodna)
LEIRFJORDEN
SOMMARSET
SØRFOLDA
RØSVIK
Hammerfall Dolomittbrudd
Salten Verk
SØRFOLD FAUSKE
STRAUMEN
Fauske
Loksåga
RAGO NASJONALPARK
Langvatnet (Sverpejavrre)
Elvatnet
Ausker-vatnet
Langvatnet (Guokkesjavrri) NV 612,3
Passvatnet NV 610,8
Vaskvatnet (Vasek-javrre)
Nurr-vatnet
NV 614
Ny E6
NV 79
NV 664,3
NV 598,9
HAMARØY SØRFOLD
TYSFJORD HAMARØY
NORGE SVERIGE
Vas'tenjav'ri
N
0 2 4 6 8 10 km
NVE - STATSKRAFTVERKENE
KOBBELVUTBYGGINGEN
Januar 1981
Tunnel og kraftstasjon
Dam
Regulert vatn
Uregulert vatn
Grense nedbørfelt
Kommunegrenser
Andre utbygginger
Vernet område
Taubane

Fig.1.

2. UTSTYR FOR TUNNELDRIVINGEN.

Det gis her en forenklet oppstilling av utstyret og driftsopplegg. For nærmere detaljer henvises til innlegg ifjor.

1. Tilløpstunnel, tverrslag Tverrelvdal.

TBM 1: Robbins 204-215, diameter 6,25 m.
40 stk. 17" kuttere.
4 stk. 15 1/2" i senter.
Maks matekraft 27 tonn/kutter.
Anvendt matekraft 23-25 tonn/kutter.
Rotasjon 1400 Hk, 6,9 RPM.

Maskinen har tidligere boret i Østerrike. Den leies av The Robbins Equipment Company.

TBM 2: Robbins 204-216, diameter 6,25 m.
44 stk. 15 1/2" kuttere.
Anvendt matekraft 23-25 tonn/kutter.
Forøvrig spesifikasjoner som på TBM 1.

Maskinen har tidligere boret 4300 m i Holandsfjord og i Østerrike. Maskinen leies av The Robbins Equipment Company.

Bakrigg: Robbins, to spor og travers.
Tekniske installasjoner i 2.etage.

Utkjøring: 12,5 m3 vagger, 24 tonns diesellok.
Sporvidde 90 cm.

Tipp: Rotadump og gaffeltruck.

2. Overføringstunnel, tverrslag Reinoksvatn.

TBM: Robbins 117-220, diameter 3,5 m.
26 stk. 17" kuttere.
Maks matekraft 24 tonn/kutter.
Anvendt matekraft 21-22 tonn/kutter.
Rotasjon 800 Hk, 11 RPM.

Maskinen har tidligere boret 7800 m Ulla-Førre. Maskinen eies av NVE.

Bakrigg: Mühlhaüser, noe ombygd. Et spor i senter. Californiapens henger bak bakrigg (ble lagt inn etter 2500 m).

Utkjøring: 7 m3 vagger, 15 tonns diesellok. 75 cm sporvidde.

Tipp: Gaffeltruck.

3. Vegtunnel Holandsfjord (Svartistunnelen).

TBM: Robbins 204-216, diameter 6,25 m.

Tipp: Rotadump over silo i fjell.

Ellers som for Tverrelvdal.

Samtlige arbeidssteder drives med "nordsjøordning".

3. INNDRIFTER/KUTTERFORBRUK.

Bergartene i Kobbelvområdet er gneiser med noe varierende innhold av glimmer og kvarts. Oppsprekningsgraden varierer fra 0 (massiv) til ca.stikk 0-1 i henhold til prognosemodell fra NTH.

Berggrunnen er gjennomgående mer massiv i tilløpstunnelen enn i den lille overføringstunnelen. I overføringstunnelen er gneisen mer glimmerrik enn i tilløpstunnelen og foliasjonen er mer utpreget.

Bergartene langs Svartistunnelen er glimmerskifter, glimmergneis og metasandstein. Bergartene her har gjennomgående en høgere sprekkeklasse enn bergartene i Kobbelv.

Fig.2 viser DRI verdier for bergartsprøver fra tunnelene.

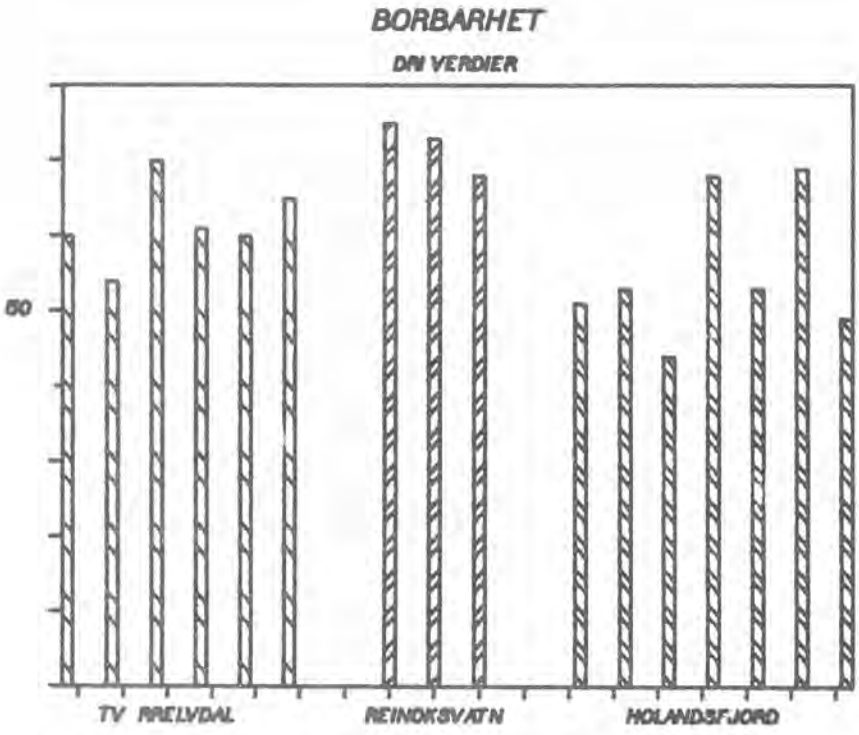


Fig. 2. Borbarhetsindekser.

Fig. 3 viser midlere netto inndrift i forhold til det som var forventet.

Det store avviket for tilløpstunnelen skyldes:

- Oppsprekningsgraden er mindre enn forutsatt.
- Inndriften i massivt fjell er mindre enn det som var forventet ut fra basiskurvene i prognosemodellen.

Prognosen for overføringstunnelen ble vurdert bl.annet ut fra resultater fra tilløpstunnelen. Oppnådde inndrifter ligger imidlertid over det som var forventet p.g.a. noe gunstigere DRI verdier og en noe mer markert foliasjon som arter seg som små glimmerkonsentrasjoner.

Fig.4 - fig.6 viser inndrifter for de enkelte tunneler i meter/boret time og meter pr.uke.

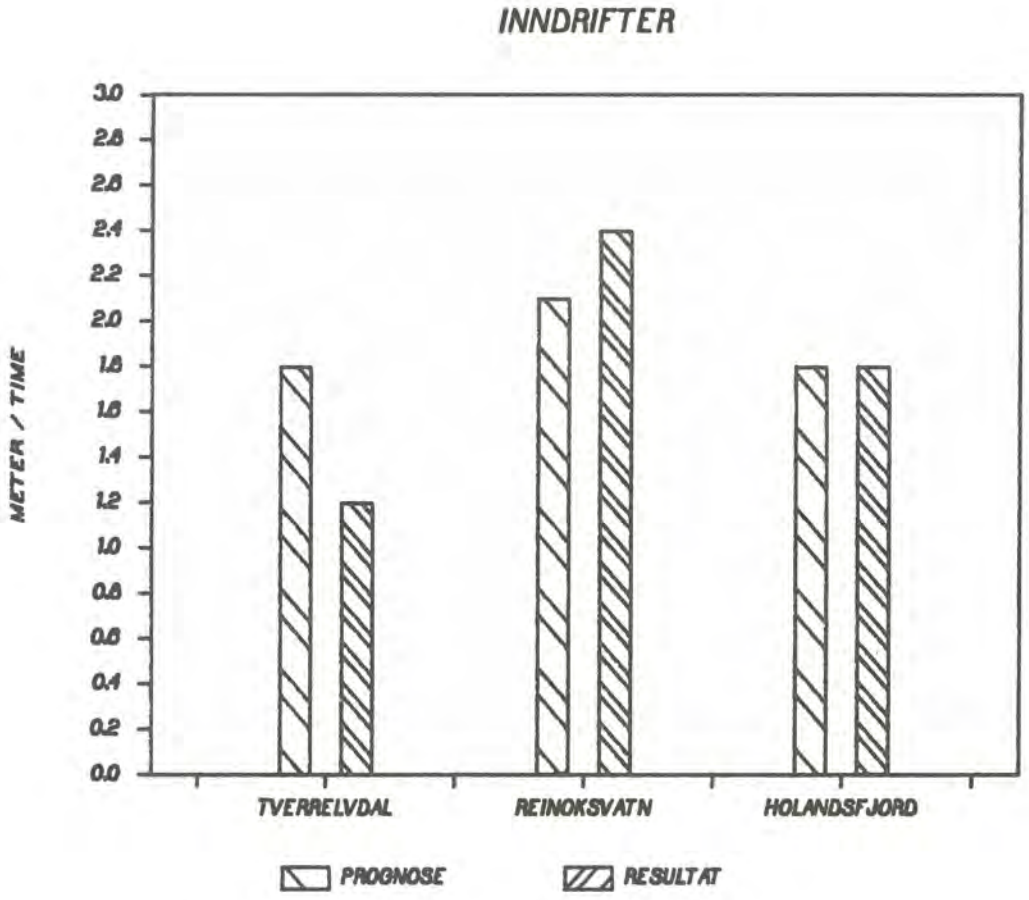
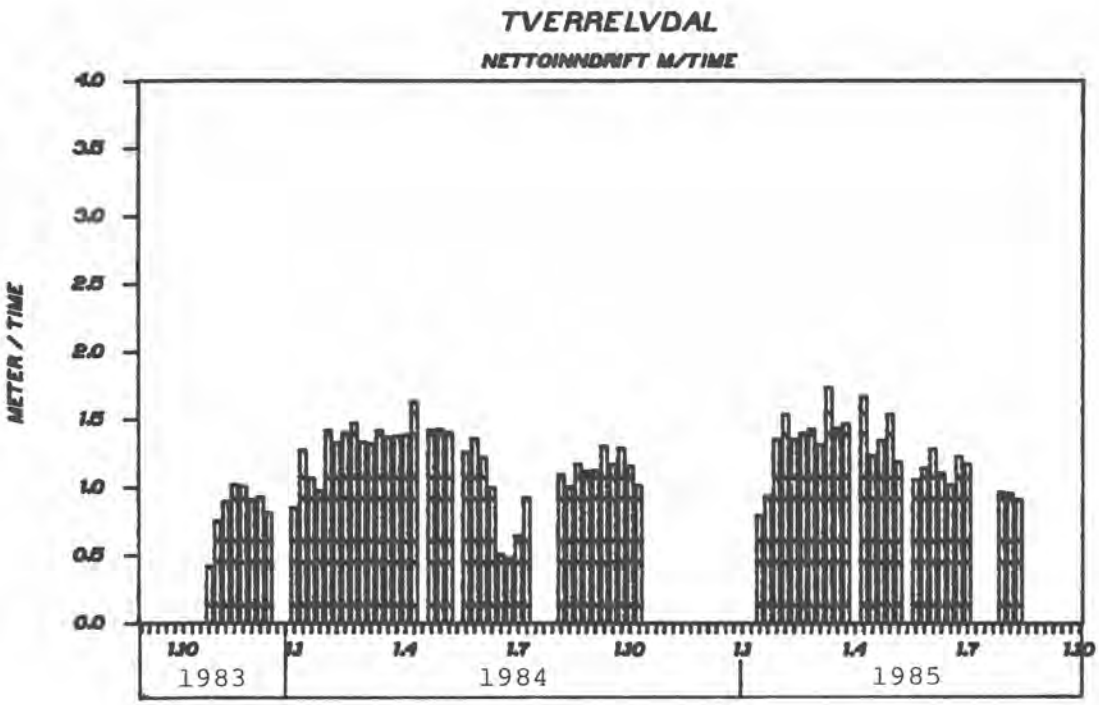


Fig.3. Oppnådde inndrifter i forhold til prognoser.

For 6,25 m Ø maskinen som borer tilløpstunnelen har gjennomsnittlig brutto matekraft ligget i området 24-26 tonn/kutter. Dette er ca.20-30% høgere enn forutsattt i prognosen.

Det er foretatt en rekke penetrasjonstester. Disse viser at med de fjellforhold vi har, med inndrifter på 1.0 - 1.3 m/ og matekraft på 20-26 tonn/kutter, gir 5% økning av matekraften ca.10-12% økning av inndriften.

Kutterlevetiden, hovedlager og øvrige TBM detaljer begrenser imidlertid den matekraft som kan anvendes. Under de forhold vi borer, har maksinen overskudd på rotasjonskraft.



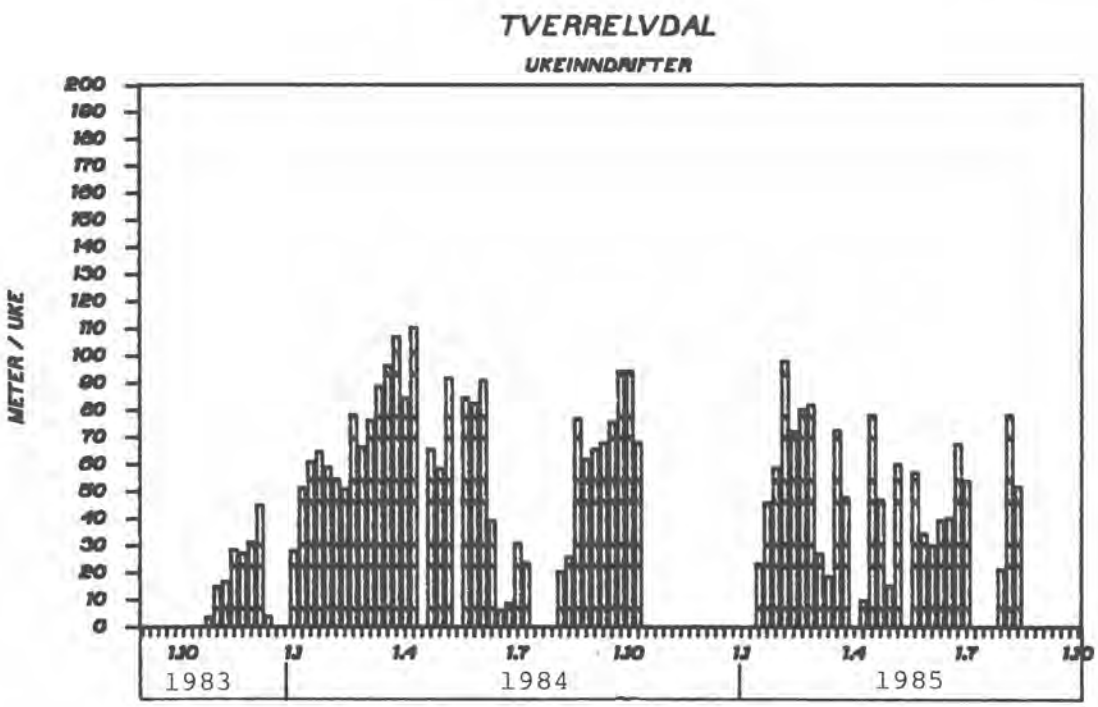
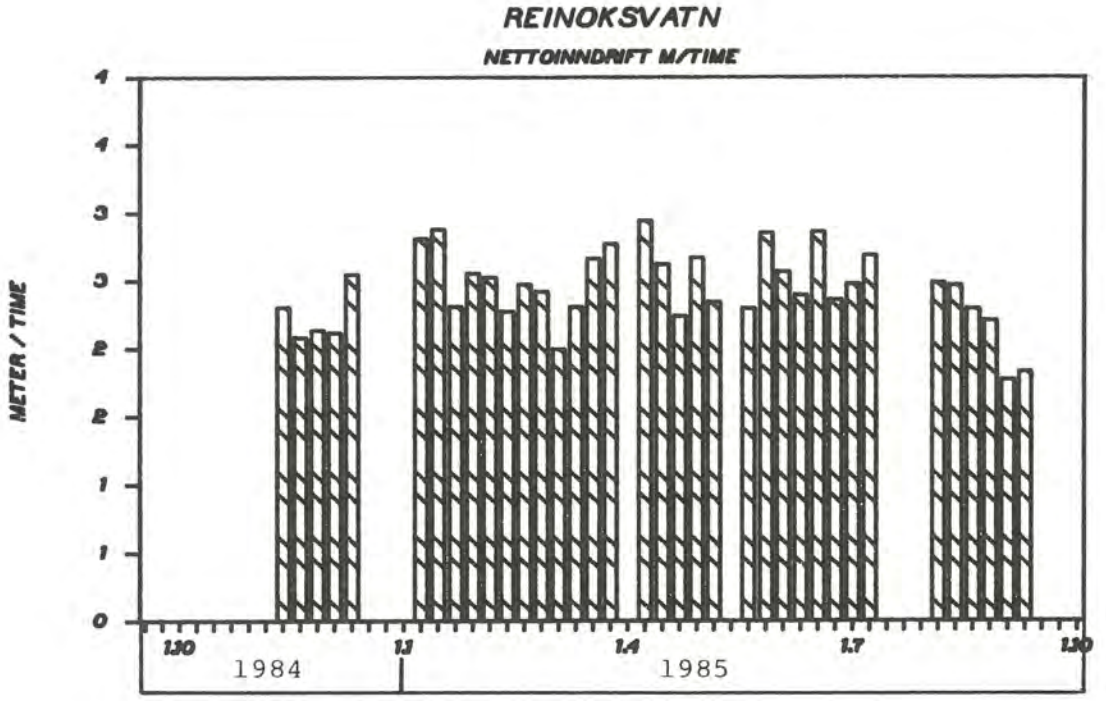


Fig.4. Inndrifter tilløpstunnel, Ø=6,25 m.



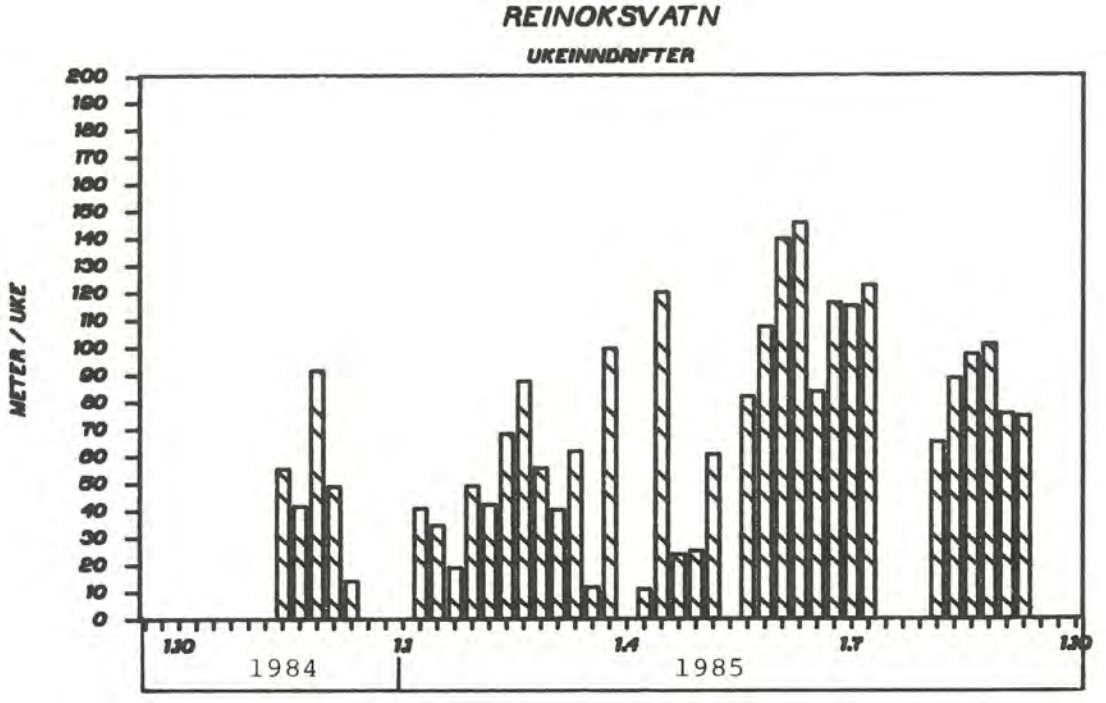
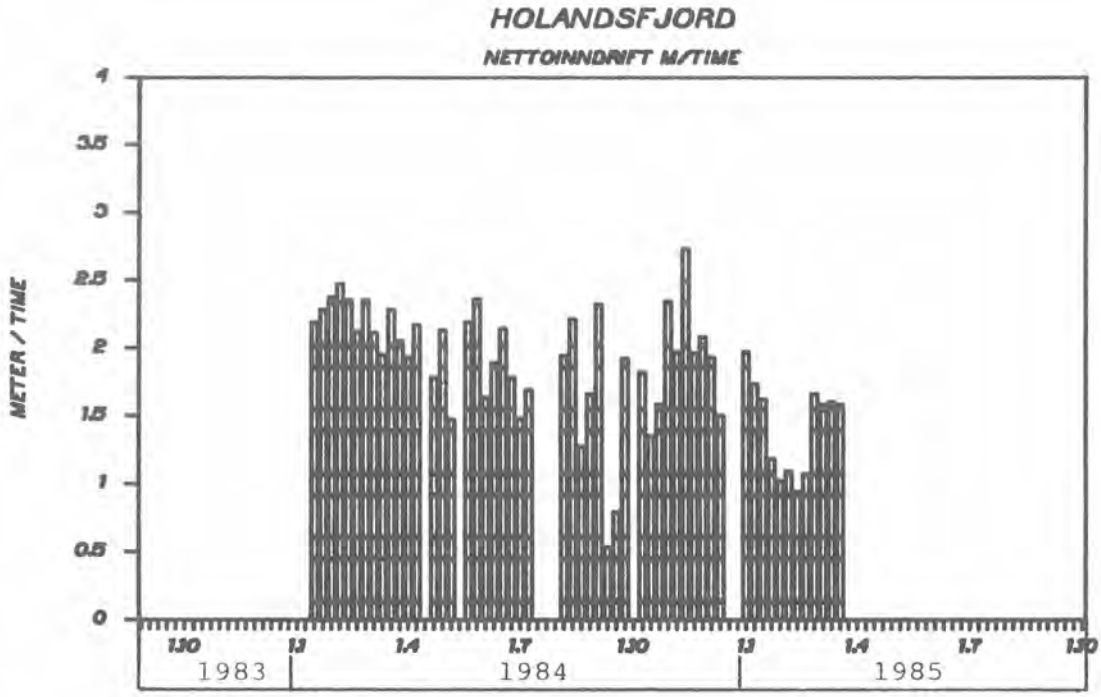


Fig.5. Inndrifter overføringstunnel, Ø=3,5 m.



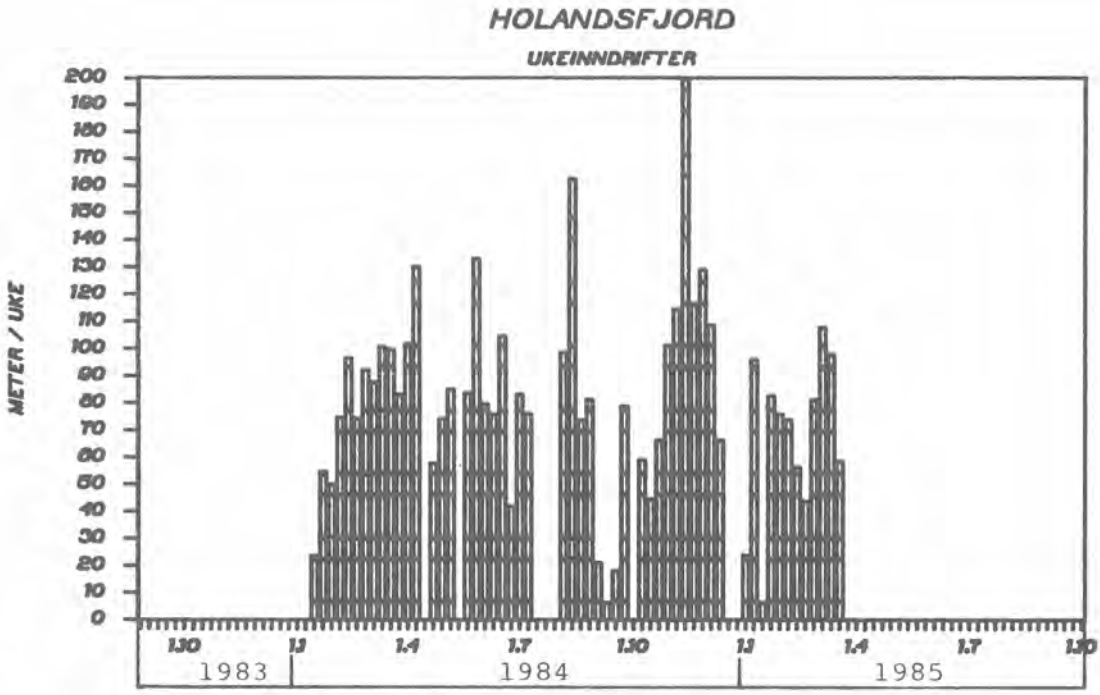


Fig.6. Vegtunnel Holandsfjord, Ø=6,25 m.

Tilløpstunnelen bores med to maskiner med henholdsvis 17" og 15 1/2" kuttere. Maskinen med 15 1/2" kutter startet boring på en stuff som var avsluttet med den andre maskinen (se innlegg fra ifjor). Maskinen startet boring i uke 39, 1985.

Når dette skrives har maskinen boret knappe 200 m, slik at det er for tidlig å trekke noen sikker slutning om forholdet mellom 17" og 15 1/2" kuttere med tanke på inndrift og kutterslitasje. Resultatene hittil tyder imidlertid på at inndriftene er noe bedre for 15 1/2" kuttere mens kutterforbruket ser ut til å være høgere. Dette er som forventet.

Kutterforbruket for de enkelte tunneler er vist i fig.7.

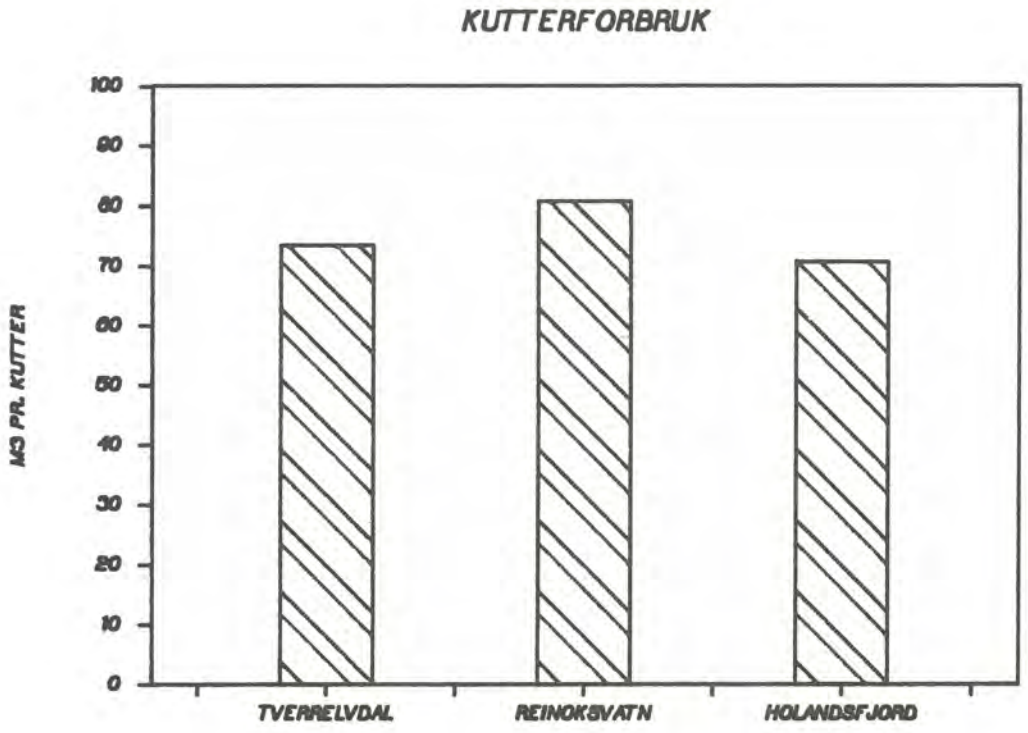


Fig.7. Kutterforbruk.

4. SIKRING.

I tilløpstunnelen og overføringstunnelen har det vært partier på henholdsvis ca.600 og 1000 m med tildels intenst sprakfjell.

I tilløpstunnelen er det satt inn ca.2500 bolter, i overføringstunnelen ca.4400 bolter supplert med netting og stigebånd.

Problemene i Holandsfjord er omtalt i innlegget fra ifjor.

I overføringstunnelen skyldes problemet at tunnelen går med liten overdekning under en dalbunn med høge fjell på siden i tillegg til et generelt høgt horisontalt spenningsnivå.

Fjellet spraket i mange tilfeller løs før en kom til og fikk sikret. Dette medførte håndlasting i stort omfang. I løpet av en uke ble det satt inn 570 bolter, montert 215 fjellbånd og drevet 120 m tunnel. Dette var imidlertid unntaket. I middel ble det over strekningen på 1000 m boret ca.52 m/uke. I begynnelsen var det store innkjøringsproblemer før en fikk bolteopplegget til å fungere. Det ble boltet med håndholte luftmaskiner fra plattformer rett bak borhodet. Boltelengde varierte fra 1.0 m til 2.5 m.

I tillegg til sikringsproblemene har sprakfjellet gitt store problemer med skinnegangen p.g.a. sprak i sålen. Over tid gnager svillene seg ned. Dette medførte avsporinger og ekstraarbeid med vedlikehold/skifting av skinnegang.

5. FRAMDRIFT.

1. Tilløpstunnelen.

Fig.8 viser en oversikt over framdriften for tilløpstunnelen. Diagrammet viser det som har skjedd fra oppstart på arbeidsstedet sommeren 1983 og fram til oktober 1985. Videre viser det "prognose" for tiden videre til høsten 1986. Det er planen å sette vann på systemet på nyåret 1987.

Pr. uke 40, 1985 er det drevet 3812 m med fullprofilboring. Det er sprengt 140 m tverrslag/ monteringsområde og ca.70 m i forbindelse med kryss mellom tverrslag og tilløpstunnel. Det gjenstår å bore ca.2700 m med TBM nr.1 og ca.2500 m med TBM nr.2.

Fig.9 viser gjennomsnittlige ukeinndrifter for følgende tidsperioder fram til uke 40, 1985:

1. For den tiden det er boret i følge fig.8.

2. For tiden fra montering av TBM startet.

3. For tiden fra driving av tverrslaget startet. Sprengning av 140 + 70 m tunnel er med i produksjonstallene.

Fig.10 og 11 viser tilsvarende framdrift og inndrifter for overføringstunnelen. Pr.uke 40, 1985 er det drevet 2500 m samt sprengt 480 m tverrslag. Det gjenstår å bore ca.3000 m til utslag Linnajavre før maskinen trekkes tilbake til tverrslaget for å bore 3700 m mot Livsejavre.

Fig.12 og 13 viser tilsvarende oppstilling for Svartistunnelen. I tillegg er det vist en "søyle" for tiden fra sprengning startet til utstrossing av TBM-tunnel skal være ferdig iflg. framdriftsplanen.

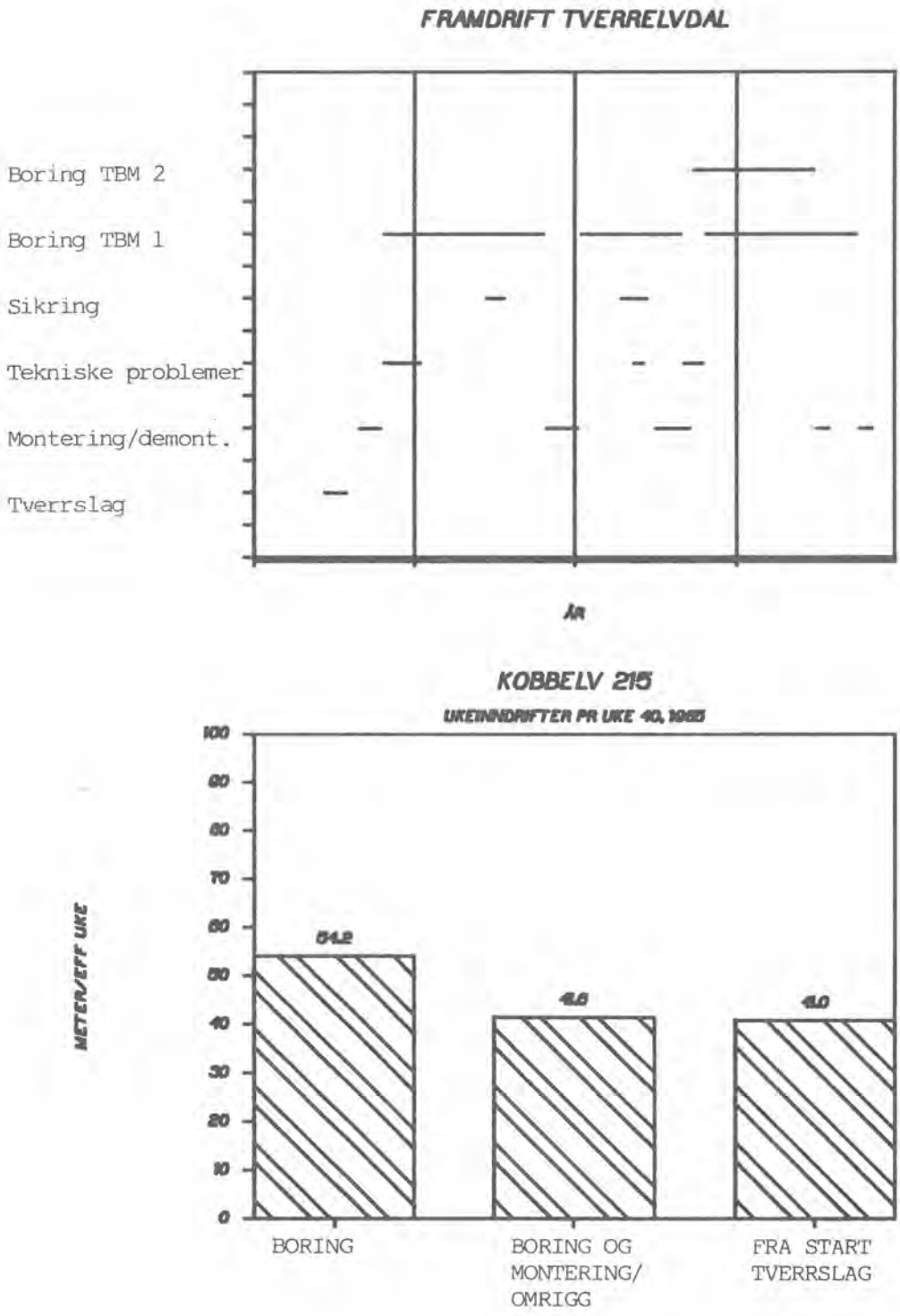
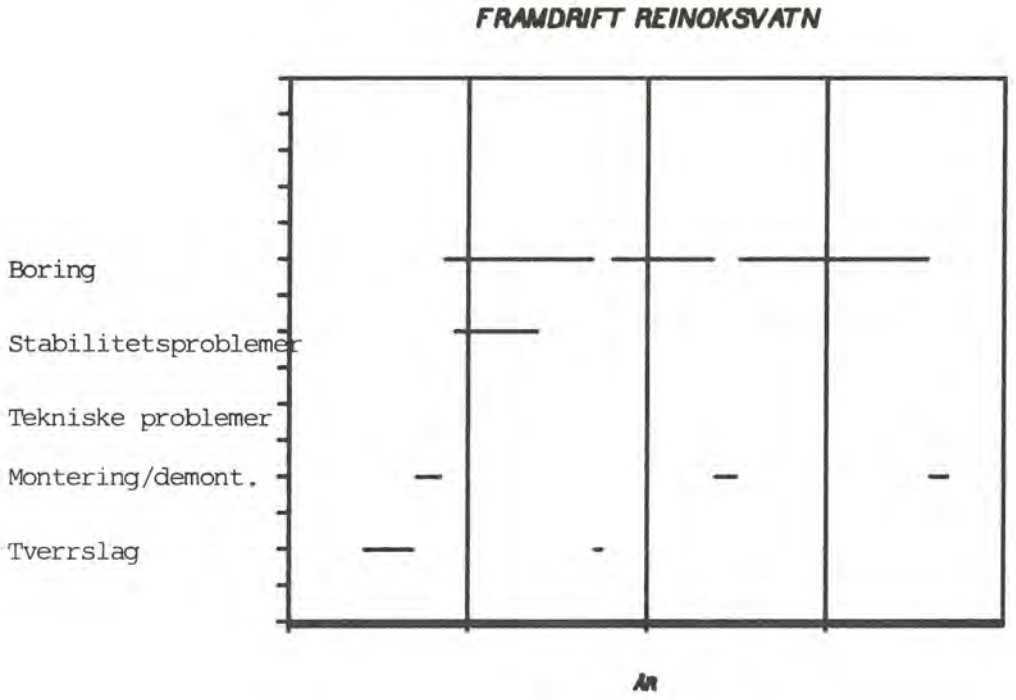


Fig.8 og 9. Framdrift og midlere ukeinndrift tilløpstunnel.



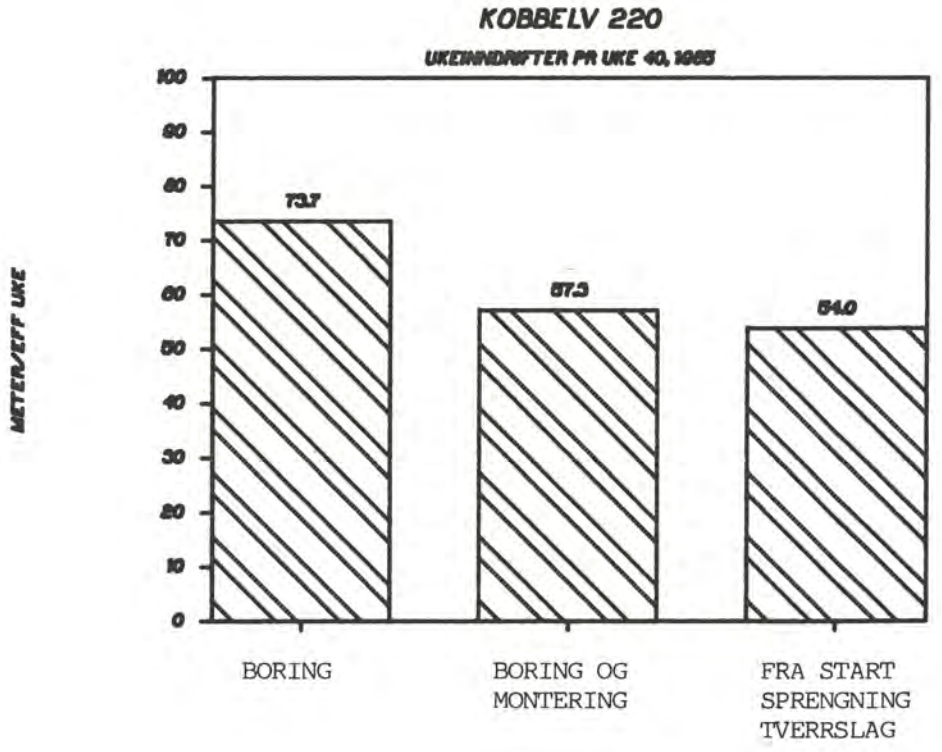
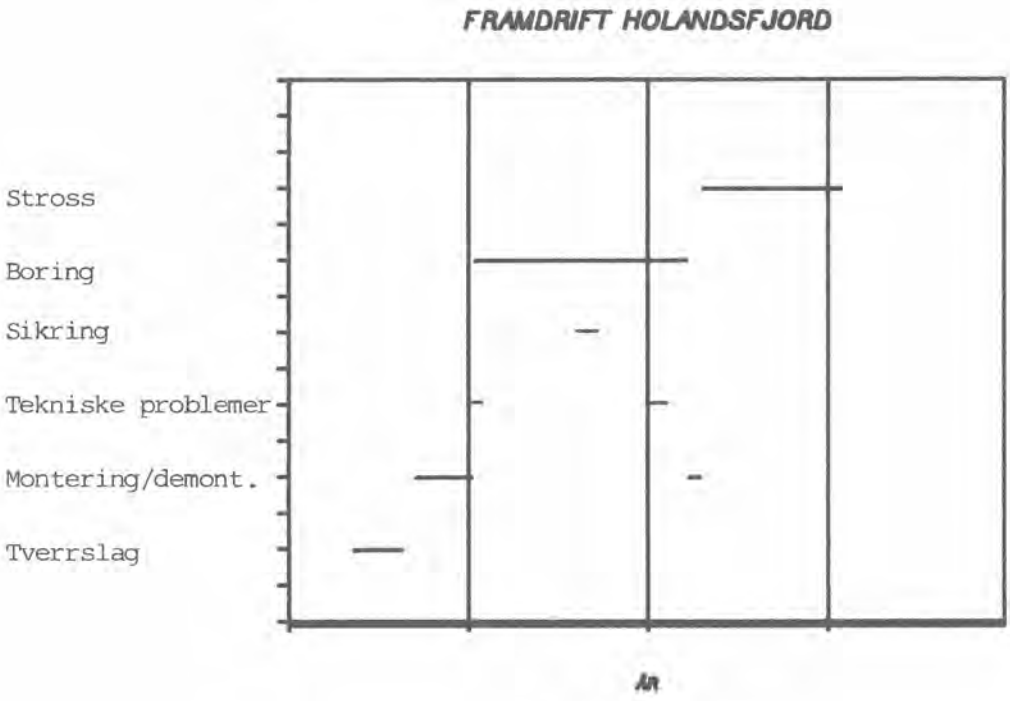


Fig.10 og 11. Framdrift og midlere ukeinndrift overføringstunnel.



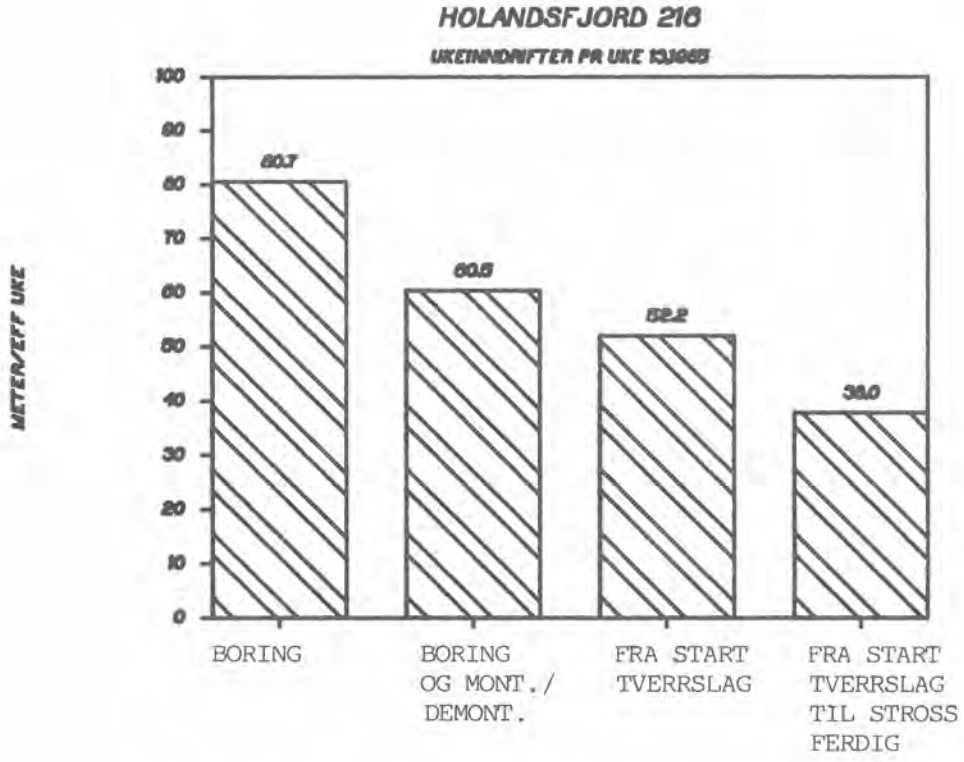


Fig.12 og 13. Framdrift og midlere ukeinndrift vegtunnel.

6. KOSTNADER.

Maskinene som borer tilløpstunneler i Kobbelv er leiet av The Robbins Equipment Company til fast m3-pris. Kontrakten omfatter kapitalkostnader, kutterkostnader og reservedelskostnader for TBM, bakrigg, vagger og rotadump.

For boring av vegtunnel i Holandsfjord var det tilsvarende avtale med Robbins.

Maskinen som borer 3,5 m Ø overføringstunnel eies av NVE, men vi har kontrakt med Robbins for kuttere og deler.

Tabell 1 viser en sammenstilling av tunnelkostnadene pr.2.kvartal 1985.

		TVERRELVDAL TBM 1 Ø = 6.25 M	TVERRELVDAL TBM 2 Ø = 6.25 M	REINOKSVATN Ø = 3.5 M	HOLANDSFJORD Ø = 6.25 M
SKAL BORES TOTALT	Meter	6550	2650	9200	
BORET PR. 2.KVARTAL 1985	Meter	3600	0	1800	4300
DERAV MED SIKRING	Meter	600		1000	300
MONTERING INKL TRANSPORT	1000 kr	3300	2500	1400	4200
OMRIGG	1000 kr	1500	-	1000?	
DEMONTERING	1000 kr	2000?	1750?	800?	2000
TIPPSYSTEM	1000 kr	1500	-	100	1900
ANNEN TILRIGGING FOR BORING	1000 kr	1000	500	100	1000
BORING	kr/meter	10400	-	5400	9500
SIKRING	kr/meter	471	-	1340	265

MERKNADER: TALL MERKET MED " ? " ER BUDSJETT TALL

Under boring inngår alle kostnader knyttet til tunneldrivingen inkl. tipparbeid, verksted, snørydding arbeidssted o.s.v.

Kostnadene omfatter

- lønn og sosiale utgifter
- maskiner
- materialer inkl. drift av lager
- drift (og avskriving) av verksted og øvrige tilrigginger.

Drift av brakkerigg, administrasjon og planlegging er ikke med i kostnadene.

Tabell 2 viser en forenklet oppstilling av kostnader for vegtunnel Holandsfjord fram til ferdig råsprengt tunnel inkl. grøft.

		1 BORING	2 SPRENGNING UTFØRT	3 KONVENSJONELL DRIFT
TUNNELLENGDE DREVET	Meter	4600	3000	4600
BORING/DRIVING	kr/meter	9516	4770	5770
MONTERING DEMONTERING TBM	kr/meter	2300	-	-
ØVRIG TILRIGGING	kr/meter	2800	880	1300
SIKRING	kr/meter	265	900	2900
STROSS INKL SIKRING	kr/meter	2140	-	-
BYGGELEDELSE	kr/meter	inkl	700	700
SUM	kr/meter	17021	7250	10670

KOLONNE 3: KONVENSJONELL DRIFT, ER ANTATTE KOSTNADER DERSOM DEN BOREDE DELEN HADDE VERT SPRENGT.

En direkte sammenlikning mellom boring og sprengning kan ikke uten videre gjøres fordi fjellforholdene er forskjellige. På den delen som er sprengt er det vesentlig granitter og gneiser. Det har vært nødvendig å støpe ut to partier på ca.50 m i den sprengte tunnelen etter at den kom inn i glimmerskifer. I den borede delen måtte et parti på ca.50 m sprøytes og boltes på stuff. Forøvrig har det ikke vært stabilitetsproblemer i den borede tunnel.

I enkelte partier med kalkrikt fjell har det imidlertid vært betydelige vanninnbrudd.

Det er imidlertid grunn til å tro at det ville vært mye rensk, bolting og spruting/utstøping dersom tunnelen hadde vært drevet konvensjonelt.

7. KONKLUSJON.

1. Vegtunnel.

Framdrifts- og kostnadsoversikten taler sitt klare språk. Med de inndrifter og det prisnivået som i dag oppnås på konvensjonell drift, kan vi ikke se at fullprofilboring av vegtunneler er aktuelt. Særlig ugunstig blir boring dersom det i tillegg må strosses for å oppnå vegprofilet. Unntaket kan være i helt spesielt gunstige fjellforhold eller dersom andre forhold som f.eks. problemer med rystelser i bystrøk, eller store stufflengder kan gi ekstrakostnader ved konvensjonell drift.

2. Vanntunneler Kobbelv.

I Kobbelv er det pr.dato boret 6500 m av totalt ca.18400 m som skal bores. Fullprofilmaskinene har støtt på en rekke problemer, som har gitt beskjedne inndrifter og ubeskjedne kostnader.

Vår konklusjon så langt er:

- store diametere og krevende fjell er en ugunstig kombinasjon. Når inndriftene ligger ned mot 1 m/time er det nærmest umulig å oppnå framdrift som tåler sammenlikning med konvensjonell drift. Drivekostnadene ved fullprofilboring under slike forhold blir vesentlig høgere enn ved konvensjonell drift.

- små diameter er langt mindre følsomme for fjellforholdene.

- ved så dårlige stabilitetsforhold at fjellet raser ned før det kan sikres gir det store problemer for boringen. Ved konvensjonell drift er det lettere å takle "rasmasser" selv om utfallene under tilsvarende forhold kan være større i en sprengt tunnel.

- under fjellforhold som krever sikring, eller er på grensen til å måtte sikres, f.eks. sprakfjell, og der sikring kan utføres før det kommer særlig utfall. har fullprofilboring er klar fordel. Ved et rasjonelt opplegg for bolting og f.eks. opphenging av netting kan sikringsarbeidene utføres uten vesentlig heft i boringen. I mange tilfeller kan stabilitetsforholdene være tilfredsstillende i en boret tunnel mens det vil være nødvendig å renske og bolte i en sprengt tunnel. Dette har vi flere eksempler på der det er sprengt avgreninger eller nisjer i fullprofiltunnelene. Trolig ville det meste av tilløpstunnelen og overføringstunnelen i Kobbelv hatt mye bolter og rensk dersom de hadde vært sprengt.

Overføringstunnelen som drives med 3,5 m Ø TBM vil gi en besparelse i forhold til konvensjonell drift.

Tilløptstunnelen ville vi trolig valgt å drive på en annen måte dersom vi skulle startet forfra idag.

Vi har ikke mistet troen på fullprofilboring som drivemetode for vanntunneler, men vi tror det kreves noe mer utvikling før de store maskinene kan takle hardt, massivt fjell med akseptable framdrifter og kostnader.

Denne utvikling må gå på kraftigere maskiner med mulighet for høgere matekraft og større omdreiningstall. Bruk av lavtrykks vanjet i forbindelse med fullprofilboring for kraftig spyling av kuttersporene vil også kunne føre metoden fremover.

I mer lettborede bergarter som kalksteiner, glimmerskiftere, glimmergneiser, fylitter osv., som blant annet er dominerende i Svartisenområdet, gir fullprofilboring mulighet for store kostnadsreduksjoner i forhold til konvensjonell drift p.g.a.

- større drivehastighet
- redusert sikring
- mulig med lange stuffer
- mulig å spare tverrslag og veger

Disse forhold kan i mange tilfeller forsvare en høgere drivepris for boringen i forhold til konvensjonell drift.

INNHOLDSFORTEGNELSE

Foredragets tittel: TUNNELDRIFT PÅ KONTINENTALSOKKELEN

Foredragsholder: TORBJØRN HERRE, ASTRUP HØYER A/S

	Side
HVORFOR FELTTUNNELER	1
TROLL FELTET	1
PROSJEKTSTUDIE "TROLL I FJELL"	2
FASE I OVERSIKT OG KONKLUSJONER	3
TUNNEL SYSTEM	4
GEOLOGI	5
ANLEGGSTEKNIKK	6
GENERELT	6
TEKNOLOGI	6
INNDRIFTER - NY TEKNOLOGI	6
TBM - KONSEPT	7
SVAKTFJELLS TBM	8
SONDERBORING	9
GEOFYSISK SONDERBORING	10
GEOFYSISKE METODER	10
INJEKSJON	11
FORINJEKSJON	12
TRANSPORT	12
AVGRENINGER/BASISSTASJONER	13
SIKKERHET	14
SIKKERHETSSYSTEMER	14
MASKINER, INSTALLASJONER ETC.	14
PERSONELL	14
TUNNELSYSTEM	15
KOMMANDO/OVERVÅKINGSSENTRAL	15
PRODUKSJONSBORING	16
TRYKKONTROLL	16
UTFORMING AV UTSTYR	16
MICRODRILLMETODEN	16
KOMBINASJONSLØSNINGER	18
PROSESSERING, TRANSPORT AV HYDROKARBONER TIL LAND	18

TUNNELDRIFT PÅ KONTINENTALSOKKELEN

HVORFOR FELTTUNNELER

Utvinning og transport av hydrokarboner til land via tunneler kan by på mange fordeler fremfor tradisjonelle metoder ved kystnære felter.

De prosjektstudiene som er utført så langt, har følgende hovedkonklusjoner:

- God lønnsomhet
- Høy grad av driftssikkerhet
- Forsvar, vesentlige sikkerhetsmessige fordeler
- Mindre negative konsekvenser for miljø
- Fiskeriinteresser ikke berørt
- Mannskap bor i land.

Betingelsene for tunnelalternativ er:

- At det oppnås sikkerhetsmessig likestilling med andre prosjekter på sokkelen.

- At man lykkes med videreutvikling av utstyr og metode for produksjonsboring tilpasset tunnelgeometri og med tilfredsstillende sikkerhetskontroll.

TROLL FELTET

Troll feltet ligger mellom 45 og 90 km fra land, utenfor Seløy i Øygarden.

Øst feltet har 825 mrd. sm^3 utvinnbar gass, og det nærmeste produksjonsområdet ligger ca. 50 km fra land.

West feltet (blokk 31/2 og 31/5) har 460 mrd. sm^3 utvinnbar gass og 58 mill. sm^3 olje. Reservoarene ligger på 1300-1500 m dyp og har tilnærmet hydrostatisk trykk. Havdypet er 350 m, og løsmassemektigheten ca. 150 m.

Samlet verdi av gass og olje i 1984 kr er anslått til ca. 2000 mrd. kr.

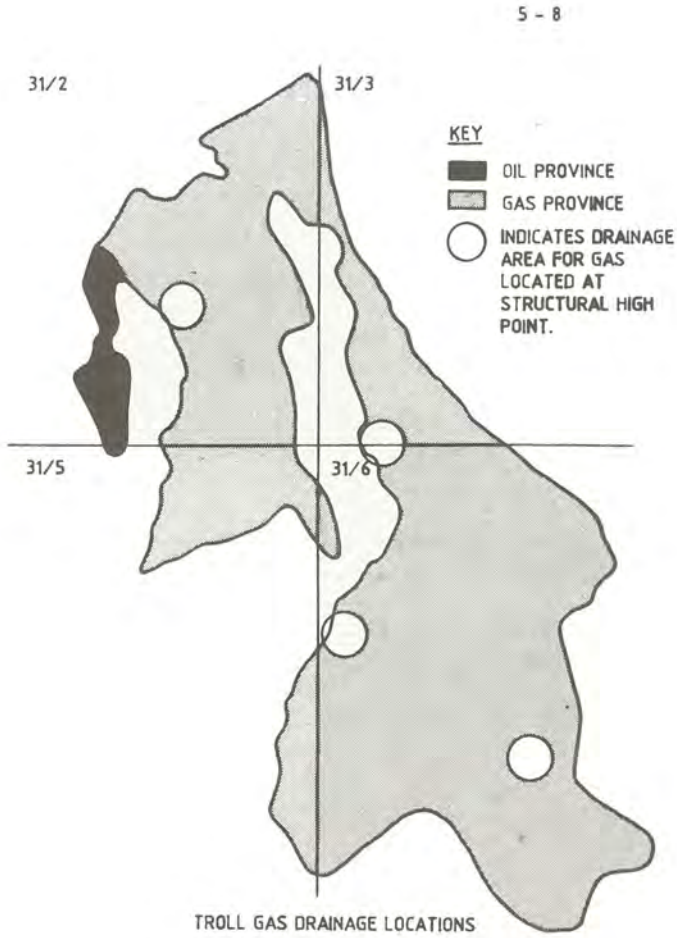


Fig. 5.1.1

PROSJEKTSTUDIE "TROLL I FJELL"

I september 1984 inngikk Astrup Høyer avtale med Statoil om evaluering og prosjektering av komplett feltutbygging med tids- og kostnadsanslag. Ingeniør Chr. Fr. Grøner er Astrup Høyers hovedkonsulent.

Første fase av prosjektarbeidet, som omfattet både Troll Øst og West, ble avsluttet til jul 1984.

FASE I OVERSIKT OG KONKLUSJONER

Hovedkonklusjonen fra fase 1 var at prosjektet var teknisk mulig å gjennomføre. Denne konklusjonen gjelder en fullstendig utbygging av hele Troll-feltet i blokkene 31/2, 31/3, 31/4 og 31/6 med full utvinning av olje og gass.

Det var presisert i rapport for fase 1 at utbyggingen var vanskeligst og mest usikker i de vestlige områdene og at man burde arbeide videre med ulike feltutviklingsløsninger så som:

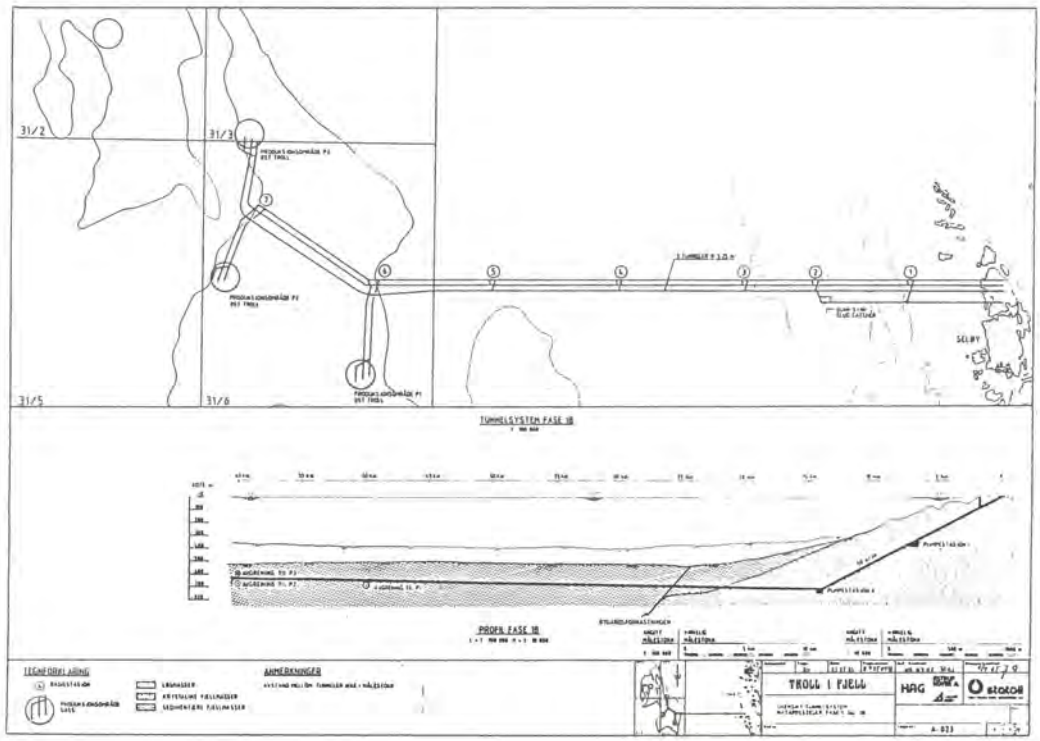
- Kombinasjoner tunnel/"subsea wells"
- Videreutvikling av tunnelkonsepter
- Kombinasjoner tunnel/plattformer
- Midlertidige "subsea wells"/tunneler
- Utvikle bare Troll Øst gjennom tunneler

Dette har vært en del av grunnlaget for å gjennomføre en fase 1B, da det i fase 1 var begrenset tid til innhenting av data og dokumentering.

Arbeidet med fase 1B begynte i mars og ble avsluttet med rapport til Statoil i august.

Fase 1B har i grove trekk omfattet videre bearbeiding av geologi og anleggsteknikk med nødvendig oppdatering av prosesstekniske anlegg og øvrige tekniske installasjoner for Troll Øst. I arbeidet er det lagt stor vekt på å fremskaffe dokumentasjon.

TUNNEL SYSTEM



Hovedsystemet består av 3 parallelle tunneler fra Seløy til avgreningspunktene for produksjonsområdene 50 km og 60 km fra påhugg.

De første 15 km til lavpunkt på - 700 har helning $50^{o}/oo$. Tunnelsystemet videre frem til produksjonsområdene er lagt i svak stigning = $2^{o}/oo$.

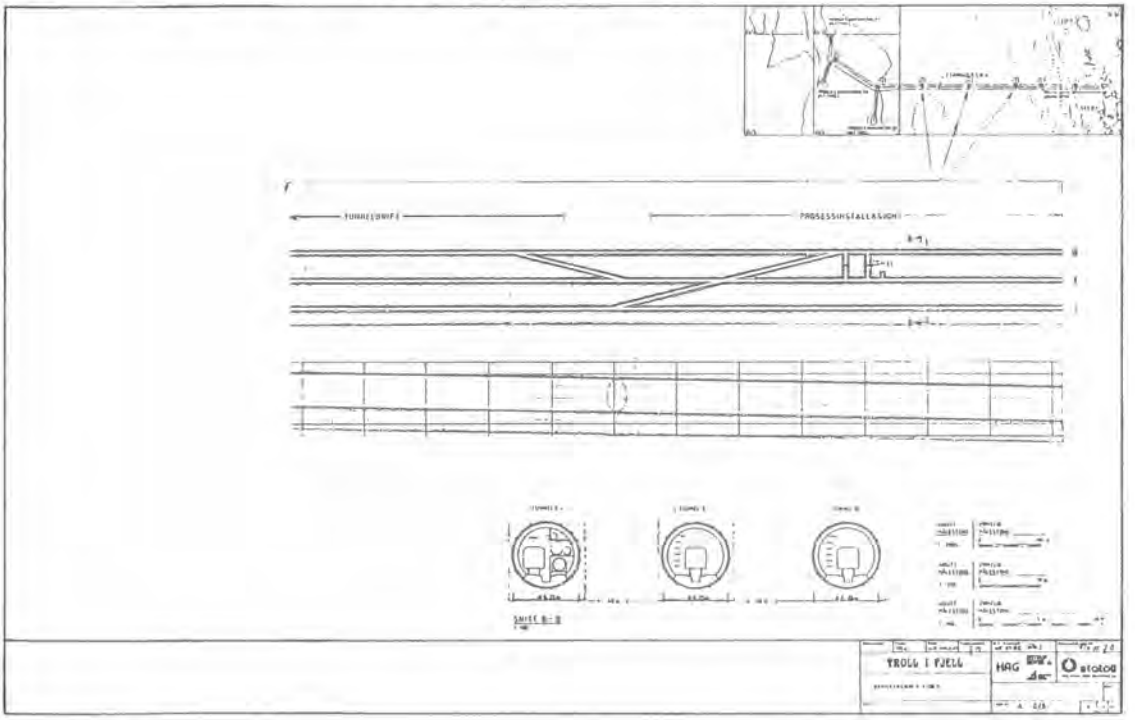
Produksjonsområdene ligger på - 570 til - 600. Kammer for prosessinstallasjoner er utsprengt i lavpunkt.

En fjerde tunnel går til prosessområdet i lavpunkt på grunn av ventilasjonsbehov.

I 8-10 km's avstand er det laget forbindelsestunneler, basis-stasjoner, med sporveksling og diverse hjelpeinstallasjoner inklusive trafo-nisjer.

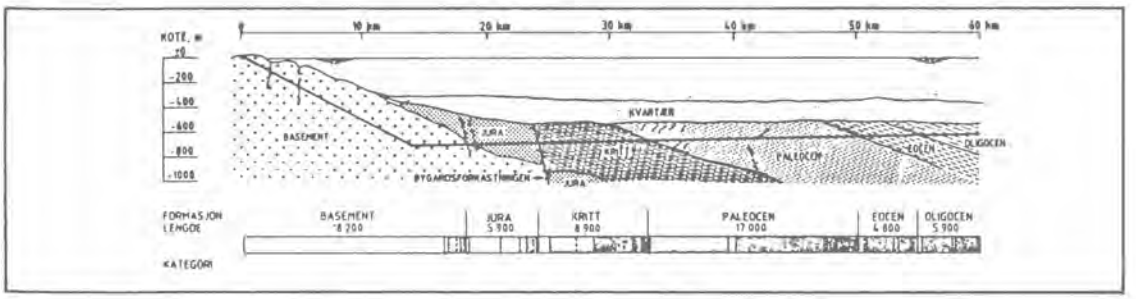
Tunnel nr. I er reservert for rørinstallasjoner og transport av gass. Tunnel nr. II uttransport, og tunnel nr. III inn-transport.

Tunneltverrsnitt D = 5,25 m
Systemet omfatter totalt 225 km tunnel.



GEOLOGI

Skissen nedenfor viser geologisk oversiktsprofil for tunnel-traséen.



For øvrig henvises til presentasjon i foredrag under Berg-mekanikk.

ANLEGGSTEKNIKK

GENERELT

De anleggstekniske løsninger skal tilfredsstille alle krav til sikkerhet samtidig som relativt høye inndrifter må kunne oppnås.

Problemområdene er knyttet til forskjellige tekniske løsninger for trykkontroll i TBM området.

Prinsippielt skal de største trykkproblemene løses ved hjelp av sonderboring og injeksjon før maskinen borer inn i det aktuelle området.

TEKNOLOGI

Boring av tunneler mot trollfeltet innebærer tunneldrift gjennom to hovedtyper av bergarter, basement og sedimenter.

For å kunne utføre den delen av tunnelsystemet som ligger i basement, finnes pr. i dag nødvendig teknologi som vil gi rimelig gode inndrifter.

Nødvendig teknologi for å oppnå interessante inndrifter i de svakere sedimentære bergartene ut mot Troll-feltet er, på noen delområder, ikke tilgjengelig pr. i dag.

Det vil være nødvendig å foreta en viss FoU før man kan produsere den antatt nødvendige anleggstekniske utrustning. De fleste av problemområdene vurderes imidlertid å kunne løses innen ett år dersom tilstrekkelige ressurser bevilges.

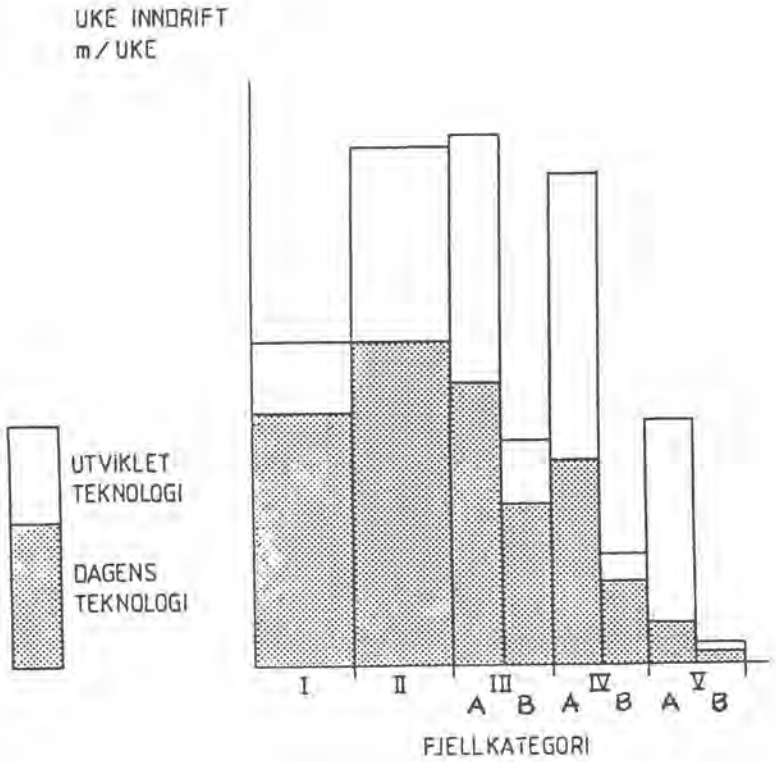
INNDRIFTER - NY TEKNOLOGI

Utvikling av ny teknologi vil gi størst utslag under tunneldriften i de sedimentære bergartene.

Det er foretatt en vurdering av oppnåelige inndrifter med ny teknologi sammenlignet med inndrifter vurdert mulig med dagens teknologi.

Vurderingen er her gjort i de sedimentære bergarter som er inndelt i kategorier fra I-V. Hver kategori kan deles i A og B, hvor B representerer strekninger med vann- og event. gassproblemer.

Se fig.



Kategori I er bl.a. karakterisert ved høy trykkstyrke, mens kategori V er karakterisert ved meget lav trykkstyrke.

Figuren viser at ny teknologi vil gi størst bidrag i form av økede inndrifter i bergarter med betydelige bergtrykksproblemer (skvising).

Vi ser at inndriften økes lite i B-kategoriene med vann og event. gass. Her brukes så mye av tilgjengelig tid på sonderboring og injeksjon at inndriftene uansett utvikling vil bli lave.

TBM - KONSEPT

Det er tenkt brukt to typer TBM-konsepter.

På første del brukes en hardtfjells TBM. Det er utstrakt erfaring med TBM-drift i harde bergarter i Norge.

De maskinene som er og har vært i bruk her, har det fellestrekk at de er "åpne", dvs. uten skjold og med et kraftig radielt oppspenningssystem.

Sikringsfilosofi lagt til grunn på denne delen av strekningen baserer seg på det man kjenner fra norske tunneler.

Det er imidlertid også på denne delen lagt stor vekt på nødvendig sonderboring.

Bortsett fra at hele TBM systemet her vil bli mer komplisert enn det vi ser i tunneler vanligvis, er ingen store FoU-oppgaver nødvendige for å gjennomføre denne delen med rimelig gode inndrifter.

SVAKTFJELLS TBM

TBM-drift i sedimentære bergarter under vanskelige trykkforhold har vi ikke direkte erfaringer fra i Norge.

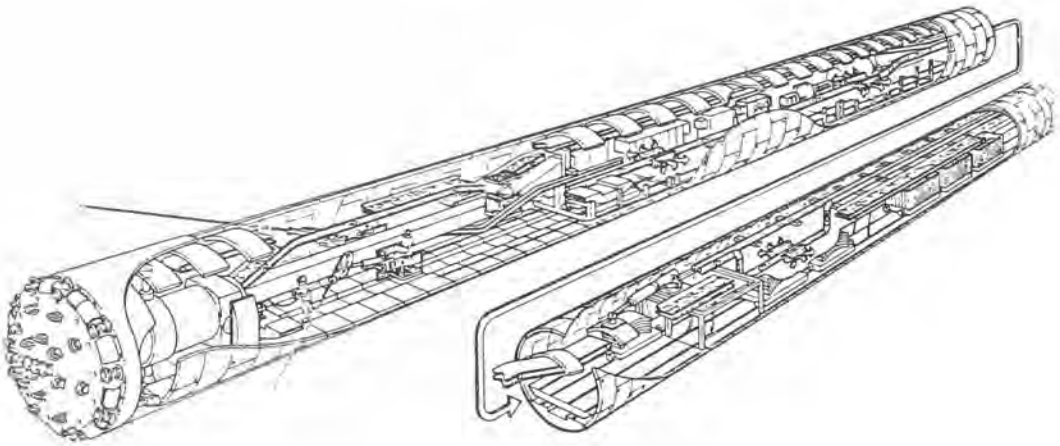
Gjennom de to fasene prosjektet har vart har vi imidlertid kunne danne oss et godt bilde av det teknologinivå internasjonal TBM-drift i svake bergarter ligger på.

Det man i hovedsak registrerer er at tunneldrift med skjoldmaskiner "baserer seg på" at de ikke blir stående fastklemt i vanskelige situasjoner. De er derfor ikke utrustet med noen form for løsgjøringssystem som kan brukes ved event. fastklemming i skvisende fjell.

Det som da skjer er at man får svært lange driftsavbrudd fordi løsgjøringen må foretas manuelt med dårlig planlagte hjelpemidler.

Dette er et vesentlig pkt. under utformingen av et TBM-konsept for Troll

Det må på designstadiet tas hensyn til at slike situasjoner kan oppstå og nødvendig utvikling foretas for å finne de mest egnede løsgjøringssystemer.



Bildet viser en prisippskisse over mulig utforming av TBM-konsept for Troll.

Hovedelementene i konseptet:

- Skjoldmaskin med elementmonteringssystem
- Sonderboringsenhet
- Bakrigg med injeksjonsenhet

SONDERBORING

Sonderboring inngår som en vesentlig del av tunneldriften.

Målsettingen har vært å kunne utføre sonderboringen samtidig med TBM-driften.

Det er tenkt utført to typer sonderboring:

- Boring av hull gjennom TBM - borhodet for vanlig sondering og eventuell plassering av utstyr for geofysisk sondering (TBM stoppet)

- Boring av sonderhull gjennom betongelementene i området umiddelbart bak skjoldet. (TBM borer)

Flere boremetoder er vurdert og en har kommet frem til følgende to som mest aktuelle:

- Roterende slagboring
- Rotasjonsboring med foringsrør

Blow-out preventer (BOP) må monteres ved boring i områder hvor det er risiko for at vann og/eller gass under høyt trykk kan komme ut av borhullet under boring.

GEOFYSISK SONDERBORING

Årsakene til at en ønsker å finne frem til mulige metoder for geofysisk sondering, er følgende:

- et ønske om å kunne få informasjoner om det som finnes foran stuff som kan ha betydning for tunneldriften
- om mulig kunne utføre den geofysiske sonderingen uten å bore hull
- få frem nødvendig informasjon på et minimum av tid for å kunne treffe de nødvendige tiltak for videre tunnelboring.

GEOFYSISKE METODER

Det finnes tre geofysiske metoder som er aktuelle for undersøkelse av berget omkring borhull eller i tunneler.

Det er:

- elektriske motstandsmålinger
- elektromagnetiske målinger (radar)
- seismiske målinger

De to første metodene baserer seg på materialets elektriske egenskaper som konduktivitet og dielektrisitetskonstanten. De seismiske målingene registerer endringer i mekaniske parametre som tetthet, E-modul og viskoelastiske egenskaper.

Inntrengningsdyp er avhengig av signalstyrke og mediets dempende egenskaper. Sannsynligheten for at en refleks fra en fysisk kontrast skal bli registrert og tolket korrekt er proprosjonal med kontrastens størrelse i forhold til hovedmaterialet.

Dagens metoder for geofysisk sondering fra tunnel forutsetter at dette må gjøres fra et borhull om inntregningsdybde på mer enn noen få meter ønskes.

Borhullsseismikk basert på prinsippet for borhullssonden (the cylindical bender) har muligheter til å bli den metoden som kan benyttes med størst hell under de geologiske forhold som forventes. Metoden vil kunne tillate logging av et område med radius 25-50 m rundt borhullet, samt se min. 50 m foran borhullet.

Det er nødvendig med omfattende felt- og lab.forsøk i kombinasjon med matematiske og fysiske modelltester for å verifisere metodenes muligheter under de aktuelle geologiske forhold. Det er meget viktig å få erfaring fra tolkning av de signaler som mottas fra geofysisk sondering under de gitte forhold og å finne et system slik at riktige og raske beslutninger kan tas.

Geofysisk sondering i borhull kan bli et verdifullt hjelpemiddel for å kartlegge fjellet foran stuff under tunneldrift. Utviklingen har kommet langt, men mye utprøving i tunneler gjenstår.

INJEKSJON

Injeksjonen har to formål:

- Injeksjon for konsolidering og stabilisering.

- Injeksjon for tetting mot vann og gass. Hensikten med injeksjon er å redusere vannlekkasjene som har betydning for driften og å konsolidere og tette massene foran stuff slik at TBM'en ikke borer seg inn i problemene.

Hovedprinsippene for injeksjon kan oppsummeres slik:

- forinjeksjon av fjellet "foran stuff" for tilstrekkelig stabilisering og vanntetting for at TBM'en skal kunne bore seg relativt uhindret gjennom injisert sone. Hovedtyngden av alt injeksjonsarbeid vil bli gjort her

- kontaktinjeksjon "på stuff" mellom betongelement og fjell for stabilisering og tetting bak element

- vedlikeholdsinjeksjon "bak stuff" skal utføres hvor det er lekkasjer av betydning gjennom betongelementene.

FORINJEKSJON

Hovedmengden av all injeksjon gjøres som forinjeksjon. Den har det samme krav til dekningsområde som sonderboringen. Massene skal konsolideres og tettes slik at TBM'en kan passere igjennom uten vesentlig hindring. Dette skal gjøres i god avstand foran stuffen.

TRANSPORT

Tunnelsystemet krever et meget velorganisert og teknisk høyt utviklet transportopplegg.

Med en kontinuerlig strøm av boremasser ut og elementer, injeksjonsmaterialer etc. inn, blir kravet til koordinering og kapasiteter høyt.

Med de forutsetninger man har pr. i dag er det valgt å benytte skinnetransport i systemet.

Togtettheten er vurdert til å være høy, men akseptabel.

Man har basert seg på høyt utviklet materiell, slik at relativt høye hastigheter kan benyttes.

Det er imidlertid helt klart at fleksibiliteten i systemet er liten. Det ville derfor være en stor fordel om transport av bormasse kunne foregå uavhengig av skinnetransporten.

I forbindelse med massetransporten har det derfor vært vurdert to alternative metoder

- Hydraulisk transport
- Transportbånd

Av disse to er nok hydraulisk transport den mest interessante metode. Den vil imidlertid kreve en videreutvikling før den kan utnyttes over lengere horisontale strekninger.

Hydraulisk transport i sjakter er imidlertid kjent og dokumentert fra gruveindustrien.

Transportsituasjonen i tunnelsystemet er kompleks. En forenkling av denne, som tillater en større fleksibilitet, vil utvilsomt øke potensialet med tanke på enda høyere inndrifter.

AVGRENINGER/BASISSTASJONER

Tunneldrivingssystemet forutsetter et lukket sikringssystem med montering av elementer inne i bakkanten av TBM-skjoldet. Dette skyldes dels forholdene i de sterkt skvisende bergartene, men også behovet for sikkerhet mot større innbrudd av vann, slam o.l.

Dette systemet er ikke egnet til å gjøre avgreninger fra hovedtunnelene i basisstasjonene eller i produksjonsområdene.

Basisstasjonene og detaljert plassering av avgrening til produksjonsområdene kan til en viss grad tilpasses de lokale fjellforholdene. Man har derfor mulighet for å unngå de verste lekkasjeførende partiene. Derimot vil både de ytterste basisstasjonene og avgreningene komme i svakt fjell som må påregnes å være sterkt skvisende.

Hovedtrekk i fremgangsmåten:

- Hovedtunnelen drives forbi aktuelt område for avgrening
- Lokalisering av avgrening i detalj velges etter den kontroll på fjellforholdene som er oppnådd ved registrering under passeringen
- Fjellmassene rundt avgreningsområdet forsterkes ved bolter/jordankere, kompakteringsinjisering m.v.
- Etablering av en kontrollert drenering av den forsterkede fjellmassen nærmest tunnelen
- Åpning av utført sikring
- Seksjonsvis fremdrift f.eks. ved utfresing, eventuelt ved oppdelt stuff
- Umiddelbar sikring av hvert "borflytt" som kan være så kort som f.eks. 0,5 m. Sikring av heng med buer, bolter, sprøytebetong etter prinsippene for NATM. Sikring av stuff med stålfiberarmert sprøytebetong. Denne er fresbar.
- Ettersikring med permanent sikring i form av elementer eller mer betong.

SIKKERHET

SIKKERHETSSYSTEMER

Den overliggende filosofien i prosjektet er at alle deler av prosjektet skal være sikkerhetsmessig likestilt med andre prosjekter på norsk sokkel. Den er basert på kravene i "Retningslinjer for sikkerhetsmessig vurdering av plattformkonsepter (Oljedirektoratet)" og Kommunal- og arbeidsdepartementets forskrifter for arbeid i tunnelanlegg samt sikkerhetsfilosofien for prosjektet.

Det har på alle disse områder vært mulig å spesifisere system som vil kunne ivareta sikkerheten i prosjektet.

MASKINER, INSTALLASJONER ETC.

Maskiner, utstyr og tekniske installasjoner representerer en betydelig innsatsfaktor i prosjektet. Dette går på sikkerhets- og miljøkrav, effektivitet-, kapasitets- og kostnadsforhold.

P.g.a. sikkerhetskrav er maskiner, utstyr og tekniske installasjoner spesifisert i henhold til områdeklassifisering, og med nødvendige sikringssystemer.

Systematisk vedlikehold omfatter tiltak som bidrar til å forebygge driftsstans, redusere behov for reparasjon og løpende vedlikehold.

Periodisk/systematisk vedlikehold forutsetter en nøye utarbeidet plan for inspeksjon, kontroll og utskifting av komponenter etter fastlagte gangtimer.

PERSONELL

Arbeidstakerens kvalifikasjoner er avgjørende på denne type prosjekt hvor enhver uønsket situasjon kan få alvorligere konsekvenser enn på vanlige anlegg.

For å sikre seg mot menneskelige feil er det nødvendig å selektere, utdanne og vedlikeholde utdannele av arbeidskraft. Videre vil det være nødvendig med grunnleggende sikkerhetsopplæring av grupper som skal arbeide under jord.

TUNNELSYSTEM

Utformingen av tunneler og bergrom er basert på vurderinger av geologiske data m.h.t. bergartstyper, gass- og vannforhold samt myndighetenes krav til sikkerhet for arbeid i tunnelanlegg.

Sikringssystemene utbygges kontinuerlig for å forebygge uønskede situasjoner under anleggsfasen.

Rømmingsveier og områdeklassifiseringsplaner vil i denne fasen kontinuerlig ajourføres.

KOMMANDO/OVERVÅKINGSSENTRAL

Overvåkingssystemets hovedoppgave er å registrere og informere om tilstanden på maskiner, utstyr, tekniske installasjoner og i miljøet i tunnelsystemet og varsle i god tid enhver atypisk tilstand før denne når en terskelverdi.

Sammen med overvåkingssystemet arbeider alarmsystemene og sikringssystemene som automatisk eller manuelt utløses i nøds- og faresituasjoner og koordineres av overvåkingssystemet.

Beredskapsplaner er klare og egnet utstyr skal være på plass i hele systemet. Alle ansatte og besøkende skal sikres ved nødvendig systematisk informasjon og trening.

Kommando/overvåkingssentralens oppgave har derfor en overvåkende, koordinerende, og informerende funksjon. Kontroll over atypiske tilstander vil være en meget viktig funksjon i kommando/overvåkingssentralen.

PRODUKSJONSBORING

Produksjonsboring fra tunnel kan ikke uten videre utføres med den teknologi som er tilgjengelig i dag.

TRYKKONTROLL

Ved konvensjonell produksjonsboring stabiliseres trykket i borhullet med tung væske (boreslam). Fra tunnel, f.eks. på Troll-feltet, 600 m under havflaten, mister man stabilisering fra tilsvarende høy borslam søyle. Tilfredsstillende trykk-balanse må da etableres ved hjelp av andre metoder.

Ute i verden (f.eks. i Amerika) foregår det fra tid til annen ubalansert boring (trykkboring), hvor man oppnår trykkontroll ved hjelp av "drilling choke" i tillegg til tung borvæske. Metoden er ikke godkjent for boring på sokkelen.

Videre utvikling av systemer som sikrer trykkontroll ved boring og installasjon av brønn fra tunnel, er nødvendig ut fra overordnet sikkerhetsmessig krav.

Dette utviklingsarbeidet er i startfasen nå og prioriteres meget høyt.

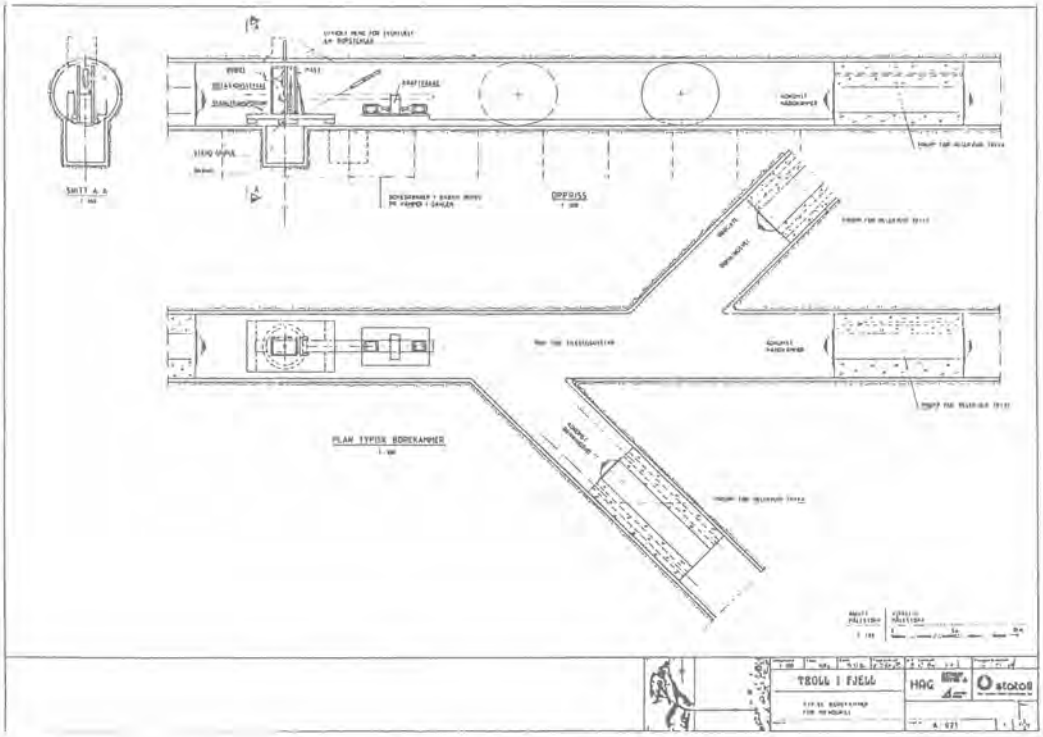
UTFORMING AV UTSTYR

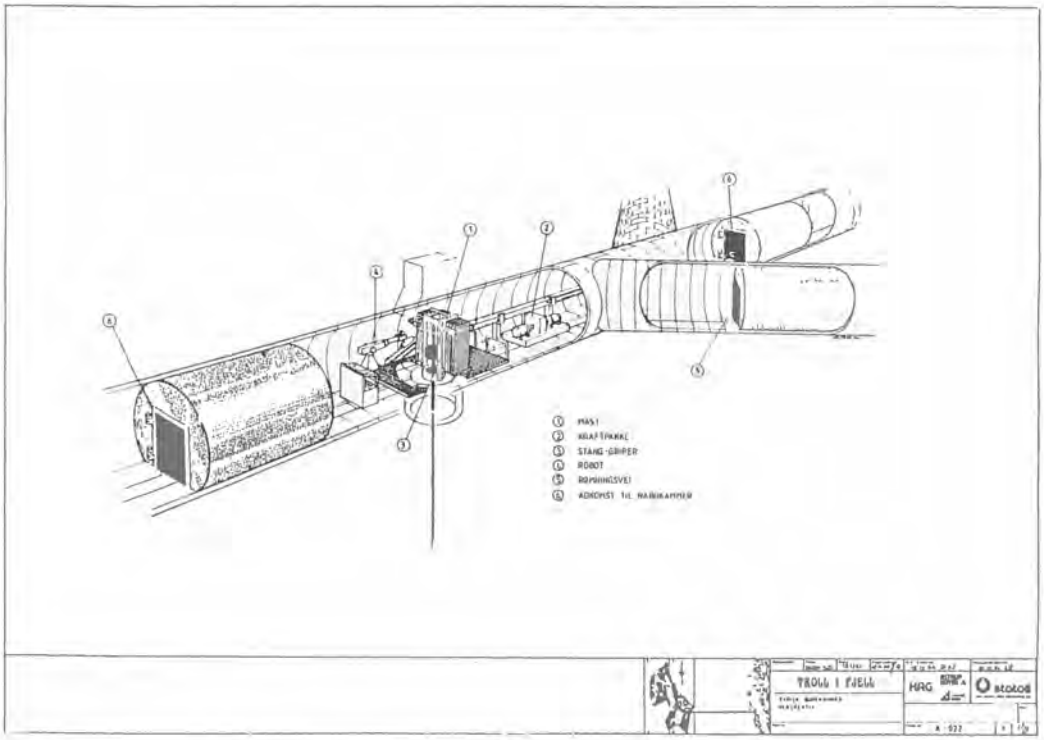
Borrigg og øvrig utstyr i tilknytning til boring må tilpasses innenfor et relativt lite tunneltverrsnitt, bestemt ut fra fjellets styrke og generelle geologiske egenskaper.

På Troll-feltet vil aktuelle diametre ligge fra 5-6 m.

MICRODRILLMETODEN

Microdrillmetoden kan med mindre tilpasninger foreta produk-sjonsboring fra tverrsnitt av denne størrelsesorden. Rigg og borkammer er vist på tegningene A-021 og A-022.


SNITT A-A
OPPRISS
PLAN TYPISK BOREKAMMER
TROLL I FJELL
HAG
statoil


1 MAST
2 KRAFTPAKKE
3 STANG-GRIPER
4 ROBOT
5 BORMASKINSVEI
6 ADKOMST TIL MASKINKAMMER
TROLL I FJELL
HAG
statoil

Borhullsdimensjonene er imidlertid foreløpig vesentlig mindre ved denne metoden. Diameter for produksjonsrør er 4" istedenfor 7" som er vanlig. Antall brønner øker da i forholdet 1-4 for å oppnå samme produksjonsrate.

Brønnene bores fra borekammer adskilt med hvelv, dimensjonert for å kunne ta fullt reservoartrykk. Fra hvert borkammer går minimum 2 rømmingsveier til det øvrige tunnelsystemet.

Rør for avledning av gass til "flare" i dagen, vil være etablert under produksjonsboring. Brønnhode med BOP er utformet i prinsippet som ved konvensjonell boring.

KOMBINASJONSLØSNINGER

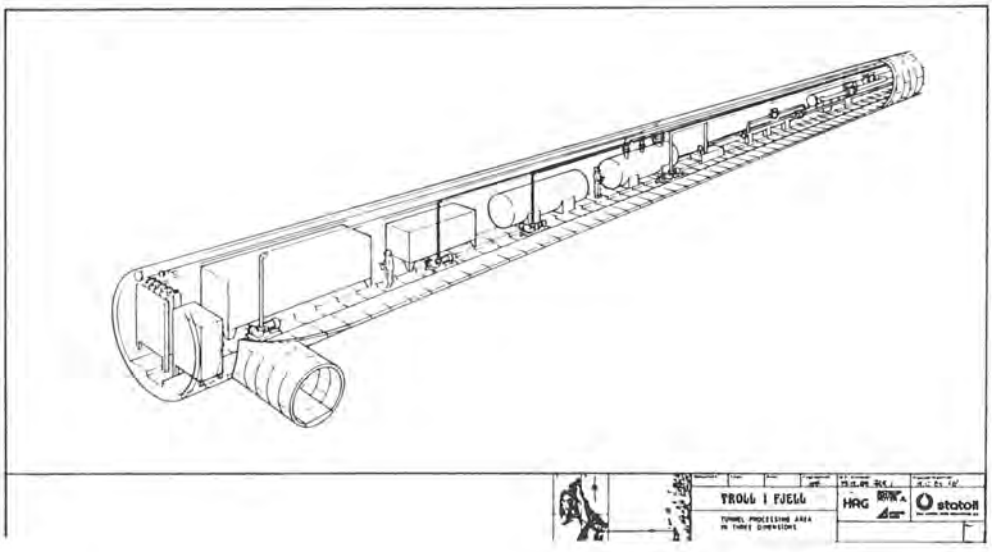
Vi har også vurdert boring fra flyterigg gjennom tunnel med plassering av brønnhode og produksjonsutstyr i tunnel. Man kan med denne metode benytte eksisterende godkjente prosedyrer for produksjonsboring til havs, fastlagt av oljedirektoratet.

Metoden vurderes som vesentlig dyrere enn den forventede kostnad man vil få ved boring fra tunnel.

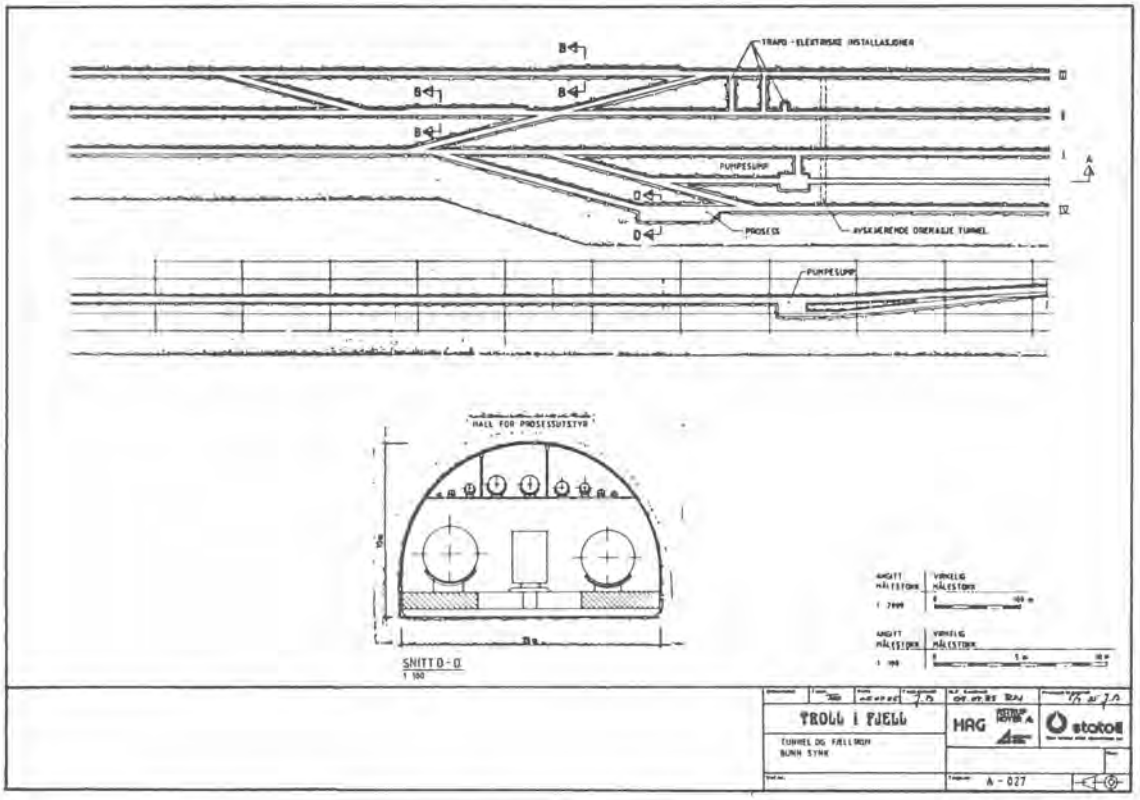
PROSESSERING, TRANSPORT AV HYDROKARBONER TIL LAND

Hovedfilosofien har vært å minimalisere prosess-facilitetene inne i tunnelsystemet, og i stedet plassere dem på land.

Tegning nr. P-012 viser prosessutstyr ved produksjonsområde plassert i blindtunnel ved siden av borkammerne.



I de krystallinske bergarter ved lavpunkt, er det sprengt ut hall for prosess, se utsnitt av tegning nr A-027.



Gasstrømmen, tofasestrøm, går fra brønnhode via prosess i lavpunkt hvor væske skilles ut og blir pumpet videre separat.

Systemet er dimensjonert for en produksjonsrate på 42 x 10^6 sm^3/dag.

TH/HBC/14.10.85

UTLASTING I TUNNEL MED BRØYT X50EL ERFARINGER FRA STEINSFOSS II.

ROCK LOADING IN TUNNEL WITH BRØYT X50EL EXPERIENCE FROM STEINSFOSS II.

Sivilingeniør Ole Kr. Fyksen, A/S Veidekke.

SAMMENDRAG

For lasting av 105 m2 tilløpstunnel ved Steinsfoss II kraftanlegg ble det benyttet Brøyt X50EL lastemaskin.

Maskinen egner seg til lasting i tverrsnitt større enn ca. 55 m2.

Maskinen er billig i drift og gir store miljømessige fordeler.

Lastekapasitet er målt til 245 tfm3/t ved lasting av 4,7 m salve i 62 m2 toppstoll.

SUMMARY

A/S Veidekke used a Brøyt X50EL, electricity powered, excavator for loading rock at Steinsfoss II Hydroelectric Power Dewelopment.

The excavator is best suited for tunnel cross-sections greater than 55 m2.

The environment improved greatly with respect to both airquality and noiselevel. Loading capacity was measured to 700 tons/h.

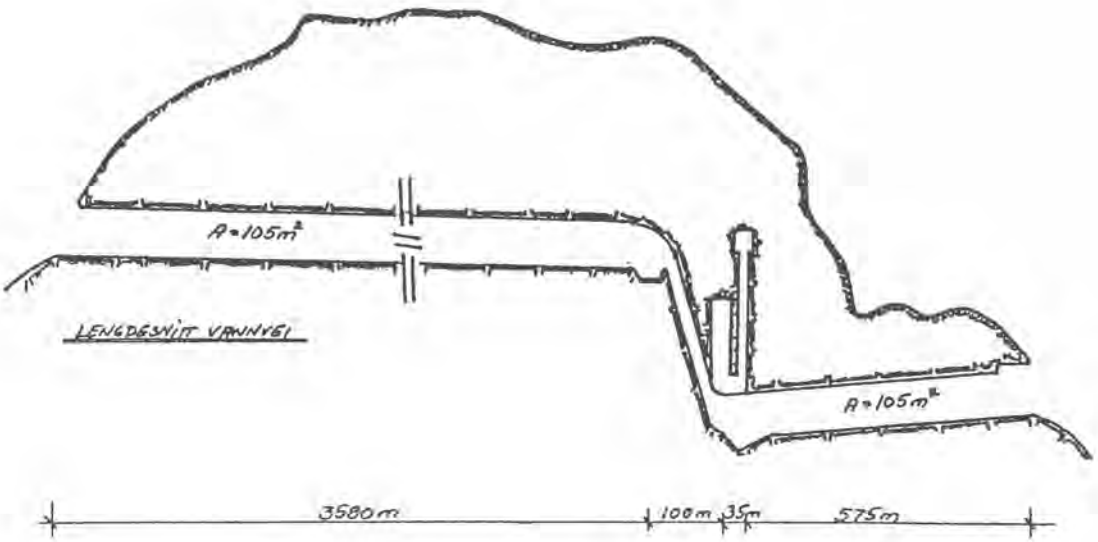
INNLEDNING.

Etter at elektrisk hydrauliske borerigger har overtatt praktisk talt hele markedet for tunnelboring i de senere år er det naturlig å se på løsninger med elektrisk drevne lastemaskiner. Disse lastemaskiner har i utgangspunktet to åpenbare fordeler i underjordsdrift.

1. Bedre arbeidsmiljø på stuff (ingen dieselavgasser).

2. Lavere energikostnad.

BESKRIVELSE AV ANLEGGET.



LENGDESNITT VANNVEI

Steinsfoss II kraftanlegg ligger i Vennesla kommune i Vest-Agder, ca. 25 km nord for Kristiansand.

Anlegget er en parallellutbygging til eksisterende verk som utnytter 58 m fall i Otra over en strekning på ca. 4 km.

Ingeniørbyggs entreprise var på ca. 100 mill. kr. Anleggsarbeidet ble startet i august 1982 og kraftverket satt i drift i mars 1985.

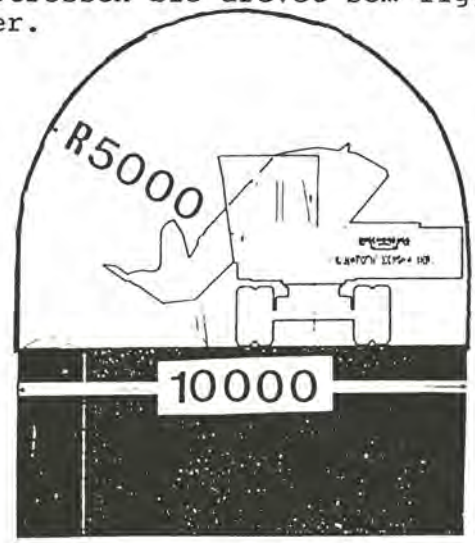
Byggherre er Kristiansand Elektrisitetsverk og bygningsteknisk konsulent Norsk Vandbygningskontor A/S. Anleggets hovedmasser er:

Tunneler 20 - 45 m2	1.300 lm
Tunneler 105 m2	4.200 lm
Fjellrom	40.000 m3
Betong	7.000 m3

Innstallert effekt er 72 MVA på et aggregat. Total årsproduksjon for Steinsfoss I og II blir 570 GWh i et midlere år.

Vi skal i det følgende se på lasting i 105 m2 tilløpstunnel.

Tilløpstunnelen ble drevet som 62 m2 toppstoll og 43 m2 bunnstross. 2.500 m ble drevet fra kraftstasjonsområdet og 1.000 m fra inntaket. Bunnstrossen ble drevet som liggerstross med vanlige tunnelrigger.



STEINSFOSS PROFIL

VALG AV LASTEMASKIN.

Ved valg av lastemetode sto det mellom konvensjonell hjul-lasterdrift og Brøyt X50EL. Ved å velge Brøyt X50EL mente vi å oppnå følgende fordeler:

1. Stor lastekapasitet.

2. Mulighet for å utnytte el-opplegget for boreriggen også til lastemaskinen.

3. Mulighet for effektiv spyling av røysa med vannspreder montert på lastemaskin.

4. Mulighet for grovrensk av stuff og heng med lastemaskinskuffen.

5. Bedre arbeidsmiljø på stuff.

Vi så også endel vesentlige ulemper med Brøyt X50EL kontra konvensjonell hjullasterdrift:

1. Maskinen er ikke selvgående og må slepes til og fra stuff.

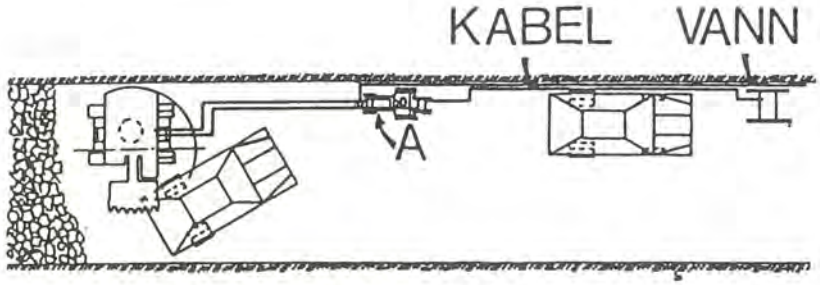
2. Det er nødvendig med hullaster som hjelpemaskin for å skrape sammen røysa før lasting med Brøyt starter.

3. Problemer med håndtering av el-kabel.

Spesielt problemet med kabelhåndtering så vi som helt vesentlig å løse, ellers ville tidsforbruk ved tilrigging bli altfor stort og dermed spise opp gevinsten ved stor lastekapasitet.

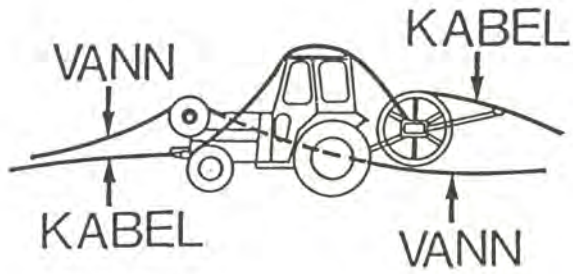
Dette ble løst ved at vi fikk laget egen bakrigg for kabelframføring. Denne besto av en traktor påmontert kabeltrommel og trommel for vannslange.

For å kunne renske hengen med lastemaskinskuffen ble det påmontert to tenner på toppen av skuffa.



BAKRIGG

DETAIL ›A‹



TRAKTOR

MOTIVASJON OG OPPLÆRING AV MANNSKAPET.

Før maskinen ankom anlegget gjennomgikk maskinkjørere og reparatører kurs hos Brøyt A/S på Bryne. I tillegg ble det holdt flere møter med tunnelmannskapet for å drøfte opplegg og detaljer i forbindelse med lasteprosedyren. Alt dette virket meget motiverende på mannskapet, slik at da vi satte maskinen i drift på tilløpstunnelen i januar 1983 var alle topp motivert for å få dette til.

ERFARINGER.

Lasting med Brøyt X50EL gikk bra fra første dag, og etter ca 1 måneds innkjøring var vi i toppdrift med ukeinndrifter på gjennomsnitt 69 m pr. uke eks. sikringsarbeider. Arbeidet ble drevet på vanlig to-skifts drift. Opplegget var 1,5 16' salve pr. skift, men dette ble straks akkorden var satt øket til 1,5 18' salve. Bemanning pr. skift var 5 mann som hadde ansvaret for boring, sprengning, lasting, utkjøring, rensk, bakstuff og daglig vedlikehold av maskinene.

Mannskapet fordelte seg slik under de forskjellige operasjoner:

Boring:	Betjening borerigg, lading	3 mann
	Bak stuff	2 mann
Lasting:	Lasting	1 mann
	Utkjøring	3 mann
	Vedlikehold borerigg	1 mann
Rensk:	Rensk fra renskeplattform	3 mann
	Vedlikehold trucker, lastemaskin	2 mann

Prosedyre for lasteoperasjonen:

En mann skraper sammen røysa med hjullaster. Samtidig kjører en av truckførerene traktoren med kabeltromlen i posisjon ca. 20 m bak stuff. Hjullasteren henter Brøyten og sleper den til stuff. Brøyten koples så til el-anlegg og vann på traktoren og lasting er i gang.

Avslutning av lasteprosessen skjer slik:

Grovrensk av stuff og tak med Brøyt utføres, så blir Brøyten koplet fra og slept ut med den sist lastede truck. Maskinen blir slept ca. 100 m bak stuff på jernhjulene, dette for å slippe å snu understellet på Brøyten hver gang den skal ut og inn til stuff.

Arbeidsmiljøet på stuff var meget bra. Spyling av røysa med landbruksspreder montert på maskinens understell dempet støvet effektivt. Støynivået ble ikke målt, men var klart lavere enn med hjullaster. Den største forbedringen var vel likevel at elektromotoren ikke gir avgasser. Lastemaskinkjørerene foretrakk klart Brøyten framfor reservemaskinen til lasting.

Grovrensk av stuff og heng ble begrenset til å ta ned større blokker som man vurderte til å være løse. Det er her viktig at Brøytkjøreren vurderer hva som er fornuftig å gå løs på med maskinen slik at ikke tiden kastes bort til tidkrevende maskinrensk.

KAPASITETER.

Forutsetninger: Tunneltverrsnitt 62 m2
Inndrift 4,7 m med 16' stenger
Utkjøring: Kockum KL442, 20 m3
Fjellsort: Gneis

Gjennomsnittlig lastekapasitet målt over 6 salver
245 tfm3/time.

Lastetid pr. salve:

Netto lastetid $\frac{62 \times 4,7}{245}$ = 1 t 11 min.

Tilrigging for lasting:

Sammenskraping røys)	
Innkjøring Brøyt)	
Tilkopling Brøyt)	9 min.
Rensk etter utlasting	4 min.
Frakopling og utkjøring av Brøyt	3 min.
	1 t 27 min.

DRIFTSSIKKERHET.

Våre erfaringer fra Steinsfoss etter å ha lastet ca. 300.000 tfm3 er gode. Vi har praktisk talt ikke hatt stopp på grunn av feil med lastemaskinen. Vi hadde noen stopp på grunn av feil på elektrisk kabel.

ØKONOMI.

Driftsutgiftene på Brøyt X50 er vesentlig lavere enn på hjullaster. Derimot er kapitalkostnadene høye. Innkjøpsprisen er ca. som for en Cat988B og innbytteprisen er sannsynligvis lavere. I tillegg er man avhengig av hjelpemaskin.

Konklusjon.

Brøyt X50EL er absolutt et alternativ å vurdere ved lasting i store tunneler og bergrom. Maskinen fungerte til vår fulle tilfredshet.

Begrensningen i bruk av maskinen ligger i

a) Krav til minstetverrsnitt

b) Maskinens manglende mobilitet

Fordeler ligger i

a) Bedre arbeidsmiljø

b) Stor lastekapasitet

c) Lave driftsutgifter

ANFO-POLYSTYRENKULEBLANDINGER - ERFARINGER FRA BRUK I TUNNELER OG DAGBRUDD.

ANFO-POLYSTYRENBEAD-MIXTURES-PRACTICAL EXPERIENCES FROM TUNNELING AND QUARRYING.

Bergingeniør Anders M. Heltzen NTNF/Sivilingeniør Elliot Strømme A/S

Sammendrag

Når tunnelsalver lades med ANFO, fører dette som oftest til overladning av salvene. 10 - 25 % er ikke uvanlig. Overladning virker negativt inn på stabiliteten av fjellet rundt tunnelen, og omfanget av rensk- og sikringsarbeider øker. Ved å redusere ANFO's sprengenergi med polystyrenkuler kan en få bukt med overforbruket.

I konturhullene kan en lade med høy tilblandingsprosent og får dermed et sprengstoff som tilsvarer energiinnholdet i rørladninger, og som kostnadsmessig faller langt rimeligere. Erfaringer har vist at ANFO - polystyrenkuleblandinger kan lades med vanlige overtrykkapparater. Trykket må tilpasses blandingsforholdet. Videre må kulene ha en diameter under 3 mm om en ikke skal risikere å få propper i ladeslangen. Sprenggassene får en gunstigere sammensetning enn med ren ANFO samtidig som sikten etter salvesprengningen bedres. Ved sprengninger i dagbrudd kan ANFO med fordel uttynnes i konturhullene slik at side- og bakbrytingen reduseres. Videre kan en regulere fragmenteringen ved produksjonssprengninger slik at andelen av nyttbare masser øker. Blandingene er ømfintlige overfor vannfylte borhull.

Summary

Tunnelblasting with ANFO as the main explosive is characterized by higher spesific consumption compared with rounds loadet with cartridges. 10 - 25 % is not unusual.

Overcharging has a negative effect on the stability of the surrounding rock and the extent of scaling and rock bolting. By adding polystyrenbeads to ANFO the energy of the explosive can be effectivily reduced. The contour-holes can be charged with ANFO with a high percentage of beads, which means a substitute for the tubecharges and a much lower price.

Experiences have shown that ANFO-polystyrenbead-mixtures can be charged in horizontal holes by normal pressure apparatus. The pressure must be adjusted in accordance with the percentage of beads. The beads must have a maximum diameter of 3 mm to avoid clogging in the holes.

The blasting fumes are more favourable compared to those from ANFO-blasts.

In quarries ANFO-charged holes along the peripheri favourable can be diluted with polystyrenbeads. A reduced breaking effect outside the periphere is than achieved. In quarries where a coarser fragmentation is desirable, a dilution of the ANFO is adventageous.

The mixtures are not recommendable in waterfilled holes.

Det er en kjensgjerning at sprengstofforbruket øker betydelig når ANFO erstatter de vanlige patronerte sprengstoffene. 10 - 25 %'s økning er ikke uvanlig. I hvilken utstrekning dette merforbruket påvirker stabiliteten rundt et utsprengt fjellrom, vet vi mindre om. Det var derfor gledelig at Stiftelsen Bergteknisk Forskning i 1983 publiserte resultater fra forsøk gjort i Sverige for bestemmelse av utbredelsen til skadesonen rundt borhull der det var ladet med ulike typer sprengstoffer (1). På fig. 1 ser en et resultat det er verdt å merke seg. Vi ser at det her angis en skadesone på 1,4 m for et ANFO-ladet 45 mm's hull, mens det for 17 mm rørladninger i samme borhulldimensjon bare ble registrert 0,3 m. Fig. 2 fra samme publikasjon viser utbredelsen av skadesoner i ulike typer fjell og ladningskonsentrasjoner.
Vi ser av denne at i dårlig, oppsprukket fjell nærmer skadesonen seg 3 m for et ANFO-ladet 45 mm's hull. x)

Dette viser med all tydelighet at ladninger både i 1., 2. og 3. raster innenfor konturen vil påvirke stabiliteten av fjellet rundt et utsprengt volum.

En kan anta at omfanget av skader øker for en salvesprengning i forhold til det som er målt fra sprengninger av enkelte borhull.

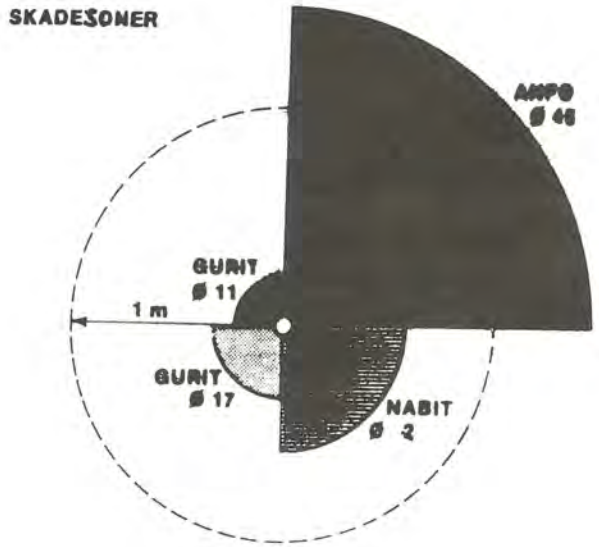


Fig. 1. Skadesoner i "svenskt berg" for vanlig brukte sprengstoffer (1).

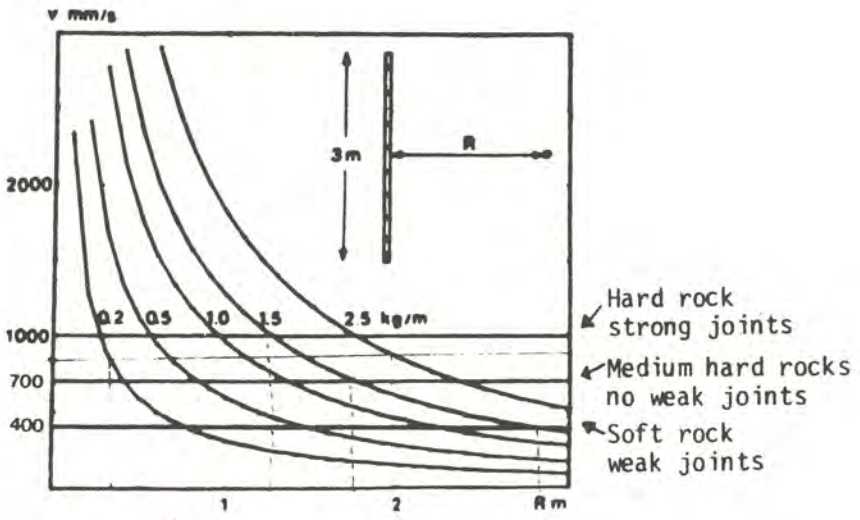


Fig. 2. Utstrekning av skadesonen for ulike sprengstoffkonsentrasjoner i vekslende fjellforhold (1).

ANFO er kommet for å bli som et meget velegnet og rimelig sprengstoff for de fleste typer sprengningsarbeider, men ladningskonsentrasjonene må ned for tunnelsalver og også for deler av pallsalver.

Sprengenergien i ANFO kan effektivt reduseres med tilsats av polystyrenkuler. Dette er gammelt nytt.

På Fjellsprengningskonferansen 1973 ble det lagt frem resultater fra omfattende forsøk gjort ved Institutt for fjellsprengningsteknikk (2). Her gjengis en kurve fra forsøkene som viser hvordan gassenergiinnholdet avtar med innblandingen av polystyrenkuler, fig. 3.

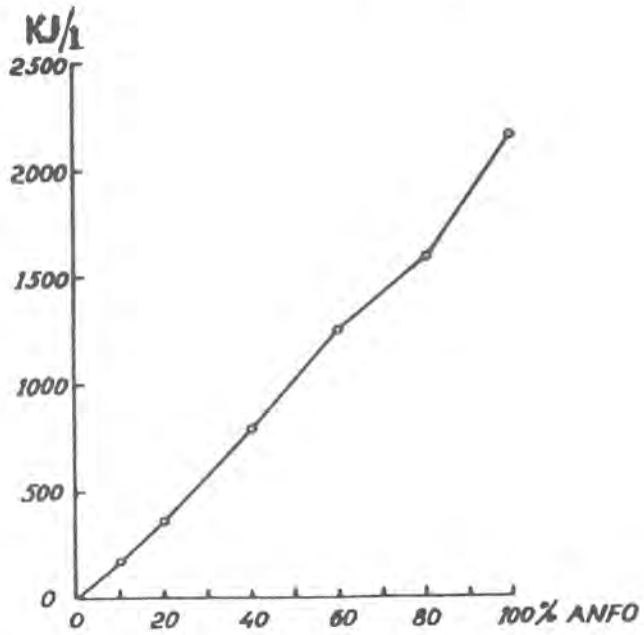


Fig. 3. Boblepulsenergi (gassenergi) for ulike tilblandingsvolumer polystyrenkuler (2).

Siden dengang har lite skjedd i Norge når det gjelder praktisk bruk av polystyrentilblandet ANFO (Isanol). En tok problemene på forhånd og lot være å søke de rent praktiske løsningene. Å få ladet to stoffer med egenvekter på henholdsvis 0,03 kg/l og 0,95 kg/l og på en slik måte at en fikk et tilsiktet blandingsforhold sånn noenlunde korrekt, forekom å være for problematisk.

Franzefoss Bruk A/S i Sandvika var aktivt med i Institutt for fjellsprengningsteknikks forsøksvirksomhet. Ved denne bedriften har en siden de innledende forsøkene i 1973 brukt

Isanol ved salvesprengninger i dagbruddet. Under jord ble blandingen bare brukt ved tunneldrift i en kort periode like etter forsøkene.

Gjennom en artikkel i World Mining Magazine ble forsøksresultatene gjort kjent for det internasjonale fagmiljøet (3), og flere besøkende tildels fra fjerne himmelstrøk kom hit til lands for å se på resultatene av våre forsøk. Noen tok lærdom av det de så og drog hjem og fortsatte der vi slapp. Særlig gikk australierne iherdig igang, og takket være deres efaringer har vi nu kommet adskillig lengere enn vi var med praktisk utnyttelse av polystyrenkuletilblandet ANFO, (4), (5). Et sammendrag av utenlandske erfaringer med bruk av ANFO- polystyrenkuleblandinger ble gitt på Bergsprengningskomiteéns møte i Stockholm tidligere i år (6).

Australierne har bl.a. funnet ut at det godt går an å lade Isanol med vanlige overtrykkapparater, og at det i praksis ikke er så avgjørende om det opptrer variasjoner i blandingsforholdet under ladeprosessen. F.eks. brukes det ved flere bergverk 33 vol % tilblanding av kuler til ANFO ved ortdrift, 75 - 80 % tilblanding for konturladninger og 40 % tilblanding for hull i produksjonsstrosser.

Det var BeFo's rapport som fikk gnisten tent pånytt.

Vegvesenet er vel den etat her i landet som i første rekke har vært opptatt av sikring av tunneler. Det falt derfor naturlig å ta et intiativ overfor Vegvesenet og trekke etaten inn i et forskningssamarbeide. Veglaboratoriet og Vegdirektoratets anleggsavdeling viste en levende interesse for en nærmere undersøkelse av sammenhengen mellom sprengningsstoffkonsentrasjoner og omfanget av sikringsarbeider. Det ble dannet en prosjektgruppe bestående av Knut Borge Pedersen, Eystein Grimstad, Arne Grønhaug og Bjarne Sanden fra Veglaboratoriet og Øistein Holemark fra Vegdirektoratet og foredragsholderen. Prosjektet "Forsiktig sprengning av tunnelkontur" har også mottatt støtte fra Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

Med velvillig hjelp fra Vegvesenet i Møre og Romsdal, såvel fra vegsjef som fra anleggsledelse og sprengningsbaser fikk prosjektgruppen innpass for forsøkssprengninger under fremdriften av den 1 km lange Viset-tunnelen på riksveien mellom Ålesund og Valldal. En ville i første rekke studere om sprengning av de to ytterste hullrastene etter prinsippene for forsiktig sprengning hadde noen positiv effekt på sikringsbehovet under fremdriften av tunnelen. 100 m av tunnelen ble stilt til disposisjon for forsøk.

Denne tunnelen får gjennom et gabbromassiv. Det er temmelig ensartede bergartsforhold også når det gjelder utvikling, orientering og grad av oppsprekkning.

Som konturspreng stoff ble det brukt 17 mm orange Guritrør. Det var tydelig at det for deler av konturen på forsøksstrekningen var synlig flere borpiper enn lengre ute i tunnelen. Det skulle snart vise seg at antallet av bolter under fremdriften i forsøksperioden lå adskillig lavere enn det som tidligere hadde vært nødvendig, se tabellen fig. 4.

Strekning m	Bolter stk/lm tunnel	Rensk Manntim/lm	Spes.spr.st. kg/fm^3
0- 362	4,7	1,7	2,10
362- 495	3,1	1,7	1,90
495-1092	3,1	1,3	1,75

Fig. 4. Omfanget av bolting og rensk i forhold til spesifikt sprengstoffobruk.

Det fremgår av resultatene at bolteantallet holdt seg lavt nede også etter at forsøkene var avsluttet. Dette må sees i sammenheng med at en bortsett fra noen få salver videre innover i tunnelen støtte på vannførende fjell. En gikk derfor bort fra Anolit (ANFO) og over til Glynitpatroner. En fikk dermed en reduksjon i spesifikk ladning, fra 2,1 kg/fm^3 til 1,75 kg/fm^3. En fikk hermed en tydelig indikasjon på at et redusert sprengstofforbruk også fører til en reduksjon av det nødvendige sikringsarbeidet og også av renskearbeidet. Resulatene fra Viset-tunnelen var så interesante at det ansporet til fornyet innsats for forsøk med Isanol.

Under jord

En fornyet kontakt med Franzefoss Bruk resulterte i en forsøksserie i gruva. Ulike blandingsforhold ble forsøkt både under stolldrift og liggerpallsprengning. Ved å tilpasse ladningstrykket til blandingsforholdet og ikke minst ved å stille strenge krav til maksimal kulediameter, gikk ladningen etterhvert tilfredsstillende.

Ved å redusere energiinnholdet i ANFO konstaterte en at massen ikke kastet så langt frem, sprenggassvolumet ble redusert, og rystelsene fra sprengningene ga tydelig mindre måleverdier. Dette siste er et viktig moment for et bergverk som arbeider i et bebygget område.

Så bar det tilbake til Møre og Romsdal, denne gang til en 75 m^2 tunnel gjennom Hatleåsen i Ålesund. Denne tunnelen går i båndet grunnfjellgneis med oppsprekningssystemer som ofte kan forårsake adskillig sikringsarbeider om en sprenger seg for voldsomt frem.

De første ca 30 m av tunnelen ble sprengt med patronerte sprengstoffer. Så tok forsøksprengninger med Isanol til. I første omgang ladet en bare konturhullene med 70 %'s tilblanding nærmest bare for å overbevise ledelse og mannskap om at en såpass stor tilsetningsandel var effektivt sprengstoff nok. Dernest ble hele salven bortsett fra 12 hull rundt kutten og samtlige hull i ligggen, ladet med Isanol, 33 % tilblanding i strossehullene og 75 % i konturhullene. Salven brøt meget tilfredsstillende. En fant det samme som på Franzefoss Bruk: Høy røys, redusert sprenggassvolum og dermed bedret sikt og reduserte rystelser i nabobebyggelse.

En hadde bare et ladeappararat. Derfor syntes det bli for stort tidheft om en skulle operere med to ulike blandinger. I så fall måtte en blåse apparatet tomt, og slikt fører uvegerlig til søl. En valgte derfor å bruke 33 % tilblanding til Anolit i strossehullene i salven og bruke 17 % mm Guritrør i konturen. Borplanen er vist i Fig. 5.

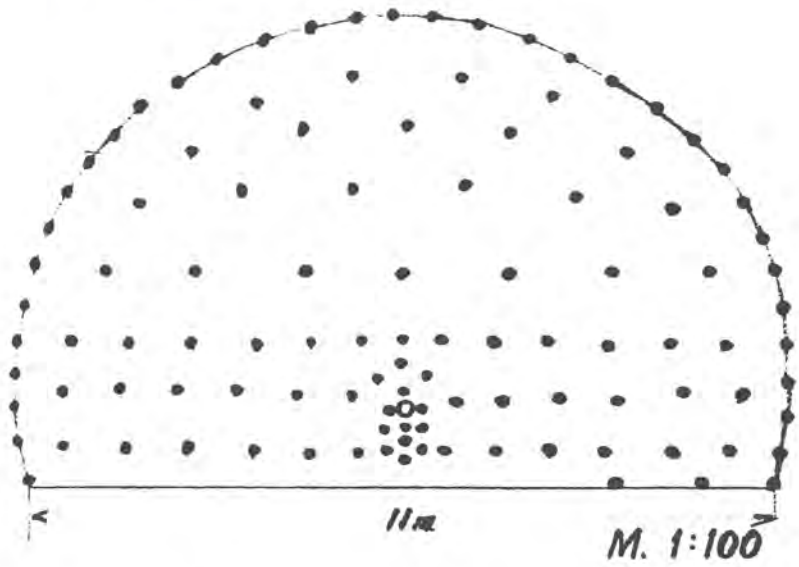


Fig. 5. borplan 75 m^2 tunnel Hatleåsen

Denne resepten ble brukt under den videre fremdriften. Det gikk greit med ladingen, og inndriften var som normale, ca 4,0 m av 4,3 m innboret lengde.

Det ble ikke stort behov for bolter underveis, i gjennomsnitt 1,5 stk 2 m's bolt pr lm. tunnel. Dette er et lavere tall enn forventet under de rådende fjellforhold.

Dersom tunnelen hadde blitt sprengt på vanlig måte med Anolit som hovedsprengstoff, ville forbruket ha ligget rundt 1.6 kg/fm^3. Med utblanding av ladningen i strossehullene med 33 % kuler, kunne en redusere det spesifikke sprengstofforbruket til ca 1,3 kg/fm^3 som tilsvarer spesifikk ladning når patronert sprengstoff blir brukt. Dette betyr en direkte innsparing sprengstoffkostnadene på ca kr 130,- pr m tunnel. Innsparinger m.h.t. rensk og bolting kan en jo ikke få eksakt frem, men det er vel ingen overdrivelse når en antar at de minst er av sammme størrelsesorden aom innsparingen på sprengstoffsiden.

Forsøkene i Hatleåsen har vist at hverken ladeteknikken eller blandingsforholdet har hatt noen praktiske konsekvenser for drivingen. Driverne har ikke funnet at fremgangsmåten har betydd noe heft for arbeidsoperasjonen.

Når mengden av ANFO går ned, er det også ensbetydende med at NO_x-innholdet i sprenggassene blir lavere. Ved å sette til polystyrenkuler, innfører en en ekstra, men liten mengde Carbon. Noen nedgang i CO-innholdet i forhold til ANFO kan en derfor ikke regne med, heller det motsatte. Målinger gjort ved Stiftelsen Svensk Detonikforskning viser at en får økning i CO-innholdet når pakningensgraden ligger rundt 0,5 kg/l, Fig. 6.

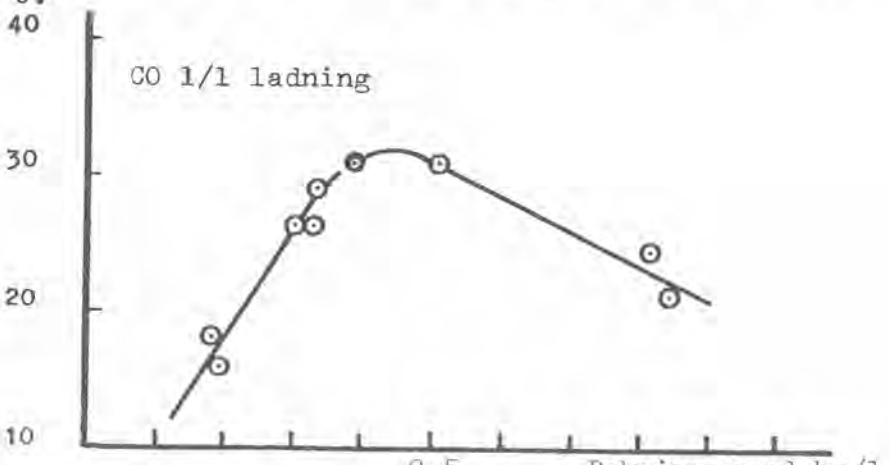


Fig. 6.

At kurven faller bratt av for høyt innhold av polystyren, kan forklares ved at stoffet reduseres til fritt Carbon uten at det dannes CO eller CO_2 pga. liten kontakt mellom ANFO og polystyrenkulene. At det dannes fritt kull, sees ofte i forbindelse med sprengninger med Isanol.

Målinger i Australia av CO-innholdet i tiden etter en detonasjon for ulike blandingsforhold er gjengitt i Fig. 7.

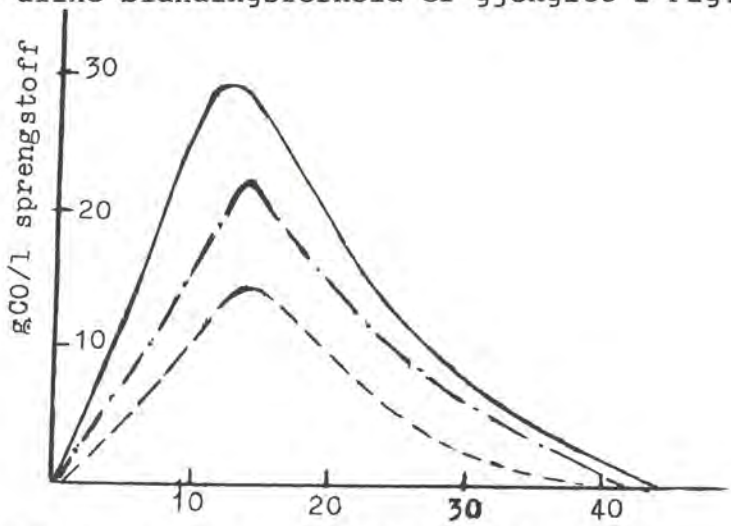


Fig. 7. CO-kons. i min. etter detonasjon (5).
——— ANFO — · — 66 % ANFO --- 20 % ANFO

Videre er gjengitt målinger fra ortdrift med 33 % tilsats av polystyrenkuler, Fig. 8.

Sprengstoff	NO_2	NO_x	CO	CO_2
66 % ANFO	Ikke målbar	100	10	0
ANFO	" "	200	10	0,05

Fig. 8. Måleresultater fra Dolpin Mine, Australia (4).

I Hatleåsen ble det ikke funnet målbare verdier av klor, dioxin eller fosgen.

Forsøksprengninger med polystyrenkuleredusert ANFO er senere blitt gjort flere steder. En har f.eks. brukt sterkt reduserte blandinger under utstrossing av den fullprofilborete vegtunnelen i Glomfjord, Fig. 9.

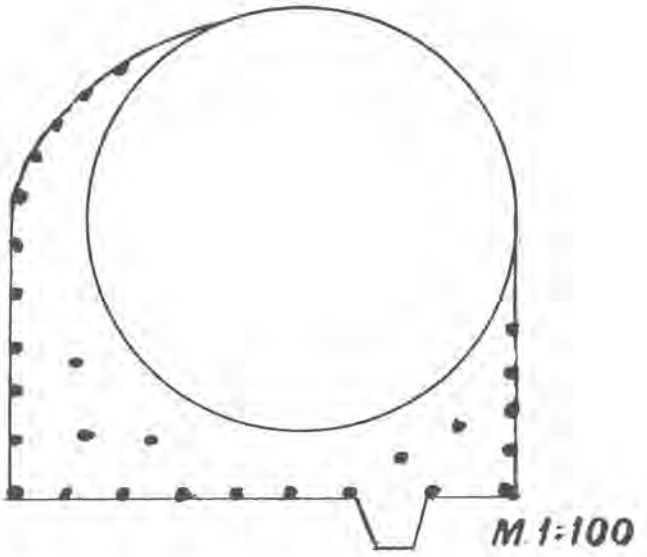


Fig. 9. Utstrossing av fullprofilboret tunnel, Glomfjord

Her er benyttet 75 % kuletilsetning i konturhullene og ellers ca 30 % tilsetning for de øvrige strossehullene. En hadde lagt opp til sprengning med utstrakt bruk av rørladninger. Uttynnet ANFO ga et tilfredsstillende resultat, og betyr en vesentlig innsparing av sprengstoffkostnadene.

I Tromsø pågår utsprengning av parkeringshaller i et sentralt bystrøk. Hensynet til overliggende bebyggelse gjør det nødvendig med betydelige restriksjoner på ladningsmengdene.

En har i første omgang valgt å erstatte 17 mm Guritrør med Anolit tilblandet 70-75 % kuler.

Forsøk med uttynning av Anolit i strossehullene er gjort, og en vil forsøke å innføre dette som rutine etterhvert. Anlegget har ladetraktor med to ladeapparater.

Blande- og ladeproblematikken vil selvsagt stå i fokus når en skal vurdere polystyrenkuletilsetning til ANFO. En kan i praksis akseptere svingninger i blandingsforholdet innen visse grenser. Det betyr at en ikke behøver å legge avgjørende vekt på en homogen blanding før chargering i ladeapparatet. Allerede under ifyllingen skjer det en seperasjon, og blandingen fortsetter å separere under hele oppholdet i ladeapparatet.

Ved konturssprengninger må en alltid arbeide med en stor andel av polystyrenkuler. En vil da risikere at de hullene som sist blir ladet, får en ladning som hovedsakelig består av kuler. Det er derfor viktig at en fyller så meget i ladeapparatet at det blir litt igjen i tanken når ladningen er ferdig. Det tiloversblevne kan en blåse ut og bruke opp igjen.

Ved ladning av sterkere blandinger kan en når blandingen antas stå et stykke ned i konen på apparatet, fylle i en beregnet mengde ren ANFO for oppfriskning. Dette ble f.eks. gjort i Hatleåsen tunnel.

Det fins på markedet hendige plastbøtter med hank og lokk, passende volum 30 - 40 l, som kan brukes under blanding og transport, og som egner seg godt for ifylling i ladeapparatet.

Det synes ikke være noen forskjell om en blander polystyrenkuler til fabikkfremstilt eller selvblandet ANFO. Selv om en oppnår et mer klebrig produkt om oljen tilsettes en ammoniumnitrat/polystyrenkuleblanding, synes ikke dette gi noen fordeler.

Ved ladningen av borhullene må en passe på at det alltid blir en tilstrekkelig avstand mellom ladeslange og ladestreng. Dette for at ikke blandingen, og da i første rekke de lette kulene, skal blåses ut av hullet. Det er utrolig hvor lite søl det blir når ladeteknikken er innøvd.

Ladetrykket er viktig å regulere i takt med blandingen. En er gjerne nede i under 1.5 kp/cm^2 i blandinger der kulemengden er stor. For ren ANFO legger en som oftest rundt 3,0 kp/cm^2.

Til mer kuler der er i blandingen, til lettere er ladeslangen å håndtere. Tilsetning av kuler virker positivt på gjennomstrømningshastigheten.

Det ideelle vil være å ha to apparater, et for strossehull og et for konturhull. Drømmen er selvsagt et system hvor en kan regulere blandingsforholdet automatisk etter behov.

Likevel, blande- og ladeprosedyren slik den hittil har vært, er ikke til hinder for en praktisk bruk eller en økonomisk gevinst ved bruk av ANFO-polystyrenkuleblandinger ved underjordsarbeider.

I dagen

Som nevnt har Franzefoss Bruk sprengt med Isanolblandinger i dagbruddet siden 1973. Alt etter fjellets karakter og bormønsteret har en variert med mellom 50 og 75 % tilsetning av polystyrenkuler til selvblandet ANFO.

Det brukes 2½ " borhull, normalt 15 m dype. Bunnladningen utgjøres av ½ stk 50 x 600 mm Dynamitpatron og ren ANFO som lades opp i en høyde av ca 5 m. Resten av borpipen lades med 70 % tilblanding til ca 2 m gjenstår uladet. Ladningen skjer enkelt ved at komponentene øses over i hullet.

Erfaringene har vært: Tilfredsstillende brytning, redusert fremkast og fare for sprut, reduserte rystelser og ikke minst vesentlige kostnadsbesparelser.

Ved dagbrudd er det av stor betydning at bak- og sidebrytningen blir minimal. Hvor forholdene tillater det, vil det også bety bedre fragmentering om ladningen kan føres langt opp i borpipen.

På disse områdene vil polystyrenkuleblandinger være nyttige for enhver dagbruddsprengning. Det vil her i de fleste tilfellene være tale om blandinger med over 50 % kuletilsetning. Polystyrenkuletilblanding til slurry burde være innen rekkevidde, men her mangler erfaringer.

Problemer med ANFO-ladning av hull i dagbrudd oppstår når hullene er vannfylte. Vann som har samlet seg over lengre tid, kan en blåse eller pumpe ut. Værre er det når en har grunnvann i hullene.

Da lades det vanligvis med patronert sprengstoff (Dynamit, Glynit eller Minit) til en er over vannnivået. Brukes det ladeapparat, kan det lades med ANFO også i våte hull, men risikoen for dårlig brytning vil alltid være tilstede. Bedre er det da å utfore hullet med plaststrømpe. I Sverige er det kommet på markedet en vannbestandig ANFO som det er verdt å være oppmerksom på.

Vann og polystyrentilblandet ANFO hører dårlig sammne. Ved de forsøkssprenginger som er gjort i den senere tid, er det bare ladet i tørre hull.

Hvor en sprenger for å få størst mulig utbytte av bestemte fraksjoner, har blandingene vært til stor nytte.

I kvartsittbrudd hvor steinen leveres til ferrolegeringsverk, får en bare solgt stein over en bestemt størrelse. Lave priser og kostbar boring gjør at en forsøker å tøye bormønsteret lengst mulig og sprenge med ANFO. ANFO gir sterk oppknusning av fjellet rundt borhullene, noe som gir seg utslag i en meget høy andel finstoff i salvene (9).

Ved å redusere ANFO med 50 % kuler under bibehold av bormønsteret fra tidligere salver, oppnådde en i et brudd etter 3 forsøkssalver å høyne andelen av metallurgisk nyttbar kvarts fra 62 til 69 %. Etterhvert som en vinner erfaringer, kan denne andelen ventes å stige ytterligere. Her er altså et eksempel på en betydelig besparelse både på sprengstoff- og produktsiden.

I steinbruddet ved Riskallvatnet hadde en vanskeligheter med å skaffe nok grove blokker for d s k bombehatten over dammen. Forsøk med E x V = 3,0 x 2,0 og 3" borhulldiameter og med borpiper ladet med Anolit/polystyrenkuler 1:2 ga en stor andel bombehattblokker.

Hvor en ønsker særlig finskutt masse, kan en gå høyere opp i hullene enn normalt med uttynnet ANFO (1 : 1, 1 : 2).

Hittil har Isanolsprengningene i dagbrudd skjedd uten bruk av ladeapparat.

Ladingen har foregått ved at de to komponentene har strømmet ned i hullet fra to beholderre (bøtter) eller ved at de først er blandet i beholder og derfra tømt i hullene.

Med en tilstrekkelig stor trakt å helle gjennom skjer ladingen uten for mye søl, Fig. 10. Sterk vind vil selvsagt alltid være et problem når en lader ute i det fri.

Vi har inntrykk av å ha tatt et skritt i riktig retning for å bringe sprengstofforbruket ned på et nivå hvor det bør være for ulike typer fjellarbeider.

Fig. 10. Lading med ANFO-polystyrenkuleblanding.

Litteratur

(1.) Roger Holmberg m.fl.: "Undermarksbyggande i svagt berg. 2 A- borrning og spränging" BeFo, Stockholm 1983

(2.) A. M. Heltzen: "Nye sprengsoffer på ammoniumnitrat- olje basis." Fjellsprengningskonferansen Oslo 1973

(3.) A.M. Heltzen: "Smooth blasting with plastic-balls" World Mining Magazine, New York, mai 1974

(4.) Kevin J. Flanagan: "The application of low energy ANFO at Dolphin Mine, King Island Scheelite" The Aus.M. Broken Hill Branch Underground Operators Conferance, oktober 1977.

(5.) T. Greef: "The use of Isanol at Rosebery Mine" The Aus. I. M. M. Conference, Tasmania, mai 1977.

(6.) A.M. Heltzen: "Utenomskandinaviske erfaringer med ANFO-polystyrenkuleblandinger" Bergsprängningskommitténs diskusjonsmøte Stockholm, mars 1985

(7.) Per Skarped: "Sprängninggasutveckling i ANFO-styroporblandingar" Svensk Detoniksforskning, Stockholm juni 1976.

(8.) Tom Myran: "Måling av sprenggasser i Hatleåsen tunnel" SINTEF avd. for Bergteknikk, okt.- 85.

(9.) A.M. Heltzen og H. Meisinget : "Kvartsitt. Virkning av sprengninger på materialets termiske egenskaper" T.K.B.M., Oslo nr. 5 1970

GLIMT FRA VEGHISTORIEN
ved konsulent Kjell Hegdalstrand

GRÅSTEINSMURING - ET TRADISJONSYRKE I VEGVESENET

TRADISJON

I det gamle Vegvesenet var vegarbeideryrket ofte et tradisjonsyrke som gikk i arv fra far til sønn, eller var konsentrert til bestemte familier. Et arbeidslag kunne bestå av fedre og sønner, onkler og fettere. Mest kjent i så måte er vel de Alf Prøysen har udødeliggjort som Snekkersvekara i "Trost i taklampa". - Vi vil rå oss sjøl, ikke knoge for bønder -.
Veghistorien viser at etaten har familier med sammenhengende tjeneste i Statens vegvesen siden 1870, med andre ord i mye over hundre år. Her er det snakk om både 4. og 5. generasjons vegfolk.
Et annet særtrekk fra det gamle Vegvesenet er at vegarbeideryrket var konsentrert til bestemte bygder. Valnesfjorden ved Bodø er et eksempel på det. Etter det som er fortalt, hadde de fleste i bygda en eller annen tilknytning til Vegvesenet, og folkevittigheten lar seg ikke fornekte. Når konene var alene hjemme og de syntes ungeflokken ble for vilter, kunne de si til guttungene sine: - Viss du nå ikke er snill, får du ikke begynne i Vegvesenet når du blir stor -. Og det var en alvorlig trussel.

En fra Valnesfjorden (f. 1895) har fortalt at han fikk sin første feisel av sine onkler, og at han allerede i 5 - 6 års alderen satt nede i fjæra og øvde seg på å slå liggere. Det var aldri tvil om hvor han skulle arbeide når den dagen kom.

Om familiedynastier som vegarbeidere kan det sies mangt og mye, men for Vegvesenet som etat, var nok dette i sin tid en styrke. Det ga etatsfølelse, og gjennom familietradisjon, ble det tatt vare på gode fagkunnskaper. Spesielt gjaldt det i fjell og steinarbeid.

DEN GAMLE BASEN

En som begynte på vegarbeid i 1931, har fortalt følgende om en av de gamle basene han arbeidet for. - Vi måtte sjøl betale sprengstoffet, og det var derfor om å gjøre å spare mest mulig. Når det skulle brennes, skar de lunta ned til en 12 - 15 cm. På den måten sparte de arbeidslaget for kontantutgifter, og de sparte på tida når de slapp å vente så lenge på at lunta brant -. Ofte var dette et sjansespill, også fordi de ikke ga seg tid til å vente til gryta var avkjølt.

En annen ting han også merket seg, var at den gamle basen la handa på fjellveggen når de brente gryte. På grunnlag av rystelsene, beregnet han hvor mye sprengstoff som skulle brukes.
Han var meget dyktig i sin beregningsmåte, ble det fortalt. En erfaring et langt liv i anleggsarbeid hadde gitt ham.

MUSKELKRAFT OG EKSPERIMENTER

Rundt hundreårsskiftet var alt vegarbeid basert på muskelkraft hvor de med enkle hjelpemidler forsøkte å ta de tyngste løftene. Til transport av større stein, ble som regel brukt "steinbjønn" eller "steinmerr". Enkelt sagt var det en traplatting med rullestokker under.

Opp gjennom tidene har vegfolk drevet med forskjellige eksperimenter for transport av stein. Amtsingeniør Saxegaard, som var sjef for Vegvesenet i Troms mellom 1901 og 1920, var av sine samtidige sett på som en foregangsmann for å ta i bruk tekniske hjelpemidler i anleggsdriften.
Ved Vegvesenets verksted i Harstad, ble det drevet med eksperimenter både med enskinners og toskinners traller.

Da stubbebryteren ble tatt i bruk på veganlegg noen år senere, ble det ved verkstedet satt i gang serieproduksjon av stubbebrytere, og det fungerte like til maskinene overtok.
I ettertid må en beundre den generasjon vegarbeidere for det de maktet med de enkle hjelpemidler som stod til rådighet. Stein for stein er løftet på plass. Et arbeid som krevde god innsikt av utøveren, og steinen måtte velges med omhu.

GRÅSTEINSMURERNE FRA TRØNDELAG

Fra gammelt av er Selbu i Sør-Trøndelag ei bygd som skilte seg ut når det gjaldt gråsteinsmuring som fag. Gårdsarbeid ble for det meste utført av familien som hadde tilknytning til gårdbrukeren. Husmenn og småbrukere hadde for spinkelt levegrunnlag og måtte derfor skaffe seg utkomme på andre måter, og her kom gråsteinsmuring inn som en viktig levevei.
Selbyggene reiste rundt i bygdene omkring Trondheim og satte opp gråsteinsmurer, mest kjent er de vel for sine steinfjøs, men de murte også hvelvbruer.

En beretning fra Orkdal forteller at Selbyggene murte fire hvelvbruer i hovedtrafikkåra som ble bygd mellom Fannrem og Kyrkjesæterøra i 1836. Tre av bruene var på Søvasskjølen og den fjerde ved Rotevatnet i Hemne.

Peder Siversen Eidem var en kjent og aktet mester i sitt fag. Namsos gamle domkirke var hans bedrift. Eidem, med sine kunnskaper om muring, sprenging og steinarbeid, var enestående. Mange av de han lærte opp, ble senere å finne på veganlegg og jernbaneanlegg. De murte stikkrenner, brukar og hvelvbruer, som den dag i dag står som monumenter over deres kunstneriske skaperevne.
Murerkunsten levde med disse folkene helt opp til våre dager. Yrket ble sett på med beundring av ungdommen, og de hadde god kjennskap til de mange byggverk de hadde satt opp. Av sin samtid ble de også beundret for sin innsikt og kunstnersans som måtte til for å forme steinen. Den enkelte stein skulle plasseres inn i et system som for det første måtte være solid som bruksvare, men murens ytre skulle også virke harmonisk. De vante murerne hadde en egen evne til å tilpasse steinen inn i et helhetsbilde som viste at muren var i tråd med datidens byggeskikk.

Etter 1870 kom dynamitten i bruk, men før den tid ble det mest brukt bergkrutt til sprenging. Etter det en kjenner til, ble sprengolje sjelden brukt til slikt arbeid av hensyn til eksplosjonsfaren. Feisler og minebor var den vanlige redskapen. De borret liggere og standere, og hullene ble brent slik at ladningen ble konsentrert i bunnen.
Det å sprenge murstein var en kunst som bare vante utøvere mestret. Sprengningskunsten var å få delt opp fjellet i blokker som var egnet for videre oppdeling til murstein. Deretter ble blokkene oppdelt i noenlunde passe størrelser, alt etter det som skulle utføres. Store blokker ble delt ved hjelp av kiling som foregikk etter en skissert plan. De boret ned 10 cm huller med en avstand på 10 - 15 cm, og ved hjelp av kiler og blokker ble steinen oppdelt.
Det var de eldre murerne som lærte ungdommen faget. Første del av læretida ble lærlingene for det meste brukt som

oppslagere, og de lærte å kjøre steinen med spett. De måtte fra første begynnelse delta i det slitet yrket innebar.
Slik ble steinmureryrket holdt i hevd i generasjoner.

PÅ VEG TILBAKE

Nye materialer skapte nye byggeskikker i stål og betong, og både gråsteinsmurene og yrket var i ferd med å gli inn i glemselen.
Heldigvis har framsynte og entusiastiske enkeltpersoner og organisasjoner tatt vare på noen av våre særpregede veger og bruer. På den måten for ettertida også et innblikk i den tids byggemåte og et høyt aktet og respektert yrke.
Historien viser at gamle byggeskikker igjen kommer til heder og verdighet. Slik er det også med gråsteinsmurene, som f.eks. på innfartsvegene til Bergen.
De gamle mesteres byggekunst er på veg tilbake.

TUNNELDRIFT I BASALT VED BLANDA KRAFTVERK I ISLAND

TUNNELING IN BASALT AT BLANDA HYDROPOWER PROJECT IN ICELAND

Sivilingeniör Sveinn Thorgrimsson, Landsvirkun

SAMMENDRAG

Tunnelene plasseres i fjell med basaltserier, som er betydelig oppsprukket med forkastningssoner og breksier. Til tross for fjellets tilsynelatende dårlige kvalitet, har basaltene vist seg å ha gode stabilitets egenskaper, som skyldes först og fremst sprekkenes karakter. Tunneldriften har vært uten store problemer, stabilitetsvansker utelukkende i det sedimentære fjellet og i de störste forkastningssonene. Ennvidere må drift og sikringstiltak justeres i samsvar med fjellets kompliserte og varierende kvalitet.

SUMMARY

The tunnels penetrate highly fractured basalts with faults and fault breccias. In spite of apparently poor rock quality the basalts have proved to have rather unique stability properties which are primarily due to their irregular fracture structure. The tunnel excavation has not met with any major problems, and stability problems have only been encountered in the sedimentary rock and the thicker fault breccias. Because of the complex and varying rock mass quality the excavation and support measures have to be adjusted accordingly.

INNLEDNING

Blanda Kraftverk ligger i nord Island om lag 32 mil fra Reykjavik. Kraftverket ligger i forholdsvis flattliggende bergartserier, som domineres av 6 - 7 million år gamle Tertiære basalter. Anleggsområdet er i dag utenfor den aktive vulkansone (fig. 10.1) og er relativt stabilt hva angår tektonisk virksomhet. Oversiktskart av Blanda Kraftverk er vist på fig. 10.2.

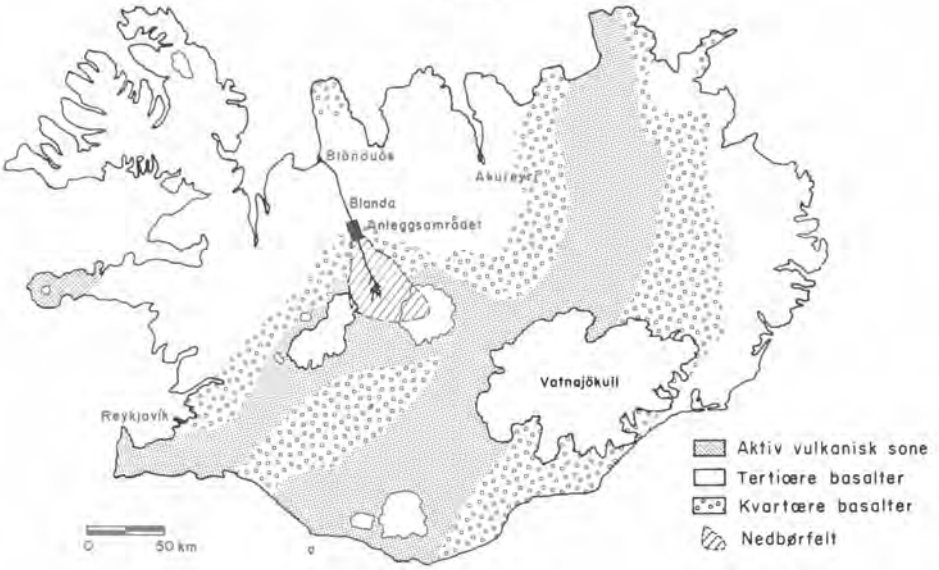


Fig. 10.1 Forenklet kart av Islands geologi, med anleggets beliggenhet i forhold til den aktive vulkansone og noen tettsteder.

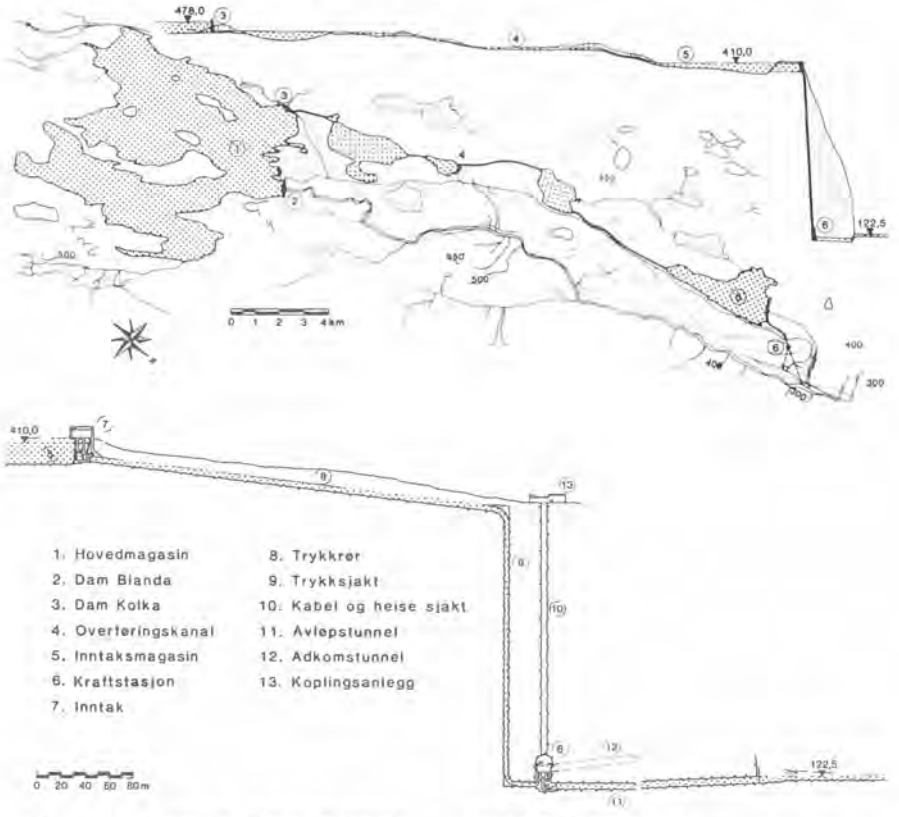


Fig. 10.2 Blanda Kraftverk. Oversiktskart.

Hovedmagasinet blir 400 Gl med gjennomsnittlig vannföring på 39 m^3/s. Fallhöyde blir 279 m, årlig energiproduksjon 750 Gwh og installert effekt 150 MW i tre aggregater.

Kraftstasjonen med vannveier, er arrangert på konvensjonell måte, når unntas at trafoer er plassert på overflaten. Adkomsttunnelen drives 1:8 på synk.

Tabell 10.1 viser masseoversikt i dammer, kanaler og tunneler.

Tabell 10.1 Masseoversikt

	Höyde Tversnitt	Lengde	Masse
Dam Blanda	44 m	800 m	910.000 dm^3
Dam Kolka	24 m	1.200 m	390.000 dm^3
Inntaks dam	34 m	1.000 m	750.000 dm^3
Kanaler		11.300 m	1.650.000 fm^3
Adkomsttunnel	25 m^2	810 m	20.500 fm^3
Avlöpstunnel	36 m^2	1.700 m	61.200 fm^3
Statsjonhall	330 m^2	66 m	19.000 fm^3
Sjakter	12 m^2	450 m	5.100 fm^3
Andre tunneler			8.000 fm^3

GEOLOGI

Fjellet, som tunnelene går gjennom, består av basalt lavaer som dominerende bergart. Det er dannet av periodiske vulkanutbrudd og imellom ble landet dekket av jord og vulkanaske. I dag er dette lavabenker med sedimentære lag imellom. I de flester tilfeller er disse lag tynne, men kan i enkelte tilfeller ha en tykkelse på opp til 20 m.

Tektonisk aktivitet i området har senere skråstilt fjellmassen mot vest. Dessuten ble fjellet betydelig oppsprukket og forkastet i to dominerende sprekkeretninger NV og NNÖ.

För utbygningen startet ble grundige forundersökelser foretatt. På grunn av det underjordiske anlegget, omfatter dette bl.a. om lag 1850 m kjerneboringer fordelt på 8 hull og i tillegg omfattende geologiske og geofysiske målinger.

Basert på dette ble det satt opp en geologisk modell av det underjordiske anlegget. Fig. 10.3 viser geologisk modell av adkomsttunnelen.

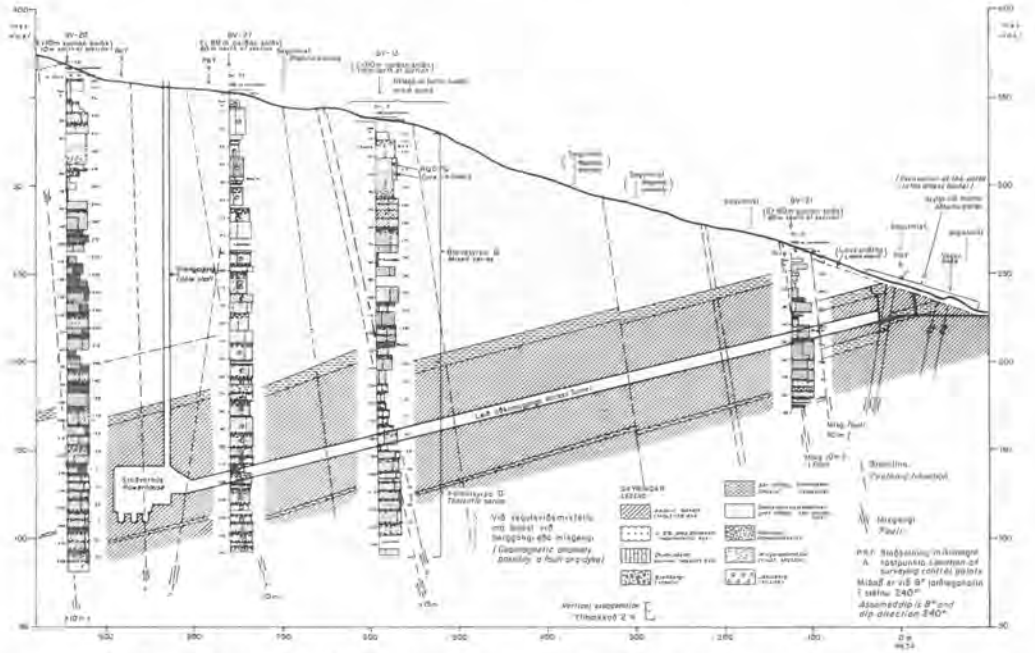


Fig. 10.3 Geologisk prognose for adkomsttunnelen.

Av geotekniske grunner ble fjellet delt opp i fem forskjellige typer slik vist på tabell 10.2.

Tabell 10.2 Klasseindeling av bergmassen og fordeling.

	Tykkelse (m)	Trykk fasthet (MPa)	Adkomsttunnelen Antatt forekomst %	Virkelig forekomst %
Basalt lavaer	3,5	150	65	62
Skoria	1,5	30	30	31
Sedimentære lag	0,5	30	1	1
Forkastnings breksia	1,5		3	4
Basalt ganger	4,0	180	1	4

Opprinnelig er basalt lavaene relativt lite oppsprukne, söyle basalter. Men senere tektoniske bevegelser har medfört at fjellmassen nu er meget oppsprukket. Bruddflatene er uregelmessige med 10 cm eller mindre mellomrom. Disse er ru og ujevne, med tynt belegg av kloritt.

Skoriaen er en del av lavaen og forekommer överst og nederst i hvert lag. Opprinnelig er skoriaen en meget porös slaggedannelse, men p.g.a. senere jorddannelse er den övre skoria ganske vanntett, mens den nedre er oftest den dominerende vannrette lekkasjevei.

De sedimentære lag, som ligger mellom lavabenkene, skiller seg fra lavaene först og fremst av lav fasthet, höy spröhet og glatte sprekkeflater.

I forkastningssonene finnes sprekkefylling som vanligvis har en tykkelse på opp til 50 cm. Hovedsaklig er dette silt og leire sammen med desintegrert eller knust bergmasse. De tykkeste forkastningssonene driften har stött på var 11 m. Disse sonene er vanligvis middels overkonsoliderte. En liten del av leiren er svelleleire d.v.s. smektitt og kloritt. Glideflater er hyppige.

Basalt gangene er gjennomsettende eruptivganger med sekundært dannet leirsone langs begge grenseflater.

DRIFTSOPPLEGG

Entreprenör ved tunneldriften er et arbeidsfelleskap mellom Jernbeton A/S og det Islandske firmaet Ellert Skulason hf. Tunneldriften started ved månedskiftet september-oktober 1984.

Fölgende maskinutrustning brukes:

Boring	: 3 boms Atlas Copco Promec TH470
Lasting	: Cat 980C
Utkjöring	: Kockums 425B
Spröyting	: Spröyterobot (AMV - Putzemeister-monopumpe)

Det arbeides i to 10 timers skift med total bemanning på 8 tunneldrivere, 2 reparatörer og en blandeverk operatör. I tillegg kommer arbeidsledelse. Kontinuitet i driften medförer at total arbeidstid pr. dögn ofte blir lengre enn 20 timer.

Nederst i adkomsttunnelen tok effektiv salvesyklustid med rigging litt i overkant av 8 timer, fordelt på borring og lading 210 min, röykvent med matpause 45 min, lasting og transport 110 min, rensk 45 min, spröyting (2-3 m^3) 70 min. Betong spröyting er en fast del i salvesyklusen.

Under normale forhold slås godt en salve pr. 10 timers skift, ved bruk av 14 fots stenger og 45 mm skjærkroner. Under gode forhold har bryting vært over 3,6 m som tilsvarer 95% inndrift.

Boresynk med COP 1238 har vært opp til 2 m/min i basalter og 2,5 m/min i skoriaen. Boremeter per totale slagverkstimer ligger generelt mellom 50 og 60 bm/svt. Effektive slagverkstimer er atskillig færre som gir 85 - 90 bm/t. Grunnen til den relativt höye totale slagverkstime er den tid som går i å stikke opp hull som er falt sammen i den oppsprukne basalten. Slike problemer er forholdsvis små i skoriaen og de sedimentære lag.

Benyttet sprengstoff er 30x400 mm glynitt i kutt og stross gummidynamitt i liggen og 22 mm rör i kransen. Sprengstofforbruk i adkomsttunnelen var om lag 1.8 kg/fm^3 - teoretisk, og i avlöpstunnelen 1.3 kg/fm^3 - teoretisk.

I starten ble det brukt stiftkroner. Det viste seg snart at disse oppnår ikke nok spyling og rensket seg ikke nok langs sidene. Driften fikk problemer ettersom stiftkronene ville bore seg fast i fjellet og knuse fjellet rundt hullet. Dette förte videre til större ladevansker.

Stiftkronene ble byttet ut med skjærkroner og matertrykket forminsket til 30 - 40 bar i basalten og ennu lavere i skoriaen. I tillegg ble liggere, hjelper og enkelte strosshull ladet igjennom 40 m/m plaströr hvor nödvendig. Denne modifikasjon förte til stor forbedring i driften.

I tillegg til driving i stasjonhallen, ble det i förste halvåret 1985 drevet en 706 m lang tunnel på 19 fulle arbeidsuker. Dette gir en gjennomsnittlig inndrift på 37 m/uke. Hvis vi trekker fra nisjer, uvanlig store sikringstiltak o.s.v. bler gjennomsnittsinndriften nærmest 43 m/uke og 0,4 - 0,45 m/effektivtime. Mest var inndriften 51 m/uke, se fig. 10.4.

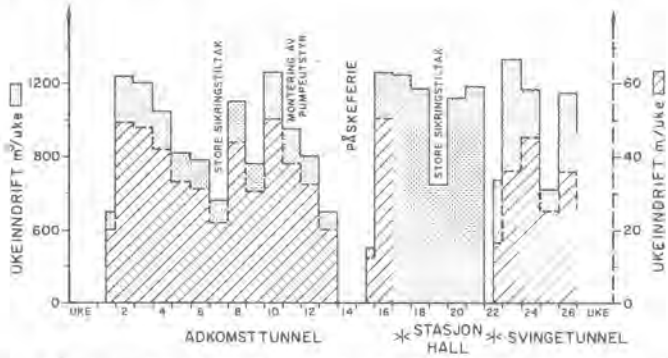


Fig. 10.4 Driftsresultat förste halvår 1985.

SIKRINGSTILTAK

Ved planlegging av sikringskonstrusjonen skilles det mellom fremdriftsikring og detaljsikring for de forskjellige deler av anlegget med tillit til senere bruk og tilgjengelighet.

Basert på fjellmassens egenskaper blir spröytebetong brukt som dominerende sikringstype, både for arbeidsikring og permanent sikring. Spröytebetongen skaper direkte kontakt med fjellet og gir den önskede lastoverföring, og fjellets egen bæreevne mobiliseres. Dette förer til at behovet for forsterkning blir mindre. Bare i ekstreme tilfeller kombineres spröytebetong med innstöpte bolter i det sedimentære fjellet, og med stålfibre i sleppesoner med svelleleire.

Erfaringen med spröytebetongen har i stor grad vært tilfredsstillende. Dog har det oppstått problemer i forbindelse med vedheft mellom betong og fjell, særlig i det sedimentære fjellet. Der driften har mött vannlekkasje fra hengen, har det vært utvasking og avskalling av betong under spröytingen. Avskallinger har ikke oppstått etterat spröytingen er ferdig.

I begynnelsen var det lagt stor vekt på sikringstiltak i sleppe- og knusesoner. Disse sonene er ofte tilknyttet forkastinger med markerte glideplan. Svelling i sonene har vært observert.

Fremgängsmäten har vært å la leirsonene få svelle slik at den i konturen blir nærmest spenningsfri og stabil. Dette lar seg gjöre der sonens bredde er begrenset, der leirmassen primært har lavt bergtrykk, er rimelig konsolidert og hvis svellingen går fra tunnelkonturen og innover i fjellet.

OPPFÖLGING AV TUNNELDRIFTEN

Grundige registreringer av geologi, innlekkasje, deformasjoner i fjellmassen, og arbeidssikring, har vært en viktig del i planleggingen av den videre drift og den permanente sikring.

Umiddelbart etter utlastning av salven kartlegges fjellet, sprekker måles opp, sleppematerialer klassifisers og vannforhold måles og vurderes. Disse registreringer er basis for arbeidssikringstiltak.

Vannlekkasje i tunnelene er avhengig av områdets tektoniske og geologiske karakter. Fjellmassen er ganske vanntett og innlekkasje er sterkt begrenset til sprekkeflatene. Det største vanninnbrudd i en markert sleppe ble anslått til om lag 700 l/min, men gikk ned til om lag 100 l/min i löpet av to uker.

Fig. 10.5 viser total innlekkasje i tunnelen i mars og april 1985.

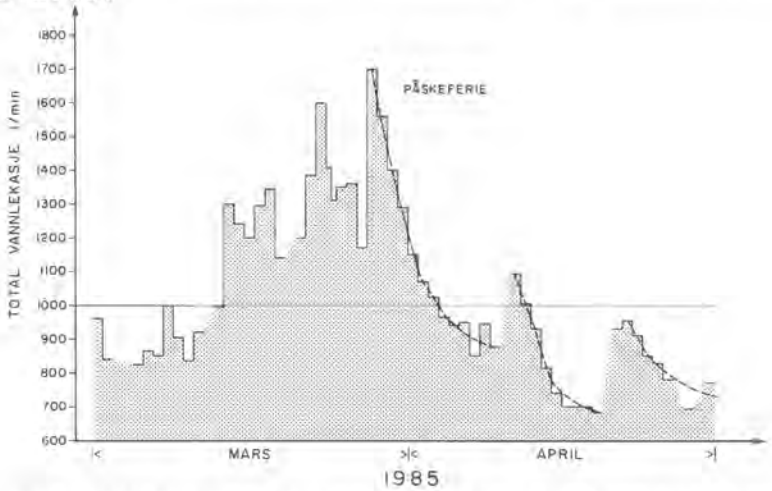


Fig. 10.5 Total innlekkasje i adkomsttunnelen.

På dette tidspunkt økte lekkasjen til over 1700 l/min. Den sterkt avtakende lekkasje i påskeferien er typisk for alle lekkasjesonene. Da driving av avlöpstunnelen medio august begynte, hadde innlekkasjen stabilisert seg ved om lag 530 l/min.

Regelmessige grunnvannsmålinger ble utfört i nærliggende borehull. Samtidig som tunnelen ble drevet lengre inn i fjellet, ble det registrest noe grunnvannsynk i borehull som lå på linje med sprekkeretningen, men ikke i hull tvert på.

Konvergensmålinger (diameterendriner) og deformasjonsmålinger innover i bergmassen er foretatt ved hjelp av borehullsekstensometere. Fig. 10.6 viser resultat fra borehullsekstensometere i hengen i toppstollen i stasjonhallen.

På kort tid vil disse målinger gi opplysninger om installert sikring er tilstrekkelig og i tråd med forutsetningene. Slik figuren viser har registrerte deformasjoner vært små og sterkt avtagende. Etter 3 dögn er det ingen tegn på bevegelse. Den midlertidige forsterkning er da i likevekt med berget.

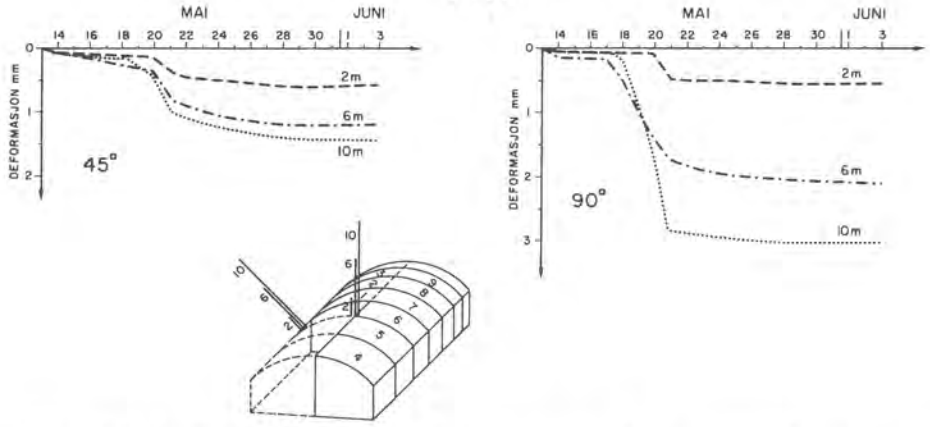


Fig 10.6 Deformasjonsmålinger med borehullsekstensometere i hengen i stasjonhallen.

Den kontinuerlige geologiske kartlegging er trulig den viktigste del av tilsynet. Den har gjort det mulig å forstå fjellets kompliserte struktur og gjör prognoser mulige om de fjellforhold som vil möte driften i fremtiden. Fig. 10.7 viser en slik prognose for geologien i stasjonhallen og de mest kritiske sonene i de förste 50 m av avlöpstunnelen.

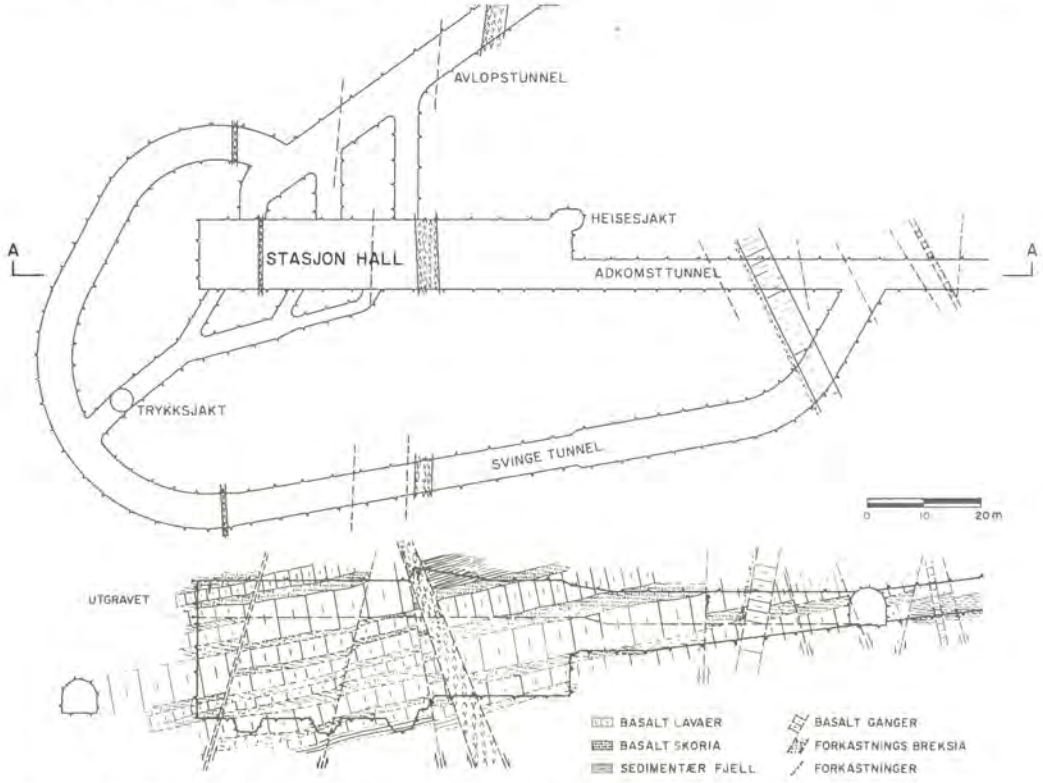


Fig. 10.7 Geologisk prognose for Stasjonhallen.

KONKLUSJON

Basalten som tunnelene drives i er en sterkt oppsprukket fjellmasse og den vil av mange klassifiseres som dårlig tunnelfjell. Erfaringen fra Blanda er ikke den. Dette skyldes först og fremst fjellets spenningsforhold og sprekkenes enestående karakter. De er meget uregelmessige, bölgende og ru, slik at sprekkeflatene låses samman.

Problemer med stabiliteten har vært små, men de har oppstått hovedsaklig der tykke sedimentære lag forekommer i hengen. Tilstrekkelig arbeidssikring oppnås med 3 - 5 cm spröytebetong, untatt i de breie forkastningssonene med svelleleire og i de tykke sedimentære lag.

Både byggherre og entreprenör har prövd å drive rasjonelt og basert sin planlegging på omfattende tilsyn på alle områder. Forutsetningen for driften er en grundig forståelse av den sterkt oppsprukne og varierende fjellmassen. Det pröves stadig å forstyrre fjellet minst mulig og med de beskrevne sikringstiltak å hjelpe fjellet til selv å ta og tåle de nye spenningsforhold. Ökende erfaring har gjort driften stadig mer fleksibel. Sprengningsarbeider og sikringstiltak kan nu varieres i samsvar med fjellets varierende karakter.

TERSKELSPRENGNING VED SOLBERGFOSS

BLASTING OF ROCKMASS COFFERDAMS AT SOLBERGFOSS HYDROPOWER PLANT.

Sivilingeniør Svein Normann Hanssen
SELMER FURUHOLMEN

Sivilingeniør Tore S. Dahlø
Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDRAG
Ved Solbergfoss Kraftverk er det sprengt fjellterskeler i inntak og utløp. Tersklene er sprengt som enkeltsalver med kort avstand til eksisterende konstruksjoner.

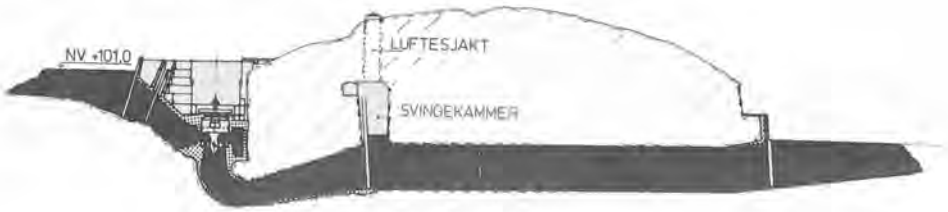
SUMMARY
At Solbergfoss Hydropower Plant two rockmass cofferdams have been blasted in the intake and outlet area. Each cofferdam has been blasted in one single blast with short distance to existing structures.

TERSKELSPRENGNING VED SOLBERGFOSS.

INNLEDNING

Solbergfoss kraftverk ligger i Glomma, nedenfor utløpet av Øyeren ca. 8 km nordøst for Askim i Østfold fylke. Fallhøyden er ca. 21 m.

VANNVEI - LENGDESNITT



Anleggsarbeidet ved Solbergfoss II ble startet opp høsten 1981, og den nye stasjonen ble satt i drift i april 1985. Utbyggingen kostet 380 mill. kr. Det oppnås en gjennomsnittlig årlig produksjonsgevinst på ca. 200 GWh. Byggeledelsen ble styrt av Oslo Lysverker, med Ingeniør A. B. Berdal A/S som byggeteknisk konsulent. Entreprisen for de byggetekniske arbeider på ca. 180 mill. kr., ble vunnet av Ingeniør F. Selmer A/S, som på det meste har hatt 150 mann på anlegget.

Ved anlegget ble det foretatt utsprengning av tilsammen 240 000 m^3 fjell og utstøpning av 40 000 m^3 betong.

Den første utbyggingen med kraftstasjonen Solbergfoss I ble utført i tidsrommet 1917 - 1924. Stasjonen står i dag med 13 aggregater, hvorav de 7 første ble installert i første byggeperiode. Maksimal ytelse er på ca. 136 MVA ved 650 m^3/s vannføring. Solbergfoss II er bygget for 110 MVA med vannføring 550 m^3/s på ett aggregat, forøvrig med Norges største Kaplan-turbin, som har et løpehjul med 8,3 m diameter. Samlet årsproduksjon ved de to kraftverkene er beregnet til 890 GWh.

GENERELT

Ved bygging av elvekraftverk søker en å etablere terskler foran inntak og utløp slik at mest mulig av arbeidene kan foregå på det tørre og dermed til lavest mulig kostnad. Avhengig av flere faktorer som topografiske forhold, fjelloverflatens beliggenhet, bergmassenes anleggstekniske kvaliteter, løsmasseforhold, tidsprogram etc., kan det da bygges en fangdam eller igjensettes en terskel mot elva. Før valg av endelig løsning er det nødvendig å vurdere fordeler og ulemper både med bygging og den senere fjerning av terskelen. De høye kostnadene med undervannsarbeider, både betong og sprengningsarbeider, gjør det som regel nødvendig å trekke terskelen så nært bygningskonstruksjonene som mulig.

Ved planlegging av terskelsprengningene ved Solbergfoss II ble de høye kostnadene med undervannssprengning avgjørende for utførelsesmetoden. Ved å begrense sprengningen av den enkelte terskel til en sluttsalve oppnåes en kostnadsbesparelse som tillater høyere kostnader med tildekking og beskyttelse av de utsatte bygningskonstruksjoner, samtidig som det kan tillates en relativt høy skaderisiko for de samme konstruksjonene. Dette krever imidlertid en grundig planlegging med det for øye å oppnå en optimal sprengning med minimale kostnader og med akseptabel skaderisiko for de utsatte bygningskonstruksjoner og installasjoner.

Foruten hensynet til å oppnå en rimeligst mulig sprengning innenfor den tid som var til rådighet, har følgende krav måttet stilles til terskelsalvene:

- Nødvendig sikkerhet for å oppnå en vellykket sprengning, dvs. rent sprengningstekniske hensyn som krav til bormønster, tennerfordeling og spesifikk ladning for å oppnå tilsiktede brytning og nødvendig fragmentering.

- Sprengningen skal ikke påføre skader på eksisterende bygninger og installasjoner. Dette innbefatter begrensede ladningsmengder ut fra hensynet til å
  - unngå skader forårsaket av trykkbølger gjennom luften

- unngå skader forårsaket av trykkbølger gjennom vann
- unngå skader forårsaket av rystelser gjennom fjell
- unngå skader forårsaket av sprut eller framkast av sprengstein

For terskelsprengningen i inntaket er det spesielt skaderisiko ved trykksbølger gjennom vann som har gitt begrensningene, mens det for utløpet har vært rystelsesbelastningene på installasjonene i den gamle kraftstasjonen foruten rystelsesbelastningene på selve utløps- konstruksjonene som har vært

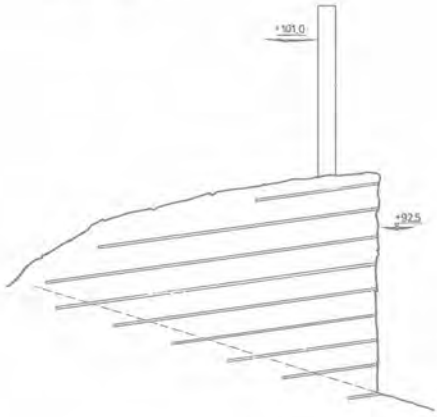
begrensende. Den minimale avstanden mellom spregnings-stedet og inntaks- og utløpskonstruksjonene medfører for begge tersklene store problemer forbundet med framkast fra røysa.

For å kunne utføre sluttsprengning av tersklene i en salve har det vært nødvendig å redusere sprengnings-volumet mest mulig. Etter at lukene ble operative var det mulig å redusere tersklene ved forsiktig å sprenge vekk partier på luftsiden. Ut fra stabilitetshensyn ble det funnet forsvarlig å redusere inntaksterskelen med ca. 300 m^3 på luftsiden, samtidig som utløpsterskelen ble redusert med ca. 2600 m^3.

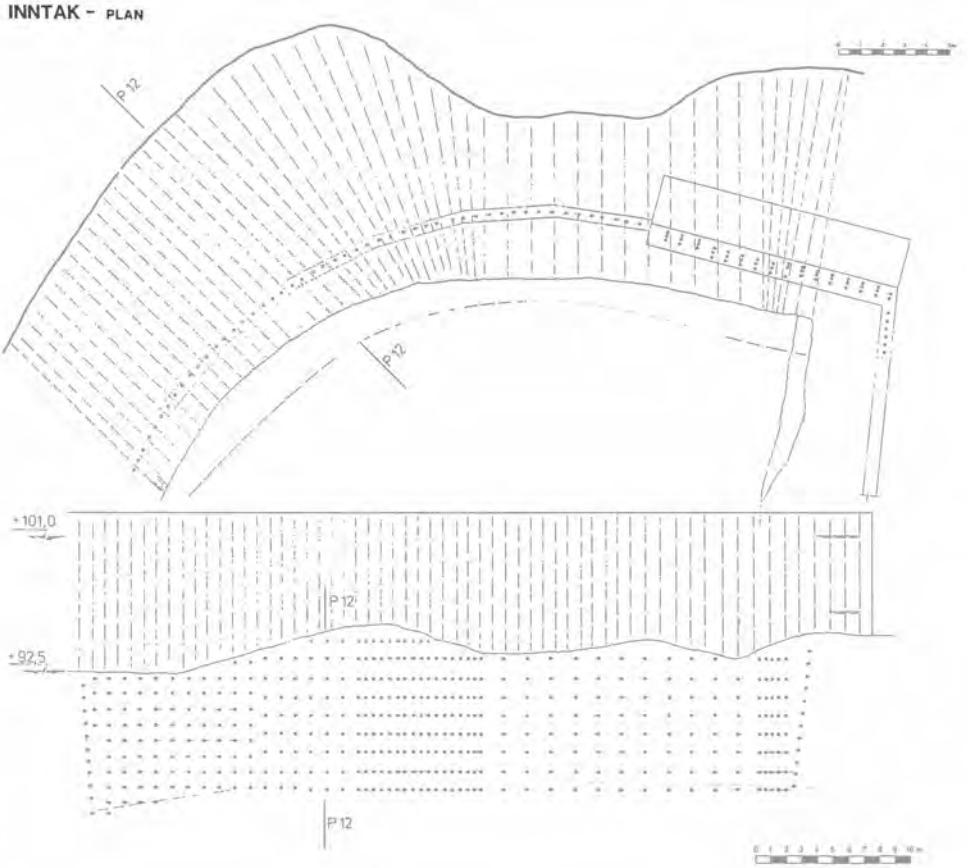
Til sluttsprengningen sto det etter trimmingen igjen ca. 4000 m^3 fjell i inntaksterskelen, og ca. 8500 m^3 fjell i utløpsterskelen.

INNTAKET

INNTAK - SNITT



INNTAK - PLAN



Sprengningen ble foretatt med liggere i fjellterskelen, hvor totalt ca. 4,6 tonn Ekstra Dynamitt ble fordelt på 441 borhull. For å redusere rystelsesbelastningene og de hydroelastiske sjokkbølgene mot inntakskonstruksjonene har det vært nødvendig å spre ladningene mest mulig. Den ca. 10 m høye betongfangdammen ble sprengt med 360 kg Ekstra Dynamitt i begynnelsen av salven. Ved beregning av belastningene på konstruksjonene, både rystelser og sjokkbølger, ble det tatt utgangspunkt i salvens tyngdepunkt på tenner nr. 11, med totalt 250 kg dynamitt.

Avstanden mellom fjellterskel og grindkonstruksjon varierte fra ca. 5 til 12 m. For å oppnå mest mulig avlastning av sjokkbølgene ble vannstanden i inntakskanalen senket til 8,5 m under vannstanden i elva. Dette medførte at også deler av betongfangdammen ble kastet mot grindkonstruksjonen sammen med blokk fra røysa under sprengningen. Dete var tatt hensyn til ved konstruksjonen av dekkingen på grinden, som ble konstruert for både å dempe sjokkbølgene samt ta imot framkast av stein og betongfragmenter. Dekningen ble derfor utført som en fendrende konstruksjon, løst festet til grinden. Det ble benyttet bakhun, tømmer, lastebildekk samt stålbjelker for å fange opp framkast, og to lag celleplast for å avlaste grinden samt dempe sjokkbølgene. I tillegg ble det lagt ut luftegardin for å oppnå luftinnblanding i vannet og dermed dempning av sjokkbølgene. Dette ble gjort med grunnlag i erfaringer

fra en egen forsøk-serie med luftegardin før sprengningene.

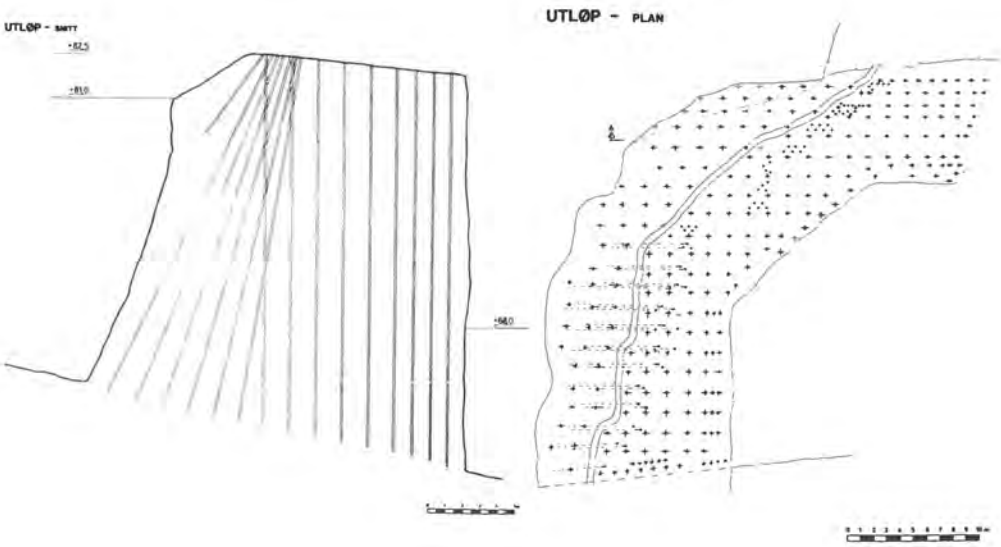
Ut fra den endelige salveplanen var det forventet rystelser i størrelsesorden 150 - 200 mm/s på lukekonstruksjonen, og 50 - 100 mm/s på aggregatet.
Rystelsesmålingene som ble utført viste forholdsvis lave verdier med 100 mm/s ved lukene og 45 mm/s ved turbinfundamentet.

Med den dekningen som ble benyttet var sjokkbølgene i vannet mot inntakskonstruksjonene beregnet å belaste grindkonstruksjonen med maksimalt ca 30 mVs. For inntakslukene var det ventet impulsbelastninger opp til ca. 30 m vannsøyle. Målinger som ble utført ved hjelp av strekklapper på lukekonstruksjonen viste også at belastningene var akseptable med maksimalt 35 mVs som sjokkbelastning på lukekonstruksjonens plater og avstivere (ribber).

UTLØPET

Sprengningen ble foretatt med stendere, med totalt ca. 9,8 tonn Ekstra Dynamitt fordelt på 250 borhull.
Salvens tyngdepunkt ble liggende på tenner nr. 17 med totalt 600 kg sprengstoff.

Avstanden mellom terskelen og betongkonstruksjonene varierte mellom ca. 4 m og 26 m. Etter som toppflaten på terskelen raget ca. 23 m over sålenivå for tunnelen i utløpsmunningen, ble det anslått at ca. 2000 m^3 stein vil havne inne i tunnelen dersom ikke spesielle tiltak kunne gjøres for å hindre dette. Når terskelen var sprengt og tunnelen fylt med vann, ville det blitt svært problematisk å fjerne steinmassene, som vil dekke ca. halve tunneltverrsnittet. Det ble derfor vurdert forskjellige tiltak for å unngå å få røysa inn i tunnelen.



Det ble til slutt valgt å legge opp en voll med ca. 11 000 m^3 sand i tunnelmunningen for å holde steinmassene utenfor.

For å unngå problemet med sjokkbølger i vann ved denne sprengningen, ble salven tatt med frispeil inn til sugerørslukene. Rystelsespåkjenningene i betongkonstruksjonene i utløpet ville imidlertid bli store, - det ble beregnet ca. 300 - 400 mm/s for pilarene, noe lavere for brua over utløpet. Rystelsene var antatt å kunne medføre sprekkskader, særlig i fjellpartiet mellom utløpsmunningen og elva, slik at fjellet i partiet på forhånd ble forsterket med bolter.

På nærmeste hjørne av kraftstasjonsbygningen for Solbergfoss I ble det forventet rystelsesbelastninger opp mot ca 150 mm/S og spesielt de nærmeste turbinene lå dermed i faresonen for skader. Det ble derfor nødvendig å stoppe stasjonen under sprengningen.

Resultatene fra rystelsesmålingene viste rystelser med 310 mm/s i svingehastighet for betongkonstruksjonene ved utløpet, mens rystelsene ble lavere enn beregnet ved det nærmeste hjørnet av kraftstasjonen med 105 mm/s som det maksimale. På de nærmeste aggregatene ble det målt maksimalt 77 mm/s.

AVSLUTNING

De målingene som ble gjort, både av rystelser og sjokkbølger i vann, viste at konstruksjonene ikke ble utsatt for belastninger på et slikt nivå at skader var sann-

synlig. Med unntak av et knust vindu ved den gamle stasjonen etter sprengningen ved utløpet ble det heller ikke registrert skader etter sprengningene. Fragmenteringen av sprengstein var også god, og utlastingen gikk som forutsatt.

NOEN ERFARINGER FRA SPRENGNING FRA TERSKELSALVER

SOME EXPERIENCE FROM COFFERDAM BLASTING

Sivilingeniør Tore S. Dahlø, Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDAG

Erfaringer fra sprengning av flere, til dels store fjellterskler er innhentet. Sprengning er utført mot både tørre og vannfylte kanaler.

For beregning av rystelser og sjokkbølger i vann på prosjekteringsstadiet kan det tas utgangspunkt i en ladning pr. tennernummer tilsvarende ca. 0,07 kg pr fm3 terskelvolum. Ved dempning av sjokkbølgene mot luker i inntak eller utløpsmunning vha. luftegardin og celleplast, er belastningene på konstruksjonene funnet redusert ned til maksimalt 3% av hva ladning fritt i vann under sfærisk forplantning ville gi.

SUMMARY

Experience gained at several cofferdam blasting opeations are collected. The blastings have been carried out against both dry and waterfilled inlet/outlet canals at different hydropower schemes.

For evaluation of blast vibrations and hydrodynamic effects, a charge per detonator delay corresponding to approx. 0.07 kg per cubic metre cofferdam volume can be used. When air diffusors and insulation materials are installed to reduce the hydrodynamic pressure on gate constructions in underwater blasting, measurements indicate a reduction down to approximately 3% in comparison to charges detonated in water under spherical wave-propagation.

INNLEDNING

Både på forprosjekt-stadiet ved planlegging av en kraftverksutbygging og ved endelig detaljering av et kraftverk, vil det være aktuelt å vurdere terskelsprengninger. Særlig ved rehabilitering/utvidelse av eldre elvekraftverk som tilfellet var for Solbergfoss, vil store og problematiske terskelsprengninger måtte vurderes. Dette medfører en søken etter relevant dokumentasjon fra tidligere sammenlignbare sprengningsoperasjoner. Den litteratur som finnes, er imidlertid ofte mer tilfeldig, og omhandler normalt kun fragmenter av de opplysninger som må innehas for å vurdere konsekvensene ved å følge en gitt sprengningsplan.

Når prosjektet er kommet dithen at sprengningen er nært forestående, viser deg seg ofte at problemstillingen er undervurdert. Det er gjerne oppstått forsinkelser i prosjektet pga. uventede problemer med fjellet, pga. endret byggeteknisk utforming eller forsinkelser med montasjearbeidene. Dette medfører at arbeidene må forseres, ofte under vinterforhold, for å unngå forsinket idriftsettelse av kraftverket med tilhørende produksjonstap. Når da terskelsprengning må planlegges på tampen av byggeperioden, vil lett mer tilfeldige løsninger kunne bli resulatet. Risikoen for skader vil dermed være større enn nødvendig.

For å søke å unngå slike problemer, ble detaljplanleggingen av terskelsalvene ved Solbergfoss påbegynt over ett år før sprengning var aktuelt. Som grunnlag forelå mellom annet særlig nyttige erfaringer fra tidligere sprengninger ved Skollenborg og Rånåsfoss. Berdal hadde også erfaringene fra Sarp i godt minne. Erfaringene fra terskelsprengningen ved Kykkelsrud høsten -83 ga også et bedre grunnlag for å vurdere sprengningene, samtidig som en del tidligere sprengninger er dokumenter m.a. gjennom rapporter fra KFF/IFF (omløpstunnel Solbergfoss, Vamma og Sarp), fra NHL samt tidligere foredrag ved Fjellsprengningskonferansen.

De viktigste erfaringene vi pr. i dag sitter igjen med, vil bli meddelt i det følgende. Temaet tillater ikke å gå særlig i detalj, men noen hovedtrekk vil likevel kunne være nyttige ved foreløpige vurderinger på et tidlig prosejekteringsstadium.

GENERELT

Ved planlegging av terskelsalver er det flere, ofte motstridende hensyn som må avveies mot hverandre. Det er tre hovedhensyn som må vurderes:

- Sikkerheten for at salven går som forutsatt.
- Fragmenteringen må tilfredsstille et minstekrav.
- Skaderisikoen for nærliggende bygninger og konstruksjoner må være akseptabel.

Sikker detonasjon/brytning er et absolutt krav som primært oppnås ved utarbeidelse av sprengningsplan og nøyaktighet ved boring/ladning/kobling. To tennere pr. ladning og doble tennerkretser er normal standard. Kontinuerlig måling/kontroll under ladearbeidet er også viktig. I tillegg benyttes imidlertid ofte praksis fra undervannssprengninger med to ganger normal spesifikk ladning i forhold til sprengning på land, hvilket vanligvis er lite ønskelig når hensynet til skaderisiko for omgivelsene tas i betraktning. Ved å justere den spesifikke ladning for eventuelle vanndyp/pallhøyde og løsmasseoverlagring kan det diskuteres hvorvidt dobbel spesifikk ladning er helt nødvendig når bore- og ladearbeidene pågår under normal kontroll på tørt land.

Hensynet til fragmentering er også et viktig moment, spesielt når utlasting vil foregå vha. grabbing, ofte på stort dyp og vinterstid. Eventuell spretting av blokk (under vann) vil både virke forsinkende og fordyrende slik at større tilleggskostnader raskt påløper dersom byggherren ser seg nødt til å redusere den spesifikke ladning av hensyn til skaderisiko.

Den som utarbeider sprengningsplanen for terskelen (ofte en egen sprengningsteknisk konsulent) må ventes å være bevisst på kravene til sikker detonasjon og fragmentering. I praksis er skaderisiko for omgivelsene mer et byggherreproblem, og blir gjerne tatt mindre hensyn til når de første sprengningsplanene utarbeides. Skaderisikoen er i stor grad knyttet til spesifikk ladning slik at siste mulighet for å redusere skaderisikoen er å redusere den spesifikke ladningen, hvilket m.a. kan medføre uklare ansvarsforhold og større ekstrakostnader.

Det er normalt høye kostnader forbundet med vanskelige terskelsprengninger. Det er derfor viktig at kontrakten gir fullstendige beskrivelser for arbeidene, med nøyaktige restriksjoner av hensyn til skaderisiko og ansvarsfordeling.

En detaljert fremdriftsplan må samtidig være utarbeidet før arbeidet starter. Erfaringsvis vil en del justeringer måtte gjøres underveis, blant annet pga. at det ofte vil være nær umulig å vurdere terskelens endelige beliggenhet og geometri før fjellet er avdekket og bergkvaliteten klarlagt. Under den tidlige planprosessen bør det derfor regnes ugunstig, slik at eventuelle justeringer vil være av positiv art.

Å utarbeide en sprengningsplan ut fra hensynet til sikker detonasjon og akseptabel fragmentering er vanligvis ikke noe vesentlig problem for store salver lik de som er blitt nødvendige ved den senere tids terskelsprengninger, spesielt ved Glomma. Problemene oppstår når salvestørrelse og nærhet til sårbare konstruksjoner resulterer i risiko for skader. Skader kan oppstå pga:

- luftstøt
- sprut fra salven
- fremkast av salven
- gasstrykk på slepper i sideberget
- rystelser i berget
- sjokkbølger gjennom vann

Generelt er skaderisikoen økende med økende volum og reduksjon i avstand. For å redusere risikoen kan derfor avstanden til konstruksjonen økes, f.eks. gjennom forhåndstrimming av salven etter at lukene er blitt operative. Forsiktig nedsprengning/trimming av terskelen kan ofte også gjøres når flomrisikoen er mer akseptabel. Ved en detaljert ingeniørgeologisk kartlegging og stabilitetsberegning vil ofte terskelvolumet kunne reduseres betraktelig, og en slankere terskel vil kunne inneha tilstrekkelig stabilitet over den korte tid som igjenstår før selve terskelsprengningen. Stabiliteten kan eventuelt bedres vha. injeksjon, bolting og/eller drenering. Som eksempel kan nevnes at terskelen i utløpet ved Solbergfoss hadde et høyde/breddeforhold varierende mellom ca. 1,5 - 1,9 over ca. halve lengden (moderat til stor oppsprekkingsgrad i terskelen), mens det normalt tidligere ofte er nyttet høyde/bredde-forhold ca. lik 1 også ved mer massive terskler.

SKADERISIKO

Som tidligere nevnt kan det være flere årsaker til skader på nærliggende konstruksjoner.

Eventuell risiko pga. luftstøt er vanligvis ikke noe stort probelem, og enkle tiltak som å sette dører og vinduer åpne, sørge for effektiv fordemming av borpipene og tildekking av salven vil normalt være tilstrekkelig.

I likhet med luftsjokk kan også sprutrisikoen reduseres vha. god fordemming og tildekking. Sprutrisikoen er imidlertid også sterkt avhengig av spesifikk ladning og tennertype/brytningsforhold. Ved høy spesifikk ladning og oppsprukket berg er tildekking av de mest utsatte konstruksjonene normalt blitt valgt. Ellers vil sprutfaren kunne reduseres ved tettere boring og reduserte ladningskonsentrasjoner.

Ved tett boring og reduserte ladninger, eventuelt kombinert med redusert spesifikk ladning nærmest konturen, vil også mulighetene for gassinntregning på slepper i sideberget være redusert. Ved eventuelt å forsterke slepperike parti samt sørge for lett brytning nærmest konturen, vil skader pga. "løfting" i sidefjellet således reduseres eller helt unngås.

De tre hovedproblemene ved terskelsprengning vil derfor være:

- Fremkast av røysa
- Rystelser
- Sjokkbølger i vann

Fremkast av røysa:

Når avstanden til konstruksjonene blir minimal, og det samtidig er ønske om høy spesifikk ladning av hensyn til fragmentering, blir problemene store. En vannfylling vil normalt redusere risikoen, men ofte medfører dette ny risiko pga. sjokkbølger i vannet slik at "tørr" sprengning normalt regnes å være gunstigere.

Ved inntak Skollenborg, hvor 850 fm3 terskel samt ca. 6 m høy betongfangdam 14 m fra varegrind ble sprengt i 1982, ble det valgt å sprenge "tørt", dvs. med vannstandsprang på ca. 7,5 m gjennom fangdammen. Dekningen besto av stående tømmerkledning lagt direkte på varegrinden, med fendring vha. mellomliggende bildekk. Selv om storparten av betongfangdammen lå klistret mot tømmermattene etter salven, gikk dette greit med unntak for en grindseksjon som fikk mindre skader, sannsynligvis pga. utetthet i tildekkingen.

Ved Rånåsfoss inntak (7200 fm3) sprengt i 1983 lå den ca. 20 m høye terskelen ca. 8 m fra grinden på det nærmeste. Pga risiko ved sjokkbølger i vann ble det også der sprengt "tørt". Tildekkingen besto av stående stålkledning HE 160 A opp til den nederste flyndre samt opp til nestnederste flyndre for de nærmest ca. 15 m mot den ene kanalveggen, foruten stående tømmerkledning for det øvrige grindarealet. Utenpå tildekkingen, som var uforet med boks, ble det plassert bakhun. For å redusere fremkastet (stender-salve) ble spesifikk ladning redusert til ca. 0,44 kg/fm3. Fremkastet ble beskjedent, og røysa fungerte fortsatt som en noe utett terskel etter salven.

En grindseksjon ble imidlertid skadet, og entreprenøren rapporterte store problemer med utlastingen pga. mye blokk som måtte sprettes.

Ved sprengningen i 1984 i inntaket ved Solbergfoss (3500 fm3 terskel, 8 m høy og 4 m fra grinden på det nærmeste, samt ca. 10 m høy betongfangdam) ble det funnet nødvendig å sprenge med delvis vannfylt inntakskanal. Tildekkingen ble konstruert med bakgrunn i erfaringene fra Sarp, Skollenborg og Rånåsfoss. Det ble benyttet en relativt løst festet, fendrende konstruksjon bestående av celleplast, plank, lastebildekk, stålprofiler (vesentlig HE 300 B), tømmer og bakhun. Tildekkingen ble konstruert for å ta opp og fordele lasten fra forventet fremkast ut fra energibetraktning (arbeid lik bevegelsesenergi). Selv om røysa ble liggende til dels høyere enn stålprofilene og tildekkingen ble sterkt ødelagt av sprengningen, ble skader på grinden unngått. Kostnadene med tildekkingen var imidlertid høye, ca. 3 - 4 ganger kostnadene for selve terskelsalven, men likevel ikke høyere enn at dette kunne inntjenes ved 1 - 2 ukers drift av kraftstasjonen. Disse kostnader må holdes mot et mulig produksjonstap ved eventuelle skader eller forsinkelser ved andre løsninger. En utsprengning vha. undervannssprengning og bygging av tilsvarende høy betongfangdam tidligere i byggefasen ville gitt høyere kostnader.

Ved utløpet til Solbergfoss (20-25 m høy terskel på ca. 8.500 fm3, 4-26 m fra utløpet) var situasjonen noe enklere idet problemet kun besto i å unngå å få røysa inn i tunnelen. En sandfylling kunne således velges som tildekking.

Rystelser:

Ved beregning av rystelser er det funnet mest hensiktsmessig å benytte registreringer under anleggsperioden som grunnlag. Ut fra en forenkling av formelverket har vi nyttet formelen:

$$v = k \times (Q \times s/d^{1,5})^{0,5} \qquad (1)$$

der

v = svingehastighet (mm/s)
k = K-verdi
Q = ladning (kg) relatert dynamitt på tyngst belastede tennernr.
s = samtidighetsfaktor
d = avstand (meter) mellom målepunkt og salvens tyngdepunkt

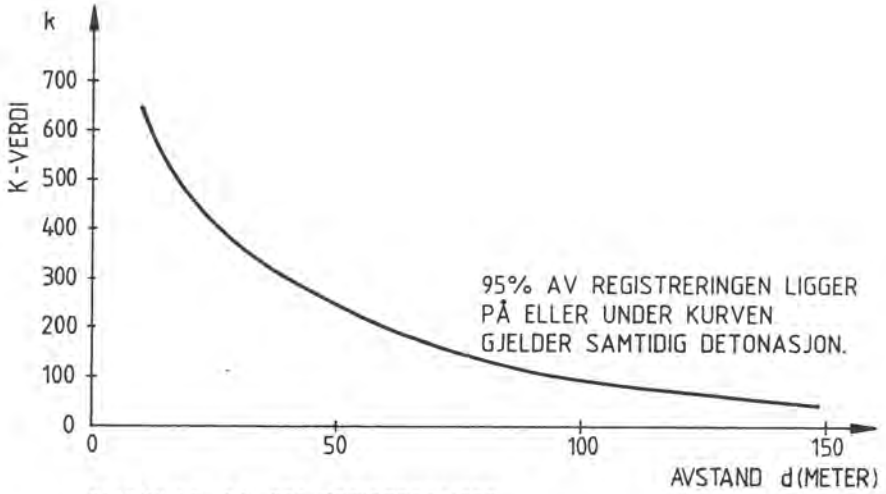


Fig. 1 Registrerte k-verdi ved Solbergfoss

Samtidighetsfaktoren blir normalt benyttet lik 2/3 for millisekundtennere. For vurdering av terskelsprengningene ved Solbergfoss ble det benyttet samtidighetsfaktor som vist i fig. 2, som gir et mer korrekt bilde ved mindre avstander.

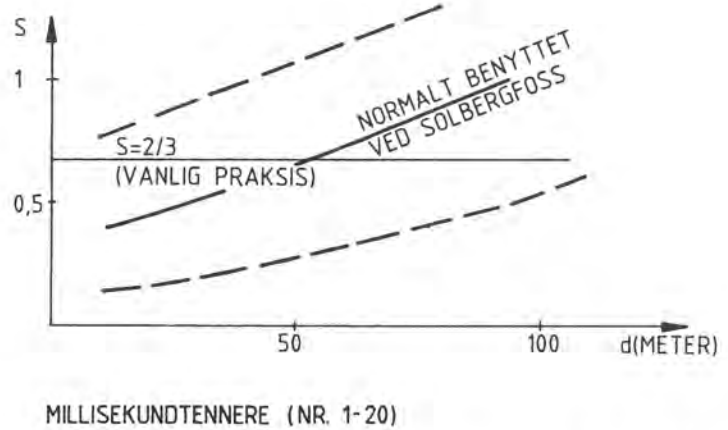


Fig. 2. Samtidighetsfaktor (s) som funksjon av avstand.

Den relativt oppsprukne, amfibolittiske gneisen ved Solbergfoss gir noe ugunstige/høye rystelser i forhold til erfaringene fra andre anlegg.

tsd/mn15r

Den registrerte k-verdi og benyttede samtidighetsfaktor vil således være dekkende for de fleste bergforhold.

Ved å benytte k-verdi som vist i fig. 1, var det regnet mindre enn 5% sannsynlighet for overskridelse av beregnede rystelser. Sannsynlige rystelser kunne forventes å ligge på nivå mellom ca. 1/3 og 2/3 av de beregnede (maksimalverdier).

Et hovedproblem ved vurdering av rystelser vil være å fastlegge hvilket nivå som kan aksepteres. Ved enkeltstående tilfeller som terskelsprengninger vil vanlige grenseverdier ofte umuliggjøre sprengning. De rystelsesgrensene/farenivå som oppgis i litteraturen synes samtidig generelt å være svært konservative, - disse definerer normalt det nivå hvor eldre, oftest svake byggverk begynner å vise hårfine, kosmetiske sprekker uten betydning for konstruksjonens styrke. For armerte, mer massive/monolittiske betongkonstruksjoner ved kraftverk har vi, ved konsekvensbetraktning, funnet det riktig å heve grenseverdiene betraktelig. Erfaringer fra tidligere sprengninger med ofte tilfeldige overskridelser av gitte grenseverdier, indikerer at armerte, monolittiske betongkonstruksjoner kan tolerere rystelser i størrelsesorden over 300 mm/s, uten at sprekkeskader oppstår. Samtidig indikerer flere tilfeller hvor rystelser i størrelsesorden 1000 - 1400 µm er registrert uten at sprekkeskader er observert, det samme. (Som eksempel på det siste nevnes terskelsprengningene ved Rånåsfoss og Kykkelsrud -83). En rystelse ved v = 300 mm/s er ellers i litteraturen oppgitt å tilsvare det nivå hvor sprekker kan åpnes i fjell, og dette burde derfor være en mer reell grenseverdi også ved terskelsprengning.

Ved terskelsprengningene ved Solbergfoss ble måleområdet for instrumentet v = 300 mm/s, overskredet ved måling på brufundament (rystelsesmåler Vibragraf 90). Dette gamle fundamentet var en betongkonstruksjon kledd med forblendingsstein (byggeår antatt 1917). Med avstand ca. 50 m fra salvens tyngepunkt må rystelsene ha vært relativt lavfrekvente, men eneste effekt som kunne registreres, var at noe fugemasser løsnet mellom steinblokkene. Ved inntakslukene ble også måleområdet opp til 1000 µm for utsving overskredet (Vibragraf 90) uten at skader oppstod.

Ved sprengningen i utløpet til Solbergfoss ble svingehastighet v = 310 mm/s registrert for betongkonstruksjonen i utløpet uten at skader kunne observeres (avstand ca. 25 m fra salvens tyngdepunkt).

Med unntak av de nevnte høye rystelser, var de øvrige registreringer både ved Skollenborg, Rånåsfoss og Solbergfoss mer på "normalt" nivå. For aggregatene til den gamle Solbergfoss kraftstasjon var høyeste registrering v = 77 mm/s, - denne rystelsen medførte at nettforsyningen falt ut, hvilket ikke er unormalt idet vi tidligere har registrert at reléer har koblet ut ved adskillig lavere rystelser.

Tennerfordeling og brytningsforhold i salven har ofte avgjørende betydning for hvilke rystelser som opptrer. Det vil imidlertid føre for langt å ta opp dette her.

Ved et tidlig stadium i planleggingen av terskelsprengning vil det være nødvendig å anslå hvilke rystelser og eventuelle sjokkbølger i vann som kan forventes. For dette er det viktig å anslå hvilken ladningsmengde pr. intervall som er nødvendig ved den aktuelle terskel. Ved sammenligning av data fra 10 forskjellige terskelsprengninger med størrelse varierende mellom ca. 70 fm3 (Tjodan) og 8500 fm3 (Solbergfoss) har vi funnet et maksimum på ca. 0,07 kg pr. tennerintervall pr. fm3 terskelvolum. Normalt ligger dette på 0,05 - 0,07 kg pr. tennerintervall pr. fm3, (gjelder 8 av 10 tilfelle), mens et par tilfelle viser helt ned i 0,03 kg pr. tennerintervall pr. fm3 terskelvolum. Disse siste er imidlertid enten svært små terskler (Tjodan) eller lave spesifikke ladninger (Rånåsfoss), og således mindre relevante.

Sjokkbølger i vann:

Dersom en ladning Q(TNT) detoneres fritt i vann og sjokkbølgene gis en uforstyrret sfærisk forplantning, vil trykkbølgens spissverdi (bar) i avstand R fra ladningen kunne beregnes vha. formelen:

$$p_o = 530 \times (Q^{1/3}/R)^{1,13} \qquad (2)$$

(jfr. Solvik, Fjellsprengningskonferansen 1983).

Ved terskelsprengning blir trykket redusert pga. ladning i borhull, pga. kanalforplantning og/eller forplantning på grunt vann, samtidig som luftegardin og tildekking av utsatte konstruksjoner med celleplast ofte benyttes for ytterligere å redusere sjokk-effekten på konstruksjonene. For denne situasjon gjelder:

$$p = r \times p_o \qquad (3)$$

der r = reduksjonsfaktor.

Dersom luker er satt mot ensidig vanntrykk, og vannstanden utjevnet ved terskelen, må en sjokkbølge fra sprengning opptas av den innebygde sikkerhet i konstruksjonen. Ved terskelsprengning med vannfylt kanal blir det nødvendig å ta ut for konstruksjonens innebygde sikkerhet, og en faktor (materialfaktor x lastfaktor) på ca. 1,7 kan benyttes i forhold til dimensjonerende vannstand ved bunnstokk (luke). En har da fortsatt igjen en god reserve før flytning, - konstruksjonens rusttillegg samt "dynamiske tillegg". Det regnes således ofte at konstruksjonene kan ta det dobbelte av dimensjonerende vanntrykk ved sprengning uten at skaderisikoen er vesentlig stor.

For å øke toleransen mot sjokktrykk er det etter hvert blitt vanlig å senke vannstanden foran konstruksjoner i forhold til vannstanden utenfor terskelen. Ved terskelen foran inntaket i Solbergfoss ble vannstanden senket ca. 8,5 m, hvilket dermed skulle gi ytterligere ca. 17 m reserve mot sjokkbølgene.

Strekklappmålinger på lukekonstruksjonene har vist at negative belastninger ("baktrykk") også opptrer ved terskelsprengninger. Ved Vamma, hvor lukene ble sterkt skadet (rapport KFF-71) var dette baktrykket opp mot ca. 40-50% av maksimaltrykket, ventelig dannet pga. reflekterte bølger fra overflaten under detonasjon av de første tennernr. fra sprengning av betongfangdammen (under vann) i starten av salven. Flere andre målinger viser det samme baktrykket (eksempelvis strekklappmålinger ved Sarp, IFF - 78, hvor negative belastninger er rapportert å tilsvare de positive). M.a. av denne grunn ble det valgt å sprenge med ensidig vanntrykk mot lukene ved Solbergfoss.

Den store usikkerheten ved beregning av sjokkbølger i vann kommer når dempningstiltak skal vurderes. Effekten av luftegardin og/eller celleplasttildekking er fortsatt lite utforsket, og blant annet av denne grunn ble det gjort forsøk ved luftegardin ved Solbergfoss. Resultatene indikerer at forutsatt et minimumskrav til luftinnblanding er oppfylt, vil i størrelsesorden 35 - 50% dempning kunne påregnes for luftegardin alene ved luftinnblanding i avstand ca. 30 - 50 m fra sprengningspunktet. På kortere avstand var effekten ved luftinnblanding i vannet vesentlig bedre (ladninger opp mot ca. 4 kg fritt i vann).

Erfaringene fra en del større terskelsprengninger er sammenstilt for å vise effekten ved dempning med luftegardin og celleplast:

STED	VOLUM fm3	AVSTAND m	LADNING (kg) Totalt	Pr.fm3	Pr. tennernr.	VANN-DYP (m)	BELAST-NING m Vs
Vamma	2600	10	2,3 t	0,82	172	19-21	85
Sarp	1900	25	1,8 t	1,0	80	10-14	21
Solberg-foss	4000	25	4,5 t	1,15	250	8-13	35

Belastningene er målt ved strekklapper på lukene. Avstandene er regnet sentrisk, fra terskelen til konstruksjon.

Ved beregning ut fra formelene (2 + 3) blir reduksjonsfaktorene henholdsvis:

- Vamma : 0,031
- Sarp : 0,029
- Solbergfoss: 0,031

Ut fra dette synes det riktig, iallfall for et tidlig overslag, å kunne regne belastningene for en situasjon med maks. dempningstiltak

$$p = 165 \times (Q^{1/3}/R)^{1,13} \quad \text{(m Vs)} \qquad (4)$$

Dette gir ca. 40% høyere belastninger enn tidligere vist av Solvik (Fjellsprengningskonferansen -83). Det er imidlertid også dokumentert målinger fra andre terskelsalver hvor sjokktrykket har vært vesentlig lavere enn beregnet ut fra ovenstående uttrykk. Eksempelvis kan nevnes sprengningen -83 av terskelen ved Kykkelsrud på ca. 3400 fm3, med spesifikk ladning 1,0, ca. 20 m fra luke og vanndyp ca. 10 m hvor trykket (målt vha. trykkcelle, dvs. stor følsomhet mhp. innretting i forhold til sjokkbølgens forplantningsretning) lå på maksimum ca. 15% i forhold til ovenstående formel.

Ved sprengningen foran inntaket til Solbergfoss var en av de vanskeligste vurderinger sikkerheten for grinden mhp. sjokkbølger i vannet. Grinden lå ca. 10 m nærmere terskelen enn lukene. Det ble valgt å legge 5 cm celleplast (styrofoam, trykkfasthet 350 kN/m2) innerst mot grinden. I teorien skulle dermed grinden nærmest stå fritt i forhold til eventuelle sjokkbølger oppfanget i tildekkingen, forutsatt at sjokkbølgene ikke beveget tildekkingen mer enn 5 cm, og grinden kunne regnes teoretisk som åpen mhp. sjokkbølgene. Med grindstaver som kun dekker 20% av arealet, ville dermed ca. 5 ganger større sjokkbelastninger kunne aksepteres enn for tett, igjenplanket grind. Celleplast innpresset/avskåret mellom grindstavene etter sprengningen indikerer at denne løsningen har fungert etter hensikten.

KONKLUSJON

Ved terskelsprenging er det flere hensyn som må ivaretas, hvilket nødvendiggjør grundig planlegging allerede fra forprosjektstadiet. Det er særlig hensynet til skaderisiko forbundet med rystelser og eventuelle sjokkbølger i vann fra salven som må vurderes nøye.

For å vurdere rystelser og sjokkbølger i vann vil det på prosjekteringsstadiet kunne tas utgangspunkt i en ladning pr. tennerintervall tilsvarende 0,07 kg/fm3 terskelvolum. Ved beregning av rystelser tas utgangspunkt i salvens tyngdepunkt. k-verdi og samtidighetsfaktor vurderes nøye ut fra geologiske og geometriske forhold og salveplan. En grenseverdi for rystelser tilsvarende maksimalt ca. 300 mm/s kan vurderes benyttet for nærmest monolittiske betongkonstruksjoner.

Sjokkbølger i vann mot konstruksjonene vil kunne forventes lik ca. 3% av maksimaltrykket for ladning fritt i vann ved sfærisk forplantning når dempningstiltak som luftegardin og celleplast blir benyttet.

tsd/mn15r

REFERANSER

1. K. TOVSRUD: "Undervannssprengning ved Kykkelsrud". Fjellsprengningskonferansen/Bergmekanikkdagen 1963.

2. T. SANDE: "Sjokkbølger i vann, og sjokkbølgers belastning på konstruksjoner". Fjellsprengningskonferansen 1965.

3. T. SANDE: "Resultater fra målinger av sjokkbølger i vann". Fjellsprengningskonferansen 1966.

4. L. BAUMANN: "Tunnelutslag under vann og sprengning av terskler". Fjellsprengningskonferansen 1966.

5. T. HOFF og LUNESTAD: "Sprengningsarbeidene ved omløpstunnelene Solbergfoss". Kontor for fjellsprengningsteknikk, Oslo 1970.

6. A. M. HELTZEN og S. LUNESTAD: "Vamma kraftverk. Utbygging IV. Rapport vedr. sprengning av undervannssalve i avløpskanal". Kontor for fjellsprengningsteknikk, Oslo 1971.

7. S. LUNESTAD: "Hafslund A/S - Sarp kraftverk. Terskelsprengninger. Inntak og avløp. Vurderinger av påkjenninger på lukekonstruksjoner". Institutt for fjellsprengningsteknikk, Oslo 1977.

8. J. T. GLOMNES: "Opplegg og erfaringer fra terskelsprengninger ved Sarp kraftverk". Fjellsprengningskonferansen 1978.

9. T. HERRE: "Terskelsprengninger ved Bingsfoss kraftverk". Fjellsprengningskonferansen 1978.

10. S. LUNESTAD: "Hafslund A/S - Sarp kraftverk. Terskelsprengninger - inntak. Målinger av påkjenninger på lukekonstruksjoner". Institutt for fjellsprengningsteknikk, Oslo 1978.

11. Ø. SOLVIK og A. STORLER: "Måling av spenningsøkninger på luker ved fangdamsprengning, Hønefoss kraftverk". VHL, Trondheim, 1978.

12. Ø. SOLVIK: "Mudring og undervannssprengning. Sjokkbølger fra sprengning under vann". NIF-kurs, NTH 1982.

13. Ø. SOLVIK: "Tunnelutslag under vann. Prosjekteringskriterier, risikomomenter og praktiske utføringer". Fjellsprengningskonferansen 1983.

DAM RISKALLVATN - NYSET-STEGGJEUTBYGGINGEN FYLLINGSDAM MED ASFALTKJERNE

ROCKFILL DAM WITH ASPHALT CONCRETE CORE

Ingeniør Anders Grimnes, A/S Veidekke

SAMMENDRAG

Asfalt som sentral tetningskjerne i dambygging er relativt nytt i Norge. Tidligere er dette benyttet i 3 mindre dammer i Aurland og på Storevassdammen, Ulla-Førreanleggene.

Denne artikkelen er skrevet med bakgrunn i de erfaringene som er høstet etter en sesongs drift ved Dam Riskallvatn, Nyset-Steggjeanlegget. Artikkelen gir en kort beskrivelse av byggingen av dammen. Hovedvekten er lagt på de elementer ved dambyggingen som er forskjellige og spesielle for en dam med asfaltkjerne sammenlignet med en dam med tradisjonell morenetetningskjerne.

SUMMARY

In Norway the applience of asphalt concrete as tightening core in dam constructions is rather new. Asphalt has only been used at three smaller dams in Aurland and at Storevassdammen, Ulla-Førre Waterpower Plant.

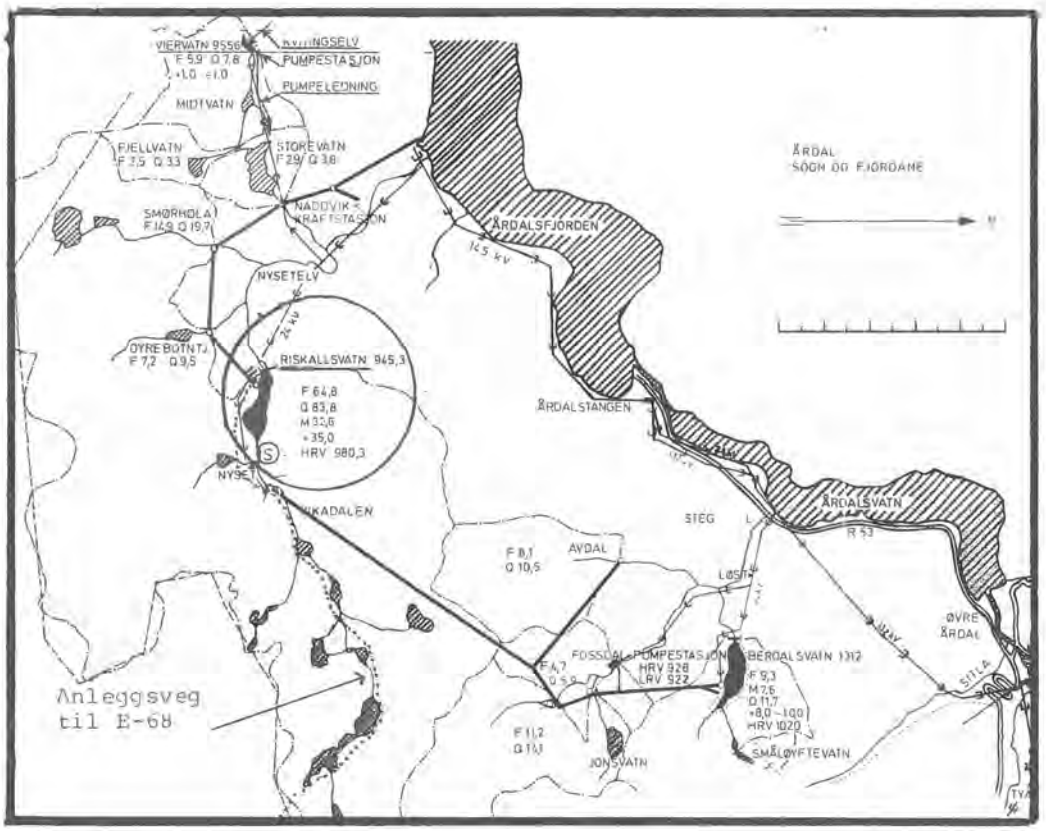
This article is written with background in those results and experiences which we have made through one season construction works at Dam Riskallvatn, Nyset-Steggje Waterpower Plant. The article gives a short description of the construction works of this dam. It is given special attention to those elements in the dam construction works which are different and special at a dam with an asphalt concrete core compared to a dam with moraine as a tightening core.

INNLEDNING

Dam Riskallvatn bygges for å danne hovedmagasinet for Naddvik Kraftverk. Med hensyn til data om prosjektet etc., vises det til foredrag nr. 2, "Stigortsboring Nyset-Steggje".

Dam Riskallvatn ligger på fjellet, 6 km syd-øst for Naddvik mellom Lærdal og Årdalsfjorden. Adkomst til anlegget er langs en 25 km lang anleggsveg som tar av fra E-68 ved Sluten Sæter på Fillefjell og som på det høyeste går opp i ca. 1,300 meter over havet. Vegen skal fjernes etter endt utbygging.

Anleggets beliggenhet. Figur 1.



DRIFTSTUNNEL RISKALLVATN - TOPP TRYKKSJAKT

Ved Riskallvatn utløpsos er det rigget et større anleggssenter. Herfra drives foruten Dam Riskallvatn også en 5,4 km lang tilløpstunnel fra fremtidig Riskallvatn magasin til topp trykksjakt fra Naddvik Kraftverk. F = 18 m2. Driften går på en 3-skifts ordning, det vil si 2 stufflag på arbeid 6 dager i uken, og det tredje hjemme på avspasering. Vi startet med et ca. 100 m langt tverrslag nedstrøms Dam Riskallvatn og drev derfra 1.500 m tunnel som vekseldrift, 750 m tilbake til inntaket i magasinet og 750 m mot trykksjakten. Siden har driften gått ensidig. Til drivingen brukes det en Atlas Copco Boomer 171-borerigg med 18' stenger og 3 manns besetning. Opplasting skjer med en TORO D500 last- og bæremaskin. Nisjeavstanden er ca. 220 m. Utkjøringen skjer med Merzedes dumperbiler. På ensidig drift drives det normalt 2 salver pr. skift med brytning ca. 4,70 m pr. salve. Gjennomsnittlig ukeinndrift er ca. 90 m. På det beste har vi på en normal uke vært opp i 104 m.

Fjellet består av granittisk gneis og har vært meget bra og gitt minimal rensk og sikring. Gjennom 2 partier har vi derimot måttet injisere på stuff på grunn av stor vanninntrengning. Fra denne tunnelstrengen skal det senere drives 3 korte skråsjakter med Alimak stigortheis for å ta inn 3 lokale vassdrag.

Ressursene til tunneldriften kommer fra Astrup Høyer A/S og fra A/S Veidekke i fordeling 50/50. Opplasting, uttransport og bakstuff er satt bort på underentreprise til Svene Maskiner A/S.

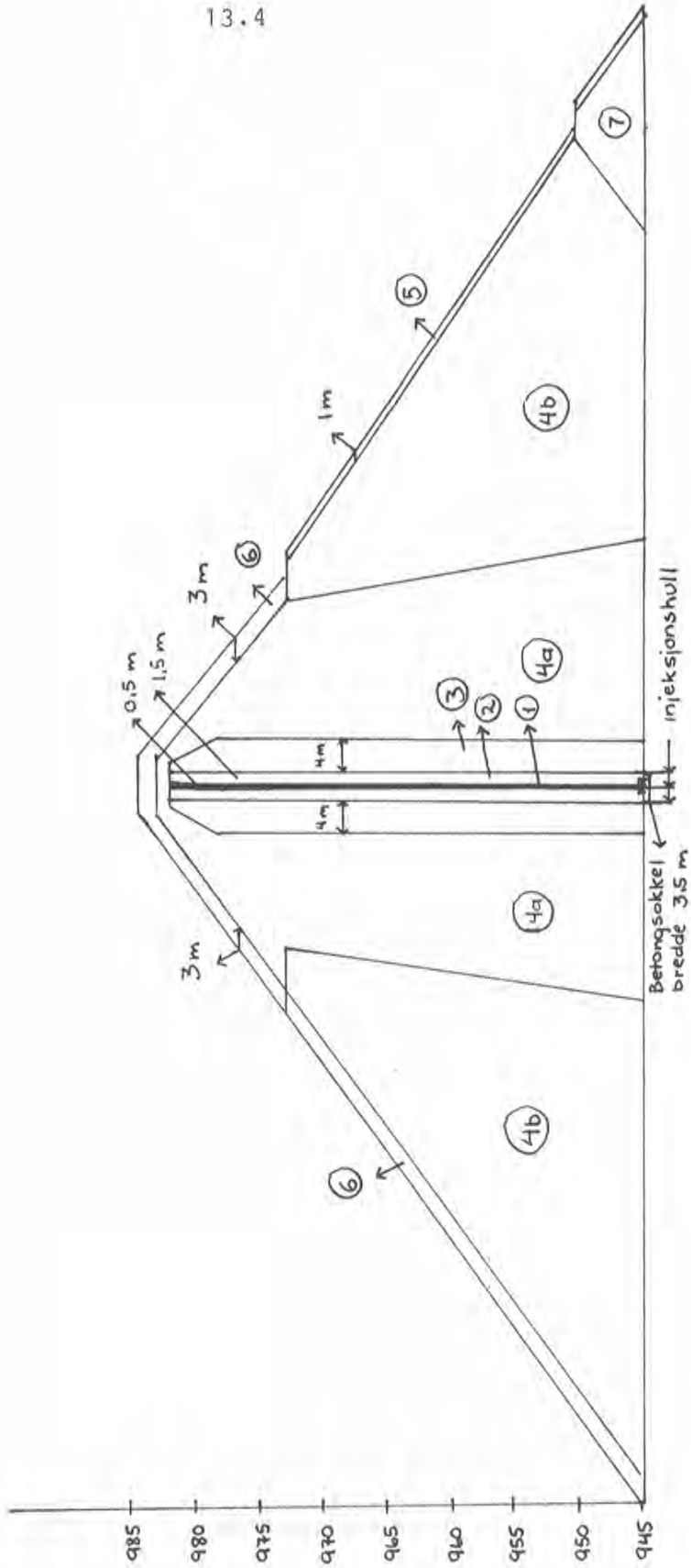
DAM RISKALLVATN

Dam Riskallvatn har et fyllingsvolum på 1,08 millioner damm3. Total høyde på dammen er 45 m målt fra topp betongsokkel i gammelt elveleie til topp damkrone. Lengde på damkrona er 600 m. Største bredde i bunnen er 144 m og bredde på damkrona er 7 m. Dammen er buet med en kurveradius på 2.000 m.

Konsulent for dammen er Norges Geotekniske Institutt som også er konsulent for Storevassdammen på Ulla-Førre. Teknisk oppbygging av disse dammene, krav til innbygging av masser, materialkrav, materialkontroll etc. er i prinsippet identisk. Alle disse forhold er grundig omtalt i foredrag nr. 16, "Fyllingsdammer med asfaltkjerne" under Fjellsprengningskonferansen 1984. Det henvises derfor til dette.

Største tverrsnitt av dammen med soneinndeling og teknisk oppbygging er vist i figur 2.

FIGUR 2.


985
980
975
970
965
960
955
950
945
7
5
1m
4b
6
3m
0.5 m
1,5 m
3
2
1
4a
4m
4m
injeksjonshull
Betongsokkel
bredde 3.5 m
3m
4a
4b
6

Massefordeling, krav til massene samt innbyggingsreglement er vist i figur 3.

FIGUR 3.

Sone	Materiale	Lagtykkelse/komprimering	Volum m3
1	TETNINGSKJERNE Asfaltbetong knust stein 0-16 mm eller natrugrus 0-20 mm	0,2 m varm mix komprimeres til porevolum < 3 %	8.100
2	FILTER Velgradert knust stein/ naturgrus 0-40 mm	0,2 m i takt med sone 1, komprimeres	48.700
3	OVERGANGSSONE Velgr. spreng-stein/tunnel-stein d90 < 200	0,4 m, 2 overfaringer med glattvalse > 13 tonn (uten vibrering) spyles under utlegging	114.700
4A	STØTTEFYLLING Velgr. spr.-stein d90 < 400 mm	0,8 m, 6 overfaringer med vibrovalse > 13 tonn spyles under utlegging	351.500
4B	STØTTEFYLLING Velgr. spr.-stein d90 <	1,6 m, 6 overfaringer med vibrovalse > 13 tonn	447.600
5	PLASTRING Bruddstein,utsortert blokk 0,25-0,50 m3	Ordnes slik at hver blokk ligger stabilt	41.500
6	KRONEVERN Grov bruddst. d90 > 1 m3	Ordnes slik at fyllingen blir mest mulig kompakt	52.500
7	DAMTÅ Grov bruddst. d50 > 900 mm d10 > 100 mm	4,0 m, tippes og doses ut	18.900
	TOTALVOLUM		1.083.200

Arbeidene med dammen startet våren 1984 og skal være avsluttet den 01.11.86. På Dam Riskallvatn ble det valgt sentral tetningskjerne av asfaltbetong fordi de moreneforekomstene som er påvist i området både er små og ligger svært spredt. Transporten av denne morenen inn til dammen ville i tillegg blitt kostbar da det ville medført transportlengder på 4 - 30 km.

Tetningskjernen er plassert i dammens senterlinje og er vertikal og med lik bredde fra bunn til topp på 50 cm.

Som fundament for tetningskjernen er det sprengt ut en grøft i damfundamentet. Grøftens bredde er 3,5 m og skal ha vertikale vegger med en minimum dybde i godt fjell på 50 cm. På grunn av mye dårlig "dagfjell" ble grøftens dybde på Riskallvatn i gjennomsnitt ca. 1,8 m. Dette dårlige fjellet medførte at man måtte sprenge omigjen opptil 4 ganger på enkelte partier, og i gjennomsnitt for grøften 2 ganger. Grøftens sider måtte "sømbores" med hullavstand 15 cm og sprenges meget forsiktig. Boringen av grøften måtte foretas for hånd. Vi gjorde forsøk med borerigg og 2½ " hull, men dette ga ujevn grøftebunn og det var ikke mulig å få gode nok grøftesider.

Som ovenfor nevnt er grøftens hovedhensikt å danne et godt fundament for tetningskjernen. I tillegg skal den bidra til å utjevne lokale ujevnheter i damfundamentet.

Etter at grøften var sprengt, kilerensket og rengjort, kunne injeksjon av fjellfundament foretas. Denne foretas etter de samme prinsipper som for en morenetetningsdam med dypinjeksjon i senter og en overflateinjeksjonsskjerm på hver side. Hullene for overflateinjeksjonskjermen bores til 6 m og lengden på dypinjeksjonshullene er minimum 30 m eller 2/3 av den totale damhøyden. Overflateinjeksjonsskjermen injiseres først. Disse skjermene sjekkes normalt ikke med vanntapsprøver. Deretter tas dypinjeksjonen etter følgende retningslinjer:

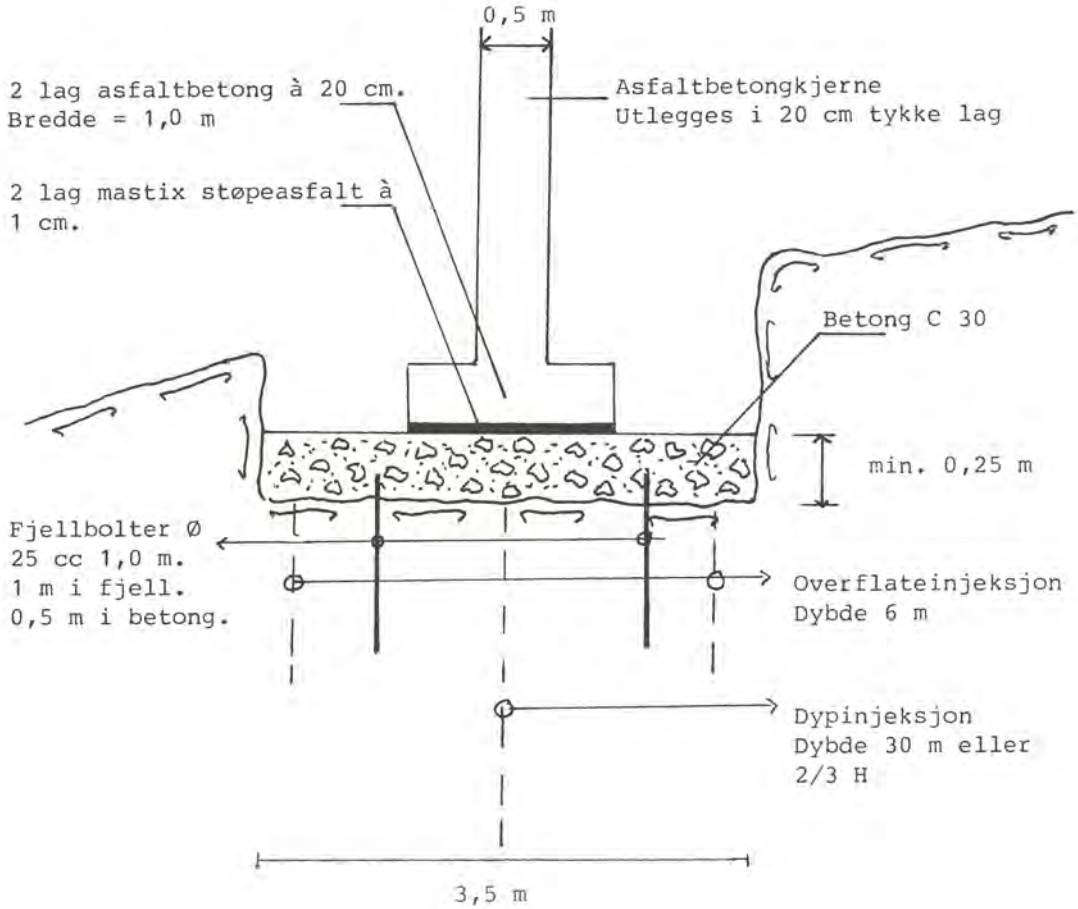
- Der hvor vannlekkasjemålingene i et hull viser at fjellet ikke er tilfredsstillende tett, skal det etter at hullet er injisert og sementen har herdnet, bores 2 supplerende hull, ett på hver side slik at avstanden til nabohullene halveres. Det fortsettes med boring av dyphull og injeksjon inntil vanntapsprøven viser tilfredsstillende tett fjell.

Når injeksjonen er ferdig, foretas utstøping av grøfta. Dette skjer i 10 m lange seksjoner og det støpes ut 50 cm over grøftebunnen. Disse seksjonene skal herdne under kontinuerlig vanning i 21 dager før ny seksjon kan støpes inntil. Dette for å unngå svinnsprekker og lekkasjer. Skjøtene mel-

lom seksjoner tettes med varmebestandig waterstop. På Riskallvatn har vi ved membranbeskyttelse og kontinuerlig vanning av betongen i 21 dager på det nærmeste unngått svinnsprekker og etterbehandling av disse.

Figur 4 viser en prinsippskisse av fundamenteringen for tetningskjerne.

FIGUR 4



Prinsippskisse av fundamentering for asfalt tetningskjerne.

Før arbeidene med asfalttetningskjernen kan starte, må betongoverflaten rengjøres nøye for sementslagg og smuss. Til dette bruker en saltsyreblanding og stålbørster samt til slutt spyling med trykkluft og vann. Deretter må betongoverflaten tørkes skikkelig eventuelt ved supplering med varmluft eller propanbrenner.

På den helt tørre betongoverflaten legges så ut 2 lag mastix støpeasfalt à 1 cm i 1,0 m bredde tilsatt stearinsyre for å optimalisere vedheft til betongen. Mastix støpeasfalt er noe forenklet forklart en finstoffrik asfaltblanding med hardt bindemiddel. Hensikten med mastix støpeasfalt er at den skal tjene som en slags "gummipakning" mellom betongen og asfaltbetongen, for å øke vedheft og tetning. Dette arbeidet må gjøres for hånd og man er avhengig av tørt vær.

Etter at mastix støpeasfalt er lagt på, er det klart for legging av asfalttetningskjernen. Man starter da i det dypeste partiet på dammen. Først må det legges ut 2 lag asfaltbetong à 20 cm i 1,0 m bredde for å danne "sokkel" for den egentlige tetningsveggen. Dette arbeidet gjøres for hånd og med forskaling. Filter legges så inntil på sidene, forskalingen rives og det hele komprimeres lag for lag. Man er så klar til å starte med den egentlige asfaltkjernen. Denne legges maskinelt og beskrives senere i innlegget. Det kan ofte være "trangt" i bunnen av en dam, og for å kunne benytte asfaltutleggeren må man ha en horisontal "startstrekning" på ca. 50 m. Asfaltkjernen må derfor håndlegges med forskaling i 20 cm tykke lag som beskrevet for sokkelen, inntil man kommer så høyt i dammen at nødvendig startstrekning for asfaltutleggeren er oppnådd.

I tillegg til selve asfalttetningskjernen og fundamentet for denne er det de skjerpede krav til komprimering som særpreger en asfalttetningsdam og skiller den fra en tradisjonell morenekjernedam. Dette fordi en asfaltkjerne er mer følsom for setninger enn en morenekjerne. Dette går på følgende forhold:

1. Lavere flåtykkelser under innbygging av massene.

2. Mindre diameter på de steinmassene som skal bygges inn (en stein kan her bare bygge halve flåtykkelsen mot 2/3 flåtykkelse i en morenefyllingsdam).

3. Tyngre komprimeringsutstyr.

4. Tilleggskomprimering ved vannspyling av massene, 1 m3 vann pr. 2 dm3 stein under innbygging.

Alt dette er forhold som kompliserer og fordyrer prosessene.

Det som naturlig nok gir den største fordyrelsen av dette, er det skjerpede kravet til mindre stein i støttefyllingene. Støttefylling 4A bygges av stein med d90 < 40 cm og støttefylling 4B av stein med d90 < 80 cm. Støttefylling 4A bygges med andre ord av stein som ville være ideell i et lite pukkverk.

Dette betyr at steinbruddet må drives på en helt annen måte enn ved en morenefyllingsdam. Grovhulls borutstyr og stort bormønster går ikke. Det gir for stor variasjon i steinstørrelsen og for mye stor stein. Det må i stedet bores med et "tett" bormønster med vanlig 3" utstyr for å sikre nok små stein. På Riskallvatn borer vi salvene til 4A - steinen med bormønster 2 x 2,25 m og for 4B - stein med bormønster 2 x 3 m og 3" borutrustning. Som sprengstoff brukes Anfo med dynamitt bunnladning. Det brukes Anfo ladeapparat. Hullene lades nesten til topps. Videre må lastemaskinene i bruddet hele tiden sortere massene, det vil si plukke vekk for stor stein. I praksis vil dette si at hver eneste kubikkmeter stein som produseres i steinbruddet må sorteres og dette igjen betyr at tungt lasteutstyr ikke er hensiktsmessig.

Etter at steinmassene er tippet på dammen, må det foretas en siste finsortering for å luke ut de steinene som har sluppet gjennom grovsorteringen i bruddet. Til dette brukes en middels stor gravemaskin med lang bom som arbeider i lag med tippdozeren.

Alt dette som er nevnt ovenfor betyr en vesentlig fordyrelse av arbeidet med støttefyllingene sammenlignet med støttefyllingene for en morenekjernedam, og våre kalkulatører har nok ikke vært tilstrekkelig oppmerksom på dette forhold.

For lettere å kunne oppfylle de skjerpede krav til komprimeringen har vi gått til anskaffelse av en selvgående vals, Albaret 1610 TT, med vekt 20,7 tonn. Denne har hittil oppfylt alle de forhåpninger vi hadde til den.

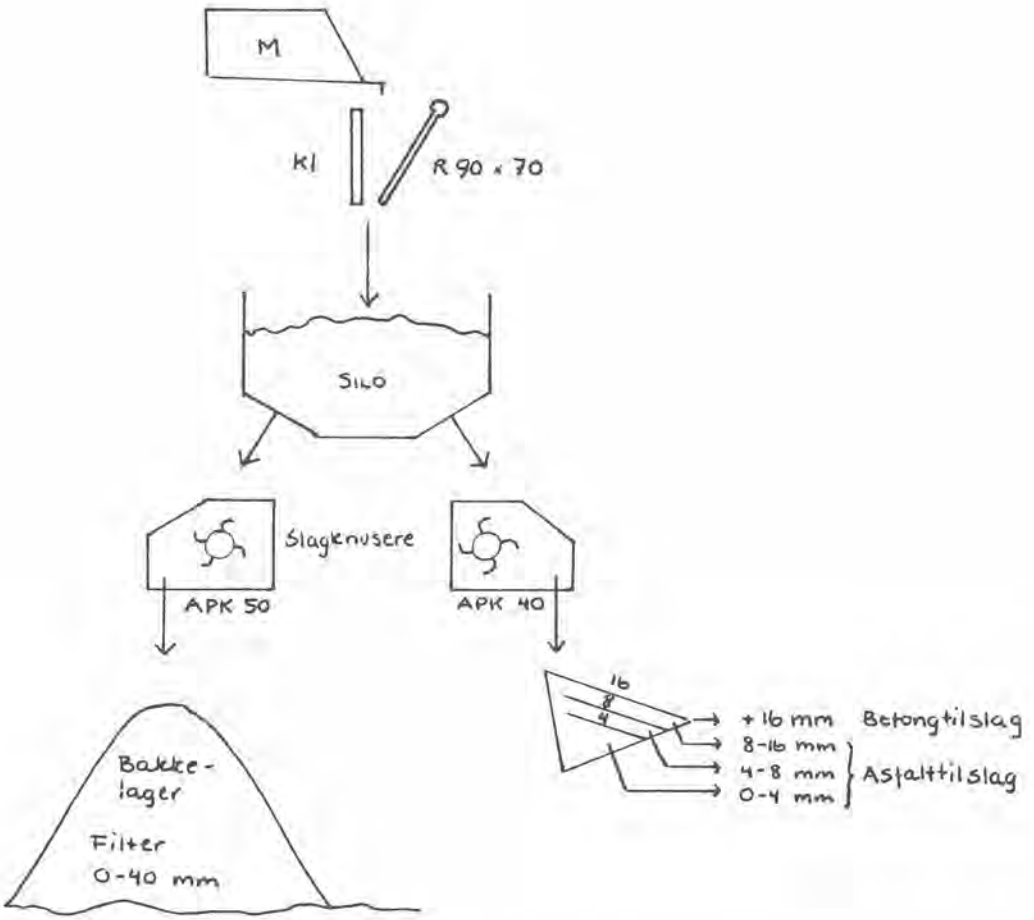
SAMMENSETNING AV TILSLAG, RESEPT.

Disse tekniske krav for Dam Riskallvatn er nøyaktig lik de som gjelder for Storevassdammen, Ulla-Førre, og som er beskrevet i foredrag nr. 16/84.

For Riskallvatn var det antatt at alle delematerialer til asfalttilslaget, betongtilslag og filter måtte knuses. Det ble derfor rigget et slagknuseverk som vist på flytskjema i figur 5.

FIGUR 5.

FLYTSKJEMA



Figur 5, flytskjema, Knuseverk Riskallvatn.

PRODUKSJON AV TILSLAG

Senere fant vi imidlertid en grusforekomst i Riskallvatn innløpsos som etter fjerning av noen horisontale "linser" av silt og humus viste seg å tilfredsstille kravene til asfalttilslag, filter og betongtilslag. Av praktiske årsaker valgte vi likevel å produsere asfalttilslagene 0-4, 4-8 og 8-16 i pukkverket, da disse fraksjonene er vanskelig å sikte ut fra våt elvegrus, det er også vanskelig å få den nødvendige stabiliteten i den ferdige asfaltmassen uten tilsetning av knust materiale. I tillegg ble det produsert en del pukk 10 - 50 som skal legges på sålen i tilløpstunnelen i stedet for bunnrensk, samt betongpukk. For å kunne utnytte grusforekomstene maksimalt ble det foretatt endel forsøk med prøveblandinger etc. for å få til et best mulig blandingsforhold mellom naturgrus og knuste masser i asfalttilslaget. Vi endte opp med følgende materialfordeling:

0 - 4 mm knust materiale	24 %
4 - 8 mm knust materiale	10 %
8 - 16 mm knust materiale	15 %
0 - 20 mm naturgrus	43 %
filler	10 %
	100 %

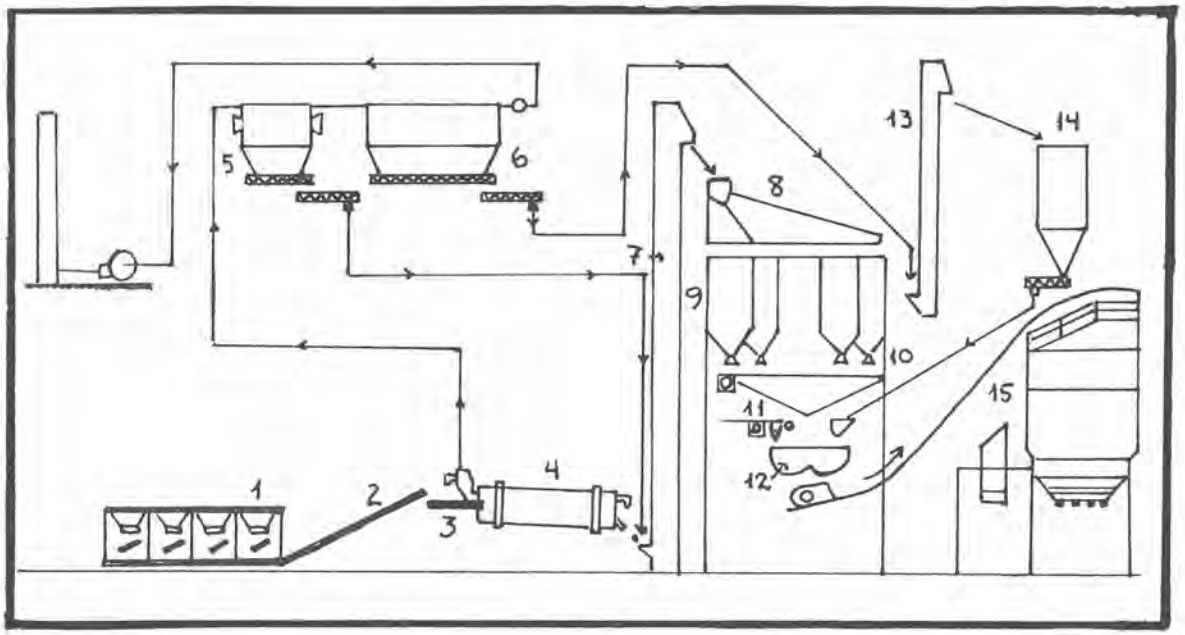
Av filler utgjør egenfiller ca. 40 %. Resten utgjøres av innkjøpt kalksteinsmel. Resultatet av blandingen av knust materiale og naturgrus er at vi har fått en svært homogen masse som har vist seg å sikre en liten hulromsprosent i den ferdige asfaltkjernen. Borprøveresultatene har hele tiden vist at hulromsprosenten har ligget godt under det krav som er satt til en tett asfaltkjerne, nemlig 3 %.

Som ovenfor nevnt fant vi også tilfredsstillende grus for filterproduksjon i denne grusforekomsten. Etter sikting over et 40 mm sikt har den gitt en tilfredsstillende siktekurve. Bruk av naturgrus som filter har gjort at vi har sluppet de problemer med separasjon av massene som knust filter medfører. Naturgrusen har også vist seg å gi et meget stabilt underlag for asfaltutleggeren som igjen har vært med på å sikre et godt resultat av asfaltleggingen.

PRODUKSJON AV ASFALTBETONG

Asfaltverket som benyttes for framstilling av asfaltbetong til tetningskjernen er et tradisjonelt satsblandeverk som benyttes til framstilling av veiasfalt. Verket er av fabrikat Blackmobile og har en maks. kapasitet på ca. 80 tonn pr. time. For produksjon av asfaltbetong til Dam Riskallvatn utnyttes imidlertid kun ca. 1/3 av denne produksjonskapasiteten. Figur 6 viser en skjematisk framstilling av verket.

FIGUR 6.



Figur 6, Skjematisk framstilling av asfaltverk.

1. Tilslagsmaterialer/ doseringsanlegg
2 - 3. Samlebånd
4. Tørketrommel
5. Grovutskiller
6. Filter
7. Elevator
8. Sikt
9. Materialsilo
10. Fillervekt
11. Bindemiddelvekt
12. Mikser
13. Fillerelevator
14. Fillersilo
15. Ferdigvaresilo

Med hensyn til materialfordelingen vises det til tabellen på side 15.11. I tillegg tilsettes bindemiddel med 5,8 - 6,3 %.

For en sats à 1.000 kg brukes i øyeblikket følgende innveiingsresept:

0 - 4 mm	345 kg
4 - 8 mm	160 kg
8 - 12 mm	158 kg
12 - 20 mm	163 kg
Filler	110 kg
	936 kg

Av filleren utgjør egenfiller 30 kg
og kalkfiller 80 kg

Det tilsettes 64 kg bitumen B60.

Den ferdige produserte massen har betegnelse AB 16T.

UTLEGGING

Utlegging av asfaltbetong på dammen skjer i lag à 20 cm med en asfaltutlegger som er spesialkonstruert av firma Korsbrekke & Lorck A/S (Ko-Lo) som igjen eies med 50 % av A/S Veidekke. Ko-Lo utfører på underentreprise alt arbeid med produksjon og utlegging av asfaltbetong samt utlegging av filter. Som nevnt tidligere må de første asfaltlagene håndlegges til man oppnår en horisontal strekning på ca. 50 m.

Asfaltutleggeren er videreutviklet fra en tradisjonell Demag veiasfaltutlegger. Maskinen er selvgående og går på belter. Dette har vist seg å være fordelaktig framfor de maskinene som tidligere har vært anvendt til dette formål her i landet. Ved at den er selvgående, kommer den mye nærmere fjellanslutningene og omfanget av håndlegging i endene reduseres. Belteunderstell gir også en vesentlig bedre stabilitet på maskinen enn hjulunderstell og er med på å sikre jevn lagtykkelse på asfaltbetongen og derved en jevn komprimering. Asfaltmassen transporteres i isolerte "tobber" fra verket og fram til utleggeren. På utleggerstedet mates asfaltmassen opp i en tro foran på asfaltutleggeren med en Moelven kran. Derfra føres massene bakover med en beltemater gjennom en "trakt" og med ledeplater fram til vibrerende avretterplate

(screed). Deretter går massene inn i en "kanal" som holder asfaltkjernen formstabil og hindrer tilsmussing av asfaltoverflaten under filterutleggingen. Denne kanalen slutter bak filterutleggingsdelen. Asfaltutleggeren er konstruert slik at tykkelsen på ferdig asfalt blir 20 cm når utleggeren går på et fast og plant underlag.

Bak på asfaltutleggeren er filterutleggingsenheten plassert. Denne består av en 3,5 m bred silo med en hydraulisk operert luke bak. Denne luken mater ut filtermasse i 1,5 m bredde på hver side av den før omtalte asfaltkanalen. Lukens hydrauliske sylinder, en i hver ende, styres automatisk og individuelt via impulser fra en rundtstående laser. Dette medfører en automatisk styring av utleggerhøyden for filterflåene både i lengderetningen og i tverrplanet, noe som sikrer en 100 % horisontal overflate på filterflåene. Dette er viktig for på denne overflaten skal utleggeren kjøre ved utlegging av neste lag asfalt. I dette systemet er overhøyde på grunn av komprimering lagt inn. Filterutleggeren mates med filtermasse av en gravemaskin med grusskuff som tar massen direkte fra lastebiler. Når et lag filter og asfalt er lagt ut, komprimeres dette umiddelbart. Filtersonen komprimeres først med 2 stk. 2 tonns selvgående vibrovalser. Disse må kjøre parallelt for ikke å tvinge den ennå bløte asfaltkjernen ut av posisjon. Deretter komprimeres asfaltkjernen av en vibrerende tandem stangvals.

Dam Riskallvatn blir bygget med en kurveradius 2.000 m. Dette betyr at laser ikke kan brukes for styring i vertikalplanet. Dette er løst ved at teoretisk senterlinje merkes ut for hver 5. m i lengderetningen for hvert lag à 20 cm. Utsettingen skjer ved hjelp av en Wild Totalstasjon styrt av et selvutviklet dataprogram. I punktene slås ned en spiker og det trekkes en ståltråd mellom dem. En TV-opptaker er montert foran på utleggeren, og maskinførerne styrer maskinen ved å se på en TV-skjerm. På TV-skjermen er det lagt inn et bilde av en tenkt veg med en senterlinje. Når denne senterlinjen er sammenfallende med ståltråden er maskinen i riktig posisjon. Dette systemet har virket meget bra.

Foran på utleggeren er det montert en kraftig industristøvsuger som fjerner eventuelle vanndråper og smuss. Etter denne er det montert en gassfyrt infrarød heater som fjerner eventuell gjenværende fukt og bringer temperaturen i toppen av det underliggende asfaltlaget opp i normal utleggingstemperatur. Dette for å sikre homogene skjøter.

Framdriften er hydrostatisk og hastigheten kan reguleres trinnløst. Normal utleggingshastighet ligger mellom 3 og 5 m/ pr. min. Maskinen må imidlertid stanses under innmating av asfalt.

Den beskrevne bredde på asfalttetningskjernen er 50 cm og med maks. tillatt avvik sideveis på 12,5 mm. For å være sikker på å kunne overholde dette strenge kravet, har vi øket utleggingsbredden noe.

Asfaltutleggeren veier med fulle materialsiloer ca. 30 tonn. Vi legger ca. 200 tonn på en 12 timers dag inklusive håndlegging ved fjellanslutningene. Det betyr for tiden ca. 2 lag asfalt à 400 m lengde over dammen pr. dag.

Produksjonstemperaturen på asfaltbetongen skal ligge mellom 180 og 200 C og utleggingstemperaturen skal ligge mellom 160 og 180 C.

Asfaltarbeidene er underlagt meget strenge krav til utførelsen, prøvetaking og dokumnetasjon, både daglig og ukentlig hvor forhold som komprimering, permabilitet, hulromsprosent, densitet, tilslagsmaterialer, bitumen, filler etc. kontrolleres og dokumenteres. Til dette har vi eget laboratorium med fast laborant på heltid.

Alle arbeidene i forbindelse med Dam Riskallvatn utføres av A/S Veidekke.

SLUTTKOMMENTAR

En fyllingsdam med tetningskjerne av asfaltbetong har under gitte forhold flere klare fordeler framfor en fyllingsdam med morenekjerne.

Man er praktisk talt væruavhengig. Erfaringene fra 1985-sesongen på Dam Riskallvatn hvor vi har hatt svært mye nedbør og dårlig vær, viser at vi kun i et håndfullt antall tier har måttet stoppe driften på grunn av været. Etter personlig å ha vært med på å byggingen av 5 dammer med tetningskjerne av morene på Vestlandet tidligere, vet man at dette forholdet er uhyre verdifullt.

Med et slikt væruavhengig driftsopplegg er det atskillig enklere å finplanlegge driften og å optimalisere utnyttelsen av maskinene og utstyret. Man behøver ikke ligge inne med reserver for "å ta igjen" tapte innfyllingsdager på grunn av været.

Driften på Riskallvatn så langt har også vist at det ikke er utførelsen av asfaltbetongkjernen som har vært det kritiske punktet under driften. I fundamenteringsfasen viste det seg at arbeidet med sokkelgrøften var langt mer omfattende og tidkrevende enn hva vi hadde beregnet, og under innebyggingsfasen er det faktisk arbeidet med støttefylling 4A som har

vært dimensjonerende for framdriften. Det har vist seg vanskelig til enhver tid å skaffe nok småfallen stein i slike mengder som det her er snakk om.

Jeg tror at en dam med asfalttetningskjerne i framtiden og under visse forutsetninger må ses på som en reell konkurrent til en morenetetningsdam. Utstyr, metoder og rutiner for produksjon og bygging av asfaltkjernen kan utvilsomt ennå utvikles til å bli langt mer rasjonelle enn de er i dag. Derved kan kostnadene reduseres. Etter å ha vunnet mer erfaring kan det kanskje også tenkes at det går an å forenkle og derved senke kostnadene ved noen av de mest fordyrende delprosessene ved denne type dambygging.

SINTEF, AVDELING FOR BERGTEKNIKK

SINTEF, DIVISION OF ROCK AND MINERAL ENGINEERING

Bergingeniør Stein Krogh, Avdeling for bergteknikk, SINTEF

SAMMENDRAG

I 1984 ble Avdeling for bergteknikk etablert som en ny enhet innen SINTEF. Avdelingen har sin basis i forskningsaktiviteter ved de tre NTH-instituttene Geologisk institutt, Institutt for gruvedrift og Institutt for anleggsdrift. Med sin forskning og utvikling henvender avdelingen seg først og fremst til bergindustrien og anleggsbransjen.

SUMMARY

In 1984 the Division of Rock and Mineral Engineering was founded as a new operating unit within the SINTEF-group (The Foundation of Scientific and Industrial Research at the Norwegian Institute of Technology). The division is based on a cooperation between three departments at the University - Geological Department, Department of Mining and Department of Sivil Construction. With its research and development the division is adressing the mining industry and heavy construction.

INNLEDNING

Avdeling for bergteknikk er en av SINTEF's tyve avdelinger. Avdelingen ble etablert i 1984 i et samarbeide mellom Geologisk institutt, Institutt for gruvedrift og Institutt for anleggsdrift ved NTH. All eksternt finansiert forskningsvirksomhet ved de tre instituttene sammen med ikke NTH-ansatt personell ble overført til den nye avdelingen. Avdelingen er delt i følgende ti fagområder:

- Anleggsdrift
- Gruvedrift
- Fjellsprengningsteknikk
- Arbeidsmiljø og ventilasjon
- Gruvemåling og geostatistikk
- Bergmekanikk
- Ingeniørgeologi, fjell
- Ingeniørgeologi, løsmasser
- Malm- og mineralprospektering
- Teknisk mineralogi

Avdelingen spenner derved over et ganske vidt fagområde. En faglig fellesnevner for avdelingen er, - virksomhet knyttet til fjell dels som ressurs og dels som byggeplass. I dette foredraget skal jeg først og fremst konsentrere meg om de fagområder som har direkte tilknytning til gruve- og anleggsdrift.

Avdeling for bergteknikk har idag 21 ansatte, derav 14 forskere. I tillegg kommer 11 av NTH's seniorpersonell som er tilknyttet avdelingen i bistilling. Disse går inn dels som ansvarlige for enkelte av fagområdene og dels som utøvende forskere i de konkrete prosjekt.

Gruve- og anleggsdrift

Gruve- og anleggsdrift har både ved NTH og i industrien vært betraktet som to disipliner. Selv om det er enkelte ulikheter områdene imellom, så har de mye til felles av problemer, teknikker og oppgaver. I Avdeling for bergteknikk er begge fagfelt samlet "under samme tak".

Ved det håper vi å utnytte kompetanse fra begge områder til løsning av felles problemer. Av forskningsoppgaver som er under arbeid i våre miljøer kan jeg nevne følgende:

- Innsamling og systematisering av data i forbindelse med fullprofilboring av tunneler. Hensikten er å gi grunnlag for planlegging og prospektering av slike anlegg.

- Undersøkelse av alternative driftsmåter for tunneler med økonomisk optimalisering.

- Bygging av haller i fjell for lagring av olje og gass. Gasslagring under høyt trykk.

- Driving av fullprofiltunneler ut til oljefelt i Nordsjøen ("oljegruve") for produksjon av olje og gass.

- Konsultativ bistand til gruver innen driftsplanlegging, kvalitetskontroll, valg av utstyr og prosjektvurderinger.

Bergmekanikk - ingeniørgeologi

Bergmekanikken og ingeniørgeologien gir viktige grunnlagsdata for beregning og planlegging av anlegg i fjell og ved utnyttelse av løsmasser. Ved de mer og mer "avanserte" fjellanlegg kreves det idag et nøye kjennskap til fjellets egenskaper - spenningsforhold, sprekkesystemer, bergartens holdfasthetsegenskaper, borbarhet etc. Som viktige forutsetninger for forskning innenfor disse områdene har miljøene bygget ut laboratorier med det mest avanserte av utstyr. Av typiske eksempler på forskningsoppgaver miljøene er opptatt av idag kan nevnes:

- Problemer i forbindelse med gass- og luftlommer under høyt trykk (luftputer i trykksjakter, lagring av gass under høyt trykk).

- Estimering av spenningsforholdene i lange tunneler basert på overflatenære trykkmålinger.

- Ingeniørgeologiske forundersøkelser for tunneler under sjøbunnen. En oppfølging av utførte anlegg og anlegg planlagt gjennomført.

- Undersøkelse av stabiliteten til produksjonshull i Nordsjøen.

- Utvikling av sikre metoder for dimensjonering av bergrom og pilarer.
- Svellingsegenskaper til leirer og sleppematerialer.
- Utnyttelse av grunnvann som varmekilde og vannreservoar.
- Geofysiske målemetoder i forbindelse med anleggsdrift.

Arbeidsmiljø og ventilasjon

Gruve- og anleggsbransjen har felles og likeartede problemer når det gjelder arbeidsmiljø. I begge virksomheter er en plaget av støv, støy, sprengningsgasser, forbrenningsgasser fra diesel, vibrasjoner m.m. Med de krav som stilles til arbeidsmiljøet idag vil tiltak mot disse forurensningene representere en vesentlig kostnad i et prosjekt. Det er derfor viktig å ha en forskning som søker å optimere tiltakene mot miljøplagene både økonomisk og teknisk. Miljøgruppen i Avdeling for bergteknikk har derfor arbeidet med disse problemene i mange år. Av løpende aktiviteter kan vi nevne følgende:

- Sugende og blåsende ventilasjon for fjerning av røykpropper etter sprengning.
- Miljøproblemer i forbindelse med fullprofilboring.
- Siktproblemer ved bruk av ulike veidekker i tunneler.
- Avgassrensing benyttet til dieseldrift under jord.
- Ventilasjonsdimensjonering i anlegg under jord.
- Miljøproblemer benyttet til kullgruvedrift på Svalbard og til anlegg i permafrost.
- Metan i ikke-kullgruver.
- Spredning av informasjon i forbindelse med miljøspørsmål.

Gruvemåling og geostatistikk

Ledende for vårt arbeid med gruvemåling og geostatistikk er forbedring av grunnlaget for planlegging og styrking av bergtekniske arbeider ved å:

- Supplere dagens karter med digitale modeller
- Bedre malmbeskrivelsen
- Effektivisere oppmålingsrutinene

I dette inngår disipliner som også har vist seg å være av interesse for anleggsindistrien. Disipliner som avviksmåling av borhull, volumberegning av deponeringsmasser, volumberegning av store, utilgjengelige bergrom og geostatistisk beskrivelse av stedsavhengige målinger.

Fjellsprengningsteknikk

Fjellsprengning er uløselig knyttet til gruve- og anleggsdrift. De to miljøene ved NTH har derfor i alle år bedrevet forskning innenfor dette området. Av de prosjekter og oppgaver miljøene har vært opptatt av den senere tid kan jeg nevne følgende:

- EDB-behandling av grunnlagsdata for beregning og utsetting av borhull ved pallsprengning i vegskjæringer.
- Beregningsmodell for optimalisering av pallsprengningsarbeider.
- Sprengning som en integrert del av et totalt produksjonssystem fra boring til grovknusing av utsprengt masse.

I tillegg til de fagområdene som har vært omtalt spesielt, har avdelingen også vesentlige aktiviteter innen malm- og mineralprospektering og teknisk mineralogi. Disse områdene vil ikke bli omtalt nærmere i dette foredraget.

Generelt om virksomheten.

Avdelingens formål er forskning og utvikling innenfor de fagområder som er representert i avdelingen. SINTEF har som rettesnor at avdelingene ikke skal gå inn på "triviell"

og rutinepreget oppdragsvirksomhet som andre kommersielle selskaper i markedet kan påta seg. Der hvor det ikke finnes slik ekstern virksomhet, ser vi det som en forpliktelse å kunne tilby også slike tjenester.

Vår oppgave er gjennom forskning å løse generelle problemer innen gruve- og anleggsdrift. For dette kreves det en forskningsmessig tilnærming til problemene med bruk av de ressurser som bør finnes ved et forskningsinstitutt - høyt kvalifiserte forskere, laboratorier, instrumenter, analysemetoder etc. I tilknytning til dette skal det ikke glemmes den viktige oppgave det er å formidle forskningsresultater til brukeren - industrien, anleggsplassen, konsulentfirmaet.

Ca. 95% av avdelingens inntekter er bundet til konkrete prosjekter. For SINTEF som helhet kommer ca. 60% av inntektene fra prosjekter finansiert av industrien, 35% fra prosjekter med offentlig støtte (NTNF, statlige og kommunale instanser), mens ca. 6% er knyttet til internasjonale engasjement.

Tallene viser at vi er avhengig av å få solgt våre tjenester, som er forskning. Det betyr at vi må tilby en "vare" som er salgbar, og vi må kunne levere et produkt av høyest mulig kvalitet. Vi må altså henvende oss til et marked for å få solgt våre tjenester. Vår avdelings viktigste markeder er anleggsbransjen og bergindustrien. I tillegg kan de fagdisipliner vår avdeling står for, være med å løse problemer også innenfor andre bransjer som f.eks. oljeindustrien.

Skal vi drive en forskning og utvikling som det er behov for i markedet, må vi ha den nødvendige kontakt med brukerne av våre tjenester, - de som kjenner "hvor skoen trykker". Det vil kunne skje ved samarbeide med bransjeorganisasjonene og ved at våre forskere har direkte og personlige kontakter med våre brukere. Vi er også interessert i å arbeide sammen med konsulentfirmaer og prospekteringsselskaper for derved å utvikle en vekselvirkning mellom forskning og utøvende virksomhet. Vi ønsker å være "konsulentenes konsulent".

Våre forskningsoppgaver oppstår ad to veier: Dels kommer industrien direkte til oss med konkrete prosjekt - problemer som er viktige for vedkommende bedrift eller bransje, og dels utvikler vi selv prosjektideer basert på vårt kjennskap til industrien og de oppgaver og problemer vi mener industrien står overfor idag og i fremtiden.

Den siste gruppe av prosjekter prøver vi å "selge" til industrien eller til offentlige myndigheter.

I vår virksomhet legger vi stor vekt på å få til et samarbeid mellom forskningsutøvende konsulentvirksomhet og industriell virksomhet. Bare gjennom dette samspillet kan vi bedrive en virkelighetsnær forskningsaktivitet der vi kapasitetsmessig, utstyrsmessig, kompetansemessig og på annen måte tilpasser oss behov og krav i et marked.

Kort om arbeidsfelt og forskningsprosjekter ved Seksjon Fjellsprengningsteknikk.

Short description of field activity and research projects in section Rock blasting technique.

Siv. ing. Karl Kure, Norges Geotekniske Institutt.

SAMMENDRAG

Avdeling I spenner over et vidt felt av arbeidsoppgaver tilknyttet fjellmassiver og knuste steinmaterialer. Seksjon Fjellsprengningsteknikk er en av 3 seksjoner innen denne avdeling. De fleste av seksjonens arbeidsoppgaver er direkte tilknyttet praktisk sprengningsarbeid. Den største forskningsinnsats gjøres i 1985 innen områdene fragmentering av fjell ved sprengning, test av instrumenter for måling av sprengningsvibrasjoner og utvikling av EDB-programmer innen fjellsprengningsteknikk.

Summary

NGI's division I incorporates engineering problems stretching from hard rock through rockfill to snow. Rock Blasting is one of three sections within this division. Most of this sections external contracts are directly related to (practical) rock blasting projects. In 1985 our main research efforts were in the area of rock fragmentation during blasting, controlled testing of blast vibration instrumentation and development of computer programs for blasthole design.

AVDELING I

Avdeling I ved Norges Geotekniske Institutt arbeider med forskningS- og rådgivningsoppgaver som for en overveiende del er knyttet til fjellmassiver og til forvitrede og knuste fjellmaterialer som sprengstein og grove løsmasser.

Avdelingen har 35 medarbeidere fordelt på 3 seksjoner:

Seksjon Skred
Seksjon Dam og Fjell
Seksjon Fjellsprengningsteknikk

Avdelingens arbeidsfelt kan meget grovt sammenfattes i følgende punkter:

- Ingeniørgeologisk kartlegging og rådgivning
- Stabilitetsberegninger og materialkontroll av fyllingsdammer
- Kartlegging av fjellmassivers oppsprekning og permabilitet
- Risikovurdering ved fare for jord-, stein-, fjell og snøskred
- Fjellsprengningsteknisk rådgivning og kontroll av sprengningsrystelser

Avdelingen disponerer et bergmekanisk laboratorium i Sognsveien 68, en skredforskningsstasjon i Grasdalen ved Oppdal og en sprengningsteknisk forsøksstasjon på Bondkall ved Gjelleråsen i Oslo.

SEKSJON FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Seksjon Fjellsprengningsteknikk har 10 medarbeidere og 2 hovedfagstudenter. Over halvparten av seksjonens medarbeidere har arbeidsoppgaver direkte tilknyttet praktiske fjellsprengningsarbeider. I første rekke knytter disse eksterne arbeidsoppgavene seg til rådgivning ved sprengningsopplegg og til kontroll av rystelser ved sprengning i bebygde strøk. Seksjonen har videre mange oppgaver som forelesere på kurs i fjellsprengningsteknikk, som sakkyndige for politiet, for forsikringsselskaper og for andre ved rekonstruksjon av årsakssammenheng etter sprengningsskader.

MELLOMHULLSEISMIKK

Etter mangeårig forsknings- og utviklingsarbeid har det lykkes å utvikle en geodynamisk metode for kartlegging av oppsprekning og diskontiniteter i fjellmassiver. Metoden som er kjent under betegnelsen "Mellomhullseismikk" er blitt et viktig område innen seksjonens arbeidsfelt. Metoden har hittil vesentlig vært benyttet ved undersøkelse av fjellmassivets tetthet i damfundamenter og ved bestemmelse av E-modul i vederlag. Det synes imidlertid som om denne metoden har muligheter til å bli en egnet forundersøkelsesmetode spesielt ved planlegging av overflatenære underjordsanlegg. En bredere omtale vil bli gitt av dr. ing. Tore Lasse By under Bergmekanikkdagen.

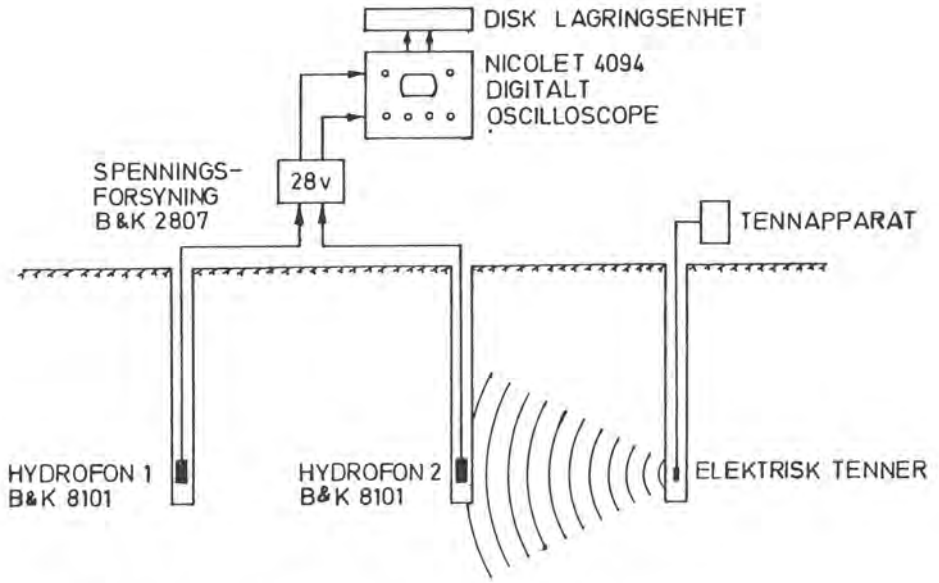


Fig.1 MÅLEOPPLEGG MELLOMHULLSEISMIKK

NTNF støtter gjennom Bygg- og Anleggskomiteen den sprengningstekniske forskning ved NGI.

FORSØKSSTASJOEN PÅ BONDKALL

Vi har i inneværende år fullført utbygningen av vår sprengningstekniske forsøksstasjon på Bondkall. Forsøksstasjonen består av en stasjonsbebyggelse med nødvendig plass for

måleutrustning og laboratorie- og verksted-plass for forberedelse av sprengningstekniske forsøk. Forsøkstunnelen er 65 m lang med to forsøksstuffer for fullskalasprengningsforsøk og et sprengkammer for modellsprengningsforsøk.

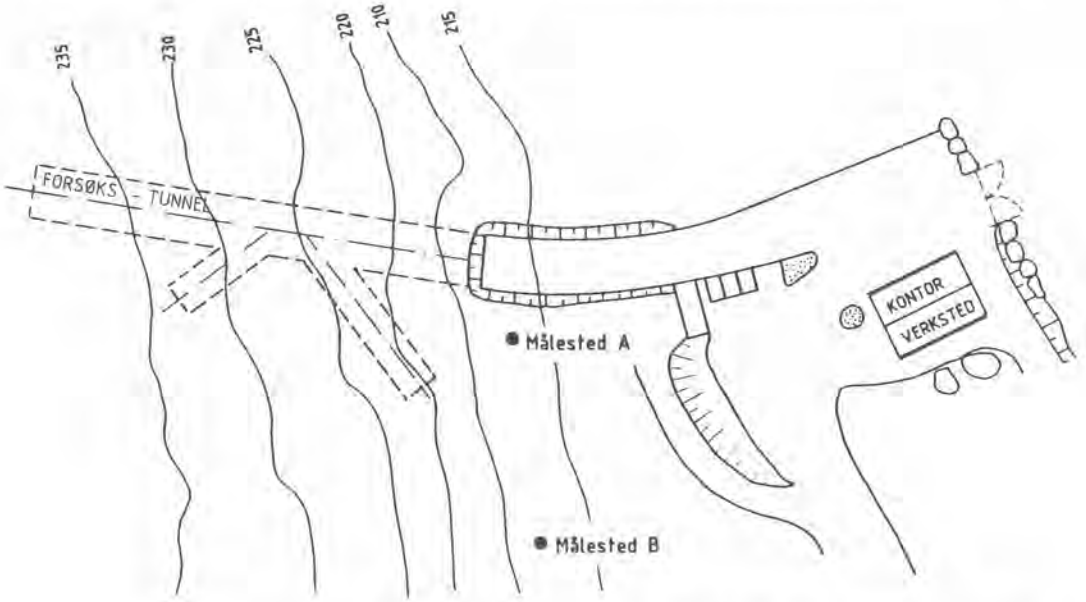


Fig.2. NGI's sprengningstekniske forsøksstasjon Bondkall. Beliggende ved Gjelleråsen i Oslo

Alt snekkerarbeide ved reising av stasjonsbebyggelsen ble utført vederlagsfritt av elever fra tømmerlinjen på Sogn Videregående skole, noe vi er meget takknemmelige for.

Utsprengningen av forsøkstunnelen ble utført av entreprenør Thor Furuholmen A/S med en nyutviklet datastyrt tunnelborrigg fra Tamrock OY. Arbeidet ble meget nøyaktig utført. Vi er Selmer-Furuholmen meget takknemmelige for denne innsatsen, ikke minst fordi det i forbindelse med tunnelsprengningen ble anledning til å gjennomføre to forskningsprosjekter, et innen feltet fragmentering av fjell ved sprengning og en test av rystelsesmåleinstrumenter under anleggsforhold.

KORT OM FRAGMENTERINGSFORSØKENE

Fragmentering av fjell ved sprengning avhenger av flere faktorer, en av de viktigste er sprengstofftypen som anvendes

og hastigheten som sprengstoffet omsetter seg med. Ved fragmenteringsforsøkene, som ble gjennomført i forbindelse med tunneldriften, ble det på grunn av den usedvanlig nøyaktige oppboringen av salvene mulig å sammenligne 3 sprengstofftyper. Den teoretiske brytningskapasitet eller sannsynlighetstallet beregnet etter Ulf Langefors:

$$S = \frac{5}{6} E + \frac{1}{6} G \text{ (relativ til Gummidynamitt)}$$

ble gjort så like som praktisk mulig ved alle forsøkssalvene og ved alle 3 sprengstofftypene. Nedenforstående tabell viser de aktuelle sprengstoffparametrene:

Sprengstoff-type	Tetthet ρ kg/L	Teoret.brytn. kapasit. S/kg	Ladnings-styrke S/bormeter	Detonasj. hast. m/s m/s
ANFO-normal	0,928	0,83	1,225	2400
ANFO-spesial	0,923	0,83	1,218	3100
Slurit 310	1,198	0,64	1,219	4900

Som man ser er ladningsstyrken pr m borhull nesten identisk mens detonasjonshastigheten fordobler seg fra ANFO-normal til Slurit 310.

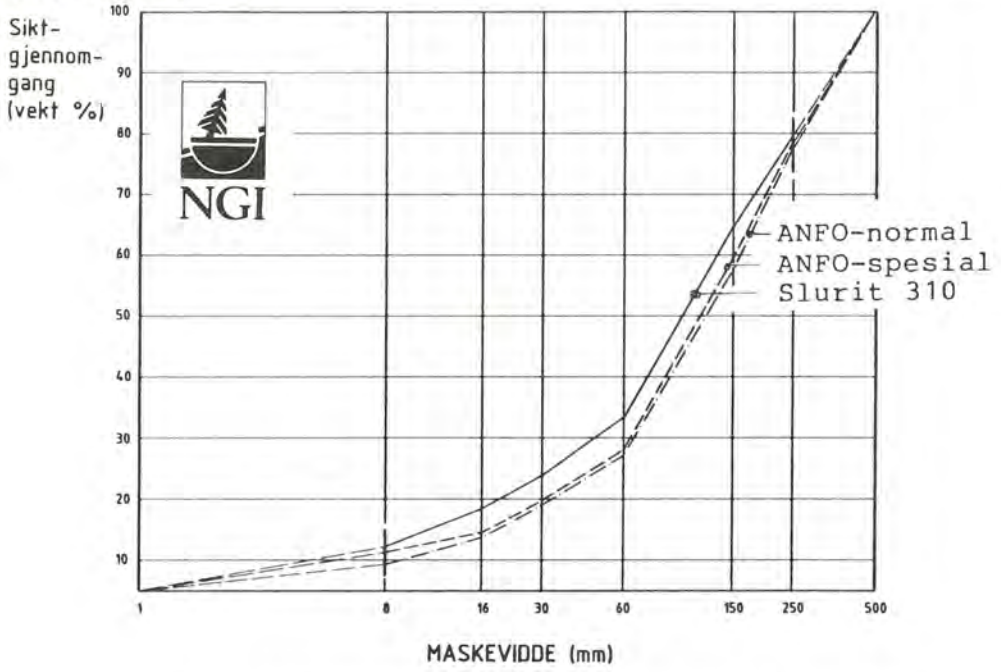


Fig.3. Siktekurver av sprengsteinsrøyser fra fragmenteringsforsøk Bondkall 1985

All sprengsteinen fra de 9 forsøkssalvene, tilsammen ca. 900 m^3, ble samlet i 3 deponier som i løpet av høsten i flere arbeidsoperasjoner er siktet gjennom grove stavsikt, middels grove kvadratsikt og finsikt. Stavavstand og maskeåpning var fra 250 og ned til 8 mm. Det fineste materialet, mindre enn 8 mm, vil i løpet av vinteren bli siktet i vårt bergmekaniske laboratorium.

På grunnlag av de resultater vi har hittil, kan det registreres en klar sammenheng mellom detonasjonshastigheten og nedknusningen av det sprengte steinmaterialet. Det er i første rekke i de finere fraksjoner andelen øker.

Vi vil fortsette sprengningsforsøkene på forsøksstasjonen i 1986. Vi vil for det arbeidet som er utført i 1985 spesielt takke entreprenør Selmer-Furuholmen for mannskap og utstyr som er stilt til disposisjon både med sprengningsforsøkene og ved den etterfølgende sikting. Videre vil vi takke Norsk Hydro og Dyno Industrier for deltakelse og for kostnadsfrie leveranser av sprengstoff og tennmidler til forsøkene. Vi vil også takke utstyrsleverandør SIMBAS som stillet sikteutstyr til disposisjon.

TEST AV MÅLEINSTRUMENTER FOR SPRENGNINGSRYSTELSER

Når det ved sprengningsarbeider i byområder er behov for målinger av rystelser, er det normalt for kostbart og tidkrevende å plassere flere måleinstrumenter på samme sted for å kontrollere instrumentenes målenøyaktighet.

Ved utsprengningen av forsøkstunnelen lå forholdene, på grunn av den nøyaktige kontroll av alle salvedata, vel til rette for en sammenligning av de fleste typer instrumenter som benyttes i Norge. De fleste følere ble plassert på målepunkt A (se fig. 3).

Instrumentene på hvert målested ble festet så nært sammen som det var praktisk mulig, det vil si i samme lagpakke, i samme steinblokk. Alle instrumentene som var plassert på samme sted skulle følgelig bli utsatt for samme påvirkning. Måleresultatene er på dette grunnlag sammenlignbare.

Bilde 1. Fotografi av målepunkt A med instrumentoppstilling.

Mesteparten av målingene ble gjort på båndopptaker slik at signalene kan analyseres elektronisk. NGI har nylig anskaffet avansert analyseutstyr som vil bli brukt til dette arbeidet.

Fig. 4 viser plottingen av en del registrerte maksimalamplituder målt med mekaniske Tellus-instrumenter.

Fig. 5 viser plotting av en del maksimalverdier for svingehastigheter målt med forskjellige typer elektroniske instrumenter.

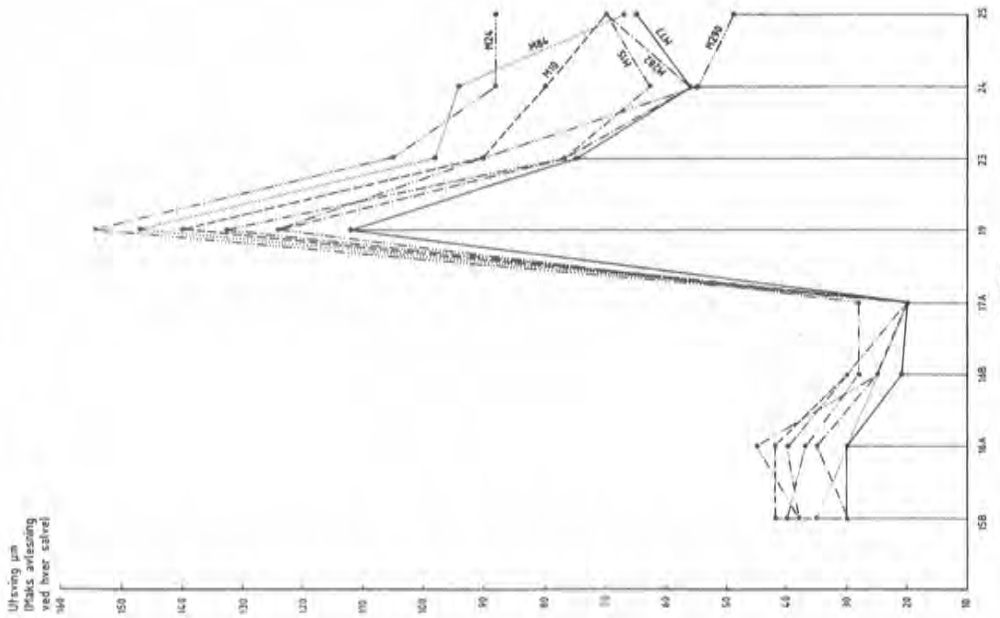


Fig.4. Mekaniske instrumenter (Tellus)

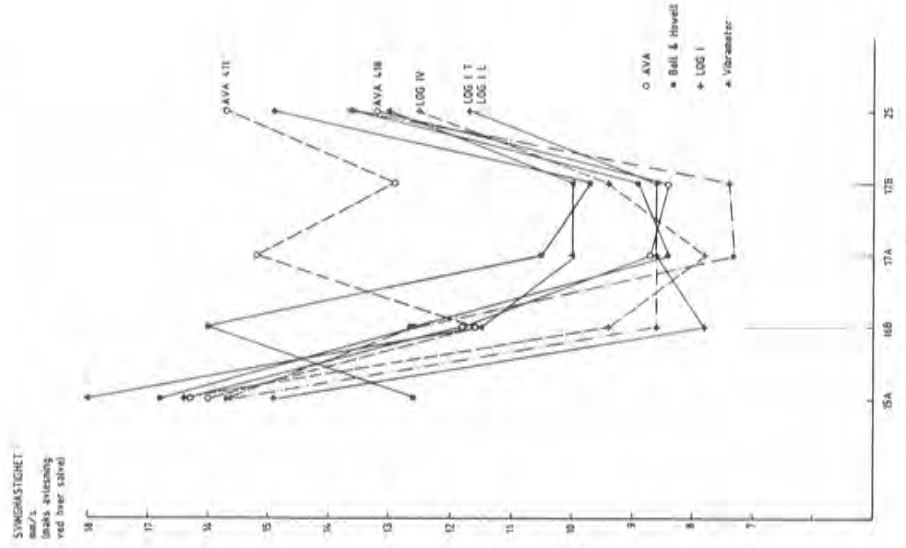


Fig.5. Elektroniske instrumenter

Spredningen i måleresultatene er relativt stor til tross for at signalgiverne var montert meget nær hverandre og følgelig må ha mottatt en nesten identisk vibrasjon.

Plottingen viser maksimalverdier, det vil si det høyeste utslag av flere hundrede registrerte svingninger som har ankommet målepunktet fra en hel salve skutt med forsinkertennere. Den videre elektroniske analyse vil gjøre det mulig å sammenligne rystelsene som er registrert med forskjellige instrumenter for hvert enkelt tennernummer i salven. Dette vil forklare noe av spredningen. En del av spredningen vil imidlertid ikke kunne forklares tilfredsstillende og skyldes f.eks. små forskjeller i oppspenningspunktet, i koblinger og overføringsledninger, i kalibrerings- og systemfeil ved instrumentene, i ytre påvirkninger som fuktighet, temperatur osv.

Vi er i Norge og i andre land henvist til å måle rystelser med den type instrumenter som ble testet i denne forsøksserien. Resultatet viser at det er behov for innsats for å finne feilkilder.

Ved forsøksstasjonen har vi fått gode muligheter til å arbeide videre med instrumenttester og vi håper å kunne bringe interessante resultater fra vår virksomhet på dette felt i årene fremover.

TERMOS-BLAST
Terrengmodellerings- og beregningsprogram for pallsprengning.

NGI har i flere sammenhenger tatt i bruk EDB ved terrengmodellering. Spesielt innen skred-forskningen har tredimensjonale terrengmodeller vist seg meget oversiktlige og anvendelige.

NGI arbeider nå med å ta i bruk digitale terrengmodeller innen fjellsprengningsteknikken for å forenkle planleggingen og anskueliggjøre sprengningsopplegget. Programmet som utvikles kalles Termos-Blast og er et kombinert beregningsprogram for sprengning av vegskjæringer, tomter og grøfter. Grunnlaget for terrengmodeller er kart og flyfoto. Programmet gjør det også mulig å legge inn tilleggsdata for å øke nøyaktigheten.

Beregningsmetoden for bormønster har som utgangspunkt at nødvendig sprengstoffmengde for løssprengning beregnes i bunnen av salven hvor innspenningen er størst.

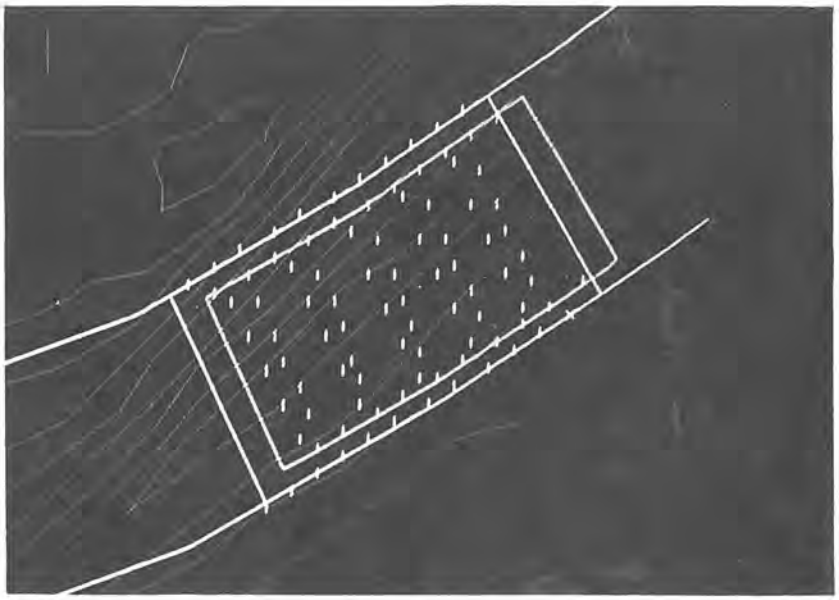


Fig.6 Sprengningsplan inntegnet i terrengmodellen.

Bormønsteret blir deretter overført fra bunnen av salven til palloverflaten med vektorer som angir hvert enkelt borhulls retning og lengde og koordinatene for skjæringspunktet med terrenget. Programmet skal kunne benyttes både for stormaskiner og for mikromaskiner.

Sluttord

NGI ser mye ugjort innen forskning og utvikling av hjelpemidler og metoder innen området fjellsprengningteknikk. Gjennom den nye forsøksstasjonen på Bondkall ved Gjelleråsen og bergmekanikklaboratoriet i Sognsveien 68, har NGI fått meget gode muligheter til å utføre tester og forsøk. Jeg vil oppfordre enkeltpersoner, faglige organisasjoner, institusjoner og bedrifter med tilknytning til fjellsprengningsteknikk om å regne med forsøksstasjonen i sin planlegging når forsknings- og testoppgaver skal utføres. NGI deltar gjerne i samarbeidsprosjekter eller tar på seg betalte forskningsoppdrag.

BERGFORSKNINGEN

Bergingeniør Finn R. Eriksen

Bergforskningen er bergverkenes samarbeide om forskning og utvikling. Bedriftene bak er samtlige malmbergverk, de fleste større mineralbergverk, kullgrubene på Svalbard og tre pukkverk - tilsammen 25 bedrifter. Bergforskningen samarbeider med instituttene ved Bergavdelingen på NTH, NGU, NGI, NVE, NIVA, NLH og med Gruvforskningen i Sverige og Finland.
Arbeidsformen har vært noe spesiell, idet prosjektarbeidene stort sett har vært utført av bedriftsansatte ingeniører - som et ledd i arbeidet med å holde et høyt faglig nivå ved bergverkene. Idag er bemanningen snauere, og det er derfor blitt mer aktuelt å kjøpe forskning fra instituttene. De bedriftsansatte vil fortsatt være med å styre prosjektene.
Siden starten i 1965 er det utarbeidet ca. 100 tekniske rapporter tilsvarende ca. 1,2 hyllemeter. Et lignende antall er mottatt fra Sverige og Finland og distribuert til bedriftene. Rapportene benyttes også i undervisningen ved Bergavdelingen.

Følgende prosjekter og rapporter burde være av interesse for anleggsbransjen:

"Sammenheng sprekker/spenninger i berg". Hensikten var å finne frem til en eventuell lovmessig sammenheng mellem opptredende sprekker og hovedspenningsretningene i berget, bl.a. for å kunne erstatte kostbare bergtrykksmålinger med rimelige sprekke-registreringer. Undersøkelsene er vesentlig foretatt i områdene omkring Skiensfjorden og Jøssingfjorden. Rapporten TR 60 gir ikke noe entydig svar, men representerer et verdifullt grunnlag for videre vurderinger.

"Seismisk undersøkelsesmetodikk ved gruver". Rapporten TR/66 gir en oversikt over hva som er gjort i Finland, Sverige og Norge for å utvikle seismiske metoder for å bestemme bergets kvalitet og oppsprekning.

TR 43/2 "Nyere boltemetoder - friksjons- og kabelbolting". Kabelboltingen ser ut til å kunne bli verdifull for underjordsbrytningen, da den kan hindre innrasing av strosseveggene. Metoden burde også være brukbar for forsterkning av berget rundt store åpne rom.

TR 52/3 "Optimalsprengning i dagbrudd". Rapporten vurderer alle deloperasjoner - boring, sprengning, spretting, lasting og transport - under ett med henblikk på den totale økonomi.

"Elektrisk drift under jord". Hensikten med prosjektet er å legge forholdene tilrette for utvidet bruk av elektrisk kraft under jord, spesielt i forbindelse med mobilt maskineri. Prosjektet har ført til et fruktbart samarbeide mellem bergverkene, entreprenørene, Statskraftverkene og Elektrisitetsdirektoratet. I den senere tid er også leverandører av kabler og annet utstyr kommet inn i bildet. Delrapporten TR 56/1 tar for seg jordingsforholdene og TR 56/2 brannfaren. Den neste rapporten vil behandle spesielle krav til underjordsutstyr.

Bergforskningen stiller seg positivt til samarbeide med beslektede industrigrener og lar gjerne interesserte få adgang til sine rapporter.
Takk for oppmerksomheten!

STEINBRUDDSDRIFT NÆR DAMFUNDAMENT. RYSTELSER OG LEKKASJER, VATNEDALEN

QUARRYING CLOSE TO DAM FOUNDATION. BLASTING VIBRATIONS AND LEAKAGES, VATNEDALEN

Siv.ing. Jan K.G. Rohde, Ing. Chr. F. Grøner A.S.

SAMMENDRAG

Ved større sprengningsarbeider nær konstruksjoner kan krav til maksimale rystelser ha store konsekvenser for entreprenørens valg av utstyr, sprengningsopplegg og økonomi og bør vurderes grundig i planleggsingsfasen.

Formelverk som hittil har vært benyttet til beregning av sprengningsrystelser har vist seg å gi store avvik mellom målte og beregnede rystelser.

Ved steinbruddsdrift Dammer Vatnedalen hvor det ialt er tatt ut ca. 2.9 mill. m3 faste bergmasser til dambyggingsformål er det innhentet måleresultater som har gitt et meget verdifullt bidrag til å utvikle et bedre formelverk for beregning av rystelser.

Det er ikke påvist sprekkdannelse i injisert berg ved rystelsesnivå i størrelsesorden 0-100 mm/sek.

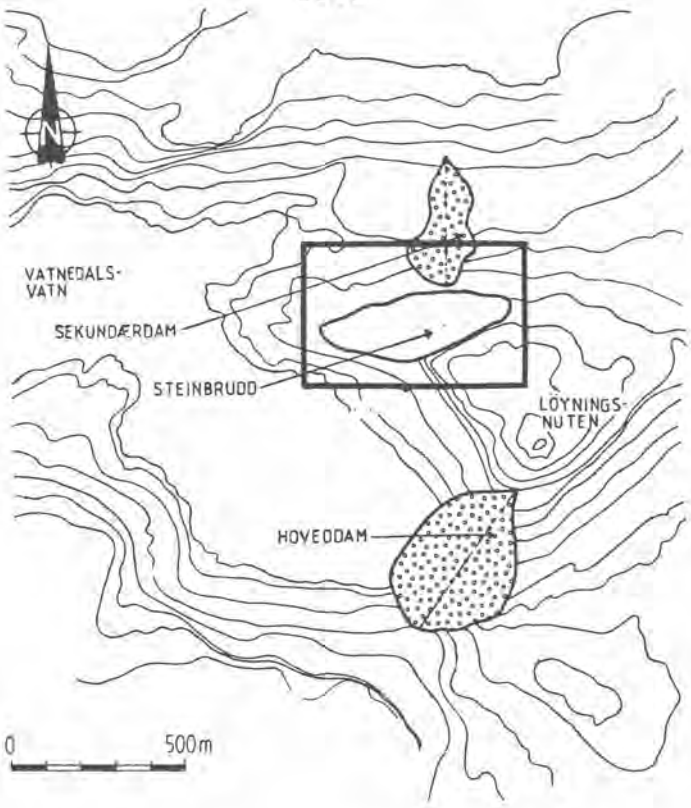
SUMMARY

When performing large blasting operations close to structures, restrictions to blasting vibrations may have serious consequences to the contractors choice of equipment, his planning of excavation, and economy and should thus be thoroughly assesed during planning and design.

The Equations which are commonly used for calculation of blasting vibrations show a great difference between measured and calculated vibrations.

At the Quarry of Vatnedalen Dams, where a total amount of 2,9 million m3 of solid rock have been excavated, experiences are gained in order to develop a better formula for calculating blasting vibrations.

There has not been proven any fractures in grouted rock at vibration levels in the order of 0-100 mm/sec.



Figur 1
Oversiktskart dammer og steinbrudd

DAMMER VATNEDALSVATN

Dammer Vatnedalsvatn er et ledd i kraftutbyggingen i øvre Setesdal og består av to steinfyllingsdammer, hoved- og sekundærdam. Totalt fyllingsvolum er ca. 5.3 mill. m3 fordelt med ca. 4.4 mill. m3 på hoved- og ca. 0.9 mill. m3 på sekundærdam.

Byggherre er I/S Øvre Otra, entreprenør A/F Selmer-Høyer Ellefsen, rådgivende ingeniør for fyllingsdammene er ingeniør Chr. F. Grøner A.S.

Steinbrudd for bygging av fyllingsdammene er plassert oppstrøms mellom de to dammene med tyngdepunkt så nær hoveddam som mulig. Plasseringen har gitt gunstige transportlengder og det tilhørende vegsystem gir ingen sår i dalsidene nedstrøms hoveddam. (figur 1).

SPRENGNINGSTEKNISKE DATA

Ved sprengning i steinbruddet ved Vatnedalsdammen er det benyttet borhullsdiameter 127,5 mm (5" borkrone) og borhullsmønster med hullavstand ca. 5 m og forsetning ca. 3 m.

Pallhøyden har ligget jevnt på ca. 12-14 m, som med 1-2 m underboring har gitt hulldybde på ca. 13-16 m.Hullene er ladet med slurrit 110. Enkelte salver er ladet med anfo og anolitt. Det er benyttet tennertype nonel, tenner nr. 15 med 20-50 millisek. forsinker mellom hvert intervall.

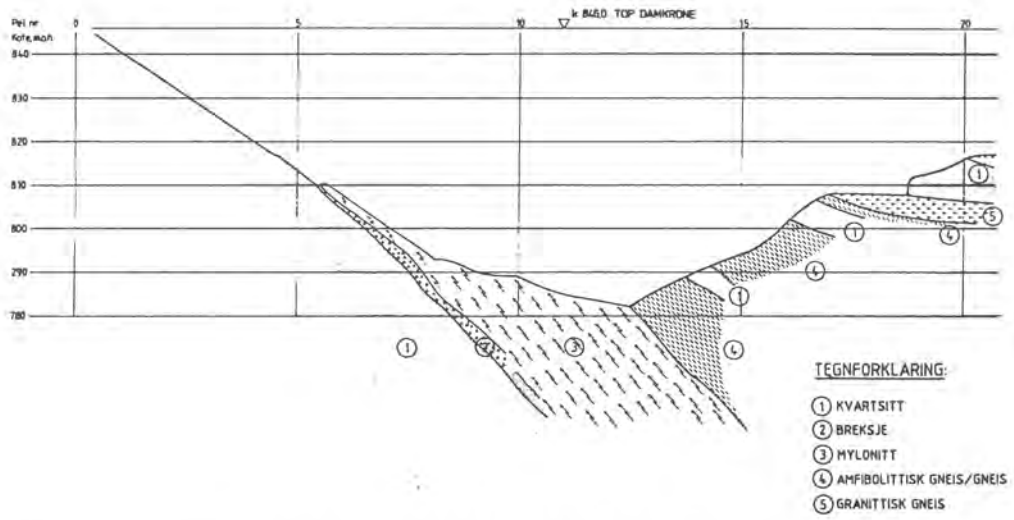
Sprengstoffmengde pr. tennerintervall har variert fra ca. 100 til ca. 3000 kg, men har hovedsaklig ligget i størrelsesorden 800 - 2500 kg.

Salvenes totale størrelse har ligget i området 6 - 20.000 kg sprengstoff og 10- 30.000 m3 fast fjell.

GEOLOGISKE FORHOLD

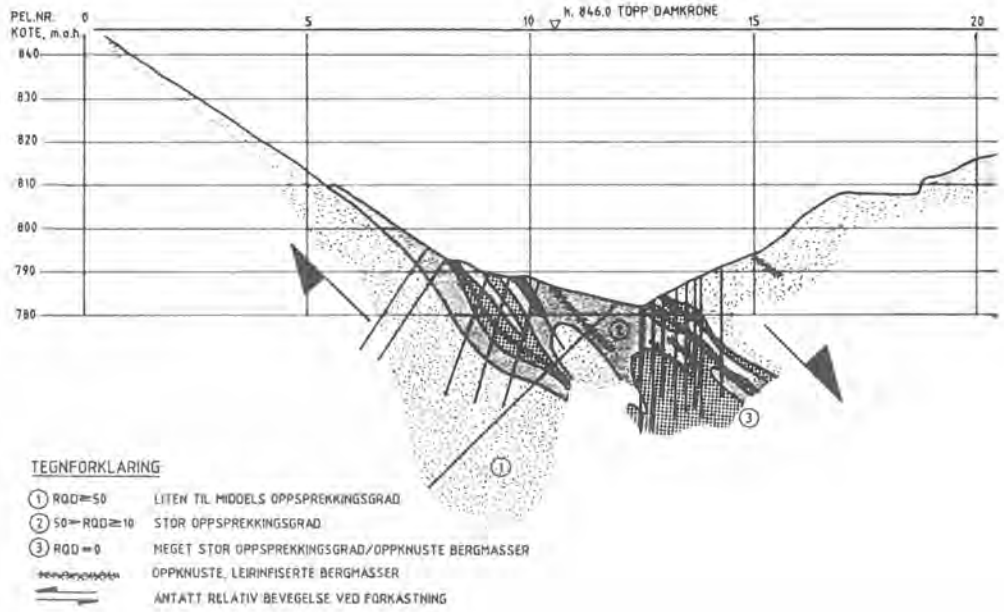
Bergmasser i damfundamentet består av prekambriske bergarter, kvartsitt, myllonitt, gneis og amfibolitt. Ganger av ren granitt og pegmatitt forekommer (figur 2).

Hovedbergarten i bruddet er en kvartsrik fin til middelskornet granittisk gneis. I tillegg forekommer mindre soner av amfibolittisk gneis og pegmatittganger.



Figur 2. Geologiske forhold i damfundament - søndre del

Dalføret hvor sekundærdammen er bygget, er dannet av en regional øst/vestgående forkastning. Bergmassene i deler av damfundamentet er stort sett meget oppsprukket. (figur 3).



Figur 3 Tektoniske forhold i søndre del av damfundamentet

Markerte slepper og sprekkesystem i bruddet er vist i figur 4.

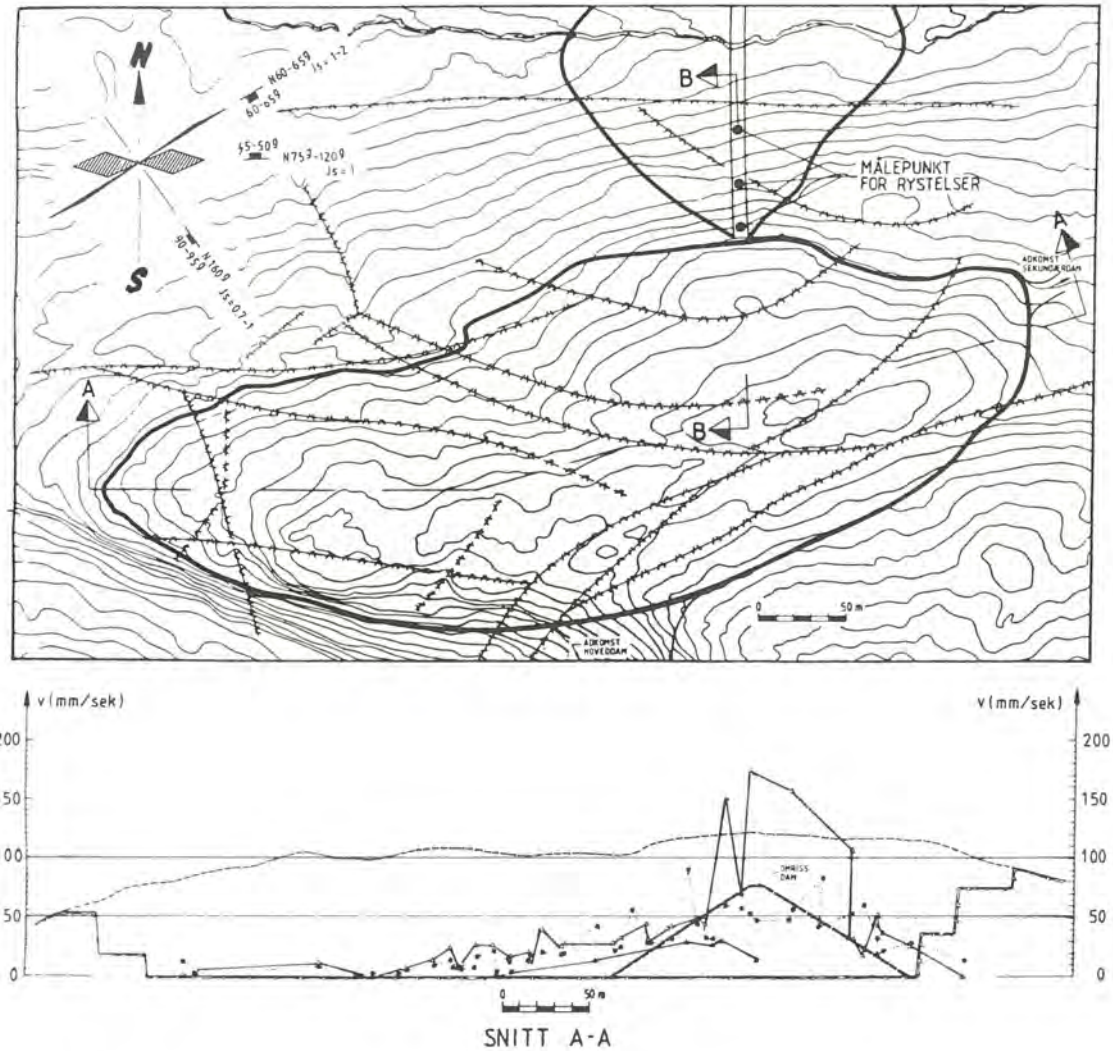


Fig. 4
Snitt og plan av steinbruddet i Vatnedalsvatn

Foruten markerte slepper i bruddet er bergets oppsprekningsgrad delt i følgende hovedsystem:

- System 1: Strøk $N75^g$-120^g, fall 45^g-50^gN,
  Sprekkfrekvens I_s = 1 sprekk pr. m.
  Sprekksystemet er paralellt bergmassenes lagdeling/-foliasjon.

- System 2: Strøk $N60^g$-65^g, fall 60^g-65^gSØ.
  Sprekkfrekvens I_s = 1-2 sprekker pr. m.

- System 3: Strøk N160^{g}, fall 90-95^{g}SV.
  Sprekkfrekvens I_s = 0.7-1 sprekk pr. m.

RYSTELSER FRA SPRENGNING I BRUDD

Avstanden damsted/brudd ved sekundærdammen er tildels liten. Fra søndre damanslutning til bruddkant er avstanden ca. 25 m.

Tetting av damfundamentet i sekundærdammen med injeksjon har vært til dels problematisk og ferdig injiserte, tette bergmasser har hatt en tendens til å sprekke opp en tid etter injisering.

Ved oppstarting av sprengning i steinbruddet ble det benyttet til dels store mengder sprengstoff pr. intervall (i størrelsesorden ca. 2-4 tonn pr. intervall), og det er nærliggende å anta at oppsprekking av injisert berg har hatt en sammenheng med store rystelser forårsaket av sprengning i steinbruddet.

På denne bakgrunn ble det vedtatt å foreta rystelsesmålinger i damfundamentet ved sprengning i bruddet. Samtidig ble sprengstoffmengde pr. tennerintervall redusert ved å utnytte tennernummerne maksimalt. Sprengstoffmengde pr. tennerintervall ble således begrenset til 800 - 2.500 kg.

For beregning av rystelser før sprengning ble følgende formelgrunnlag benyttet

$$v = K \cdot \sqrt{Q/d^{1.5}}$$

hvor: v = svingehastighet (i mm/sek)
K = fjellkonstant
Q = sprengstoffmengde pr. tennerintervall (i kg)
d = avstand sprengningssted-målepunkt (i m)

Formelen blir vanligvis benyttet ved beregning av sprengningsrystelser. Fjellkonstanten K er i litteraturen oppgitt til å variere i området 200-400.

Ved bruk av formelen ville svingehastigheten beregningsmessig komme opp imot 1000 mm/sek. med de oppgitte sprengstoffmengder og korte avstander sprengningssted-målepunkt.

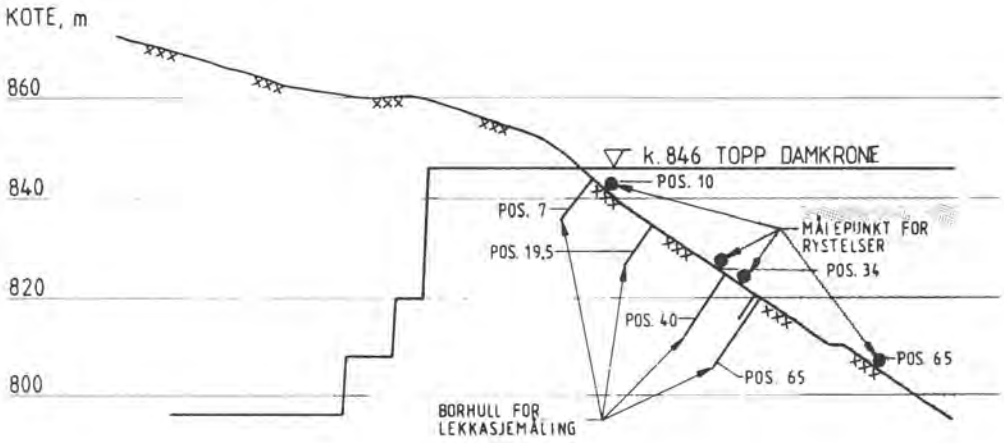
Det samme beregningsgrunnlag ville ført til en reduksjon av sprengstoffmengde pr. tennerintervall, fra 2-4 tonn ned til 30-40 kg for å bringe rystelsene ned til et

akseptabelt nivå (100 mm/sek.). En slik drastisk endring i sprengningsopplegget ville være uakseptabelt ut ifra praktiske og økonomiske hensyn.

Målinger viste imidlertid at svingehastighetene var relativt lave til tross for bruk av store sprengstoff-mengder pr. tennerintervall ved sprengning relativt nær målepunktene i dammen.

MÅLERESULTAT

Rystelsesmåling er foretatt i to separate punkt ved hjelp av tokanals måler av type Vibragraf 90. Målerne for registrering av svingehastigheten har under sprengnings-arbeidene vært plassert i søndre dalside ved sekundær-dammen. (fig. 5). Svingehastigheten er registrert i 3 målepunkt, ved pos. 10, 34 og 65.



Figur 5
Plassering av målerne i søndre damanslutning for sekundærdammen

Målte svinghastigheter er vist i et profil av steinbruddet på Figur 4. Målte svingehastigheter ligger stort sett i området 20-50 mm/sek. De målte svingehastigheter er plottet ved beliggenheten av tyngdepunktet i de respektive salver i bruddet. Sekundærdammens beliggenhet er antydet på profilet. Profilet med angivelse av svingehastigheten gir et godt inntrykk av rystelsesnivåets variasjon med avstand sprengningssted-målepunkt.

Diagrammet viser en nedgang i rystelsene ved sprengning nær damaksen for måleområdene pos. 34 og 65, mens måleren ved pos. 10 har sitt maksimum ved sprengning nær damaksen. Dette kan skyldes fokuserings og/eller dempningseffekter på grunn av oppsprekking og svakhetssoner i berget.

ANALYSE AV MÅLERESULATET

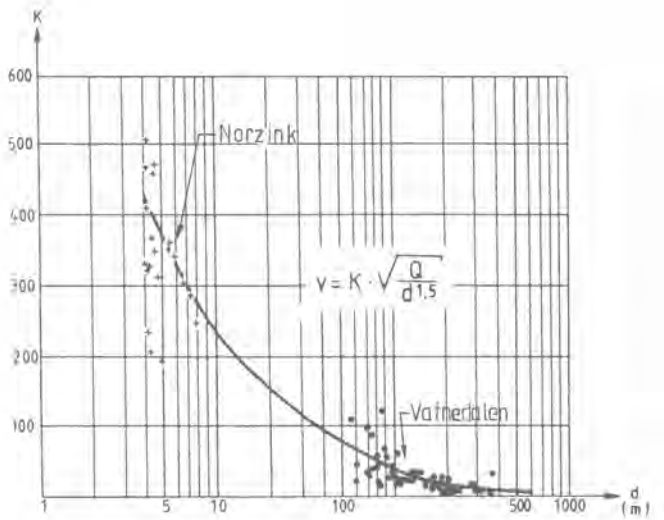
Måleresultatene fra Vatnedalsvatn samholdt med ladnings-mengde pr. intervall og avstand sprengningssted-målepunkt er benyttet for å kartlegge bølgeforplantningsevne (fjellkonstanten) i bergmassene ved Vatnedalsvatn.

Ugangspunkt er tatt i formlene

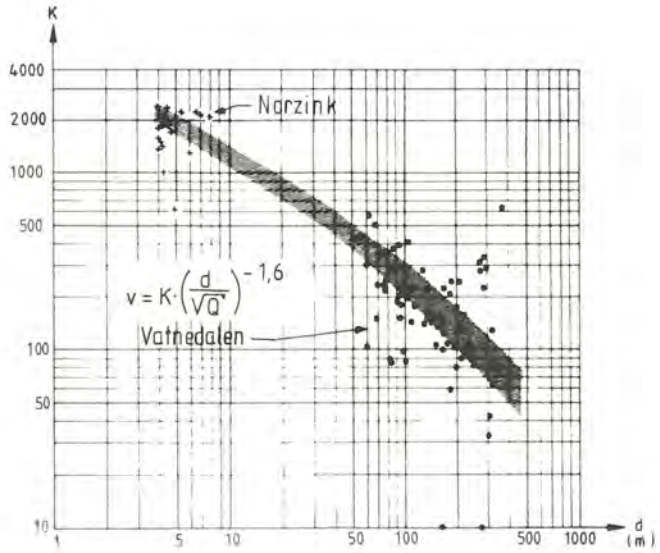
$$v = K\sqrt{Q/d^{1.5}} = K \cdot Q^{0.5}/d^{0.75} \qquad (1)$$

$$v = K \left(d/\sqrt{Q}\right)^{-1.6} = K \cdot Q^{0.8}/d^{1.6} \qquad (2)$$

Fjellkonstanten K for formlene (1) og (2) er beregnet for hver salve. Resultatet er vist i figur 6 og 7.



Figur 6
Fjellkonstant K for formel (1)



Figur 7
Fjellkonstant K for formel (2)

Fjellkonstanter beregnet på grunnlag av måleresultater fra sprengningsarbeider utført for Norzink A/S i Odda er vist i de samme diagram. Sprengningsarbeidene ble der utført som forsiktig sprengning med ladningsmengder fra 140 g opp til 1.2 kg pr. intervall. Rystelsesmålerens avstand til sprengningsstedet varierte i størrelsesorden 4-7 m.

Som figurene viser er det stor spredning i fjellkonstanten. Dessuten avtar fjellkonstanten med økende avstand mellom sprengningssted og målepunkt.

Med de erfaringer en har høstet ved sprengningsarbeidene ved sekundærdammen i Vatnedalsvatn kan følgende sies om fjellkonstanten for begge formlers vedkommende.

- Fjellkonstanten som gir et uttrykk for bølgeforplantningsevne i berg ved sprengning, avtar med avstanden mellom sprengningssted og målepunkt.
- Den er avhengig av bergmassenes mekaniske egenskaper, oppsprekkingsgrad og orientering.

- Bergmassenes oppsprekkingsgrad og orientering kan gi dempings- og fokuseringseffekter.
- Sprengningsmetode og bergets innspenningsgrad vil ha stor betydning for rystelser ved sprengning. I denne forbindelse kan nevnes faktorer som forsetning, bruk av presplitt eller sømboring.

Formlene (1) og (2) viser stor variasjon av fjell-konstanten og gir heller ikke muligheter for å fange opp de observerte geologiske variasjoner i steinbruddet og deres innflytelse på måleresultatene. Formlene er lite egnet til bruk ved forhåndsberegning av sprengings-rystelser.

ALTERNATIV BEREGNINGSFORMEL

For en videre vurdering av fjellkonstanten og øvrige parametre for beregning av sprengningsrystelser er følgende generelle uttrykk av formelen benyttet

$$v = K \cdot Q^{\alpha}/d^{\beta} \qquad (3)$$

hvor

v = svingehastighet (i mm/sek)
K = fjellkonstanten
Q = sprengstoffmengde pr. tennerintervall (i kg)
d = avstandmåler - sprengningssted (i m)
α = sprengningskoeffisient
β = dempingskoeffisient

Formelen er under utvikling ved Institutt for Anleggsdrift, NTH, hvor det er oppnådd vesentlige fremskritt med hensyn til forhåndsberegning av sprengningsrystelser.

Fjellkonstanten K er en bergartsavhengig parameter som teoretisk er lik svingehastighet målt i en avstand på 1 m ved detonasjon av en ladning på 1 kg. Tilnærmet kan denne beregnes av uttrykket

$$K = c_m/\rho_s \qquad (5)$$

hvor c_m = midlere lydhastighet målt på vannmettet bergartsprøve $\perp$ og $\parallel$ foliasjon (m/sek)

ρ_s = bergartens densitet (kg/dm3)

Sprengningskoeffisienten α er avhengig av sprengstofftype, forsetning, tennerspredning og sprengstoff-fordeling i pall.

Dempningskoeffisienten β er geometrisk- og oppsprekking-bestemt. Den er avhengig av fjellets oppsprekkingsgrad, oppsprekkingens orientering samt sprekkenes fasthets-egenskap (ruhet, utholdenhet, leirbelegg, åpenhet og vannmetningsgrad).

Ved bruk av formelen benyttes følgende fremgangsmåte:

1. Formelen omregnes til logaritmisk form lik

$$\log v = \log K + \beta \log (Q^{\gamma}/d) \qquad (4)$$

hvor $\gamma = \alpha/\beta$

2. Log K plottes for log $(Q^{\gamma}/d) = 0$ dvs. for $Q = 1$ kg og $d = 1$ m. (figur 8)

3. Log (v) og log (Q^{γ}/d) plottes i lineær skala med log (Q^{γ}/d) som abscisse og log (v) som ordinat, (figur 8). Dempningskoeffisienten, β er gitt som linjens helning.

4. Plottinger utføres med varierende verdier av γ (eks. γ = 1/3, 1/4, 1/8). Beste tilpasning finnes ved lineær regresjon (evt. ved bruk av lineal).

For hovedbergarten i steinbruddet ved Vatnedalen er lydhastigheten og densitet målt til:

c_m tørr (m/s)		c_m vannmettet (m/s)		ρ_s (kg/dm3)
$\perp$	$\parallel$	$\perp$	$\parallel$	
3217	3529	5136	5249	2,62

Innsatt i (5) blir fjellkonstanten

$$K = \frac{1/2(5136 + 5249)}{2,62} = \underline{1982}$$

Ved borhullsmønster, sprengstofftype og pallhøyde som er benyttet i Vatnedalen er sprengningskoeefisienten beregnet til 0,36 (figur 8).

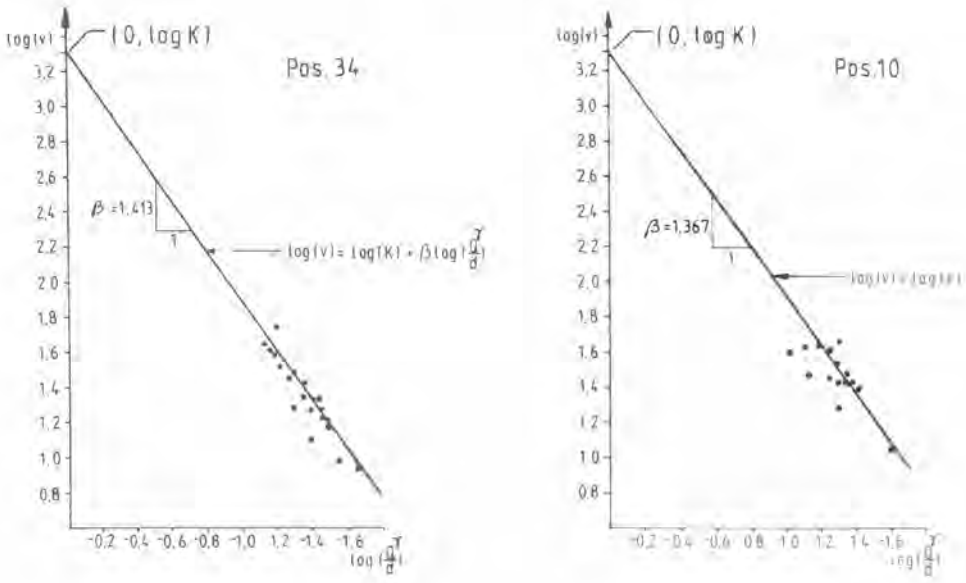
Med bakgrunn i de geologiske forhold og bergmasseenes oppsprekking er bruddet delt i 4 sprengningssoner, (fig. 4).

Plottinger for måleresultater fra sprengning i området I er vist i fig. 8 som eksempel.

Dempningsfaktoren for områdene I, II, III og IV er følgende:

Område	I	Målepkt.	pos.	10	= 1.37
"	I	"	"	34	= 1.41
"	II	"	"	10	= 1.36
"	II	"	"	34	= 1.37
"	III	"	"	10	= 1.21
"	III	"	"	34	= 1.40
"	III	"	"	65	= 1.50
"	IV	"	"	10	= 1.45
"	IV	"	"	34	= 1.50

For salver i område I vil bølgeforplantningen til måleområdet være god langs sprekkesystem 2. Tilsvarende vil bølgeforplantningen være relativt god langs sprekkesystem 3 for salver i område II. I forhold til målepunktene ligger område III slik at samtlige sprekkesystem skulle virke dempende. Imidlertid viser beregningene at demningskoeffisienten er relativt lav for målepunkt i pos. 10. De relativt høye dempningskoeffisienter ved sprengning i område IV er antatt å være forårsaket av de større svakhetssoner i bruddet.



Figur 8
Plottinger for måleresultater fra sprengning i området I

VANNTAPSMÅLINGER

Vanntapsmålinger i bergmassene før og etter sprengning er utført etter samme prinsipp som for vanntapsmåling ved injeksjon av berg. Benyttet borhullsdiameter er 46 mm og 51 mm. Under måling av vannlekkasje er hullet tettet med en ekspanderende gummipakning. Det er benyttet vannvolummeter med 1 cl målenøyaktighet til måling av medgått vannmengde. Vanntrykket er målt med manometer med målenøyaktighet 10 kPa (0.1 kg/cm2).

Det er etablert to målehull på 10 m lengde ved pos. 7, ett hull på 10 m lengde ved pos. 19.5, ett ved hull på 15 m lengde ved pos. 34, ett hull på 6 m lengde ved pos. 40 og ett hull på 17 m lengde ved pos. 41. Hullene er boret tilnærmet normalt bergskråningen, jfr. fig. 5.

Rystelser opp mot 170 mm/sek er registrert uten at dette har ført til målbar sprekkdannelse i injisert berg. Målte lekkasjer er stort sett i området mindre enn 1. Luegon og varierer lite. Målte eller beregnede rystelser ligger stort sett lavere enn 100 mm/s.

SLUTTBEMERKNINGER

Dersom en må ta hensyn til rystelser ved planlegging av steinbrudd, vil det være av avgjørende betydning at beregningsformelen gir realistiske verdier. Formlene (1) og (2) gir uakseptablet lave ladningsmengder pr. tennerintervall.

Den nye formelen gir godt samsvar mellom målte og beregnede verdier. Det gjenstår imidlertid en god del arbeid med å finne sammenhengen mellom fjellets oppsprekkingsgrad, oppsprekkingens orientering og dempningen

Ref. 1 Dyno Industrier A/S, Oslo
Sprengstoffer - Sprengningsteknikk

Ref. 2 E. Hoek and J.W. Bray
Rock Slope Engineering, London 1977

Ref. 3 U. Langefors og B. Kihlström
The Modern Technique og Rock Blasting,
Uppsala 1978.

Ref. 4 Torbjørn Herre
Damarbeidene i Vatnedalen
Fjellsprengningskonferansen 1982.

Ref. 5 Institutt for anleggsdrift, NTH.
Prosjektrapport 4-76, Steinproduksjon Dam Vatnedal.

Ref. 6 O. Johannesen, J.K.G. Rohde
Beregningsgrunnlag for sprengningsrystelser, vurdering av formelgrunnlag og måleresultat fra steinbruddsdrift Dammer Vatnedalsvatn NGM, Linköping 1984.

METODER FOR OPTIMALISERING AV SPRENGNINGSARBEIDER I DAGEN

METHODS TO OPTIMIZE BENCH BLASTING

Siv. ing. Kjell Boye, SINTEF avd. for Bergteknikk
Anleggssjef Kjell O. Berge, Vegdirektoratet

SAMMENDRAG

Statens Vegvesen har videreutvilket et EDB-program for beregning og utsetting av borplaner for vegskjæringer. Metoden er basert på bruk av mikromaskiner ute på det enkelte anlegg. For innmåling av terrengdata brukes elektronisk teodolitt med registreringsenhet.
Et eget program gjør det mulig å analysere økonomien ved forskjellig borutstyr, ulike sprengstofftyper m.v.

SUMMARY

The National Road Department has developed a computerprogram for the design and the setting out of bench blasting patterns. The program is designed for micromachines and to be run on site. The method will facilitate analysis of the economics of different bit diameters, explosives, etc.

FORORD

Vegdirektoratet har i den senere tid satset betydelig på å ta i bruk EDB som planleggings- og styringsverktøy innen anleggsdriften.

EDB har lenge vært i utstrakt bruk ved planlegging av anlegg, men har tidligere ikke i særlig grad vært brukt under gjennomføringen. At det siste nå også blir mulig, henger sammen med utviklingen innen mikromaskinområdet EDB-utstyret er blitt rimelig og kompakt og kan stasjoneres ute på anlegget. Samtidig er maskinene blitt så kraftige at de kan anvendes på programvare som tidligere krevde maskiner i minimaskinklassen.

Fjellsprengning er den største enkeltstående arbeidsoperasjon innen Statens Vegvesen. I 1983 kostet sprengning i linjen ca 225 mill. kroner på riks- og fylkesvei, eller 7-8 % av de totale utgiftene. Den fylkesvise variasjonen er imidlertid stor. I enkelte fylker utføres det nesten ikke sprengningsarbeid, i andre går andelen opp til 20 % (inkl. sprengning av tunnel).

Anslagsvis sprenges det årlig mer enn 4.5 mill m3 fjell bare for Statens Vegvesen. Volumet er fordelt på svært mange anlegg av tildels forskjellig karakter, og en står overfor et stort og interessant problem når en skal forsøke å redusere kostnadene.

EDB-PROGRAMMER FOR FJELLSPRENGNING

I Vegdirektoratet er det utviklet oppfølgingsmodeller for fjellsprengning. Modellene er i første rekke laget med LOTUS 1-2-3, men også andre regneark og databaseprogrammer er benyttet. Modellene brukes til spesiell oppfølging av sprengningsøkonomien. Disse er laget i flere versjoner avhengig av hvor detaljert en ønsker å følge opp sprengningsarbeidet.

Her vil vi i første rekke se nærmere på et program som er utviklet for styring av pallsprengning, dvs beregning og utsetting av borplaner for vegskjæringer og sidetak. I tillegg vil det bli omtalt et program for beregning av økonomi ved ulike utførelser.

PROGRAM FOR BEREGNING OG UTSETTING AV BORPLANER, PALL-SPRENGNING

Systemdelen til dette programmet er kjøpt fra Byggnads-avdelingen, Vagverket i Sverige, for bruk i Statens Vegvesen. Programmet har betegnelsen "Nogran Bergutsetning", også kalt "Årjengmetoden.

Beregningsdelene er programmert på nytt i FORTRAN og utvidet. Det er ikke kjøpt rettigheter til bruk utenfor Statens Vegvesen. Den norske utgaven har foreløpig fått navnet "SPRENG".

Deler av programmet er vesentlig endret i forhold til den svenske versjonen. Dette gjelder særlig den sprengnings-tekniske delen, som har fått en helt ny utforming.

Programmeringsarbeidet er i hovedsak utført ved Anleggs-kontoret, Vegdirektoratet, og ved SINTEF, Trondheim.

HVA GJØR PROGRAMMET?

Pallboringsprogrammet SPRENG er et hjelpemiddel til å planlegge pallsprengning samt sørge for at utførelsen blir som planlagt.

Grunnlaget for et godt sprengningsresultat legges ved boringen. Den bestemmer i stor grad hvor mye sprengstoff som blir plassert i salven og fordelingen av sprengstoffet.

En riktig boret salve betinger at

- bormønsteret blir planlagt slik at sprengstoffmengder blir fordelt som forutsatt under lading
- ansettet for hvert hull plasseres riktig i forhold til det planlagte mønster
- hullene må bores nøyaktig i forutsatt retning og til riktig dybde

Følgende hovedberegninger kan gjøres med programmet:

- Masseberegning av vegskjæringen på grunnlag av innmålte terrengdata
- Beregning av nøyaktige utsettingsdata for loddrette eller

skråstilte borhull i profilretningen

- Angivelse av ladningsmengde for hvert enkelt borhull og for en gitt strekning av pallen (normalt 10 m)

Forøvrig består programmet av menyer/programenheter for innlesing av plandata, terrengdata samt sprengningstekniske parametre. Programmet er utformet med tanke på brukervennlighet, dvs at brukeren ikke trenger spesiell opplæring innen EDB.

INNMÅLING AV TERRENG

For å kunne gjøre beregninger, må terrengets overflate innmåles. Terrengmodellen er definert ved linjer som går på tvers av pallen, se fig 1.

Hver linje består av et sett punkter på terrengoverflaten, som bestemmes ved polar innmåling. Mellom hvert punkt i en terrenglinge antas rettlinjet forbindelse. Mellom to terrenglinjer antas også rettlinjet forbindelse parallelt med senterlinjen.

Ved innmåling måles det punkter langs tenkte linjer som følger karakteristiske trekk i terrenget. Disse kan gjerne gå på skrå i forhold til tverrprofilet .

En terrenglinje skal normalt krysse hele pallens overflate og gå noe utenfor skjæringsveggen. Det kan suppleres med korte linjer der en ønsker å få med karakteristiske trekk i terrenget.

Borhullene legges på linjer parallelt med senterlinjen. På figuren er en slik linje med tilhørende borhull inntegnet. Planet som borhullene ligger i, skjærer terrenglinjene. Mellom to skjæringspunkter antas rettlinjet forløp. Det enkelte borhulls ansettspunkt og hullengde beregnes ut fra dette.

Programmet gjør bruk av et betydelig antall målinger med teodolitt og avstandsmåler for registrering av terrengdata. For at innmåling og behandling av måledata skal skje rasjonelt, kreves totalstasjon med elektronisk lagring av måledata (målebok). Etter måling overføres måledata til mikromaskinen, som bearbeider målingene.

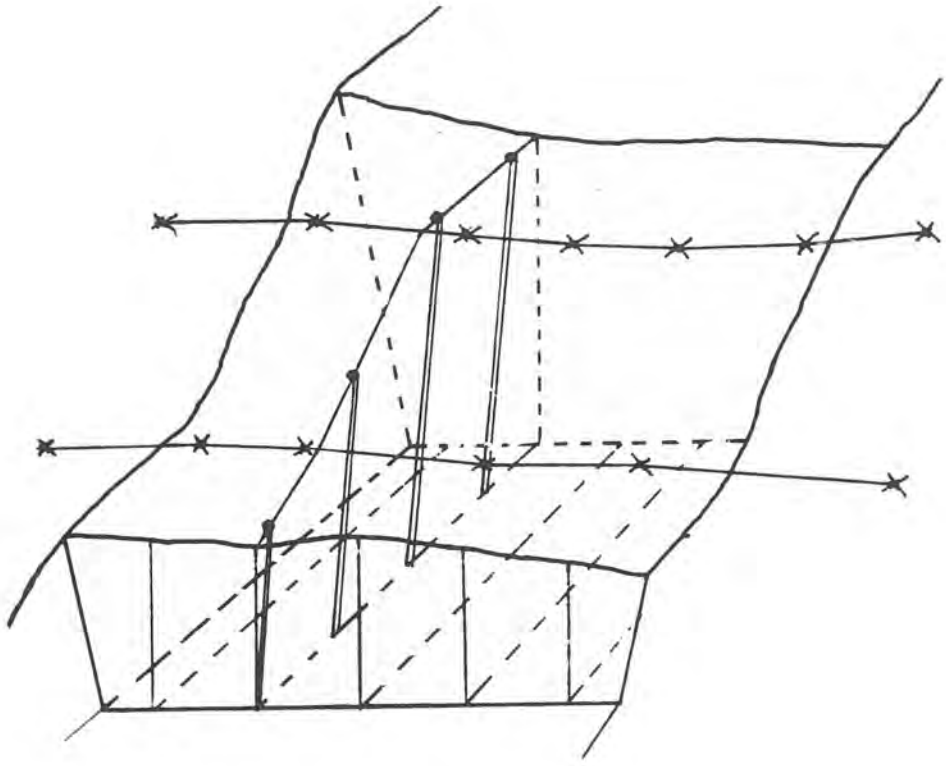


FIG. 1. TERRENGMODELL

Når måledata revideres, blir også terrenglinjene tegnet opp på skjermen, eventuelt sendt ut på plotter (fig 2). Det som vises er horisontalsprojeksjonen av de terrenglinjene en har målt inn på pallen. Dette gir en visuell kontroll med at målingene er riktige, og gir godt grunnlag for eventuell korreksjon av målepunkter

MASSEBEREGNING

Masseberegningen bruker de innleste terreng- og vegdata og gir derfor meget nøyaktige beregninger. Ved oppfølging av sprengningsarbeidet og oppgjør av ulik karakter som er knyttet til utførte masser, er nøyaktige masseangivelser av stor betydning.

I programmets meny kan brukeren angi at masseberegning skal utføres fra profil til profil og avstanden mellom hvert profil som skal tegnes ut. På skriveren blir massene skrevet ut mellom hvert profil som tegnes.

En kan også velge om skjermbildet skal sendes til plotter eller til skjermen, samt format og målestokk på uttegningen (fig 3).

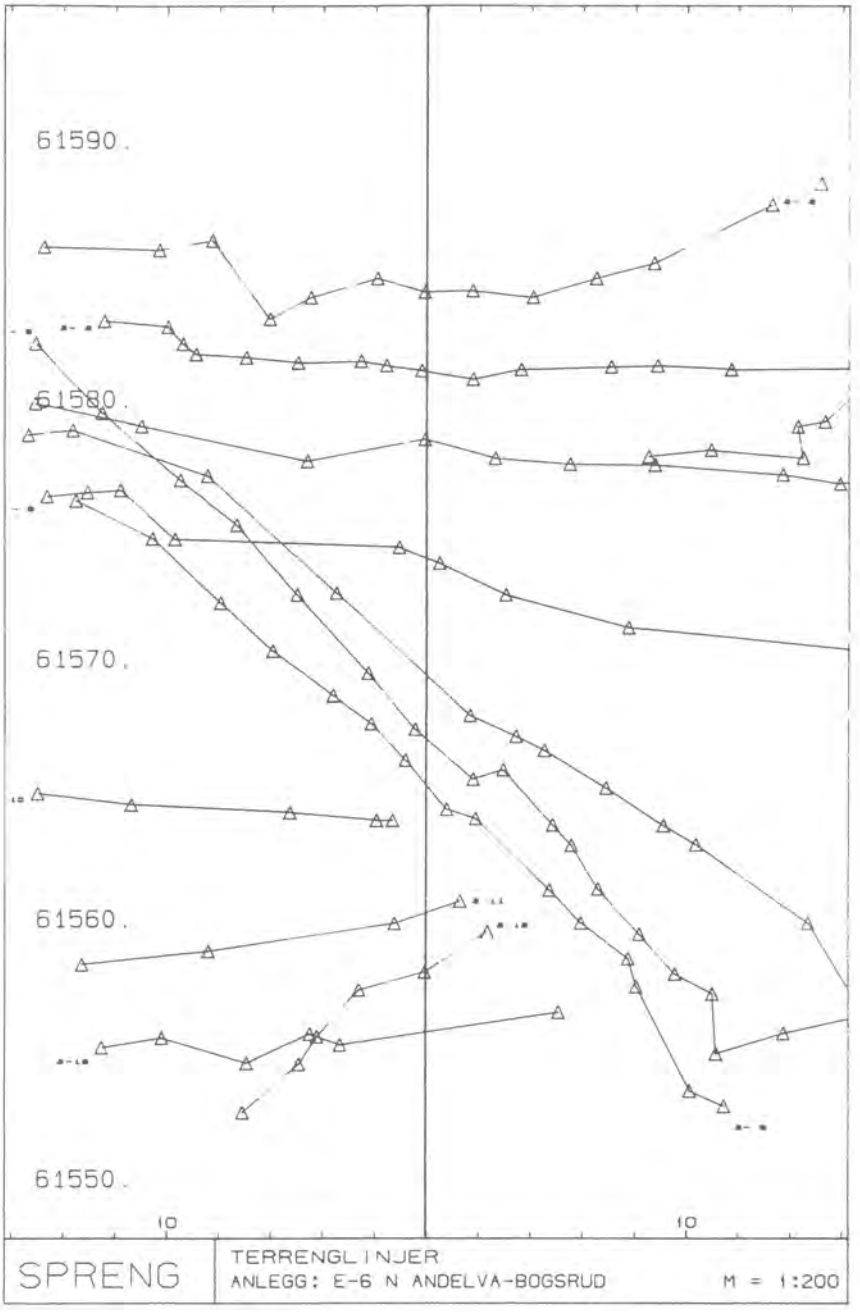


FIG. 2. TERRENGLINJER

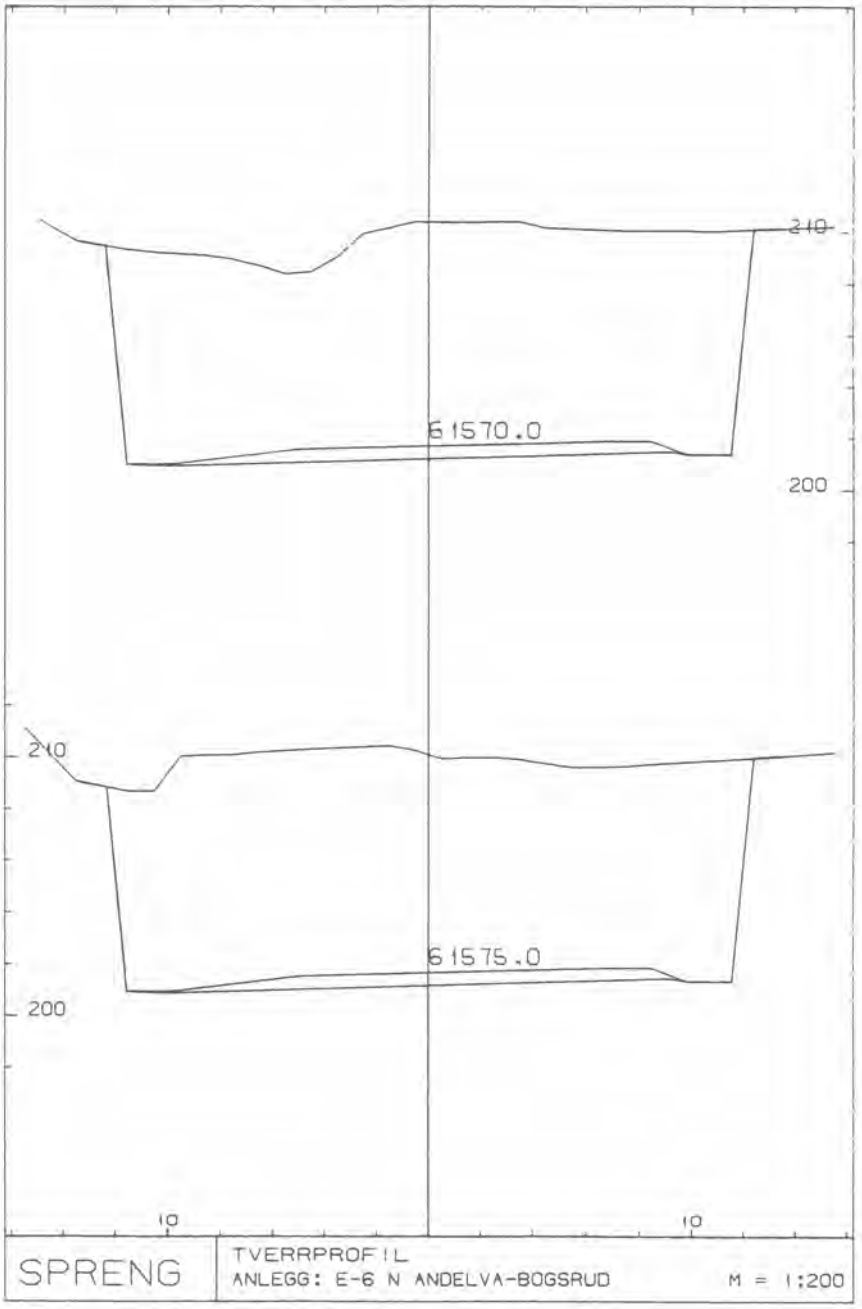


FIG. 3. TVERRPROFIL

SPRENGNINGSPLAN

SPRENG er i første rekke et styringssystem for sprengningsarbeidet. Det gir anlegget god kontroll med utførelsen, og dermed også grunnlag for å gjøre de nødvendige endringer i salveopplegget når det oppstår behov for det.

I en egen meny legges inn kronediameter, helning på borhullene i kastretning, hvilke typer og dimensjoner som skal brukes i bunn- og pipeladning, fordemming m.v. Dimensjonerende sprengstofforbruk som skal legges til grunn for tilpasning av riktig bormønster, styres ved hjelp av en skala for sprengbarhet. Skalen bygger på Institutt for Anleggsdrift's prosjektrapport "Pallboring, ytelse og kostnad", og gir dimensjonerende sprengstofforbruk avhengig av kronediameter og fjellets "sprengbarhet".

Gjennom justering av de sprengningstekniske inngangsparametrene kan utforming av borplanen endres ved behov. Dersom sprengningsresultatet etter foregående salve tilsier at neste salve bør justeres, kan ny borplan kjøres og settes ut på kort tid.

Boring med betydelig kast, f.eks. 3:1, gjør at borhullenes innspenning reduseres. Dette gir en rekke fordeler. Sprengstoffmengden, og dermed også antall bormeter, kan reduseres. Uten spesielle tiltak kan imidlertid boring med kast gi betydelige problemer med å bestemme riktig ansettspunkt jfr fig 4.

Når en borer på kast, er ikke lenger utsettingsavstanden lik forsetningen. Den horisontale utsettingsavstanden øker f.eks. med omtrent 5% når en har borehullshelning på 3:1.

For å få jevn forsetning, må horisontalavstanden variere med varierendee terrenghøyde. Med hullhening 3:1 må horisontalavstanden endres med 10 cm for hver 30 cm høydedifferanse. Dette gjør at manuell utsetting av så skråstilte hull i ujevnt terreng normalt ikke kan gjennomføres på en forsvarlig måte.

Det bormønsteret som programmet konstruerer, gir en ideell plassering av hullene ut fra de gitte inngangsdata. Det beregnede ansettspunkt kan i enkelte tilfeller være umulig å skråme på. Dette vil normalt ikke by på praktiske problemer. Selv om man justerer på plasseringen av ett hull, vil ikke det få innflytelse av noen betydning for salven.

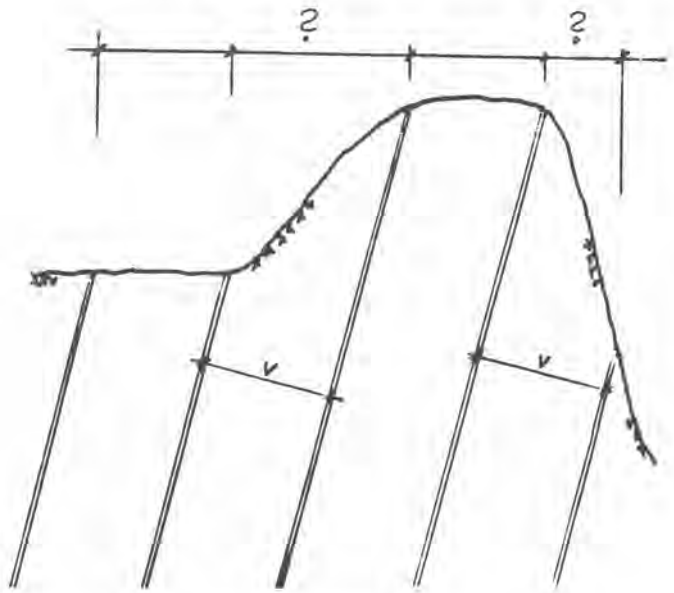


FIG. 4. SKRÅ BORHULL

I tillegg til at programmet gir nøyaktig ansettspunkt på fjelloverflaten, blir også lengden for hvert hull beregnet. Dette vil gi en reduksjon i det totale antall boremetre og redusere bore- sprengstoffkostnader. I tillegg får en mindre overmasser ved at sprengningen kan følge teoretisk traubunn.

Ved flåsprengning (lave paller) reduseres forsetningen i henhold til hulldybden.

For å oppnå nøyaktig boring, bør borvognen være utstyrt med vinkelmåler og dybdemåler. Boringen kan eventuelt stoppe automatisk når innstilt hulldybde nås.

Foreløpig gir programmet ingen anvisninger om konturen (utførelse, hullplassering). Dette har ledet enkelte til å tro at det er slutt med kontursprengning innen Statens Vegesen, hvilket naturligvis ikke er riktig. I det videre utviklingsarbeidet vil konturen bli lagt inn. Foreløpig må konturen settes ut på tradisjonelt vis.

UTSETTING AV SPRENGNINGSPLAN

Borplanen beregnes for hver 10 m. Det er derfor vanlig å bruke 10 meter mellom "fra profil" og "til profil". Dersom det angis en strekning på f.eks. 30 meter, vil beregningen gjennomløpes 3 ganger, og gi 3 separate borplaner med data for hver borplan.

Selv om borplanen beregnes for hver 10 meter, må lengden på den aktuelle salven som skal skytes, bestemmes ut fra de stedlige forhold etter vanlige sprengningstekniske kriterier.

Borplanen som beregnes, tegnes også ut på skjermen. Uttegningen følger bergningsgangen i programmet og gir en visuell kontroll på at et ikke er grove feil i inngangsdata. Dersom data for veglinje er gitt feil, kan terrenglinjer og borplan "skjære ut" i forhold til veglinjen.

Etter at beregningen er ferdig, vil borplan og utsettingsdata bli skrevet ut på skriveren. Planen gir data for polar utsetting av hvert enkelt borhull den beregnede salve.

Borhullene settes ut med tilsvarende utstyr som brukes under innmåling av terrengoverflaten. Under utsetting merkes hvert borhull på fjelloverflaten. Merkingen kan skje med sprayboks, nedboring av spesielle merkeflag, trepinner ol. Det er som regel ikke nødvendig sette ut alle hull med kikkert, idet mellomliggende hull kan innmåles etter den horisontale utsettingsavstand som finnes på planen. Denne avstanden kan også brukes av borvognføreren til å finne igjen hull hvor merkingen har gått tapt. Borvognføreren blir utstyrt med borplan hvor også lengden på hvert borhull er angitt.

Borplan kan beregnes og settes ut for en lengre strekning. I likhet med tradisjonell pallsprengning, bør inndelingen av den enkelte salve klarlegges før boringen begynner, slik at boringen av den første rasten i ny salve kan utestå til salven foran er skutt. Boringen bør heller ikke ligge for langt foran sprengning og utlasting. Kontrollen med sprengningsresultatet blir da dårlig, og en mister muligheten for justering av bormønsteret hvis foregående salver viser at det er nødvendig.

FORELØPIGE ERFARINGER

I Akershus har det svenske programmet, og senere den norske versjonen, vært i bruk siden 1982. Det har også vært brukt i Nordland. Erfaringene har vært positive, med tildels betydelige reduksjoner i kostnadene:

- reduksjon i antall bormeter/m3
- redusert sprengstofforbruk
- økt produksjon

De programversjonene som inntil i sommer har vært benyttet, har vært noe lunefulle og tildels upålitelige som følge av feil eller mangler ved ved programvaren. Mange salver har blitt satt ut mere etter skjønn enn etter nøyaktige beregninger. Til tross for dette har salvene gitt gode resultater, noe som viser at den økte fokuseringen på sprengningsprosessen i seg selv har vesentlig betydning for optimalisering av sprengningen.

I den senere tid er det gjort vesentlige endringer og forbedringer av programvaren. Vegdirektoratet har vært restriktiv med å ta i bruk programmet på mange anlegg før det er grundig testet. Omfattendende tester på noen anlegg siden ferien viser at pogrammet nå fungerer tilfredsstillende.

Programmet er under viderutvikling. Innlegging av konturen er allerede nevnt. I tillegg til en rekke andre ting, vil også beregningene komme til å omfatte økonomiske data for sprengningen.

PROGRAM FOR ØKONOMISK OPTIMALISERING AV PALLSPRENGING

Nøyaktig utsetting av borplaner er en forutsetning for at utførelsen av sprengningen blir slik den er planlagt. Dette gir grunnlag for å kunne gjøre en nøyaktig økonomisk kalkyle av sprengningen.

I oppdrag for Vegdirektoratet arbeider SINTEF Bergteknikk med program for økonomisk optimalisering av pallsprengning. Programmet bygger på det samme beregningsgrunnlaget som "SPRENG", som er behandlet ovenfor.

I programmet kan inntil 3 forskjellige utførelser av sprengningen defineres (kronediameter, sprengstofftyper og dimensjoner, utførelse av konturen m.v.). I egne menyer legges prislister inn for de ulike sprengstoff- og tennertyper som anlegget benytter. Kostnad for lading samt bormeterpris for

ulike kronediametere kan beregnes eller legges inn som fast meterpris.

Pallens geometriske utforming (bredde, høyde, vegghelning) legges inn i en egen meny.

Når de nødvendige data er lagt inn, kan kostnadene for det enkelte alternativ beregnes. I tillegg kan en få ut detaljer i den tekniske utførelsen (bormønster, ladningsmengder m.v)

Det er meningen at programmet skal sammenkobles med "SPRENG", slik at de økonomiske data kan overføres og behandles videre for de borplanene som kjøres ut her.

Programmet vil være ferdig innen årsskiftet.

Litteraturliste:

1. Verksamhetshandbok, Ao 100:11
   kap 6.1.4, Sprangteknik
   Statens Vagverk

2. Accurate bench drilling aids - for better overall economi
   Bjørn Karlson
   Rock Fragmentation by Blasting
   Luleå 1983

3. En del sprengningstekniske momenter ved bruk av Årjang-metoden
   K. Boye
   NGI 1984

4. EDB-utsetting av borhull ved pallsprengning
   Brukerbeskrivelse for programmet SPRENG Versjon 1.103
   Vegdirektoratet/SINTEF 1985

METODER FOR LOKALISERING AV BLINDE BORHULL

METHODS FOR LOCALIZING BLIND BOREHOLES

Førsteamanuensis Ole Bernt Lile, Inst. for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk, Norges Tekniske Høgskole, Trondheim.

SAMMENDRAG

Det hender ofte at borhull som siktes inn mot bergrom ikke treffer målet. Endel elektriske og magnetiske metoder for å lokalisere borhullet fra bergrommet beskrives. De metoder forfatteren har brukt, betinger at det blir ført en strømelektrode ned i hullet.

SUMMARY

It often happens that boreholes which are supposed to hit an underground opening miss. Some electric and magnetic methods to localize such boreholes are described. The methods which the author has used, all require that a current electrode is lowered into the borehole.

1. DEFINISJON AV PROBLEMET

Med lokalisering av blinde borhull menes her å bestemme beliggenheten av bunnen eller den innerste del av et borhull fra et område som borhullet er ment å treffe. For eksempel kan det være et diamantborhull som er boret fra dagen ned mot et bergrom og som det ikke treffer. Da er problemet å drive seg inn fra bergrommet mot borhullet for å få forbindelse med det. Borhullet kan f.eks. brukes for nedføring av strømkabel, vann eller trykkluft.

Det vanligste problemet i dag er ved boring av sjakter. Det bores da et pilothull mot et bergrom. Etter gjennomslag settes det på en utrømmingskrone og hele saken trekkes så tilbake mens utrømmingen av borhullet foregår. På den måten kan borhullet utvides fra noen centimeter til noen meter. Hvis borhullet ikke treffer bergrommet, gjelder det å finne beliggenheten av det uten at man behøver dra opp borrøret.

2. GEOFYSISKE MULIGHETER

Hvilke fysiske egenskaper av bergarten og borhullet kan det komme på tale å benytte seg av for å lokalisere borhullet?

En bergart kan lede elektrisk strøm, magnetfelt, lyd, radioaktiv stråling og varmestrøm (Fig.1).

ELEKTRISK STRÖM

RADIOAKTIV STRÅLING

MAGNETISK FELT

VARMESTRÖM

LYD

Fig.1

Radioaktiv stråling og varmestrøm kan vi straks eliminere. For å detektere gammastråling gjennom noen

meter fjell, måtte man ha en så sterk radioaktiv kilde at den neppe finnes i landet, for ikke å snakke om vanskelighetene med å håndtere noe slikt. Varmestrøm går for sakte og er vanskelig å retningsbestemme.

Av de tre muligheter som står igjen på listen har jeg brukt både strøm og magnetfelt, med ikke lyd. Derfor skal jeg her bare gjennomgå bruk av elektriske og magnetiske metoder.

Vanligvis er utbredelse av magnetfelt det som forstyrres minst i bergarten. Man har valget mellom å bruke et statisk magnetfelt eller et vekselmagnetfelt. Av disse er vekselmagnetfelt det enkleste å finne passende instrumenter til.

Jeg har imidlertid for det meste brukt strøm. Det er enkelt og gir som oftest en god nok bestemmelse av retning og avstand til borhullet.

2.1 ELEKTRISK STRØM

Metoden går ut på å sende ut strøm fra bunnen av borhullet og måle spenning på veggene i bergrommet. (Fig. 2).

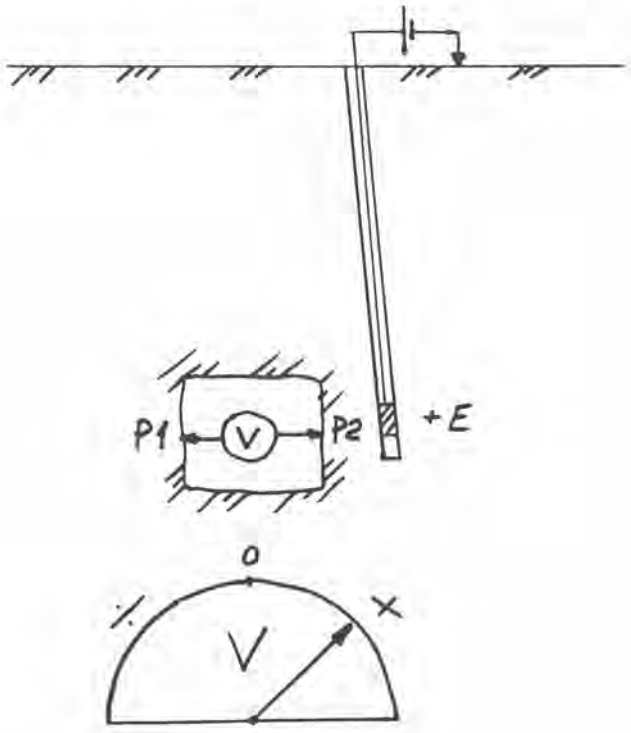


Fig. 2
ELEKTRISKE MÅLINGER

Det punktet hvor potensialet er størst, ligger nærmest strømelektroden. Hvis borrøret står igjen i hullet, er det best å senke strømelektroden på innsiden av borrøret, i stedet for å koble seg til borrøret på toppen av hullet.

I praksis foregår målingene på den måten at strømmen i hullet slås på og av med en automatisk bryter. Tid på er 2-3 sekunder og tid av er 6-10 sekunder. I bergrommet måler man spenningsforskjellen mellom såkalte upolariserbare elektroder. Når pluss-elektroden er plassert i hullet, vil spenningsforskjellen, P2-P1, være positiv når P2 er nærmest strømelektroden. Så kan man flytte P1 til P2's plass og å den måten søke seg til det punktet på bergveggen som ligger nærmest borhullet, elektrisk sett. Retningen til borhullet vil være vinkelrett på veggen.

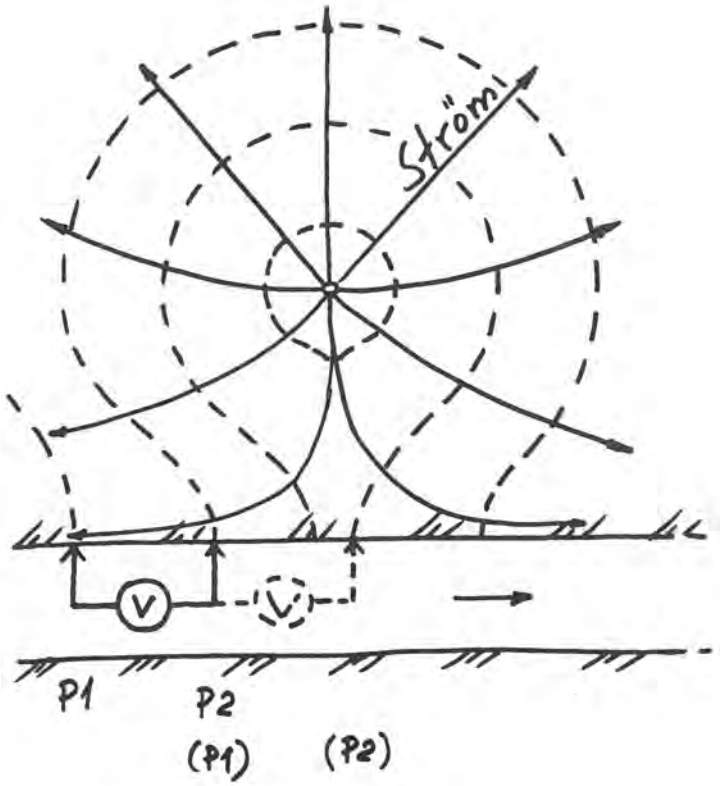


Fig. 3
ELEKTRISKE MÅLINGER

Når det gjelder avstanden inn til borhullet, er dette noe som er mer usikkert å bestemme. Man måler spenningsgradienten langs fjellveggen, helst til begge sider for hullet. (Fig. 3). Dette skjer ved at elektrodene holdes i en bestemt avstand fra hverandre, f.eks. 2-5 m, og at man leser av størrelsen på spenningsforskjellen mellom dem. Når man plotter måleresultatet som funksjon av avstanden langs fjellveggen, fås en kurve som vist i fig. 4.

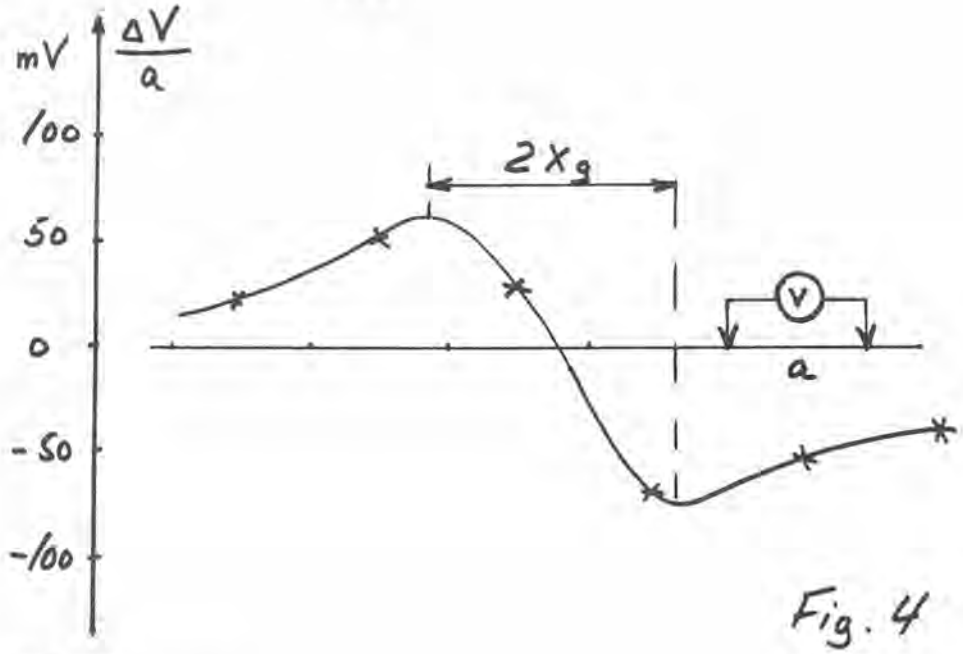


Fig. 4
GRADIENTKURVE

Hvis man antar at strømmen sendes ut fra et punkt i borhullet, er avstanden inn til dette punktet lik:

$y = 1{,}4\ x_g$

x_g er her avstanden fra det punktet som ligger nærmest strømelektroden til det punktet hvor gradienten har sin maksimale verdi.

Dessverre er det ikke så enkelt. Hvis strømelektroden ligger inne i borrøret, virker borrøret som en langstrakt elektrode. Hvis vi regner med en såkalt linjeelektrode, uendelig lang i begge retninger og vi måler vinkelrett på denne, så er avstanden inn til borhullet lik x_g.

$y = x_g$

Dessverre er det ikke så enkelt heller. For det første vil enden av borhullet være i høyde med tunnelen slik at borhullet bare kan regnes som uendelig langt i den ene retningen. For det andre står oftest borhullet på skrå i forhold til tunnelen. Vi har da et forhold som vist på fig. 5.

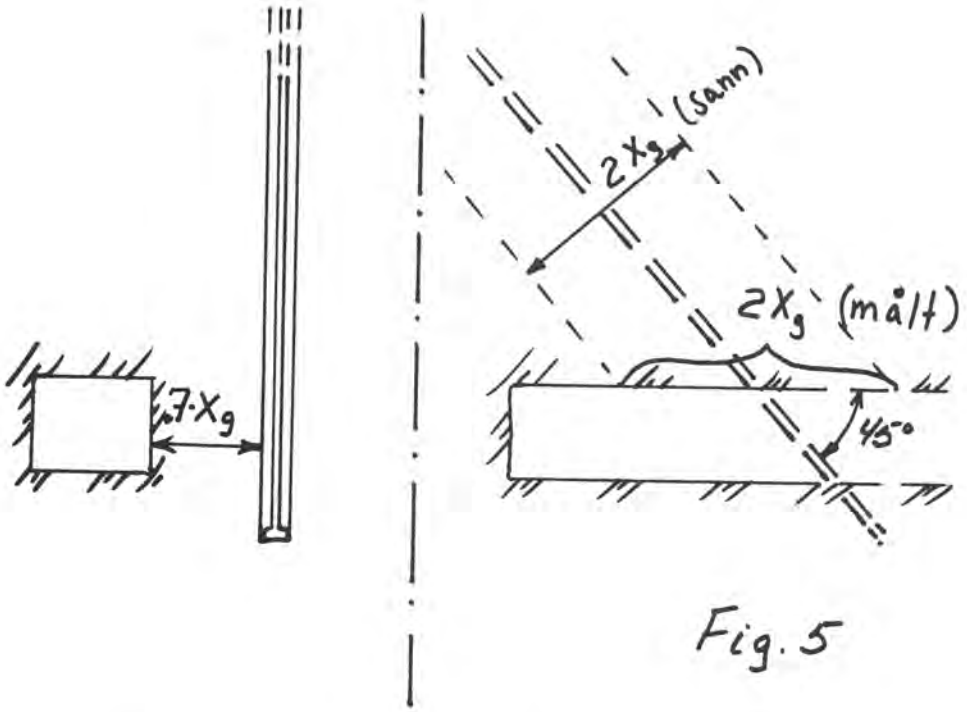


Fig. 5

Fig. 5
AVSTANDSBESTEMMELSE VED SKRÅ BORHULL

Hvis vi måler langs taket vil vi ofte få en indikasjon for-skjellig fra det vi finner ved målinger langs sålen. Med den store usikkerheten som avstandsbestemmelsen er belemret med, pleier jeg å si at avstanden inn til borhullet er i størrelsesorden lik x_g. Om det blir 50% feil, får så være. Erfaring viser at målinger langs taket i situasjonen på fig. 5, gir en avstand lik 0,7 x_g. Dvs. borrøret virker som en uendelig lang linjeelektrode. Ved at vi måler i 45° på borhullet og ikke vinkelrett på, blir den målte x_g for stor.

2.2 MAGNETISK FELT

Man må skille mellom statisk magnetfelt og vekselmagnetfelt.

2.21 STATISK MAGNETFELT

Dette har jeg ikke brukt fordi jeg ikke har instrumenter til det, men jeg vet at det brukes i oljeborhull for å bestemme retning og avstand til et annet borhull (f.eks. ved utblåsning). Man må ha et såkalt fluxgate magnetometer som kan måle retning og størrelse på magnetfeltet. Enden av borrøret vil da virke som en magnetisk punktpol og ved å måle 2 eller 3 komponenter, kan man finne retningen til det (Fig. 6).

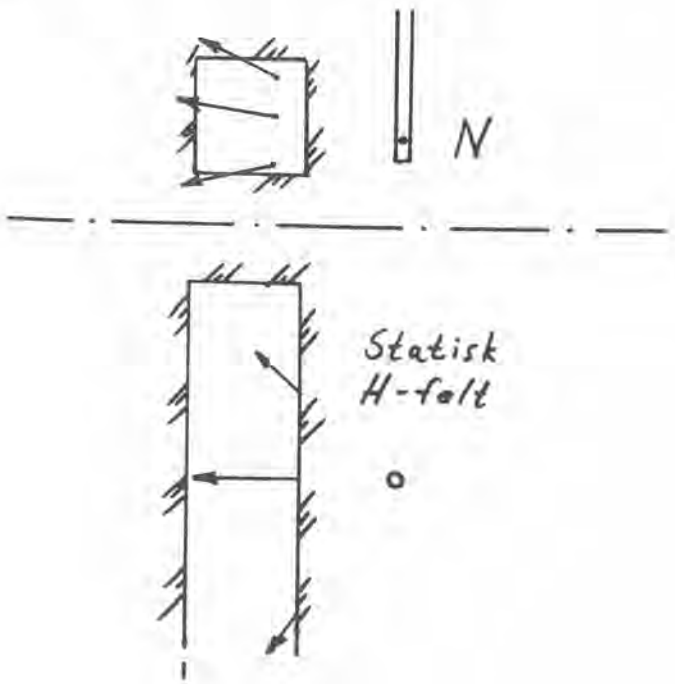


Fig. 6
MÅLING AV STATISK MAGNETFELT

2.22 VEKSEL MAGNETFELT

Dette har jeg brukt når det ikke har vært borrør i hullet. Man sender ned en strømelektrode til bunnen av hullet med en isolert ledning. Den andre elektroden kan

være ved toppen av hullet. Når man sender vekselstrøm, vil kabelen i hullet omgi seg med et sirkulært magnet felt som er enkelt å detektere (Fig. 7).

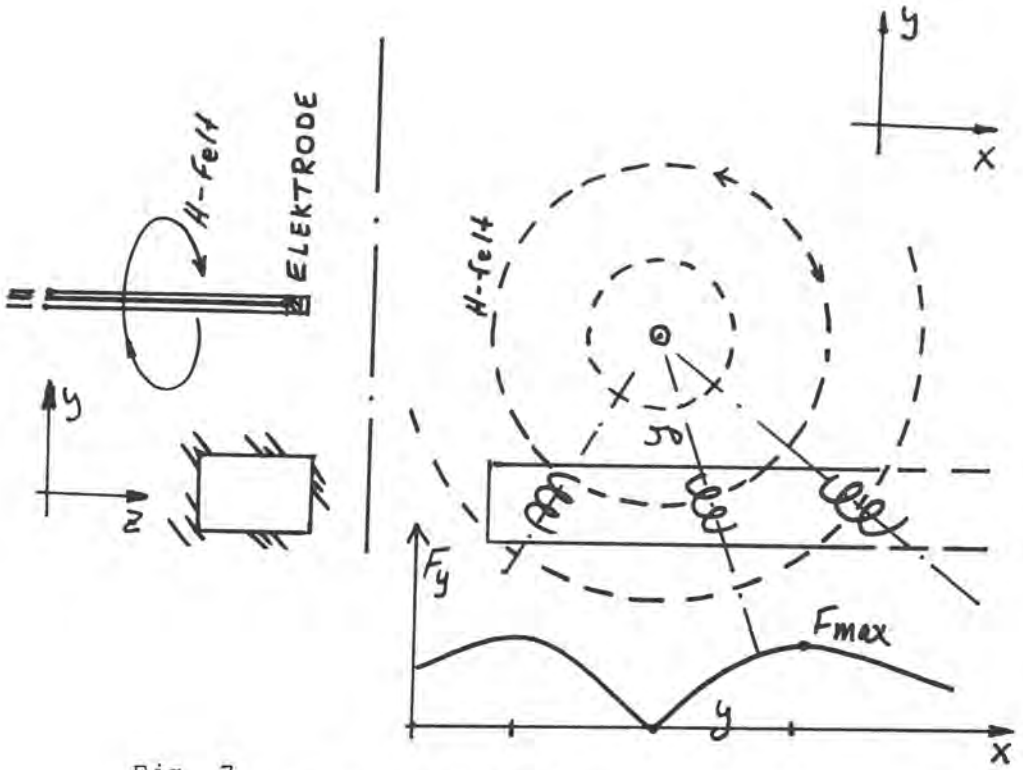


Fig. 7
BRUK AV VEKSEL MAGNETFELT

Man bruker en søkespole som man stiller slik at signalet blir null. Magnetfeltet står da vinkelrett på spolen og retningen til borhullet ligger i spoleretningen. På den måten kan man peile inn borhullet og finne avstanden ved å plotte retningen på et kart.

Man kan også måle y-komponenten av feltet og tegne en kurve. Avstanden inn til hullet, vil være lik avstanden fra x (F_y = o) til x (F_y = F_{max}). F_y = y-kompo-nenten av det magnetiske feltet.

Som måleinstrument kan man bruke et slikt instrument som benyttes til å lokalisere vannrør og elektriske ledninger.

Hvis avstanden inn til borhullet er meget stor (> 20 m), blir vanligvis denne type instrumentering for svak og man må ty til instrumenter som brukes i geofysiske målinger.

3. KONKLUSJON

Det er altså utprøvd flere metoder for bruk av elektrisk strøm eller magnetisk felt for å lokalisere blinde borhull. Begrensningen er ofte tilgjengelige måleinstrumenter. Hvordan lokaliseringen bør gjøres er vel kjent. Noen ganger krever de lokale forhold spesielle tiltak, med med en forståelse av den fysiske virkemåte for metoden gir ofte løsningen seg selv.

ÅPNING

Sivilingeniør Harald Arvesen, formann i Norsk Geoteknisk Forening

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

OLJEUTVINNING, OVERSIKT OG FREMTIDIGE TENDENSER

Seksjonsleder Åsleik Rannestad

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

HVA HAR OFFSHOREAKTIVITETEN BETYDD FOR UTVIKLINGEN INNEN GEOTEKNIKK DE SISTE ÅRENE

Direktør Kaare Høeg, Norges Geotekniske Institutt

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

ANALYSER OG FORSØK FOR BELYSNING AV SETNINGER PÅ EKOFISK

NUMERICAL ANALYSES AND LABORATORY TESTS TO INVESTIGATE THE EKOFISK SUBSIDENCE

Avdelingsleder Nick Barton*, Linda Hårvik*, Mark Christianson‡, Dr. Stavros Bandis‡‡, Axel Makurat*, Panayiotis Chryssanthakis og Gunnar Vik*

* Norwegian Geotechnical Institute, Oslo
‡ Itasca Inc. Minnesota (NGI guest researcher, 1985)
‡‡ NTNF stipend (NGI post doctoral fellow)

SAMMENDRAG

Ekofiskinnsynkningen influerer 150 km^3 av Nordsjøens havbunnsedimenter. Nesten 3 meter innsynkning, med nåværende hastighet 40-45 cm pr. år har forårsaket igangsetting av flere undersøkelser av fenomenet. NGI, under kontrakt med Oljedirektoratet, har tatt i bruk avansert ikke lineær endelig element og diskrete element- metoder for å undersøke de forskjellige kompaksjonsprosesser i det 300 meter tykke krittreservoaret som ligger 3 km under havbunnen. Disse detaljerte beregninger er brukt som en grensetilstand for storskala kontinuum og diskontinuum analyser (med lagdelinger og forkastninger) for å vurdere innsynkningsomfang og størrelse. Detaljerte labforsøk var foretatt på de reservoarsprekkene, for å måle skjærfasthet, stivhet og konduktivitet med 80°C Ekofiskolje. Disse forsøk dannet grunnlaget for spesielle numeriske modeller av deformasjonen og de permeabilitetsforandringer som kan være forårsaket av en 20 MPa reduksjon i reservoarporetrykk i en oppsprukket, deformerbar og permeabel reservoarbergart utsatt for endimensjonal tøyning. En interessant og helt uventet oppførsel ble oppdaget med disse diskontinuum analyser, som kan få stor betydning for fremtidig produktivitet i reservoaret.

SUMMARY

The Ekofisk subsidence is influencing 150 km^3 of the seabed sediments in the North Sea. Nearly 3 meters of subsidence at a present yearly rate of 40 to 45 cm/year has set in motion several studies of the phenomenon. NGI, under contract with the Norwegian Petroleum Directorate, has utilized advanced non-linear finite element and discrete element methods to investigate various compaction processes in the 300 meter thick chalk reservoir located 3 km beneath the seabed. These detailed calculations were used as a displacement boundary condition for large-scale continuum and discontinuum analyses (with bedding planes and faults) in order to investigate the extent and size of the subsidence. Detailed laboratory tests were performed on the reservoir joints, to measure their shear strength, stiffness and conductivity to hot (80°C) Ekofisk oil. These tests provided the input data for special numerical modelling of the deformation and permeability changes that can be caused by a large reduction in reservoir pore pressure in a jointed, deformable and permeable reservoir rock subjected to one-dimensional strain. An interesting and quite unexpected type of behaviour was discovered during these discontinuum analyses, which can have an important influence on future productivity in the reservoir.

INTRODUCTION

The Ekofisk field which is operated by Phillips Petroleum Company, is one of several hydrocarbon reservoirs associated with the Central Graben in the southern North Sea. The Maastrichtian and Paleocene (Tor and Ekofisk) chalks form an extensively jointed gentle anticlinal-domal structure, 300 meters in thickness at 3 km depth. The reservoir is pear-shaped in plan, with maximum dimensions of approximately 9 km (EW) by 14 km (NS).

The higher porosity chalks (30 to 45 %) which are undergoing non-linear deformation have caused a central compacting zone measuring approximately 30 km^2 in area (approx. 4 by 7 km). The area of seabed presently affected by the subsidence appears to be more circular in shape (approx. 7 by 9 km) and covers an area of approximately 50 km^2.

Numerical modellers are therefore faced with the problem of predicting the subsidence of some 150 km^3 of overburden (mostly shales), using laboratory samples of the chalk and shale as small as 15-30 cm^3; a discrepancy in volume of six-

teen orders of magnitude.

COMPACTION MODELLING USING A NON-LINEAR CONTINUUM MODEL

Non-linear finite element continuum analyses of the compaction process were performed with the CONSAX code (D'Orazio and Duncan, 1982). This program uses eight-noded isoparametric elements. Known distributions of porosity and fluid pressure time histories were modelled. A modified Cam Clay Model was used to simulate the non-linear void ratio - log effective stress curves, which represent the pore collapse behaviour of the most porous chalk.

An example of one of the four porosity distributions that was modelled is reproduced in Figure 1.

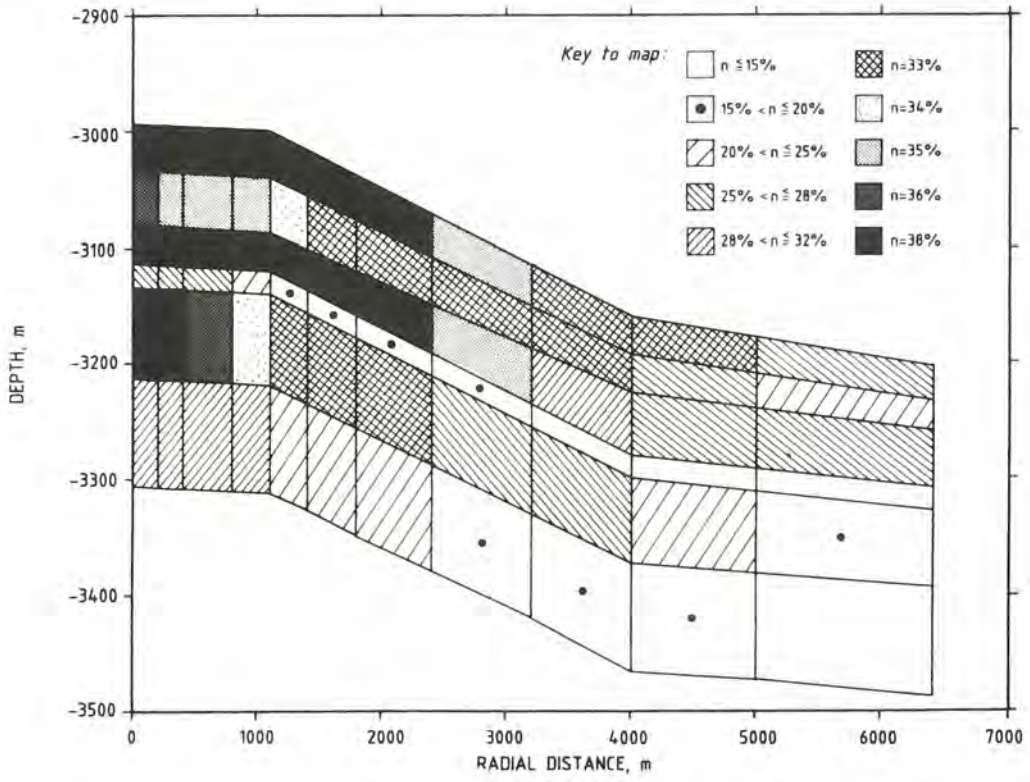


Figure 1. Example of one of the N-S cross-section porosity distributions investigated in CONSAX.

The CONSAX code was used in an exisymmetric format, and only vertical deformation was allowed along the vertical boundaries.

Triaxial, one-dimensional strain tests have been performed by Phillips and by the University of London using Ekofisk chalk plugs to represent the relevant range of porosities. An appropriate non-linear material model was developed by NGI to represent the measured stress-strain characteristics, with stress-dependent stiffness and strength. One of the material models used in NGI's analyses is illustrated in simplified form in Figure 2.

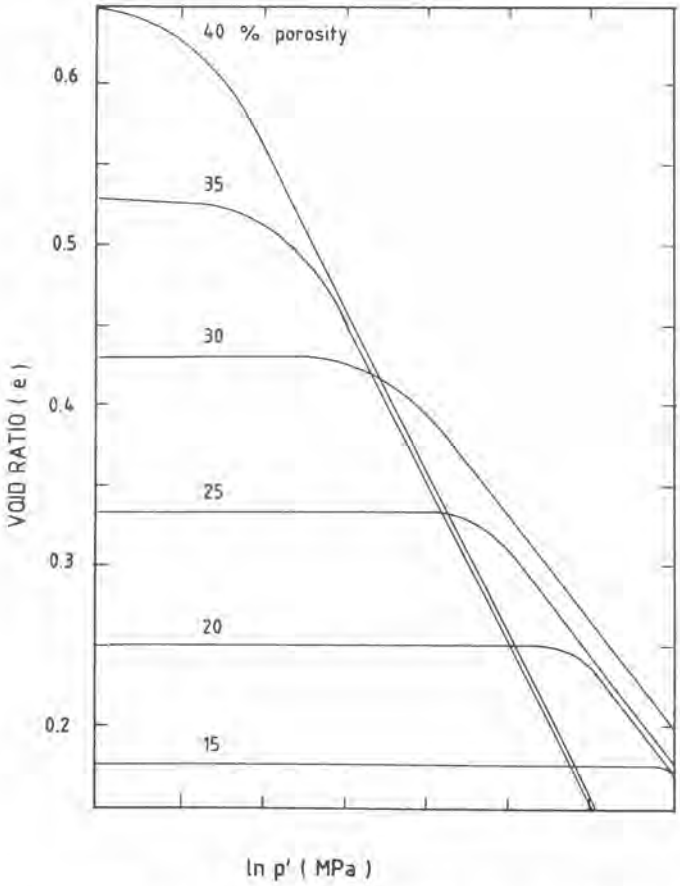


Figure 2. Material model B (simplified) used in the CONSAX compaction model (p' is the mean effective stress).

The various zones used to model the reservoir were loaded by

specific pore pressure decline histories, distributed according to radius within the upper and lower halves of the reservoir. The latter are separated by a so-called tight zone of lower porosity.

The reservoir compaction modelling was performed with four different porosity distributions (cases I, II, III, IV in order of increasing porosity). Three values of K_o' (0.9, 0.7, 0.5, termed 1, 2 and 3) and two material models (A and B) were utilized. Model A simulated the onset of pore collapse at a higher effective stress than model B, and therefore predicts stiffer behaviour.

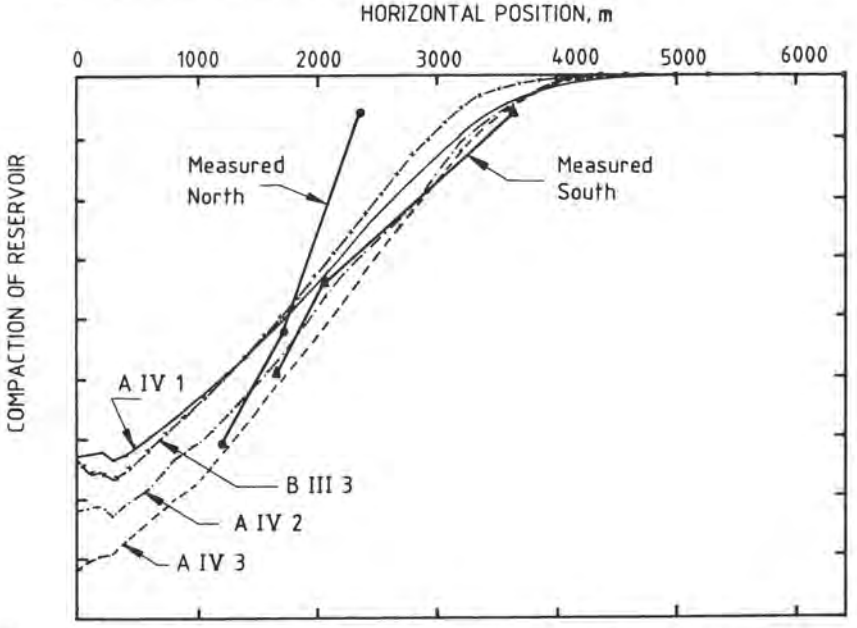


Figure 3. Examples of compaction predictious for the N-S cross-section for the period 1972-1985.

Figure 3 illustrates four examples of compaction for the north-south cross-section through the reservoir. Comparison with approximate geophysical log interpretations of total compaction ("measured north, measured south") appear to be reasonably good.

The range of parameters investigated, showed that the definition of pore collapse stress levels is the most important parameter, closely followed by the applied horizontal stress level. A change of K_o' from 0.9 to 0.5 typically resulted in an increase in maximum compaction of about 0.9 meter. Variations in porosity distribution caused slightly smaller

changes in compaction magnitudes.

SUBSIDENCE MODELLING USING A CONTINUUM MODEL

One of the displacement distributions (B III 3, Figure 3) derived from the detailed non-linear compaction modelling was used as a boundary displacement condition for large scale subsidence modelling. This was initially performed with a linear elastic layered continuum FEM analysis, using the elastic part of the CONSAX code Cam Clay Model. The desired displacement distribution (B III 3) was applied to stiff "dummy elements" on the bottom boundary of the finite element mesh. The outer boundary of this axisymmetric model was set at a radius of 20 km. The B III 3 compaction distribution was applied over the inner radius of 4800 meters.

Four elastic layers were modelled, and the deformation moduli selected for these layers ranged from 0.15 GPa (upper 500 meters) to 12 GPa (lower 1000 meters) in the various runs performed. Numerous intermediate values were also modelled.

In each case investigated, Poisson's ratio was given values of 0.2, 0.3, and 0.4. This resulted in significant variations in the maximum calculated subsidence. The stiffness ratios for the layers 0-500, 500-1000, 1000-2000 and 2000-3000 meters were assumed to be in the ratio 1:2:10:20 respectively. A second distribution of much lower stiffness (maximum 0.7 GPa) was less sensitive to Poisson's ratio.

An example of a typical subsidence calculation is illustrated by the deformed mesh in Figure 4. This same example is compared with bathymetric measurements of the seabed in Figure 5. It is immediately seem that a continuum model, even a layered continuum model, gives a very poor fit to the observed subsidence bowl. This is the reason why discontinuum analyses are preferred for large scale subsidence modelling, as described later.

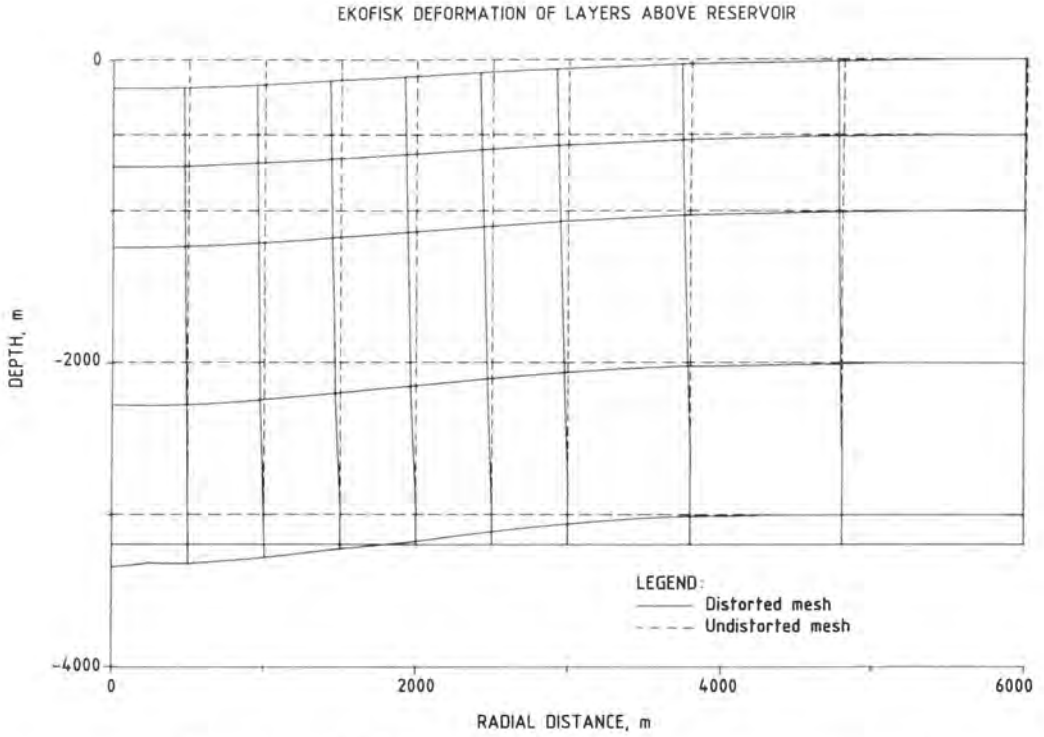


Figure 4. Example of horizontal and vertical distributions of displacements for subsidence model "case A", with Poisson's ratio = 0.3.

These elastic, layered, FEM continuum models of the subsidence predicted maximum surface deformations representing approximately 52 to 65% of the calculated compaction. This relatively small range of values was obtained using a large range of layer stiffnesses and horizontal stress levels.

NGI's elastic, layered, FEM continuum model showed maximum radii of subsidence ranging from approximately 7.0 to 10.0 km when the modelled maximum radius of compaction was 4.8 km, as calculated with the non-linear CONSAX model. The calculated 5 cm contours of subsidence occurred at radii ranging from approximately 5.7 to 8.0 km, compared to the modelled 5 cm contour of compaction which was given a radius of 4.5 km.

The bathymetric measurements of the sea-floor illustrated in four cross-sections in Figure 5, indicate a tighter subsidence bowl than calculated using the elastic, layered, FEM continuum model. The average measured radius is approxima-

tely 4000 meters, and the range approximately 3000 to 5000 meters.

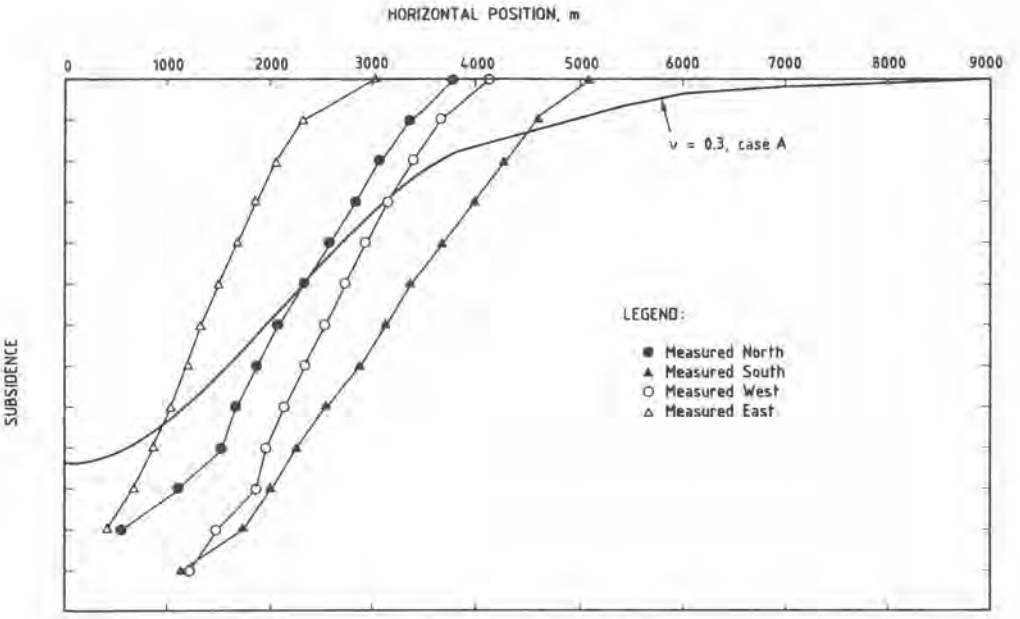


Figure 5. Comparison of "case A" $\nu = 0.3$, with bathymetric measurements of subsidence bowl. Note influence of scale on apparent radius of influence, when comparing Figures 4 and 5.

DISCONTINUUM MODELLING PHILOSOPHY

The area of the subsidence bowl at Ekofisk covers at least 50 km^2. This implies that at least 150 km^3 of rock is, or has been involved in the motion, which presently occurs at a maximum central rate of approximately 40-45 cm per year.

The huge volumes involved here would usually justify consideration of continuum analyses, particularly if the material involved had appreciable cohesive and tensile strength. However, it is a matter of common geological observation that rockmasses, whether sedimentary, metamorphic or igneous do not have tensile strength or cohesion above the scale of the natural jointing and bedding, unless the latter are mineralized.

At scales beyond the natural block size, deformation generally occurs by joint opening or shear, by fault move-

ments, or by bedding plane slip. Looked at from afar, the process appears to be one of continuous, isotopic deformation. The actual mechanism is probably discontinuous, and is controlled by quite different laws of deformation. In place of the finite strains of a solid body, we have the infinite (or extremely large) local strains characteristic of relative block motion.

If slip occurs anywhere, the discontinuous model will always show a different distribution of stress and deformation to the closest equivalent continuum model. In applying a discontinuous model to the Ekofisk problem, the key to its validity will lie in the degree to which it mirrors observed behaviour.

SUBSIDENCE MODELLING USING "UDEC"

Discontinuum modelling was performed with the two-dimensional time-marching, finite difference computer program UDEC (Cundall, 1980). The 3 km of overlying sediments were modelled as discretely layered and jointed media.

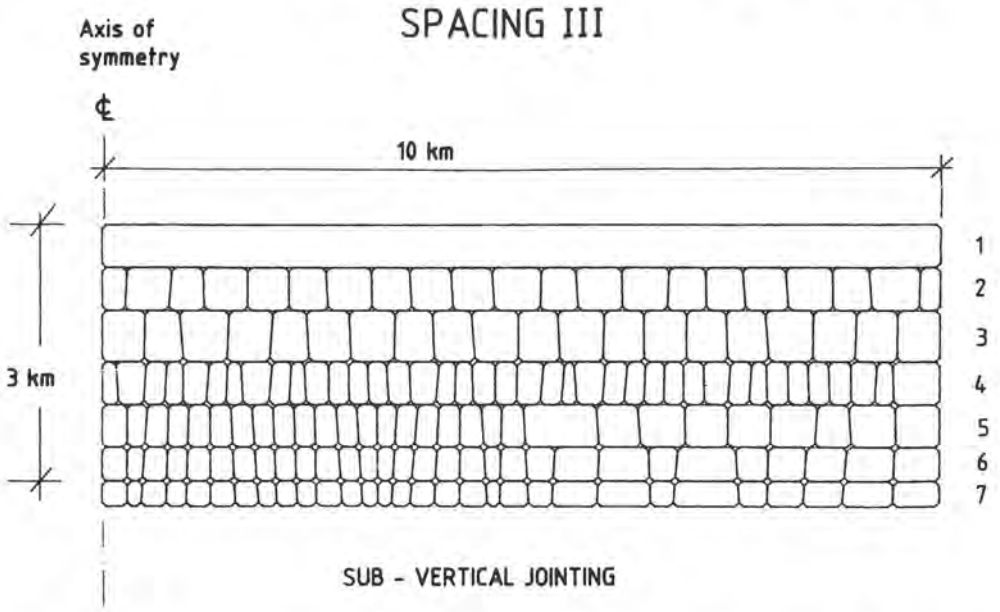


Figure 6. An example of UDEC modelling of the subsidence process, with sub-vertical joints and faults.

Through-going faults or joints were modelled at greatest depth, and discontinuous jointing at shallower depth. A deformable, but unjointed elastic monolith was used to model the upper 500 meters of soft sediments. An example of one of the geometries investigated is shown in Figure 6.

The seven layers illustrated in the figure were assigned deformation moduli, based on recent VSP (vertical seismic profiling) performed by Phillips. The bedding planes and major joints (or faults) were assigned appropriate low values of shear stiffness to be in accordance with the block sizes of 0.25 to 1.0 km. Values of shear and normal stiffness were selected using the methods described by Barton (1982). Values for friction angles and dilation angles were also required. In the selection of parametric values, emphasis was focussed on large-scale, clay-bearing features, since it was felt that these would have most relevance to the scale of problem being investigated.

The model was consolidated to the correct effective stress levels for each layer by adjusting layer densities. The correct effective stress levels were estimated from the mud densities, by subtracting the balanced pore pressures from the total overburden stresses.

The reservoir compaction distribution that was used as a boundary condition in the elastic CONSAX model of subsidence, was also used as a boundary condition in the large scale UDEC modelling of subsidence. The compaction was applied gradually over a period of one thousand time steps. A certain time lag between completed subsidence and completed compaction was indicated.

Figure 7 illustrates the displacement vectors over the same 10 km radius of axisymmetric model as depicted in Figure 6. The distribution of displacements appears to be similar to that seen in the deformed continuum mesh shown in Figure 4.

UDEC models demonstrated that horizontal strain or slip between beds and limited vertical shears at depth may be realistic modes of subsidence deformation (see Figure 8). Horizontal slip on shale beds sandwiched between massive beds of sandstone and siltstone was an observed phenomenon at the Wilmington field, California. In a more homogeneous overburden, individual bed slip magnitudes may not be sufficient to threaten casing integrity.

The UDEC modelling showed surface displacements directed towards the centre of the subsidence bowl that reach peak values of approximately one third of the vertical compac-

JOINT SPACING III - STIFFNESS I - SUBSIDENCE DISPLACEMENTS

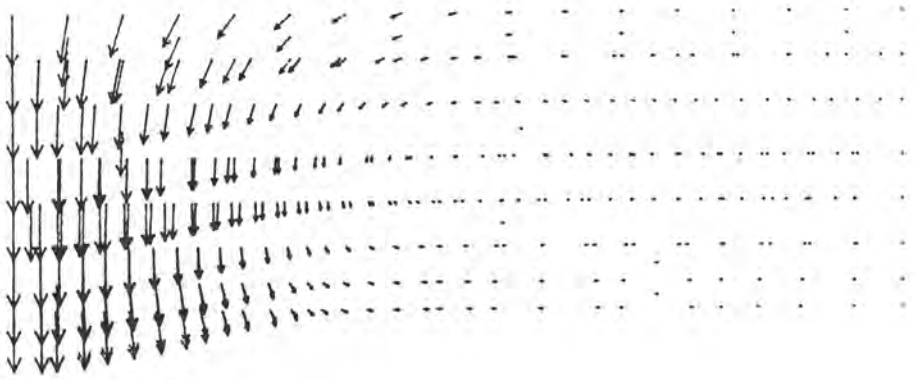


Figure 7. Displacement vectors from UDEC model depicted in Figure 6.

JOINT SPACING III - STIFFNESS I - SUBSIDENCE SHEAR DISPLACEMENTS

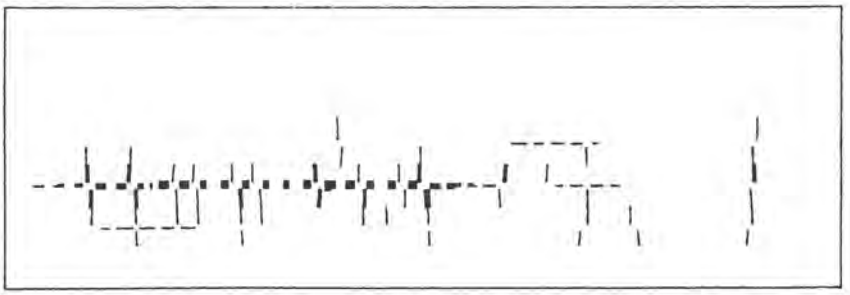


Figure 8. Distributions of fault and bedding plane slip for the model depicted in Figures 6 and 7. Line thickness is proportional to slip magnitude.

tion (see Figure 9). This surface stretching is a common feature of major subsidence bowls, and developed to a maximum of 3.7 meters at the Wilmington field where the maximum subsidence was approx. 9 meters (see Figure 10).

Increasing the joint, fault and bedding plane shear strengths and stiffnesses tended to produce a wide subsidence bowl that resembled the elastic continuum behaviour. Reduction of the shear strength and stiffness to lower, fault-scale values, combined with the modelling of a larger number of blocks, produced the tightest subsidence bowls (radii = 5.3 - 5.4 km). These resembled the measured subsidence (3.7 to 5.1 km radius, N and S sectors) more closely than the continuum models.

Ratios of maximum subsidence to maximum compaction varied from 0.52 to 0.65 in the elastic, layered, FEM continuum models. In the UDEC models this ratio varied from 0.75 (stiffer joints, faults and bedding planes) to 0.85 (less stiff discontinuities).

HISTORY MATCHING

The only precision measurements of subsidence presently available for the Ekofisk field are those performed by satellite since March of 1985. The precision currently available is 1 ppm (10^{-6}) over a 10 km horizontal range, or approximately ± 1 cm. The current yearly rates predicted from these monthly measurements generally lie in the range 40 to 45 cm for the central platform.

History matching of total compaction magnitudes is inexact due to the limitations of geophysical log interpretation. Data presented in Figure 3 suggests an apparently satisfactory match for the southern section of the reservoir. Utilization of a realistic compaction distribution as a boundary displacement in UDEC discontinuum models has resulted in realistic calculated subsidence bowls.

These show relatively tight radii and maximum predicted subsidences which are extremely close to the measured (mid 1985) bathymmetric data. However the original bathymmetric measurements used as reference are based on a coarser grid than the 1985 measurements, so uncertainties in the interpolation are inevitable.

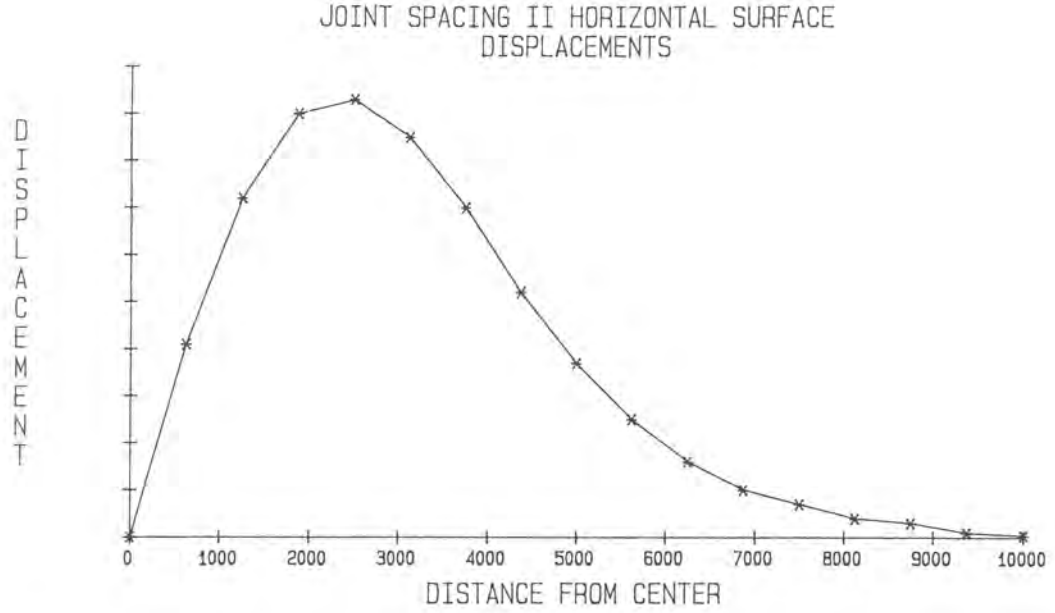


Figure 9. Distribution of horizontal displacements for a model with vertical joints and faults, with the same average block sizes and stiffnesses as in Figure 6.

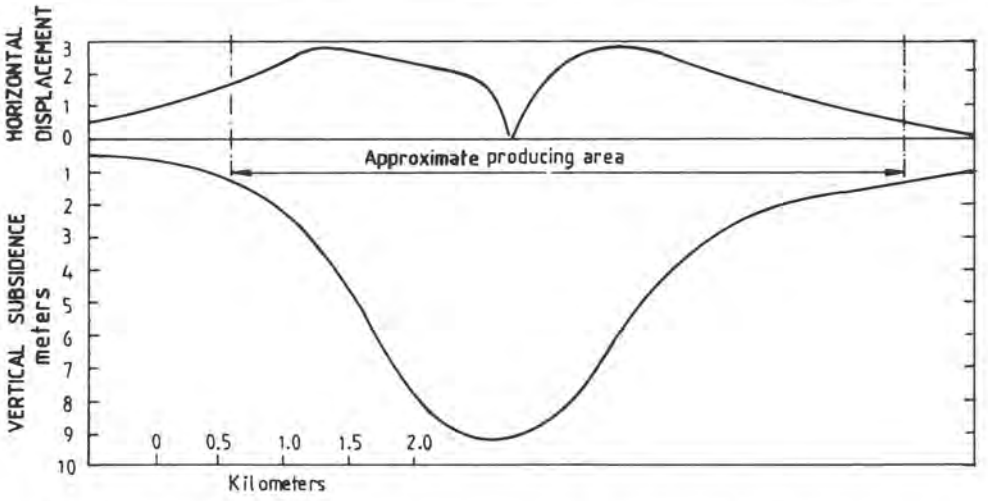


Figure 10. Subsidence measurements at Wilmington, Long Beach California. (Measurements along minor axis of elliptical 75 km^2 subsidence bowl) After Yerkes and Castle, 1970.

The most reliable source of history match available is that based on satellite measurements, in which current yearly rates of subsidence can be matched with subsidence calculations for the last year of pressure decline, for example for the 12 month period 1/84 to 1/85. Results of the four parametric studies shown in Figure 3 need conversion to subsidence rates to obtain the desired history match.

Calculations based on UDEC models show good agreement with the measured subsidence rate of 42-45 cm per year. These calculations are based on analysis of the UDEC models reproduced in Figures 11 and 12, in which compaction increments were applied, to investigate the corresponding increments of subsidence.

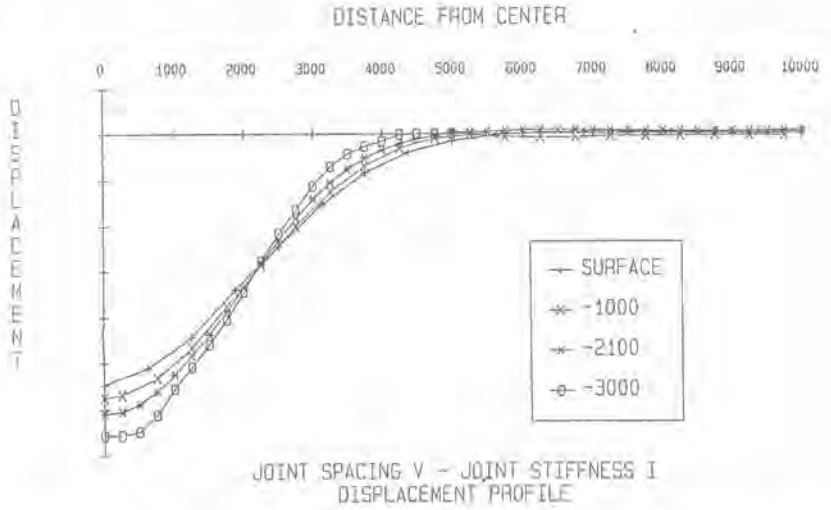


Figure 11. Subsidence of overlying layers after initial compaction.

CHARACTERIZATION OF RESERVOIR JOINTING

Recent core analysis reports describing the Ekofisk reservoir jointing indicate the presence of several, thick, heavily jointed zones. Two sets of steeply dipping conjugate tectonic joints appear to be a dominant feature over much of the gently domed reservoir structure.

The widespread presence of jointing suggested to us that the compaction process could be affected by the jointing; likewise that the jointing could be affected by the compaction, perhaps resulting in changes in conductivity. A suite of laboratory tests was therefore conducted on represen-

tative reservoir joints, to provide input data for numerical experiments. In these experiments a realistic joint structure and porous chalk matrix was subjected to the effects of fluid pressure decline under conditions of one dimensional vertical strain. These numerical experiments were performed with a new version of UDEC, and are described later.

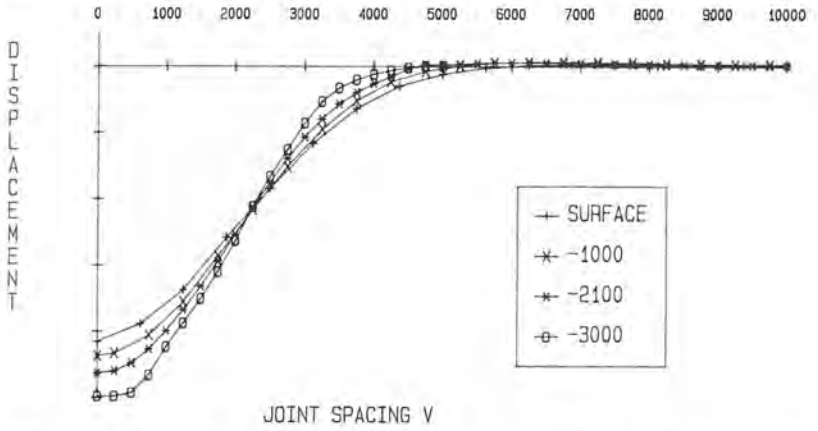


Figure 12. Additional compaction caused an increase in subsidence.

NGI's laboratory studies of tectonic jointing in the Ekofisk chalk indicated that non-planar but relatively smooth joints were most typical. These had joint roughness coefficient (JRC) values in situ of about 5. The basic angle of friction (ϕ_b) for smooth flat surfaces tested in heated oil (80°C), ranged from 32-33°, only slightly lower than when oil was absent. The peak friction angles of the natural joints with 80°C oil saturation ranged from 33° to 38°. The normal closure of the joints was typically non-linear and hysteretic (i.e. displayed permanent closure under repeated cycles).

These laboratory scale, medium-stress results were extrapolated to reservoir conditions by incorporating high stress triaxial shear test data for intact chalk. Peak friction angles for the joints under reservoir conditions (effective normal stresses = 10 to 30 MPa approx.) were estimated to be 36° - 34° for low porosity chalks, and 34° - 32° for high porosity chalks.

Shear stress-displacement, dilation-displacement and normal stress-closure curves were derived using the constitutive joint model described by Barton et al. (1985) and Bandis et al. (1985). Three sets of relevant curves are reproduced in Figures 13, 14 and 15.

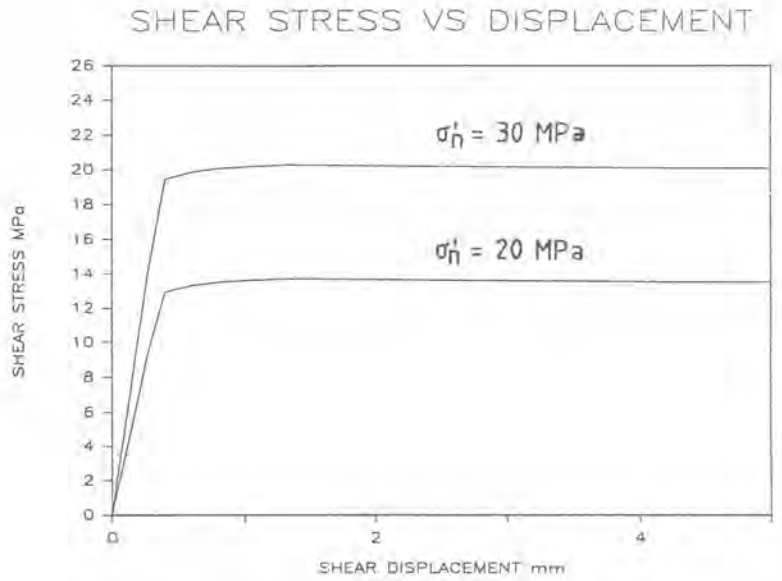


Figure 13. Shear stress-displacement curves predicted for reservoir joints.

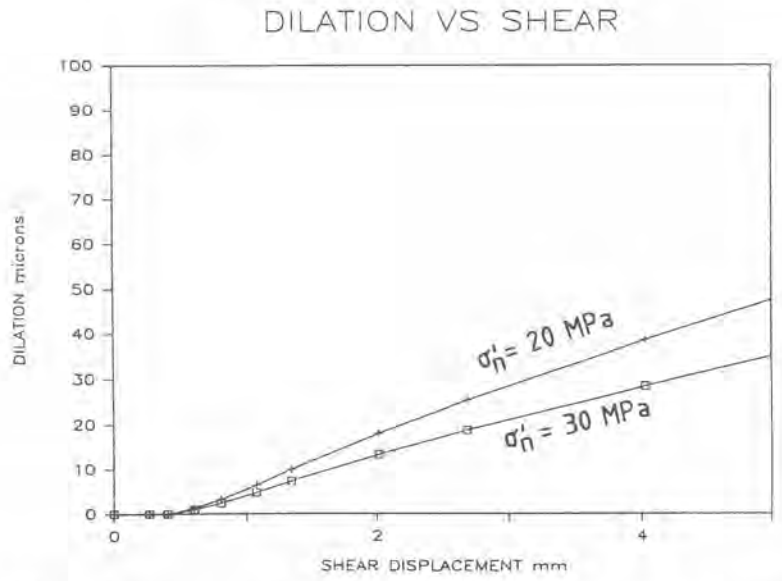


Figure 14. Corresponding dilation-displacement curves predicted for reservoir joints.

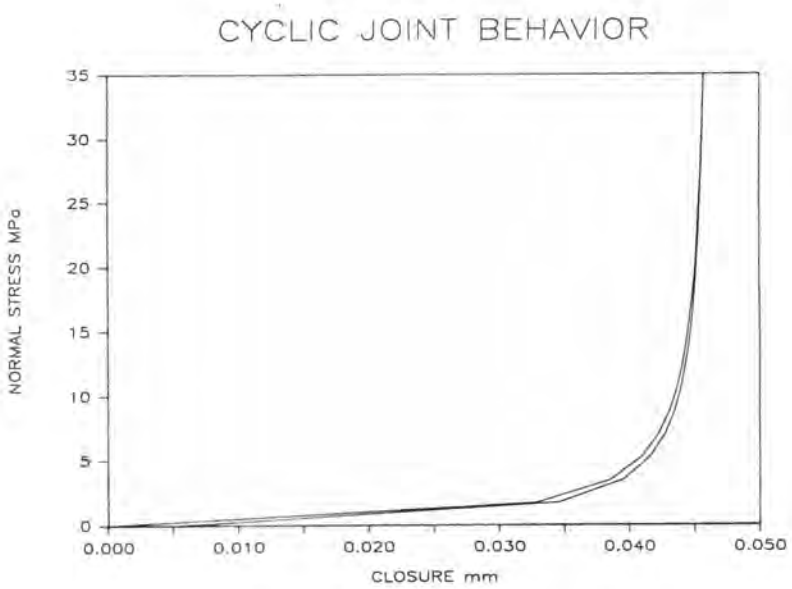


Figure 15. Normal stress-closure curves. (4th cycle)

The conductivity of the reservoir joints was also investigated during this laboratory programme. Coupled joint closure conductivity tests performed using heated oil at 80°C, revealed a "plastification" of the most porous (43,6%) chalk when the normal stress was raised to the level of the unconfined compression strength. These unusual tests were performed in the equipment described by Makurat (1985).

The "plastification" occurred within the natural joint plane as the conductivity was reducing with increasing stress. A less porous jointed sample demonstrated an unexpected increase in conductivity between normal load cycles, after marked closure in the first cycle. This may be due to a superficial work hardening and smoothing of the joint walls with successive cycles, resulting in better conducting qualities.

During subsequent shear displacement of about 2 mm, the joint conductivity reduced gradually by at least one order of magnitude, possibly due to gouge production. Reversed shear caused the conductivity to rise again.

NUMERICAL MODELLING OF JOINT COMPACTION EFFECTS

Several zones of closely spaced conjugate tectonic joints are a feature of many of the cores recovered from the Ekofisk reservoir. Large numbers of joints seem likely to be affected by the fluid pressure drawdown, and could be expected to contribute in some way to the compaction mechanism and to the maintenance or decline of conductivity in the reservoir. These possibilities were investigated by means of some unique numerical experiments.

Discrete blocky models of typical conjugate jointing were generated with the discontinuum code UDEC, using reservoir-scale joint properties derived both from the laboratory tests, and from constitutive models of joint behaviour designed especially for the high stress behaviour. The UDEC model shown in Figure 16 contains 70 discrete blocks, representing a vertical 1 m^2 "window" view of a heavily jointed zone. These models were consolidated to initial reservoir effective stress levels, and then loaded internally (joints and matrix) by an appropriate reduction of fluid pressure.

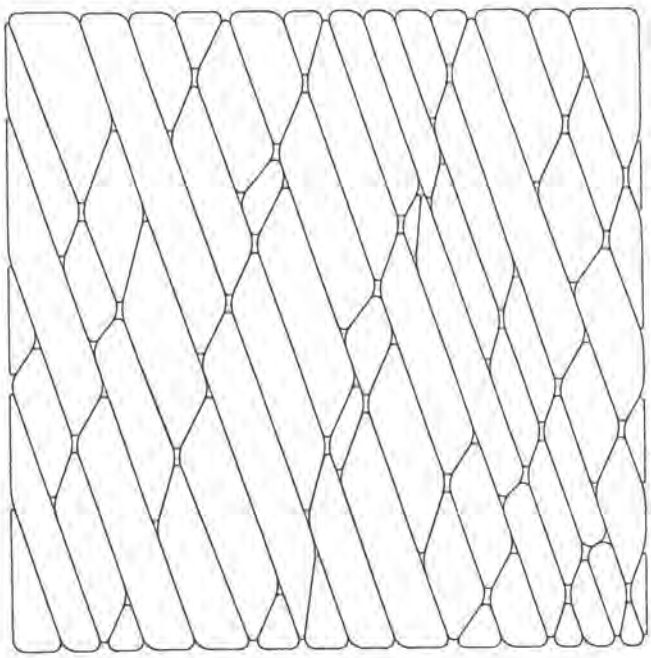


Figure 16. Numerical representation of 1 m^2 of a typical heavily jointed zone in the Ekofisk reservoir.

The first blocky model of simulated low-porosity chalk (assumed 1-D strain modulus = 3.33 GPa) showed a maximum joint shear of 1.2 mm, and an average of 79 μm on all joints that sheared. The combined effect of joint closures and (slightly dilatant) shears was 1.8 μm average closure of joint apertures; i.e. the conductivity was only slightly reduced by this major fluid pressure decline.

A second UDEC model of reservoir jointing was designed to simulate the high porosity jointed chalk (1-D strain modulus of matrix = 0.33 GPa; assumed average linear elastic value). Reduction of internal fluid pressure this time caused larger shears (maximum 3.9 mm), and an average shear of 394 μm on all the joints that sheared.

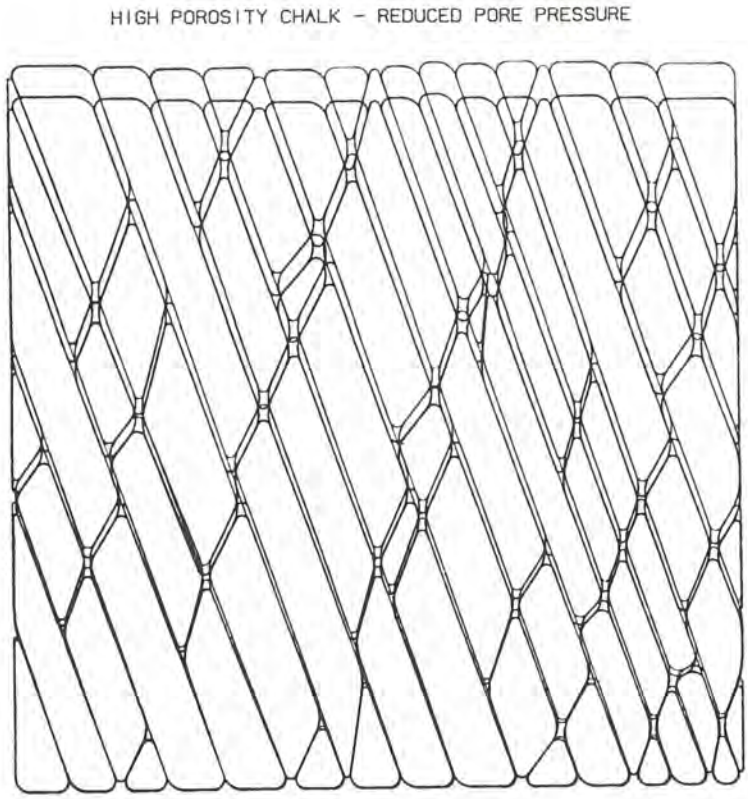


Figure 17. Net effect of fluid pressure drawdown on a consolidated, high porosity model. The deformation is shown at correct scale relative to the assumed structure.

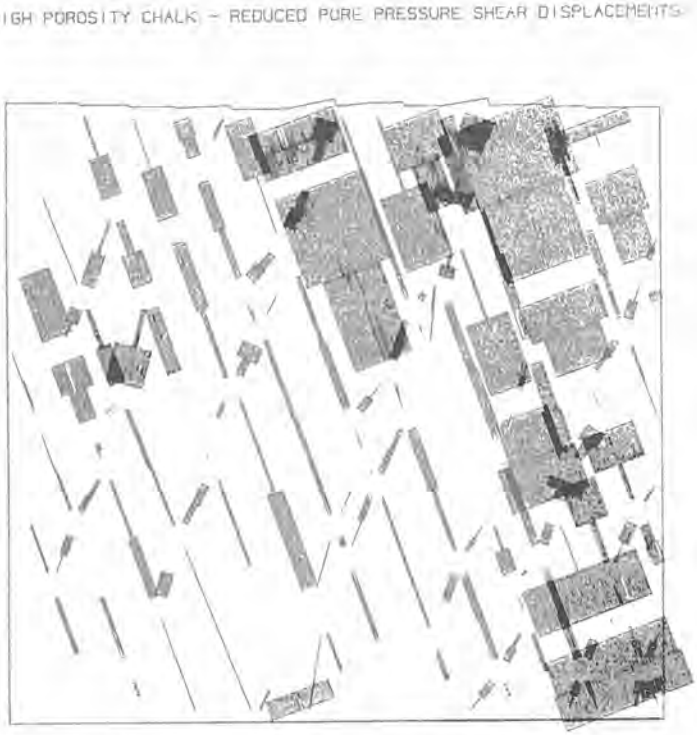


Figure 18. Flag diagram showing relative shear magnitudes on individual joints, at scale of 50 μm per line thickness.

The deformed shape of the jointed structure is shown in Figure 17. The locations where shear was particularly marked are clarly illustrated in Figure 18. Concentration of shearing appears to be concentrated in the most heavily jointed right-hand zone. Block wedging resulting from unequal dip angles may be preventing large shears from occurring in the lower-left zone.

The combined effect of joint closures, occasional local joint openings, and virtually non-dilatant shear was 2.0 μm average closure of all joint apertures, i.e. even in the high porosity chalk model the effect of the compaction process on the joints was only slightly negative.

The total compaction of the blocky UDEC models as a result of fluid pressure withdrawl was different from that of the matrix alone. In the case of the low porosity model (assumed K = 3.33 GPa), 0.43 % compaction occurred; slightly less than the 0.60 % the matrix alone would have compacted. In

the case of the high porosity model (K = 0.33 GPa), 4.82 % compaction occurred; also less than the 6.0 % the matrix alone would have compacted under the same effective stress change. This remarkable result is probably due to relative increases in the bulk Poisson's ratio of the mass compared to its reduced value under a pure matrix 1-D compaction process.

The relative change in the bulk Poisson's ratio, results in a corresponding relative increase of K_o (ratio of effective horizontal to vertical stress) compared to its reduced value in a pure matrix fluid-drawdown compaction process. The final values of K_o calculated by UDEC for the two jointed models were 0.65 (low porosity) and 0.60 (high porosity). These values are considerably higher than those measured in triaxial one-dimensional strain tests on core plugs over the same stress range.

The relative mass-bulking effect described above is likely to be optimal in the case of steeply dipping joints. Relative mass-contraction would occur with flat-lying joints, under fluid pressure drawdown. The good maintenance of productivity observed at Ekofisk despite the compaction may be confirmation of relative mass-bulking effects caused by the steeply dipping conjugate tectonic joints.

CONCLUSIONS

1. Non-linear modelling of the reservoir compaction with a modified Cam Clay material model in the CONSAX code, appears to give a reasonably good fit to the approximate 1985 contours of compaction derived from log interpretation.

2. Application of the calculated compaction distribution as a displacement boundary condition to overburden models, indicates a poor fit with subsidence measurements when modelling the overburden as a layered elastic continuum, but a good fit when modelling the overburden with the discrete element code UDEC.

3. UDEC discontinuum analyses suggest that slip on joints, faults and bedding planes may be a realistic mechanism for explaining the tight measured subsidence bowl and the relatively high ratio of subsidence to compaction observed at Ekofisk.

4. Numerical (UDEC) modelling of representative heavily

jointed zones using extrapolated laboratory joint test data provides insight into what may be a previously unreckognised mechanism of deformation for jointed media. Loading both the matrix and joints by an internal reduction in fluid pressure in one-dimensional strain causes joint slip, relative mass bulking, near-maintenance of joint apertures (and therefore conductivities) and a compaction magnitude somewhat smaller than when the chalk is unjointed. This unexpected mechanism may explain the continued high productivity still experienced from the Ekofisk reservoir.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was performed for the Norwegian Petroleum Directorate, under Kjetil Tonstad's project direction. His helpful guidance, and that of Phillips staff in Bartlesville and Stavanger is gratefully acknowledged. Paricular thanks are due to Rolf Wiborg, John Jewhurst and Helen Farrell.

NGI gratefully acknowledge the expert consulting assistance of Tim D'Orazio in the CONSAX modelling, and Mark Christianson who performed all the UDEC modelling. Stavros Bandis made major contributions to the joint testing and constitutive modelling.

Permission to publish this work is gratefully acknowledged.

REFERENCES

Bandis, S.C., Barton, N. and M. Christianson (1985): Application of a new numerical model of joint behaviour to rock mechanics problems. Int. Symp. "Fundamentals of rock joints", Bjørkliden, Sweden.

Barton, N. (1982): Modelling rock joint behaviour from in situ block tests: Implications for nuclear waste resposi-tory design. Office of Nuclear Waste Isolation, Columbus, OH, 96 p., ONWI-308, September 1982.

Barton, N., Bandis, S.C. and K. Bakhtar (1985): Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr., 22, pp. 121-140.

Cundall P.A. (1980): A generalized Distinct Element Program for Modelling Jointed Rock. Report PCAR-1-80. Peter Cundall Associates; Contract DAJA37-79-C-0548, European Research Office, U.S. Army.

D'Orazio, T.B., and Duncan, J.M. (1982): CONSAX: A computer program for axisymmetric finite element analysis of consolidation. Report No. UCB/OT/82-01, Department of Civ. Eng., Univ. of California, Berkeley, California.

Makurat, A. (1985): The effect of shear displacement on the permeability of natural rough joints", Proc. 17th IAH Congress, Tuscon.

NGI (1985): Ekofisk Reservoir Subsidence: An investigation using Continuum and Discontinuum Computer Modelling. Confidential contract report for the Norwegian Petroleum Directorate. NGI-report 85612-1 6th September 1985.

Yerkes, R.F. and Castle, R.O. (1970). Surface deformation associated with oil and gas field operations in the United States. Proc. UNESCO Conf. on Land Subsidence, Vol. I, pp. 55-66.

GRUNNFORHOLD FOR TUNNELDRIFT PÅ KONTINENTALSOKKELEN

Ground conditions for tunnelling on the Norwegian Continental Shelf

Ingeniørgeolog S. Sørheim, Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

Foredraget er basert på de geotekniske utredninger som er gjort av selskapet Petromine A.S. for et konsept for utvinning av hydrokarboner fra et undersjøisk tunnelsystem på den norske kontinentalsokkelen.

Berggrunnen består både av finkornige og grovkornige sedimentære bergarter. De finkornige leirsteiner, slamsteiner, kalksteiner, siltsteiner og mergel, består av relativt tette, men svake sedimenter. De grovkornige sandsteiner og usementerte sandavsetninger, er permeable og til dels meget svake masser. Tunneler til Trollfeltet er mulig forutsatt at traséen legges i de finkornige bergartene.

Spenningsforholdene i tunnelnivå vil gi squeezingproblemer. Tunneldriving under slike forhold vil kreve bruk av en tunnelboremaskin (TBM) montert i et kort skjold. Sikringen vil måtte bestå av en kontinuerlig segmentutforing som settes opp umiddelbart ved stuff.

SUMMARY

The paper is based on a geotechnical feasibility study carried out by Petromine A.S. on basis of a consept for extracting hydrocarbones by means of subsea rock tunnels driven onto the Norwegian Continental Shelf.

The rocks consists of both fine-grained and coarse-grained sedimentary rocks. The fine-grained types, like claystone, mudstone, limestone, siltstone and marl, consist of impervious, but weak rocks. The coarse-grained rocks, like sandstone and uncemented sand deposits are permeable and partly very weak. Tunnels to the Troll field are feasible provided tunnelling in the fine-grained rocks.

The stress condition at tunnel level will cause squeezing-ground problems. Tunnelling under such rock conditions will demand use of a shield-mounted tunnelboring machine (TBM). The segmental lining will have to be continious and erected within the TBM shield.

INNLEDNING

Foredraget baserer seg på en forstudie om gjennomførbarheten av tunneldrift under havbunnen til petroleumsforekomster på Trollfeltet i Nordsjøen. Prosjektarbeidet har foregått fra oktober 1984 til september 1985. Oppdragsgiver har vært Statoil.

Arbeidet er gjennomført av Petromine A.S. som er eiet 50/50 av Ing. Thor Furuholmen A/S og Berdal-gruppen. En rekke norske og utenlandske firmaer har bidratt med underlagsmateriale.

Forstudien har til nå gjennomgått to trinn. Først en gjennomførbarhetsstudie, deretter en supplerende gjennomførbarhetsstudie/utdyping av enkelte aspekter som kunne være mulige "snublesteiner" for gjennomførbarheten av prosjektet.

Innsatsen har vært rettet mot tunneldriften og betydningen av de ulike geologiske forhold som påtreffes i den aktuelle trasé. Det har vært ansett ytterst viktig å belyse metoder og utstyr som kan utføre tunneldriften på kortest mulig tid.

Hovedmålsetningen har vært å se på gjennomførbarheten av å bygge 50 - 60 km lange tunneler til petroleumsforekomstene på Troll. En optimalisering av de tekniske løsninger har ikke vært tilsiktet i denne fasen av prosjektet.

Aktivitetene har bl.a. vært :

- Geologi og grunnforhold
- Drive- og sikringsmetoder
- Utforming av tunnelkonseptet
- Sikkerhetsstudier
- Inndriftsanalyse

I det følgende beskrives noen av de vurderinger som er gjort med hensyn til geologien og grunnforholdene. Dernest omtales hvilke innvirkninger disse vurderingene vil ha på valg av trasé og tunnelutforming.

DATAGRUNNLAG/UNDERSØKELSESMETODER

De tilgjengelige data om grunnforholdene har hittil i studien vært tilpasset det å lete etter og å utvinne hydrokarboner med konvensjonelle metoder. Få grunnundersøkelser er utført kun med tanke på å skaffe data til dette prosjektet.

Det vesentligste grunnlagsmaterialet en har om bergforholdene på kontinentalsokkelen fremkommer gjennom seismiske undersøkelser og brønnboring. Flere tusen km med seismiske profiler er utført i området, og en rekke brønner er boret ute på Trollfeltet.

Mellom Troll og fastlandet, som er det aktuelle området for dette prosjektet, er det dypseismiske nettet relativt åpent og kun to linjer går helt inn til fastlandet. Den ene av disse linjene er forøvrig skutt spesielt med tanke på dette prosjektet. Denne linjen er en høyoppløselig dypseismisk linje med penetrasjon omlag det halve av vanlig dypseismikk.

Dessuten eksisterer et grovt nett av grunnseismiske profiler (sparker linjer) i avstand ca. 10 km N - S og 20 km Ø - V. Under gunstige forhold kan slike sparker profiler gi god oppløsning ned mot 600 - 800 m.

I borebrønnene på Trollfeltet er det utført en rekke målinger og undersøkelser for bestemmelse av berggrunnen og dens egenskaper. Vanlige undersøkelser omfatter "leak-off" tester, motstandsmålinger, måling av elektromagnetiske bølger, måling av gammastråling, dipmetermålinger, måling av temperatur etc. Enkeltmålinger, enkeltundersøkelser eller ved å kombinere disse gir parametre på de geologiske data en er ute etter.

REGIONAL GEOLOGI

Trollfeltet ligger på den nordlige delen av Horda-plattformen, en regional tektonisk hovedstruktur i Nordsjøbassenget. Vest for denne ligger Viking-graben og Shetland-plattformen, jfr. fig. 22.1, mens det Fennoskandiske skjoldet befinner seg i øst.

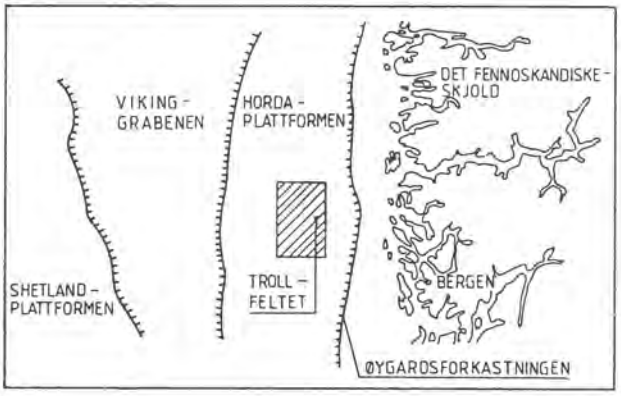


Fig. 22.1 Trollfeltets beliggenhet i forhold til tektoniske hovedstrukturer i området.

Øygardsforkastningen danner hovedskillet mellom de krystalline bergarter i øst og de sedimentære bergartene i vest. Øst for denne forkastningen er mektigheten på de sedimentære bergartene generelt mindre enn 300 m, og tykkelsen avtar relativt raskt mot øst. Sedimentene vest for forkastningen har mektigheter på mer enn 3.000 m.

Tunneldriften vil således omfatte driving i to vesentlig forskjellige berggrunnsformasjoner, jfr. fig. 22.2. På den østlige delen og på fastlandet er det grunnfjellsbergarter slik en kjenner fra anlegg flere steder på Vestlandet. Vestover er det sedimentære bergarter av ulik alder og sammensetning.

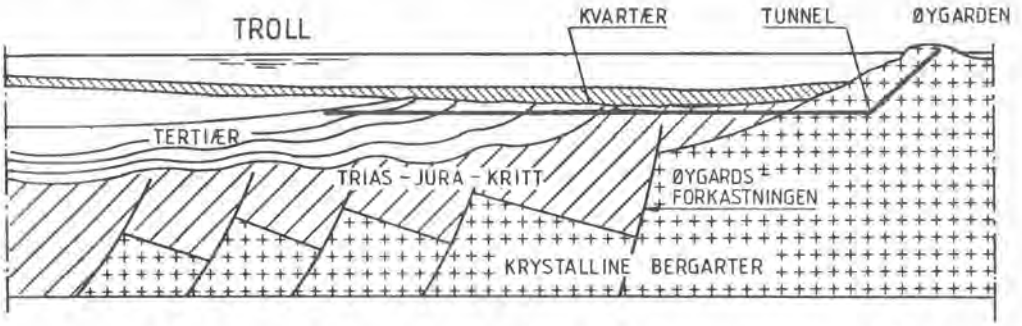


Fig. 22.2 Geologisk snitt fra fastlandet og utover til Troll.

De krystalline bergartene har en usikker opprinnelse. Det antas at de er dannet for 1.000 til 1.600 mill.år siden og at de har sedimentær og vulkansk opprinnelse. En fjellkjedefolding (den kaledonske) med eruptiv virksomhet førte til omdanning av disse bergartene for ca. 400 mill.år siden.

De sedimentære bergartene har en helt annen og forskjellig dannelsesmåte. I begynnelsen av permtiden, jfr. tabell 22.1, for ca. 280 mill. år siden begynte en geologisk syklus ved at Grønland og Skandinavia beveget seg fra hverandre. Det foregikk forkastninger, oppbrytning og nedsynkninger av Nordsjøen. Det ble etter hvert dannet et havbasseng hvor det ble avsatt sedimenter som ble erodert fra det oppragende landet på sidene. Gjennom hele perioden perm - kvartær foregikk sedimentasjon av sand, silt, leire og kalkslam. Berggrunnen består således av en sedimentær lagpakke av vekslende bergarter med stadig yngre sediment oppover i lagrekken. Flere istider gjennom kvartærtiden samt forvitring og annen erosjon har gitt og gir løsmasser som sedimenteres i Nordsjøen.

	PERIODE	TID (mill.år)
KENOZOIKUM	KVARTÆR	2
	TERTIÆR	65
MESOZOIKUM	KRITT	141
	JURA	195
	TRIAS	230
PALEOZOIKUM	PERM	280
	KARBON	345
	DEVON	395
	SILUR	436
	ORDOVICIUM	500
	KAMBRIUM	570
	PREKAMBRIUM (grunnfjell)	900 – 1100

Tabell 22.1 Geologisk tidsskala

Øygardsforkastningen var aktiv i overgangen jura - kritt og bevegelser medførte en relativ heving i øst. Øygardsforkastningen fikk dermed karakter av en skrent og hevingen førte til avsetning av en sedimentær kile i forkant av forkastningen, sannsynligvis bestående av grovkornige sedimenter, jfr. fig. 22.3. Det må påregnes at denne kilen er mer eller mindre sammenhengende i strøkretningen av forkastningen. Imidlertid vil horisontal utbredelse og nivå på kilen variere.

OPPTREDENDE BERGARTER

Berggrunnen inne på fastlandet og de første kilomtrene utover består som nevnt av krystalline bergarter. Disse omtales ikke idet de anses for å være kjent fra tidligere og igangværende anlegg i området.

Basert på den regionale geologiske historien fra området og seismiske tolkninger, vil tunnelene påtreffe sedimentære bergarter fra devon, jura, kritt og tertiær, vesentlig i denne rekkefølge regnet fra fastlandet.

Devonavsetningene er registrert som avsetninger med høy seismisk lydhastighet. Sedimentene er såkalte "red-beds", dvs. vesentlige grovkornige bergarter som konglomerat og sandstein avsatt i et kontinentalt miljø. De antas å være avsatt i små intra-montane bassenger og ligger over grunnfjellsbergartene. De devonske avsetningene en finner på fastlandet er noe omdannet (metamorfosert) og er normalt meget sterke og tette.

Ingen boringer er utført i de sedimentære bergarter øst for Øygards-forkastningen. Således kan en ikke med sikkerhet si hvilke bergarter en vil påtreffe idet en ikke kan korrelere seismiske reflektorer over forkastningen. De seismiske tolkningene angir imidlertid med stor sannsynlighet at bergartene under de kvartære løsmassene er eldre enn midtre kritt. Sedimentene viser typisk jura-mønster, med sterke regulære reflektorer. Bergartenes fallretning samt hastighetsbetraktninger taler også i favør av at bergartene er eldre enn midtre/undre kritt.

Det regulære seismiske reflektormønsteret i jura-sedimentene øst for Øygardsforkastningen indikerer homogene sedimenter. Tydelige "draping"-strukturer tyder på avsetning av fine sedimenter under rolige sedimentasjonsforhold.

Sør i området viser det seismiske mønsteret laterale variasjoner der klare reflektorer plutselig dør ut. Et slikt vekslende mønster er ofte tegn på variasjon av finkornige og mer grovkornige sedimenter. Det kan derfor ikke utelukkes at det i området kan opptre mer grovkornige lag i veksling med finkornige lag lignende det en har i selve reservoaret på Troll. Ut fra den benyttede geologiske modellen vil eventuelle grovkornige lag befinne seg langt nede i lagrekken.

Vest for Øygardsforkastningen finnes klare seismiske reflektorer helt inn til forkastningen som har "tie" til borebrønner på Trollfeltet. Selv om reflektorene krysser større forkastninger, tildels med stor vertikal forskyvning, synes det å være liten usikkerhet om bergartenes alder og sammensetning på strekningen Øygardsforkastningen - Troll. Ser en på de formasjonene felttunnelene påtreffer, er dette sedimentære bergarter fra midtre/øvre kritt og yngre. Lagrekken er kontinuerlig og påtreffes i stadig yngre lag idet formasjonene faller jevnt mot vest.

Ut fra brønnloggene og seismiske reflektorer er bergartene i tunnelnivå delt inn i bergartsformasjoner basert på tidsrom for dannelse og bergartstype. Disse bergartsformasjonene er stort sett velkjente formasjoner i Nordsjøsammenheng, som f.eks. Maureenformasjonen, Seleformasjonen, Balderformasjonen etc. Formasjonene består av leirstein, siltstein, kalkstein, mergel, sandstein etc. med varierende innhold av de enkelte fraksjoner som det fremgår av fig. 22.3.

Foruten usikkerhetene om bergartsfordelingen øst for Øygardsforkastningen, knytter det seg usikkerhet til utbredelse og innhold av "linsen" like utenfor Øygardsforkastningen. Innholdet er antatt å være grusig/sandig materiale muligens med liten kornbinding.

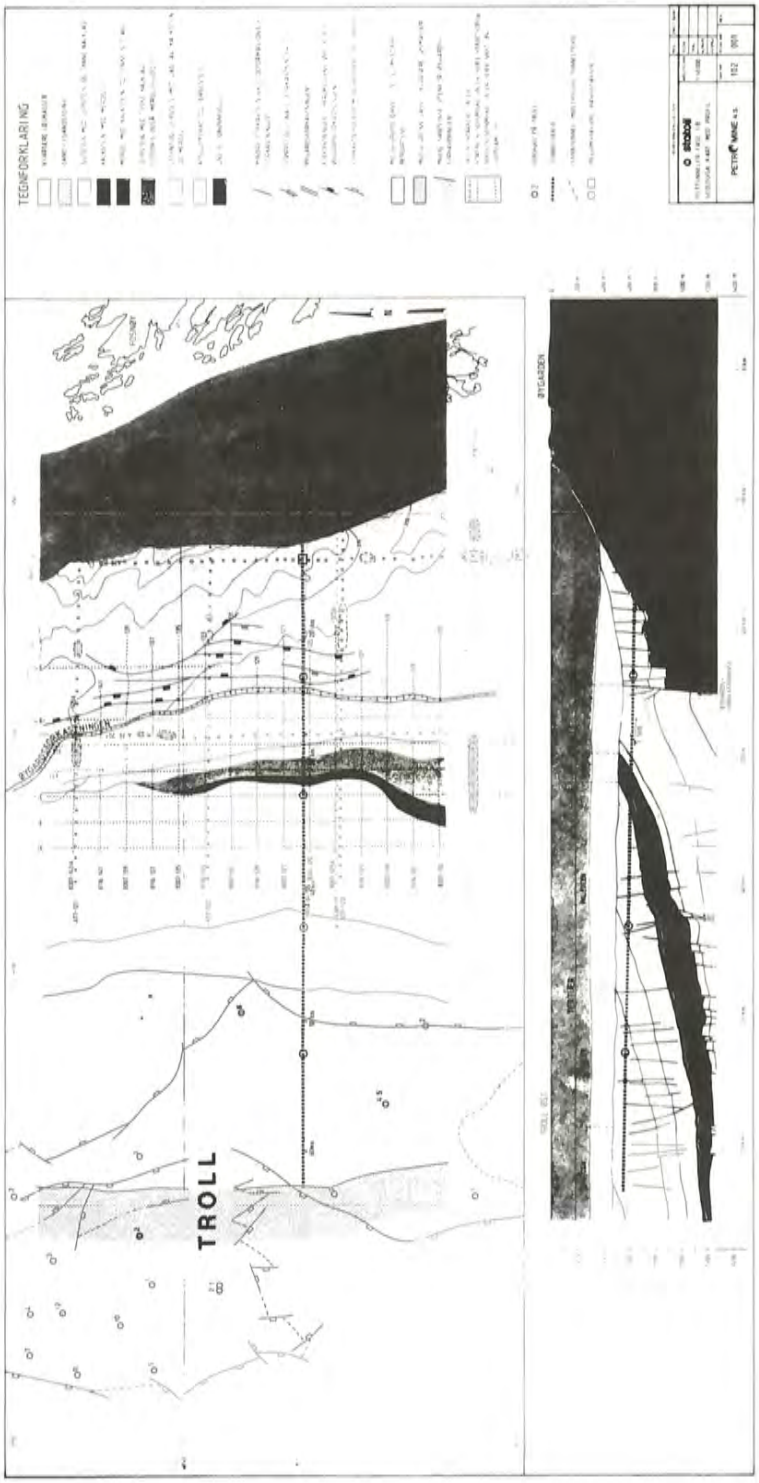


Fig. 22.3 Geologisk kart med profil

BERGARTSEGENSKAPER

Da det ikke er tatt kjerneprøver fra de sedimentære bergartsformasjonene tunnelene vil gå i, har en for vurdering av sedimentenes fysiske egenskaper måttet basere seg på indirekte metoder og erfaringer.

Trykkfasthet

En bergarts trykkfasthet er gjerne den parameteren som er mest benyttet for å danne seg et bilde av bergartenes styrke/fasthetsegenskaper. Flere metoder er benyttet for å komme frem til verdier for bergartenes trykkfasthet.

Det er gjort sammenligninger med områder med noenlunde lignende geologiske forhold hvor styrkedata eksisterer. Bl.a. er det gjort en sammenligning med de geologiske forholdene i Danmark. Det kan sammenfattes at berggrunnen i enkelte områder i Danmark er dannet av leire, silt, sand etc. som har hatt omlag tilsvarende geologisk forhistorie og avsetningsvilkår som berggrunnen ute ved Trollfeltet.

Videre er det påvist en viss sammenheng mellom sedimentære bergarters romvekt og deres fasthet (1). Økende romvekt for en sedimentær bergart tilsier som oftest økt fasthet. Dette skyldes at komprimering av sedimentene gir bedre kornbinding og at porevolumet etter hvert fylles med matriks. For å illustrere sammenhengen vises til fig. 22.4.

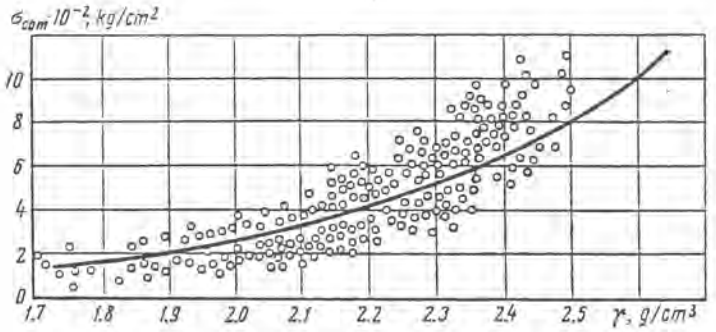


Fig. 22.4 Enakset trykkfasthet som funksjon av romvekt for kalkstein. Etter (2).

For sandstein og slamstein (mudstone) er det lignende trender i forholdet mellom fasthet og romvekt. Det må nevnes at for kalkholdige sedimenter (mergel, kritt, kalkstein, dolomitt) innvirker kjemiske prosesser på fastheten i tillegg til overlagringen.

Hva som er anført for fasthet gjelder også for bergartenes elastisitetsmodul, idet bergarter med lav fasthet normalt også har lav E-modul.

Som en del av de bergmekaniske vurderingene har RockMech foretatt en studie av muligheten for analytisk å bestemme fastheten av bergartene langs brønnhull. For dette benyttes ordinære brønnloggdata som behandles med regnemaskin-programmer. Hensikten har vært å se om en slik korrelasjonsmetode kan gi fasthetsdata som er anvendbare for planlegging av slike undersjøiske tunneler i sedimentære bergarter.

Ved å korrelere en såkalt numerisk litologg med styrkeparametre fra laboratorietestede kjerneprøver (helst fra samme brønn), kan en "numerisk styrkelogg" utledes fra litologgen. Det direkte resultat fra arbeidet viser at metoden er lovende, men enda noe mangelfull.

Konklusjonen etter samtlige metoder viser at de sedimentære bergartene har enakset trykkfasthet i området 3 - 15 MPa. For å få et inntrykk av hvilke fastheter det er tale om, vises til tabell 22.2.

HARDHET	IDENTIFISERING	Antydet trykkfasthet MPa
1	Materialet kan lett formes med fingrene	< 0,5
2	Materialet kan lett skjæres med kniv	0,5 - 3
3	Materialet kan skjæres med kniv	3 - 10
4	Materialet kan skrapes med kniv	10-25
5	Materialet kan ikke skrapes med kniv	> 25

Tabell 22.2 Angivelse av materialets hardhet. Den antydede trykkfasthet er gjort på grunnlag av ISRM's standardiserte identifisering.

Deformasjonsegenskaper

En bergarts fysiske egenskaper vil være avhengig av hvordan den påkjennes. En bergart vil kunne oppføre seg elastisk for høye kortvarige eller raskt påførte laster mens den vil opptre plastisk for langtidslaster. En bergart vil også kunne opptre elastisk for lave langtidslaster, men plastisk for høyere laster.

Ved lave laster på en kohesjonsbergart i forhold til dens fasthet vil bergarten for alle praktiske formål og for brukstiden av et anlegg oppføre seg elastisk. Ved høye laster i forhold til fasthet vil materialet i praksis være plastisk. Når bergmassene oppfører seg plastisk, kalles dette i anleggsterminologi for "squeezing ground". I denne tilstanden vil tverrkontraksjonen nærme seg 0.5 og det blir følgelig en tilnærmet hydrostatisk tilstand.

Bergartene leirstein, slamstein, siltstein og mergel er alle kohesjonsbergarter som ved høy belastning vil oppføre seg plastisk. Forholdet mellom opptredende spenning og fasthet vil for felttunnelene være så høyt at squeezing ventes å forekomme i disse bergartene.

Permeabilitet

I sedimentære bergarter med lav fasthet og stor overdekning vil eventuelle sprekker være lukket. Dette betyr at det er bergartens egen permeabilitet og ikke sprekkepermeabiliten som vil bestemme mulig vann- og gasstransport. Dette vil gjelde generelt for de sedimentære bergarter som tunnelen vil krysse på veg mot Trollfeltet.

Ut fra permeabilitetsverdier for tilsvarende bergarter vil innlekkasje av vann gjennom fjellet generelt være svært lav. I leir- og siltstein vil bergmassepermeabiliteten normalt ligge i området 10^{-9} til 10^{-12} m/s, hvilket i praksis betyr at massene er tette. Lekkasjene vil være så små at de vil fordampe i tunnelen og føres ut med ventilasjonsluften.

I sandstein vil permeabiliteten ligge i området 10^{-5} - 10^{-7} m/s. Dette vil gi en jevnt fordelt lekkasje av størrelsesorden 1 l/s pr. m tunnel og må karakteriseres som betydelig.

Forhold som ikke dekkes av denne overslagsberegningen er vannførende, tett oppsprukne lag/linser av dolomitt og kalkstein. Videre må lag og linser av ukonsolidert og åpen sandstein vurderes spesielt.

For sedimentbergartene er konklusjonen som kan trekkes ut fra det foranstående, at lekkasje av praktisk betydning vil være knyttet til:

- Rene sandsteiner
- Oppsprukne lag av kalkstein og dolomitt
- Lag og linser av ukonsolidert sand

I rene sandsteiner med tilstrekkelig høy diagenesegrad til å være stabil vil lekkasjen være betydelig, men ikke ha karakter av vanninnbrudd. For de øvrige opplistede tilfeller kan innstrømningen i en tunnel bli meget stor og ukontrollert såfremt ikke tiltak for å begrense dette er truffet foran stuff.

Den største usikkerhet i vurdering av permeabilitet eller kapasitet for vannlekkasjer ligger altså i sandformasjonene. I denne vurderingen er avsetningsforholdene sentrale. Dersom de sandførende lag er avsatt som turbidittstrømmer, betyr dette at sand stort sett forekommer i en finkornet matriks. Denne finkornede matriks av silt og leire vil være bestemmende for totalpermeabiliteten som følgelig blir lav. Dersom det derimot er tale om kystnære deltaavsetninger vil sedimentet kunne være ensgraderte og dermed ha en høy permeabilitet.

Generelt kan sies at alle bergarter som inneholder vann også kan inneholde gass. Innenfor prosjektområdet er det således hovedsakelig løs, porøs sand/sandstein samt større forkastninger og oppsprukne kalksteiner som ventes å kunne være gassførende.

GRUNN GASS

I nærheten av verdens største offshore gassfelt er det mer en regel enn unntak at det opptrer migrerende gass. Opptreden av gass av betydning for tunnelene er imidlertid betinget av at bergartene har tilstrekkelig porøsitet til å kunne lagre gassen, og at det over slike bergarter finnes et lokk av tettere bergarter/løsmasser (felle)

Av slike bergarter innenfor det aktuelle området som har tilstrekkelig porøsitet for å inneholde gass av betydning nevnes:

- Sand/sandstein (porøsitet 5 - 40%)
- Grov siltstein (porøsitet 2 - 10%)
- Oppsprukken kalkstein (porøsitet 1 - 5%)

Massiv leirstein og mergel vil neppe kunne føre gass med den lave porøsiteten disse materialene har. I mindre primære sprekker og stikk i leirstein/siltstein kan imidlertid gass forekomme, men da sannsynligvis i beskjedne mengder. Gass som er påtruffet i grunnboringer i de overkonsoliderte kvartære leirene på Troll-feltet indikerer dette.

De desidert største forekomster av grunn gass vil kunne opptre i forbindelse med sand/sandstein. Av den grunn er det særlig viktig å kunne påvise slike forekomster og da spesielt der det i slike lag kan opptre feller i forbindelse med forkastninger eller antiformer.

JORDSKJELV

Det vestlige Norge med tilstøtende kontinentalsokkel er et område med lav til moderat seismisk aktivietet. Jordskjelvslaster er derfor normalt ikke dimensjonerende for bygg. Jordskjelv kan ha en innvirkning på sikkerhetsstudier da det her kan være tale om meget små risikoer med tilsvarende store dimensjonerende jordskjelv.

Jordskjelvstudien har vært rettet mot å frembringe dimensjonerende jordskjelvlaster til analyse av bruddgrensetilstander og grensetilstander for progressivt brudd, samt estimater av forkastningsbevegelser knyttet til små risikoer med henblikk på sikkerhetsstudier.

Basert på enkelte antagelser fører vurderingene til et dimensjonerende jordskjelv med magnitude M_s = 5,6 til M_s = 6,2 som gir forventede forkastningsbevegelser på 0,2 til 0,4 m. De tilsvarende årlige risikoer ligger i området 10^{-4} til 10^{-5}. Usikkerheten i de forventede bevegelser er stor. Uansett valg av kriterier er bevegelsene såpass små at avskjæring av tunnelene ikke vil forekomme.

Feltobservasjoner av tunnelskader som følge av jordskjelv, samt teoretiske vurderinger, viser at utforede tunneler ikke blir alvorlig skadet av de jordskjelvakselerasjoner som kan oppstå. Jordskjelvakselerasjoner er ikke dimensjonerende for tunnelene eller installasjoner bortsett fra mulige spesielt ømfintlige komponenter.

GRUNNFORHOLD - KONSEKVENSER FOR VALG AV TRASÉ OG TUNNELUTFORMING

Bergarter

Bergartene og fordeling av disse er avgjørende for hvor det er mulig å drive tunnelene innen rimelige tids- og kostnadsrammer. Det vil derfor måtte tilstrebes å legge tunnelene mest mulig i tette og faste bergarter der disse måtte forekomme, og samtidig unngå områder med porøse og løse bergarter.

Muligheten av å kunne bygge tunneler til Troll ligger i at det er funnet egnede bergartsformasjoner hvor det med avansert tunnelutstyr vil være mulig å drive tunneler ca. 60 km ut fra Øygarden og frem til grensen mellom Troll øst og Troll vest. Her opptrer nemlig en løst lagret sandig formasjon som man med dagens teknologi ikke vil kunne drive i med rimelige inndrifter og kostnader.

Spenningsforhold

Bergmassene som en vesentlig lengde av tunnelen vil gå gjennom, er karakterisert ved at fastheten er lav i forhold til bergspenningen i de dybder tunnelen legges. Dette leder frem til et ønske om å legge tunnelene så høyt som mulig. Begrensende her er nødvendigheten av å holde seg nede under de kvartære løsmassene fordi man i overgangen mellom de underliggende bergmassene og kvartære løsmasser har gassførende sandlag over større arealer.

I en udrenert tilstand vil belastningen tilsvare poretrykk regnet fra havflaten pluss effektiv romvekt av fjellet, jfr. fig. 22.5. Denne betraktningsmåten vil gi det høyeste trykk som kan forekomme.

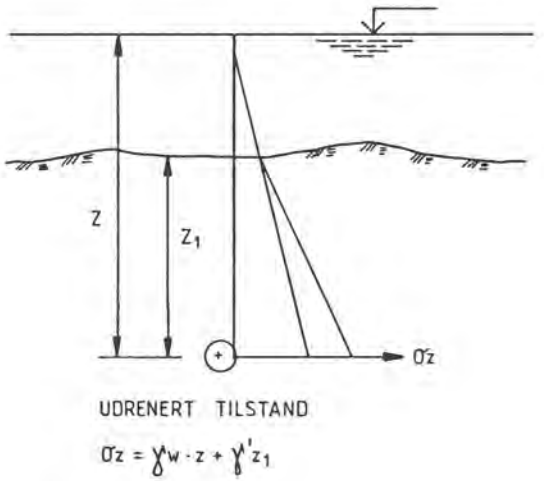


Fig. 22.5 Modell for beregning av plastisk jordtrykk.

I en drenert tilstand, det vil si at tunnelen drenerer omliggende bergmasser, kan det postuleres at berget har såvidt høy fasthet at noe av grunnvannstrykket tas opp av fjellet og ikke belaster området nær tunnelen.

Det er ikke på det nåværende tidspunkt mulig å fastslå hvilke av de to lastforutsetninger som er riktig eller tilnærmet riktig. Det anbefales derfor at begge forutsetninger benyttes for på denne måten å gi en øvre og nedre grense for dimensjonering av tunnelutforingen.

Beregningsmessig er utforingen forutsatt å være fleksibel. Det vil si at antall ledd er så stort at bøyemomenter av praktisk størrelse ikke vil oppstå i utforingen, bare ringtrykk. Stivheten til en ring er omvendt proporsjonal med antall ledd.

Squeezing mot en utforing er et komplekst problem. Deformasjonen vil gå raskt inntil fjellet får kontakt med utforingen. Deretter vil deviatorspenningen avta slik at omlagringshastigheten avtar. Dette betyr at en utforing raskt vil bære en del av lasten fra omliggende grunn, men at det kan ta lang tid før tilnærmet full belastning overføres.

I den forutgående betraktning er svelling holdt utenfor. Dersom bergarten inneholder svellende mineraler, vil denne ved frilegging i en tunnel oppta fuktighet, svelle og samtidig miste fasthet dvs. bergarten tenderer mot en plastisk tilstand. En høyt belastet svellende bergart vil derfor ha en raskere omlagring og raskere overføre krefter til en utforing enn en ikke svellende bergart.

Lekkasjer

Ved valg av trasé må det være en forutsetning at tunnelene ikke drives inn i en forekomst av grunn gass. Under planleggingen av tunneldriften kan man løse dette på to måter:

1. Tunnelen gis en trasé som basert på de mulige grunnundersøkelser som kan utføres, best mulig sikrer at den unngår områder av grunn gass.

2. Eventuelle, ikke på forhånd påviste forekomster av grunn gass må registreres under tunneldriften før tunnelen drives inn i dem slik at nødvendige forholdsregler kan tas i tide.

Ad 1 Boringer m/prøvetaking samt ulike seismiske undersøkelsesmetoder er de muligheter vi i dag har for å kunne foreta kartlegging av geologien og grunn gass langs tunnelen.

I forbindelse med de grunnundersøkelser som er nevnt over, vil det bli spesielt undersøkt hvor det er muligheter for grunn gass. Det vil si hvor det opptrer slike bergarter og strukturer som er slik at det kan forekomme grunn gass. Med den betydning grunn gass kan ha for tunnelen, vil slike forhold være avgjørende for valg av trasé. Følgelig må også undersøkelser og vurderinger være særlig rettet mot disse forhold.

Ad 2 Selv om vi i pkt. 1 har antydet at tunnelen vil kunne bli lagt slik at grunn gass forekomster av betydning ikke vil treffes av tunnelen, må det allikevel legges opp et system og utvikles metoder som sikrer at man under tunnelboringen kan registrere gassforekomster foran tunnelstuffen. Når slike forekomster oppdages, må man foreta nødvendig tetting av "reservoaret" i det området tunnelen skal drives gjennom. Derved vil innstrømming av gass kunne reduseres til et nivå som ventilasjonsopplegget i tunnelen kan ta vare på.

Sikring

Tunnelldrift i bløte bergarter på stort dyp krever sikring umiddelbart ved stuff. Høyt bergtrykk kombinert med svake bergarter gir tunnelen liten "stand-up-time". Usikret vil tunnelen sannsynligvis rase sammen i løpet av kort tid.

I de sedimentære bergartene bør sikringen baseres på bruk av prefabrikkerte sikringselementer. Dimensjonerende belastning for utforingen vil være langtidsbelastning. Spenningstilstanden i de sedimentære bergartene antas å være tilnærmet hydrostatisk. Dette medfører at trykket i den plastisk deformerte bergarten rundt tunnelutforingen vil nærme seg overlagringstrykket over tid.

Sonderboring

Før tunnelen blir drevet ut i de sedimentære bergartene, må det være utført forundersøkelser bestående blant annet av en rekke borhull til tunnelnivå. Gjennom in situ målinger, prøvetaking og laboratorieforsøk vil stratigrafi, litologi og de geomekaniske parametrene langs tunneltraséen være kjent. Forkastninger vil også være kjent innen oppløseligheten for de seismiske metoder.

Følgene av å komme uventet inn i svak, vannførende eller gassførende grunn vil være meget alvorlige. Store og ukontrollerte vann- og gassinnstrømninger ville skape henholdsvis oversvømmelse og eksplosjonsfare, og skadene vil kunne bli store. Problematisk grunn må derfor kunne påvises i sikker avstand foran stuffen slik at den kan behandles med injeksjon, frysing og/eller drenering før tunnelen drives inn i området.

Injeksjon

Hensikten med injeksjon vil være å kunne:

- Tette mot større vannlekkasjer enn de valgte kriterier.
- Tette mot (egentlig minske) store gasslekkasjer.
- Stabilitetsforbedre meget svake masser.
- Kombinasjoner av ovenfor nevnte muligheter.

Av dette fremgår at de beskrevne situasjoner først og fremst vil være knyttet til permeable masser i vid forstand. I hovedsak vil forskjellige typer sand være permeable og gi lekkasjer. På grunn av sin porøsitet er det også slike lag som vanligvis inneholder gass.

Ved vurdering av tetting mot gasslekkasjer kan en sterkt forenklet anta at lekkasjen øker med en faktor på 50 sammenlignet med vann, på grunn av lavere viskositet. Når en vet hvor vanskelig det er å tette helt mot vannlekkasjer, kan det konstateres at det ikke vil være mulig å tette helt mot gass. Teknikken må derfor bli en kombinasjon av best mulig injeksjon og derved en tettest mulig injisert masse, og bruk av kontrollert drenering av gass inn i et lukket rørsystem for bortledning av gassen.

KONKLUSJON

Felttunnelene er et prosjekt hvis karakter, vanskelighetsgrad og omfang vil sette enhver konsulent, maskinleverandør eller entreprenør foran meget store og uvante utfordringer. Dessuten er tidsfaktoren kompliserende fordi kortest mulig byggetid setter høye krav til kapasiteter og inndrifter.

Tunnelkonseptet, som er tilpasset de antatte grunnforholdene en finner mellom Trollfeltet og fastlandet, tilsier imidlertid at det er mulig å drive tunneler ca. 60 km fra kysten innenfor en tidsramme på 8 - 10 år.

Tunneldriften vil måtte være innrettet mot å kunne takle meget vanskelige grunnforhold der bl.a. problemer både med store gass- og vannlekkasjer kan oppstå. Forutsetningen for å kunne takle disse, er at en på forhånd kjenner de forhold som kan oppstå, og at en har metoder for å avdekke dem i tide.

REFERANSER

(1) LAMA, R.D., VUTUKURI, V.S., (1978); "1978 Handbook on mechanical properties of rocks" vol. 2, Trans. Tech. Publications, Clausthal, 1978

(2) RZHEVSKY, V., NOVIK, G., (1971); "The physics of rocks", MIR Publishers, Moskva, 1971

(3) JAEGER, J.C., COOK, N.G.W., (1971); "Fundamentals of rock mechanics", Chapman & Hall Ltd., London, 1971

CONCRETE IN OFFSHORE STRUCTURES, DEVELOPMENT AND NEW CONCEPTS

Sivilingeniør Dag N. Jenssen, Norwegian Contractors

1 INTRODUCTION

Concrete was first introduced on a large scale to the oil industry in 1971 when Phillips made the decision to use concrete at Ekofisk and the Ekofisk caisson became a pioneering structure in many ways. Design rules and criteria, materials technology, construction methods, marine operations, systems engineering and data processing are some of the issues where Ekofisk paved the way for progress and development of far reaching consequences. Since Ekofisk, a total of 18 large concrete structures have been ordered for the North Sea and installed in water depths ranging from 70 to 153 m. The platforms consist of some 2 mill. m^3 of high-strength concrete and reflect a very high degree of confidence in the long term performance of concrete in marine environments. The 18 structures are all of the gravity base (GBS) type consisting of a large caisson which rests on the sea floor and supports a steel deck by means of a number of shafts protruding above the water.

Concepts have been developed for concrete in floating and sub-sea installations. Today the emphasis is on the development of very large structures capable of operating in water depths in excess of 300 m and very soft soil conditions. One significant step in this context is the design of the Gullfaks C platform, Fig.1, in a water depth of 216 m and with 22 m high skirts or skirt piles (SP), designed to carry the vertical load through a very soft upper soil layer.

There is furthermore a need to develop new concepts for shallow water and marginal fields, floating production systems, platforms for drilling and production in arctic waters as well as for subsea concepts.

2. FIXED DEEPWATER PLATFORMS

2.1 General

The development of fixed concrete gravity platforms for deep waters faces the following key problems:

- Satisfy functional requirements
- Dynamic response and amplification
- Payload capacity limitation
- Weight and material quantities
- GBS construction time

Norwegian Contractors started their deepwater gravity platform development based on the following two different approaches:

a. An "extrapolation" of the existing Condeep design from about 150 m to 300 m water depth was performed, Fig. 2. Problems identified were mainly related to the dynamic amplification, Fig. 2, and large material quantities. The state-of-the-art with regard to material properties, analytical methods, and soil behaviour under cyclic loading did not justify pursuing the idea until 1983-84. At this time the Condeep SP, Fig. 2, was conceived. Although based on many of the same structural principles as the original version 10 years before, the structure was now proven to be sound and feasible because,

   - platforms in service provided soil dynamics calibration data
   - higher strength concrete has been developed
   - larger confidence in increased concrete dimensions

b. The development of a completely new concept where platform geometry was governed by the criteria of combining maximum structural stiffness with minimum exposure to environmental loads. The Condeep T300 was then identified, Fig. 2.

2.2 Condeep T300

The basic concept of Condeep T300 is an open space frame with a tripod base and a cantilevered central tower supporting the deck structure. Compared to the caisson type of platforms built for the North Sea, the Condeep T300 is a slender structure. The platform is viable for water depths on site ranging from about 250 m to 375 m, and for all soil conditions likely to be present in the North Sea.

The Condeep T300 idea was conceived in 1973, and since then a number of design and development studies have been made. The development of the Condeep T300 over the last five years has been concentrated on the Troll field, Block 31/2. The most important improvements on the concept during this period are the introduction of tall skirts and diameter variation of the inclined legs.

The first item reduces the settlements significantly. The calculated settlements for a 50 year operational lifetime is 0.4-0.5 m, which is similar to the Condeep platforms already installed on very competent soil. The second item gives a significant increase in the topsides load carrying capacity during tow to field, being the primary reason for an increase from 15000 t to 50000 t.

2.3 Condeep SP

Concrete platform designers keep developing new platforms. This situation has lately been particularly evident for deepwater platform concepts. Among the major items to be improved for such platforms are the need to minimize the construction time and to improve flexibility in terms of e.g. offering ample space for mechanical equipment in the upper GBS parts (the shafts) and to provide more flexibility to topsides design, e.g. by allowing wider separation between living quarters and hazardous areas. Condeep SP has been designed with this in mind.

Initial inhouse feasibility studies of the Condeep SP concept were carried out by NC in 1983 - 1984, covering specific platform design issues for deep water and soft soil conditions. From mid 1984, a number of case studies have been performed for different oil companies. The water depths range from 200 m to 375 m, and alternatives with 1 to 4 shafts have been

examined.

Condeep SP represents a deep-water version of the existing family of Condeep platforms. It consists of a multicell foundation structure, where the central cells are extended to form the submerged caisson. Several of these caisson cells may continue as shafts to support the deck. Long cylindrical concrete skirts under the foundation base ensure that the platform weight is carried by tip resistance and skin friction on the skirts. This load bearing mechanism, called Skirt Piling (SP), virtually eliminates settlements and improves the dynamic behaviour.

A four shaft Condeep SP is currently being studied for A/S Norske Shell for Block 31/2. The shafts support a long, narrow cross-shaped deck. To provide flexibility in the layout of the topsides facilities, the distance between the shafts is adjusted by slipforming the shafts slightly inclined.

The skirt penetration depth of about 33 m is achieved by ballasting down the platform during installation. In addition, suction will be applied under the platform base to obtain correct vertical position. The combination of platform weight and suction may mobilize a penetration force of more than twice the calculated soil resistance. A large scale skirt penetration test was successfully executed by NC on the Gullfaks C site for Statoil in August this year. The results show that the measured soil resistance is less than that calculated for normally consolidated clay such as the Troll-clay, and full skirt penetration may be achieved with suction alone.

Based on the development work performed, and the experience gained from engineering and tests carried out for the Gullfaks C platform, it is concluded that the Condeep SP is a feasible platform alternative for the Block 31/2 Troll field site conditions and specifications. Further work will focus on optimization of the concrete substructure and shortening of the construction schedule which presently stands at 4 years.

Other studies on the Condeep SP concept have recently been carried out for different oil companies for water depths between 270 m and 400 m. Both monotower, Fig. 3, and three-tower versions have been studied.

3. PRESENT DEVELOPMENT WORK

All offshore platforms are therefore a purpose. This purpose must not be forgotten when research and development takes place.

The most significant areas for further research and development are summarized below:

Design and analysis

- Long term settlements
- Soil stiffness and damping for dynamic analyses
- Wave loading and effect of short-crested seas
- Soil-structure interaction with deep skirts
- Rational shear design methods
- A seismic design requirements taylored to North Sea conditions
- Platform design that facilitates construction work and operational requirements

Codes and regulations

- Compressive design strength of concrete
- Inclusion of very high strength ND concrete
- Inclusion of high strength LWA concrete
- Realistic and well documented fatigue criteria
- Sound environmental criteria during different stages of the platform life
- Realistic requirements on minimum reinforcement

Construction and materials

- Methods and equipment which will reduce overall construction time
- High strength ND and LWA concrete in very large pours (Heat of hydration)
- Improved methods and materials for underwater construction and repair
- More efficient concrete/mechanical outfitting interaction

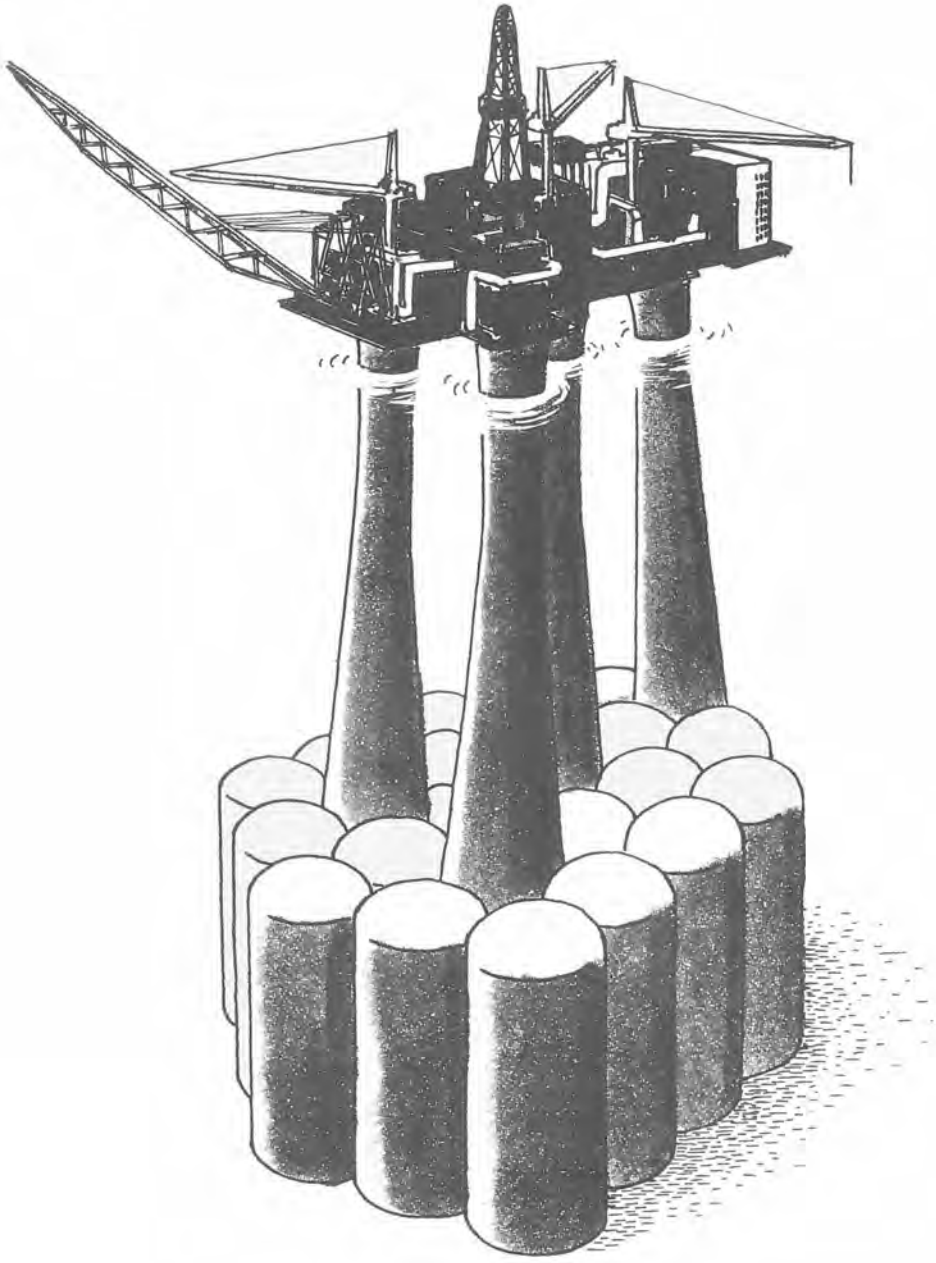


FIG. 1 GULLFAKS C

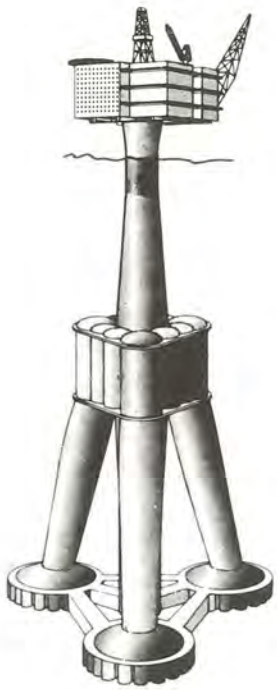


FIG. 2 CONDEEP T300

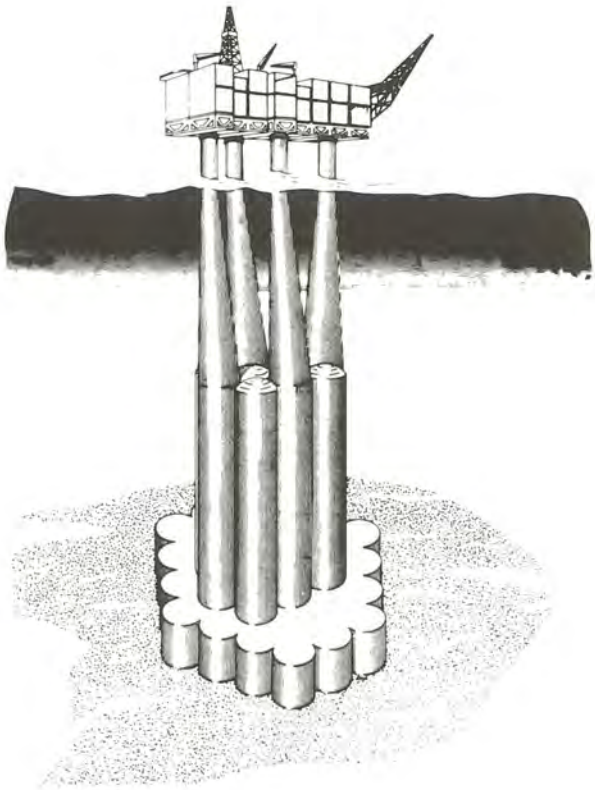


FIG. 3 CONDEEP SP

TØRRDOKK HINNAVÅGEN, STAVANGER

15 ÅRS PRAKTISKE ERFARINGER FRA SPUNT, DAM OG UTGRAVINGSARBEIDER

DRYDOCK HINNAVÅGEN, STAVANGER

EXPERIENCE FROM 15 YEARS WITH SHEETPILING, COFFERDAM AND EXCAVATION WORK

Sivilingeniør Hans Petter Jensen
NOTEBY A/S

SAMMENDRAG

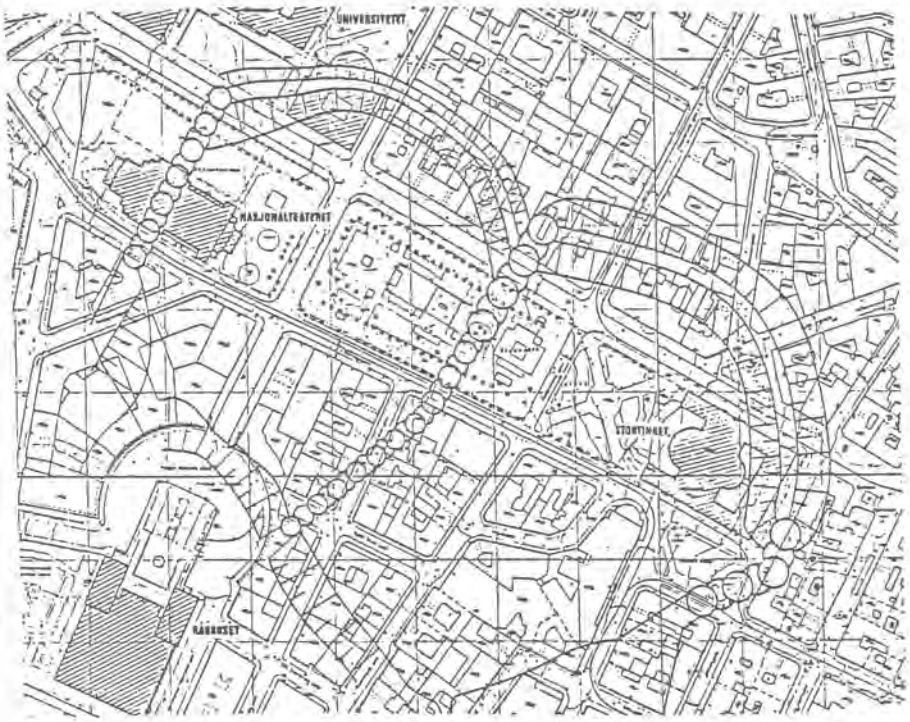
Norwegian Contractors har bygget 9 betongplattformer i tørrdokken i Hinnavågen i Stavanger siden 1973. Tørrdokken fremstår idag med 2 separate dokkarealer med bunn på henholdsvis 10 m vanndyp og 14 m vanndyp og arealer mellom 40 og 50 da. Hoveddammen mot sjøen har en samlet lengde ca. 910 lm og består dels av grusoppstøttet spunt rammet i morene, dels av cellespuntkonstruksjoner. Dokkarealene er adskilt ved en cellespuntkonstruksjon i 280 lm lengde. Totalt spuntareal i tørrdokken er ca. 40 000 m^2. Foruten spunting har det være betydelige grave- og sprengningsarbeider samt fundamenteringsarbeider i dokken.

SUMMARY

Norwegian Contractors have used their drydock construction site in Stavanger for 9 concrete platforms since 1973. The present drydock contains 2 separate docks for water depths 10 and 14 meters covering areas of 40 000 - 50 000 m^2 each. The main cofferdam consists of a combination of cellular sheetpile structures and gravel supported sheetpiles with a total length of 910 metres. The docks are separated by means of a 280 lm cellular sheetpile structure with cell diametres between 12.5 m and 20.0 m. The total sheetpile area in the dock is approximately 40 000 m^2.

INNLEDNING

Hinnavågen i Stavanger utvides i disse dager for å gi plass til Gullfaks C - Condeep plattform for Statoil. Den søndre av dokkene har derved dokkbunn på kote minus 14 med et planumareal på ca. 50 000 m^2, mens den nordre dokk har bunn på kote minus 10 med areal ca. 45 000 m^2. Figur 1 viser dokkområdet inntegnet på kart over Oslo sentrum for å illustrere størrelsen.



Figur 1. Tørrdokk Hinnavågen og Oslo sentrum.

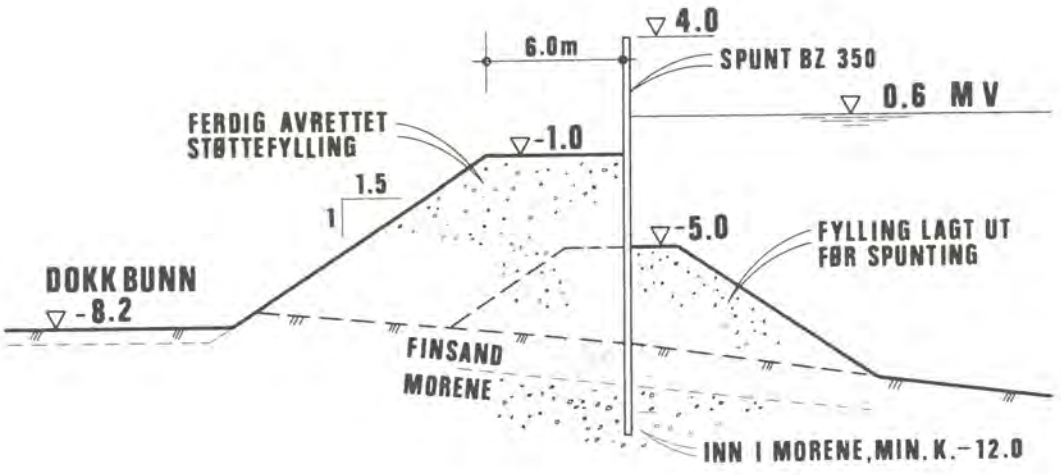
Utvidelsen er en av flere som har pågått siden dokkstedet ble etablert i 1973.

Hinnavågen som byggested ble valgt etter at Ekofisktanken var ferdig bygget og slept ut fra Jåttåvågen i 1972. De 2 vågene ligger på hver side av Nautholmen og var opprinnelig grunne sivbevokste bukter som lå brakk.

UTVIKLING AV TØRRDOKKSTEDET

Den opprinnelige tørrdokk i Hinna ble bygget på enkleste måte ved at det ble rammet en spuntvegg i 775 m lengde som avgrensning mot sjøen i et område hvor sjøbunnen lå på ca. kote minus 10. Spuntveggen er støttet opp på innsiden og delvis langs yttersiden av en grusfylling, mens det i den grunne deler ut til ca. 2 m vanndyp er lagt opp en jordvoll som dam.

Spunten ble rammet ned i sjøbunnen gjennom et øvre tynt lag av finsand inn i tett og fast morene. Lokalt ble det påtruffet oppstikkende fjell, men spunten har hovedsakelig gått minst 2 m inn i morenen. Det ble benyttet vanlig Z-spunt i 18 m lengder og motstandsmoment 1700 cm^3/m. Spuntlåsene var satt inn med vannfast fett for å sikre best mulig vanntetting. Et typisk dimensjonerende damtverrsnitt er vist på figur 2.



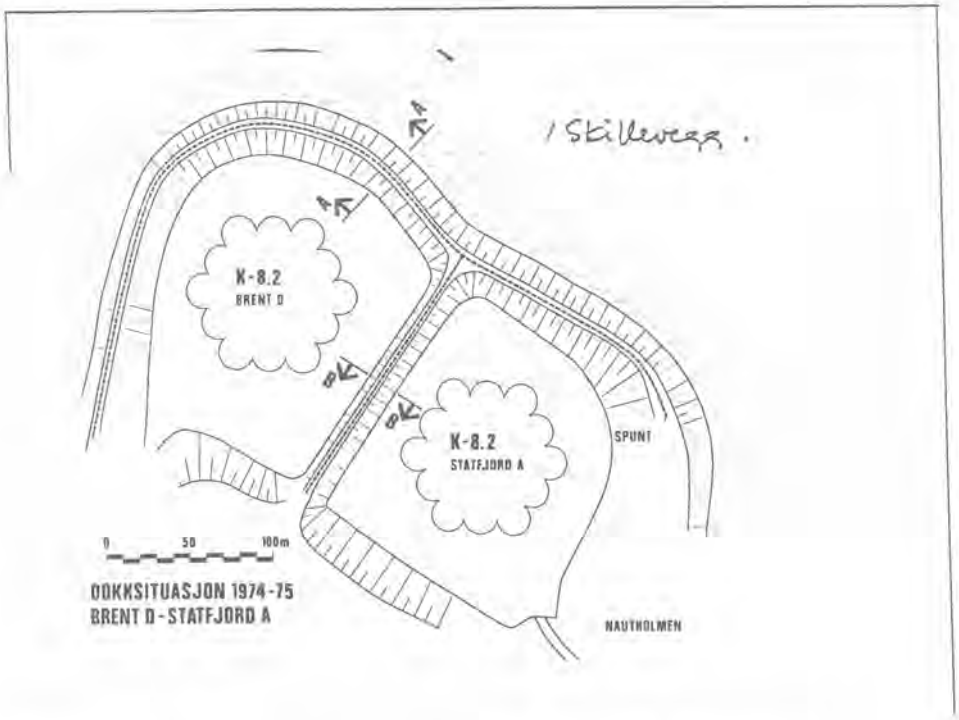
Figur 2. Typisk tverrsnitt av grusoppstøttet spuntdam.

Støttefyllingsmasser bestående av grov, velgradert grus ble brakt inn med båt fra massetak i Ryfylkefjordene. Opp til kote minus 5 ble de lekterdumpet som støtte for spunten i rammefasen. Videre oppfylling på innsiden av spunten ble foretatt ved inngrabbing av masser. I prinsippet er det benyttet et fyllingsprofil med 6 m bredde på ca. kote minus 1.0 og skråningshelning 1:1.5 ned mot dokk-

bunn. Den endelige avretting til dette profil ble foretatt etter at vannet var senket under fyllingstopp, delvis ved innkjøring av masser på bil og dozing til ferdig tverrsnitt.

Ved førstegangs tømming av dokken ble det etablert et system med fastmerker på spunten for registrering av horisontaldeformasjoner. Maksimal forskyvning ble målt til ca. 90 cm på kote +4.0 tilsvarende en deformasjon på 10 - 20 cm ved topp støttefylling. Deformasjonenen var større enn forventet og kunne forklares utfra at det fulle støttefyllingsvolum ikke var bragt på plass.

Dokken i Hinnavågen ble etablert med bunn på ca. kote minus 8 for de 2 første konstruksjoner som vist på figur 3. Dette medførte graving av ca. 400 000 m^3 masser og sprengning av ca. 20 000 m^3. Mens spuntingen pågikk ble det mudret med grabb og masser dumpet i Gandsfjorden.



Figur 3. Dokksituasjon 1974-75. Den første dokk i 1973-74 hadde ikke skillevegg.

Gravemassene ble deponert i den indre del av Hinnvågen for innvinning av areal til riggområder.

De 2 første Condeep'er ble ferdigbygget i dokk samtidig, og dokkport ble åpnet i nord for utslep. Trekking av spunt ble utført med vibrolodd. Det viste seg at spunten tildels var sterkt deformert i foten ved overramming mot stein i morenemassene. Rammingen hadde forøvrig blitt foretatt med 3 tonns fall-lodd og 30 cm fallhøyde, og sluttsynken i morene var 2 mm/slag.

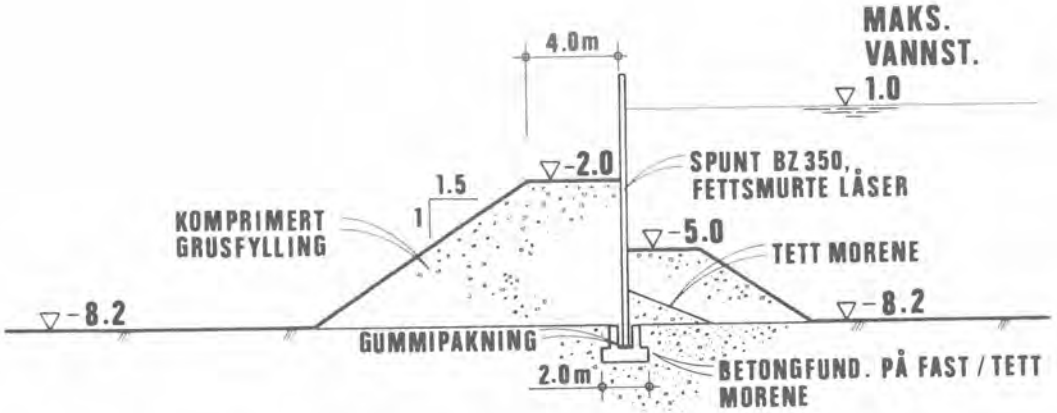
Ved reetablering av dokken ble spuntlinjen i nord trukket noe lengre ut enn den opprinnelig spuntlinje. De 2 neste Condeep'er ble ikke samkjørt byggemessig slik at det ble nødvendig å dele dokken i 2 med en damkonstruksjon slik figur 2 viser.

Alternative damkonstruksjoner ble vurdert teknisk og økonomisk. Plasshensyn gjorde en ren fyllingsdam uaktuell. En grusoppstøttet spunt slik som benyttet for hoveddammen ville også ta for mye plass. Dessuten ville spuntramming og senere trekking kreve lengre tid enn hva som var avsatt på grunn av tilgjengelighet av slepebåter.

Det ble derfor etablert en skillevegg av grusoppstøttet spunt satt i et betongfundament støpt mot rensket morene. Ved at arbeidene kunne utføres i det tørre samt at spuntens innspenning var fiksert i fundamentet ble støttefyllingen redusert i forhold til fyllingstverrsnittet for hoveddammen.

Massene ble komprimert på plass i lag og det ble sørget for vanntetting på våtsiden ved utlegging av en kile med morenemasser.

Skilleveggen er vist i figur 4. Spunten ble satt mot en gummipakning i bunnen av en sliss i betongfundamentet og kilt fast ved trekiler. Slissen ble deretter fylt med tette masser for å hindre lekkasje. I vannfylt tilstand var tanken at spunten kunne trekkes med kran slik at dokkåpning mot nord kunne utføres i løpet av 1 uke.

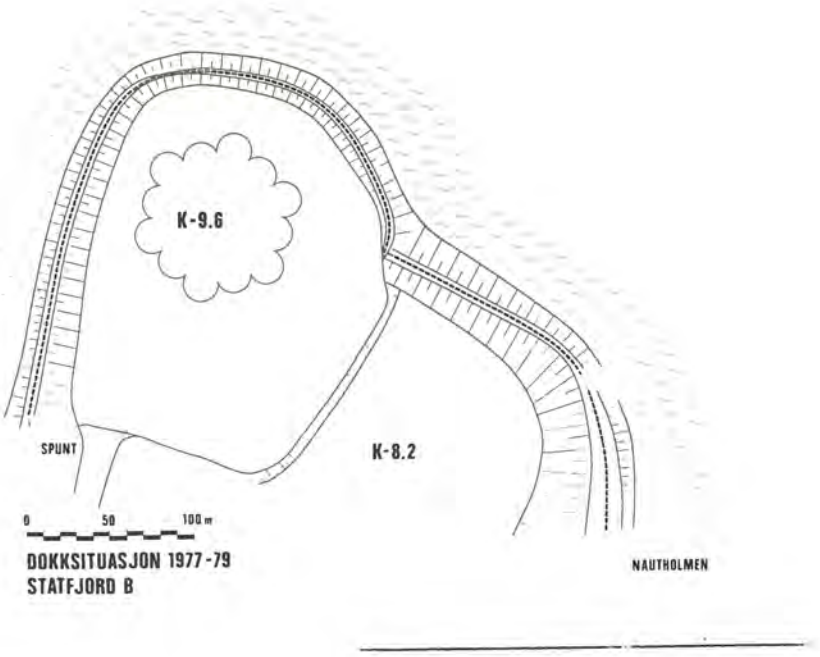


Figur 4. Skillevegg av spunt i betongfundament.

Prinsippet fungerte som forutsatt bortsett fra at det oppsto lekkasje og brudd i støttefyllingen 1 døgn etter at vannfylling i norddokken var satt igang. Figur 5 viser hvorledes bruddet artet seg. Over en lengde på ca. 100 m ble det stående en vertikal raskant i ca. 3 m høyde. Etter meget hektisk aktivitet ble det i løpet av en søndag etablert et drenasjesystem og ny støttefylling før videre vannfylling kunne settes igang. Ved fullt vanntrykk ble det målt opptil 10 cm innbøyning av spunttopp.

Figur 5. Skillevegg. Brudd i støttefylling.

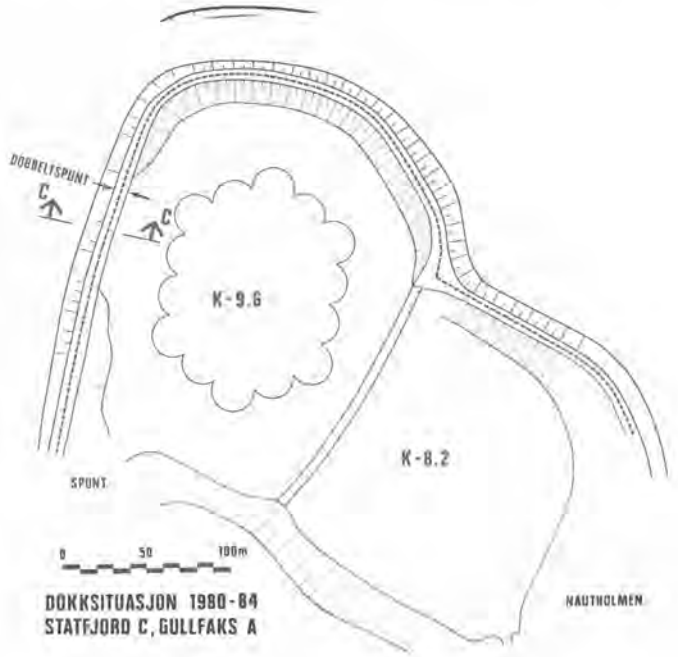
Årsaken til bruddet ligger sannsynligvis i en kombinasjon av åpne spuntlåser og bruk av fett som ikke var vannfast. I og med at spunten ikke var rammet og støttefyllingen bygd opp i lag med komprimering ble fyllingen stiv slik at det ikke oppsto deformasjoner som lukket låsene. Det vannoppløselige fettet førte derfor til en betydelig gjennomstrømming av vann.



Figur 6. Dokksituasjon 1977-79.

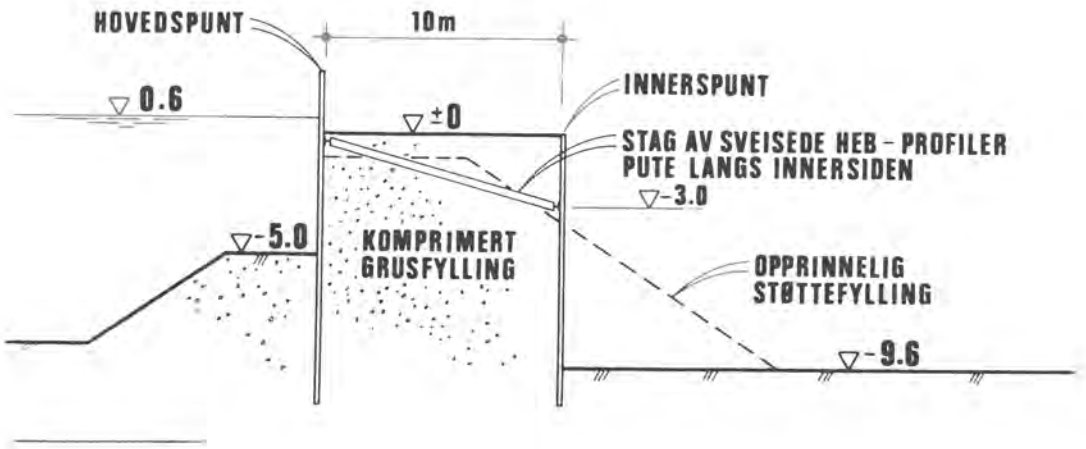
Ved neste etablering av dokken skulle det gis plass til Statfjord B med behov for større plass og dybde som vist på figur 6. Norddokken ble derfor utdypet til ca. kote minus 10. På dette tidspunktet ble vibrolodd benyttet også til all spuntramming. Denne loddtype viste seg å ha like god nedtrengningsevne som fall-lodd, men uten å knuse spunten.

Fundamentering i dokkbunn hadde opptil nå skjedd ved ringfundamenter mot fjell eller fast morene. For en dypere dokk som samtidig ble trukket lengre ut kom en større del utover løse masser. Med store laster fra bunnkonstruksjonen og strenge krav til deformasjoner ble det besluttet å etablere en hel konstruktiv bunnplate på et drenslag på fjell og komprimert sprengsteinsfylling på morene/fjell.



Figur 7. Dokksituasjon 1980-84.

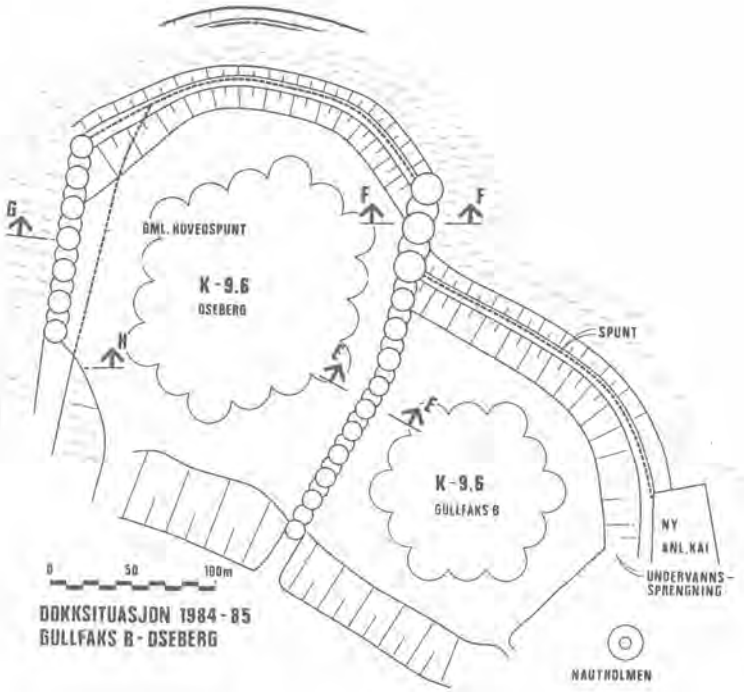
Den neste konstruksjon var Statfjord C som var enda større i plan og krevde større bunnplate på kote minus 10 som vist på figur 7. Ny dokkspunt ble trukket lengre ut i fjorden. Mot nord ble dambredden redusert ved at det ble rammet en ny spunt i 10 m avstand fra hovedspunten. De 2 spuntvegger ble forankret innbyrdes ved påsveisede stålprofiler. I utgangspunktet skulle denne konstruksjonen bare bli utsatt for full belastning i noen uker mens vi i ettertid vet at den var inntakt fra 1979 til 1985. Figur 8 viser et tverrsnitt av dobbeltspunten.



Figur 8. Dobbeltspunt.

Utvidelse av bunnplaten og økte laster på den opprinnelige bunnplate førte til en forsøksserie med belastning av plate og undergrunn. Forsøkene ga grunnlag for bestemmelse og dokumentasjon av bæreevne og forventede deformasjoner. Selv med linjelaster på opptil 1200 kN/m er deformasjonene beskjedne og det ble angitt høyst 10 - 20 mm setning. Senere målinger viste at deformasjonene ble mindre.

Den neste store dokkutvidelse ble igangsatt i 1984 i forbindelse med bygging av Oseberg C og Gullfaks B plattformene samtidig i dokk. Dokksituasjonen er vist i figur 9.



Figur 9. Dokksituasjon 1984-85.

Syddokken ble utdypet til kote minus 10 slik at de 2 dokk-deler kom på samme nivå. Den doble spunt i nord ble erstattet av en ny konstruksjon bestående av cellespunt rammet langs yttersiden av den opprinnelige dokkspunten. Mellom de 2 dokker ble det etablert 3 hovedceller som "brohode" for senere dokkutforming. Brohodet ga dessuten plass til blandeverk og mottaksstasjon for tilslags-materialer.

Gullfaks B ble ferdigbygget i dokk før Oseberg. I løpet av sommeren 1985 er det derfor bygget en skillevegg av cellespunt mellom de 2 dokker. Samlet lengde er ca. 280 m fra Golan til brohodet. Ved at cellene er bygd opp i tørr grop med begrenset innramming i grunnen har det lyktes å få en konstruksjon som har små avvik fra de teoretiske linjer. Figur 10 viser skilleveggen.

Figur 10. Skillevegg av cellespunt.

Ved bygging av cellene i det tørre ble det anledning til innstallasjon av tøyningsmålere, jordtrykksceller og inklinometre på strategiske punkter i konstruksjonen. Dette for å få direkte måling av parametre som inngår i dimensjonering av denne type konstruksjoner.

Målingene viser at maksimalt opptredende ringstrekk ligger innenfor de verdier som er lagt til grunn for dimensjoneringen. Maksimalt ringstrekk opptrer ca. H/4 over bunn av cellene hvor også maksimal utbuling av cellene kan registreres. For en cellediameter på ca. 15 m er det registrert en maksimal økning av diameteren på 15 cm. Ved bunnen av dokken er ringstrekk og deformasjoner beskjedne. Det er registrert vannlekkasje i åpne låser ned mot dokkbunn som følge av beskjedne ringstrekk.

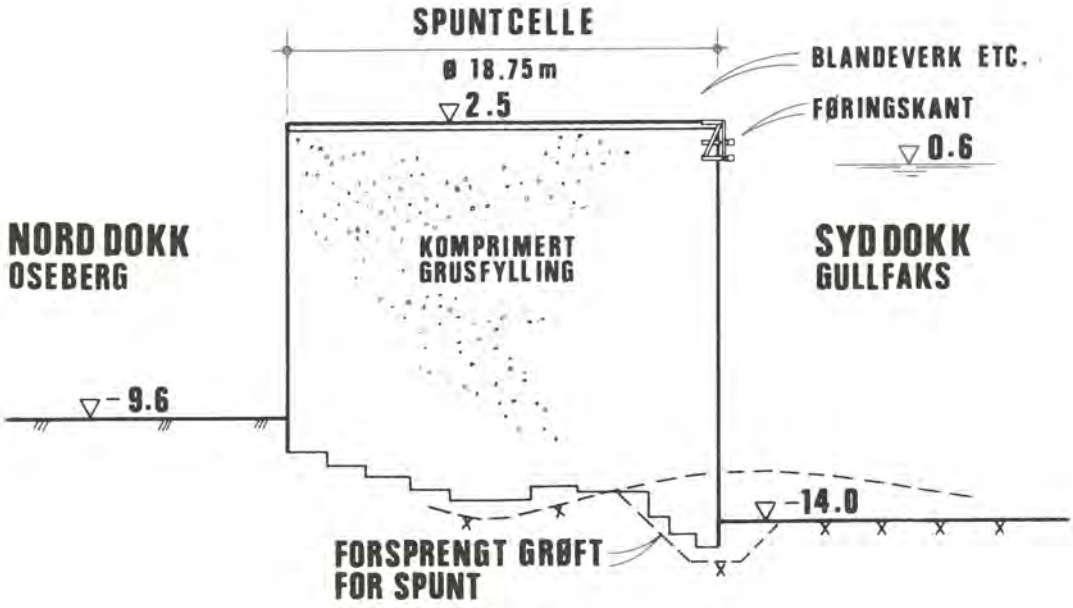
Tøyningsmålerne viste at de enkelte spuntnåler blir krummet tilsvarende krumningsradien for cellene. Maksimal pilhøyde er ca. 4 mm for 50 cm brede nåler. Det er således trykk langs innersiden av spunten.

Jordtrykkscellene viste at trykket mot celleveggene er beskjedent etter at massene er komprimert i cellene. I prinsippet virker det som om massene står av seg selv i cellene når de først er pakket på plass. Sammenlignbart med sandkaker tillaget i spann.

Gullfaks B ble slept ut av Syddokken ved at spunten mot Gandsfjorden ble trukket for første gang etter 12 år i vann og grunnen. For å gi plass til utslepet har det vært nødvendig å sprenge ca. 1200 m^3 fjell i dokkporten i én salve under vann. Med 30 m avstand til betongkonstruksjonen var det betydelig spenning og skepsis til en salve med 1700 kg sprengstoff. Figur 11 viser sjokkbølgen i vann som følge av salven. Ved fjerning av massene under vann viste det seg at salven på alle måter var vellykket. Det ble målt sjokkbølger i vann på maksimal 2 kp/cm^2 mot forutsagt 2.6 kp/cm^2. Sjokkbølgen ble dempet maksimalt ved bruk av dobbelt boblegardin. Rystelser på skilleveggen i ca. 130 m avstand ble målt til 46 mm/sek. Ladningen per tennernummer var ca. 10 kg.

Figur 11. Sjokkbølge ved undervannssprengning.

I utslepsfasen for Gullfaks B ble plattformen vinsjet mot skilleveggen og ledet utover langs en føringskant etablert på skilleveggen. På grunn av konstruksjonens størrelse er føringskanten og vinsjarrangementet relativt omfattende byggetekniske oppgaver. Vinsjer og blokker har forskjellig utforming avhengig av plassering og kreftenes angrepslinjer.

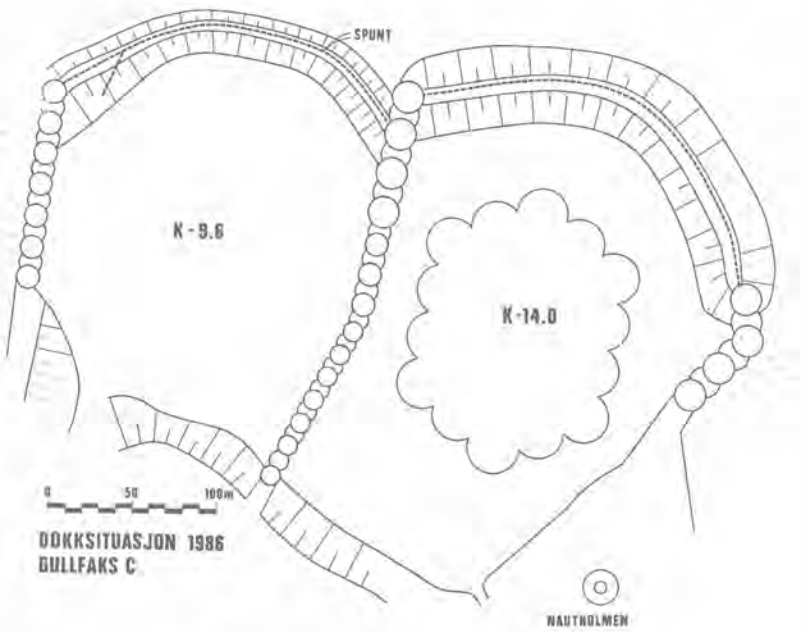


Figur 12. Skillevegg og føringskant.

Utslep av dokk skjedde i slutten av september 1985. Delvis parallelt med Gullfaks B ble arbeidene med ny dokk for Gullfaks C planlagt og igangsatt som vist på figur 13.

Det ble utført en detaljkartlegging ved ekkolodding og akustiske undersøkelser utenfor hele dokkområdet for å komme frem til optimal plassering av damkonstruksjon og bunnkonstruksjon i dokk. Tid og kostnader var de viktigste elementer i denne analyse. Det har vist seg at fundamentering i dokkbunn er meget utslagsgivende.

Gullfaks C dokk har bunn på kote minus 14. På dette nivået vil ca. 10 000 m^2 komme over nedsprengt fjell, mens ca. 2000 m^2 kommer over opptil 8 m løsmasser hvorav 4 - 6 m antagelig er fast morene. Det planlegges utstøping av armert plate på drensbetong mot fjell og forøvrig masseutskifting av løse masser ved magerbetong. Løsningen skal tilfredsstille krav til total og differensialsetninger innenfor 2 - 4 mm.



Figur 13. Dokksituasjon 1986

Arbeidene i Hinnavågen har ført frem til en av de største spuntjobber i Norge. Ialt står det ca. 40 000 m^2 spunt fordelt på ca. 1200 m damlinjer. Figur 14 viser oversiktsbilde av dokken per september 1985.

Figur 14. Oversiktsbilde av tørrdokk Hinnavågen i septembser 1985.

Det har vært vurdert mange alternative damutforminger og konstruksjoner, spesielt for å komme frem til dokkportløsninger av mer permanent karakter. Det har imidlertid vist seg at spunt er den mest hensiktsmessige løsning. Selvom korrosjon til nå har vært beskjeden planlegges permanente beskyttelsestiltak spesielt ovenfor korrosjon i lokale lekkasjepunkter.

GEOTEKNISKE STABILITETSBEREGNINGER FOR GRAVITASJONS - PLATTFORMER

Geotechnical stability calculations for gravity platforms

Professor Nilmar Janbu, NTH

SAMMENDRAG

Dette foredraget er skrevet primært med sikte på å bringe forståelse for det enkle, fundamentale grunnlag for alle stabilitetsanalyser i geoteknikk. Anvendelsen av grunnlaget blir her knyttet til stabiliteten av gravitasjonsplattformer utsatt for stormkrefter.

Når hovedvekten er lagt på forståelsen av basisgrunnlaget så er årsaken den at det fortsatt råder stor forvirring i begrepsverdenen, slik som totalspenning og effektivspenning, likevekt og grenselikevekt, herunder bruksgrensetilstand og bruddgrensetilstand. Om man lykkes i forsettet, er en annen sak.

SUMMARY

This lecture is written primarily to promote the understanding of the simple, fundamental basis for all stability analyses in geotechnical engineering. These basics are applied to the analyses of the stability of gravity platforms exposed to environmental forces.

The reason for stressing the importance of understanding the basics is the confusion that exists in terms like total versus effective stress, equilibrium versus limit equilibrium, including serviceability versus ultimate limit state. Hopefully, this presentation may be of som help in clearifying the terms.

1. PRAKTISKE DEFINISJONER

I praktiske forskrifer benyttes numeriske mål for "sikkerhet", f.eks. definert slik:

$$F = \frac{\bar{\tau}_f}{\bar{\tau}_{SLS}} = \frac{\text{eksperimentell}}{\text{beregning}} \qquad (1)$$

$$\gamma_m = \frac{\bar{\tau}_f}{\bar{\tau}_{ULS}} = \frac{\text{eksperimentell}}{\text{beregning}} \qquad (2)$$

Her må man være klar over følgende:

> *Midlere skjærspenning $\bar{\tau}$ er den som skal til for likevekt. Denne kan derfor beregnes uavhengig av kjennskap til styrke, og uavhengig av hvilke material man betrakter (jord, stål, plast eller smør). Verdiene av $\bar{\tau}$ endres selvfølgelig med lasttilstanden (f.eks. fra SLS-krefter til ULS-krefter).*

Dette innebærer altså at selve stabilitetsanalysen er en renheklet beregningsoppgave som består i å kartlegge likevektstilstanden.

Bestemmelsen av styrken, τ_f, er derimot en ren *eksperimentell oppgave* som kan utføres helt uavhengig av regneoperasjonen for $\bar{\tau}$. Men man gjør klokt i å bestemme styrken over et spenningsområde som dekker variasjonene for det aktuelle tilfelle.

Ligningene (1) og (2) er *valgte*, definisjoner for praktiske formål. Og valgene er kun hensiktsmessige. Ligningene kan beholdes uendret, enten man betrakter ett punkt i mediet eller en elementærbue i mediet, eller en integrasjon over en lengre skjærflate (linje). I sistnevnte tilfelle anvendes oftest middelverdier for $\bar{F}$ og $\bar{\gamma}_m$.

I praksis er det minste-verdiene av $\bar{F}$ og $\bar{\gamma}_m$ man trenger, da mhp. beliggenhet og form av kritisk skjærflate.

2. ELEMENTÆRE LIKEVEKTSTILSTANDER

Selve stabilitetsanalysene baseres på klassiske likevekts-betraktninger, som er gyldige for alle materialer. Her skal vi ta et eksempel med en "kloss på skråplan", Fig.1. Det er *total kraftlikevekt* som er det sentrale. Derfor er likevektstilstanden vist ved en klassisk kraftpolygon. (Kraftparet xT_V holder momentlikevekt, men inngår ikke i kraftpolygonen). Tre forskjellige lasttilstander er vist:

(a) For vertikallast alene er likevektskreftene N og T heltrukket
(b) Ved utadrettet horisontalkraft øker T mens N avtar
(c) Ved innadrettet horisontalkraft avtar T mens N øker.

Disse analysene er helt uavhengig av styrken i kontakt-flaten L.

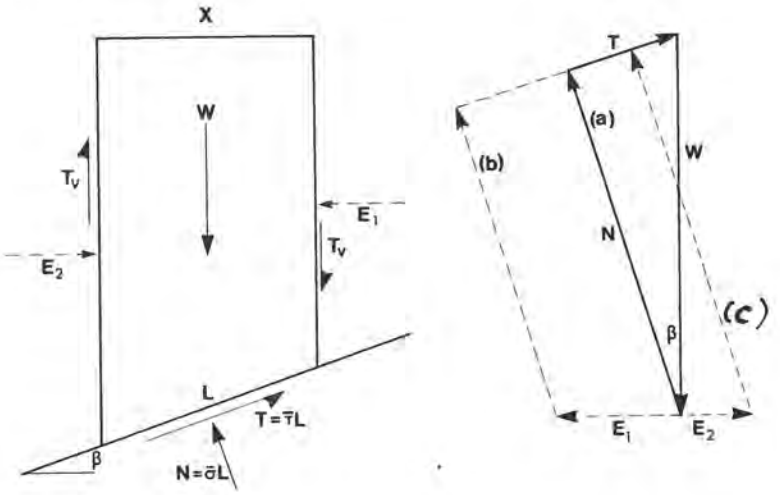


Fig. 1 Kraftlikevekt av "kloss på skråplan", tre last-tilstander. (a) Vertikallast W alene, (b) Last W og E_1, og (c) Last W og E_2

Likevektskreftene T og N kan fremstilles vektorielt ved de sammenhørende middelspenninger langs kontaktflaten, nemlig

$$\bar{\tau} = \frac{T}{L} \qquad (3)$$

$$\bar{\sigma} = \frac{N}{L} \qquad (4)$$

De tre last-tilstandene (a), (b) og (c) gir da tre forskjellige spenningspunkter ($\bar{\tau}$, $\bar{\sigma}$) i et vanlig (τ-σ) diagram, se fig.2, der total-spenningene er gitt i kPa. Linjen (c)-(a)-(b) er en likevektsvektor helt uavhengig av styrkebegreper.

La oss tenke oss at kontaktflaten er et mettet kompakt morenelag oppå tett fjell og at "klossen" også er tett. Morenelaget er tett innesluttet sideveis, men med en plastslange ført inn i laget. Gjennom plastslangen (som måler vanntrykket) bygges vanntrykket u opp fra 0 til en konstantverdi = 70 kPa. Dette endrer ikke totalspenningsvektoren i fig.2 overhodet.

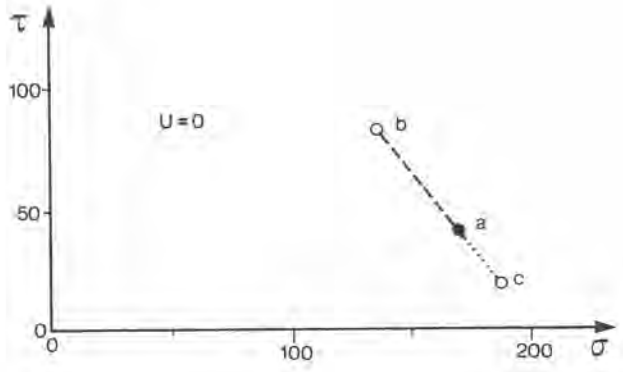


Fig. 2 Totalspenningsvektoren for likevekt i de tre lasttilstandene i fig. 1

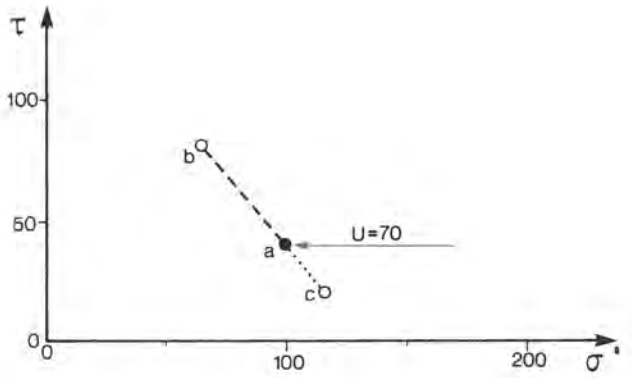


Fig. 3 Effektivspenningsvektor for likevekt i de tre lasttilstandene i fig. 1, når u = 70 langs L

Derimot endres den effektive normalspenning seg fra $\sigma' = \bar{}$ til

$$\sigma' = \bar{\sigma} - u \qquad (5)$$

Den "effektive skjærspenning" $\tau' = \bar{\tau}$, er den samme fordi porevannet ikke overfører skjær. I effektivspenningsdiagrammet τ-σ' i fig.3 er likevektsvektoren paralell-forskjøvet mot venstre med u = 70 kPa, ellers er vektoren uendret.

Begrepene effektivspenning og totalspenning er altså knyttet til normalspenninger.

3. TALLFESTING AV LIKEVEKTSTILSTANDER

Selvom spenningsvektorene for likevekt er skrå både i fig.2 og i fig.3, så ser man umiddelbart at "påkjenningsgraden" langs kontaktflaten L øker jevnt fra lasttilstand (c) via (a) mot lasttilstand (b) som gir største påkjenning. En slik variabel påkjenningsgrad må tallfestes. Siden det er effektivspenningsendringene som bestemmer alle primærreaksjoner i jord, så må tallfestingen knyttes til effektivspenningstilstanden, σ'.

Nå har imidlertid alle jordarter en større eller mindre isotrop forspenning, kalt attraksjon = a, som man alltid må ta hensy til, på prinsipielt samme måte som i forspent betong. Det gjøres ved at man til σ' adderer a, altså (σ'+a) inngår i alle effektive normalspenningskomponenter. Dette tilsvarer origoforskyvning tilvenstre = a.

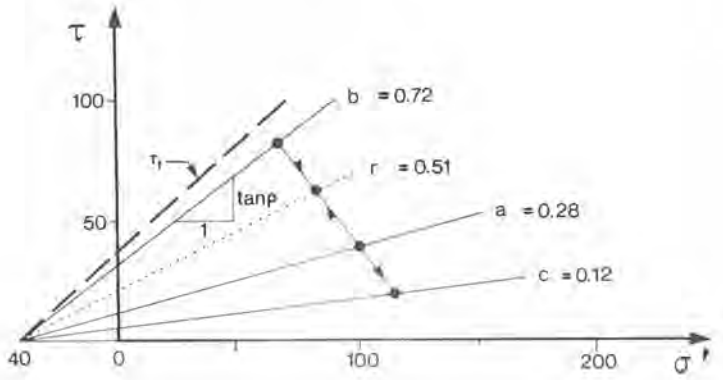


Fig. 4 Mobiliserte likevektsfriksjoner tanρ for de tre lasttilstandene (a) (b) og (c), og for resulterende tilstand (r) med begge horisontallaster samtidig

I fig.4 er attraksjonen antatt å være a = 40 kPa i morenen og denne verdi er avsatt til venstre for origo. Trekkes nå rette linjer fra attraksjonspunktet til likevekts-tilstandene bestemmes helningene for hver tilstand,

$$\tan\rho = \frac{\bar{\tau}}{\sigma'+a} \qquad (6)$$

Den mekaniske betydning av disse helningene er:

tanρ = den friksjon som skal til for likevekt langs kontakt-flaten når materialet har en indre forspenning = a.

Tallmessig blir disse likevektsfriksjonene

$\tan\rho = 0{,}12$ for tilstand (c)
$\tan\rho = 0{,}28$ for tilstand (a)
$\tan\rho = 0{,}72$ for tilstand (b)

Hvis begge horisontalkreftene, E_1 og E_2, virket samtidig, fig.1, så kan man bare gå inn i fig.4 og avsette vektoren (a) -> (c) nedover fra (b) og havner da på en resulterende (r) likevektsfriksjon bestemt av helningen av den prikkete (r)-linjen i fig.4,

$\tan\rho = 0{,}51$ for tilstand (r)

Dette er 4 tallangivelser av likevekt, uten kjennskap til styrke, men med antatt indre forspenning i morenen på 40 kPa.

4. ENKLE GRENSELIKEVEKTSTILSTANDER

Likevektetilstandene må tallfestes, på en slik måte at man har kontinuerlig kontroll med marginen til brudd, dvs. kontroll med sikkerheten. Dermed trenger man et uttrykk for bruddtilstanden som en øvre grense å gardere seg mot ved praktisk dimensjonering.

Bruddtilstanden i jord angis ved dens skjærstyrke

$$\tau_f = (\sigma' + a) \tan\phi \qquad (7)$$

der $\tan\phi$ = friksjon og a = attraksjon, dvs. isotrop forspenning. Det er prinsipielt like viktig å ta med attraksjonen ved dimensjonering i jord, som det er å ta med forspenningen ved dimensjonering av forspent betong.

Styrkelinjen for τ_f med samme a er stiplet inn på fig.4 for $\tan\phi = 0,9$ = målt grense for friksjonen da morenen "flyter" og går til brudd. Mobiliseringsgraden mot brudd kan da beregnes slik

$$f = \frac{\tan\rho}{\tan\phi} \qquad (8)$$

For de fire tilstandene blir da

$f = 0,13$ for (c)
$f = 0,31$ for (a)
$f = 0,57$ for (r)
$f = 0,80$ for (b)

Som man ser øker mobiliseringen gradvis fra (c) via (a) og (r) til (b) der den er maksimum. Dersom E_1 i tilstand (b) blir øket med 25% ($\gamma_f = 1,25$) ville f gå mot 1,0, dvs. 100% mobilisert friksjon, altså flytning = brudd.

De angitte tilstandsverdier for f er funnet ved grenselikevekts-beregninger, fordi likevektsverdiene er sammenlignet med grense-verdiene for brudd.

I praksis snakker man både om

$$F = \frac{1}{f} = \frac{\tan\phi}{\tan\rho_{SLS}} = \text{sikkerhetsfaktor}$$

for bruksgrensekrefter (dvs. i SLS når $\gamma_f = 1$) og om

$$\gamma_m = \frac{1}{f} = \frac{\tan\phi}{\tan\rho_{ULS}} = \text{materialkoeffisient}$$

for bruddgrensekrefter (dvs. i ULS når $\gamma_f > 1$, f.eks. 1,3)

5. NOEN ANALYSEMETODER

Hittil har vi for enkelhets skyld betraktet likevekt og grenselikevekt kun langs et gitt skjærplan. Dermed kunne tilstandene angis ved enkle spenningspunkter (τ,σ) og (τ,σ').

I vanlige geotekniske stabilitetsberegninger må vi oftest etablere likevekt langs kontinuerlige krumme skjærflater gjennom jordprofilet. Idag kan slike problemer løses på mange forskjellige måter. Og dersom man tilfulle behersker den fundamentale grunnlagsforståelse så kan man komme frem til samme resultat ad flere forskjellige veier. Og det er en styrke i praksis. Ellers, om man ikke forstår grunnlaget, så kan man gå i surr ved metodevalg.

Lamellemetoden (Janbu 1954) er en generell numerisk fremgangsmåte for analysering av likevektstilstanden langs en kontinuerlig skjærspenningstrajektor (skjærflate) av vilkårlig geometri, se fig.5: En fundamentplate bærer skrålasten q, og utenfor platen ligger dødvekten p. Jordoverflaten er horisontal, og den viste skjærflaten er kun en av mange mulige prøveflater. Formelgrunnlaget ble i 1954 utviklet ved å bruke de enkle likevektsprinsipper som er vist i fig.1 til 4 på alle de inndelte lamellene i fig.5, og stable lamellene sammen, og forlange samlet likevekt for hele jordlegemet over skjærflaten SS = shear surface.

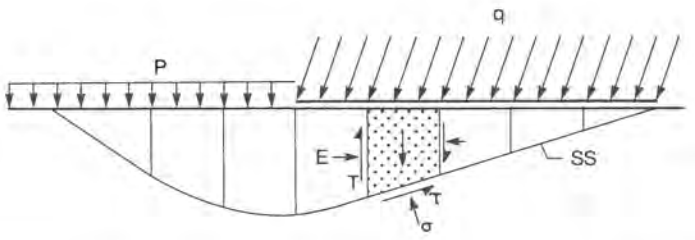


Fig. 5 Lamellemetodens grunnlag er "kloss på skråplan"-teorien fra fig. 1

Ved hjelp av lamellemetoden, (også kalt GPS = generalized procedure of slices) får man beregnet

τ og σ = spenningene langs SS
E og T = kreftene mellom lamellene
F (γ_m) = midlere sikkerhet langs hele SS

De praktiske beregninger utføres i dag på datamaskin, vha. programmet LAMMET (Grande 1975) når poretrykkene er kjent i grunnen eller ved ESAU (Svanø 1981) når f.eks. udrenerte poretrykksendringer genereres ved lastpåføring og/eller lastendringer generelt.

Kritiske likevektskurver (resistance envelopes = RE) ble utviklet for skråningsstabilitet i 1954 etter en idé av Casagrande (Janbu 1954). Prinsippet er her illustrert i fig.6 for samme problem som gitt i fig.5. I korthet går det ut på følgende:

- Man prøver seg frem med forskjellige skjærflater, merket 1 til 4, fig.6a.

- For hver flate beregnes gjennomsnittsspenningene $\bar{\tau}$ og $\bar{\sigma}'$. Dermed kan midlere stabilitetstilstand (likevekt) for hver flate avsettes som spenningspunkter i fig.6b.

- Kurven gjennom punktene 1 til 4 er en likevektskurve RE = resistance envelope. Dersom skjærflatene er statisk og kinematisk korrekte kan vi tale om kritiske likevektskurver.

La kurven merket RE i fig.6b være beregnet for initielt hydrostatisk poretrykk. Hvis det oppstår poreovertrykk Δu under bæreflaten forskyves RE til venstre med verdien Δu. Likevektsfriksjonen tanρ for denne tilstand kan bestemmes for gitt attraksjon a. Forholdet tanϕ/tanρ uttrykker "sikkerheten", enten som F for SLS-krefter, eller γ_m for ULS-krefter.

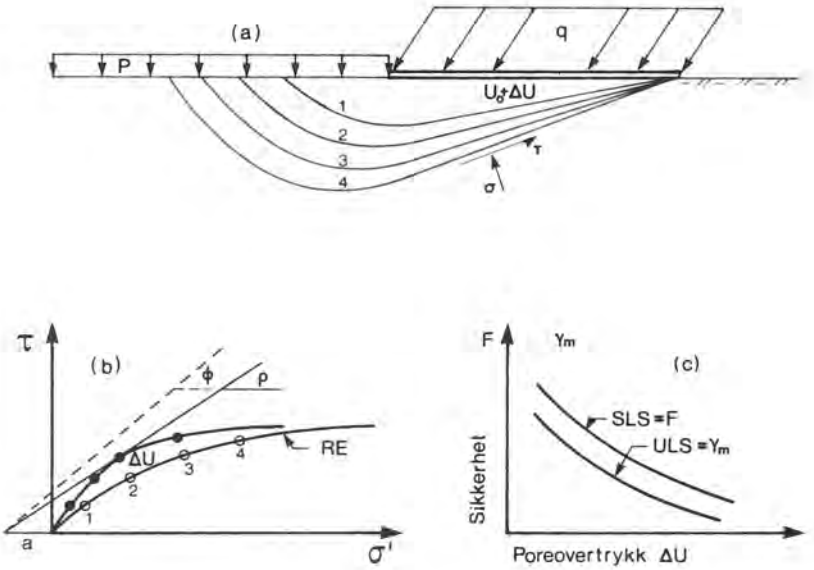


Fig. 6 Kritiske likevektskurver (RE) anvendt på stabiliteten av gravitasjonsplattformer

Av fig.6b ser man direkte at sikkerheten avtar med økende poreovertrykk, Δu. Ved å foreta analyser med gradvis økende Δu, får man frem den nødvendige forbindelse mellom Δu og F og γ_m slik som vist i prinsipp i fig.6c.

Spenningsfeltteorier er et tredje hovedprinsipp, som er utviklet ved NTH over en 20 årsperiode. Et eksempel er skissert i fig.7 for samme grunntilfelle som vist i fig.5 og 6. For "vektløs jord", plan tilstand og en gitt likevektsfriksjon $\tan\rho_c$ vil man entydig kunne bestemme bæreevnekomponentene q_v og t_h i fundamentplanet fra sluttede beregningsformler eller diagrammer. Dessuten vil man direkte kunne bestemme geometrien av de statisk og dynamisk korrekte skjærsoner1, 2 og 3. I tillegg kan alle spenningene inne i sonene og langs skjærflaten kunne beregnes fra teoretisk eksakte formler. Innflytelsen av romvektsleddet γ tas hensyn til på en tilnærmet måte, idet sluttede eksaktløsninger er ukjente. Formelgrunnlaget for direktemetoden er programmert.

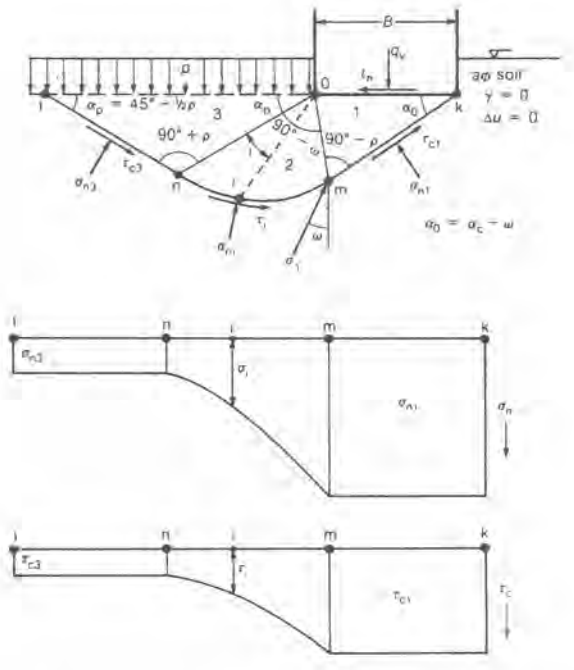


Fig. 7 Spenningsfelter for skrålast, f = 0

Elementmetoder anvendt på elastoplastiske spenning-tøyningsmodeller for jord er et fjerde hovedprinsipp som kan anvendes for beregning av likevektstilstanden i jord (Nordal, 1983). Ved slike beregninger får man både spenninger og forskyvninger for hvert element slik at informasjonsmengden er mer detaljrik. Ved en definert styrke får man frem mobiliseringgrader i hvert element. Denne er vanligvis ikke konstant før flytestadiet er nådd. Da er f = 1.

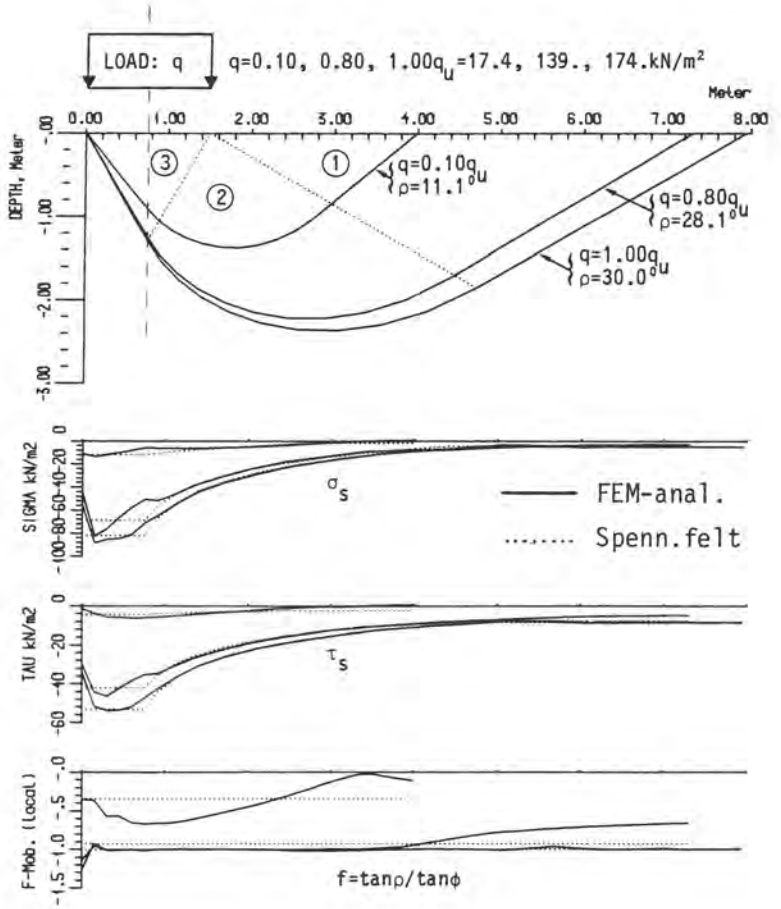


Fig. 8 Sammenligning mellom skjærflatespenningene σ_s τ_s ved FEM-analyser, og spenningsfelter, Nordal (1983)

For en vertikal stripelast viser fig.8 en sammenligning mellom fordelingen av normal - (σ_s) og skjærspenning (τ_s) langs skjærflaten, beregnet etter spenningsfeltteorier og etter elastoplastiske FEM-beregninger, Nordal (1983). Sammenligningen er foretatt for 3 lasttilfeller, nemlig 10%, 80% av 100% av q_u, eller f = 0,34, 0,92 og 1.0 De to beregningsmetodene gir nesten identiske spenningstilstander langs kritisk skjærflate.

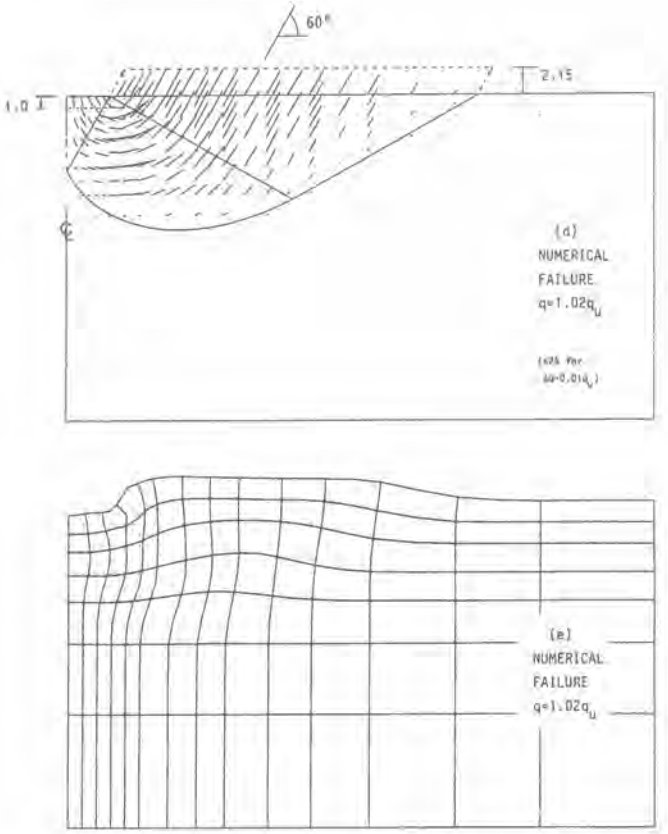


Fig. 9 Forskyvningsfelt vha. FEM-analyser lik spenningsfeltet, Nordal (1983)

Mobiliseringsgraden er imidlertid langt fra konstant ved lav gjennomsnittsmobilisering, hvilket måtte forventes. Henimot flytning utjevnes mobiliseringen.

Den elastoplastiske beregning av forskyvningene reproduserer de teoretiske spenningsfeltsoner på en særdeles overbevisende måte, som vist i fig.9, etter Nordal (1983).

6. EKSEMPEL

Som eksempel på anvendelse av flere av de prinsipper som her er berørt, antas at disse belastningene (i ULS)

q_v = 570 kPa, p' = 210 kPa

t_h = 26 (total) og 30 kPa (eff.)

føres ned på en middels fast leire i 22 m dybde over en bredde på 110 (eff.) til 130 m (tot.)

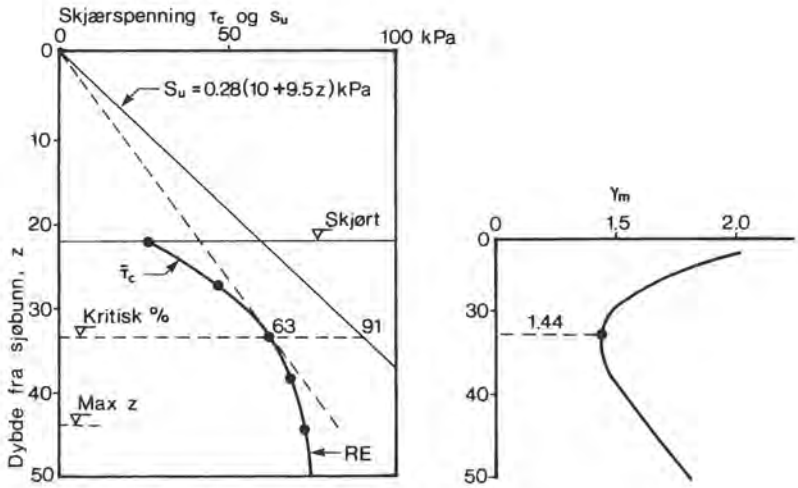


Fig. 10 Kritisk likevektskurve på totalspenningsbasis

Ved å anta forskjellige skjærflater som vist i fig.6a kan man langs hver flate beregne middelspenningene $\bar{\tau}$, $\bar{\sigma}$ for likevekt. Den nødvendige $\bar{\tau}$ avsettes som funksjon av dybden, dvs. angrepstyngdepunktet z_o for $\bar{\tau}$, fig.10a. Kurven $\bar{\tau}$ mot z_o er en likevektskurve (RE) på totalspenningsbasis, fordi poretrykket ennå er ukjent. Hvis den udrenerte skjærstyrke s_u er kjent, f.eks.

$$s_u = \alpha_u \, (p_o' + a) \tag{9}$$

så kan også denne avsettes også mot dybden z_o, se fig.10a. Dermed kan forholdet

$$\gamma_m = \frac{s_u}{\bar{\tau}} \tag{10}$$

beregnes, og avsettes som funksjon av z, fig.10b. Minsteverdien av $\gamma_m = 1{,}44$ inntrer for $z_o \simeq 11$ m, som samsvarer med det punkt der den stiplede likevektslinjen tangerer RE i fig.10a.

For samme tilfelle kan man beregne poreovertrykket u_b under fundamentet for antatt, midlere poretrykksparameter D, og antatt initialspenningstilstand. Dermed er $\bar{\sigma}' = \bar{\sigma} - u_b$ også kjent, og man kan enten tegne RE-kurver på effektivspenningsbasis, fig.11a eller man kan bestemme tilsvarende γ_m som funksjon av dybden z_o og avlese minsteverdiene for hver valgt D-parameter, fig.11b. Poreovertrykket som dybdefunksjon er også vist i fig.11c.

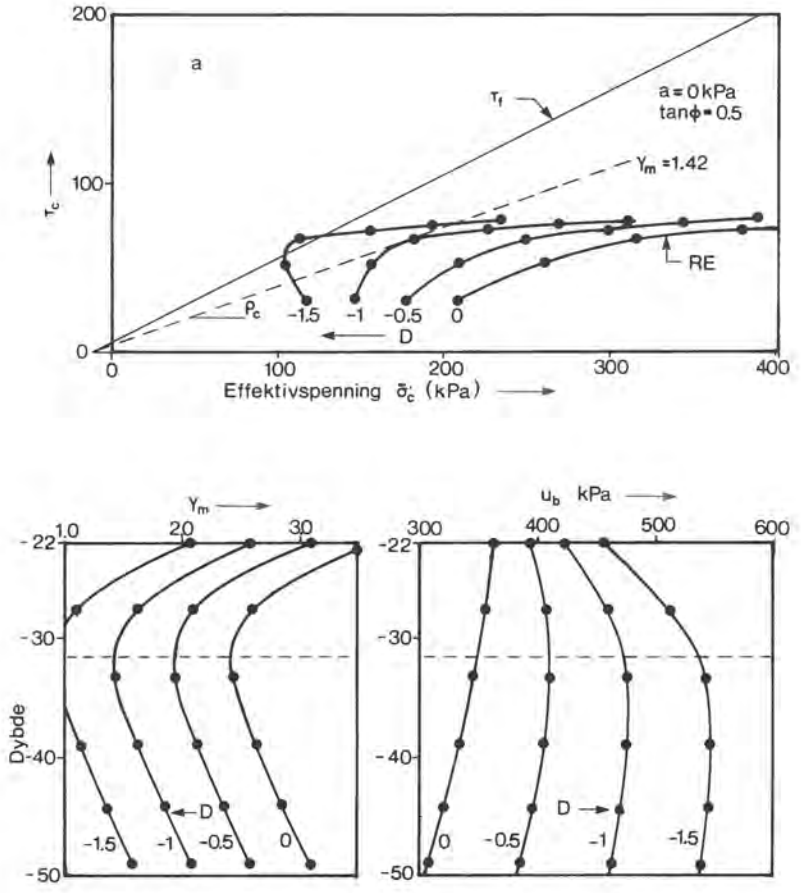


Fig. 11 Kritiske likevektskurver på effektivspennings-basis

Avsettes minsteverdiene av γ_m som funksjon av poreovertrykket u_b så får man kurven kalt RE i fig.12. En spenningsfeltberegning (direkte metoder) gir den strekete kurven i fig.12, mens en serie med ESAU-beregninger for 4 forskjellige skjærflater gir omtrent samme resultat, angitt ved trekant- og sirkelsymboler.

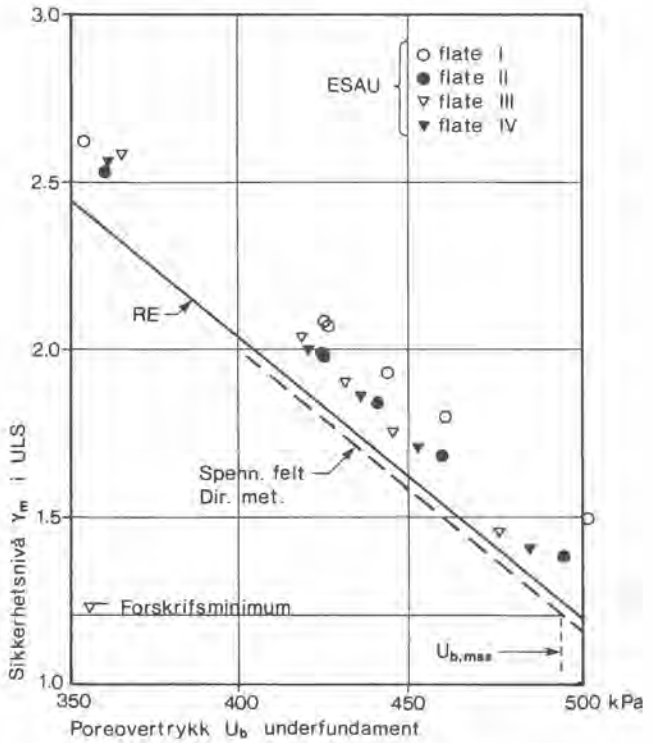


Fig. 12 Materialkoeffisient mot poreovertrykk beregnet på tre forskjellige måter

En forskrift som fastlegger minsteverdien av γ_m (f.eks. 1,2) bestemmer dermed det maximale, resulterende poreovertrykk U_{max} *som kan tolereres* (her ca.490 kPa).

Det resulterende poreovertrykk *som kan oppstå* under fundamentflaten består av flere komponenter

$$u_b = u_i - u_d + u_{st} + u_{cu} \qquad (11)$$

der u_i = installasjonsporetrykket

u_d = dissipert andel før stormen

u_{st} = statisk andel under storm

u_{cu} = kumulativ andel under storm

En detaljredegjørelse for hvordan hver av disse andelene beregnes, ville sprenge rammen for foredraget. Det vises derfor til ref.(3) nedenfor.

7. KORT SAMMENDRAG

En stabilitetsanalyse går i korthet ut på å bestemme de indre reaksjonsspenninger i jorden som skal til for å holde likevekt med gitte ytre aksjonskrefter. Denne spenningstilstand, kan idag beregnes på flere måter og er uavhengig av jordart, og uavhengig av styrke og sikkerhetskrav.

Bestemmelsen av styrke er en ren eksperimentaloppgave, den bør utføres på sin side uavhengig av analysemetodikk. Styrke og likevekt kobles deretter sammen gjennom en praktisk hensiktsmessig sikkerhetsdefinisjon.

Ved et eksempel er det vist at man da kommer frem til samme resultat ad flere veier, forutsatt at man i prinsippet behandler analysedelen (likevekt) og eksperimentaldelen (styrke) hver for seg, og ikke blander disse konseptene sammen gjennom en unødig komplisert og kostbar styrketolking, som f.eks. i SHANSEP.

Hovedmoral: Bland ikke unødig den analytiske likevektsberegning med den eksperimentelle styrkebestemmelse!

8. REFERANSER

I teksten er det vist direkte til følgende arbeid (fra siste 15-årsperiode):

(1) Grande, L. (1975): "Program Lammet" (Slope stability analysis by GPS), Norwegian Inst. of Technology, Trondheim, Norway.

(2) Janbu, N. (1973): "Slope stability computations". Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume. John Wiley & Sons 1973, pp.47-86.

(3) Janbu, N. (1985): "Soil models in offshore engineering". The 25th Rankine Lecture, Geotechnique 35, No.3, pp.241-281.

(4) Nordal, S. (1983): "Elasto-plastic behaviour of soils analyzed by the finite element method". Dr.ing.avhandling. Inst. for geoteknikk, NTH

(5) Svanø, G. (1981): "Undrained effective stress analysis". Dr.ing. avhandling. Inst. for geoteknikk NTH. (Program ESAU et direkte resultat av avhandlingen.)

PELEINSTALLASJONER TIL HAVS

PILEINSTALLATIONS OFFSHORE

Sivilingeniør T.I. Tjelta, Statoil

SAMMENDRAG

Pelefundamentering er den mest brukte fundamenteringsmetode for plattformer og andre installasjoner til havs. Stålrørspeler inntil 100 m lange og over 2 m i diameter blir brukt i Nordsjøen idag, mens pelediameter på inntil 3 m er sannsynlig for fremtidige utbygginger på store vanndyp. Peleinstallasjoner til havs foregår enten ved bruk av dampdrevne hammere over vann eller ved hydraulisk drevne hammere over/under vann. Rammeenergi for de største hammere er inntil 1700 kNm. Sugepeler og utstøpte peler er alternativ i enkelte tilfelle. Teorigrunnlaget for peledimensjonering og rammeanalyse er pr. idag meget usikkert for store peler med ofte overdimensjonerte pelefundamenter som resultat. Totale kostnader pr. installert "storpel" er ca. 6.8 mill. kr.

SUMMARY

Pilefoundations are most frequently used for offshore structures. Steelpipe piles up to 100 m long and more than 2 m in diameter are common in the North Sea today. Piles of up to 3 m diameter are likely in future deep water developments. Piledriving by steamhammers above water and hydraulic hammers above or below water have net energy up to 1700 kNm. Suction piles and "drilled in" piles are alternatives in special cases. Theoretical background for pile design is poor and design methods are assumed to be conservative for North Sea Soil conditions resulting in overdimensioned pilefoundations. Total cost per "large pile" installed is approximately NOK 6-8 mill.

PELER BRUKT I NORDSJØEN

Peler er og har vært den mest brukte fundamenteringsmetode for alle typer konstruksjoner som står på sjøbunnen. Peler brukt til havs er vanligvis stålrørspeler. I Nordsjøen blir disse brukt i flere sammenhenger:

- Stålunderstell for bore-, bolig- og produksjonsplattformer (jacket). Disse plattformene har stor egenvekt (50-600 MN) kombinert med strøm og bølger som gir belastning på pelene i samme størrelsesorden. 4-8 pelegrupper på 2-10 peler fører ofte til 10-50 peler pr. plattform. Mest brukte peledimensjoner er lengde 40-90 m, diameter 1.5-2.1 m og veggtykkelse 5-7.5 cm avhengig av grunnforhold og konstruksjon. Pelene blir vanligvis rammet vha. over- eller undervannshammere.

- Bore-maler (template), undervanns produksjonsanlegg og beskyttelsesrammer for undervannsbrønner. Felles for disse konstruksjonene er relativt lav egenvekt (0.5-10 MN) og ubetydelig belastning fra strøm og bølger, men de skal ofte tåle fiskeredskaper og mindre anker som kan hekte seg fast. Peledimensjoner er typisk 20-30 m lange, 0.5-1 m diameter og ca. 2.5 cm veggtykkelse. Pelene blir installert vha. undervannshammere eller eventuelt boret og injisert fast.

- Ankerpeler for flytende konstruksjoner og fartøyer, f.eks. strekkstagplattformer, slakt forankret plattform, tankbåter og lastebøyer. Ankerpeler har også vært brukt til å hindre bevegelser av rørledninger. Pelene står enten alene eller i en gruppe forbundet med hverandre.

  Peledimensjoner og belastninger varierer innenfor hva som er nevnt under foregående to avsnitt.

  Ankerpeler blir installert vha:
  1) Undervannshammere
  2) Boret og injisert
  3) suget ned i jorden

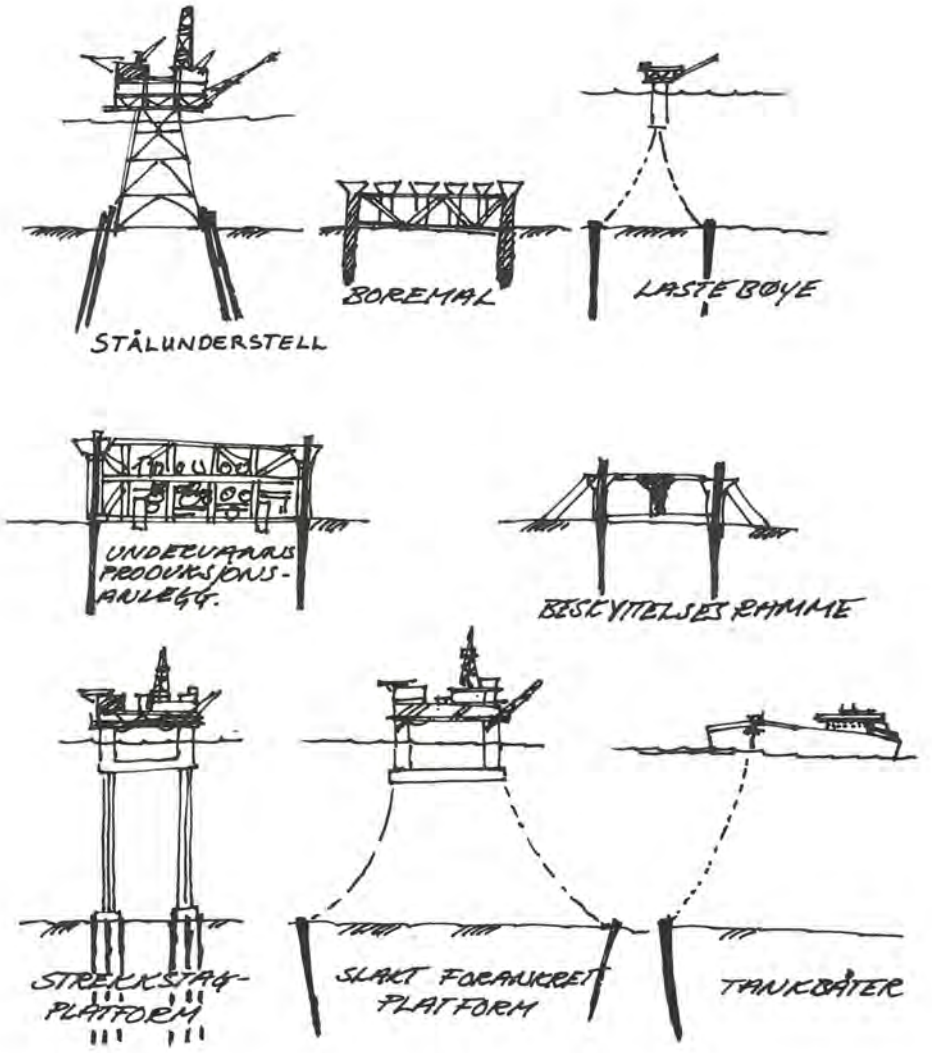


Fig. 1. NOEN BRUKSOMRÅDER FOR PELER

HVORDAN FORUTSI PELENS RAMBARHET

For de fleste peler som er nevnt ovenfor er det nødvendig at pelen blir rammet til planlagt dybde. For liten bæreevne av pelen eller pelegruppen er en alvorlig konsekvens dersom rammeutstyret ikke har nok kapasitet.

Analyse av pelens rambarhet for forskjellig rammeutstyr utføres derfor alltid. Det er flere regnemaskinprogram tilgjengelig for denne type analyse, men felles for de fleste er at de baserer seg på E.A.L. Smith's støtbølgeteori for ramming av peler. Hovedtrekkene i en slik analyse er:

1 Beregne hvor stor motstand en gitt hammer og pel kan overkomme for varierende penetrasjon. Gjenta denne beregning for flere kombinasjoner av peledimensjoner (diameter, lengde og veggtykkelse) og hammertyper.

  Hammer-pel-jord modelleres i et dynamisk system der hammer og pel er oppdelt i elementer forbundet med fjærer. Jordmotstand modelleres (meget enkelt) med fjærer og dempingsledd.

2 Beregne (anta) jordmotstand for en gitt pel under ramming. Gjenta dette for de samme peledimensjoner som i pkt. 2 (kun diameter og lengde).

3 Sammenstille pkt. 1 og 2.

Kommentar til denne metode:
- Jorden modelleres meget enkelt i pkt. 1
- Det er stor usikkerhet forbundet med å beregne jordmotstand under ramming. Flere empiriske og halvempiriske metoder eksisterer.
- Konsekvensen er ofte stort sprik i analysene (det synes ofte som enhver konsulent med respekt for seg selv har sin egen favorittmetode).

Når resultatet av rammeanalysen er klart, dvs. en "kjenner" maksimalt mulig penetrasjon for forskjellige peledimensjoner kan dette vurderes mot pelekapasitet-beregninger for horisontal-, vertikal- og momentbelastning. Beklageligvis er analyseverktøyet for dimensjonering av store peler i leire i Nordsjøen minst like dårlig som når det gjelder rammeanalyser. Kort fortalt blir friksjon langs pelen i leire satt lik 0.5 x Su. Til overmål er Su basert på ukonsoliderte

treaksialforsøk. Dette har som konsekvens at pelefundamenter ofte er antatt å være grovt overdimensjonert.

Forhåpentligvis vil planlagte storskala pelebelastningsforsøk i England samt igangsatte modellforsøk ved NGI avhjelpe denne situasjon.

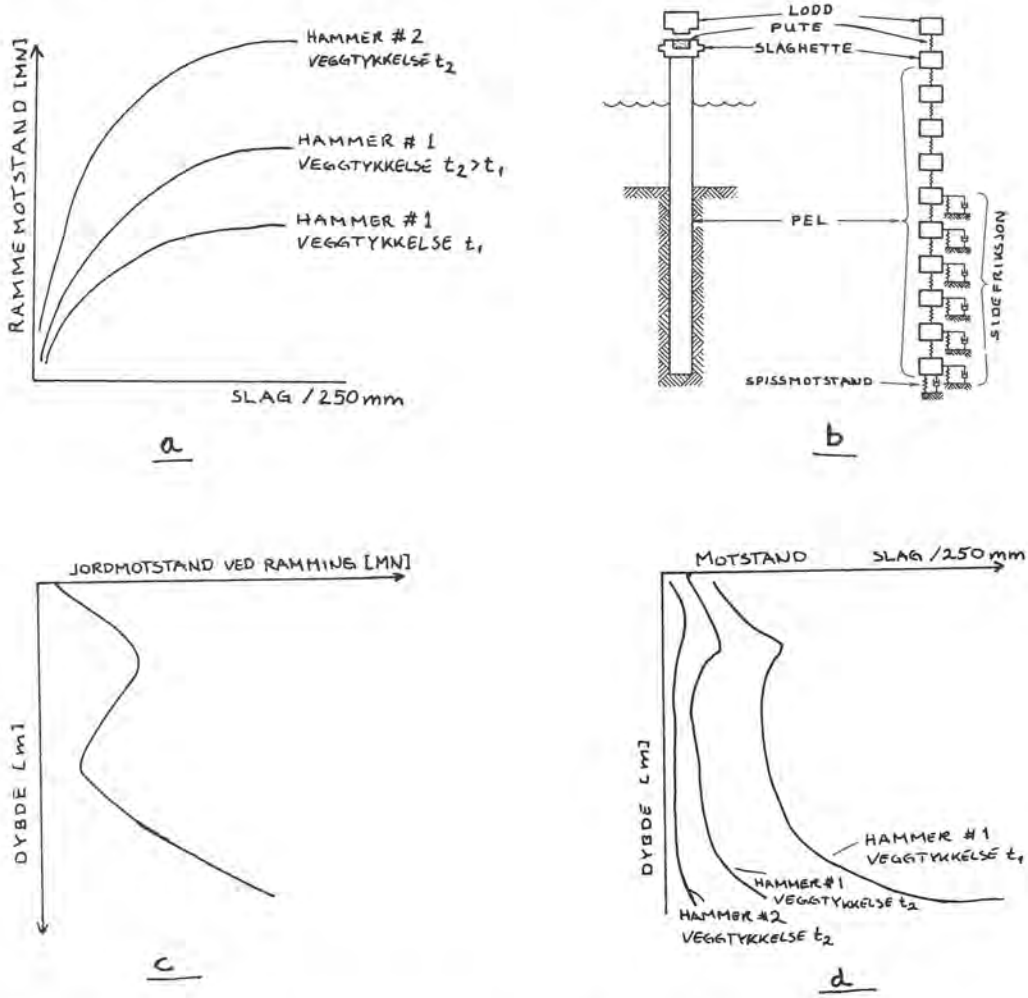


Fig. 2. PRINSIPP FOR ANALYSE AV RAMBARHET

INSTALLASJONSMETODER TIL HAVS

Ramming

Den eldste og mest brukte metode for installasjon av peler er å slå pelen ned i jorden.

Fig. 3. MEST BRUKTE PRINSIPP FOR PELE INSTALLASJON (NOE FOR ELDET UTGAVE)

Pga. behovet for store peler kombinert med muligheten for å løfte lange og tunge peler og tunge pelehammere har denne teknikker utviklet seg på slutten av -70 tallet og tidlig på -80 tallet til å omgås store dimensjoner:

Pelevekt (enkeltpel)	inntil	3000 KN
Hammervekt (totalt)	"	4000 KN
Vekt av lodd	"	1250 KN
Nettoenergi til peletopp	"	1700 KNm

For stålunderstell har pelerammingen tradisjonelt foregått over vannflaten med dampdrevne hammere og bruk av jomfru (forlenger) dersom pelen ikke har tilstrekkelig oppstikk. Etterhvert som utbygginger ble foretatt på stadig større vanndyp var det behov for 100-150 m lang jomfru. Dette førte til mange og delvis kompliserte løfteoperasjoner. Utviklingen i den senere tid har derfor vært preget av hydrauliske undervannshammere. Mest brukt de siste årene er en slank hammer, MHU 1700. Denne har samme diameter som store peler og følger dermed pelen gjennom føringer fra begynnelse til slutt. Denne spesielle hammeren har ikke pute, men et spesielt formet slagstykke som gir en meget

høy støtimpuls. Dette har vist seg effektivt ved ramming i eller gjennom sandlag med høy motstand.

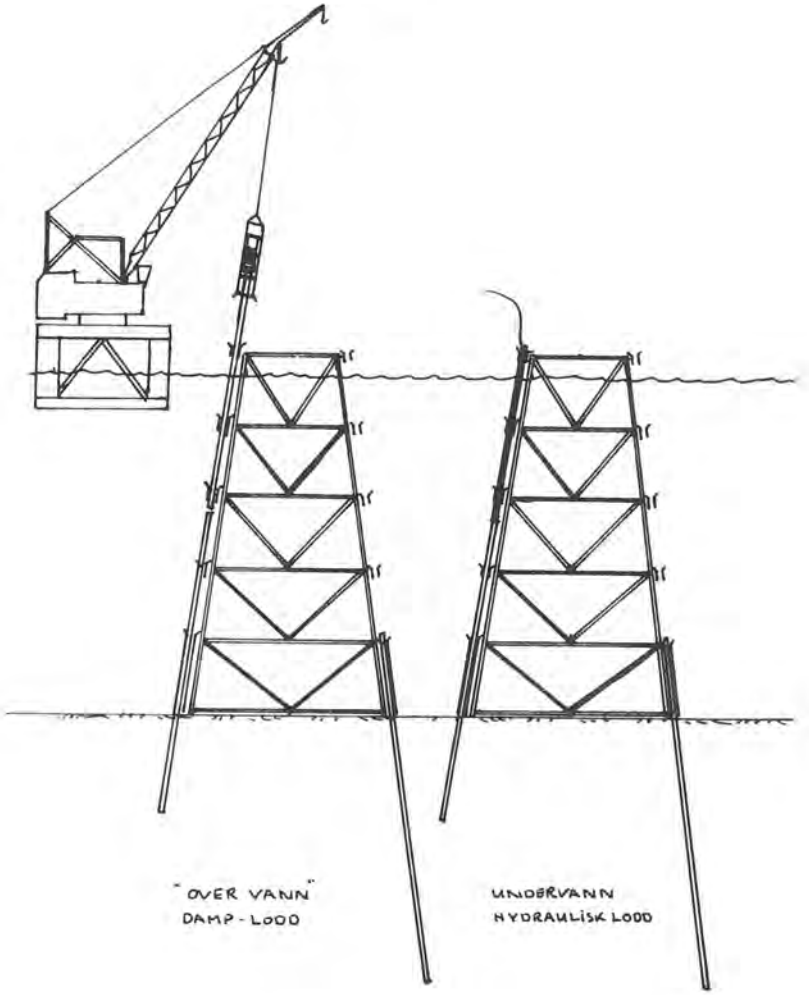


Fig. 4. PRINSIPP FOR PELEINSTALLASJON, STÅLUNDERSTELL

For undervannsinstallasjoner blir hydrauliske undervannshammere brukt. Pelen henges ofte fast til hammeren før nedsenking til havbunnen. Nedsenkingen styres vanligvis vha. styreliner til føringer på konstruksjonen som skal peles.

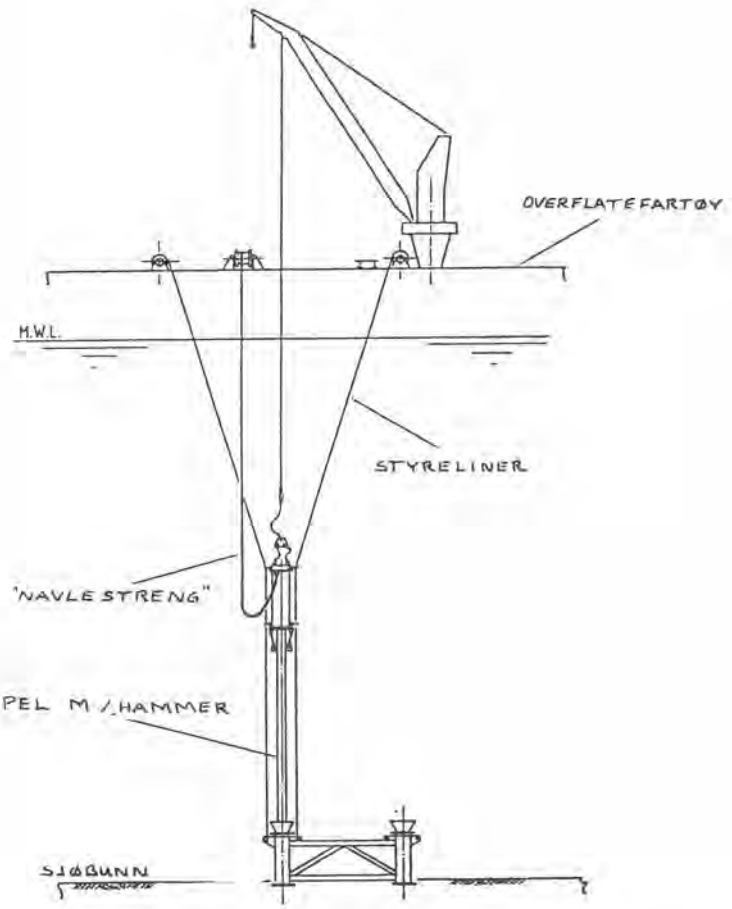


Fig. 5. PRINSIPP FOR PELEINSTALLASJON, UNDERVANNSKONSTRUKSJON

Boring og injisering/utstøping

Denne metode var mest brukt tidligere da tungt rammeutstyr og undervannshammere ikke var tilgjengelig, men må regnes å ha en viss aktualitet ennå, spesielt dersom stein eller blokker kan vanskeliggjøre ramming.

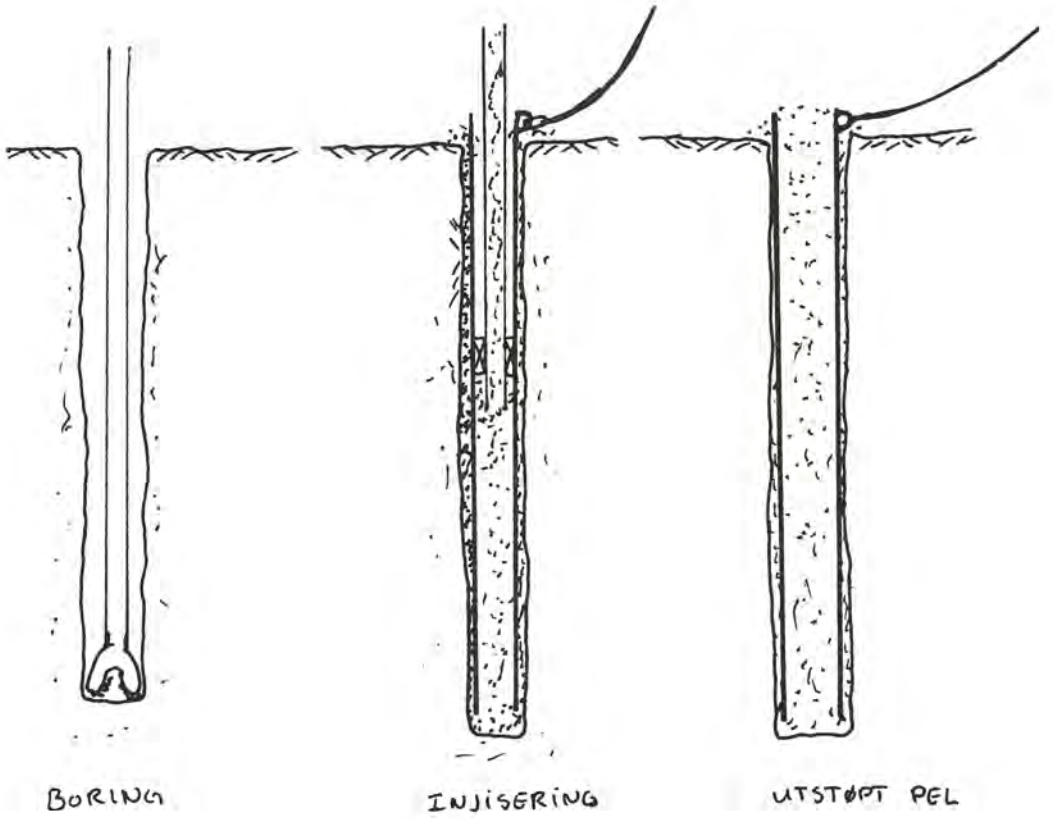


Fig. 6. PRINSIPP FOR PELEINSTALLASJON, UTSTØPT PEL

Sugepeler

Dette er en ny type pel som ventes å bli aktuell i flere sammenhenger, men kanskje spesielt for ankerpeler. Metoden er enkel og kan normalt utføres fra mindre (og billigere) fartøyer. Det er mulig å oppnå meget høye kapasiteter for en slik pel. Forsøk utført på Gullfaks indikerer kapasiteter på 20 MN horisontalt og 30 MN vertikalt strekk for en sugepel 20 m lang og med ca. 10 m "ekvivalent diameter".

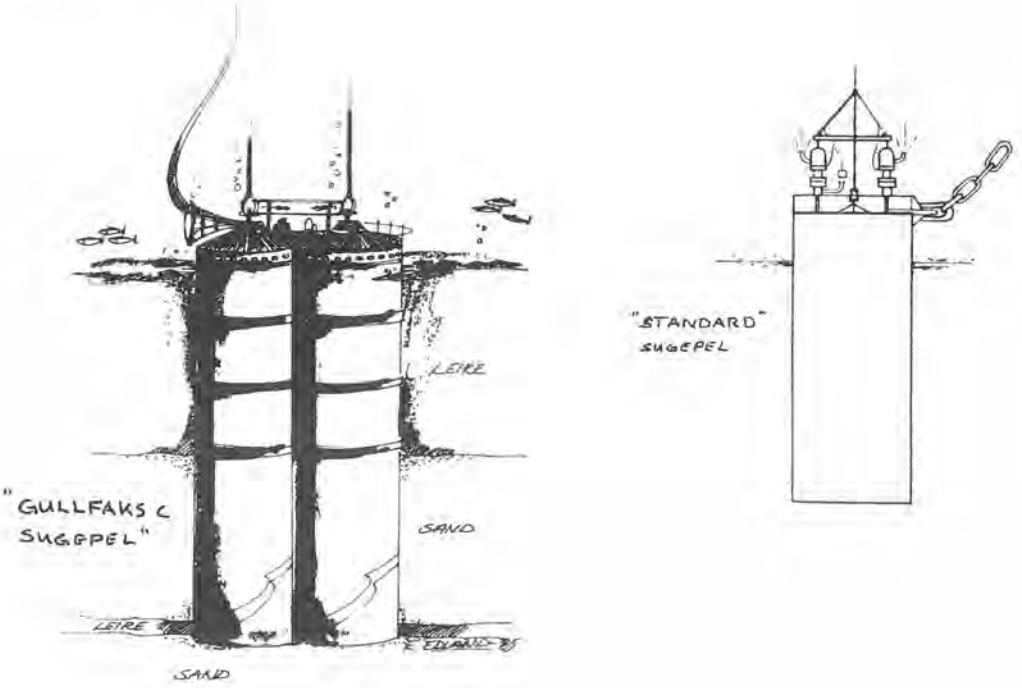


Fig. 7. EKSEMPEL, SUGEPELER

EKSEMPEL PÅ PELEINSTALLASJON

Statpipe stigerørsplattform RP1

Type peler : Åpent stålrørspel
Antall peler : 4 grupper å 4 peler dvs. 16 peler
Peledimensjon: Diameter: 1829 mm (72")
Lengde: 95 m
Penetrasjon: 77 m
Veggtykkelse: 63 mm

Fig. 8 viser beregnet og målt rammemotstand. Det fremgår tydelig at rammemotstand ved endelig penetrasjon er mindre enn beregnet. Dette er observert ved flere peleinstallasjoner f.eks. Valhall, Ekofisk og North Cormorant og synes spesielt å være tilfelle for lange peler.

TYPISKE KOSTNADER FOR PELEINSTALLASJONER

Nedenfor er angitt noen typiske kostnader. Det vil fremgå at installasjonskostnadene er høye. Inklusive i "installert pel" er kostnad for føringer og injisering.

Kostnader pr.	Stålunderstell store peler (mill. kr)	Undervannskonstruksjon "små" peler (mill. kr)
pel fabrikert	1.5 - 2.5	0.05 - 0.1
pel installert	6-8	2-3
pelefundament	100-200	10-20
Fundamentets andel av bærekonstruksjonskostnadene	ca. 30 %	ca. 50 %

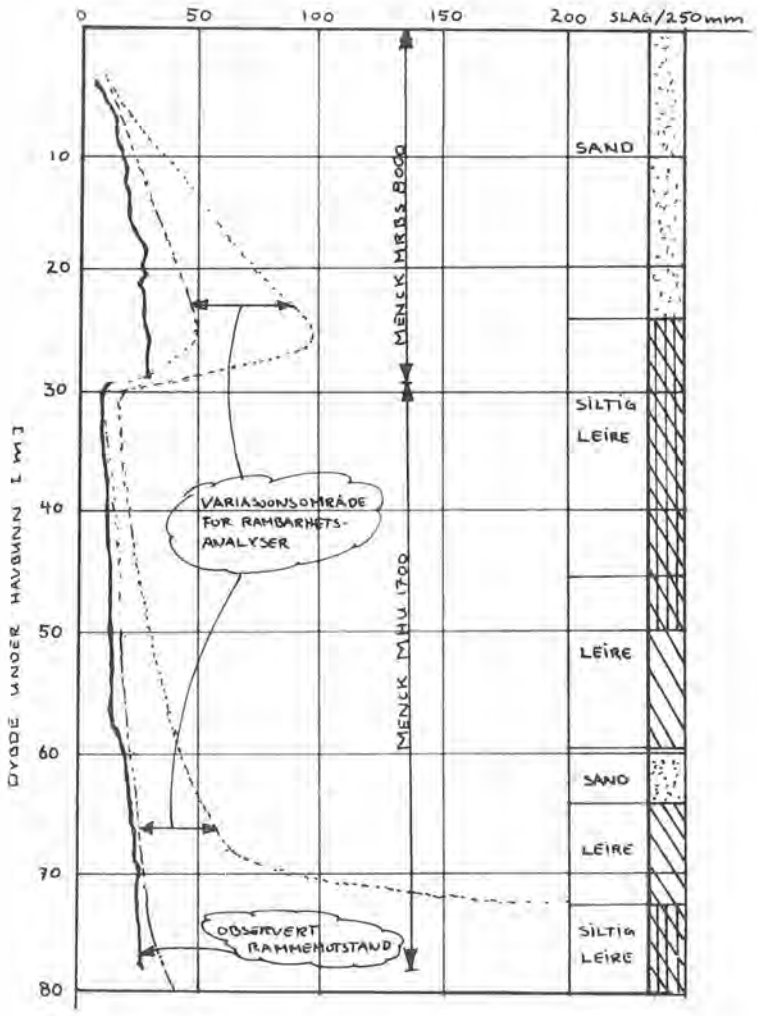


Fig.8 RAMMEMOTSTAND STATPIPE STIGERØRSPLATTFORM RP1

66bkms.1472/2

Hammer betegnelse	Total (KN)	Loddvekt (IN)	Netto * energi (kNm)	Hammer type
MRBS 3000	855	300	405	Damp lodd, enkelt virkende
MRBS 5000	1500	500	675	" " " "
MRBS 8800	2690	880	1190	" " " "
MRBS 12500	3970	1250	1970	" " " "
MHU 220	446	114	220	Hydraulisk lodd, dobbelt virkende
MHU 400	770	230	400	" " " "
MHU 1700	3100	940	1700	" " " "
HBM 500	185	42	100	" " " "
HBM 1500	765	245	405	" " " "
HBM 3000	1840	676	1120	" " " "
HBM 4000	2175	910	1600	" "

26.13

* Netto energi for damplodd gjelder vertikal hammer og tar ikke med tap i støtputen (bongossi hardved). I praksis bør ovennevnte verdier for damplodd reduseres med ca. 20 % for å ta hensyn til eventuell skråstilling og tap i støtpute.

Tabell 1: Offshore hammer data

FOREDRAG TIL GEOTEKNIKKDAGEN, 22 NOVEMBER 1985

UTVIKLING INNEN MARINE GRUNNUNDERSØKELSER

DEVELOPMENT IN MARINE SOIL INVESTIGATIONS

av

Sivilingeniør Tom Lunne, Norges Geotekniske Institutt.

SAMMENDRAG

I løpet av de siste 15 år har det skjedd en stor forbedring av grunnundersøkelsesmetoder i Nordsjøen, både med hensyn på effektivitet og kvalitet. Bedre borefartøy, bruk av sjøbunnsjekk og bølgekompensator for å kontrollere bevegelse av bore-strengen, samt forbedrede prøvetakere og in situ utstyr er årsak til dette. Selv om dagens grunnundersøkelser i Nordsjøen ligger på et høyt nivå sammenlignet med de som utføres i de fleste andre havområder er det fortsatt behov for videre utvikling og forbedring av utstyr og prosedyrer.

SUMMARY

Over the last 15 years soil investigations in the North Sea have improved both in efficiency and quality. This is a result of improved survey ships, development of seabed rigs and heave compensators for drill string control as well as new sampler types and improved in situ equipment. Even though todays soil investigations in the North Sea are of a high quality compared with investigations in most other offshore areas there is still a need for further development and improvement of equipment and procedures.

1. INNLEDNING

Grunnundersøkelser er en viktig del av forarbeidet for installering av plattformer og rørledninger i Nordsjøen.

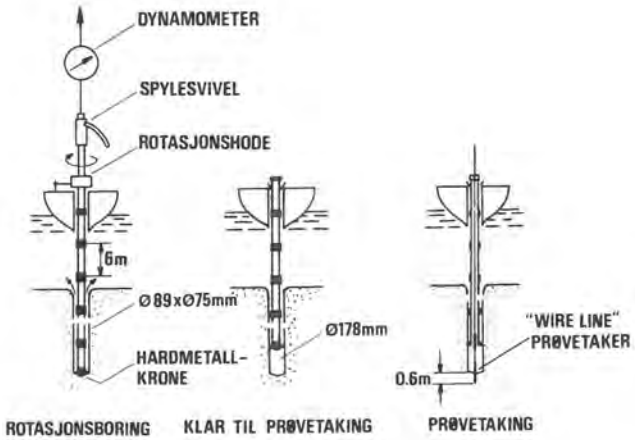
De første grunnundersøkelser i Nordsjøen i forbindelse med petroleumsaktivitet ble utført av McClelland i den tyske og engelske sektor i 1965-66. NGIs deltagelse tok til i 1970-71 med undersøkelser i norsk sektor.

Denne oversikten vil begrense seg til å omhandle utviklingen innen marine grunnundersøkelser i Nordsjøen fra 1970 fram til idag med noen antydninger om framtidig utvikling. McClelland (1975) har beskrevet utviklingen opp til 1970. Hovedvekt vil bli lagt på utstyr og prosedyrer som trengs for å utføre prøvetaking og in situ forsøk for fundamentering av plattformer; d.v.s. relativt dype boringer. Undersøkelser for rørledninger vil også bli nevnt i tillegg til andre aspekter som f. eks. laboratorie-forsøk og kontrakts- og organisasjonsforhold. - Geofysiske undersøkelser vil ikke bli dekket.

2. BESKRIVELSE AV STATUS 1970 - 1971.

De første dype boringer ble utført på Frigg og Ekofisk-feltene i Nordsjøen fra halvt nedsenkbare borerigger eller fra den hollandske båten "Explorer". "Explorer" var opprinnelig en norsk hvalfangstskute som ble utrustet med et boretårn akterut. Boreslam ble blandet på dekk, og fartøyet ble holdt i posisjon av 4 selvutlagte ankere. "Explorer" var 55 m lang med 496 brutto register tonn.

Hovedprinsippet for boring med såkalt "wireline" prøvetaking er antydet i Fig. 1 og ble beskrevet av Andresen (1971): "Hullet bores ved rotasjon og spyling med tung væske. Borestrengen henges opp slik at utknekking unngås. Borestrengen roteres ved hjelp av et rotasjonshode som spennes fast til røret og hvor reaksjonskreftene tas opp på en slik måte at rotasjonshodet kan bevege seg opp og ned uavhengig av skipet. Spylevæsken går tapt. Borerøret løftes før prøvetaking tilstrekkelig høyt til at det ikke bunner på grunn av bølgene. Prøvetakeren senkes ned i en wire og prøven rammes inn som ved en standard penetrasjons test".



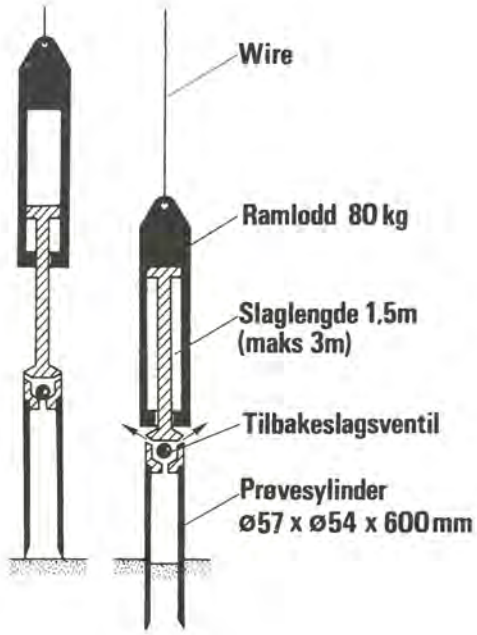
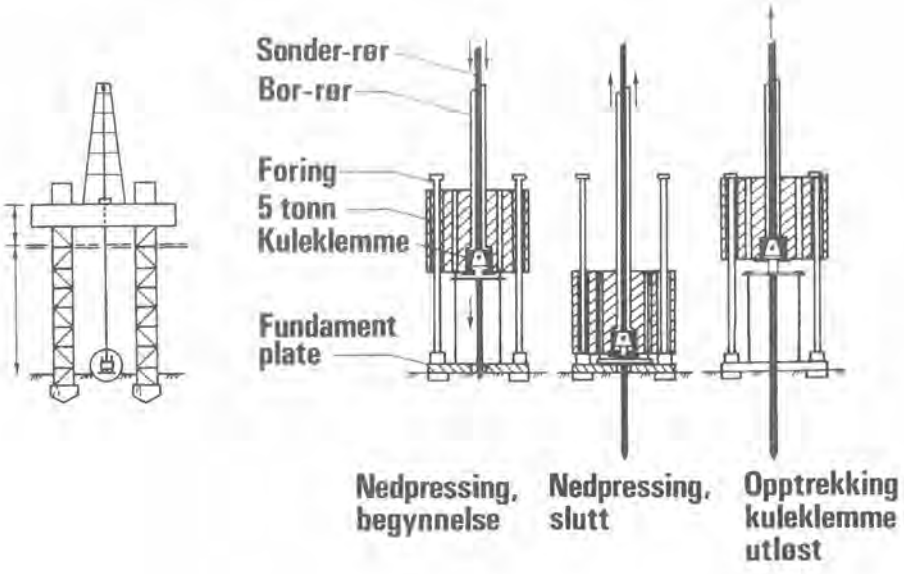


Fig. 1 "Wireline" ramprøvetaker (etter Andresen, 1982).

For hver gang man skulle ta prøve, måtte altså borestrengen skrues fra hverandre. 2 1/4" eller 54 mm prøvesylinder ble brukt. Boring med prøvetaking fra "Explorer" kunne utføres i opptil 1.5 m til 2 m bølgehøyde. Strekk i borestrengen, for å unngå utknekning ble oppnådd ved å henge borestrengen opp i dekket. Vertikale bevegelser av båten ble tatt opp i teleskopiske rør over borekrona ("bumper subs"). Venting på været var en vesentlig del av enhver undersøkelse.

Det fantes i 1970 ikke noe utstyr som kunne brukes for å utføre trykksonderingsforsøk fra et boreskip som "Explorer" - In situ vingebor forsøk ble imidlertid utført i Mexico-gulfen på grunt vann fra forsyningsfartøy og lektere (McClelland, 1975).

De første trykksonderingsforsøk i Nordsjøen ble utført i 1972 av NGI i samarbeid med McClelland fra en pelet platt-form (70 m vanndyp) på Ekofisk feltet (Bjerrum, 1973). Prinsippet er vist i Fig. 2. To forsøk ble utført med en svingende streng trykksonde utviklet på NGI til dyp under sjøbunnen på 4.2 m og 3.1 m.



Grunne prøver ble tatt med grabber og gravitasjons-prøvetakere. NGI hadde også utviklet en gassoperert stempel-prøvetaker som kunne ta grunne 54 mm prøver i bløt leire på dypt vann (Fig. 3). Denne ble benyttet i Oslofjorden og senere i Hardangerfjorden (Flaate og Janbu, 1975).

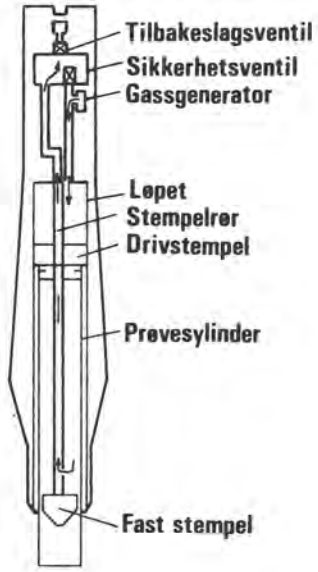


Fig. 3 NGI's gassopererte prøvetaker (etter Andresen, 1973).

For å utføre grunnundersøkelser i Nordsjøen på begynnelsen av 1970-tallet var man avhengig av å benytte utenlandske boreskip samt utenlandske firmaer til å foreta prøvetaking og in situ forsøk. NGI var engasjert i laboratorieforsøk og evaluering av data. Andresen (1971) uttrykte i et foredrag i NGF et ønske om å få norske firmaer inn for å dekke hele spekteret av marine grunnundersøkelser. NGI gikk aktivt inn for at man skulle utstyre et norsk boreskip.

3. UTVIKLING 1970 - 1985

3.1 Innledning

Offshore grunnundersøkelser har gjennomgått en rivende utvikling i perioden 1970 - 1985. For å prøve å beskrive utviklingen på en noenlunde oversiktlig måte vil følgende aspekter bli behandlet hver for seg:

- Boreskip
- Kontroll av borestreng
- Prøvetakingsutstyr
- Rigger for penetrering av in situ utstyr fra sjøbunnen
- In situ utstyr
- Offshore og onshore laboratorieforsøk
- Omfang av undersøkelsene
- Kontrakts og organisasjonsforhold
- Konkurranseforhold.

3.2 Boreskip

Etter hvert som det er blitt større behov for grunnundersøkelser i Nordsjøen har det dukket opp flere fartøyer som kun brukes til geotekniske og geologiske undersøkeler.

To hollandske boreskip, tilhørende Heerema, "Surveyor" og "Mariner" kom på markedet i 1971 og i 1974. I 1974 kom også det norske boreskipet "Ferder". Disse tre skipene er alle ombygde lastebåter og relativt like i både størrelse og funksjonsmåte, så de kan alle 3 illustreres ved en beskrivelse av "Ferder" som opereres av von der Lippe Ship Management i Tønsberg (Fig. 4). "Ferder" er 73 m lang med 1352 brutto register tonn tonnasje og har en moonpool (senterbrønn) på 4x4 m rett under boretårnet. Borestrengen roteres av en "Power swivel". Man slipper nå å skru fra hverandre borestrengen hver gang det skal tas prøve. Forankring skjer med 4 eller 6 ankere som fartøyet selv legger ut. "Ferder" har et relativt velutviklet geoteknisk laboratorium med bl.a. hydraulisk prøveutskyver.

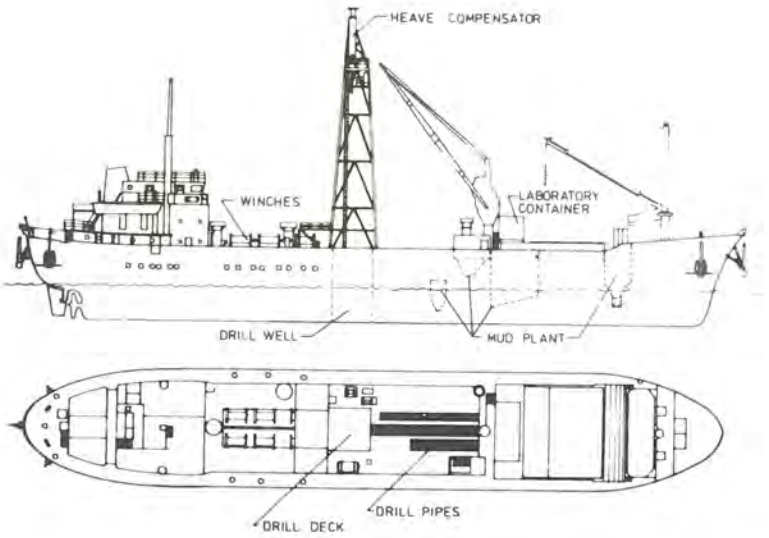


Fig. 4 M/S "Ferder"

Øket størrelse, plassering av boretårn midtskips og bedre utviklet bølgekompensator (3.3) har øket maksimal arbeidsbølgehøyde til ca. 4 m. Ankringssystemet kan operere på et maksimalt vanndyp på ca. 220 m.

Det engelske boreskipet "Wimpey Sea Lab" utstyrt med dynamisk posisjonering kom på markedet i 1973. Imidlertid ble dette skipet relativt lite brukt i Nordsjøen før det kom på nye eierhender (Coe Metcalf, Storbritannia) og ble da omdøpt til "Pholas".

Siste skudd på stammen er det norske skipet "Bucentaur" (Fig. 5), operert av von der Lippe Ship Management, Tønsberg. Dette er det eneste skipet som er spesialbygd for geotekniske undersøkelser. "Bucentaur" er 78 m langt med 4.6x4.6 m "moonpool", er dynamisk posisjonert og har vært i drift siden 1983. "Bucentaur" kan operere på stort

vanndyp og har boret ca. 200 m under sjøbunnen på 750 m vanndyp i Mexicogulfen. "Bucentaur" har utført boreoperasjoner i opp til 6-7 m bølgehøyder og dette gjør at man praktisk talt ikke har venting p.g.a. været i sommerhalvåret. F.eks. arbeidet "Bucentaur" i Nordsjøen i perioden mai til oktober 1984 uten å ha noen dager værligge. Tilsvarende hadde "Ferder" i samme periode gjennomsnittlig 16% værligge.

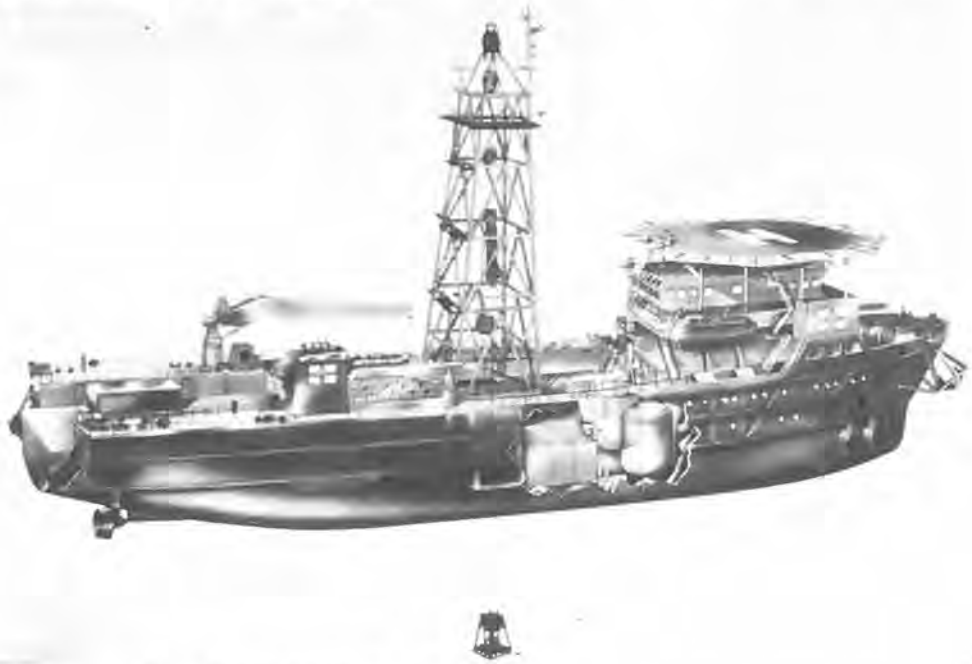


Fig. 5 M/S "Bucentaur"

3.3 Kontroll av borestreng

I begynnelsen av 70-årene ble boringene utført som beskrevet i kapittel 2, altså ingen styring av borestrengen ved sjøbunnen, men med benyttelse av enkel bølgekompensator og/eller "bumpersubs" for å unngå utknekning av borestrengen. Bølgekompensatoren var ute av drift under prøvetaking Med dette opplegget var det vanskelig å ta gode prøver i topplaget og å ta gode prøver generelt, særlig i bløt leire (se avsnitt 3.4). Etter hvert har man fått bedre bølgekompensatorer (opp til 7 m kompensering) og også styring på borstrengen ved å bruke en sjøbunnsjekk med hydrauliske klemmer som kan låse fast borstrengen og også bevege denne kontrollert opp og ned. Fig. 6 viser som

eksempel prinsippet med McClelland's sjøbunnsjekk Stingray. Fugro (Zuidberg, 1979) utviklet et såkalt borstrengsanker som skulle kunne gi mothold ved prøvetaking eller in situ testing (se Fig. 7). Problemer med ødeleggelse av den ekspanderende membran ved boring i jord med grus og stein har medført at denne ikke lenger er i særlig bruk.

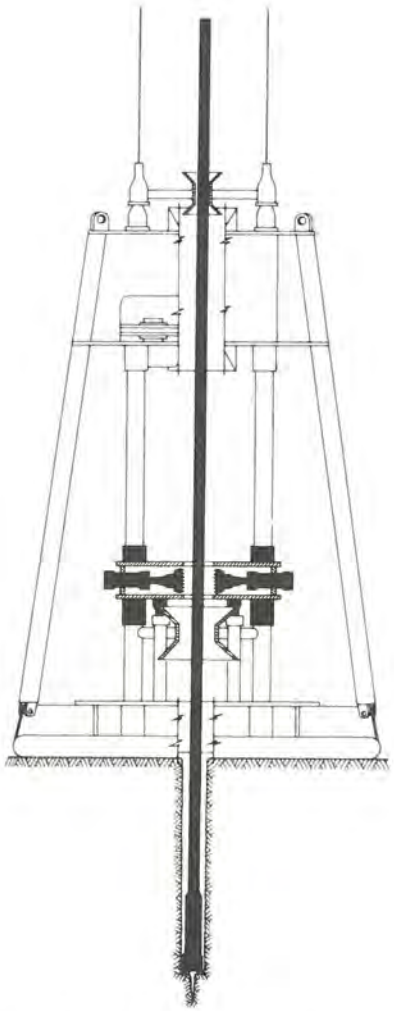


Fig. 6 McClelland's Stingray.

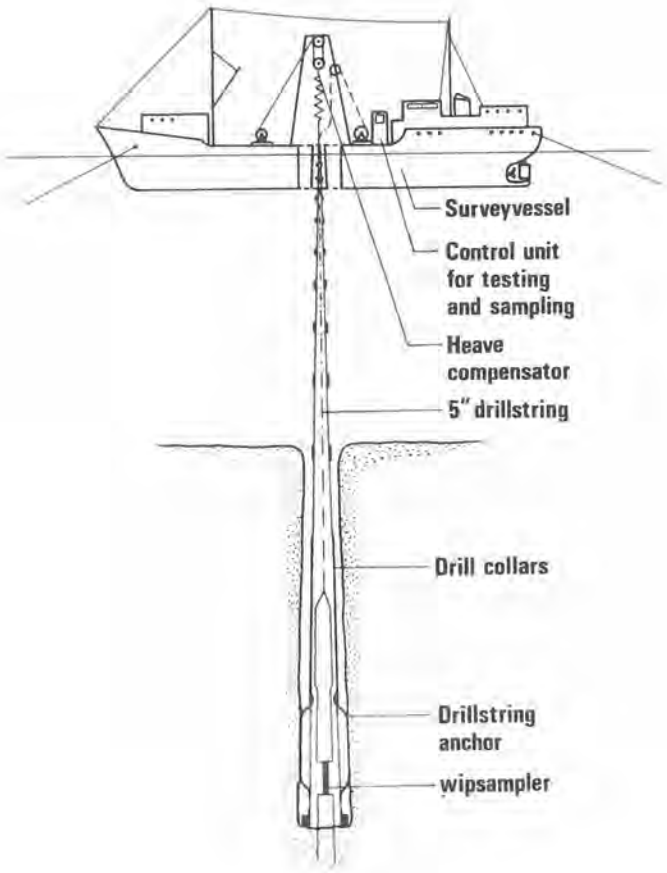


Fig. 7 Fugro's borestrengsanker (etter Zuidberg and Windle, 1980).

Ved innføring av "hard-tie" systemet (Amundsen et al., 1985) har man forbedret bølgekompensatoren ved at borstrengens bevegelser blir relativ til sjøbunns-jekken. Dette har forbedret prøvekvaliteten ved opptakelse av prøver i bløte jord-arter. Dette systemet blir nå brukt både av McClelland (fra 1984) og av Fugro (fra 1983). Siden 1983 har det vært vanlig å ha et TV kamera montert på sjøbunnsjekken. Dette gir en visuell kontroll av borstrengens bevegelser og forteller derved hvor godt

bølgekompensatoren virker.

3.4 Prøvetaking

En forbedring av wireline ram-prøvetakeren fikk man ved at den såkalte "push" prøvetaker ble tatt i bruk. Borstrengen løftes opp, og en prøvetaker kropp med påmontert sylinder slippes ned. Prøvetakeren låses fast ved fjærbelastede paler som griper inn i hakk innvendig i borstrengen i en slik stilling at hele prøvesylinderen stikker ut foran borkrona. Den prøvetakertypen som først ble tatt i bruk i ca. 1975 ble penetrert ned i jorda (i bunnen av borehullet) ved at graden av kompensering av borstrengen ble regulert med bølgekompensatoren. Ved bruk av sjøbunnsjekk er prøvetaking blitt mer kontrollert ved at prøvesylinderen skyves ned i bakken ved at hydraulisk styrte klemmer på sjøbunnsjekken tar tak utenpå borestrengen (McClelland), eller ved at prøvesylinderen sitter i en hydraulisk styrt enhet som låses innvendig i borekronen hvoretter sylinderen penetreres fra en posisjon innvendig i borestrengen (Fugro). I det siste tilfelle er det ikke nødvendig å heve borstrengen fra bunnen av borhullet, og faren for innrasing er mindre.

Ytterligere forbedring har skjedd ved utvikling av stempelprøvetaking. Fugro's system bruker en hydraulisk sylinder nede i borstrengen og ble tatt i bruk i 1983. Fig. 8 viser prinsippet for en slik stempelprøvetaking. McClelland's system heter "Dolphin" og her blir prøvesylinderen skjøvet ut ved at boreslammet blir satt under trykk fra dekk. Dette systemet ble tatt i bruk i 1984 (Amundsen et al., 1985).

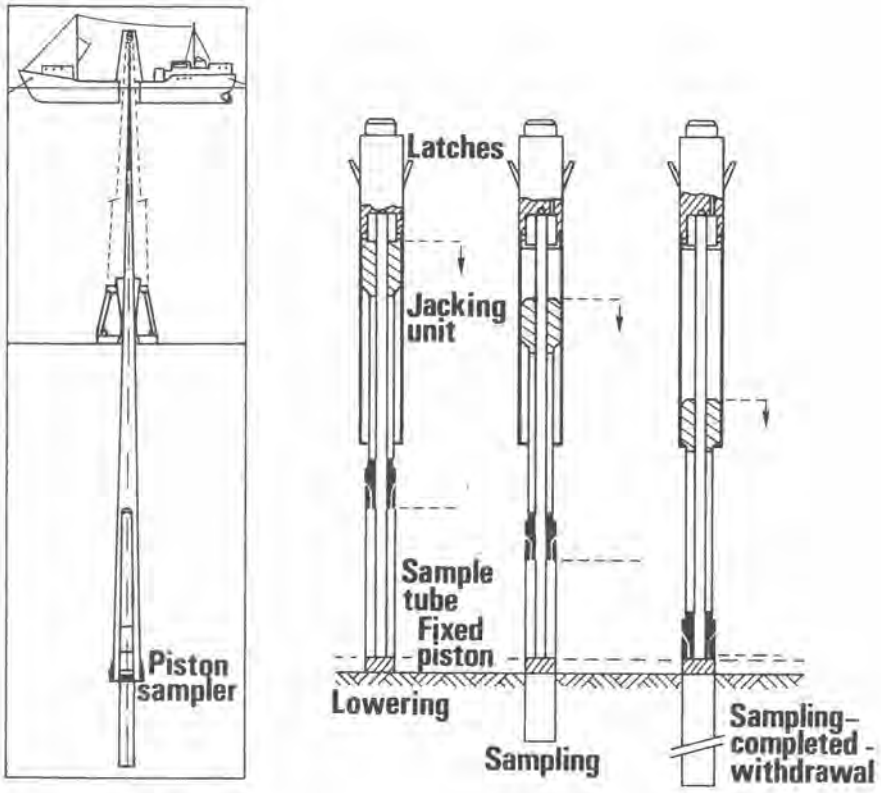


Fig. 8 Stempelprøvetaker

3.5 Rigger for penetrering av in situ utstyr fra sjøbunnen

Som tidligere nevnt ble de første trykksonderinger i Nordsjøen utført av NGI fra en fast plattform. Like etter dette utviklet Fugro sin første Seacalf. Dette er en sjøbunnsjekk som kan opereres fra et boreskip som "Ferder" og kan penetrere en 10 cm^2 trykksonde med kraft opp til ca. 150 kN (Zuidberg, 1974). Noteby og NGI utviklet i samarbeid en sjøbunnsjekk som ble forsøkt brukt i Nordsjøen i 1976. Dessverre måtte dette prosjektet skrinlegges på grunn av de store investeringer som var nødvendig for å få det kommersielt opererbart. Basert på et utviklingssamarbeide mellom NGI og McClelland kom McClelland fram til sjøbunnsjekken Stingray som ble først benyttet i 1976. Stingray blir nå

benyttet både til å penetrere in situ utstyr og grunne prøvetakere fra sjøbunnen og også som ramme for boring. Både Fugro's og McClelland's rigger benyttet inntil 1984 såkalt diskontinuerlig penetrering av trykksonder. Sonderstengene ble presset ned i sjøbunnen av hydrauliske sylindre i tak på 0.5 - 0.9 m.

I 1983 lanserte det hollandske firmaet A.p.v.d. Berg en sjøbunnsjekk (ROSON) med kontinuerlig penetrering av sonderstengene ved hjelp av ruller som vist i Fig. 9. Etter påtrykk fra oljeselskapene har både McClelland (1984) og Fugro (1985) kommet med systemer som kan gi slik kontinuerlig penetrering av sonderstengene. Fugro benytter ruller, mens McClelland benytter en rigg opprinnelig utviklet av BORROS som har to vekselvirkende sett med hydrauliske sylindre (Amundsen et al., 1985).

I de siste årene har det også kommet på markedet flere rigger som kan brukes til in situ forsøk og prøvetaking til dyp på 5-6 m under sjøbunnen. Et eksempel på en slik rigg som nå tilbys av Stolt-Nielsen Seaways Technology (Haas, 1983), er vist i Fig. 10. Disse riggene kan opereres fra mindre skip enn de boreskip som er beskrevet tidligere (f.eks. fartøyer som brukes til geofysiske undersøkelser). Hittil har de fleste av disse riggene vært begrenset til et vanndyp på 100-150 m.

I 1983 lanserte det hollandske firmaet A.p.v.d. Berg en sjøbunnsjekk (ROSON) med kontinuerlig penetrering av sonderstengene ved hjelp av ruller som vist i Fig. 9. Etter påtrykk fra oljeselskapene har både McClelland (1984) og Fugro (1985) kommet med systemer som kan gi slik kontinuerlig penetrering av sonderstengene. Fugro benytter ruller, mens McClelland benytter en rigg opprinnelig utviklet av BORROS som har to vekselvirkende sett med hydrauliske sylindre (Amundsen et al., 1985).

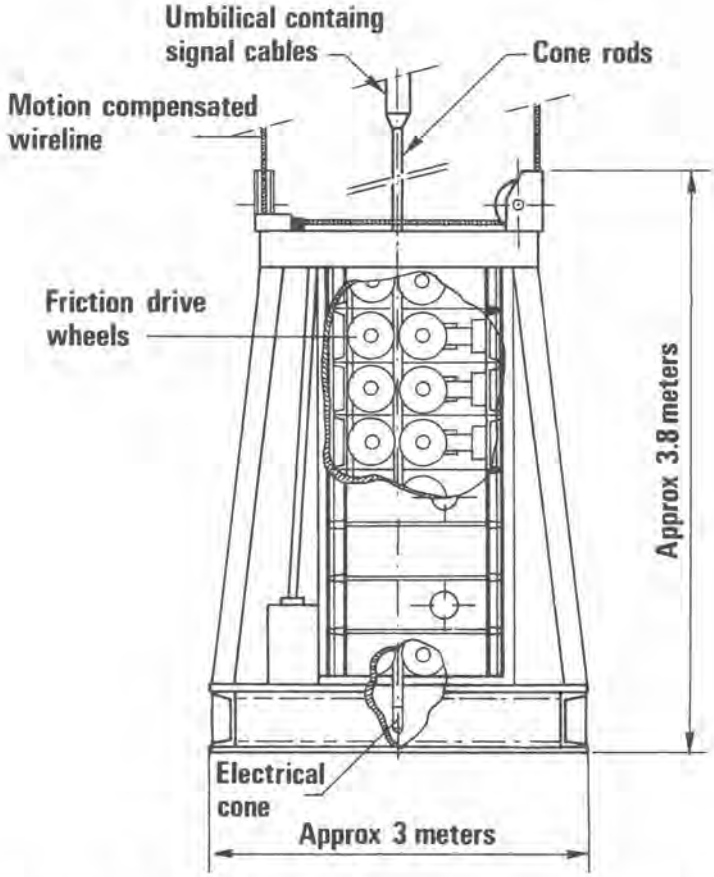


Fig. 9 ROSON

I de siste årene har det også kommet på markedet flere rigger som kan brukes til in situ forsøk og prøvetaking til dyp på 5-6 m under sjøbunnen. Et eksempel på en slik rigg som nå tilbys av Stolt-Nielsen Seaways Technology (Haas, 1983), er vist i Fig. 10. Disse riggene kan opereres fra mindre skip enn de boreskip som er beskrevet tidligere (f.eks. fartøyer som brukes til geofysiske undersøkelser). Hittil har de fleste av disse riggene vært begrenset til et vanndyp på 100-150 m.

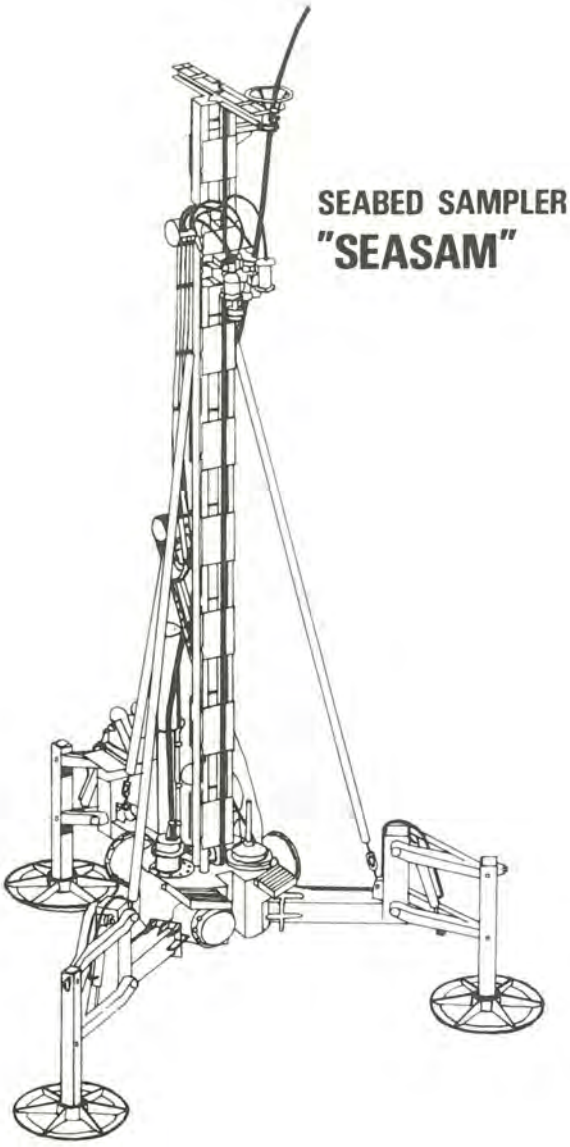


Fig. 10 SESAM rig (etter Haas, 1983)

Det bør også nevnes at Delft Soil Mechanics Laboratory (LGM) i Holland (se neste avsnitt) har utviklet en avansert dykkerklokke som kan benyttes til både prøvetaking og in situ forsøk på opp til 60 m dyp under sjøbunnen.

3.6 In situ utstyr

I prinsippet kan in situ forsøk utføres på to måter: enten ved penetrering under borekrona i bunnen av borehullet på samme måte som prøvetaking ("down-the-hole"), eller ved penetrering på overflaten som beskrevet i avsnitt 3.5. I det følgende vil flere typer in situ utstyr bli beskrevet. De fleste av disse kan opereres både i borestrengen og fra sjøbunnen.

Trykksondering med elektrisk måling av spissmotstand og sidefriksjon har vært det dominerende in situ utstyr siden de første forsøk ble utført offshore i 1972.

Etterhvert har en rekke andre in situ forsøk blitt benyttet ved grunnundersøkelser i Nordsjøen:

- vingebor
- pressiometer (push-in) - fra 1980 (Reid et al., 1982)
- hydraulisk fraksjoneringsforsøk - fra 1981 (Toolan, 1983)
- trykksondering med poretrykksmåling (piezocone) - fra 1982 (Zuidberg et al., 1982)
- spesielle sonder for måling av porøsitet eller romvekt.
- dilatometer - fra 1985

Prinsippene med de først nevnte av disse forsøkene er velkjent (Fig. 11).

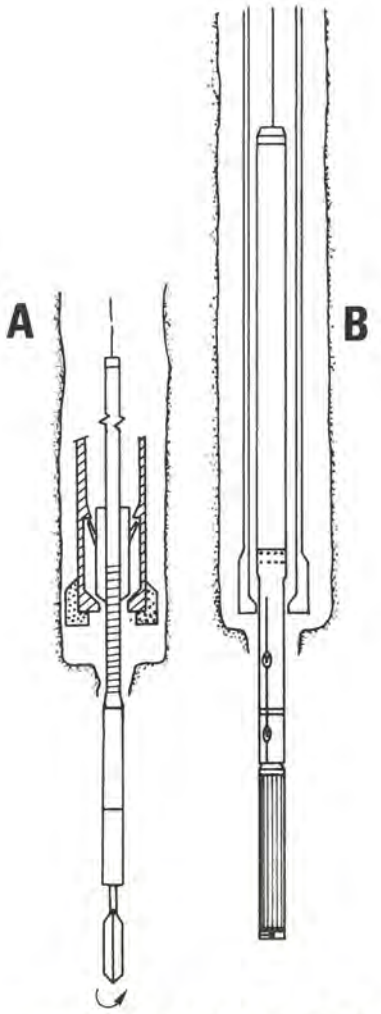


Fig. 11 Prinsipp for diverse in situ utstyr.

Siden 1984 har piezocone forsøk fått fullt innpass i Nordsjøen og blir benyttet ved alle større undersøkelser i alle fall i norsk sektor.

Hydraulisk fraksjoneringsforsøk blir noen ganger benyttet for å bestemme optimalt mudtrykk ved installering av første foringsrør for oljebrønner. Det er om å gjøre at mudtrykket ikke blir så stort at det blir hydraulisk fraksjonering av grunnen (Toolan, 1983).

Delft Soil Mechanics Laboratory (LGM) i Holland har utviklet to spesielle sonder. En elektrisk motstandssonde som indirekte kan måle porøsitet i sand, ble benyttet av LGM med bruk av deres dykkerklokke i et oppdrag for Geoteam for en undersøkelse av sjøbunnen langs Ekofisk Emden rørledningen i 1979. LGM har også utviklet en sonde som måler romvekt ved hjelp av en radioaktiv sonde. Denne ble brukt av Statoil for en grunnundersøkelse på Gullfaks 'C' i 1984.

Vingeborforsøk blir hovedsakelig benyttet i bløt leire. Pressiometerforsøk blir sporadisk brukt, men man er fortsatt noe usikker med hensyn til tolkningen av resultatene av dette forsøket - i hvert fall når "push-in" versjonen benyttes.

Dilatometeret er et relativt nytt utstyr som ble utviklet i Italia (Marchetti, 1980). En spadeformet stålplate med en innfelt sirkulær stålmembran på den ene siden presses ned i bakken med trykksondestenger. For hver 0.2 m penetrasjon presses membranen ut mot jorden, to målinger registreres, det trykket som skal til for å begynne å ekspandere platen inn i jorda og det trykket som skal til for å bevege platen 1 mm. Disse to målingene er empirisk korrelert til en rekke jordartsparametre. En "offshore" versjon av Marchetti's utstyr med poretrykksmåling er utviklet ved NGI (Fig. 12) og ble benyttet av Statoil ved Gullfaks 'C' undersøkelsen i august 1985. Det forventes at dette forsøket vil bli et nyttig supplement til piezoconeforsøk, særlig for bestemmelse av in situ horisontaltrykk.

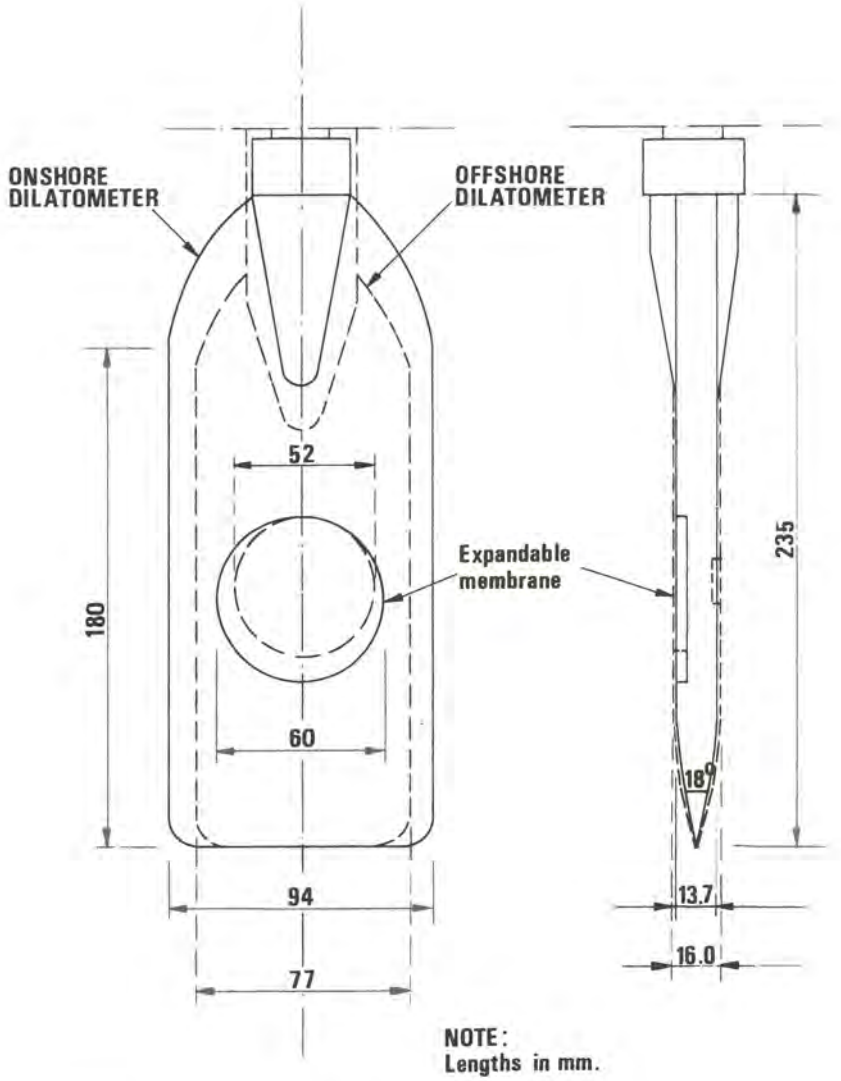


Fig. 12 NGI's offshore dilatometer.

3.7 Laboratorieforsøk

Helt siden starten av grunnundersøkelser i Nordsjøen har det vært vanlig å utføre enkle laboratorieforsøk ombord på borskipet. Prøver med sand og fast leire blir skjøvet ut ombord, og prøvebeskrivelse samt bestemmelse av vanninnhold, romvekt og enkle skjærfasthetsbestemmelser blir utført der

(Andresen et al., 1979). "Uforstyrrede" prøver for testing på land blir forseglet med voks og transportert til laboratorier på land. For bløte leirprøver skyves noen ut for testing ombord mens andre blir oppbevart i prøvesylinderen for senere utskyvning og testing på land.

Etterhvert har det blitt satt krav om å definere foreløpig designparametre umiddelbart etter toktets avslutning og videre er det blitt krav til kontroll av prøvenes kvalitet under arbeidets gang. Dette har medført at det har skjedd en stor utvikling vedrørende laboratorieforsøk som utføres i felten.

Fugro og McClelland anskaffet for noen år siden containere med utstyr for kjøring av triaxialforsøk. NGI har laget i 1983 to laboratoriecontainere som er brukt ved flere undersøkelser offshore. En røntgencontainer brukes for gjennomlysing av prøvene rett etter prøvetaking for kontroll av prøvekvalitet og også for bruk til planlegging av senere laboratorieforsøk (Lacasse et al., 1984), se Fig. 13. En annen laboratoriecontainer inneholder utstyr for å kunne utføre ødometerforsøk med konstant deformasjonshastighet og for å utføre direkte skjærforsøk (Fig. 14). Avansert styring og opptegning av forsøkene ved hjelp av mikrodatamaskin blir benyttet, og NGI har utviklet et database system hvor resultater fra alle feltlaboratorieforsøk registreres. Borprofiler, lister over prøver etc. kan da bli produsert ombord. Dette opplegget fortsettes på land ved laboratorieforsøkene der. Dette medfører at man lettere kan gi foreløpige designparametre rett etter toktavslutning og at man har et bedre grunnlag for å velge prosedyrer for de mer omfattende laboratorieforsøk som utføres på land. Det er også etter hvert blitt vanlig å utføre en del geokjemiske/geologiske forsøk i feltlaboratoriet ombord.

Fig. NGI's røntgencontainer (etter Lacasse et al., 1983).

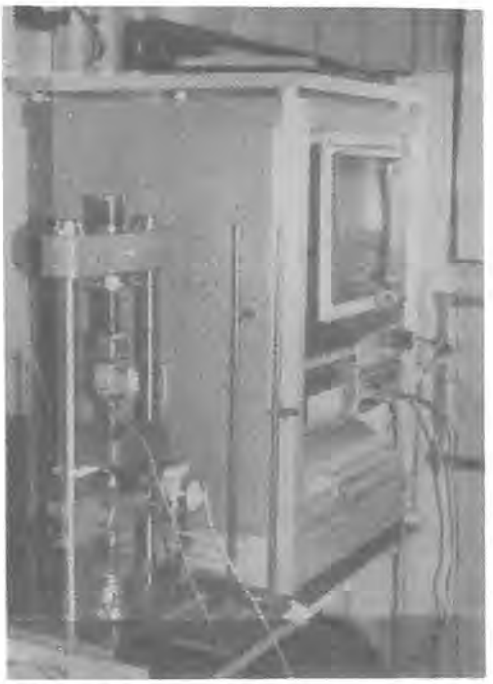


Fig. 14 NGI's ødometer/direkte skjær container.

For laboratorieforsøk på land har det også blitt utviklet mye nytt utstyr. Dette gjelder særlig for bestemmelse av sykliske og dynamiske jordartsparametre. Syklisk triaks og direkte skjærforsøk så vel som forsøk for bestemmelse av dynamisk skjærmodul (resonant column forsøk og forsøk med piezo krystaller) er blitt vanlig å utføre for alle endelige plattformundersøkelser (Dyvik og Madshus, 1985). Automatisering og datastyring av forsøkene har økt kapasiteten i laboratoriet.

3.8 Omfang av undersøkelsene

En rekke faktorer har medvirket til at omfanget på grunnundersøkelsene har økt vesentlig etterhvert:

- mer kompliserte grunnforhold (dypere vann - bløt leire eller løs sand/silt)
- økt effektivitet av borskipene
- flere typer og bedre in situ og prøvetakingsutstyr tilgjengelig
- nye plattformkonsepter
- strengere krav til optimal design av plattformfunda-

menter
- flere typer analyser tilgjengelig
- strengere krav fra oljeselskapene og sertifiserende myndigheter
- økt geoteknisk kompetanse/kapasitet/ambisjoner spesielt i de norske oljeselskapene.

Et eksempel på utviklingen går fram av Fig. 15 og 16 som viser utførte grunnundersøkelser for Brent 'B' plattformen (Eide et al., 1976) og for Gullfaks 'A' plattformen (Lunne et al., 1983).

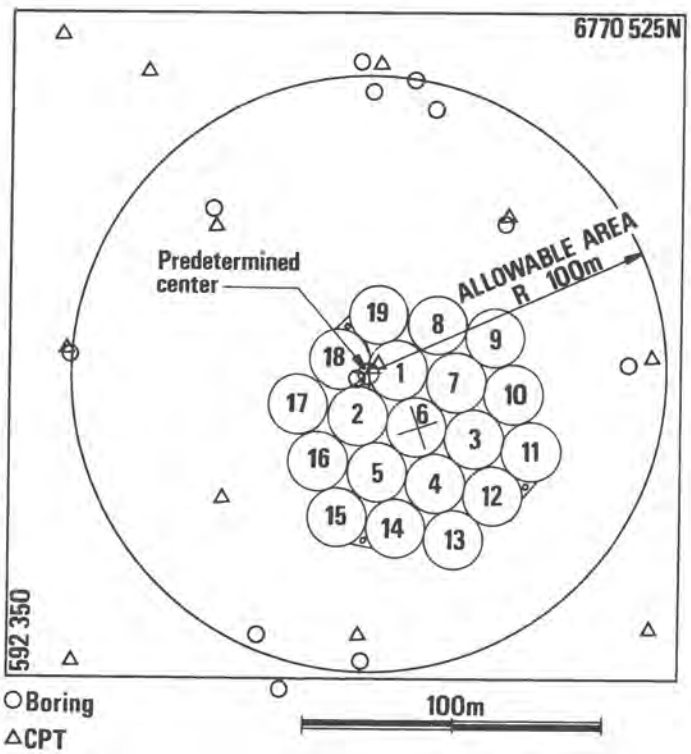


Fig. 15 Omfang av grunnundersøkelser for Brent 'B' plattformen (etter Eide et el., 1976).

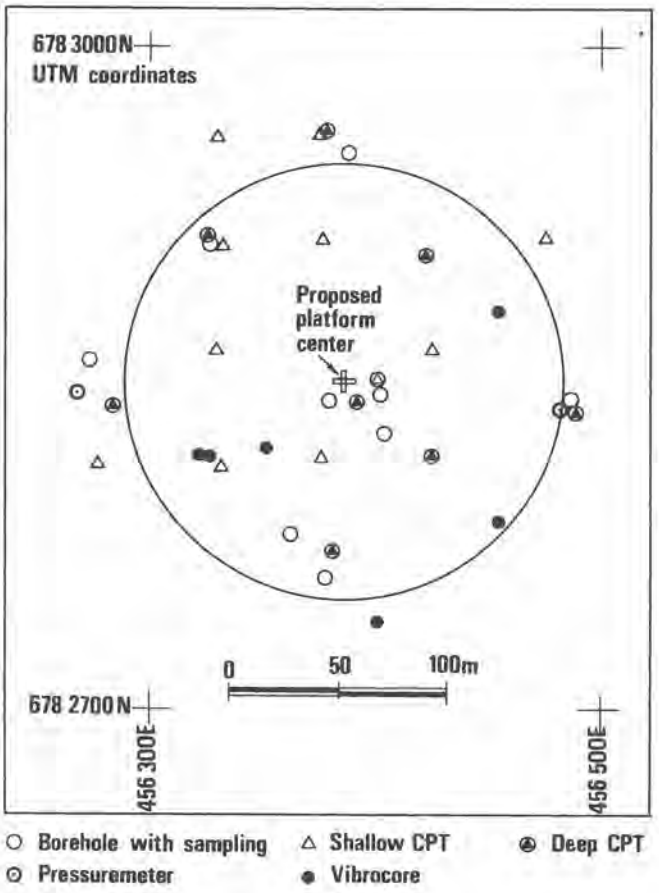


Fig. 16 Omfang av grunnundersøkelser for Gullfaks 'A' plattformen (etter Lunne et al., 1983).

3.9 Kontrakts- og organisasjonsforhold

Arbeidet med anbuds- og kontraktsinngåelse er etterhvert blitt en ganske omfattende prosess. I begynnelsen ble pristilbud gitt i enkle brev, og kontrakten kunne være en A4-side.

Nå er anbudsdokumentene selv for et lite oppdrag gjerne på

50 - 100 sider. Det er blitt et tidkrevende arbeid å lage et tilbud. Detaljerte krav til kvalitetssikring og kontroll har medført høyere kvalitet på grunnundersøkelsene, men også merarbeid i form av dokumentasjon (Amundsen, 1985).

Selve organisasjonen av oppdragene har også forandret seg. Fordi vi i Norge dessverre ikke har hatt utstyr til å utføre prøvetaking og in situ forsøk offshore, har oppdragene som regel blitt fordelt med separate kontrakter til følgende parter:

- borskipsreder
- navigasjonsfirma
- geoteknisk firma til å utføre prøvetaking eller in situ forsøk
- geoteknisk konsulent som utfører laboratorieforsøk både ombord og på land og som rapporterer geotekniske parametre ved slutten av jobben
- firma som representerer oljeselskapet ved feltarbeid.

I de siste årene har tendensen vært at oljeselskapene krever at en geoteknisk konsulent skal være ansvarlig for alt geoteknisk arbeid, d.v.s. prøvetaking og in situ forsøk i tillegg til laboratorieforsøk og evaluering av dimensjoneringsparametre. Ikke sjelden kreves det at geoteknisk konsulent også skal være ansvarlig for boreskip og navigasjon. Dette medfører bruk av underleverandører hvis del av kontrakten i penger blir langt større enn den geotekniske konsulents egen del. Det er forståelig at oljeselskapene gjerne vil ha færrest mulig kontrakter for å redusere eget arbeid. For de geotekniske konsulenter dermimot er denne utviklingen egentlig ikke ønskelig p.g.a. økt økonomisk risiko, mer administrasjon og relativt mindre geoteknisk arbeid for hver jobb. Imidlertid er geoteknikeren klar over at dette er en utvikling det kan være vanskelig å snu, og vi må prøve å innrette oss deretter slik at vi fortsatt kan konkurrere med de store utenlandske selskapene når det gjelder offshore grunnundersøkeler.

3.10 Andre aspekter

Overføring av resultatene under toktet og informasjon fra feltarbeidene til landkontorene ble de første årene utført pr. skipsradio. Det er nå vanlig under toktets gang å benytte telex og telefax. I enkelte tilfelle kan dette ha stor betydning for framdrift av prosjektene.

4. STATUS PR. I DAG

Etter beskrivelsen av utviklingen som har skjedd de siste 15 år kan det være naturlig å oppsummere dagens praksis og muligheter ved grunnundersøkelser i Nordsjøen.

Undersøkelser blir utført på vanndyp opp til 350-400 m med dynamisk posisjonerte skip som kan operere i opptil 6-7 m bølgehøyde. Venting p.g.a. været i sommerhalvåret er på det nærmeste eliminert (i verste fall noen få prosent).

Ved hjelp av avanserte bølgekompensatorer og sjøbunnsjekk samt såkalt "hard tie" system, har man fått god kontroll på borestrengen selv ved boring i bløt leire. Forstyrrelse av sedimentene på grunn av selve boreprosessen er dermed vesentlig redusert.

I bløt til fast leire kan man få svært gode prøver ved hjelp av stempelprøvetaker og 75 mm tynnvegget prøvesylinder. I faste morenematerialer blir kjerneborprøvetaking benyttet og i sand rammeprøvetaker.

Kontroll av prøvekvalitet ombord på undersøkelsesfartøyet kan gjøres ved å gjennomlyse prøvene med røntgenstråler rett etter de er kommet opp og ved å kjøre avanserte laboratorieforsøk i containere som bringes ombord på skipet.

Trykksondering med poretrykksregistrering (piezoconeforsøk) er blitt standard praksis og kontinuerlig penetrering i opp til 45 m under sjøbunnen er vanlig.

En rekke andre in situ forsøk er også tilgjengelig selv om noen av disse med fordel kan forbedres noe:

- vingebor-forsøk
- "push-in" pressiometer
- hydraulisk fraksjoneringsforsøk
- densitetsmåling med radioaktiv sonde
- dilatometerforsøk med poretrykksmåling.

I de fleste tilfelle blir dataene registrert automatisk ved hjelp av mikromaskin og opplegget er slik at de kan behandles og plottes opp automatisk.

Kommunikasjon av resultater fra feltet til landbasen er svært god, og bruk av telex og telefax er blitt vanlig.

Strenge krav fra oljeselskapene samt sterk konkurranse har medført omfattende og tidkrevende prosedyrer ved levering av anbud og inngåelse av kontrakt. Kvalitetssikring og kvalitetskontroll er i ferd med å bli integrert i undersøkelsene.

Totalt sett ligger dagens grunnundersøkelser på den norske kontinentalsokkel på et meget høyt nivå, både sammenlignet med andre steder offshore (f.eks. Mexicogulfen) og sammenlignet med vanlig praksis på land i Norge. Dette er egentlig rimelig når man tenker på hvilke uhyre kostbare konstruksjoner som plasseres offshore. For å få det hele i perspektiv koster en gjennomsnitts grunnundersøkelse i Nordsjøen ca. 20-35 mill kr. og bærekonstruksjonen for en plattform 1-2 milliard kr. D.v.s. grovt sett koster en grunnundersøkelse ca. 1.5-3% av plattformen.

Fortsatt er man avhengig av utenlandske selskaper for å utføre en svært viktig del av jobben, nemlig prøvetaking og hoveddelen av in situ forsøk.

5. FRAMTIDIG UTVIKLING - BEHOV OG MULIGHETER

Som beskrevet i foregående kapitler har det skjedd en vesentlig utvikling innen marine grunnundersøkelser de siste 15 år. Det er imidlertid klare tegn som tyder på at utviklingen vil fortsette med stor styrke også i årene som kommer:

- Stadig større vanndyp kan framtvinge nye teknikker (f.eks. undervannsbåter) og nye krav til hvilke design parametre som må bestemmes.
- Petroleumsaktiviteter i nye områder, f.eks. Haltenbanken, Troms og sokkelen rundt Svalbard kan medføre at man må arbeide med andre jordarter enn de som hittil er mest undersøkt i Nordsjøen.
- Bedre oppfølging fra oljeselskapene med bruk av egne erfarne geoteknikere, "second opinion" og strengere krav til kvalitetssikring og dokumentasjon.
- Krav fra oljeselskapene om bruk av lettere og billigere fartøyer for undersøkelser av de øverste 5-10 m av sjøbunnen (for dette må det utvikles lettere geoteknisk utstyr).
- Det foregår en intens forskningsinnsats innen in situ og laboratorie-bestemmelse av jordartsegen-

skaper. Dette vil ventelig føre til mer pålitelig tolkning av forsøksresultatene samt justering av utstyr og prosedyrer.
- Nye plattformkonsepter vil kreve mer nøyaktig bestemmelse av en del jordartsparametre. For faste plattformer på dypt vann og bløte sedimenter vil den dynamiske oppførselen være avgjørende. Dette krever pålitelig bestemmelse av jordfundamentets stivhet og dempning når det er utsatt for syklisk last.
- Konkurransesituasjonen vil gjøre at geotekniske firmaer stadig må forbedre sitt utstyr eller komme med nytt.

Av utvikling som allerede er på gang og som i løpet av de nærmeste årene vil kunne influere offshore grunnundersøkelser er:

- Det er under utvikling in situ utstyr som kombinerer en rekke funksjoner. F.eks. utvikles det i Canada en sonde som kombinerer følgende målinger: spissmotstand, poretrykk, sidefriksjon, pressiometer element samt geofoner for måling av skjærbølgehastighet. I Holland utvikles sonde som kan måle romvekt ved hjelp av radioaktiv kilde og detektor kombinert med en piezokone.

- Torstenson i Sverige har utviklet et system for å kunne ta porevanns prøver (med evt. gass) samtidig som permeabilitet kan måles.

- Det utføres, blant annet ved NGI og NTH, en omfattende forskning innen tolkning av forskjellige in situ forsøk i ulike sedimenter.

En del undersøkelser som grenser opp til grunnundersøkelser ser ut til å kunne bli mer vanlig - modellforsøk i form av forsøk i felt og laboratorium samt i sentrifuger. Dette kan innbefatte store og omfattende penetrasjonsforsøk som den utført på Gullfaks C sommeren 1985, og bruk av instrumenterte pelesegmenter og plater utsatt for statisk og syklisk last.

6. KONKLUSJON

Utviklingen innen marine grunnundersøkelser i den norske delen av Nordsjøen i de siste 15 årene kan særlig karakteriseres med stor økning av effektivitet og kvalitet av både in situ forsøk og prøvetaking. Årsakene til dette kan oppsummeres som følger:

- større spesialbygde boreskip med dynamisk posisjonering;
- bedre kontroll av borstreng ved hjelp av sjøbunnsramme og andre midler;
- forbedrede prøvetakere - særlig stempelprøvetakere i bløt leire;
- utvikling av nytt in situ utstyr, særlig trykksonde med poretrykksregistrering;
- strengere krav og oppfølging fra oljeselskapene;
- stor konkurranse mellom de geotekniske konsulenter og utstyrsoperatører.

Dagens grunnundersøkelser i Nordsjøen er blant de mest avanserte offshore undersøkelser i verden og er også svært avanserte sammenlignet med grunnundersøkelser på land. Det er imidlertid stadig behov for bedre grunnlag for å bestemme geotekniske dimensjoneringsparametre for de uhyre kostbare plattformene på store vanndyp.

Det er en spennende utvikling vi har vært vitne til de siste 15 årene og det er klare tegn på at utviklingen i årene som kommer ikke vil bli mindre spennende.

7 REFERANSER

Amundsen, T. (1985)
Oseberg. Spesifikasjon for gjennomføring av grunnundersøkelser - presentasjon av data. Foredrag til Geoteknikkdagen, Oslo,nov. 1985.

Amundsen, T., T. Lunne, H.P. Christophersen, J.M. Bayne and C.L. Barnwell (1985)
A deep water soil investigaiton at the Troll East Field. Paper presented to International Conference on Offshore Site Investigation '85.
Society of Underwater Technology, London, March 13-14. 1985.

Andresen, A. (1971)
Geotekniske undersøkelser av havbunnen.
Foredrag i Norsk Geoteknisk Forening, nov. 1971.

Andresen, A. (1973)
Prøvetaking og in situ målinger. Undersøkelse av øvre lag i havbunnen, 25 s.
Norske sivilingeniørers forening. Kurs i oljeteknologi og marin teknologi, Fagernes, 1973.
Publisert i NTNF's kontinentalsokkelprosjekt.
Publikasjon 19.

Andresen, A., T. Berre, A. Kleven and T. Lunne (1979)
Procedures used to obtain soil parameters for foundation engineering in the North Sea. Marine Geotechnology, Vol. 3, No. 3, pp. 201-226. Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute. Publication, 129.

Bjerrum, L. (1973)
Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea. Géotechnique, Vol. 23, No. 3, pp. 319-358. Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute. Publication, 100, 1974.

Eide, O., L.G. Larsen and O. Mo (1976)
Installation of the Shell/Esso Brent B Condeep production platform. Offshore Technology Conference, 8. Houston 1976. Proceedings, Vol. 1, pp. 101-114. Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute. Publication, 113; and in Journal of Petroleum Technology, Vol. 29 1977, March, pp. 231-238.

Flaate, K. and N. Janbu (1975)
Grunnundersøkelser på 500 meters sjødyp.
Nordisk Geoteknikermøte i København, Mai 1975.
Proc. pp. 615-626.

Dyvik, R. and C. Madshus (1985)
Laboratory measurements of G_{max} using bender elements.
To be presented at ASCE convention, Oct. 1985.

Haas, W.J.M. de (1983)
A seabed sampler for the dredging industry.
World Dredging Congress 1983, Mandarine, Singapore.
Paper E3, pp. 237-249.

Lacasse, S., K. Iversen, G. Sandbækken and P. Morstad (1984)
Radiography offshore to assess sample quality. Nordiska Geoteknikermötet. Linköping, Statens Geotekniska Institut. Proceedings, Vol. 2, pp. 575-584. Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute. Publication, 153.

Lunne, T., T.I. Tjelta and S. Lacasse (1983)
Soil investigation for a North Sea gravity platform.
Paper presented at Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7. Vancouver 1983.

Marchetti, S. (1980)
In situ tests by flat dilatometer.
ASCE, JGED, V. 106, No. GT3, pp. 299-321.

McClelland, B. (1975)
Trends in marine site investigations: A perspective.
Offshore Europe Conference, Aberdeen 1975.
Proceedings, Paper OE-75220.
London, Spearheads Publications.

Reid, W.M., H.D. St.John, S. Fyffe, S. and
W.J. Rigden, (1982).
The push-in pressuremeter. Symposium on the Pressuremeter and its Marine Applicaitons, 37, Editions Technip, Paris, pp. 247-261.

Toolan, F.E., (1983)
Recent improvements in soil investigation techniques. Conference on Design and Construction of Offshore Structures. Inst. of Civil Engineers, London, 1983.

Zuidberg, H.M., L.H.J. Schaap and F.L. Beringen (1982)
A penetrometer for simultaneously measuring of cone resistance, sleeve friction and dynamic pore pressure. European Symposium on Penetration Testing (ESOPT II), Amsterdam, 1982.
Proceedings, Vol. 2, pp. 963-970.

Zuidberg, H.M. (1975b)
Use of static cone penetrometer testing in the North Sea. European Symposium on Penetration Testing (ESOPT I)
Stockholm 1974. Proceedings, Vol. 2.2, pp. 433-436.

Zuidberg, H.M., and D. Windle, 1980.
High capacity sampling using a drillstring anchor, Ardus, D.A., editor, Offshore site investigation. Graham & Trotman, London, pp. 149-157.

GEOTEKNISKE PROBLEMER I FORBINDELSE MED KOMMENDE UTBYGGING PÅ HALTENBANKEN.

GEOTECHNICAL PROBLEMS RELATED TO FUTURE DEVELOPMENTS AT HALTENBANKEN

Sivilingeniør Hans Peter Christophersen, Saga Petroleum a.s.

SAMMENDRAG

I forbindelse med en fremtidig utbygging på Haltenbanken står en ovenfor spesielle problemer p.g.a. en ujevn havbunn og lokale variasjoner i grunnforholdene. Forundersøkelser av havbunnen vil bli mer viktig og mer vanskelig enn det vi er vant med fra Nordsjøen. Det kan bli nødvendig med fundamenteringsløsninger som er forskjellige fra hva vi er vant med i Nordsjøen.

SUMMARY

In connection with the development of petroleum installations at the Haltenbanken area off Mid-Norway special attention must be paid to the uneven seabed and the local variations of the soil conditions. Higher requirements with respect to seabed investigations will have to be met. The sea bed conditions may require foundation solutions different from current North Sea practice.

INNLEDNING

Den økende oljevirksomheten på Haltenbanken og ellers på kontinentalsokkelen utenfor Midt- og Nord-Norge gir behov for data om havbunnen og de øvre jordlag, bl.a. for å kunne planlegge utbygging av eventuelle petroleumsinstallasjoner og rørledninger. Bunnforholdene i disse områdene er mer problematiske enn i Nordsjøen. Hovedproblemet er den meget ujevne sjøbunnen som er dannet av isfjell som "grunnstøtte" mot slutten av siste istid. Pløyemerkene kan være opptil 25 m dype, 250 m brede og flere kilometer lange. Foruten at den ujevne sjøbunnen er et stort problem i seg selv, har også isskuringen forårsaket variasjoner i sedimentenes fysiske egenskaper. Disse egenartede bunnforholdene vil komplisere utbyggingsløsninger og trasévalg. For å være bedre rustet til å takle disse spesielle problemene en står ovenfor fikk Saga Petroleum i 1985 utført en undersøkelse av noen "typiske" pløyemerkeområder på Haltenbanken.

I de påfølgende avsnitt er det gitt en kortfattet beskrivelse av hvordan disse egenartede bunnforholdene er oppstått, det er gitt en beskrivelse av undersøkelsen utført for Saga, og noen av resultatene er presentert. Videre er en del praktiske konsekvenser pløyemerker vil ha for petroleumsinstallasjoner vurdert, samt hvilke undersøkelsesoppgaver en kan stå ovenfor i forbindelse med planlegging av utbyggingsløsninger i slike områder.

GENERELT OM GRUNNFORHOLDENE PÅ HALTENBANKEN

I store deler av kontinentalsokkelen i nordområdene finner en pløyemerker på mellom 100 og 500 m vanndyp (Fig. 1 og 2). Stort sett opptrer de i et uregelmessig mønster.

Over relativt flat sjøbunn med "gravbare" bunnsedimenter har isfjellene vært i stand til å pløye grøfter i sjøbunnen over lengre

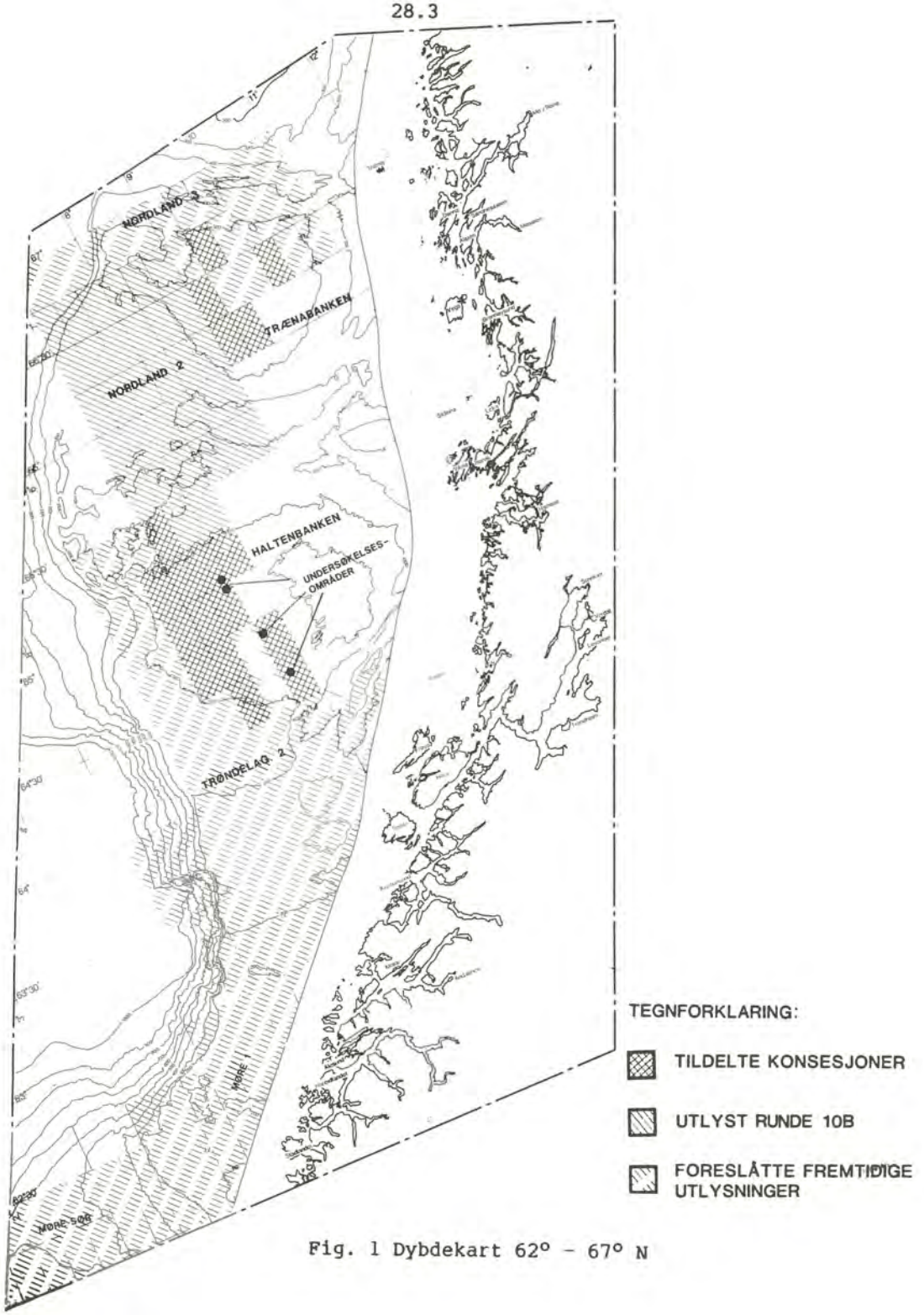


Fig. 1 Dybdekart 62° - 67° N

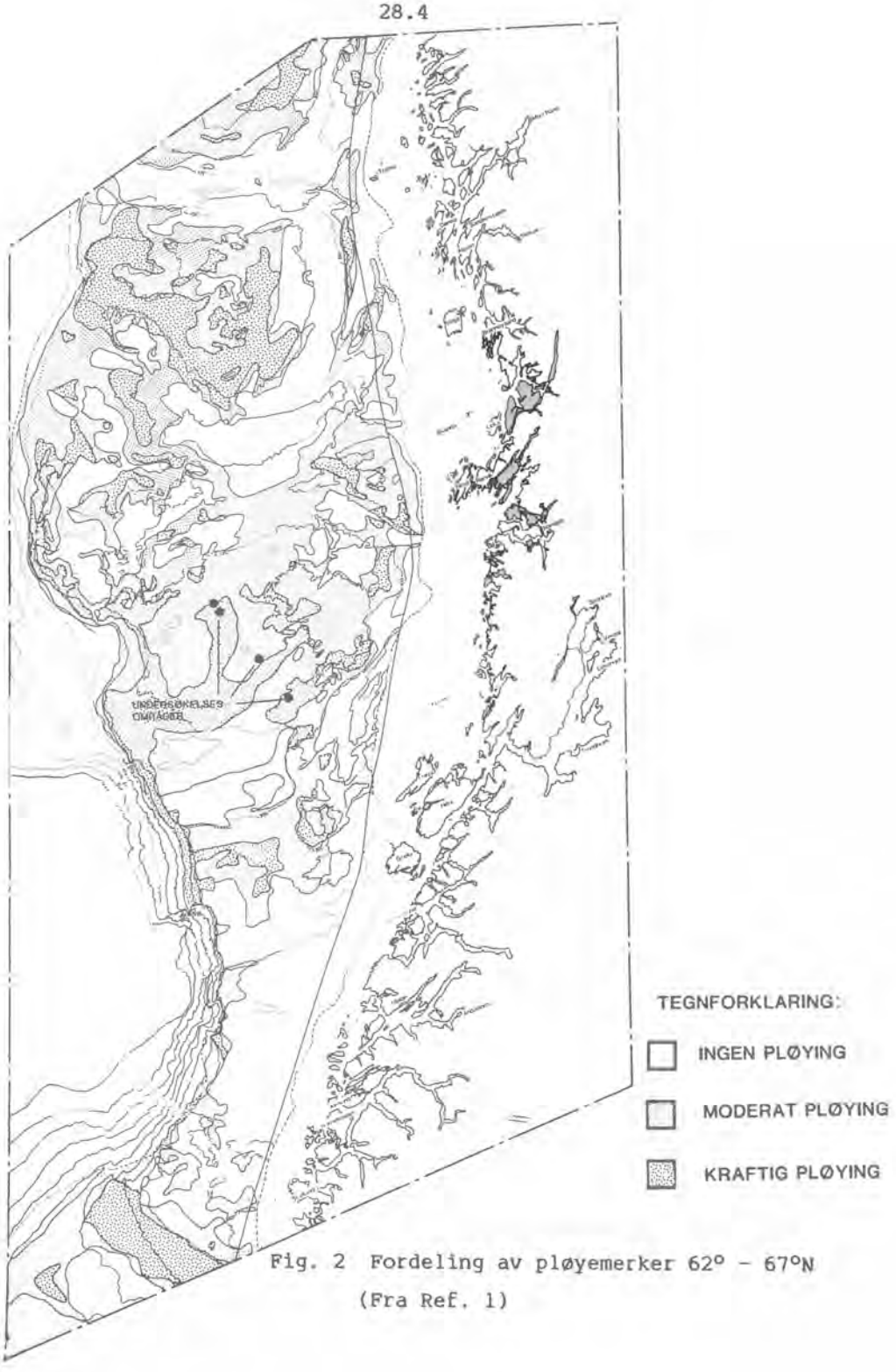


Fig. 2 Fordeling av pløyemerker 62° - 67°N

(Fra Ref. 1)

distanser (Fig. 3). I andre områder med brattere sjøbunn eller harde bunnsedimenter har ikke isfjellene vært i stand til å pløye sjøbunnen, men har blitt stoppet av for stor motstand og etterlatt seg groper i sjøbunnen, og stein har smeltet fra isfjellet og blitt lagt igjen rundt slike groper.

For ca. 18000 år siden under siste istids maksimum var hele kontinentalsokkelen utenfor Midt- og Nord-Norge dekket av innlandsisen. Med isen ble det ført store mengder løsmasser fra blokk til leire som ble belastet under store påkjenninger av isen og ble følgelig til et meget hardt materiale. Etter at isen trakk seg tilbake var sedimenttransporten dominert av smeltevann med høyt finstoffinnhold (leire), og drivende isfjell med grovere materiale som falt fra isfjellene etter hvert som de smeltet. Havnivået var dengang mer enn 100 m lavere enn i dag, noe som forklarer hvorfor pløyemerker ikke finnes grunnere enn 100 m. Etterhvert som ismassene trakk seg tilbake kom en periode med isfjell flytende rundt i havområdene. Isfjellene grunnstøtte og pløyde grøfter eller laget groper i havbunnen. På grunn av liten sedimentasjon etter denne tid fremstår ofte pløyemerkene i dag omtrent som de opprinnelig ble utformet.

I tillegg til pløyemerker er det indikasjoner på havbunnsgroper ("pockmarks") antatt oppstått p.g.a. migrerende biogen gass fra underliggende sedimenter. Dette fenomen er også kjent fra tilsvarende dyp i Nordsjøen i forbindelse med bløtleireavsetninger. Havbunnsgropene er typisk 50 - 200 m i diameter og 2 - 5 m dype.

PLØYEMERKEUNDERSØKELSE PÅ HALTENBANKEN i 1985

Det er ansett som meget sannsynlig at en utbygging i forbindelse med petroleumsutvinning vil komme på Haltenbanken. Som et ledd i evalueringen av de spesielle ingeniørmessige problemer en står overfor utførte Saga i 1985 kartlegging av havbunnen og grunnundersøkelser i noen utvalgte "typiske" pløyemerkeområder.

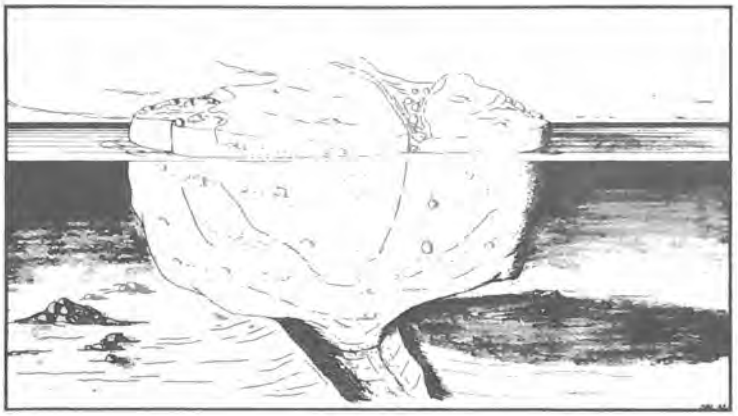
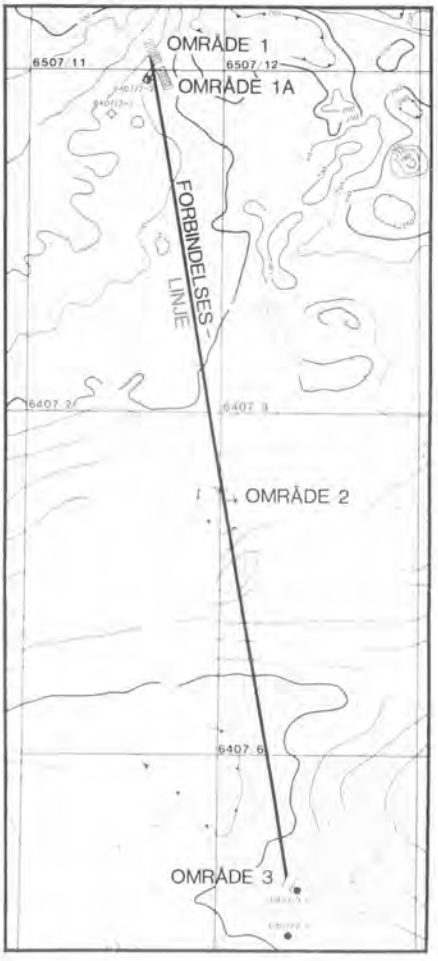


Fig. 3
Prinsippskisse
av pløying
(fra Ref. 1)



UNDERSØKELSESOMRÅDER

SKALA
0 5 10 km

Fig. 4 Undersøkelsesområder
for pløyemerkestudier

Områdene ble valgt ut i fra en vurdering av eksisterende data fra borestedsundersøkelser (grunnseismiske undersøkelser) i tillegg til regional kunnskap om grunnforholdene (Ref. 1) og en tidligere undersøkelse for Saga av en rørtrasé fra Midgardfeltet til Frøya (Ref. 2).

Fire områder hver i størrelsesorden 1 - 2 km^2 ble valgt ut for en detaljert kartlegging av havbunnen (Fig. 4).

De undersøkte områdene ble valgt ut fra en rekke kriterier, bl.a. skulle de.

- Være i nærheten av potensielle fremtidige petroleumsinstallasjoner, eller langs en mulig rørledningstrasé.
- Inkludere pløyemerker av typisk størrelse og form.
- Dekke typiske vanndyp (200 - 300 m).
- Dekke i størst mulig grad varierende grunnforhold.
- Dekke områder med varierende regional topografisk karakter (f.eks. platå-områder, skråninger etc.).
- Dekke områder med typiske strøm-, sedimentasjons- og erosjonsforhold.

Ut i fra bl.a. disse kriterier ble følgende områder (Fig. 4) valgt for en detaljert kartleggings og geoteknisk undersøkelse:

	OMRÅDE 1	OMRÅDE 1A	OMRÅDE 2	OMRÅDE 3
BLOKK	6507/11 (MIDGARD)	6407/2 (MIDGARD)	6407/6	6407/9 (DRAUGEN)
Størrelse på undersøkelses-området (km^2)	2	1	1	1
Vanndyp (m)	250 - 275	245 - 255	220 - 230	240 - 250
Ujevnheter i sjøbunnen	Pløyemerker; 2 - 10 m dype, 50 - 200m brede. Groper fra grunnstøtte is-fjell	Pløyemerker; 5 - 10 m dype, 50 -100 m brede.	Pløyemerker; 2 - 8m dype, 50 - 100m brede. Mulige sjøbunns-groper fra migrerende gass	Pløyemerker; 5 - 15m dype, 100 - 200m brede
Grunnforhold	Topplag med fast leire over hard leire	Topplag med fast leire over hard leire	Topplag med bløt leire over meget hard leire	Topplag med bløt leire over hard leire
Hovedretning pløyemerker	Uregelmessig	Nord-øst	Nord-øst og øst	Nord-nord-øst
Regional topografi	Skrånende oppover mot Syd-øst	Skrånende oppover mot øst	Platå	Skrånende oppover mot nord-øst

Tabell 1 Undersøkelsesområder

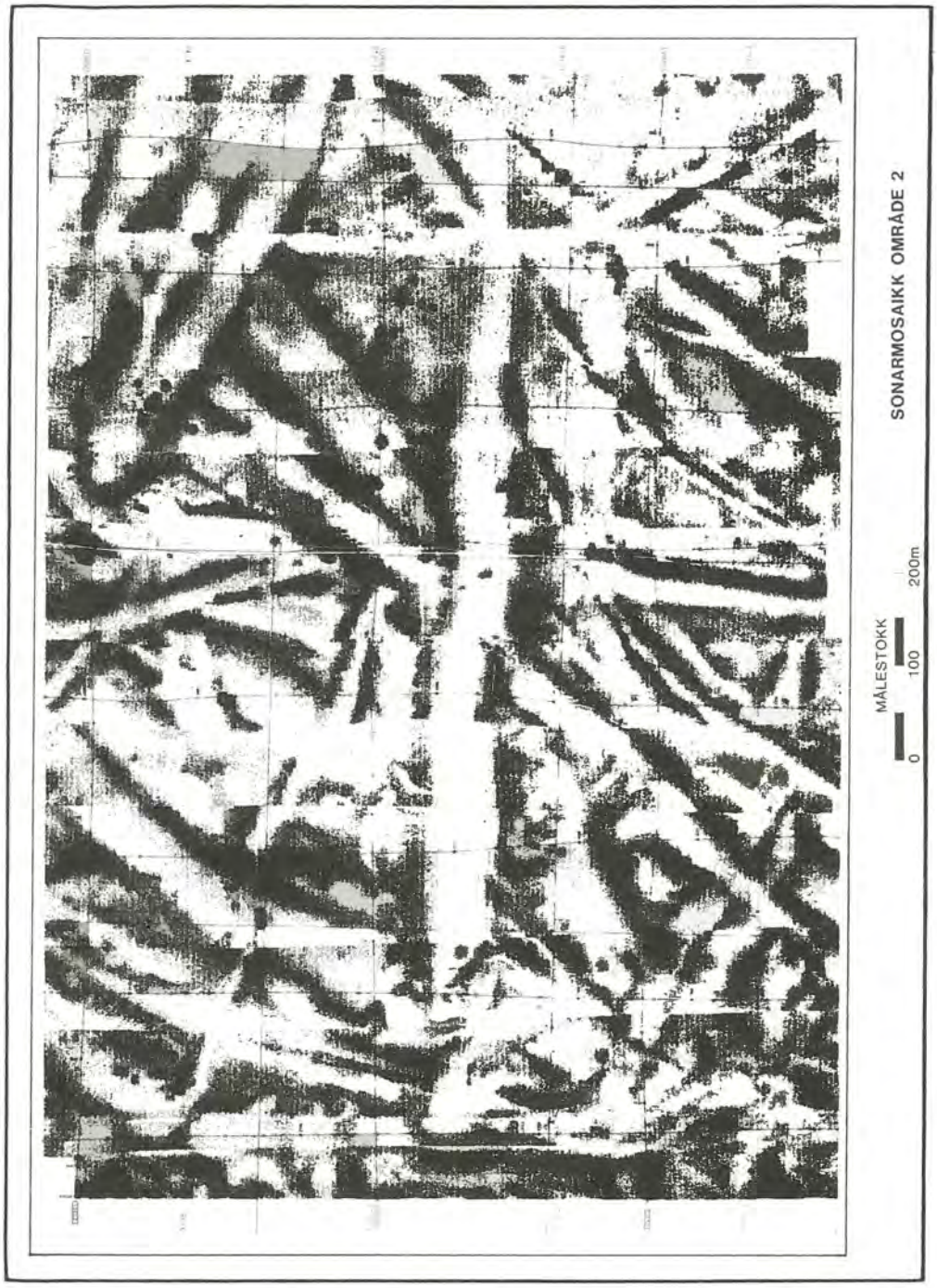


Fig. 5 Eksempel på sonarmosaikk

Kartlegging med akustisk utstyr

Denne del av undersøkelsen ble utført av A/S Geoteam i juni 1985 med undersøkelsesfartøyet M/S "Geo Surveyor". Datainnsamlingen bestod av:

- Dybdemålinger med smalstrålet ekkolodd. (Kompensert for fartøyets bevegelser).
- Registrering av sjøbunnsform v.h.a. sidesøkende sonar.
- Registrering av bl.a. lagdeling i sedimentene v.h.a. dyptauet boomer.

Linjetettheten for ekkoloddingen var 30 m i hovedretningen (på tvers av de største pløyemerkene) og 150 m i den sekundære retningen. Dyptauet boomer og sidesøkende sonar (200 m rekkevidde) ble kjørt med 150 m linjeavstand i begge retninger.

Sonardataene ble satt sammen til kart ("mosaikk)" v.h.a. datateknikk (CAMOS); "computer aided mapping of sonar" utviklet av A/S Geoteam. Figur 5 viser en slik sonarmosaikk fra område 2.
Batymetrien i området ble tolket ved å se dataene dataene fra ekkolodd og sonar i sammenheng. Figur 6 viser et batymetrisk kart med 1 m koteavstand fra område 2.

Figur 7 viser et eksempel på en av boomerregistreringene som er tatt opp på tvers av pløyemerkene i område 2. Den klare horisonten representerer overgangen fra den bløte toppleiren til den meget harde underliggende leiren.

Resultatene av disse undersøkelsene dannet basis for planleggingen av den geotekniske del av undersøkelsen (Fase 2). Som et supplement til den geotekniske undersøkelsen ble det benyttet en ubemannet undervannsfarkost (ROV) i fase 2.

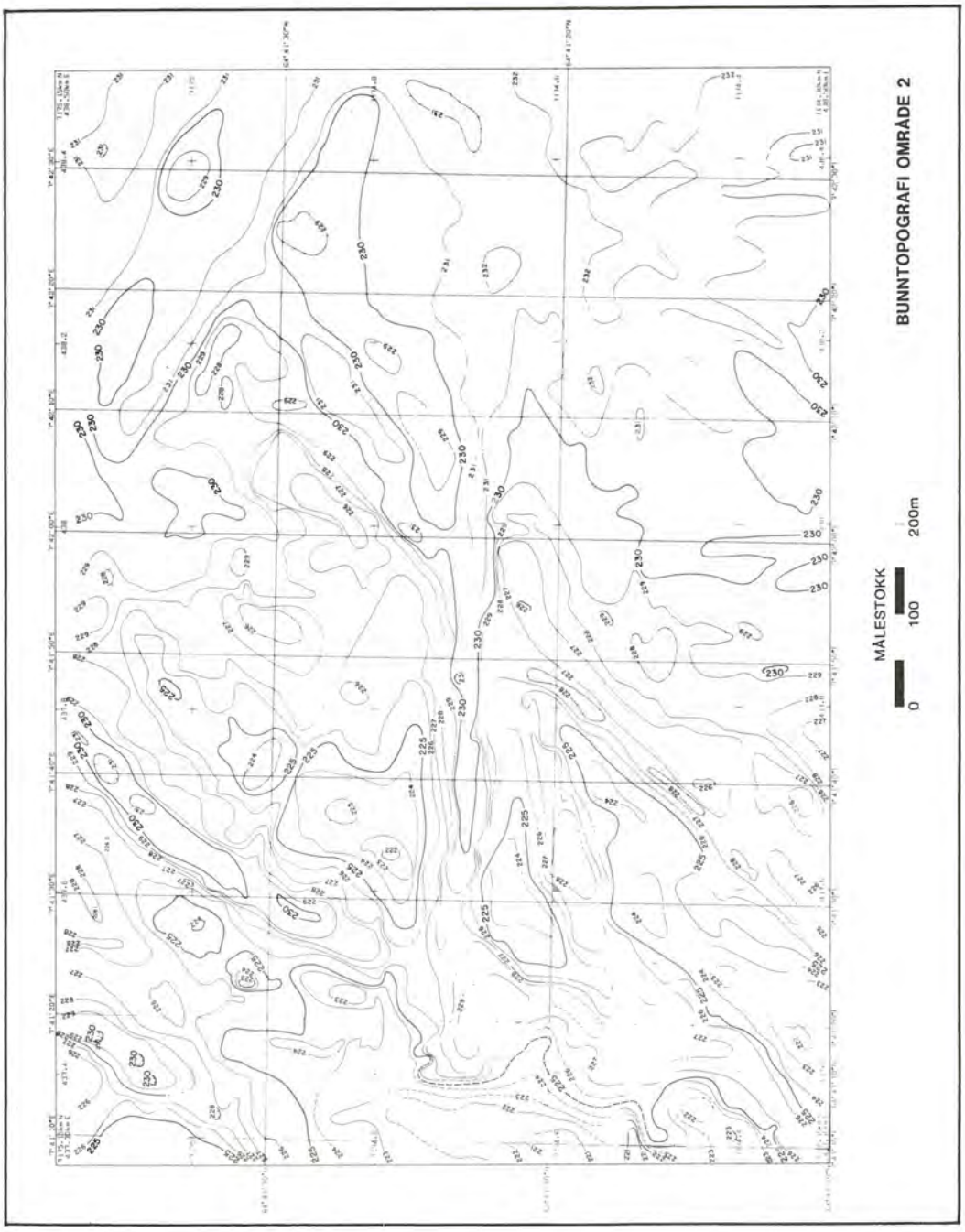
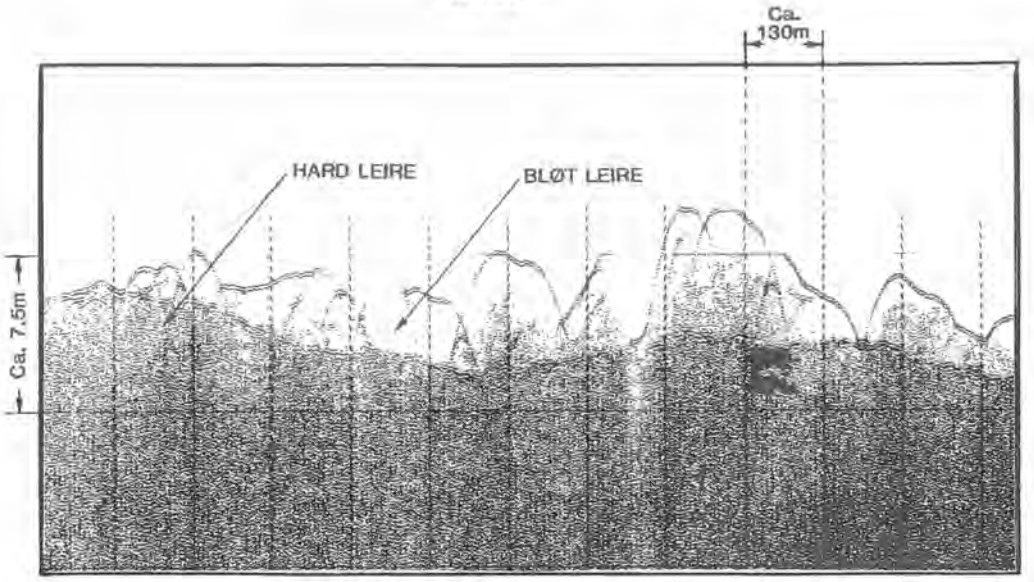


Fig. 6 Eksempel på batymetrisk kart



BOOMER PROFIL OMRÅDE 2

Fig. 7 Eksempel på boomer data

ROV - undersøkelse

En ubemannet undervannsfarkost av typen Scorpio operert av Stolt-Nielsen Seaway Technology A/S ble benyttet. Undervannsfarkosten var utstyrt for:

- presisjonsdybdemålinger.
- video-opptak på havbunnen.
- registrering med sidesøkende sonar.
- utføring av oppgaver v.h.a. mekanisk arm (manipulator).

De primære formål med ROV-undersøkelsen var å kontrollere/supplere den tidligere utførte batymetriske kartleggingen, få et visuelt inntrykk av sjøbunnen som f.eks. å registrere større stein samt og visuelt kunne kontrollere plasseringen av prøvetakingslokasjonene i dette ulendte terrenget.

På disse havdypene (200 - 300m) vil selv et smalstrålet ekkolodd fra et overflatefartøy kunne forventes å gi unøyaktige dybderegistreringer over den ujevne sjøbunnen. Ved å registrere vanndypet fra en posisjon nær sjøbunnen (fra ROV) vil denne unøyaktigheten kunne reduseres. Det viste seg dog at overenstemmelsen mellom målingene utført fra overflatefartøyet stemte forbausende godt med målingene fra undervannsfarkosten.

Med undervannsfarkosten kunne en registrere stort sett en lokalt jevn sjøbunnsoverflate med enkelte stein i størrelse opp mot 30cm. diameter. Disse var for det meste lokalisert på toppen av pløyevollene (Fig. 8). Både mengden og størrelsen av stein var mindre enn forventet. Sjøbunnens topplag virket bløt/løs i alle de undersøkte områdene. Dette kunne en se bl.a. fra ankerkjettingmerker i sjøbunnen (Fig. 9) og ved å observere penetrasjonen av "føttene" på prøvetakerriggen i sedimentene.

Fig. 8
Fogografi av stein på havbunnen

Fig. 9
Fotografi av ankermerke

Geoteknisk undersøkelse

Den geotekniske del av undersøkelsen ble utført med Fugro Ltd. som hovedentreprenør. Det dynamisk posisjonerte skipet M/S "Polar Queen" tilhørende Rieber Shipping A/S ble benyttet. Øvrige underleverandører til Fugro var Alluvial Mining (vibrasjons- og gravitasjonsprøvetaking) og Noteby A/S (geotekniske laboratorie-undersøkelser). A/S Geoteam stod for overflatenavigeringen (Argo + Syledis) mens Stolt-Nielsen Seaway Technology A/S stod for undervannsnavigeringen (Simrad HPR). Alt prøvetakingsutstyr var posisjonert. Undersøkelsesutstyret bestod av:

- "Seasprite" trykksonderingsrigg med 5m penetrasjonskapasitet og 10 tonns trykkapasitet. Spissmotstand, sidefriksjon og poretrykk ble registrert under kontinuerlig penetrasjon (2cm/sek.).

- Vibrasjonsprøvetaker med 6m penetrasjonskapasitet. Prøvediameter 84mm.

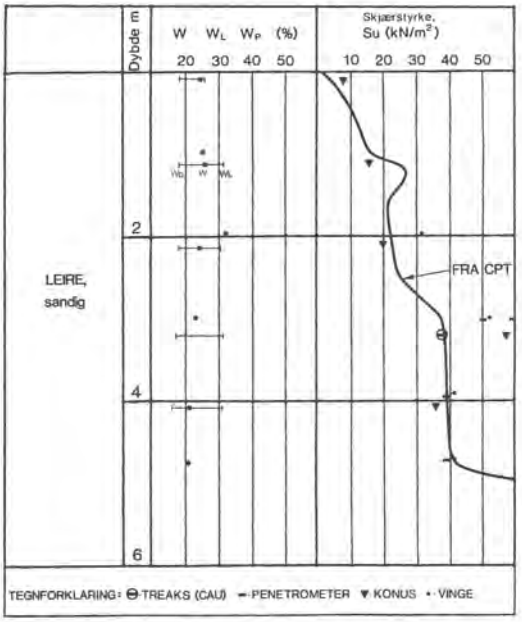
- Standard gravitasjonsprøvetaker ballastert med 750kg, frifallhøyde ca. 20m.

- "Sea Dart" gravitasjonsprøvetaker for å få mest mulig uforstyrrede prøver av de øvre 0.5 - 1m.

- "Shipek" grabb-prøvetaker for å ta prøver av et eventuelt topplag av grovere sedimenter.

Undersøkelsen viste at de øvre 1 til 6m+ typisk bestod av en bløt leire over en overgangssone av fast leire (denne overgangssonen ble kun registrert i enkelte områder) som igjen lå over en hard leire, trolig en blokkleire. Generelt bestod pløyevollene av bløt leire,

mens den harde leiren ble funnet fra noen centimeter til få meter under bunnen av pløyemerkene. Figur 10 viser et typisk borhullsprofil med geotekniske data.



W = VANNINHOLD
W_L = FLYTEGRENSE
W_P = UTRULLINGSGRENSE

Fig. 10 Typisk borhullsprofil

Typiske verdier for hovedlagene er:

	Bløt toppleire	Overgangssone	Hard leire
Vanninnhold (%)	20 - 30	15 - 20	
Romvekt (kN/m³)	20 - 21	21 - 22	
Tørr romvekt (kN/m³)	16 - 17	18 - 19	
Flytegrense (%)	25 - 30	25 - 30	
Utrullingsgrense (%)	15 - 18	15 - 18	
Plastisitetsindeks (%)	10 - 15	10 - 15	
Leirinnhold (%)	20 - 30	20 - 30	
Overkonsolideringsgrad	1 - 2	4 - 10	> 20
Udrenert skjærstyrke (kN/m²)	5 - 30	50 - 100	200 - 1000

Figur 11 viser eksempler på last-deformasjonskurver og Figur 12 viser skjærstyrkekurver for den øvre bløtleiren.

Figurene 13 til 16 viser fordelingen av hovedlagene på kryss av de undersøkte pløyemerkene.

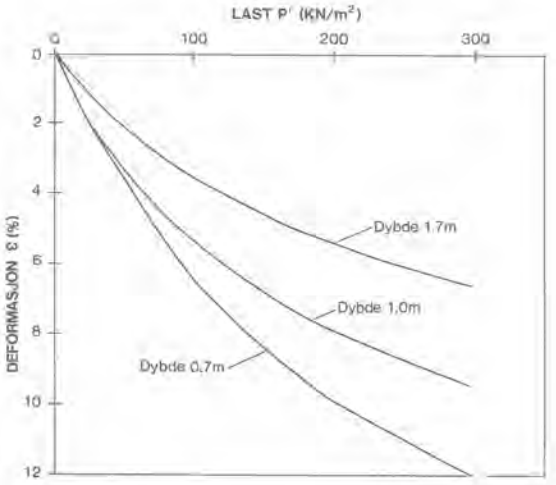


Fig. 11 Eksempel på last - deformasjonskurver fra ødometerforsøk

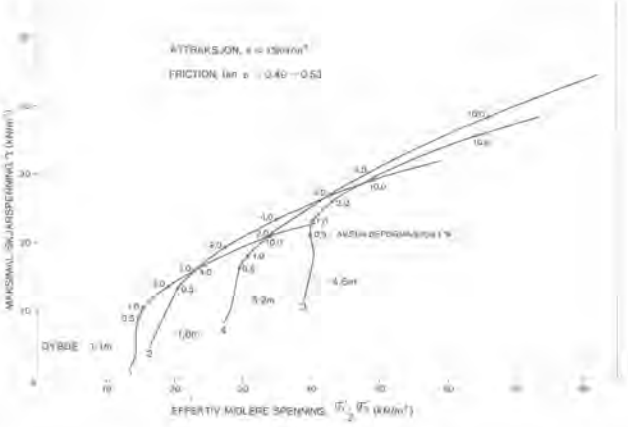


Fig. 12 Eksempel på spenningstier fra treaksialforsøk (CAU)

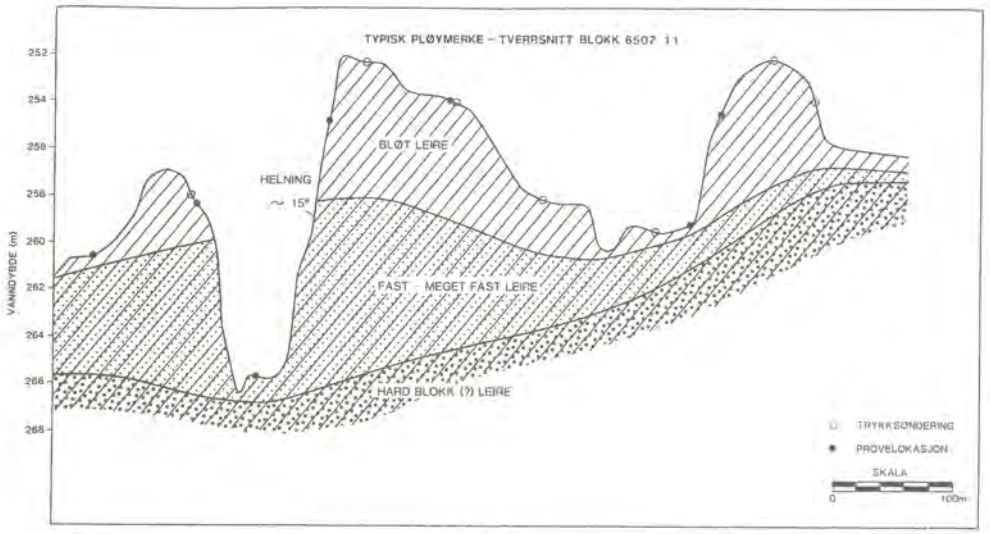


Fig. 13 Eksempel på fordeling av jordlagene på tvers av pløyemerker, område 1

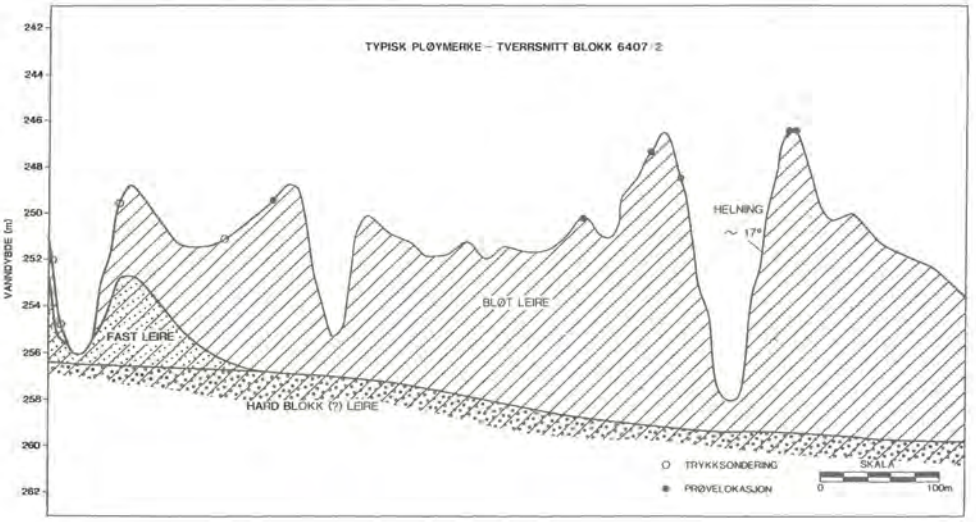


Fig. 14 Eksempel på fordeling av jordlagene på tvers av pløyemerker, område 1A.

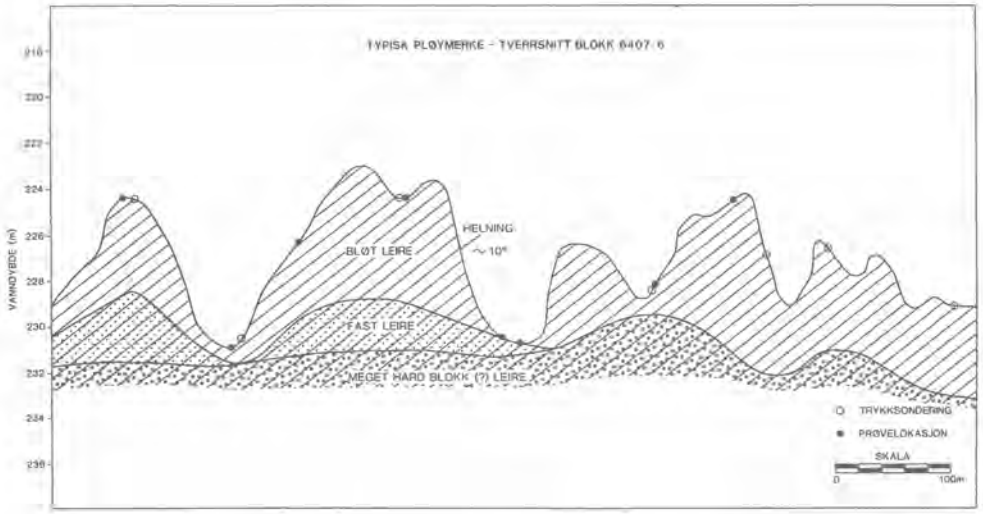


Fig. 15 Eksempel på fordeling av jordlagene på tvers av pløyemerker, Område 2.

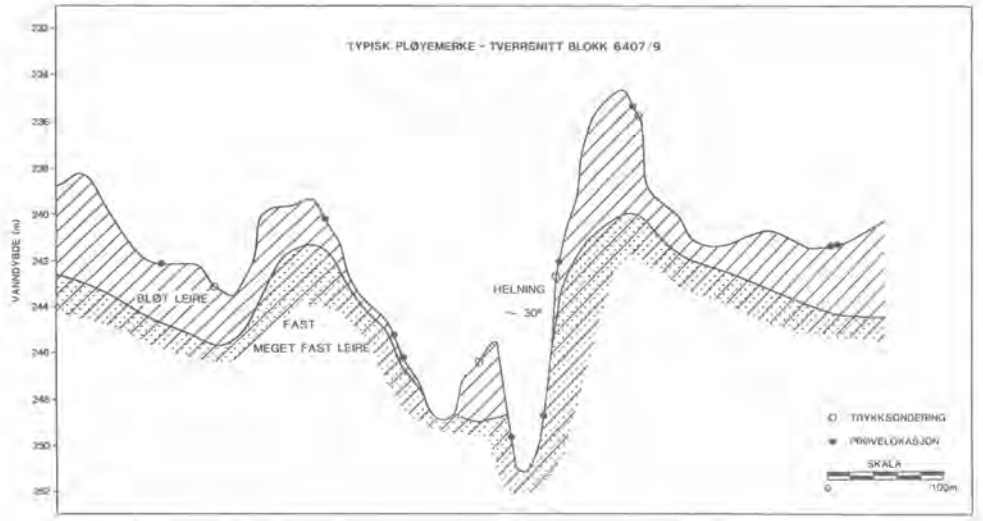


Fig. 16 Eksempel på fordeling av jordlagene på tvers av pløyemerker, område 3

PRAKTISKE KONSEKVENSER AV PLØYEMERKER FOR PETROLEUMSINSTALLASJONER

Pløyemerkene har satt så stort preg på havbunnen i nordområdene at dette fenomen vil ha stor betydning for utbyggingsløsninger i forbindelse med petroleumsutvinning i disse områdene.

Rørledninger

Problemene med den ujevne sjøbunnen synes å være størst i forbindelse med rørledninger. Rørledninger lagt over større strekninger i Nordsjøen består av lite fleksible stålrør med en armert betongkappe. En rørledning fra Haltenbankområdet til land vil kanskje måtte krysse et hundretalls pløyemerker. Med konvensjonelle rørledninger må en gjøre en rekke ingeniørmessige utbedringer for å hindre at rørledningen blir overbelastet ved frie spenn eller konsentrerte laster ved forhøyninger. Slike utbedringer kan bestå av:

- Planering evnt. sprengning av forhøyninger (pløyevoller).
- Gjenfylling av fordypninger.
  (Bruk av omkringliggende masser, sandsekker, grusdumping, "grout bagging" etc.).
- Mekanisk understøttelse.
- "Bruer".

Slike utbedringer vil selvsagt kreve avanserte tekniske løsninger og vil fordyre rørledninskostnadene betraktelig. De tekniske løsninger og kostnadene involvert, vil i stor grad være avhengig av grunnforholdene i tillegg til hyppighet og utforming av pløyemerkene. Harde sedimenter vil en vanskelig mekanisk kunne planere, mens det i bløte sedimenter vil kunne oppstå store setninger ved belastning (f.eks. grusfylling) samtidig som de kan være dårlig fundamenteringsmateriale for understøttelser. Slik sett er variasjonen av grunnforholdene over pløyemerkene gunstig, generelt med pløyevoller av bløt leire og hard leire under bunn av pløyemerkene (Figurene 13 til 16).

Da sjøbunnshelningen kan være over 30° vil selv en liten belastningsøking over pløyevollene kunne forårsake utglidning med alvorlige konsekvenser for rørledningen.

Tillatte bøyespenninger blir vanligvis overskredet for rørledninger dersom lengden av frie spenn overskrider 30 - 60 m (avhengig av vekt). Strømkrefter over et fritt spenn kan medføre store ekstra belastninger på en rørledning. Faren for hydroelastiske vibrasjoner begrenser ofte tillatt lengde av frie spenn til størrelsesorden 25 - 50m. Jordskjelvbelastning og dynamisk respons av frie spenn har tradisjonelt ikke vært ansett å representere et stort problem. Dette må sannsynligvis revurderes etter som en kommer inn i områder med høyere jordskjelvaktivitet.

Gravitasjonsinstallasjoner

I forbindelse med fundamentering av petroleumsinstallasjoner er det ofte snakk om store dimensjoner. Det kan være produksjonsplattformer, undervanns- produksjonsanlegg, pumpestasjoner, lastebøyer etc. De fleste slike konstruksjoner vil ha så stor fundamenteringsflate at de vil dekke områder hvor både lokaltopografien og jordartsegenskapene vil kunne variere betraktelig.

Erfaring med utbyggingprosjekter i tilsvarende vanndyp tilsier et fundamentareal i størrelsesorden 10 - 15 mål for gravitasjonsplattformer. En har hittil vurdert utbygginger i områder hvor sjøbunnen er praktisk talt flat.

Figur 17 viser variasjonen av sjøbunnshelninger over et typisk område på Haltenbanken. Dersom en i utgangspunktet setter et krav til sjøbunnshelning på mindre enn 1°, er det kun en mindre del av området som tilfredsstiller dette kravet. Et 10 mål stort fundament

Fig. 17 Variasjon av sjøbunnshelning over et typisk område

ville kunne plasseres kun 2 steder innenfor dette "typiske" området på ca. 2000 mål med dette kravet. En må også vurdere tilliggende skråninger m.h.p. stabilitet. Med et krav om flat bunn vil plassering av installasjoner i mye større grad være bestemt av sjøbunnstopografi og jordartsegenskaper enn hva som har vært praksis til nå.

En kan selvsagt vurdere å jevne ut sjøbunnen ved planering, jordfylling etc. eller en kan skreddersy konstruksjonen for den aktuelle topografi.
Da jordartsegenskapene vil kunne variere drastisk over et pløyemerke, kan det være mange betenkeligheter med slike løsninger. Figurene 13 til 16 indikerer en meget kompressibel bløt leire i pløyevollene, og en lite kompressibel hard leire i bunn av pløyemerket. En gjenfylling av fordypningene med en etterfølgende plassering av en installasjon ville her kunne føre til uakseptable skjeve setninger med overbelastning av konstruksjonen. Den beste løsningen for en gravitasjonsplattform i dette tilfellet synes være at en først fjerner bløtleiren i fundamenteringsområdet for deretter å plassere konstruksjonen, evnt. først fylle opp med ikke - kompressible masser.

Dersom en finner en horisontal flate av stor nok utstrekning uten at en trenger å planere, gjenfylle etc., vil dette området ha en normalkonsolidert bløt leire i de øvre 5 - 15 m, med hard leire under.

Gravitasjonsplattformløsninger vil da kunne bygges med "spissbærende" skjørt med lengde tilsvarende det øvre bløtleirelaget. En slik fundamenteringsløsning vil gi minimale setninger samtidig som bæreevne og dynamiske egenskaper til det belastede jordlaget vil være gunstigere enn hva som er tilfelle på tilsvarende vanndyp i Nordsjøen. Blokk ("droppstein") i bløtleirelaget vil kunne skape problemer for penetrasjon av skjørt.

Pelede installasjoner

Peler må tilfredstille krav til:

- aksial og lateral kapasitet.
- vertikal og lateral deformasjon.
- neddrivningskapasitet.

Typiske peler for dypt vann er åpne stålsylindre med diametre opp til 2 m og tilhørende veggtykkelser helt opp til 10 cm. Design laster kan være så høye som 70 MN i trykk og 20 MN i strekk for hver pel. I de første år av utbyggingen i Nordsjøen var det ikke pelehammere med kapasitet til å installere peler til tilfredstillende dybde. Utviklingen av tyngre og mer effektive pelehammere har ført til at installering av peler til nødvendig penetrasjon i dag er mulig. Såfremt den meget harde leiren ikke inneholder blokk, vil installering av peler til nødvendig dybde være mulig. Det er dog indikasjoner på at større blokk som vil kunne skape problemer for penetrering av pelene hyppig forekommer i denne leiren. Spiss - bæringen av peler har til nå vanligvis vært dimensjonerende for penetrasjonsdybde. På Haltenbanken indikerer imidlertid grunnforholdene at strekk- og horisontalkapasitet vil kunne være dimensjonerende for penetrasjonsdybden.

"Skjørteankere"

Det kan vise seg nødvendig å vurdere alternative løsninger til fundamentering med konvensjonelle peler eller skjørt. En kan f.eks. tenke seg en "kompromissløsning" mellom peler og skjørt. En slik løsning kan bestå av korte peler med meget stor diameter eller en serie "små" skjørt (pele - eller skjørteankere). Penetrasjon kan oppnås ved sug etter tilsvarende prinsipp som for gravitasjons - plattformer med lange skjørt tenkt installert på dypt vann i

Nordsjøen. Installeringen av slike skjørteankere vil være meget enkelt sammenlignet med installering av peler. Dersom det ikke er mulig å penetrere ett eller flere skjørteankere p.g.a. blokk i leiren, kan en lett flytte ankeret litt for å oppnå penetrasjon.

FORUNDERSØKELSER I FORBINDELSE MED UTBYGGING

Bunnforholdene på Haltenbanken (og forøvrig på kontinentalsokkelen utenfor Midt- og Nord-Norge) er helt annerledes og vesentlig mer uregelmessige enn i Nordsjøen. Dette gjør at forundersøkelser av havbunnen på Haltenbanken vil både bli mer viktig og mer vanskelig enn det vi er vant med fra Nordsjøen.

Når det gjelder valg av rørledningstraséer vil det være en omfattende oppmålingsoppgave som må ligge forut for slikt et valg. En rørledning fra Haltenbanken til land vil måtte krysse en rekke pløyemerker hvor frie spenn må korrigeres for. Dersom en velger å la traséen følge den korteste vei kan det være snakk om å utbedre så mange som 500 frie spenn. Ved å detaljkartlegge en betydelig korridor vil en kunne optimalisere traséen m.h.p. den ujevne sjøbunnen og en vil kunne få redusert antallet pløyemerkekryssinger betraktelig, kanskje helt ned til 1/10 av hva den "korteste vei" ville gitt.
Som et konkret eksempel er det lagt en trasé (AA) i rett linje gjennom undersøkelsesområde 1 over 1800m lengde (Fig. 18). En "optimalisert" trasé (BB) er lagt nær denne traséen, avstanden er hele veien mindre enn 100m. Denne traséen (BB) er tildels lagt i svak kurve for å gå i de jevneste områdene. Kurven har ikke på noe punkt mindre radius enn 700m som burde være akseptabelt for en konvensjonell rørledning. Som det fremgår av Fig. 18 vil en måtte gjøre vesentlige utbedringer (planering av pløyevoller og utbedring av 2 frie spenn) dersom en rørledning skulle følge trasée AA. For en rørledning langs trasé BB ville antagelig ingen utbedringer være nødvendige.

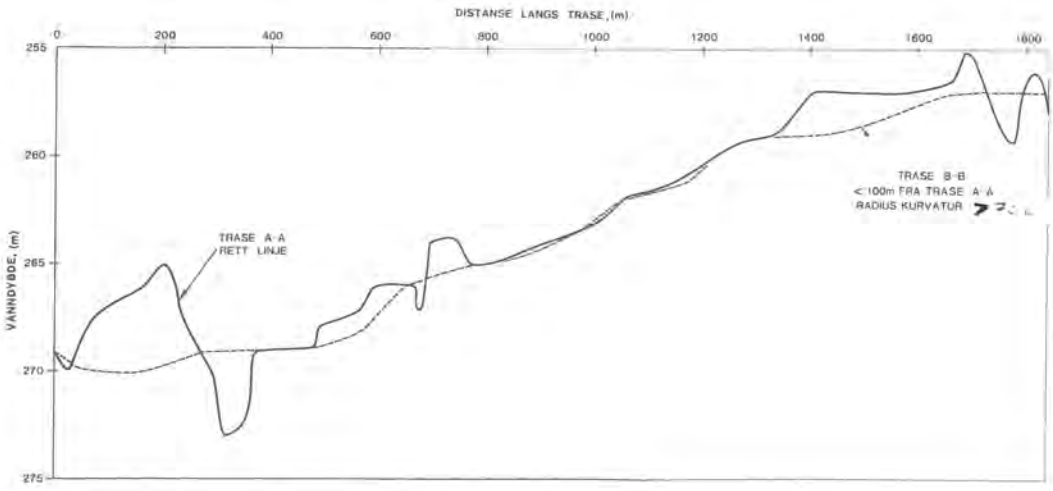


Fig. 18 Bunntopografi langs to nærliggende traséer.

Når det gjelder geotekniske undersøkelser vil en måtte øke undersøkelsesfrekvensen av topplaget vesentlig i forhold til hva en er vant med fra Nordsjøen for å dekke over variasjonene i jordartsegenskapene. Det vil være spesielt viktig med nøyaktig posisjonering av prøvetakerutstyret for å kunne kjenne prøvelokasjonen relativt til et pløyemerke. Det kan f.eks. være mindre enn 10m mellom et bløtt "pløyevollsediment" og et hardt "pløyebunnsediment".

Med henblikk på penetrasjon av konstuksjonselementer må en ha utstyr spesielt egnet for registering av blokk i leiren.

REFERANSER

1. Lien, Reidar (1983)
"Pløyemerker etter isfjell på norsk kontinentalsokkel".
Dr.ing. avhandling ved Geologisk Institutt, Norges Tekniske Høgskole. IKU publikasjon nr. 109, August 1983, Trondheim.

2. Institutt for Kontinentalundersøkelser (1983).
"Reconnaissance pipeline route survey between block 6507/11 at Haltenbanken and the island of Frøya off Mid Norway. Report to Saga Petroleum A/S, Report No. 7466/83/1, Dec. 1983.

MONGSTAD DEVELOPMENT PROJECT
GJENNOMFØRING AV FELTUNDERSØKELSER

Mongstad development project
Execution of field-investigations

Sivilingeniør Jørn Høiback
Sivilingeniør Harald Arvesen
NOTEBY, Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

Fig. 1: Oversiktsbilde m/fremtidige kontruksjoner

SAMMENDRAG

Hovedtyngden av feltarbeidene i forbindelse med utvidelsen av det eksisterende oljeraffineriet på Mongstad ble utført i løpet av en 2 måneders periode fra november 1984 til januar 1985 etter en ressursinnsats av personell og utstyr som savner sidestykke her i landet.

Arbeidet i marken medførte ikke de store kompliserte tekniske utfordringer, men satte til gjengjeld alle som var med på en enestående utfordring i å holde oppe en god lagånd og høy motivasjon som var nødvendig for å kunne gjennomføre oppdraget. I den mest hektiske perioden var

4 flåter i gang på sjøen, samtidig med 4 rigger på land. I tillegg var lag med refleksjons- og refraksjonsseismikk samt 3 lag med landmålere i virksomhet.

En forutsetning for den vellykkede gjennomføringen av feltundersøkelsene var det utmerkede samarbeidet med Statoil som oppdragsgiver og Rafinors personell på raffineriet.

Arbeidene som foregikk innenfor raffineriet måtte foregå i henhold til Rafinors reglementer. Blant annet måtte det innhentes gravetillatelse for hvert enkelt borpunkt og arbeidet måtte godkjennes hver dag med tilhørende gasstestinger.

Totalt ble det utført 3450 boringer, sonderinger, prøvesjakter og prøveserier foruten kjerneboringer i fjell, refleksjons- og refraksjonsseismikk, loddinger og dykkerinspeksjoner. Videre ble det satt ut og merket 4850 punkter i rutenett 20 x 20 m.

Omfanget og tidsfristene for rapporteringen var like omfattende som for feltarbeidet, og for første gang i NOTEBY ble det benyttet dataassistert opptegning for planer, profiler og data-ark i stort omfang.

Gjennomføringen av oppdraget har kun vært mulig med 100 % motivering fra hver enkelt og forenet innsats fra NOTEBY Oslo, Bergen og Stavanger, Siviling. Ottar Kummeneje A/S, Trondheim, Fjellanger Widerøe A/S, Trondheim og lokalt fra Nordhordaland Grunn og Betong A/S

SUMMARY

The main part of the field investigations at Mongstad were carried out over a 2 months period. The operation is, without doubt, the biggest ever carried out in Norway.

The field investigations did not give large technical challenges, but gave all participants an unique challenge in mobilizing human resources and equipment.

Up to 4 pontoons with rigs at sea, 4 rigs on land, 1 reflection-seismic team, 1 refraction-seismic and 3 surveying teams were in operation at the same time.

During the whole operation there was an excellent co-operation with Statoil and Rafinor.

All work carried out inside the refinery were submitted to strict regulations. All boring-positions had to be checked and approved by Rafinor and furthermore, working permits had to be approved each day along with gas-tests at each location before any work could start.

A total of 3450 borings, soundings, test pits and soil-samplings were carried out besides core drillings, reflection- and refraction-seismic, hand-soundings and diving inspection. Furthermore 4850 points in a 20 x 20 m grid were established.

All plans, profiles and data-sheets were carried out by data-assisted plotting using a Nord-100 and a HP 7585-plotter for the first time in NOTEBY. This was imparative to meet the given deadlines.

The total operation was successfully carried out by 100 % motivation from all concerned and joint efforts from NOTEBY Oslo, Bergen and Stavanger, Siviling. Ottar Kummeneje A/S, Trondheim, Fjellanger Widerøe A/S, Trondheim and localy from Nordhordaland Grunn og Betong A/S.

INNLEDNING

STATOIL, Den norske stats oljeselskap planlegger på vegne av eierne å ruste opp og øke kapasiteten på det eksisterende raffineriet på Mongstad. Fig. 1 viser det eksisterende raffineriet med en mulig utforming av den fremtidige utvidelsen inntegnet. NOTEBY inngikk kontrakt med Statoil for å utføre geologiske og geotekniske undersøkelser samt å være rådgiver i de samme fagfelt. Den opprinnelige kontraktsummen ekskl. tilleggsbestillinger var på 11,5 mill. NOK ekskl. mva.

NOTEBY har vært engasjert som geologiske og geotekniske konsulenter og utført undersøkelser for oljeraffineriet siden planleggingen startet i 1970, og har en omfattende erfaring som var til stor nytte for denne siste delen.

Undersøkelsene var meget omfattende og skulle utføres innenfor korte tidsrammer. Det måtte derfor settes inn store mannskaps- og utstyrsressurser for å kunne oppnå de forventede resultater. Av denne grunn ble det inngått

samarbeid med Siviling. Ottar Kummeneje A/S (grunnundersøkelser) og Fjellanger Widerøe A/S (landmåling).

MOBILISERING

Etter en lang periode med anbudsregning og kontraktsforhandlinger ble det i midten av november 1984 gitt klarsignal til å sette i gang den største og mest intensive feltoperasjon i geotekniske undersøkelser som er utført i Norge.

Omfanget av undersøkelsene og tilhørende tidsfrister betinget at det måtte settes inn store ressurser både av utstyr og personell. Mesteparten av utstyret og mannskapet kom til Mongstad i uke 48 og ble satt i produksjon i løpet av 1-2 dager. Lengst mobiliseringstid var det på de to store stålflåtene som kom til Mongstad i seksjoner på lastebil. Mobiliseringstiden for disse var ca. 4-5 dager. Borrigg og mannskap ble imidlertid satt i produksjon på land mens flåtene ble montert. På fig. 2 er vist det utstyret som ble mobilisert i startfasen. På et senere tidspunkt ble det også mobilisert for skru-plate forsøk og dykkerinspeksjon.

LAG NR.	UTSTYR	OMRÅDE*	MERKNAD
1	GEOTECH, STOR FLÅTE	18	SJØ
2	GEOTECH, DIV. HÅND-HOLDT UTSTYR	DIV.	LAND/KUMMENEJE
3	SAMSON	9	LAND
4	RAMBUKK, DREIEBOR LITEN FLÅTE	4,5	SJØ
5	-	-	-
6	GEOTECH, DIV. HÅND-HOLDT UTSTYR	DIV.	LAND
7	GEOTECH, STOR FLÅTE	17	SJØ, KUMMENEJE
8	GEOTECH, STOR FLÅTE	16	SJØ
9	REFR. SEISMIKK EKKOLODDING	15, 14, 16 17, 18	SJØ
10	REFR. SEISMIKK	4, 5, 14,16	SJØ/LAND
11	LANDMÅLING	DIV.	LAND/SJØ (UTSTIKKING FOR KAIER)
12	DIAMEC KJERNEBORMASKIN	14	LAND
13	LANDMÅLING	DIV.	LAND/FJELLANGER WIDERØE
14	LANDMÅLING	DIV.	LAND/FJELLANGER WIDERØE

Fig. 2: Mobilisert utstyr

* Se fig. 3

Det ble mobilisert utstyr og mannskap samtidig fra NOTEBY i Oslo, Stavanger, Bergen og Siviling. Ottar Kummeneje A/S og Fjellanger Widerøe A/S i Trondheim. Lokalt ble benyttet personell fra Nordhordaland Grunn og Betong A/S som med sitt inngående kjennskap til raffineriet var til stor hjelp.

Innenfor raffineriområdet er alle arbeidsoperasjoner underlagt et strengt reglement. For å kunne skape gjensidig kjennskap og forståelse til de arbeider som skulle utføres og til Rafinors reglementer ble det på et tidlig tidspunkt avholdt informasjonsmøter mellom Rafinor, Statoil og NOTEBY.

For å holde en så stor operasjon i kontinuerlig drift er kommunikasjon helt nødvendig. Telefon og telefax ble umiddelbart installert i feltkontoret som var bemannet med to sivilingeniører. Telefon og telefax viste seg raskt å være helt uunnværlig med den jevne strømmen av to-veis kommunikasjon som foregikk til NOTEBY i Oslo og Bergen og Statoil i Bergen og Stavanger.

Statoil etablerte samtidig et feltkontor bemannet kontinuerlig av 1 person og tidvis 2. Denne lokale kontakten var helt nødvendig for en rasjonell drift og fungerte alldeles utmerket. Det er her interessant å merke seg at til denne funksjonen hadde Statoil engasjert personell fra Geoteam A/S, og det kan trygt sies at en betydelig del av det geotekniske miljøet i Norge var samlet på Mongstad.

RAFINOR - ARBEIDSPROSEDYRER/REGLEMENT

En stor del av undersøkelsene skulle utføres innenfor sikkerhets-sonen til det eksisterende raffineriet. Raffineriområdet er meget eksplosjons- og brannfarlig, og gjeldende Rafinor arbeidsprosedyrer og reglement er tilsvarende strenge og omfattende.

Dette var forøvrig godt kjent fra tidligere perioder på Mongstad og gjennom de nevnte informasjonsmøter mellom Rafinor, Statoil og NOTEBY.

Disse møtene bidro sterkt til å skape gjensidig kjennskap og forståelse for de arbeider som skulle utføres og hvorledes de måtte innpasses i gjeldende prosedyrer og reglementer. Nytteverdien av møtene må karakteriseres som meget stor da en på et tidlig tidspunkt fikk personlig

kjennskap til nøkkelpersonell hos Rafinor og selvfølgelig vice versa. Nødvendige forbedringer på utstyret som skulle benyttes ble utført, f.eks. å montere gnistfangere på alle borrigger. Til intern kommunikasjon ble benyttet eksplosjonssikre radioer.

Alt personell som skulle innenfor raffineriet måtte først gjennomgå et sikkerhetskurs hos brann- og vernesjefen på Rafinor.

Den generelle prosedyren som måtte følges før arbeidene kunne starte opp, og under selve arbeidet er kort:

- Innhente "gravetillatelse" for alle borpunkter. Denne tillatelsen måtte godkjennes og undertegnes av Rafinors elektro-, instrument- og mekaniske avdeling. Ofte var det nødvendig med opplytting/påvisning av kabler, rør o.l. før gravetillatelsen ble godkjent. Dette måtte gjøres både innenfor og utenfor raffineriets sikkerhetssone.

- Før enhver arbeidsoperasjon måtte godkjente arbeidstillatelser utstedes. Arbeidene ble inndelt i to klasser, (1) kaldt arbeid og (2) varmt arbeid. Alle arbeider bortsett fra myrsonderinger ble klassifisert som "varmt arbeid". Arbeidstillatelsen måtte godkjennes hver dag og var gyldig i 8 t. Med 10 timers dag måtte arbeidstillatelsen derfor godkjennes 2 ganger pr. dag for hver enkelt arbeidsoperasjon. Tillatelsen ble godkjent av Rafinors skiftleder, men det ble i tillegg forutsatt godkjent gassmåling før arbeidet kunne starte. I den mest hektiske perioden var det opptil 10-12 arbeidstillatelser på samme tid.

Rafinor viste under hele arbeidet en utstrakt vilje til å yte maksimalt for at det ikke skulle bli stopp i arbeidet. I de tilfeller hvor det var nødvendig med opplytting/påvisning av kabler, ledninger etc. eller at Rafinors personell ikke var til stede kunne det ta opptil 2-3 dager å få gravetillatelse. Normalt lot dette seg gjøre på en dag, på grunn av den tidligere nevnte velvilje fra Rafinor.

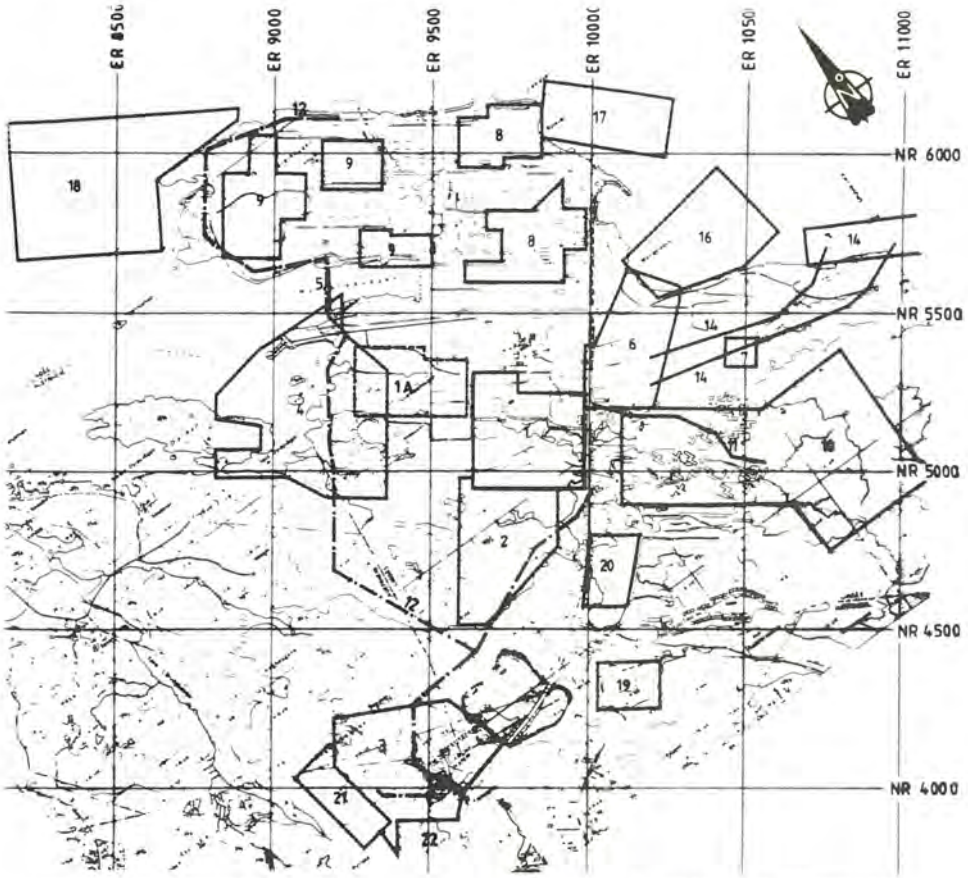
ARBEIDSOPPLEGG TYPE BORINGER

For å kunne gjennomføre det omfattende feltprogrammet ble det lagt stor vekt på et rasjonelt opplegg for utarbeidelse av borprogrammer og undersøkelsesmetodikk tilpasset de stedlige forhold og fremtidig utnyttelse av området.

Spesielt viktig var det å benytte velkjente og ikke for mange bormetoder.

Videre ble det lagt opp til maksimal utnyttelse av arbeidstiden med 10 timers arbeidsdag og fri kun hver annen helg.

Hele området ble delt opp i 22 separate felt som vist på oversiktsplanen på fig. 3.



AREA 1 NEW REFINERY
AREA 2 RIGGING AREA
AREA 3 ADMINISTRATION AREA
AREA 4 DYRØYVÅGEN
AREA 5 DAM MONGSTADVÅGEN
AREA 6 MODULE HOLDING AREA
AREA 7 NEW HELICOPTER LANDING PAD
AREA 8 AREA FOR NAPHTA-TANKS AND ...
AREA 9 KEROSINE TANK, GAS OIL TANK ...
AREA 10 WORK CAMP, TEMPORARY FAC...
AREA 11 SEWER FROM WORK CAMP
AREA 12 ROADS AND PIPETRACKS
AREA 13 MAIN SYSTEM LINES
AREA 14 COOLING WATER TUNNEL
AREA 15 FLARE AND FLUE GAS STACK
AREA 16 MODULE JETTY
AREA 17 PRODUCT JETTY
AREA 18 CRUDE OIL JETTY
AREA 19 GUEST HOUSE
AREA 20 SITE OFFICE
AREA 21 SPORTSHALL
AREA 22 NEW LABORATORY

Fig. 3: Oversiktsplan

På land ble hvert felt satt ut og merket med et nett på 20 x 20 m som ble merket med trestikker i hvert punkt påskrevet posisjon i henhold til raffineriets eget koordinatsystem. Generelt ble alle borpunktene tilpasset dette nettet.

Posisjonering av borpunktene på sjøen ble gjort med overettmerker på land og målewire fra land til flåte.

Enkelte borpunkter på sjøen ble kontrollert med vinkel og avstandsmåling fra land og generelt lå nøyaktigheten innenfor $\pm$ 1,0 m.

På de uberørte områdene på land, hvor terrenget består av vekslende bart fjell og myrpartier i fjelldepresjonene, ble undersøkelsene utført i to hovedfaser. Først ble området undersøkt med myrsonderinger, dvs. registrering av torvmektighet, i nett 20 x 20 m. Bart fjell, steinfyllinger, bekker o.l. ble innmålt. På bakgrunn av disse resultatene ble det satt opp et program av dreiesonderinger og fjellkontrollboringer. I enkelte tilfeller ble det også utført prøveserier eller andre spesielle undersøkelser.

I enkelte områder, spesielt innenfor raffineriet, hvor terrenget er dekket av steinfylling, ble det hovedsakelig utført fjellkontrollboringer og sjaktgravinger.

I kaiområdene besto borprogrammet av en kombinasjon av dreisonderinger, fjellkontrollboringer og prøveserier, som alle kunne utføres av Geotech-rigger. Borprogrammet var satt opp av Siviling. Elliott Strømme A/S i samarbeid med NOTEBY. Programmet ble noe justert underveis etter at resultatet fra refraksjonsseismikken forelå.

Hver kveld etter at arbeidene i felten var avsluttet ble resultatene av dagsproduksjonen tegnet opp separat for hvert felt samt på en oversiktsplan. De enkelte planene ble overlevert Statoil, som utarbeidet forslag til videre program. Deretter ble disse kommentert av oss. Generelt var det stor enighet om borprogrammene.

I henhold til kontrakten ble kostnader dekket etter medgått tid for mannskap og utstyr. Dette medførte en nøye oppfølging av tidsforbruk og produksjon hver dag for hvert enkelt lag. Hver enkelt laglеder hadde derfor som daglig ansvar å fylle ut et skjema, en såkalt "day-log", som ble overlevert til Statoil for kontroll og godkjennelse.

Hver uke ble det avholdt "progress-meeting" hvor alle forhold vedrørende personell, utstyr og produksjon for foregående uke ble gjennomgått. Videre ble fremtidig undersøkelsesprogram og prioritering for videre utførelse av undersøkelsene diskutert.

For hver måned ble det utarbeidet en månedsrapport som bygde på "progress-meetings" og som omhandlet alle forhold som ble berørt av kontrakten.

PRODUKSJON - FREMDRIFT AV FELTARBEIDENE

Tilsammen ble det utført 3450 boringer, sonderinger, prøvesjakter og prøveserier, foruten kjerneboringer i fjell, refleksjons- og refraksjonsseismikk, loddinger og dykkerinspeksjon. På fig. 4 er det gitt en detaljert oversikt over de utførte undersøkelsene på land og sjø i hvert enkelt område (Area kfr. fig. 3).

	PEAT SOUND.	SIMPLE SOUND.	DYN. PEN. SOUND.	STAT. ROT. SOUND.	ROCK DRILL.	SCREW PLATE TESTS	SOIL SAMP.	AUGER	TEST PITS	CORE DRILL. (m)	REFL. SEISM. (km)	REFR. SEISM. (km)	DEPTH SOUND (prof.m)	DIVING INSP. (prof.m)
AREA 1	286	3	0	14	72	0	3	0	13	0	0	0		
AREA 2	0	67	0	46	3	0	4	7	0	0	0	0		
AREA 3	519	31	0	57	55	0	0	4	0	0	0	0		
AREA 4	53/30	0	0	11	0	0	6	0	1	0	0	0,5		
AREA 5	0	4	5	0	0	0	2	0	4	0	102	0,6	640	
AREA 6	0	0	0	14	0	0	3	0	5	0	0	0		
AREA 7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
AREA 8	0	0	0	0	11	1	0	0	10	0	0	0		
AREA 9	0	98	0	0	195	0	2	2	0	0	0	0		
AREA 10	412	162	0	13	21	0	0	0	0	0	0	0		
AREA 11	16	42	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0		
AREA 12	732	15	0	4	4	0	0	0	2	0	0	0	150	
AREA 13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
AREA 14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	201	33	0,4		
AREA 15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
AREA 16	0	0	0	20	1	0	4	0	0	0	29	1,2		400
AREA 17	0	0	0	11	10	0	1	0	0	0	34	0		170
AREA 18	0	0	0	20	14	0	1	0	0	0	75	0		1250
AREA 19	80	0	0	9	12	0	0	0	0	0	0	0		
AREA 20	84	0	0	7	8	0	0	0	0	0	0	0		
AREA 21	76	0	0	5	5	0	0	2	0	0	0	0		
Tunnel entrance for rock caverns					13									
TOTAL	2288	422	5	234	424	1	26	15	35	281	262	3,7	790	2020

Undersøkelser på sjøen

Fig. 4: Total produksjon

I tillegg ble det satt ut 4850 trestikker i rutenett 20 x 20 m og 63 nye trigonometriske punkter samt 5120 1 m senterlinjeveier. I kontraktsfasen var det forutsatt at de eksisterende fastpunkter i området skulle brukes til å

sette ut rutenettet. Det ble beregnet utstikkingsdata fra disse fastpunktene. Like før arbeidet skulle settes igang ble kun 11 punkter godkjent av Statoil til å ha tilfredsstillende nøyaktighet. Følgelig måtte 63 nye fastpunkter etableres og nye utstikkingsdata beregnes. Dette ble gjort kontinuerlig i takt med etableringen av de nye fastpunktene.

På fig. 5 er fremdriften av feltarbeidene vist, sammen med gitte frister i kontrakten. Som det går frem av figuren lå vi hele tiden godt foran de gitte delfrister og endelig ferdigstillelse. Frem til jul, dvs. 5 uker etter start, var i overkant av 80 % produsert mot planlagt 60 %.

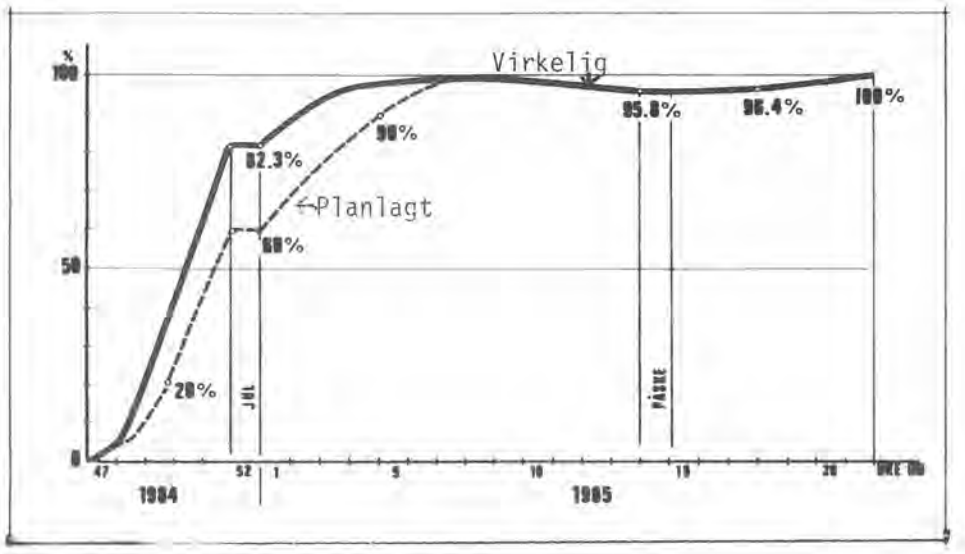


Fig. 5: Fremdrift av feltarbeidene

På fig. 6 er det vist antall personer involvert i oppdraget basert på 100 % deltakelse både av felt- og kontorpersonell.

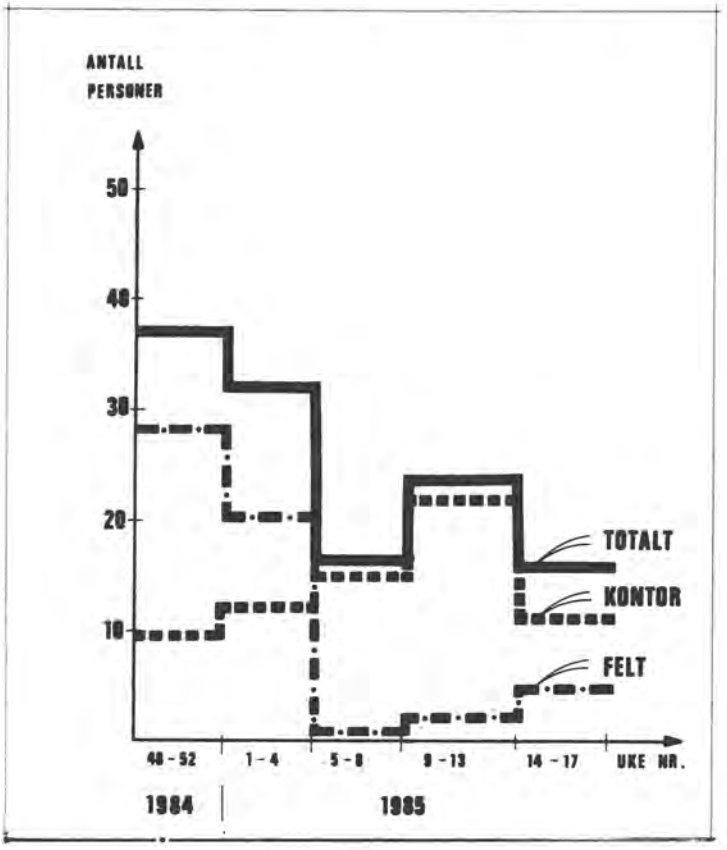


Fig. 6: Antall personer 100 % involvert

Totalt var 120 personer involvert i prosjektet i større og mindre grad.

På fig. 7 fremgår produksjonstiden for de forskjellige lagene. Det henvises forøvrig til fig. 2 for nærmere redegjørelse av lagene. Som det fremgår av figuren var alle lagene i produksjon ut uke 51, deretter ble enkelte lag demobilisert. Neste fase av demobiliseringen foregikk i ukene 3 og 4, og alle lagene var demobilisert i slutten av uke 5.

Senere ble noen av lagene mobilisert på nytt for å utføre supplerende undersøkelser. Av fig. 5 kan andelen av disse supplerende undersøkelsene anslås til 5-6 % av det totale omfanget.

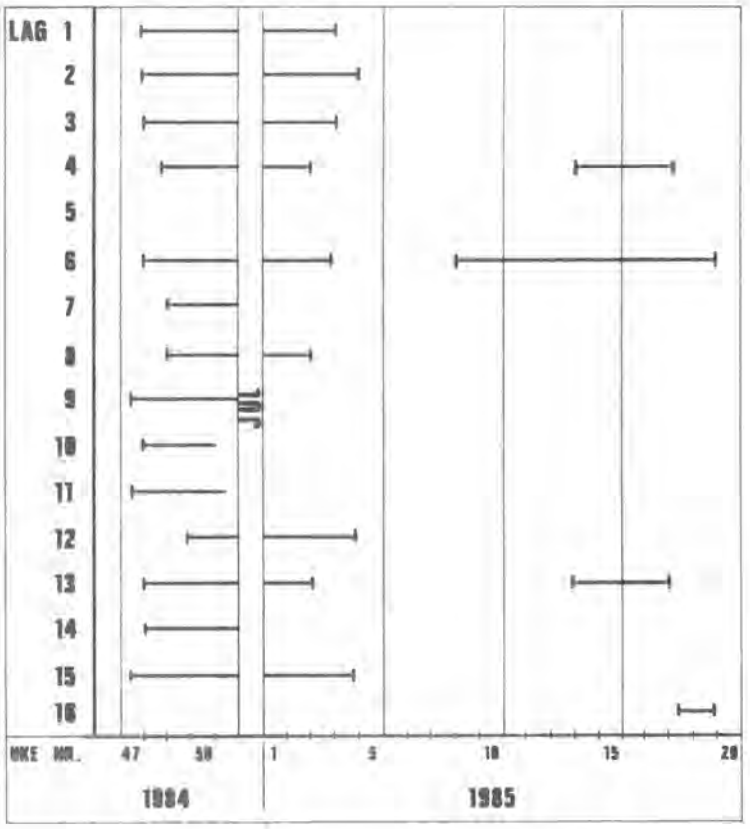


Fig. 7: Produksjonstid

Til grunnundersøkelsene av de tre kaiområdene ble det benyttet to store stålflåter og en standard borflåte satt sammen av fiberglassbokser. De to store stålflåtene, henholdsvis 5 x 10 m og 5 x 7,5 m ble benyttet i de antatt mest værutsatte områdene. Hovedhensikten med å benytte store stålflåter var å gjøre undersøkelsene mindre værutsatte. Liggetid p.g.a. værforhold varierte mellom 4 og 18 % for de 3 flåteenhetene. Den laveste verdien refererer til den største flåten. Det kan med stor sikkerhet fastslås at de store flåtene bidro positivt til redusert liggetid selv om vindretningen var gunstig for den største flåten.

RAPPORTERING

For rask opptegning av bordata på planer, dataark og profiler ble det for første gang i NOTEBY utført data-assistert opptegning. Til dette ble benyttet en Nord-100 maskin og resultatene ble tegnet ut på en HP 7585 A0-plotter.

Undersøkelsene ble rapportert separat for hvert enkelt felt og inndelt i datarapporter og prosjekteringsrapporter. På fig. 8 fremgår omfanget og tidspunktene for rapportproduksjonen.

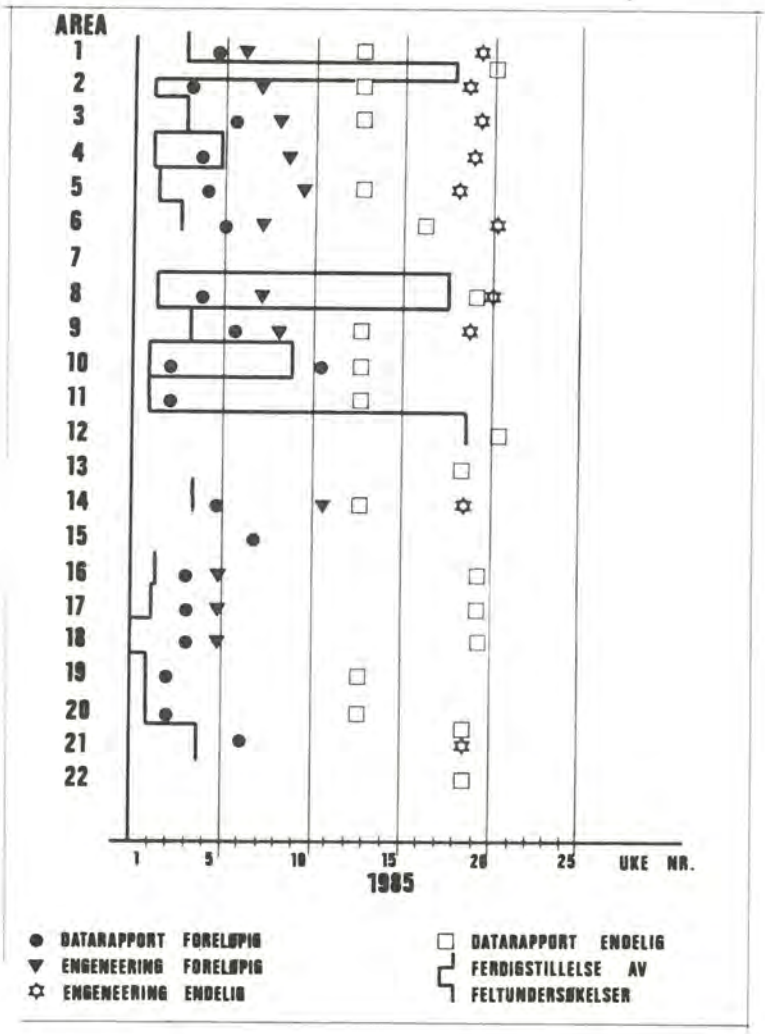


Fig. 8: Rapportoversikt

I hvert borpunkt ble det plottet inn vanlige bordata som posisjon, terrenghøyde og boret dybde. Type boring og hvorvidt boringen ble avsluttet mot fjell eller i løsmasser ble plottet med egne koder. Videre ble det benyttet forskjellig helning på skriften på gamle og nye boringer slik at disse kunne skjelnes fra hverandre.

Det er også verdt å merke seg at når man først har lagt inn bordataene på maskinen kan man få tegnet ut terrengkotekart, planer som viser mektighet av torv, fjellkotekart etc., såvel som profiler.

Dataassistert opptegning var helt nødvendig for å kunne produsere tegningene innenfor tidsfristene og med tilfredsstillende kvalitet.

Noe som også kan være verdt å merke seg er at fra Fjellanger Widerøe A/S i Trondheim ble disketter med borpunktenes eksakte plassering og terrenghøyde benyttet direkte på maskinene for opptegning.

Alle borplanene ble tegnet på blanke ark, og disse ble samkopiert med nye topografiske kart utarbeidet av VIAK A/S.

SPESIFIKASJONER FOR OG UTFØRELSE AV MARINE GEOTEKNISKE UNDERSØKELSER - PRESENTASJON AV DATA

SPECIFICATIONS FOR AND PERFORMANCE OF MARINE GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS - PRESENTATION OF DATA

Sivilingeniør Tomm Amundsen,Norsk Hydro A.S

SAMMENDRAG

Ved større marine grunnundersøkelser benyttes et samspill mellom grunnseismikk,geologi og geoteknikk.Det kreves utarbeidelse av nøyaktige spesifikasjoner,detaljert planlegging og aktiv bruk av kvalitets- sikringssystemer.Bestemmelse av konstruksjonsparametre må dokumenteres slik at usikkerheten knyttet til de enkelte parametre beskrives.

SUMMARY

Major offshore soil investigations require an interaction between geophysics,geology and geotechnical engineering.Accurate specifications are required together with detailed planning and active use of quality control systems.Determination of soil design parameters reqiures documentation in order to obtain a description of the uncertainty associated with the individual soil parameters.

1.INTRODUKSJON

Marine grunnundersøkelser skiller seg fra grunnundersøkelser på land ved et langt høyere kostnadsnivå,komplisert utstyr,vanskelige arbeidsforhold og generelt større konsekvenser for konstruksjonenens utforming og kostnader. Kostnadene av en bærekonstruksjon kan komme opp i flere milliarder kroner og influeres i betydelig grad av grunnforholdene.

Vi vet at det er innebygget usikkerheter i de verdier vi angir for jordas egenskaper.Alle elementer i prosessen fra prøvetaking til etablerte parametre introduserer elemeter av unøyaktighet og avvik fra den jorda man hadde som utgangspunkt.Dersom denne samlede usikkerheten kan reduseres ville det resultere i konstruksjonsparametre som er mer i overensstemmelse med virkeligheten og derved bidra til rimeligere konstruksjoner.

Den økende forståelsen for sammenhengen mellom evnen til å etablere realistiske (i motsetning til konservative) konstruksjonsparametre for jorda og konstruksjonenes kostnader har øket motivasjonen for å stille krav til de tekniske sidene,utførelsen og presentasjonen av resultatene fra undersøkelsene.For å kunne kontrollere at kravene tilfredstilles legges det nå også større vekt på praktiske kvalitetssikringssystemer.

Anbudsprosessen er det andre viktige området der gode spesifikasjoner vil innebære en bedring i forhold til dagens situasjon.Målet er å redusere usikkerheten rundt sammenlignbarheten mellom forskjellige anbud.Denne usikkerheten har vært spesielt merkbar på laboratoriesiden.Ved å ha detaljerte krav til utstyr,utførelse og presentasjonsform er det lettere for oljeselskapene å foreta en realistisk og rettferdig sammenligning mellom de ulike anbyderne.

Denne artikkelen tar sikte på å gi et innblikk i hvordan større marine grunnundersøkelser planlegges og utføres og hvordan verktøy som spesifikasjoner og kvalitetssikring er med på å redusere usikkerheten og konservatismen i det endelige produktet: konstruksjonsparametre for jorda til bruk i prosjektering av de enkelte plattformene. Til slutt nevnes et par eksempler på grunnundersøkelser som belyser ulike sider ved disse aktivitetene.

2.PLANLEGGING

Grunnundersøkelser for en plattform foregår gjerne i flere stadier.Det foretas som regel en regional kartlegging av nye felt.Dette er nødvendig fordi den nøyaktige plasseringen av plattformer sjelden vil være kjent før reservoaret er kartlagt. Kartleggingen foregår ofte parallelt med utbyggingsplanlegging og studier av plattforkonsepter.En slik fremgangsmåte nødvendig for å redusere planleggingstiden.

Når reservoarstudiene etterhvert kan angi aktuelle plattformområder krever prosjekteringsprosessen nøyaktigere geotekniske data. Før detaljert prosjektering begynner bør de endelige grunnforhold

fastlegges. Dette krever en detaljert lokal grunnundersøkelse innenfor plattformens fundamentareal.

I kartleggingen av grunnforholdene benyttes et samspill mellom grunn-seismikk,geologi og geoteknikk.Forut for en grunnundersøkelse utføres grunn- seismisk profilering som gir generell lagdeling og som samtidig anvendes til å vurdere faren for grunne gasslommer.Disse opplysningene benyttes sammen med reservoaropplysninger til å lage et grunnundersøkelsesprogram.

Deretter utarbeides spesifikasjoner som tilpasses det aktuelle arbeids-programmet.Med arbeidsprogrammet og spesifikasjonene klare sendes arbeidet ut på anbud.Anbudsprosessen tar gjerne et par måneder. Etter at boreskip og geoteknisk konsulent er valgt settes feltarbeidene igang. Feltarbeidene, laboratoriearbeidene og den etterfølgende tolkning tar opp til et halvt år og avsluttes som regel med en rapport der anbefalte konstruksjonsparametre presenteres.

3.SPESIFIKASJONER

Spesifikasjoner for de ulike sider av denne virksomheten har grodd sakte frem de siste årene.Norsk Hydro,Statoil og Saga Petroleum har inngått en avtale med Norges Geotekniske Institutt om utarbeidelse av et sett med spesifikasjoner for de viktigste sidene ved marine grunnundersøkelser. Spesifikasjonene skal sendes konsulentfirmaene og de største kontraktørfirmaene til uttalelse.Det forventes at det endelige produktet vil være klart i begynnelsen av 1986. Målsettingen er at disse spesifikasjonene kan bli en industristandard med jevnlige revisjoner.

Vesentlige deler av spesifikasjonene har allerede blitt brukt ved enkelte grunnundersøkelser.I Norsk Hydros regi ble grunnundersøkelsene på Troll-Øst i 1984 og for rørledningen mellom Oseberg og Hjartøy i år gjennomført med et omfattende sett med spesifikasjoner som stort sett følger prinsippene for de som er under utarbeidelse ved NGI.

De nye spesifikasjonene er delt i fire hovedområder:

A.Feltundersøkelse.
B.Laboratorietesting.
C.Konstruksjonsparametre.
D.Kvalitetssikring.

A.Feltundersøkelse.

Her beskrives oppdragsgiverens tekniske og operasjonelle krav til geoteknisk utstyr og registrering av data. Det skilles mellom hva som kreves av dokumentasjon i forberedelsesperioden,under mobilisering,under feltarbeidet og etter at feltarbeidet er avsluttet.

Det benyttes som regel en hydrauliske sjøbunnjekk ved boring og in-situ testing.Jekken kontrollerer borestrengen eller utstyr som overflate CPT

og -vingebor.Det stilles strenge tekniske krav til jekken som for eksempel vekt,helningstoleranser,rotasjonskontroll ved nedsenkning, og registrering av parametre som vanndyp,strømninger og helning.

Det benyttes mange typer prøvetakingsutstyr,fra enkel hammerprøvetaker til automatisk hydraulisk utstyr som slippes ned i borestrengen,aktiviseres av trykket i boreslammet og fiskes opp etter at prøven er tatt.Spesifikasjonene stiller krav til teknisk beskrivelse av utstyret og operasjonsprosedyrer.Det stilles også krav til kontraktørens dokumentasjon av arbeidet som utføres.Av de opplysningene som kontraktøren skal dokumentere etter at et borhull er avsluttet er dato og tidspunkt for boringen,vann- og borehullsdybde,tidevanns-variasjoner iløpet av boringen, variasjoner i boreslamtrykket, belastningsvariasjoner på borekronen, sjøtilstand og båtens vertikalbevegelse, penetrasjonskraft for hver enkelt prøve og andre observasjoner som kan være av interesse for å bedømme grunnforholdene.

Trykksondering (CPT) er idag den overlegent mest brukte in-situ test metoden.Forskning har vist at måleresultatene er tildels svært følsomme overfor tekniske detaljer som sondegeometri, kalibreringsnøyaktighet, kapasitetsgrenser og testprosedyrer.Det stilles derfor strenge krav til dokumentasjon.Kalibrering av utstyret har vist seg å være den kanskje viktigste enkeltfaktoren i dette arbeidet og kreves utført før,under og etter feltarbeidet etter strenge retningslinjer. Plassering av poretrykksfiltret,registreringssystem,testprosedyrer og presentasjonsform skal beskrives samtidig som det stilles en rekke detaljkrav til disse elementene.

Vingebor benyttes også i stort omfang.Dette utstyret er teknisk sett relativt enkelt.Følgelig er spesifikasjonene mindre omfattende.Krav til beskrivelse, kalibrering og presentasjonsform tilsvarer imidlertid de for trykksondering.

Andre typer in-situ test utstyr som benyttes er pressiometeret, "hydraulic fracturing"-utstyr og geofysisk logging.

Det forventes at dilatometeret vil være tilgjengelig i "marinisert" versjon i 1986 og vil i såfall bli omfattet av spesifikasjonene.

For alle typer testing og prøvetaking forutsettes det at oppdragsgiver stiller til rådighet tilgjengelig informasjon om grunnforholdene slik at kontraktøren eller konsulenten kan tilpasse utstyret.

8.Laboratorietesting

Alle vesentlige typer tester beskrives i spesifikasjonene.Det er etter hvert blitt mer vanlig å utføre avanserte geotekniske tester ombord i boreskipene, så som triaksialtesting, kontinuerlig ødometer(CRSC) og røntgen.Det skilles derfor i prinsippet ikke mellom tester utført i laboratorier på land eller på sjøen.Dette sikrer at testresultater fra feltarbeidene og fra laboratoriet på land kan brukes samlet eller eventuelt til å kvantifisere effekt av lagring og transport.

Spesifikasjonene bygger i prinsippet på NGF's retningslinjer og anbefalinger men benytter også andre referanser så som Norsk Standard,British Standard og ASTM der disse er anvendbare.I tillegg gis det detaljspesifikasjoner som går utover og lenger enn referansene over og gjelder spesielt triaksial- og direkte skjær-testing. Det åpnes for å benytte andre standarder eller referanser men disse skal i såfall oppgis.

Spesifikasjonen for laboratorietesting er delt i følgende avsnitt:

- -klassifikasjons- og indeksforsøk
- -geologiske og geokjemiske forsøk
- -konsolideringsforsøk
- -triaksialforsøk
- -ressonnanssøyleforsøk
- -direkte skjærforsøk
- -andre forsøk som plane deformasjonsforsøk,modellforsøk, ringskjærforsøk og andre.

C.Konstruksjonsparametre.

I dette kapitlet har jeg forsøkt å systematisere prosessen som ligger til grunn for utvelgelse og presentasjon av konstruksjonsparametre.Dette er et viktig ledd i arbeidet med å bringe den geotekniske delen av prosjektering nærmere probabilistisk analyse.

I utgangspunktet forutsettes det at oppdragsgiveren beskriver formålet for undersøkelsen,hva slags konstruksjoner som skal prosjekteres og hvilket nivå i prosjekteringen dataene skal anvendes.Det kan for eksempel dreie seg om forprosjekt eller en feltutviklingsplan som omfatter flere plattformtyper plassert over et større område.Dette krever et bredt spektrum av parametre over et større område men med en relativt lav nøyaktighetsgrad.I den andre enden av skalaen kan det dreie seg om å etablere endelige konstruksjonsparametre for et gitt plattformkonsept på et bestemt sted.Kravene til valg av parametre, utvelgesesprosess og dokumentasjon er svært forskjellige i disse to eksemplene.Hittil har det ikke vært vanlig at oppdragsgiver har gått i detalj om slike forutsetninger,noe som er en forutsetning for å kunne gjennomføre prosessen slik det er beskrevet over. Videre forutsettes det at oppdragsgiveren selv identifiserer hvilke parametre som er vesentlige.Spesifikasjonen presenterer en oversikt over hvilke parametre som vanligvis anvendes i ulike typer beregninger. Oppdragsgiver kan utvide eller begrense de gitte rammene ved å spesifisere dette i arbeidsbeskrivelsen som inngår som en del av kontrakten.

På dette grunnlaget beskriver spesifikasjonen hvordan de enkelte parametrene skal presenteres.Det tas utgangspunkt i en aktuell problemstilling istedet for en enkelt parameter isolert. Eksempler på dette er penetrasjon av skjørter,deformasjonsparametre for dynamisk analyse,skjærstyrkeparametre for stabilitetsanalyse og parametre for analyse av peleramming. Ved å henlede oppmerksomheten på de enkelte problemstillingene som skal analyseres og hvilke parametre som trengs i analysen reduseres faren for feil anvendelse.

Når nå problemstillingene er fastlagt og de relevante parametre gitt skal de foreslåtte verdiene dokumenteres med datagrunnlaget og prosessen for bestemmelse av de enkelte verdiene. En viktig del av dette arbeidet er å uttrykke hvilken usikkerhet som er knyttet til de gitte verdiene.En slik usikkerhet bør tallfestes ved statistiske metoder der dette mulig.Der datagrunnlaget ikke er tilstrekkelig til en slik analyse bør konsulenten foreta en kvalitativ vurdering av usikkerheten og sansynlighet for avvik. På denne måten kan oppdragsgiveren raskt danne seg et bilde av anvendligheten av de oppgitte verdier samtidig som sansynligheten for at dårligere(eller bedre) verdier kan opptre kan sees i sammenheng med sansynligheten for avvik i de belastninger som skal benyttes i beregningene.

D.Kvalitetssikringssystem

Oljedirektoratet krever i sine retningslinjer for internkontroll i olje- selskapene at den skal dekke alle deler av organisasjonen og alle deler av en aktivitet.Dette betyr i praksis at grunnundersøkelser og rapportering av jordas egenskaper skal være underlagt oljeselskapets egenkontroll. Kvalitetssikring er et nøkkelelement i egenkontrollen.Formelt skal altså kvalitetssikring bidra til å sikre at oljeselskapene følger myndighetenes retningslinjer.I praksis ønsker vi å benytte et aktivt kvalitetssikringssystem for selv være trygge på at det produktet vi får er det vi har bedt om.

Det refereres i Oljedirektoratets retningslinjer til tre norske standarder: NS 5801,5802 og 5803.Problemet er å lage et praktisk system på dette grunnlaget som virker etter hensikten uten at de enkelte medarbeiderne i det utførende konsulentfirmaet føler seg presset inn i et byråkratisk skjemavelde uten bakkekontakt. Med utgangspunkt i et par forsøk på å lage og benytte et slikt system i reelle arbeidssituasjoner nærmer arbeidet seg et produkt som vil bli utprøvet ved grunnundersøkelser i 1986.Det er sansynlig at det vil bli nødvendig å modifisere systemet etterhvert som man får erfaring med det i praksis.

Systemet vil grovt sett bestå av en selvstendig funksjon i konsulentfirmaet som går inn og gjør kontroller og inspeksjoner uavhengig av prosjektteamet og rapporterer direkte til prosjektleder i konsulentfirmaet og til prosjektansvarlig i oljeselskapet.Videre betyr det opprettelse av kontroll- og godkjennelsesrutiner innen prosjektteamet for rapporter og tegninger.Til slutt forutsetter det et system med godkjennelse,kommentarer og tilbakemelding fra oljeselskapet på rapporter.

4.EKSEMPLER PÅ GRUNNUNDERSØKELSER

Grunnundersøkelsene på Oseberg i 1982 og -83:

Disse undersøkelsene illustrerer den trinnvise utviklingen fra regional

til detaljert undersøkelse.Oseberg-prosjektet startet våren 1982 med en fremdriftsplan der et såkalt "feasability"-studium skulle dokumentere gjennomførbarheten av et utbyggingsprosjekt.Dette resulterte i en kommersialitetserklæring høsten 1982. Prosjekteringen av plattformer i to alternative utbyggingsløsninger tok til umiddelbart.Våren 1983 ble det klart at valget mellom en integrert plattform og to mindre plattformer på plattformsentret i hovedsak ville bli bestemt av grunnforholdene.

Hensynet til en optimal reservoarutnyttelse tilsa at plattformsentret måtte ligge innenfor et 1 * 5 kilometer stort område der de regionale undersøkelsene indikerte variable og ugunstige grunnforhold.Det var derfor viktig å finne det sted innenfor dette området som hadde de beste grunnforholdene.

En separat grunnundersøkelse ble utført tidlig på våren med dette målet for øyet.Ved hjelp av trykksonder ble området først kartlagt i et 500*500 meter nettverk.Deretter ble det beste området undersøkt i større detalj.Hovedmålet var å finne dybden til og fastheten av et svakt leirlag som lå mellom 9 og 13 meter under sjøbunnen.For å komme ned til dette laget måtte trykksonden presses med 15 til 20 tonns kraft gjennom et fast sandlag.Med informasjon fra trykksonderingene og grunnseismiske data ble den endelige plattformposisjonen fastlagt.Det viste seg imidlertid at grunnforholdene ikke var gode nok til å tåle belastningene fra en integrert plattform.Dermed ble planene lagt for den avsluttende undersøkelsen for en gravitasjonsplattform og en pelet plattform side om side.Grunnundersøkelsen ville bli svært omfattende. Både for å spare tid og for å få anledning til å prøve et nytt kontinuerlig trykksondeutstyr ble feltarbeidene delt i to kontrakter. Hovedkontrakten omfattet boring med prøvetaking og in-situ testing med tilhørende laboratoriearbeider.Den andre kontrakten dekket en serie med trykksonderinger fra overflaten ned til det kritiske leirlaget.Arbeidene ble avsluttet med en rapport som anbefalte konstruksjonsparametre for de to plattformene.

Det var brukt rundt 50 millioner kroner i grunnundersøkelser på to år. Hva fikk vi igjen for disse pengene?Veldefinerte konstruksjonsparametre innenfor det 16 mål store fundamentarealet til gravitasjonsplattformen og for den pelete stålplattformen.I tillegg ble det oppnådd store innsparinger ved å kunne redusere usikkerheten ved egenskapene i det svake,kritiske leirlaget.Denne innsparingen kan illustreres ved å se konsekvensen av å kunne øke den anbefalte udrenerte skjærfastheten med 10 kN/m2 som følge av mer detaljert dokumentasjon.Dette resulterte i en reduksjon av basearealet med en innsparing på 30-40 millioner kroner.

Troll-Øst undersøkelsene i 1984:

Denne undersøkelsen representerer et fremskritt først og fremst på grunn av den store satsingen på grunnseismikk. Et tett nettverk på 6400 kilometer med analog seismikk og sidesøkende sonar ble utført sommeren 1983.Tolkningen ble hjulpet av en enkel grunnundersøkelse det samme året som ga referanseverdier for lydhastigheter og beskrivelse av de ulike lagene.Med dette grunnlaget ble det planlagt er omfattende regional grunnundersøkelse som tok sikte på kartlegge grunnforholdene i

hele Troll-Øst området med hovedvekt på de mest aktuelle plattformområdene.

Det andre viktige poenget med denne undersøkelsen var arbeidet med spesifikasjoner. I planleggingen av denne grunnundersøkelsen ble det lagt stor vekt på å utarbeide et sett med spesifikasjoner som skulle sikre en høy og jevn kvalitet på prøver og in-situ test resultater. Spesifikasjonene inkluderte krav om et kvalitetssikringssystem som skulle operere gjennom hele prosjektet. Erfaringene fra dette arbeidet dannet grunnlaget for å sette igang med å etablere felles spesifikasjoner som nevnt i innledningen.

Den generelle lagdelingen som var funnet ved tolkning av de grunnseismiske dataene ble brukt sammen med resultatene fra grunnundersøkelsen til å etablere et sett med parametre for ulike geotekniske problemstillinger for de mest aktuelle plattformområdene. Dette grunnlaget benyttes idag i utviklingen av de ulike plattformkonseptene som kan være aktuelle ved utbygging av feltet.

Kravet til dokumentasjon i forbindelse med etablering av konstruksjonsparametrene var ikke kommet inn på dette tidspunktet men ville sansynligvis ha resultert i et betydelig merarbeid i tolknings og rapporteringsfasen. Samtidig ser man idag at behovet for en tallfesting av usikkerheten som er forbundet med de anvendte jorddataene er klart økende etterhvert som de ulike plattformkonseptene utvikles og optimaliseres.

5. SAMMENDRAG

Marine grunnundersøkelser er kostbare, anvender komplisert og avansert teknikk og gir resultater som har store konsekvenser for utforming og kostnader av plattformer. For å kunne gi så realistiske jorddata som mulig krever dette både et samspill med fagfeltene grunnseismikk og geologi samtididg som det stiller strenge krav til planlegging og utarbeidelse av nøyaktige og anvendbare spesifikasjoner. Kvalitetssikring er et viktig verktøy i prosessen med å sikre en jevn og høy kvalitet på resultatene.

Utvelgelsesprosessen for konstruksjonsparametre må dokumenteres slik at usikkerheten som er knyttet til de enkelte verdier beskrives. Med økende vanndyp og vanskeligere grunnforhold bidrar disse elementene til at geoteknikken utvikler seg fra å være et marginalt ingeniørfag i de tidlige utbyggingsprosjektene på Nordsjøen til å bli et av hovedelementene i utvikling og prosjektering av nye plattformer.

FORMANNENS 10 MINUTTER

Sivilingeniør Johan C. Sandberg, formann i Norsk Bergmekanikkgruppe

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

INVESTIGATIONS OF FRACTURE ZONES IN CRYSTALLINE ROCK BY BOREHOLE RADAR.

OLLE OLSSON*, LARS FALK*, OLOF FORSLUND**, LARS LUNDMARK** AND ERIC SANDBERG*

* Swedish Geological Company, Box 1424, S-751 33 Uppsala, Sweden
** Swedish Geological Company, Box 118, S-930 70 Malå, Sweden

Contents

Abstract
Introduction
The radar system
Single hole radar measurements
Cross-hole radar measurements
Conclusions
References

INVESTIGATIONS OF FRACTURE ZONES IN CRYSTALLINE ROCK BY BOREHOLE RADAR

OLLE OLSSON*, LARS FALK*, OLOF FORSLUND**, LARS LUNDMARK** AND ERIC SANDBERG*
* Swedish Geological Company, Box 1424, S-751 44 Uppsala, Sweden
** Swedish Geological Company, Box 118, S-930 70 Malå, Sweden

ABSTRACT

A borehole pulse radar system has been developed as part of the International Stripa Project with the objective to identify and characterize fracture zones at a considerable distance from boreholes. The radar uses very short pulses, which are transmitted and received by dipole antennas inserted into the boreholes. The pulses are extremely broadband with center frequencies of 25-60 MHz corresponding to wavelengths of a few meters in the rock. At 25 MHz the attenuation in the Stripa granite is 28 dB/100 m and the pulse velocity is approximately 128 000 km/s. Reflection measurements have been used to identify fracture zones and determine their position and orientation. The zones often cause strong and well-defined reflections. Improvements in the pulse form and numerical filtering of the data have consequently made the radar a very efficient instrument for locating fracture zones. During measurements in Stripa reflections from fracture zones have been observed more than 100 m from the borehole.

INTRODUCTION

A large part of the groundwater flow in crystalline rock takes place in fracture zones. The Crosshole program of the International Stripa Project has the objective to develop methods which can give information about the location, extent, and physical properties of fracture zones. The Crosshole program includes the development of radar as one of the methods with potential to give at least part of the required information. The radar system is designed for investigation of volumes where the distance from the boreholes is of the order of 50 m. The aim is to be able to detect relatively small fracture zones with a thickness down to a few decimeters.

THE RADAR SYSTEM

The new radar system consists of four different parts [1];

- a microcomputer with two 5 inch floppy disc units for control of measurement, data storage, data presentation and signal analysis.
- a control unit for timing control, storage and stacking of a single radar measurement.
- a borehole transmitter for sending out short radar pulses.
- a borehole receiver for detection and digitization of radar pulses.

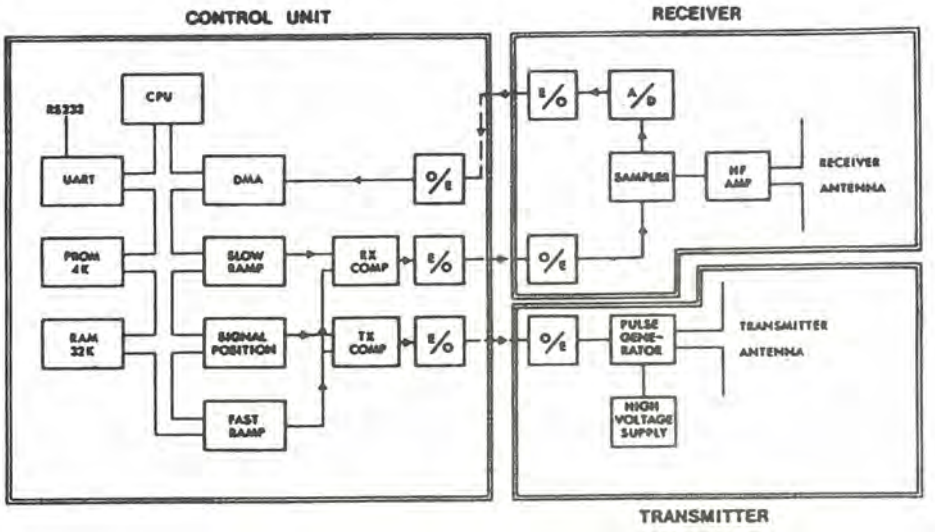


Figure 1. Block diagram of the borehole radar system.

The block diagram of the control unit, transmitter and receiver is shown in Figure 1. The system works in principle like a sampling oscilloscope, i.e. only one sample of the received signal is measured for each pulse produced by the transmitter. When the next pulse is received a new sample is taken at a slightly displaced time. Thus after a number of samples a replica of the entire signal is recorded as a function of time.

The borehole probes communicate with the control unit by optical fibers. This will eliminate any disturbing reflections due to wave propagation along electrically conducting cables. Two fiber links are used to transmit timing information to the transmitter and the receiver for the sampling process and one fiber link is used to transmit measured data in digital form from the receiver to the control unit.

As there is no direct connection between the transmitter and the receiver the radar may be used for both single-hole and crosshole measurements. The system also provides absolute timing of the transmitted pulses which makes it possible to measure the travel time of the radar pulses in a crosshole measurement.

Care has been taken in the design of the system to make it sufficiently flexible to allow variation of the centre frequency, the sampling frequency, and the length and position of the sampled time interval. The measurement procedure is relatively simple. After initialization of a data disc and selection of the variable parameters the probes are inserted into the borehole and the measurement is started. When the measurement of a trace is completed the computer unit gives an audio signal to indicate that it is time for the operator to move the probes to the next measuring position. In the horizontal holes at Stripa the probes are pushed into the boreholes by glass fiber rods. Measurements have normally been carried out with a separation of 1 m. One measurement takes about 20-40 s depending on the number of samples and stacks. This corresponds to about 100 m of measured borehole per hour in one meter steps.

The system has now been in operation since summer 1984 and during that time single and cross-hole measurements have been performed at Stripa corresponding to a total borehole length of almost 20 km.

SINGLE HOLE RADAR MEASUREMENTS

The principle of a radar reflection measurement is depicted in Figure 2. The distance to a reflecting object is determined by measuring the difference in arrival time between the direct and the reflected pulse. The basic assumption that the speed of propagation is the same everywhere in the rock mass has been verified in several crosshole measurements. As the radar is pushed step by step into the borehole the time difference will vary in a characteristic manner typical of the reflector.

The two basic patterns are point reflectors and plane reflectors as shown in Figure 2. As an example the point reflector pattern corresponds rather closely to the reflection from the drift in Figure 3, because the drift extends in a direction almost perpendicular to the boreholes. The planar pattern characterizes the fracture zones and is found in all radar maps. It should be remembered that a planar reflector works like a mirror and is therefore the most efficient type of reflector and the only one likely to be observed at large ranges.

The demand on range has necessitated the use of a pulse which is extremely broad band in frequency in order to have both a short pulse and frequencies low enough to allow propagation in rock. Any reduction in frequency would lead to a broader pulse with poorer resolution and an increase in frequency would give a decrease in range. At present the pulse width is about 5 m with a centre frequency of 25 MHz.

The borehole geometry has forced us to use dipole antennas, so that the radar in Figure 2 is cylindrically symmetric. Consequently one can not obtain the complete orientation of a fracture plane from measurements in a single borehole. The orientation can however be determined by combining results from several boreholes. A future possibility is the developement of directional antennas that would be sufficiently efficient to overcome the limitations introduced by small borehole diameters.

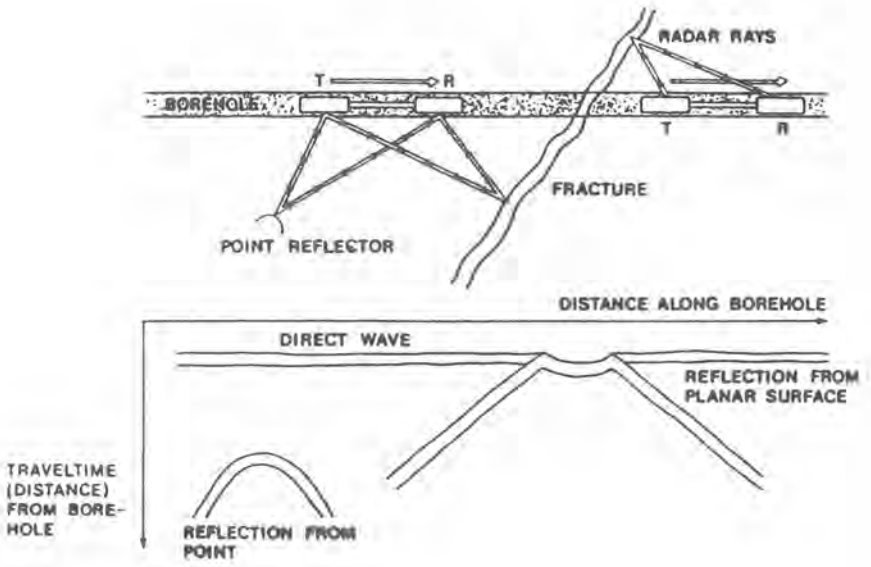


Figure 2. Principle of the borehole reflection radar and the patterns generated by plane and point reflectors.

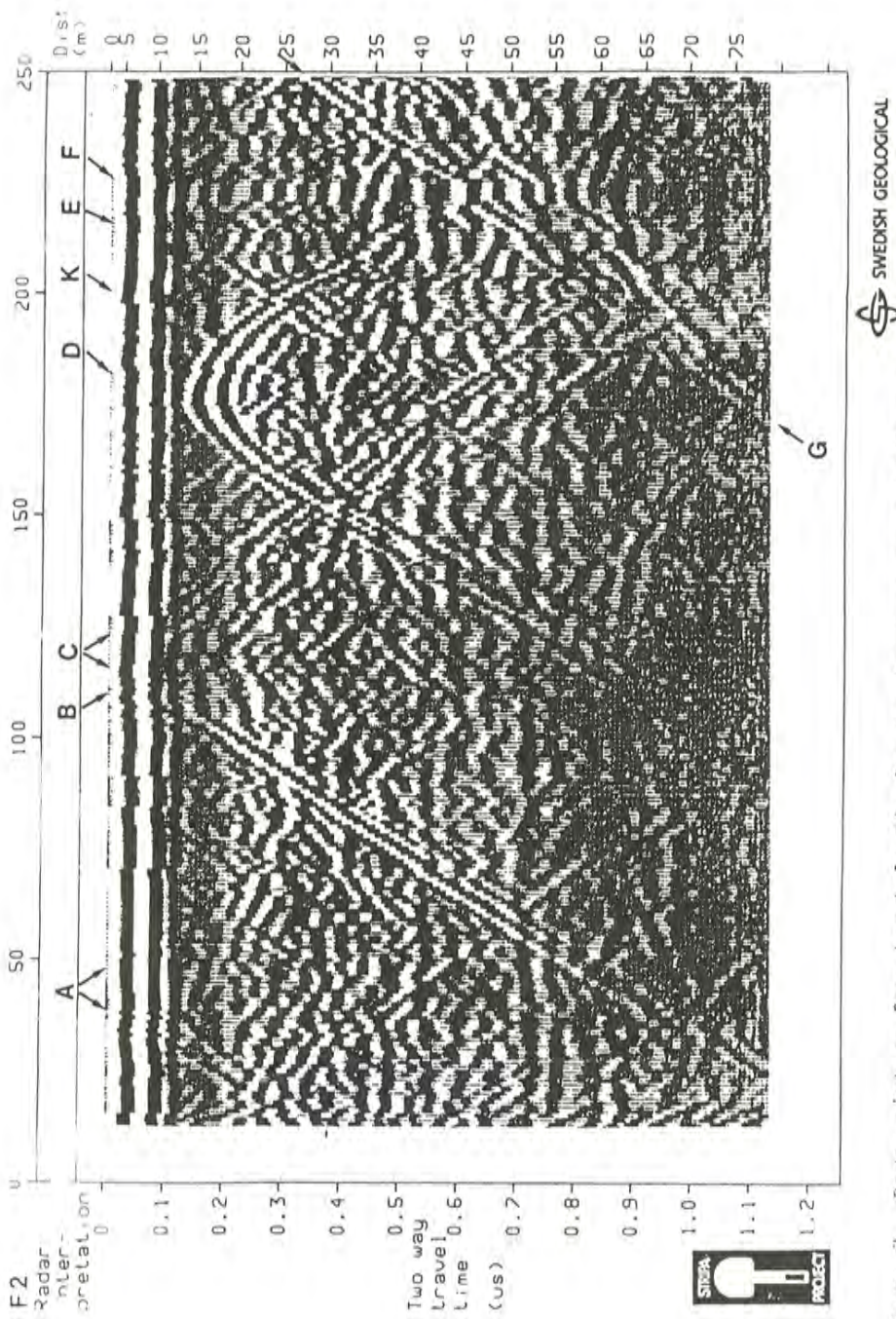


Figure 3. Radar picture from borehole F2 with the fracture zones indicated. The drift passing near the borehole is clearly seen at a depth of 175 m.

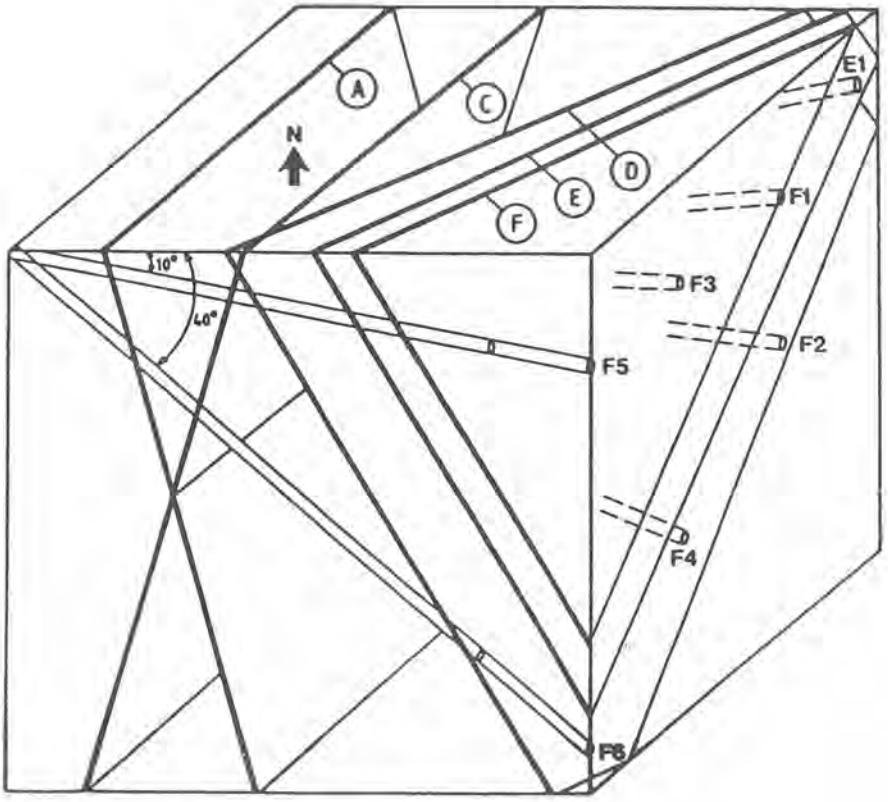


Figure 4. The configuration of the boreholes and some of the fracture zones.

At the Cross-hole Site at the 360 m level in Stripa there are seven boreholes extending in a fan-like fashion from the site (Figure 4). Logging data and core maps have previously been used to construct a picture of the position and orientation of fracture zones by identifying their position in several boreholes [2]. A similar procedure was adopted for the radar measurements in order to compare the two methods in an independent way.

The radar maps from the different boreholes (see Figure 3) show that fracture zones produce significant reflections of radar pulses. The identification is considerably simplified by the fact that the fracture zones appear to be plane and therefore produce a characteristic pattern as the radar is pushed into the borehole. This pattern, which is the basis of our analysis, may be used to determine the angle of intersection with the borehole as well as the point of intersection.

It is sufficient that the fracture plane intersect the extension of the borehole since the visible part of a pattern can often be extended far beyond the ends of the borehole. There are several examples of fracture zones that have been identified in this way. The intersection angles can be determined with varying precision: fracture planes that intersect the borehole almost orthogonally are difficult to separate while oblique zones have clearly defined angles. On the other hand oblique zones are often more difficult to observe in the clutter generated by small reflectors in the rock.

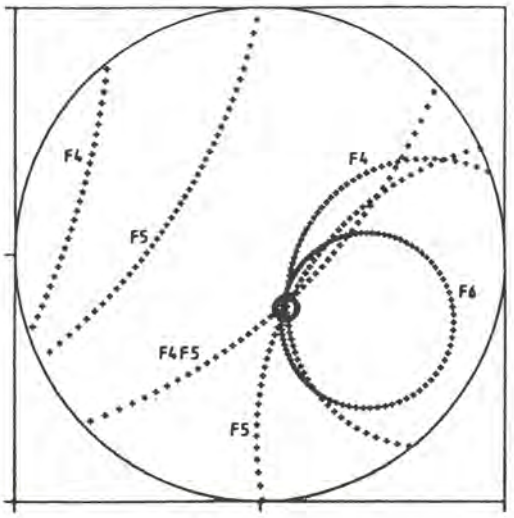


Figure 5. The Wulff diagram used to determine the orientation of zone K from intersection points and intersection angles. The ring marks directions 5 degrees off the determined direction.

With the use of a nomogram where the reflection pattern is depicted for different angles of intersections it is possible to obtain a set of intersection points and intersection angles corresponding to all fracture zone observed in the boreholes. This set is quite large and complicated for the Crosshole Site where many fracture zones are visible in the maps. It was found that the analysis is best performed step by step in order to check that less probable candidates are not introduced too early in the analysis which usually causes confusion.

The analysis of the fracture zones is performed by a computer program which can calculate the possible orientations and positions derived from an intersection angle or two points of intersection in different boreholes. The orientation of the plane may be described by plotting its normal in a stereographic Wulff diagram. Using this diagram one can step by step find out which reflections correspond to a certain fracture zone.

An example of such an identification is given in the diagram of Figure 5 corresponding to zone K, a zone not identified in the logging data [2]. One reason for this is that the zone only intersects three boreholes but can be seen in the radar data in the extension of at least one more borehole. It is prominent only in borehole F4, but with the radar it can of course be followed far from the boreholes. A very good determination of the orientation of this plane is obtained by combining the intersection angles from boreholes F4, F5 and F6. This result is confirmed by plotting the possible orientations obtained from the intersection points in different boreholes. Figure 5 shows that in this way we obtain an almost perfect determination of the orientation of zone K, since the curve corresponding to intersections in F4 and F5 gives exactly the same result as the intersection angles.

Results from a crosshole measurement between E1 and N1

The objective of the crosshole measurement between N1 and E1 was to obtain data on the attenuation of radar waves in the Stripa granite and to obtain the velocity of propagation. The transmitter and the receiver were positioned at the same borehole depth in each of the boreholes. The boreholes are perpendicular and approximately straight. In this configuration the relative position of the antennas is always the same so no correction has to be made for the directional dependence of the antenna radiation lobes.

The resulting time-distance plot is shown in Figure 6. The amplitude of the received signal is plotted in terms of different grey scales, where black corresponds to positive values, grey to zero, and white to negative values. The travel time of the direct wave increases as the borehole probes are moved into the boreholes as shown by the increasing time delay.

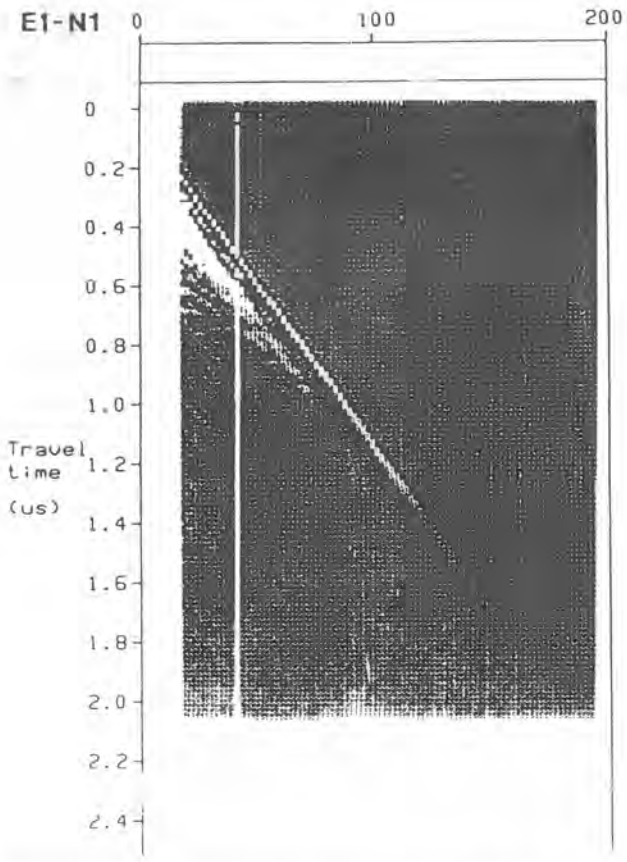


Figure 6. Time-distance diagram from a crosshole measurement between the orthogonal boreholes E1 and N1.

From this measurement the velocity of radar waves in the Stripa granite was estimated to be 128 m/us. This corresponds to a relative dielectric constant of 5.5. Determinations of the dielectric constant on core samples gave an average value of 5.4 at a frequency of 20 MHz for samples classified as unaltered granite. The agreement between the core sample data and the field data can thus be considered excellent. The variation of the peak to peak amplitude of the direct wave as a function of distance gives an attenuation for the radar waves of about 28 dB/100 m.

A number of experiments have been performed with various antenna designs and changes have been made in the impedance matching between antennas and electronics in order to reduce the ringing. The best result obtained so far is shown in Figure 7, where the pulse is shown after propagation through 50 m of rock. The centre frequency of the pulse is 23 MHz corresponding to a wavelength of 5.3 m in Stripa granite.

Results from a crosshole measurement between E1 and F2

A crosshole experiment with dense ray coverage has been performed between the boreholes E1 and F2. These boreholes originate from essentially the same point and the angle between them is 15°. The transmitter was positioned in F2 and moved in 10 m steps through the borehole interval 60-200 m. For each transmitter position the receiver was moved in two meter steps in E1 through the borehole interval 60-200 m. This gives a total of 1065 rays covering the plane between the boreholes.

Tomographic inversion has been performed on the travel time and attenuation data for the direct wave. The inversion was made with a computer program developed by the Swedish National Defence Research Institute (FOA) [3]. The differences in travel time proved to be too small to give any geologic information. The variations in attenuation were significant and the result of the inversion is shown in Figure 8. The dark color corresponds to areas with increased attenuation. One of these corresponds to a major fracture zone through the experimental site. A drift passing between the two boreholes is observed as an area of high appearent attenuation due to scattering of the radiation by the drift.

CONCLUSIONS

A new borehole radar system has been constructed and operated within the framework of the Stripa Project. During the field tests the equipment has performed well and has also proved durable and suitable for work in the mine environment. The measurement procedure is fairly simple and measurements are performed rapidly.

The results obtained so far have demonstrated the great potential of the borehole radar system for the investigation of fracture zones. It is particularly encouraging that most zones seem to reflect radar waves very well. All zones previously derived from core maps and logging data were discovered during the analysis of the radar measurements and several new zones were also found. All major reflections have been taken into account, which proves that the method works consistently.

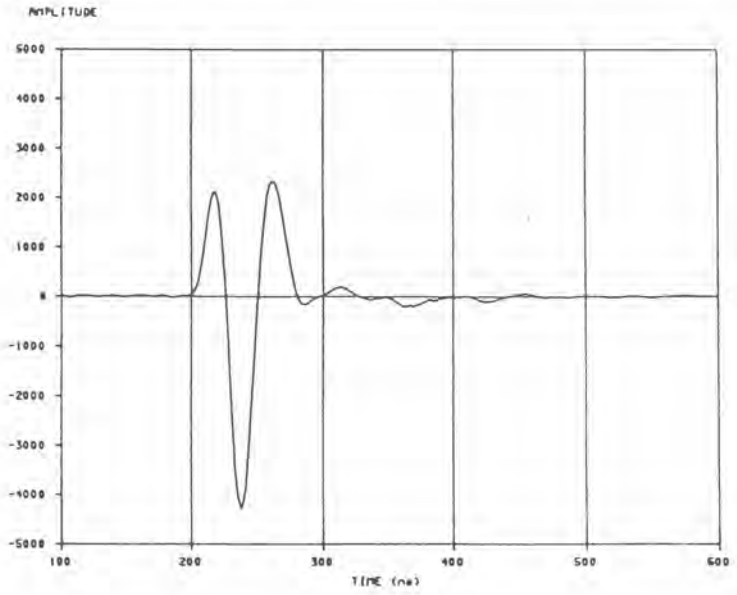


Figure 7. Radar pulse after propagation through 50 m of granite between E1 and N1.

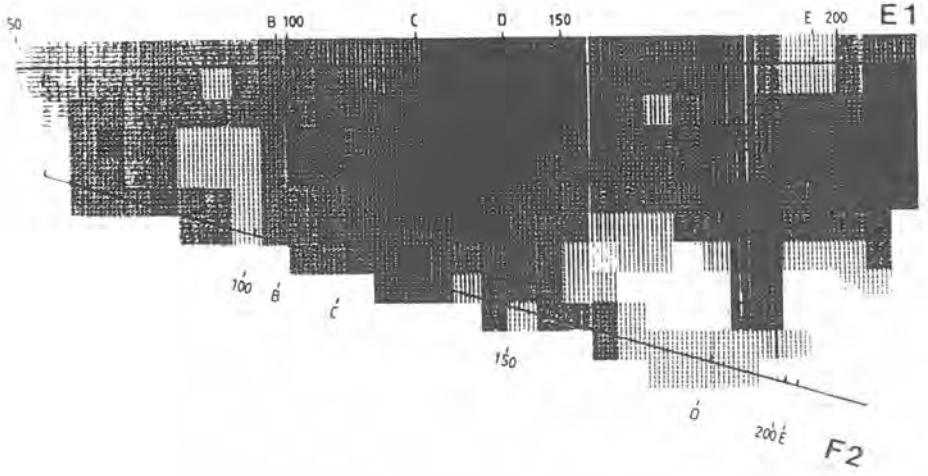


Figure 8. Result from tomographic inversion of attenuation data obtained in the crosshole measurement between E1 and F2.

The reflection patterns indicate that the fracture zones are plane and often occur in systems with approximately the same orientation. The reflections give remarkably well-defined lines, even when the zones are known to be wide. The natural explanation for this is that the reflections are caused by the sharp change in resistivity at the edge of a zone and this is confirmed by results of geophysical logging.

The orientation of a zone can be determined by correlating data from several boreholes in a step by step procedure supported by a computer program. This procedure has been shown to work consistently for all zones seen from the Crosshole Site. The interpretation technique used in studying the radar pictures often turns out to be just as important as the quality of the measurements. Digital filtering improved the identification of zones considerably, especially since they could be followed out to larger range.

The attenuation of radar waves in the Stripa granite has been found to be 28 dB/100m and the velocity to be 128 m/us. The obtained velocity is in excellent agreement with the dielectric constant determined on core samples. The high attenuation limits the range in reflection measurements to about 100 m and in crosshole measurements to about 250 m. A significant increase in the range requires an increase in the dynamic range by orders of magnitude.

In summary the radar system has proved very efficient in detecting and describing fracture zones. Much work remains on the physical description of fractured regions but it is clear that the purely geometrical problem of describing their orientation can already be reliably handled.

ACKNOWLEDGEMENTS

This project has been funded through the International Stripa Project. The support and encouragement from the Project Management and the members of the Technical Subgroup has been of great value. The pioneering work on borehole radar in Sweden was performed by Bruno Nilsson, Boliden Mineral AB, and we greatly appreciate that he has shared his profound experience with us.

REFERENCES

1. Olsson, O. and Sandberg, E., Crosshole investigations - Preliminary design of a new borehole radar system. Stripa Project, IR-84-04, SKB, Stockholm, 1984.

2. Carlsten, S., Magnusson, K.-Å., Olsson, O., Crosshole investigations - Description of the small scale site. Stripa Project, IR-85-05, SKB, Stockholm, 1985.

3. Ivansson, S., Cross-hole investigations - Tomography and its application to crosshole seismic measurements. Stripa Project, IR-84-08, SKB, Stockholm, 1984.

DEFORMASJONSFENOMENER I BERGMASSER

ROCK MASS DEFORMATION PHENOMENA

Avdelingsleder Nick Barton; Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

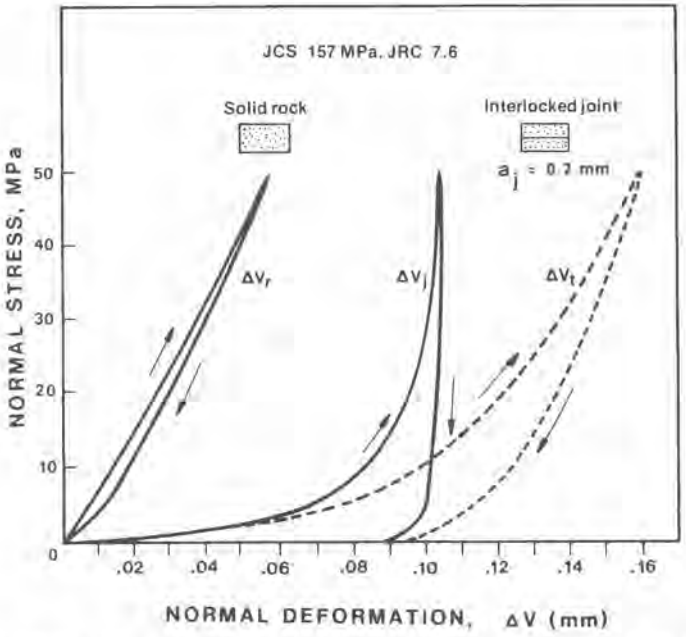
Deformasjonsfenomener forårsaket av sprekker i bergmasser er behandlet. Deformasjonsoppførsel er i stor grad avhengig av de relative størrelser av komponentene; sprekkeåpning/lukking, skjær og dilatanse. Forandringer i sprekkevæsketrykk (vann, olje eller gass) kan ha stor innflytelse på deformasjonen, spesielt når bergmassen er influert av anisotropiske spenninger. Eksempel på deformasjonseffekter i en uforet trykktunnel og i et geotermisk reservoar er belyst. Numeriske beregninger etter en "diskret element" -metode er diskutert med hensyn til sprekkedeformasjon og forbyggningstrykk på forete tunneler.

SUMMARY

The effects of rock joints on rock mass deformation phenomena are described. The deformation behaviour is found to depend to a large extent on the relative magnitudes of the closure, shear and dilation components of joint deformation. Changes of joint fluid pressure (water, oil or gas) may have a very marked influence on the deformation, especially when the rock mass is influenced by anisotropic stresses. Examples of joint deformation effects in an unlined pressure tunnel and in a geothermal project are highlighted. Numerical modelling of joint deformation and tunnel support loads using the discrete element method is discussed.

INNLEDNING

Sprekker spiller tre grunnleggende roller i oppførselen av bergmasser. Kort fortalt er sprekkene ansvarlig for en god del av bergmassens svakhet, deformabilitet og konduktivitet. Vi snakker om skjærfasthet og stivhet, men mener egentlig svakhet og bløthet, for sprekkene er vanligvis mye svakere og mer deformerbare enn intakt fjell. Alle de tre parametre; svakhet, deformabilitet og konduktivitet er spenningsavhengig. Mest følsom av alle er imidlertid sprekkeåpningen, som kan forandre seg med flere tipotenser. Kvadratisk og kubisk forhold mellom sprekkeåpning, konduktivitet og volumetrisk strømningsrate kan forårsake en dramatisk kobling mellom hydrauliske og mekaniske effekter.



Figur 1. Normalbelastning av sprekker viser karakteristiske kurver av konkav form. Etter Bandis et al. (1983). Tallene JCS = 157 MPa og JRC = 7,6 referer til henholdsvis sprekkefasthet og ruhetstallet.

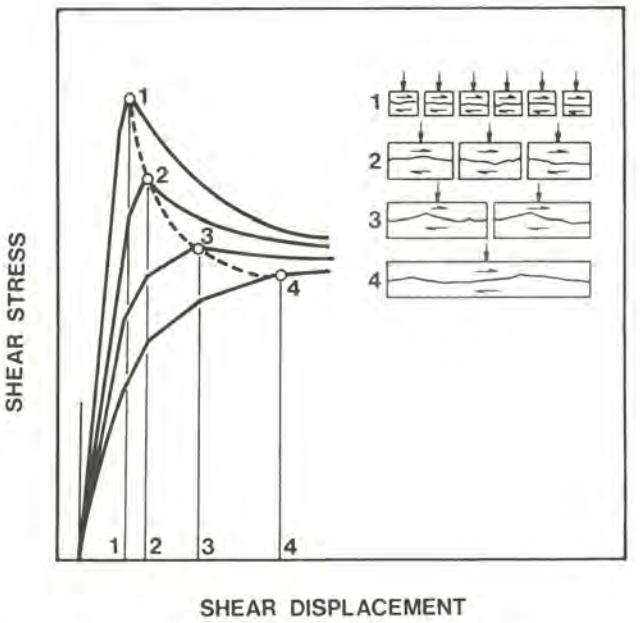
DEFORMASJONSKOMPONENTER

Normale belastningsforsøk foretatt på sprekker viser karakteristiske konkave spenning-deformasjonkurver, og en markert forskjell mellom på- og avlastningskurver (fig. 1). Det er i tillegg stor forskjell mellom oppførselen av en

helforstyrret (lab.) prøve på sin første nye pålastning, og oppførselen av sprekker in situ som ikke har blitt avlastet. Figur 1 viser den helt enkle oppførselen, hvor deformasjonen av en intakt prøve (ΔV_r) er trukket fra ΔV_t for å vise netto sprekkedeformasjon ΔV_j.

Skjærbelastningsforsøk foretatt på sprekker viser forskjellige oppførseler avhengig av prøvestørrelse. Hvis man ser bort fra labforsøk på små prøver, kan man regne med forholdsvis konvekse spennings-deformasjonkurver.

Figur 2 viser formen på de skjærdeformasjonskurver for oppsprukkete blokker av forskjellige størrelser. Topp skjærfasthet er nådd med større og større deformasjon på et lavere og lavere spenningsnivå når prøvestørrelse økes mot in situ skalaer. Dette har selvfølgelig stor betydning for stabiliteten av fjellskråninger og lignende, spesielt når grunnlagsmaterialet er basert på labskalaforsøk.



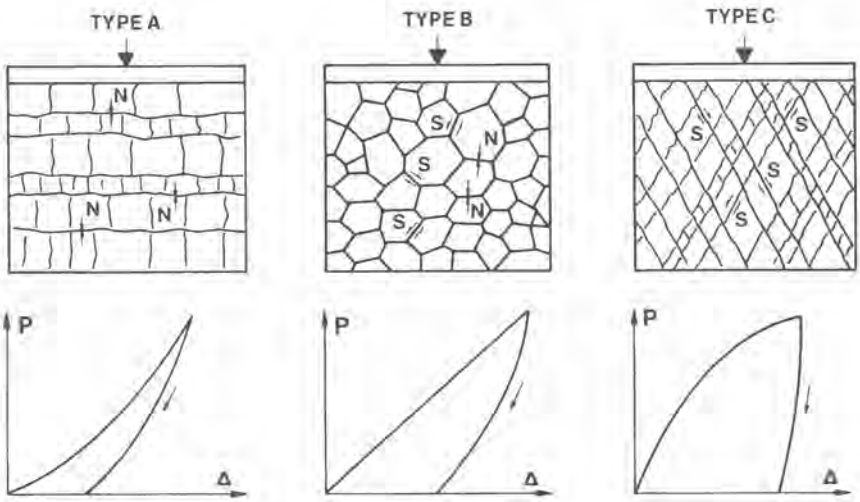
Figur 2. Skjærbelastning av sprekker viser karakteristiske kurver av konveks form. Etter Bandis et al. (1981).

Et tilleggskomponent som er behandlet senere er dilatans, som er en diagonal deformasjon og utvidelse av sprekkeåpningen, forårsaket av skjærdeformasjon langs et ru, for-

holdsvis hardt sprekke "plan". En følge av utvidelsen kan være stor forandring i konduktivitet.

SAMMENVIRKNING AV KOMPONENTENE

En grov forenkling av de utallige sprekkemønster som er tenkelig er vist i Figur 3. Type A representerer i grove trekk sedimentære bergarter. Type C representerer bergarter av forskjellig art som er blitt påført tektoniske spenninger. Type B er den spesielle, men utpreget ekstrusiv bergarten basalt, som er tatt med av spesielle grunner.



Figur 3. Tre forenklede sprekkemønster med sine karakteristiske belastnings-deformasjonkurver.

En form for vertikal belastning på disse bergmasser fra en dam, brufundament, eller fra et dimensjonerende platebelastningsforsøk, vil forårsake spenning-deformasjonkurver med karakteristisk form. Formen vil være avhengig av balansen mellom de normale (N) komponentene og skjær (S) komponentene. Når N er dominerende vil en konkav (type A) kurve føre vanlig. Når S er dominerende vil en konveks kurve være vanlig.

En kombinasjon av komponentene (N og S) vil forårsake forholdsvis lineære kurver, som for eksempel vist av Cramer et al (1984) i storskala flatjekkbelastningsforsøk på

basalt. Type A kurver er typisk for forsøk foretatt på mange damsteder med sedimentære bergarter (se f.eks. Rocha, 1964). Type C kurver er målt både i feltforsøk (Hardin m.fl. 1982) og modellforsøk (Barton og Bandis, 1982).

Viktige tilleggsmomenter med disse tre sprekkemønster er for det første graden av permanent tøyning som sannsynligvis vil øke fra A til B til C. Likeledes kan det ventes at Poisson's tall, eller forholdet mellom lateral og aksial tøyning, også vil øke betraktelig fra A til B til C, på grunn av økning i S-komponenten. Modellforsøk foretatt av Barton og Bandis (1982) på type C sprekkemønster viser Poisson's tall som overstiger 1,0 før fullstendig skjærbrudd. Disse forsøk var drevet under konstant lateralspenning.

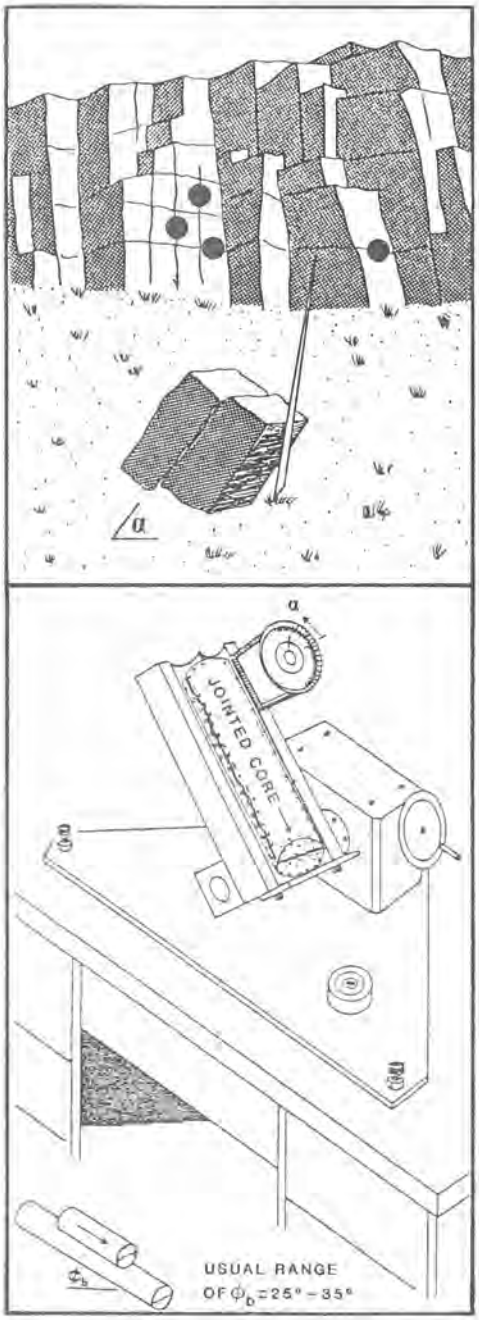
Numeriske beregning med type C sprekkemønster under endimensjonal tøyning beskrevet av Barton m.fl. (1985), har vist en helt spesiell oppførsel. Når lateral ekspansjon er forhindret kan "relative masseutvidelser" i sprekkemønsteret forårsake en stivere oppførsel under aksial belastning enn er tilfelle med en fullstendig intakt prøve av samme dimensjoner. Dette er på grunn av de store antall S-komponenter som er delvis forhindret av de enaksiale randbetingelser.

VURDERING AV IN SITU SKJÆRPARAMETER FOR SPREKKER

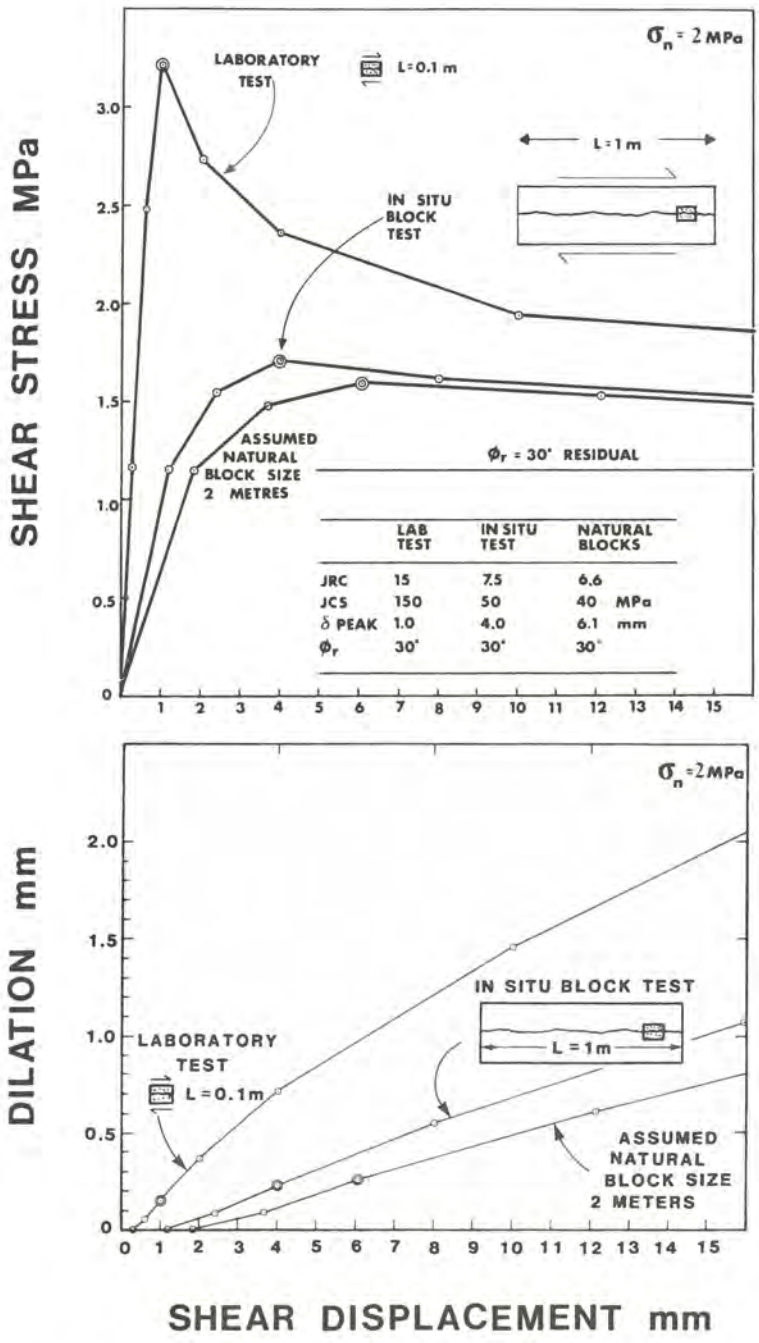
Betydelig innsats med sprekkeforsøk de siste årene har ført til en bedre forståelse for hvordan komponentene (N og S) kan vurderes. Empiriske ligninger som beskriver de ikke lineære normal- og skjærdeformasjonskurver er basert på følgende parameter:

JRC = sprekkeruhet (joint roughness coefficient)
JCS = sprekkeveggfasthet (joint wall compression strength)
ϕ_r = residual friksjonsvinkel

Disse tre tallene kan vurderes ut i fra enkle helningsforsøk (Figur 4) og Schmidt-hammer forsøk foretatt på sprekkeflater (som kan være forvitret) og på uforvitrede flater i samme bergart. Detaljene, med regler for skalering fra labforsøk til feltstørrelse er angitt av Barton et al. (1985).



Figur 4. Helningsforsøk for fullskalavurdering av JRC_n (øverste) og labskala JRC_o (nederste). ϕ_b er basis friksjonsvinkel med ingen ruhetseffekt. Etter Barton et al. 1985.



Figur 5. Vurdering av skala-avhengig skjær-deformasjon og dilatans-deformasjonkurver for tre blokk-størrelser; 0,1, 1,0 og 2,0 meter.

Disse tre indeksparamtre er nå i regelmessig bruk i numeriske beregninger for vurdering av skjærspenning-deformasjon og dilatans (utvidelse) -deformasjonkurver. De eksempler som er vist i figur 5 var imidlertid beregnet for hånd, og viser prinsippene i hovedtrekk.

Både JRC, JCS og δ (peak) er skalaavhengig parameter. Den residuale friksjonsvinkel ϕ_r er imidlertid uavhengig av skala, på grunn av mangel på ruhet. Det er viktig å legge merke til muligheten for grov overvurdering av skjærfasthet og stivhet, når labforsøk er lagt til grunn, uten korrigering for blokk eller prøvestørrelse.

VURDERING AV HYDRAULISKE PARAMETER FOR SPREKKER

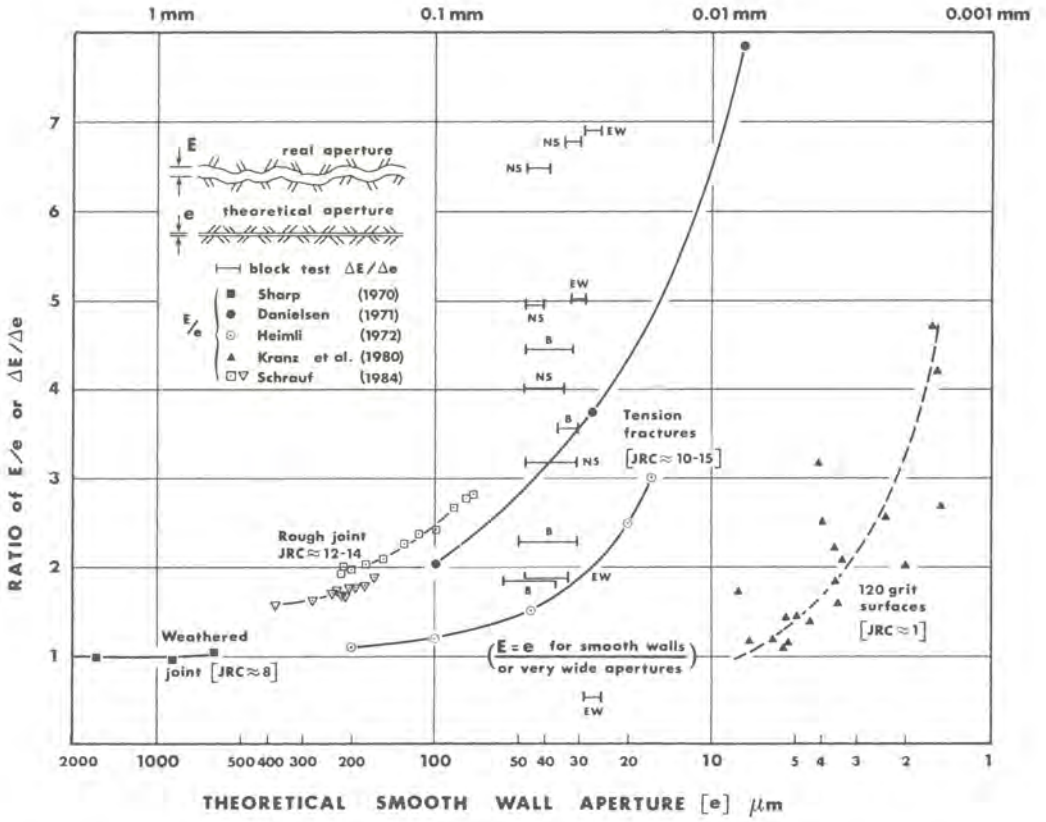
De nevnte parametrene JRC og JCS representerer en empirisk beskrivelse av viktige skjærparametre, som også er tatt i bruk ved vurdering av sprekkeutvidelse (dilatans) og lukking av sprekker. Dilatans og lukking av en sprekk er en relativ mosjon som legges over de opprinnelige sprekkeåpninger. Hvordan kan disse opprinnelige åpninger vurderes?

Direkte måling av sprekkeåpninger er selvfølgelig vanskelig. Indirekte metoder ved f.eks. vanntapsmåling er lettere og etter korrigering for ruhet kan gi en forholdsvis bra vurdering av de virkelig mekaniske åpninger. Disse åpninger representerer utgangspunkt for reaksjoner som dilatans og lukking forårsaket ved forandringer i spenning.

Det er hensiktsmessig å definere to former for sprekkåpning:

E = virkelig mekanisk åpning
e = teoretisk åpning (parallell plateåpning beregnet fra vanntapsmålinger)

Figur 6 viser forholdet mellom E og e, og mellom forandringer ΔE og Δe, basert på flere nye permeabilitetsforsøk siden Heimli (1972) og Barton (1972) presentert slike data i denne form.

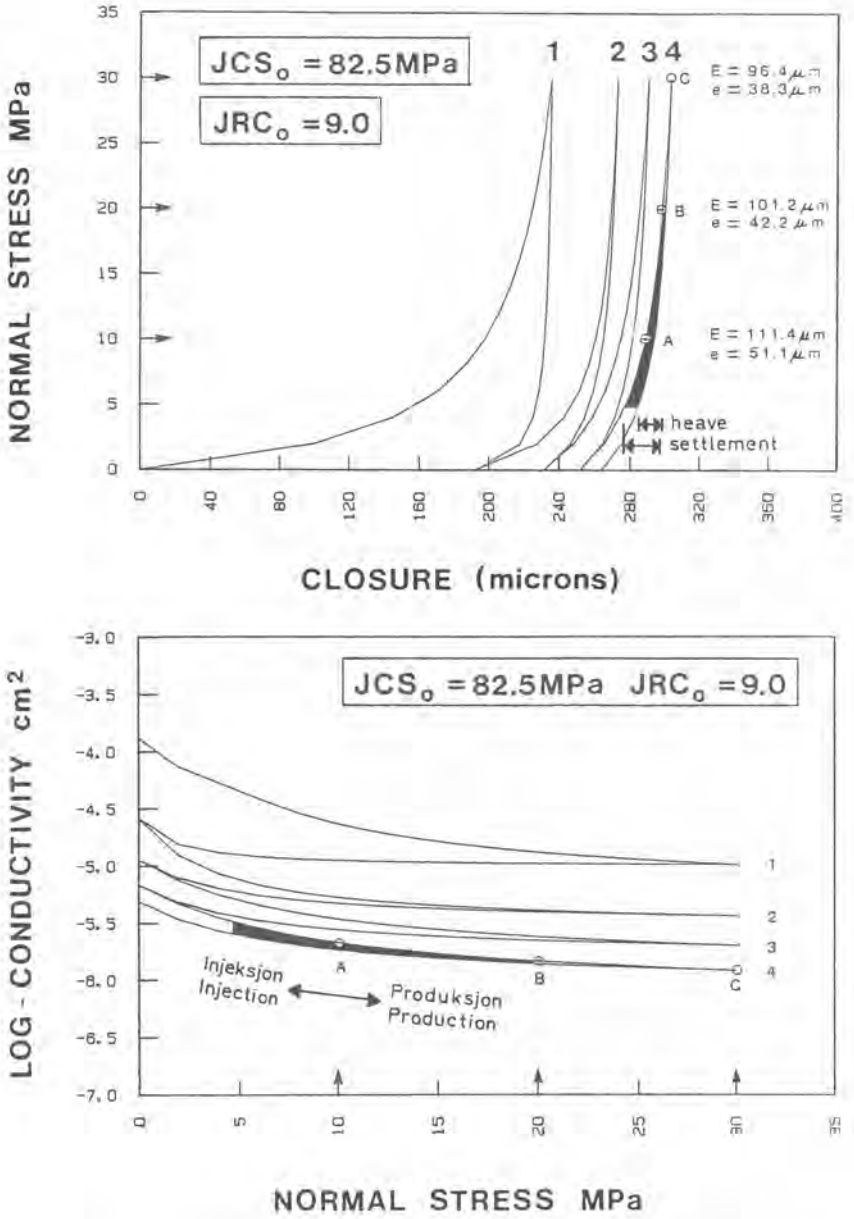


Figur 6. Forholdet mellom virkelig (E) og teoretisk (e) sprekkeåpning, og mellom forandringer ΔE og Δe.

KOBLING MELLOM MEKANISK OG HYDRAULISK OPPFØRSEL

Fullstendig modellering av skjær, dilatans og lukking av sprekker og de relaterte forandringer i konduktivitet er beskrevet av Barton et al. (1985), og vil her bli kort diskutert som utgangspunkt for diskusjoner angående spesielle deformasjonsfenomener i bergmasser. De indeksparametre som er nødvendig er som før: JRC, JCS, ϕ_r, e, E og i tillegg L_o (lab) og L_n (in situ) som representerer forholdet mellom prøvelengder (sprekk eller blokkdimensjon).

Figur 7 viser de nyeste resultater fra detaljert modellering av sprekkeoppførsel. Disse er nå innarbeidet i et diskret element numerisk program (UDEC) som er beskrevet



Figur 7. Numerisk modell (HP 41 CV) som viser kobling mellom spenningsavhengig sprekkelukking og konduktivitet. Syklus 1 representerer den første lukking av en fullstendig avlastet sprekk, som derfor viser stor hysterese.

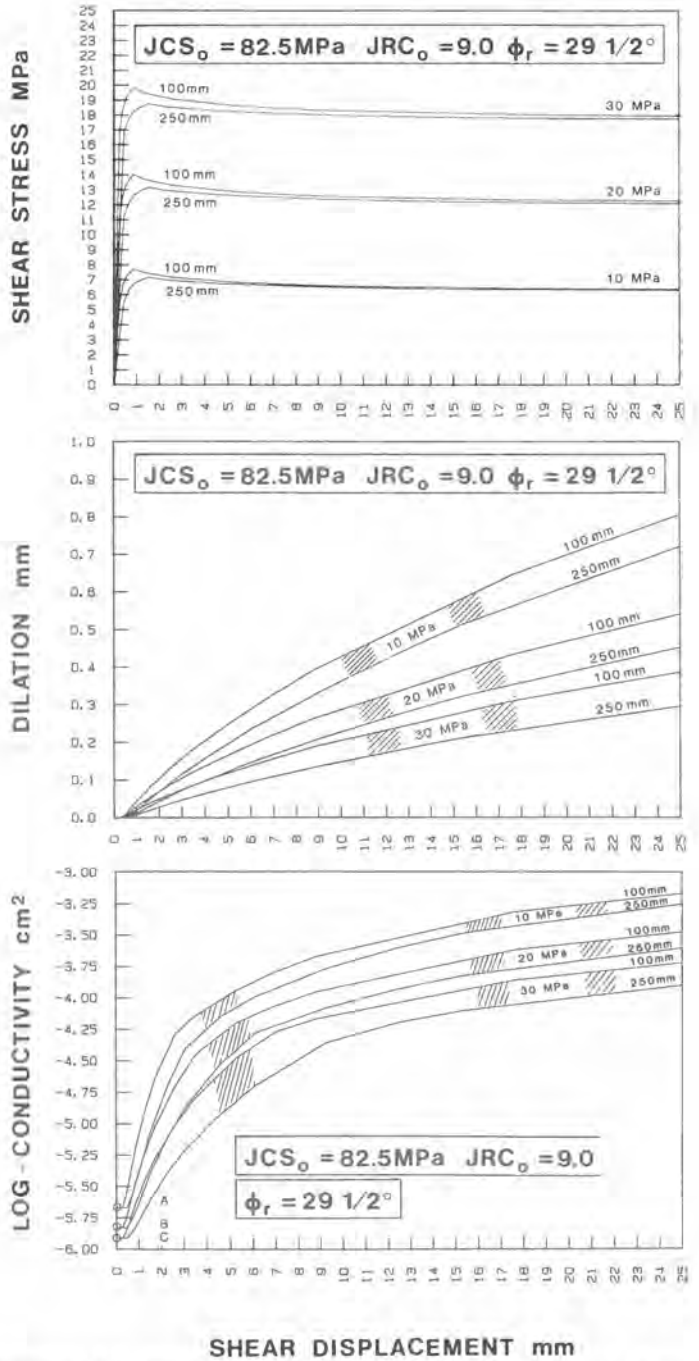
senere. Som vist på figur 7 er sprekkelukkingen en forholdsvis komplisert prosess som er sterkt påvirket av tidligere avlastning på grunn av prøvetaking. Etter fire eller fem belastningssykluser er det imidlertid relativt konstant og repeterbart.

Forholdet mellom sprekkeåpninger (E og e) er vist ved tre forskjellige effektive spenningsnivåer (10, 20 og 30 MPa). De angitte verdier for JCS_o og JRC_o er målte verdier fra Schmidt hammer og helningsforsøk (figur 4) foretatt på sprekker i "welded tuff" fra "Nevada Test Site" som er et mulig kjerneavfalldeponeringsfelt i USA.

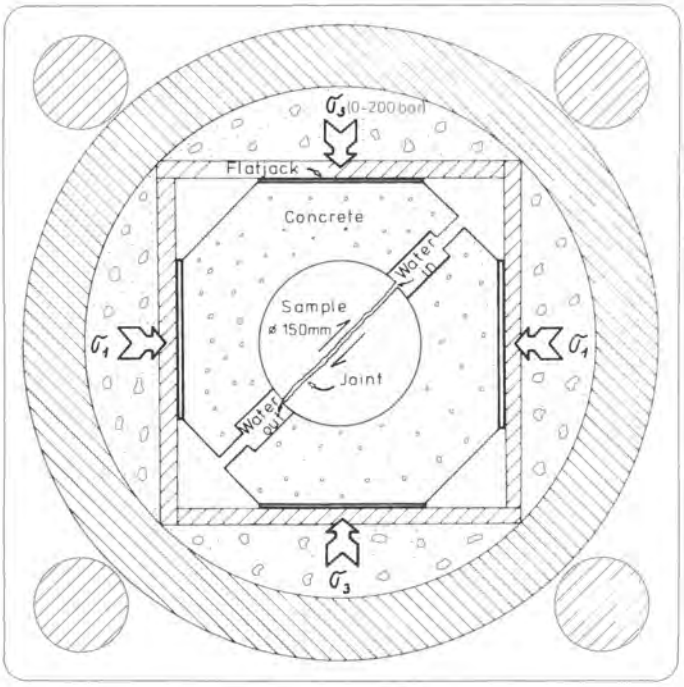
De to svarte områdene på kurvene representere en hypotetisk produksjon-injeksjon syklus for et petroleumsreservoar, og viser omtrent hvor store forandringer man kunne vente i sprekkekonduktivitet. Indeksparametrene JCS_o = 82,5 MPa og JRC_o = 9,0 kunne i dette tilfellet representere en reservoarbergart av ganske hard sandstein med noe ru sprekker.

I tilfeller med lav matrisepermeabilitet vil slike forandringer i sprekkekonduktivitet kunne gi store utslag på produktivitet. I tilfeller med tusenvis av flatliggende eller horisontale sprekker, vil sprekkelukking under produksjon ha en relativ beskjeden effekt på sammentrykning i reservoaret; maksimalt kanskje noen titalls centimeter.

Kobling mellom skjær, dilatans og konduktivitet ved tre konstante nivåer av effektiv normalspenning (10, 20 og 30 MPa) er vist på figur 8. De tre utgangspunkter A,B og C for konduktivitet (nederste tegning) er hentet fra de lignende punkter A, B og C i figur 7. De store forandringer i konduktivitet med små skjærdeformasjoner av millimeterstørrelser er teoretisk beregnet utifra dilatanskurvene som er lagt på de opprinnelige mekaniske sprekkeåpninger (E) og omdannet til væskeførende åpninger (e) (fra figur 6). Forsøk foretatt med en ny biaksial presse ved NGI som skissert på figur 9, har imidlertid vist at disse kurver kan representere en overvurdering av konduktivitetsforandring når innfylling og finstoff er dannet under skjærprosessen. Flere forsøk er igang for å belyse disse faktorer nærmere.



Figur 8. Numerisk modell (HP 41 CV) som viser kobling mellom spennings- og skalaavhengig skjær, dilatans og konduktivitet.



Figur 9. Biaksialt forsøk for måling av kobling mellom skjærdeformasjon og konduktivitet av sprekker. Etter Makurat 1985.

LEKKASJEFENOMENER I FORET TRYKKTUNNEL

Uventet og overraskende lekkasje i konusområdet ved overgangen fra uforet til foret trykktunnel skjer fra tid til annen, til tross for tilsynelatende tilfredstillende planlegging og bergmekaniske beregninger. Valstad (1971), Lien (1972), Bergh-Christensen (1974) og Broch (1985 a,b) har skildret flere slike hendleser, hvor lekkasje har skjedd til tross for tilstrekkelig overdekningsforhold utfra de anvendte kriterier.

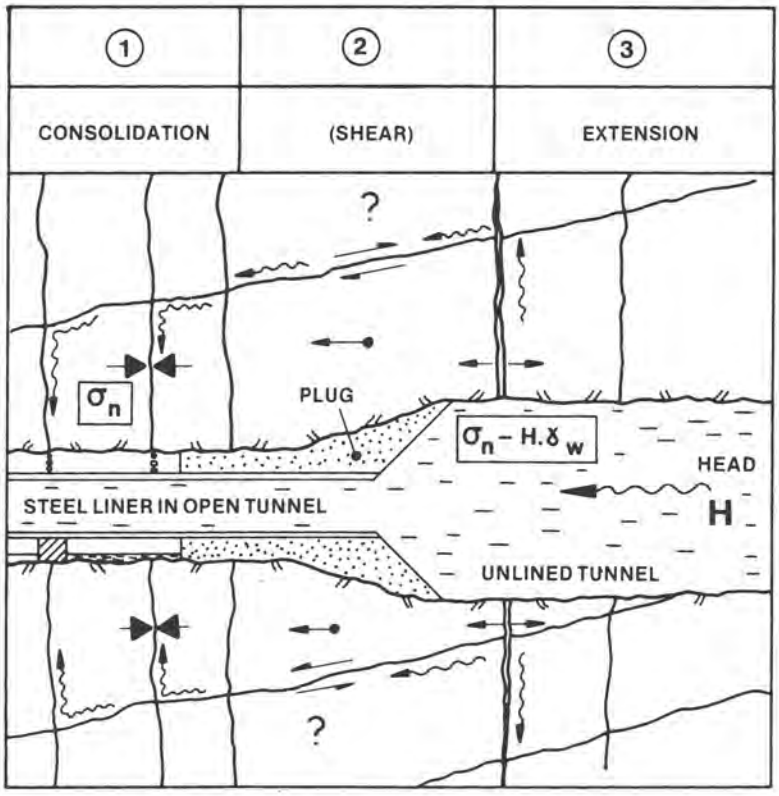
En kombinasjon av utprøvde tommelregler, endelig element beregninger og spenningsmålinger er blitt mer og mer vanlig praksis for planlegging av norske utforete trykktunneler. Det er imidlertid fortsatt tilfeller hvor hydraulisk splitting har funnet sted, umiddelbart oppstrøms fra konusen.

Tommelreglene er basert på flere erfaringsdata, og tar for

seg forholdet mellom minste overdekning (mot nærmeste dalside) og vanntrykk, med korrigering for helningen. Endelig element beregning er også rettet mot plasseringer hvor minste hovedspenning er større enn vanntrykket. Disse analyser er i det siste (Broch, 1985 b) også korrigerte for uregelmessig topografi, ved ikke å ta hensyn til utstikkende partier i terrenget når dalsideprofilene er modellert. Spenningsmålinger med "overcoring" eller hydraulisk splitting synes å være de mest pålitelige metoder, hvor hydraulisk splitting forsøk er kanskje mest anvendbar, på grunn av de store, flere kvadratmeter forsøkstørrelser in situ (Barton, 1981).

Til tross for disse planleggingsmetoder er det fortsatt muligbet for hydraulisk brudd i nærheten av konusen, selv når vanntrykket er mindre enn minste hovedspenning. Endelig element beregninger foretatt av Andersen (1970) viser klart at deformasjonsforhold er meget viktig, fordi bergmassen i nærheten av konusen er nærmest drenert nedstrøms (dvs. påført totalspenninger) og udrenert oppstrøms (påført effektivspenninger). Økt deformasjon på tvers av slepper og sprekker nedstrøms for konusen (Lunde 1974, Kjærnsli, 1985 pers. komm.) kan ha større innflytelse enn et tilfredsstillende forhold mellom minste hovedspenning og vanntrykket.

Figur 10 er en skissering som viser en mulig teoretisk bruddmekanisme for Bjerka, hvor en betydelig sikkerhetsfaktor med hensyn til minste overdekning, var utilstrekkelig for å unngå lekkasje. Lukking av sprekker og siltige sleppefyllinger nedstrøms (i prinsippet i følge figur 7) kan på grunn av en økning i effektiv normalspenning muligens ha forårsaket flere centimeters deformasjon som fullstendig har forandret den opprinnelige spenningsfordeling slik at sprekker (eller slepper) kunne åpne seg oppstrøms for konusen. En mulig skjær- og dilatansmekanisme i sone 2 (figur 10) er unødvendig som forklaring for lekkasjer ut til dalsiden, men er en viktig komponent når det gjelder lekkasjer rundt selve konusen. Dette eksempel er en praktisk illustrasjon av effekter forbundet med sprekkedeformasjon som er illustrert i Figur 7 og 8.



Figur 10. Deformasjonsmekanismen forårsaket av drenering av sprekker eller slepper nedstrøms for en konus. Store lekkasjer er teoretisk mulig til tross for minste σ_n (total normalspening) opprinnelig betydelig større enn vanntrykket.

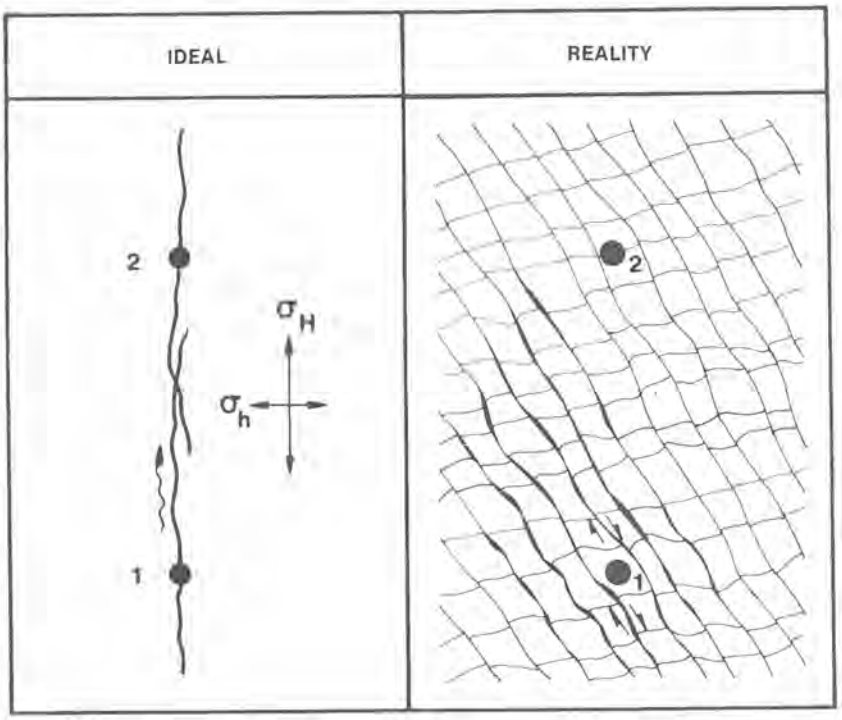
PROBLEMER FORBUNDET MED HYDRAULISK SKJÆR

Det forrige eksempel var en illustrasjon av problemer knyttet til hydraulisk brudd hvor normal åpning eller lukking av diskontinuiteter var hovedmekanismen. Et meget interessant geotermisk prosjekt som er i gang i Cornwall, England og et lignende "hot dry rock" prosjekt under Los Alamos regi i USA, har vist at betydelige problemer kan også knyttes til hydraulisk skjær. Detaljer med tilhørende numeriske beregninger er skildret av Pine og Cundall (1985).

Figur 11 viser i idealisert form et horisontalt tverrsnitt av problemet, som ble oppdaget i granitt i 2 km dybde. I

grove trekk var borhull nr. 1 først boret for å måle hovedspenninger og retninger. Borhull nr. 2 var boret etterpå, noen hundre meter bortenfor i retning av horisontal hovedspenning. Hensikten var å frembringe to store hydrauliske bruddflater fra hvert hull, med hydraulisk forbindelse med hverandre.

Det som skjedde i praksis var mobilisering av skjærkomponenter langs subvertikale sprekker som hadde strøkretning ca 30° fra hovedspenningsretning. Forholdet σ_H : σ_h (totale horisontale spenninger) var målt til 65 MPa : 30 MPa. På grunn av en skjær-dilatans mekanisme har store mengder vann (minst 300.000 fat) blitt pumpet ned uten å oppnå den ønskede forbindelse mellom borhullene.



Figur 11. Hydraulisk skjær forårsaket av injisering i en oppsprukket bergmasse med anisotropiske hovedspenninger som ikke er parallelle med strøkretningen.

Det er faktisk blitt så at en økning i vanntrykk i borhull nr. 1 resulterer i en nedgang i vanntrykk i borhull nr. 2, på grunn av sprekkedilatans. Mikroseismisk aktivitet er

markert, og nedadførende, under hver injisering. Dette eksempel er en meget interessant illustrasjon av effektene skissert i Figur 8. Størrelser av disse skjær deformasjoner er foreløpig ukjent, men er utfra numeriske beregninger antatt å være noen titalls millimeter i nærheten av borhullet.

NUMERISKE BEREGNINGER MED SPREKKEDEFORMASJON

Tidligere arbeid ved NGI har vist tildels stor uoverensstemmelse mellom lineær elastisk kontinuum FEM analyser og fysiske modeller av utgravinger i oppsprukkede masser (med opptil 20.000 tett sammenknyttede blokker). Disse uoverensstemmelser var mest merket når spekkeåpning og skjærdeformasjon var registrert i den fysiske modellen (Barton og Hansteen, 1978).

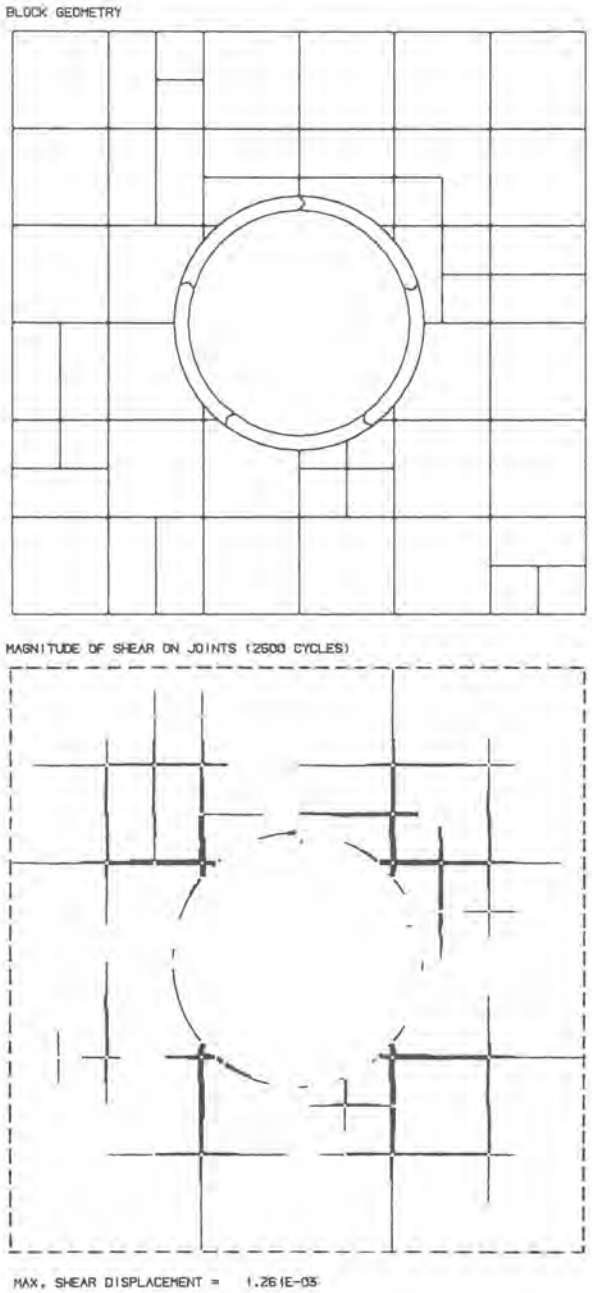
I de siste årene er det utviklet et meget nyttig numerisk verktøy for modellering av oppsprukket fjell og alle de problemer som er knyttet til sprekkedeformasjon. Programmet heter UDEC ("Universal Distinct Element Code") og er utviklet av Cundall (1980). En interessant beskrivelse av anvendelsesområder for UDEC er publisert av Lemos m.fl. (1985).

UDEC har vist seg å være meget nyttig for reservoar kompaksjon- og innsynkning beregninger (Barton m.fl. 1985). I følgende avsnitt er UDEC skildret med hensyn til sterkt belastede forete tunneler i oppsprukket fjell.

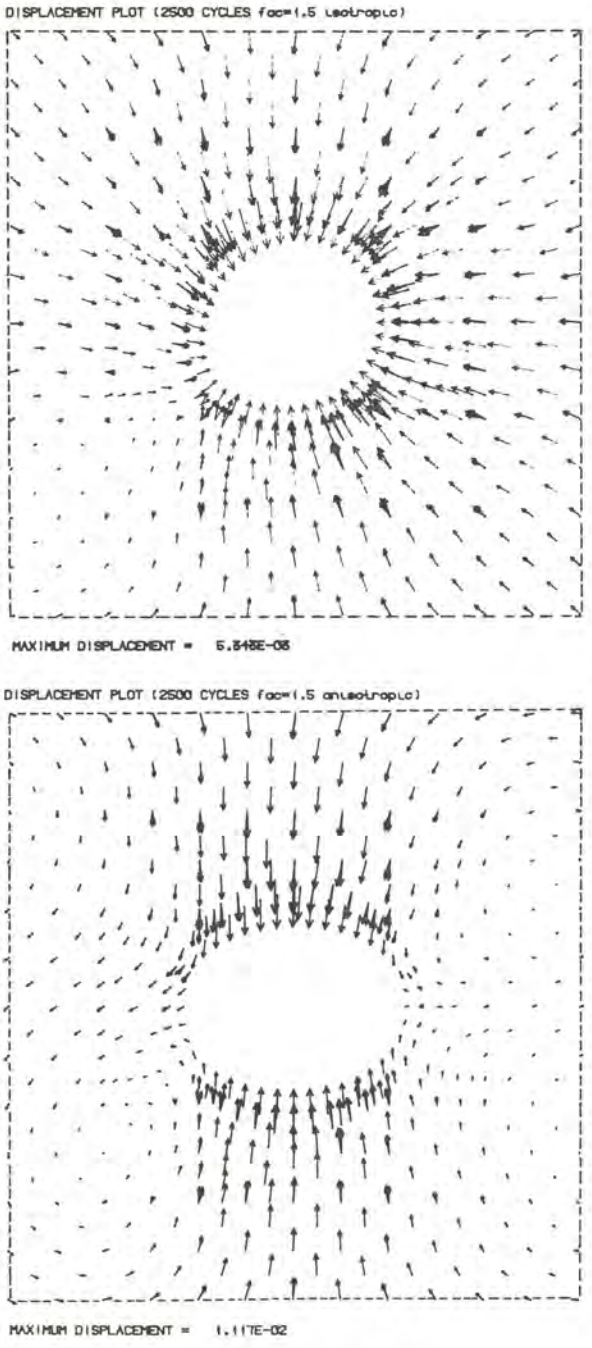
De beregninger som er illustret i Figur 12 og 13 representerer noen av de muligheter som UDEC representerer for å vurdere de deformasjoner og tangentiale spenninger som blir påført en betongforing. Det er i tillegg mulig å undersøke hvor mye hver enkelt sprekk er åpnet, lukket eller blitt påført skjærdeformasjon og dilatans.

Modellen som er representert i Figur 12 har litt større blokker mellom kl. 6 og kl. 10 i venstre del av tunnelen. Til tross for isotropisk spenning, er skjærdeformasjoner noe påvirket av de større blokker, og deformasjonsvektorene vist i Figur 13 (øverst) er sterkt influert.

Modellen som er representert her har en meget lav deformasjonsmodul (0,3 GPa) og sprekker som derfor dilaterer meget lite. Anvendelse av UDEC på mer typisk norske bergarter vil sannsynligvis vise en markert reduksjon i antall



Figur 12. UDEC modell av betongforet tunnel i oppsprukket fjell. Skjærdeformasjoner av størrelse 1 mm er registrert på flere sprekker. (Christianson og Hårvik,pers. komm. 1985.)



Figur 13. Deformasjonsvektor for isotropisk (1:1) og anisotropisk belastede (1,5:1) bergmasser. Maksimale deformasjoner er 5 og 11 mm. (Christianson og Hårvik, pers. komm. 1985.)

sprekker som er utsatt for skjærdeformasjon fordi de relevante sprekkeveggfasthets-verdier (JCS) og ruhetstall (JRC) vil tilsi mer markert dilatans. Dette vil ha en tendens til å motvirke skjær på grunn av en relatert økning i normalspenning. Det er ventet at UDEC vil være anvendelig til problemer med internt trykk (vann, luftputer, gass osv.). Belastning av oppsprukkede bergarter p.g.a. redusert poretrykk er allerede blitt undersøkt med tilsynelatende realistiske resultater.

KONKLUSJONER

1. Sprekkelukking, åpning, skjær og dilatans er fire komponenter som har stor betydning for den globale deformasjon i en bergmasse. Disse komponenter har imidlertid største innflytelse på konduktivitet på grunn av et kvadratisk forhold mellom sprekkeåpning og konduktivitet.

2. Skjærdeformasjon på sprekker kan forårsake dramatiske økninger i lekkasjer, og er en veldokumentert mekanisme i nåværende geotermiske prosjekter i granitt, hvor sprekkene ikke er orientert parallelt med hovedspenningsretningen.

3. Drenasje av slepper og sprekker nedstrøms for en konus i overgangen fra den uforete til den forete del av en trykktunnel, vil ofte forårsake en stor økning i effektiv normaspenning. Deformerbare diskontinuiteter vil derfor kunne forandre et opprinnelig tilfredsstillende forhold mellom minste hovedspenning og vanntrykk slik at lekkasje vil kunne oppstå.

4. Et numerisk verktøy (UDEC) utstyrt med realistiske konstituerende lover for sprekker, kan muligens løse flere vanskelige dimensjoneringsproblemer i oppsprukket fjell, hvis de relevante sprekkeparametre blir målt i større grad enn hittil.

REFERANSER

Andersen, K.H. (1970): Muligheter for store vanntap i trykktunneler p.g.a. deformasjoner av slepper i fjellet. Norges Geotekniske Institutt, Intern rapport F. 382-1, 8 s.

Bandis, S. (1980): Experimental studies of scale effects on shear strength, and deformation of rock joints. Ph.D. thesis, University of Leeds, Dept. of Earth Sciences.

Bandis S., Lumsden A.C. and Barton N. (1981): Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 18, 1-21.

Bandis S., Lumsden A.C. and Barton N. (1983): Fundamentals of rock joint deformation. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 20, 249-268.

Barton, N. (1972): A model study of air transport from underground openings situated below ground water level. Fjellsprengningsteknikk 1972, Bergmekanikk 1972, s. 107-135.

Barton N. and H. Hansteen (1979): Very large span openings at shallow depth; deformation magnitudes from jointed models and F.E. analysis. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, 1978 s. 20.1-20.30.

Barton N. (1981): Hydraulic fracturing to estimate minimum stress and rock mass stability at a pumped hydro project. Proc. of Workshop, Hydraulic Fracturing Stress Measurements, Monterey, USA, 61-67.

Barton N. and Bandis, S. (1982): Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. Keynote Lecture, 23rd U.S. Symp. on Rock Mechanics, Berkeley, California.

Barton N., S. Bandis and K. Bakhtar (1985a): Strength, Deformation and Conductivity Coupling of Rock Joints, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci & Geomech. Abstr. Vol. 22, No. 3, 121-140.

Barton, N., L. Hårvik, M. Christianson, S. Bandis, A. Makurat, P. Chryssanthakis og G. Vik (1985): Numerical analyses and laboratory tests to investigate

the Ekofisk subsidence. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, 1985, s. 21.1-21.23.

Bergh-Christensen, J. (1974): Brudd i uforet trykk-tunnel ved Åskåra Kraftverk. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk (1974) s. 15.1-15.8.

Broch, E. (1985a): Development of unlined pressure shafts and tunnels in Norway. Norwegian Hydropower Tunnelling, Norwegian Soil and Rock Engineering Association, Publ. nr. 3, Tapir Press, 1985. s. 23-30.

Broch, E. (1985b): Unlined high pressure tunnels in areas of complex topography. Norwegian Hydropower Tunnelling, Norwegian Soil and Rock Engineering Association, Publ. nr. 3, Tapir Press, 1985. s. 41-50.

Cramer M.L., Cunningham J.P. and Kim K. (1984): Rock mass deformation properties from a large-scale block test. Bull. Am. Engng. Coun. XXI, 47-54.

Cundall P.A. (1980): A Generalized Distinct Element Program for Modelling Jointed Rock. Report PCAR-1-80. Peter Cundall Associates; Contract DAJA37-79-C-0548, European Research Office, U.S. Army.

Danielsen S.W. (1971): Joint permeability. Thesis (in Norwegian), Norwegian Technical Univ., Trondheim.

Hardin E.L., Barton N., Lingle R., Board M.P. and Voegele M.D.A. (1982): Heated flatjack test series to measure the thermomechanical and transport properties of in situ rock masses. Office of Nuclear Waste Isolation, Columbus, Ohio, ONWI-260, 193 pp.

Heimli P. (1972): Vann- og luftlekkasje gjennom sprekker i bergarsstykker. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk. s.137-142.

Kranz R.L., Frankel A.D., Engelder T. and Scholz C.H. (1980): The permeability of whole and jointed Barre granite. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 16, 225-234 (1979); Erratum, 17, 237-238.

Lemos, J.V., R.D. Hart and P.A. Cundall, (1985): A generalized distinct element programm for modelling jointed rock mass. (Keynote Lecture) Proc. of Int. Symp. on Fundamentals of Rock Joints, Björkliden, Sweden, 335-343.

Lien, R. (1972): Oversikt over norske uforede tunneler og sjakter med vanntrykk over 100 meter samt enkelte andre med lavere trykk. Norges Geotekniske Institutt, Intern rapport 54402, 23 s.

Lunde, J.A. (1974): Uforede trykktunneler - spesielle problemer ved store tverrsnitt. Norges Geotekniske Institutt, Intern rapport 54202-2, 29 s.

Makurat A. (1985): The effect of shear displacement on the permeability of natural rough joints. Proc. 17th IAH-Congress: Hydrogeology of rocks of low permeability. Tucson, Arizona, USA.

Pine, R.J. and Cundall, P.A. (1985): Applications of the fluid-rock interaction program (FRIP) to the modelling of hot dry rock geothermal energy systems. Proc. of the Int. Symp. on Fundamentals of Rock Joints, Björkliden, Sweden, 293-302.

Rocha, M. (1964): Mechanical Behaviour of Rock Foundations in Concrete Dams. 8th Int. Cong. on Large Dams, Edinburgh, Trans, Vol. 1, 785-831.

Schrauf T.W. (1984): Relationship between the gas conductivity and geometry of a natural fracture. M.Sc. thesis, Dept of Hydrology and Water Resources, Univ. of Arizona, 156 pp.

Sharp J.C. (1970): Fluid flow through fissured media. Ph.D. thesis, Univ. of London.

Valstad, T. (1971): Ingeniørgeologisk vurdering av inntakskonus i tilløpstunnel, NVE-Statskraftverkene, Bjerka Kraftverk. Norges Geotekniske Insitutt, oppdragsrapport 70632-1, 11. mai 1972.

PHYSICAL MODELS OF TUNNELS IN OVERSTRESSED ROCKS

FYSISKE MODELLER AV TUNNELER I OVERBELASTEDE BERGARTER

Dr. Stavros Bandis, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo

SUMMARY

A research project at NGI aims at a systematic investigation of the mechanical performance of drilled holes in highly stressed rocks. Advanced physical modelling techniques are under development to investigate the 3-D stress distribution around circular openings, to categorize the modes of failure and to search for suitable constitutive failure criteria. This paper contains a brief description of a truely triaxial ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$) loading chamber, and some preliminary results on model tunnels.

SAMMENDRAG

Et forskningsprojekt ved NGI har som mål en systematisk undersøkelse av den mekaniske oppførsel av borete hull i sterkt belastede bergarter. Avansert fysisk modellteknikk er under utvikling for undersøkelse av den tre-dimensjonale spenningsfordeling rundt sirkulære åpninger, for å karakterisere bruddmekanismer og for å lete etter passende konstituerende bruddkriterier. Artikkelen inneholder en kort beskrivelse av en virkelig tre-aksial ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$) belastningskammer, og noe preliminære resultater for tunnelmodeller.

INTRODUCTION

The stresses which exist in a rock mass, are related to the overburden weight, the confinement and the past stress history. An underground opening driven through a rock mass, disturbs the initial stress equilibrium, thence activating a readjustment of the stress domain to a new equilibrium state. The redistribution of stresses results in stress

concentrations, some compressive and others tensile, at various localities in the rock mass surrounding the hole. The new stress state is three-dimensional and variable in direction and magnitude, the only certainty being than the redistributed stresses attain a magnitude several times that of the initial stresses. Consequently, the change in the stress field is accompanied by a displacement field and the amount of rock straining becomes the governing factor of the hole stability.

There are several ongoing and future engineering activities in highly stressed rock. Deep-seated tunnels, usually associated with deep mining, will in the future also be used as repositories for nuclear waste. Overstressing problems are inevitable, when tunnelling at relatively shallow depth through weak rocks. Similar problems, but at different geometrical scale, are also common to deep boreholes. Hole closure caused by a plastically flowing shale or enlargement caused by spalling of a brittle sandstone are not uncommon occurences during oil well drilling.

The stability of an underground opening can be examined by using analytical solutions, numerical approximation techniques and physical models. Closed form solutions utilize stresses as determined by the elastic theory in conceptual failure criteria. However, surprisingly little is currently known about the stress redistribution under the real 3-dimensional stress field. Moreover, it is still unclear if overstressed tunnel walls fail in shear or extension or in a combined mode, thus questioning the traditional failure criteria.

Consequently, there are several areas of potential research interest with practical implications:

(a) the 3-D stress distribution around a hole

(b) complete identification of failure mechanisms

(c) documentation of the validity of current or new failure criteria

A research project has started at NGI, based on the above general guidelines. The first stage involves a detailed physical model study. This paper presents a description of the experimental facilities developed and some preliminary results.

PRINCIPLES OF PHYSICAL MODELLING

Physical models have traditionally been complementary to mathematical models. Their use has proved beneficial in our understanding of rock mass behaviour and rock/structure interaction, for the following reasons:

(a) they allow a generally good control of boundary conditions and material properties

(b) the rock simulant used in modelling is a physical reality, selfcompatible in every morphologic and mechanical detail

(c) although absolute similitude is impossible and some parameters are inevitably distorted, a carefully prepared physical model will be at least kinematically realistic.

(d) their behaviour is governed by mechanical laws, rather than assumptions predetermining the mode of behaviour

The laws of physical modelling can be established by applying the principles of dimensional analysis. The latter enables expression of the variables entering a problem in terms of dimensionless products (π-terms) (Fumagalli, 1974). Similitude requires that the π-terms should be equal in model (M) and prototype (P), thus leading to the fundamental scaling relationship:

$$\zeta = \lambda \cdot (\rho_p/\rho_m) \qquad (1)$$

where ζ is the stress scale factor (σ_p/σ_m) and λ is the geometric scale factor (Lp/Lm). Once the latter has been chosen, all the prototype properties with specific force dimensions must be reduced by (1), where ρ_p and ρ_m are the densities of the prototype rock and the model material. Dimensionless quantities such as strain, Poisson's ratio, friction angles etc. should be the same for both (p) and (m).

The prototype tunnel diameter in this study was 5.0 m and the model 59 mm, thus giving $\lambda = 85$. Assuming a density ratio of 1,2, the stress scale factor became approximately 100. The objective was to simulate weak rock types of uniaxial compressive strength between 5 and 20 MPa. Correspondingly, a 50-200 kPa model strength range was necessary for the modelling assumptions adopted.

DEVELOPMENT OF MODEL MATERIAL

Following tedious experimentations, a suit of multi-component rock like materials was developed. By varying the relative proportions of the dry and wet constituents of the gypsum cemented sand based frictional/dense filler mixtures and selecting appropriate curing temperatures, a range of prototype rocks could be simulated (weak sand-

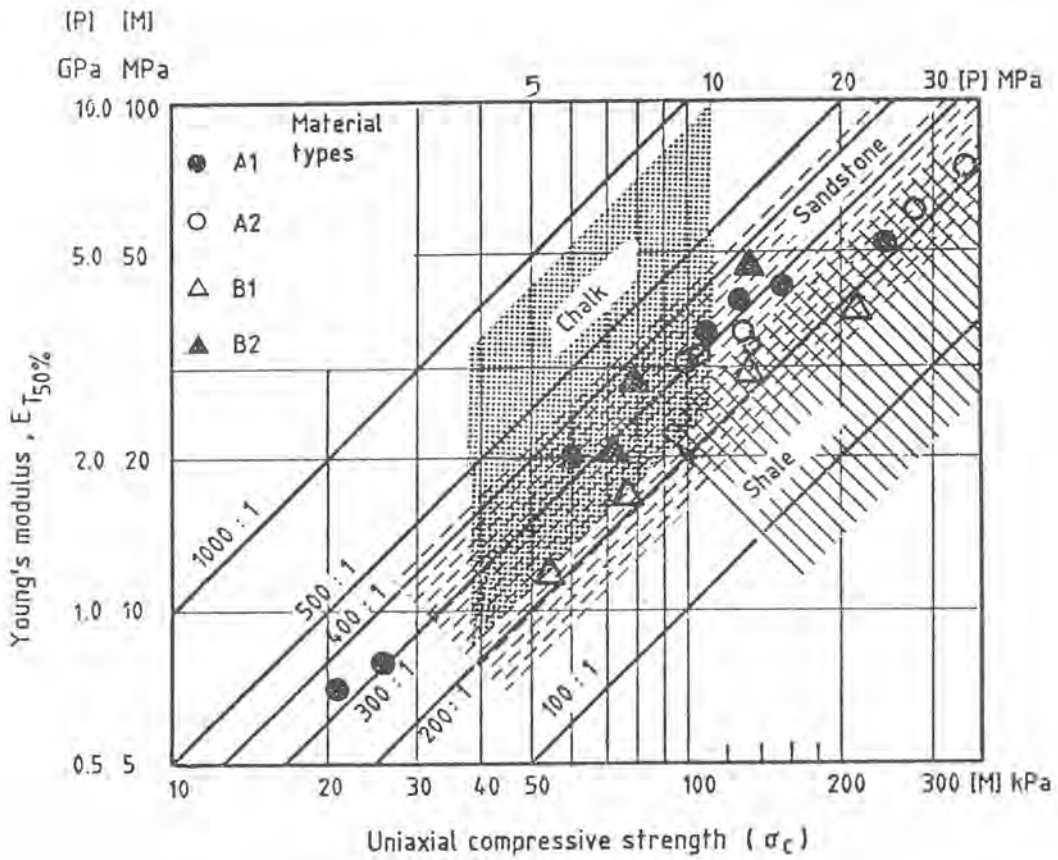


FIGURE 1. COMPARISON OF MODEL MATERIALS IN DEERE AND MILLER's SCHEME OF INTACT ROCK CLASSIFICATION.
REAL ROCK DATA TAKEN FROM FARMER (1983)

stones, shales, chalks, marlstones etc.). The variation of the model material strength and deformation properties compared to those of real rocks (assuming $\zeta \approx 100$) are illustrated in Figure 1.

The model materials can simulate realistically several aspects of weak rock behaviour:

- at low confining pressure they are relatively brittle, whereas at high confining pressures they behave plastically (see Figure 2). The axial strain at failure was found to range between 0,3 and 0,8 %.

- the Mohr's envelopes resembled in shape those of highly porous rock (Figure 3), with a descending portion at high confining stresses. The angles of internal friction ranged between 20° and 28°.

- the porosity ranged between 30-50 %, which is close to the range of most reservoir rocks. The materials are also permeable to air.

EXPERIMENTAL INSTALLATION

The relationships between stresses and strains around an underground excavation are, according to the two-dimensional elastic theory, relevant to a plane strain boundary. It is, of course, physically realistic to assume that all displacements are restricted in 2-D, in a perpendicular sense w.r.t the tunnel axis. However, there appears no justification for omitting the influence (potentially favourable) of the intermediate principal stress (taken as parallel to the tunnel axis).

A survey of the literature shows that mostly uniaxial and biaxial plane strain physical models have been adopted by various experimentalists over the past years, with a few notable exceptions of 3-D testing (for example, Stillborg et al., 1979, Konda et al., 1981, Bakhtar et al., 1985).

A truely triaxial test rig has been constructed at NGI, capable of accomodating blocks 30x30x40 cm (Figure 4). The blocks can be pressurized in 3-D by six (6) flat jacks, each part of which is independently steered by a hydraulic system. A centrally mounted drilling device has also been constructed for boring a ~ ϕ 60 hole through the centroid of the pressurized block.

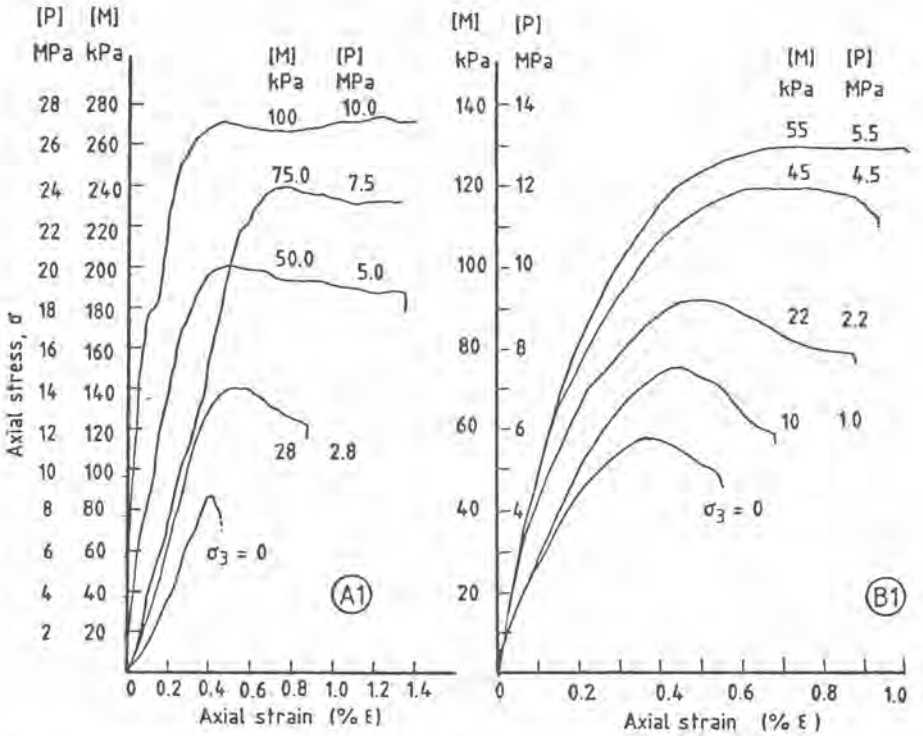


FIGURE 2. AXIAL STRESS-STRAIN CURVES OF MATERIALS UNDER DIFFERENT CONFINNING PRESSURES

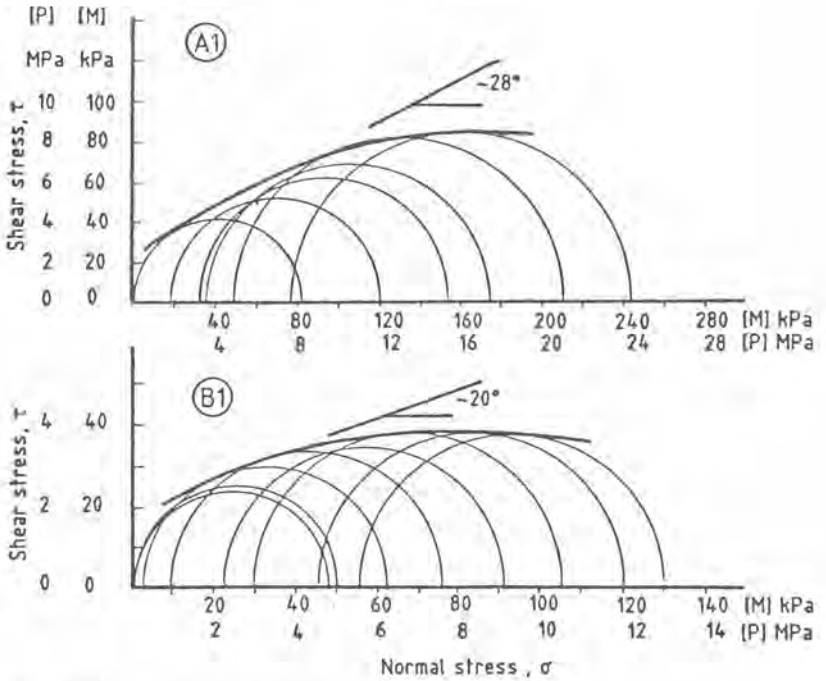
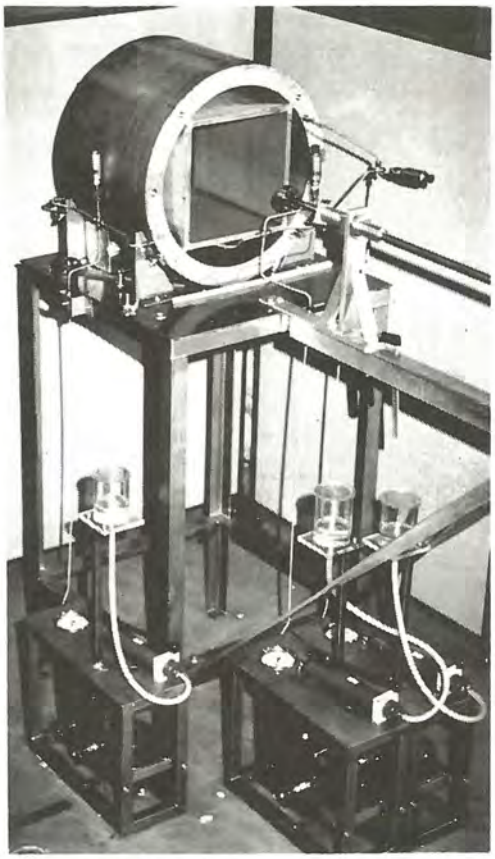
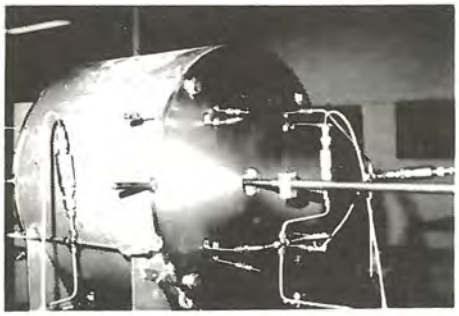


FIGURE 3. MOHR'S STRENGTH ENVELOPES OF MODELLING MATERIALS



General view of the experimental facility

Test chamber with model block in place



Test rig assembled for three dimensional stressing

FIGURE 4. PHOTOGRAPHS OF THE THREE-DIMENSIONAL PRESSURE CHAMBER FOR TESTING MODEL TUNNELS

MODEL TUNNEL TESTS

The results from three model tunnel tests are reported in this paper. Each test was designed to simulate three different stress fields, which are illustrated diagrammatically in Figure 5.

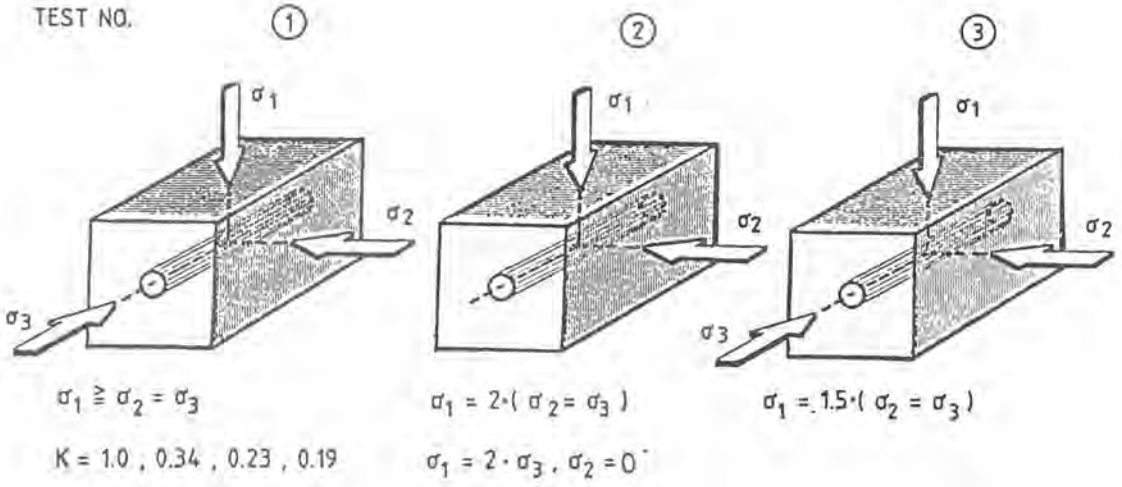
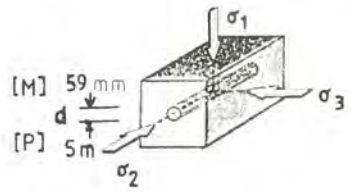


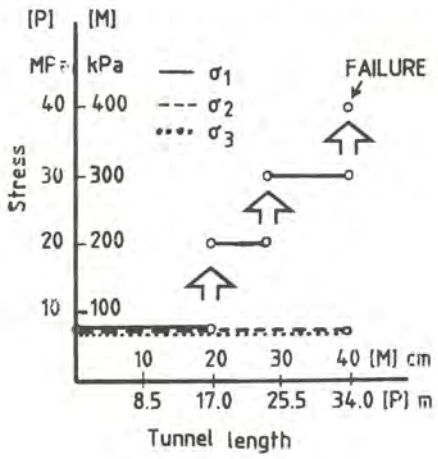
FIGURE 5. ILLUSTRATION OF THE SIMULATED STRESS FIELDS FOR MODEL TUNNEL TESTING.

Prior to tunnel excavation, each block was pressurized under an initial level of σ_1, σ_2 and σ_3 representing a percentage of the uniaxial compressive strength of the material. Driving of the tunnel was completed in two or three stages, each under progressively higher stresses, but maintaining the same $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3$ ratios. In all three tests, no signs of instability could be detected during tunnel driving under the chosen stress levels. At the end of excavation, the blocks were loaded until tunnel failure occurred. All related test information and results are included in Figures 6, 7 and 8.

- $\lambda \approx 85$
  $\zeta \approx 100$



- STEP-DRILLING+CORRESPONDING LOADING SEQUENCE



- MATERIAL PROPERT'ES

	Model	Prototype
σ_c	300 kPa	30 MPa
E_T	55 MPa	5.5 GPa
Φ	18°-20°	18°-20°
c	20-30 kPa	2-3 MPa
γ	18 kN/m³	18 kN/m³

- STRESSES AT FAILURE

	[M]	[P]
σ_1	400 kPa	40 MPa
σ_2	75 kPa	7.5 MPa
σ_3	75 kPa	7.5 MPa

- STRESS RATIOS AT FAILURE

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2 = \sigma_3} = 5.3 \qquad \frac{\sigma_1}{\sigma_c} = 1.3 \qquad \frac{\sigma_2 = \sigma_3}{\sigma_c} = 0.25$$

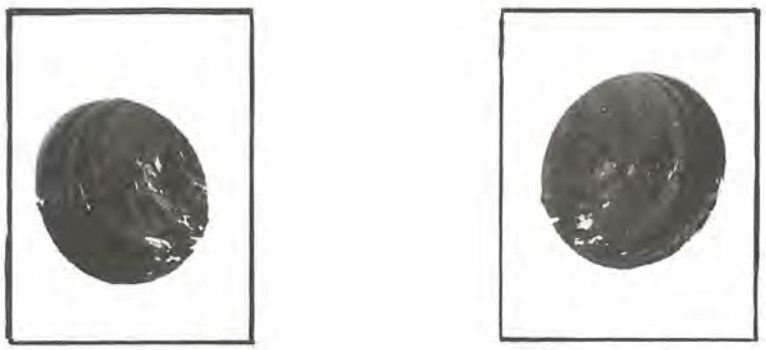
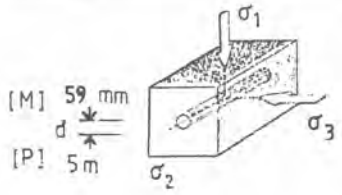


FIGURE 6. RESULTS FROM THE MODEL TUNNEL TEST No. 1

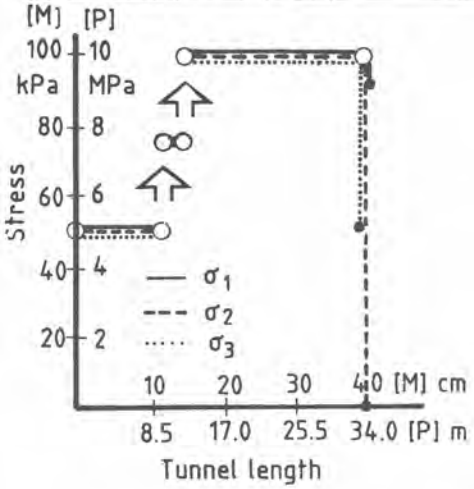
- $\lambda \approx 85$
  $\zeta \approx 100$



- MATERIAL PROPERTIES

	Model	Prototype
σ_c	50 kPa	5 MPa
E_T	20 MPa	2 GPa
Φ	28°	28°
c	10-20 kPa	1-2 MPa
γ	17 kN/m³	17 kN/m³

- STEP-DRILLING AND CORRESPONDING LOADING SEQUENCE



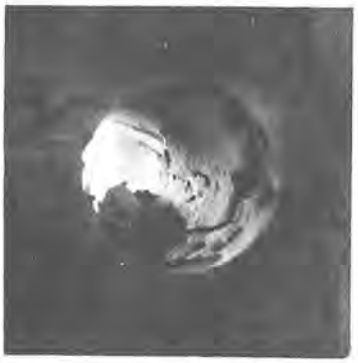
- STRESSES AT FAILURE

	[M]	[P]
σ_1	93 kPa	9.3 MPa
σ_2	0	0
σ_3	49 kPa	4.9 MPa

- STRESS RATIOS AT FAILURE

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \approx 1.9\,, \quad \frac{\sigma_1}{\sigma_c} = 1.9\,, \quad \frac{\sigma_3}{\sigma_c} = 1.0$$

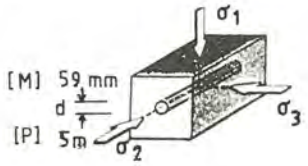
R.H. sidewall viewed from entrance



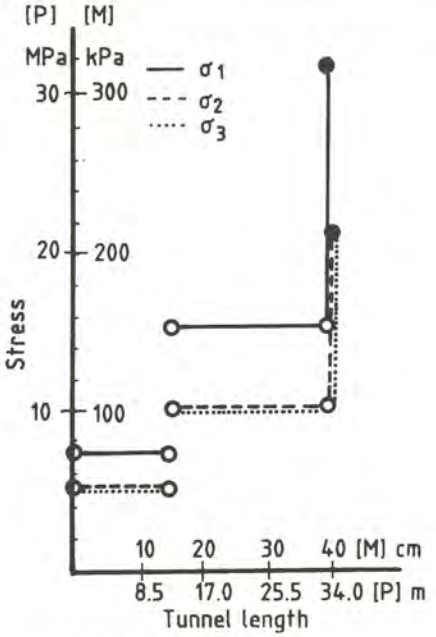
L.H. sidewall from exit

FIGURE 7. RESULTS FROM MODEL TUNNEL TEST No. 2

- $\lambda \approx 85$
  $\zeta \approx 100$



- STEP-DRILLING AND CORRESPONDING LOADING SEQUENCE



- MATERIAL PROPERTIES

	Model	Prototype
σ_c	50 kPa	5 MPa
E_T	20 MPa	2 GPa
Φ	28°	28°
c	10-20 kPa	1-2 MPa
γ	17 kN/m^3	17 kN/m^3

- STRESSES AT FAILURE

	[M]	[P]
σ_1	317 kPa	31.7 MPa
σ_2	216 kPa	21.6 MPa
σ_3	215 kPa	21.5 MPa

- STRESS RATIOS AT FAILURE

$\frac{\sigma_1}{\sigma_2 = \sigma_3} = 1.5 \quad \frac{\sigma_1}{\sigma_c} = 6.5 \quad \frac{\sigma_2 = \sigma_3}{\sigma_c} = 4.3$

Tunnel section at 20 cm from entrance

Close-up view(same section)

FIGURE 8. RESULTS FROM MODEL TUNNEL TEST No 3

DISCUSSION ON THE RESULTS

The interesting discovery from the three model tests was the ability of the tunnel walls to sustain stresses exceeding by several times the unconfined compressive strength (σ_c) of the material. In fact, calculation of the maximum tangential stresses (σ_θ) at failure from the Kirsch solution shows that σ_θ was 3-8.5 times higher than σ_c, depending on the degree of stress anisotropy, as shown in Figure 9.

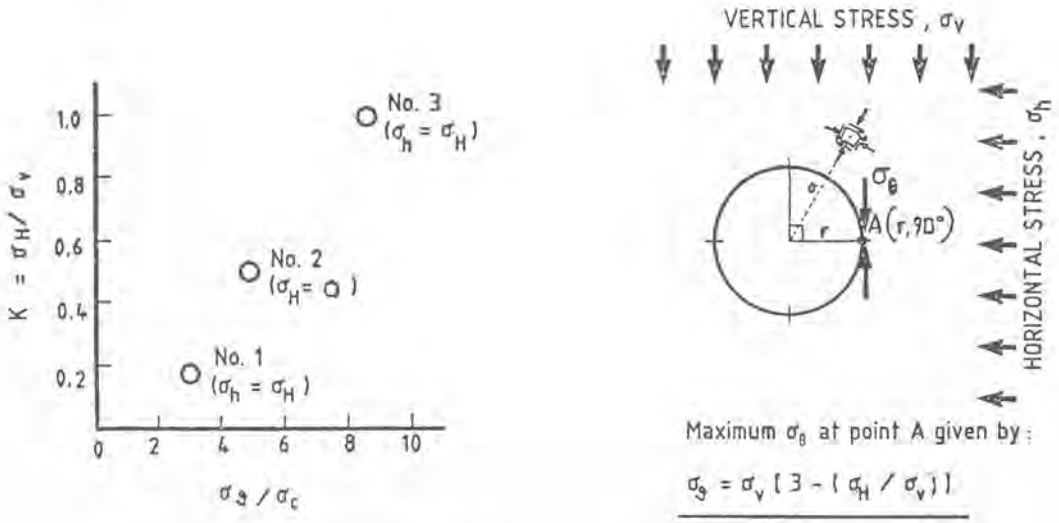


FIGURE 9. EFFECT OF STRESS ANISOTROPY ON THE MAX TANGENTIAL STRESS (σ_θ) TO STRENGTH (σ_c) RATIO AT FAILURE.

A literature search revealed that similar observations have been made in several cases of plane strain model experiments. Worotnicki et al, (1976), Kaiser (1979), Kaiser et al. (1985), Haimson and Herrick (1985) have all reported plane strain model experiments, at which tunnel wall rupture under varying degrees of stress anisotropy did not occur until the theoretical maximum tangential stresses exceeded the material strength by a factor of up to 4-5. Various explanations were offered for that phenomenon:

(a) confining effect of radial stresses (σ_r)

(b) non-synchronous activation of yielding and rupture; the former would be mobilized as σ_θ approach σ_c, and would keep propagating as long as the yield zone maintained continuity. The stress level at rupture would be variable depending on the stored energy distribution around the hole.

(c) rapid dissipation of the stress difference $(\sigma_\theta - \sigma_r)$ from the hole boundary, thus inhibiting extension of the cracks started at the wall when σ_θ approaches σ_c.

In addition, the possible influence of experimental factors such as stress gradient and side shear stresses was also mentioned.

At the present stage of our research, adoption or critisism of these interpretations cannot be made. However, it is noteworthy that the above mechanisms are not physically unrelated. Intuitively, the confining effect of σ_r could increase the stresses required for yielding of the matrix, whereas the decreasing influence of the deviatoric stresses $(\sigma_\theta - \sigma_r)$ could contribute favourably to the maintainance of continuity of the yield zone.

It is believed that the major stabilizing factor in the present experiments has been the longitudinal stress, acting parallel to the tunnel axis. It should be reminded that tunnel no. 2 (Figure 7) was perfectly stable until σ_2 was relieved. In addition, a probable strain-hardening behaviour of the highly porous matrix may have also contributed favourably.

Real examples of exceptionally stable tunnels driven through highly stressed weak rock are also found in the literature. Maury (1977) reported on the performance of large storage tunnels (47 m^2 in cross-section) in chalk, excavated in an isotropic stress vield ($\sigma_v = \sigma_H \approx 3$ MPa) and a slightly lower longitudinal σ_h. In that case, the wet uniaxial compressive strength of the chalk was ~ 3,0 MPa.

A generally recognized difficulty concerns the recognition of a specific failure mechanism, or, of more than one is suspected to have been involved, the discretization of the different failure lines. By implication, the choice of the appropriate failure criterion may become a matter of guesswork.

Observation of the plastic zone of model no. 2 (Figure 10)

reveals the formation of multiple shear planes, perhaps even resembling the conceptual logarithmic spiral. However, adoption of the Mohr-Coulomb criterion proved unrealistic. We can represent the triaxial compressive strength of the material by:

$$\sigma_1 = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}\ \sigma_3 + \frac{2c\cdot\cos\phi}{1-\sin\phi} \qquad (2)$$

where ϕ and c are the angle of internal friction and cohesion. Since the maximum compressive stress σ_θ occurs at the wall, σ_3 can be ignored. Then, the criterion predicts that failure should have occurred at $\sigma\theta \approx \sigma_1 \approx \sigma_c$.

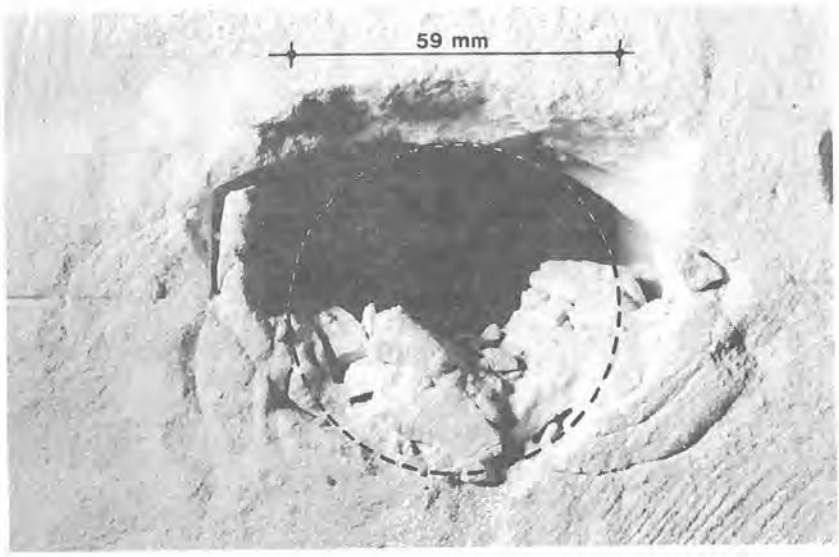


FIGURE 10. PLASTIC ZONE AROUND COLLAPSED TUNNEL No. 2
(MIDSECTION OF MODEL BLOCK)

The left-hand sidewall of the tunnel in Figure 10 shows evidence of an extension failure. The latter mode of failure may have contributed to the overall tunnel collapse mechanism. Highly compressible weak rocks with low shear modulus, experience shear dilatancy in a anisotropic compressive stress field, which is comparable in magnitude to the volume compaction caused by isotropic compressive stresses (Freudental, 1979). Consequently, shear dilatancy of the matrix in the zone of high shear stresses would produce radial tensile strain and either of the two failure modes (shear or extension) could occur.

Stacey (1981) has suggested an empirical criterion for extension fracture initiation in brittle rock, which states that strain in the direction of σ_3 ($\perp$ tunnel axis) is related to the three principal stresses by:

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} [\sigma_3 - \nu (\sigma_1 + \sigma_2)] \qquad (3)$$

where E is the Young's modulus and ν is the Poisson's ratio. For $\nu \approx 0{,}25$ (assumed) and

$\sigma_1 = \sigma_\theta$ (at r = 31 mm) $\approx$ 240 kPa
$\sigma_3 = \sigma_r$ (at r = 31 mm) $\approx$ 30 kPa
σ_2 (// axis) $\approx$ 50 kPa

then $\nu (\sigma_1 + \sigma_2) \approx 70$ kPa $> \sigma_3$ which is the condition in (3) for extension strain to occur. According to Stacey, extension fracturing would start if $\varepsilon_3 > \varepsilon_c$, where ε_c is a critical extension strain value of the rock (measured lateral strain at 30 % of σ_c). No such measurements are yet available for the present model material to test eqn. (3), which predicts $\varepsilon_3 = -0{,}002$ for the stresses assumed.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

There seems to exist a number of open questions regarding fundamental issues in underground excavation engineering, such as the stress distribution in a three-dimensional field, failure mechanisms in overstressed rock and application of realistic failure criteria.

A triaxial test chamber has been constructed, which enables three dimensional loading of blocks of model materials or weak rocks, under simultaneous hole drilling. A range of

artificial materials with rock-like characteristics have been developed to simulate various weak sedimentary rock types. The experimental installation will be used for a detailed physical model study of the performance of drilled holes under a variety of simulated stress conditions. Various advanced systems for physical recordings of stresses and deformations are currently implemented in the test facility. Furthermore, suitable modifications will allow testing of holes with varied orientation w.r.t. the principle stresses. The effect of pore pressure will also be introduced by utilizing pressurized gas.

Preliminary tests reveal that the conceptual models of rock failure may not always be valid. In fact, the behaviour under 3-D stress state results in higher stability than predicted by two 2-D solutions. Evidently, the longitudinal stresses possess an overlooked stabilizing potential. It also seems possible that more than one failure mechanisms could occur and more than one criterion might be necessary.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author wishes to thank the Norwegian Council for Scientific and Industrial Research (NTNF) for financing his Research Fellowship and the Norwegian Geotechnical Institute for its finacial support, without which this project would never have progressed. The essential contributions and help from Gunnar Vik are acknowledged with appreciation. Special thanks are due to Nick Barton for his comments and encouragement.

REFERENCES

Bakhtar, K., Black, A. and R. Cameron (1985): "Load response of modelled underground structures", Proc. 26th U.S. Symp. Rock. Mechs., Rapid City, pp. 1255-1260.

Farmer, I. (1983): "Engineering behaviour of rocks", 2nd Edition, Chapman and Hall.

Freudenthal, A.M. (1977): "Stresses around spherical and

cylindrical cavities in shear dilatant elastic media". 18th U.S. Symp. Rock. Mechs., Keystone, Colorade, paper 4B1-1.

Fumagalli, E. (1974): "Model simulation of rock mechanics problems", Rock Mechanics in Engineering Practice, Edt. Stagg and Zienkiewicz, Chapter 11, pp. 353-384.

Kaiser, P.K. (1979): Tunnel design - Conclusions from long-term model tests. 4th Int. Congr. of ISRM, Montreux, Vol. III. pp. 236-238.

Kaiser, P.K., Guenot, A. and N.R. Morgenstern (1985): "Deformation of small tunnels -IV. Behaviour during failure". Int. J. Rock Mechs. Min. Sci. and Geom. Abstr., Vol. 22, No. 3, pp. 141-152.

Konda, T., Inokuma, A. and K. Kanto (1981): "Three-dimensional model tests on soft ground tunnels", Proc. Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo, pp. 807-812.

Maury, V. (1977): "An example of underground storage in soft rock (chalk)". Proc. 1st Int. Symp. on Storage in Excavated Rock Caverns, Stockholm, Vol. II, pp. 681-689.

Stacey, T.R. (1981): "A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geom. Abstr., Vol. 18, pp. 469-474.

Stillborg, B., Stephansson, O. and G. Swan (1979): "Three-dimensional physical model technology applicable to the scaling of underground structures". Proc. 4th Internal Congr. of ISRM, Montreux, Vol. II, pp. 655-662.

Worotnicki, G., Wold, M., Enever, J. and R. Walton (1976): "The application of physical modelling technicques to problems in tunnelling". Proc. 2nd Australian Tunnelling Conf., Melbourne, pp. 25-40.

METODE FOR BESTEMMELSE AV DIMENSJONERENDE SVELLETRYKK

METHOD FOR DETERMINATION OF DIMENSIONAL SWELLING PRESSURE

Professor R. Selmer-Olsen, A/S Geoteam

SAMMENDRAG

Innledningsvis omtales de vanlig anvendte sikringstyper og de belastningsformer svakhetssoner kan gi samt den metode som vanligvis anvendes ved valg av sikringstype. Derpå beskrives hvordan man best og hurtigst kan oppnå et egnet leirkonsentrat med høy korntetthet for trinnvise avlastningsforsøk i ødometer.

De ikke svellende leirrike konsentrater viser seg ved en gitt konsolidering å ha en tilnærmet konstant avlastningskurve. Trekkes denne fra avlastningskurven for en svellende leirprøve med samme konsolidering, fremkommer materialets svelletrykk. Deretter vises hvordan dette svelletrykk endres med konsolideringen og hvordan man kan anslå in situ konsolideringen og beregne leirsonens svelletrykk.

Til slutt omtales hvilke gravitasjonslaster som ved moderate bergtrykk kan komme i tillegg til svellelastene samt grunnlaget man har for en bestemmelse av konstruksjonens styrke og sonens lineære svelling.

SUMMARY

At first the usual supporting methods are mentioned, furthermore the types of stress from clay zones. The older method of support selection are described. Then a suitable way is outlined to get a concentrate of the clay minerals and a high grain closeness in oedometer.

Not swelling concentrates enriched in clay show approximately the same graph by step-by-step unloading tests for a given consolidation. Subtracted from the curve of a swelling clay with the same consolidation the real swelling contribution appears. The relationship between the swelling pressure and the consolidation pressure is described. It is also shown how a rough estimate of the in-situ consolidation and a calculation of the swelling pressure from a clay zone could be done.

Additional gravity loads and the extent of the linear swelling are discussed. Finally, comments are made on the different factors which affecting the strength of the supports, the mode of operation and the behaviour of initiative failure.

INNLEDNING

I våre vanntunneler i paleozoiske og prekambriske bergarter er leirsonene en av hovedårsakene til stabilitetsproblemer og sikringsomkostninger.

De sikringsmetoder som nyttes er vanligvis en av fire hovedtyper, her listet etter stigende effektivitet ved vanlig utførelse:

1) Sprøytebetong med eller uten fiber
2) Boltforankret og strekkarmert sprøytebetong
3) Hesteskoformete utstøpninger
4) Sirkulære utstøpninger

En effektiv sprøytebetong utført på stuff gir leira liten mulighet for å svelle før et svelletrykk belaster sikringen, og konstruksjonens styrke er bestemt av betongens heftstyrke. Boltes og strekkarmeres sprøytebetongen kan styrken bli mer avhengig av betongplatens boltforankring og bruddstyrke. En formstøp er derimot å betrakte som en fri monolittisk konstruksjon støttet til fjellet i vederlag, vegger og eventuelt i sålen. Den vil i noen grad krympe, deformeres og sette seg, og den krever mer tid før den blir effektiv. Den gir med andre ord en større mulighet for svelling og avlastning av leira før svelletrykket belaster konstruksjonen. Konstruksjonens styrke bestemmes av støpens form og dimensjoner samt den kvalitet man gir betongen.

Valget mellom disse sikringstyper med forskjellig sikringseffekt har ved den endelige sikring vært gjort ut fra sonenes mektighet, mengde av finstoff i sonens leirholdige

materiale og en vurdering av laboratorietester som grovt indikerer finstoffets svelleaktivitet.

Erfaringene med disse soneegenskaper har gitt visse restriktive holdepunkter for når de alternative sikringsmetoder bør kunne anvendes. En nærmere bestemmelse av den svellebelastning som maksimalt kan ventes på en sikring har dette grunnlag ikke kunnet gi. Det skyldes i første rekke mangelen av en kvantitativ laboratoriemetode for bestemmelse av finstoffets reelle svelletrykkmobilisering under en avlastning fra in situ konsolideringsspenning.

Den sikringsdimensjonering som vanligvis har vært brukt er med andre ord nærmest å betrakte som en skjønnspreget, lite nyansert klassifiseringsmetode for sonene, grovt tilpasset de sikringstyper man vanligvis nytter. En slik samlet vurdering av en serie erfaringsbaserte faktorer, kan lett føre til feilvurderinger. I vanntunneler har det f.eks. ført til meget oversikring og ikke sjelden til skader på sikringer og ras under bruken av anlegget.

Da skadene først og fremst har rammet sprøytebetongsikringer utført på stuff, har det lenge vært arbeidet med å finne en beregningsmodell som kan redusere nødvendigheten av å bruke så meget skjønnsvurdering ved sikringsvalget. Det gjelder både under beregning av konstruksjonens styrke og svellebelastningen den vil få.

For styrkeberegninger av sprøytebetong kan det i dag bl.a. henvises til arbeider av J. Holmgren og T. Hahn. Her er det først og fremst en ny beregningsmodell for svellebelastningen som skal omtales.

Laboratorieforsøkene for dette arbeidet er for det vesentligste utført av A. Hov og G. Lillevik ved Ingeniørgeologisk laboratorium, NTH. Prosjektet er støttet av NTNF.

BELASTNINGER FRA KNUSNINGSSONER

Et trykk fra en leirsone mot en sprøytebetong utført på stuff kan først mobiliseres etter at avlastningen ved frisprengningen og påføringen av betong er skjedd. Det vil si de hurtige radielle deformasjoner som skjer inn til et par timer etter frisprengningen, vil ikke føre til belastning av sikringen.

Det som skjer i denne korte perioden er spenningsbetingede, elastiske og plastiske deformasjoner eventuelt med rissdannelser. Ved moderate bergtrykk vil det bare være en svært liten del av disse første hurtige rent mekaniske deformasjoner som går tilstrekkelig langsomt til å gi belastning selv på en sprøytebetong utført på stuff. De fremkommer i fall som en følge av en lav permeabilitet som bl.a. kan gi en forbigående økning av effektivspenningene og sterke kapillære kontraksjonskrefter.

De krefter som i løpet av en lengre periode kan komme på en sikring fra en ikke svellende leirsone under vanlige moderate spenninger, vil først og fremst være gravitasjonslaster. Disse kan f.eks. bygge seg opp som en følge av en poretrykksstigning og friksjonsnedsettelse på stikk og riss etter en vannfylling av tunnelen, eller som en følge av oppløsning og utvasking. Spenningsomlagringer og små krypdeformasjoner pga. gravitasjonskrefter i det oppknuste materialet, vil også medvirke til en reduksjon av fjellets innspenning og stabilitet.

I leirfattige, sterkt fragmenterte stive masser med belegg av talk, visse typer hydrolysert kloritt eller en formfast vannrik silikatmasse med bare en svak begynnende krystallisering (f.eks. en type margaritt), er faren størst for store gravitasjonslaster. Det skyldes den meget lave friksjonsvinkel på stikkene, ned til 3 - 4°.

Skvising i et sonemateriale regner man først å ha i fall de mekaniske deformasjoner skyldes et høyt bergtrykk som gir spesielle normalspenninger og deformasjoner som ikke er avsluttet etter få timer, men pågår over lengre tid og er mer dyptgående i sonen.

Det radielle skvisingtrykk avtar likesom svelletrykket sterkt med den deformasjon som etter hvert får skje. Skvisingfaren i en sone avtar med økende skjærfasthet i materialet, og øker med sonebredden og den normalspenning sonen får ved frisprengningen. Sterkt utslagsgivende for skjærfastheten er ugunstig orienterte stikk og glidespeil og den type mineralbelegg disse har, samt tilgangen på vann og et økt poretrykk.

For de vanlige leirrike ikke svellende soner av liten til moderat størrelse, hvor en sprøytebetongsikring kan tenkes aktuell, får man erfaringsmessig sjelden nevneverdige skvisingdeformasjoner uten at også noen bergtrykksproblemer opptrer i tunnelens bergarter. Det kan imidlertid forekomme, idet normalspenningen og skvisingen avhenger av sonens orientering i forhold til største hovedspenning i fjellmassen.

En mineralsvelling er en forholdsvis langsom prosess. Den avtar i styrke ettersom mineralene øker i volum ved opptak

av vann i sitt krystallgitter. Den er helt avhengig både av en spenningsreduksjon i massen og en vanntilgang. I en leirsone på stuff er reduksjonen i radialspenning begrenset til nær konturen og en vanntilgang bestemt av sonens permeabilitet, den hydrauliske gradient og avdampningsforholdene. Det vil si at mineralsvellingen oftest ikke rekker å få noe nevneverdig omfang før sonen kan være sprøytet med betong.

Etter innsprøytingen må sonen først bygge opp igjen radialspenninger i den avspente, hurtig deformerte masse nær konturen før den kan nå sitt maksimum mot den stive sprøytebetongsikringen. Denne kan på sin side også deformeres litt før heftbrudd skjer. Det maksimale trykk fra mineralsvellingen som sprøytebetongen skal ta, blir derfor mindre enn det teoretiske som mineralmassen kan gi ved den in situ spenning den står under. De hurtige deformasjoner som også de ikke svellende leirsoner får, reduserer med andre ord til en viss grad det maksimale mineralsvelletrykk som er bestemt av in situ spenningen og sonens mineraler.

Med en svelling følger en reduksjon i skjærfastheten og eventuelt en økning av skvisingen og gravitasjonslasten, dvs. prosessene samvirker. Men idet en svelling stoppes av en sikring, stopper også skjærfasthetsreduksjonen. Ved sikringsvurderinger må de tre belastningsgivende prosesser imidlertid vurderes hver for seg.

Gravitasjonslaster må vurderes ut fra sonens struktur, mektighet og andre geometriske forhold samt ut fra skjærfastheten i sonen, dvs. effektivspenningsforhold og friksjonsvinkler eller mer grovt ut fra sleppemineralogien.

For skvisinglaster må dertil fjellets styrke og spenningsnivå samt den respons dette gir, tas med i vurderingen. Opprettholder man ved sprøytebetong og bolter en sammenheng i massen mens deformasjoner skjer, vil skvisinglastene mot den endelige sikring bli sterkt redusert.

Ved rene svellesituasjoner må den maksimale svellelast vurderes ut fra leirsonens in situ konsolidering, mektighet og finstoffinnhold samt dette leirholdige finstoffs mobiliserbare svelletrykk.

Får en svelleleirsone stå usikret en tid uten å tørke ut, sveller den, og det svelletrykk som da senere kan mobiliseres mot en sikring blir vesentlig mindre enn det maksimale. Hvor meget mindre avhenger av forholdet mellom den mulige og den inntrufne svelling under den silovirkning sonen har.

BEREGNING AV DET MOBILISERBARE SVELLETRYKK

De svellende mineraler langs bruddsoner i fjellet er enten in situ hydrolyserte mineraler i en bergart, hydrolyserte knuste masser eller kjemisk utfelt i oppståtte porer. Leirsonematerialet består vanligvis både av leirmineraler, friske mineralkorn og grovere bergartsfragmenter. Det er meget gamle dannelser, dannet under de helt spesielle forhold man har på stort dyp i fjellet. De enkelte korn er derfor kornformmessig og spenningsmessig spesielt godt tilpasset nabokornene. Det vil si poreforholdene er oftest mer som i bergarter enn som i vanlige løsmasser.

Da uomrørte prøver for ødometerforsøk fra leirsoner av

mange grunner sjelden er mulig å oppnå, må man velge forkonsolidering og ty til spesielle knep under prepareringen, pakkingen i ødometeret og tolkningen av resultatene.

For best mulig å unngå at sterke, ikke hydrolyserte mineraler danner et stivt og åpent kornskjellet hvor de ofte små mengder leirmineraler kan ligge beskyttet og svelle uten at deres svelletrykk kan registreres, må man redusere innholdet av stive inaktive mineraler samtidig som man unngår å miste noe av de svellende leirmineraler. Best resultat synes man å oppnå ved å dispergere prøven omhyggelig i vann og derpå slemme av materiale mindre enn 20 µm i henhold til Stokes lov. Dette fordi alle større svellende mineraler under dispergeringen da erfaringsmessig brytes ned til under denne størrelse.

For å oppnå en tettest mulig pakking av dette materiale mindre enn 20µm komprimeres ca 20 g tørt etter inndamping ved ca 100°C og nødvendig pulverisering før det under samme belastning får suge opp vann gjennom bunnfilteret. Dette reduserer bl.a. mulighetene for kornmassen til fritt, og over tid å bygge opp tykke adsorptive vannlag som senere må brytes ned igjen under konsolideringen. Etter som oppfuktingsfronten arbeider seg oppover i prøven, får man dertil lokale små strukturkollapser idet de svekkede leirmineraler presses inn i de åpne porer uten at dette vil føre til nevneverdig poretrykkstigning eller tid for oppbygging av unødig tykke adsorptive vannlag.

Etter ferdig konsolidering foretas en trinnvis avlastning slik at spenning/deformasjonskurven ved en valgt forkonsolidering kan bestemmes. Det vil si man etterlikner best

mulig den avlastningssituasjon man har i en tunnel.

Enhver omrørt og komprimert leirsoneprøve som avlastes vil få en kunstig stor elastisk deformasjon som skyldes den dårligere korntekstur man oppnår. I det kompositttmaterialet som en leirsone er, vil de små bladige, spesielt elastiske mineralkorn som i ødometerprøven utgjør en langt større prosent enn i leirsonen, avgi sitt betydeligste bidrag til den mekaniske deformasjon først ved lave spenningsnivåer. Dette bidrag vil etter forholdene være langt større i en ødometerprøve enn i fjellet hvor mineralene både kornform- og spenningsmessig er vesentlig bedre tilpasset nabokornene. Det vil si, i ødometeret får man en kunstig stor mekanisk utvidelse ved de lave spenningsnivåer når de bøyde bladige mineraler begynner å rette seg ut.

I fjellet vil også som nevnt de små mekanisk betingede deformasjoner ved moderate bergtrykk for det vesentligste være over før man rekker å få påført en sprøytebetong på stuff og før en svelling kan få noe nevneverdig omfang. Det vil si en ikke svellende leirsone under moderate bergtrykk vil ved sin hurtige mekaniske deformasjon vanskelig kunne belaste en sprøytebetong. En svellende leire vil imidlertid kunne belaste betongen med det vesentligste av sitt mineralsvelletrykk.

For å finne dette svelletrykk ved hjelp av en avlastningskurve, må man subtrahere avlastningskurven man får når man hindrer svelleprosessen i å skje. En slik kurve har man i fall man i stedet for å la prøven suge opp vann lar den suge opp CCl_4. Man mister imidlertid da den utvidelse og friksjonsnedsettelse som skjer under oppbygging av adsorptivt vann rundt kornene.

Det som synes å løse problemet, er det forhold at de ikke svellende plastiske leirer fra soner i fjellet har tilnærmet en og samme avlastningskurve ved avlastning fra samme konsolidering. Det vil si man kan oppnå standard-kurver for de ikke svellende plastiske leirer ved de konsolideringsgrader man ønsker å nytte for bestemmelse av det maksimale svelletrykk.

I figur 1 er det angitt karakteristiske avlastningskurver for sonematerialer mindre enn 20µm. I figuren viser A vanlige kurver for typiske ikke plastiske siltmaterialer (I_P = 0 og mindre enn 10 % materiale mindre enn 2µm) samt for høyst forskjellige prøver som har fått suge opp CCl_4 i stedet for vann. De sistnevnte gir gjennomgående lavere verdier enn de førstnevnte.

B viser en middelkurve og spredningen for typiske plastiske leirsonematerialer som ikke inneholder svellende mineraler (I_P/%<2µm fra 0,25 - 0,6 og mellom 20 og 60 % materiale <2µm). C er et eksempel på en sterkt svellende leire med ca 50 % materiale mindre enn 2µm. Alle prøvene er likt konsolidert ved k = 4 MPa.

Det fremgår av figuren at de meget begrensede variasjoner man har i kurvene for de ikke svellende, men plastiske leirmaterialer er under $\pm$ 3 % av svelleleirenes tilsvarende variasjonsområde.

Kurvene for gruppene A og B faller alle tilnærmet sammen ved laster over 1,8 MPa, dvs. i det område som er utslags-givende for bestemmelse av det maksimale svelletrykk. Man kan med andre ord uten større feil nytte standardkurver for å eliminere de elastiske effekter.

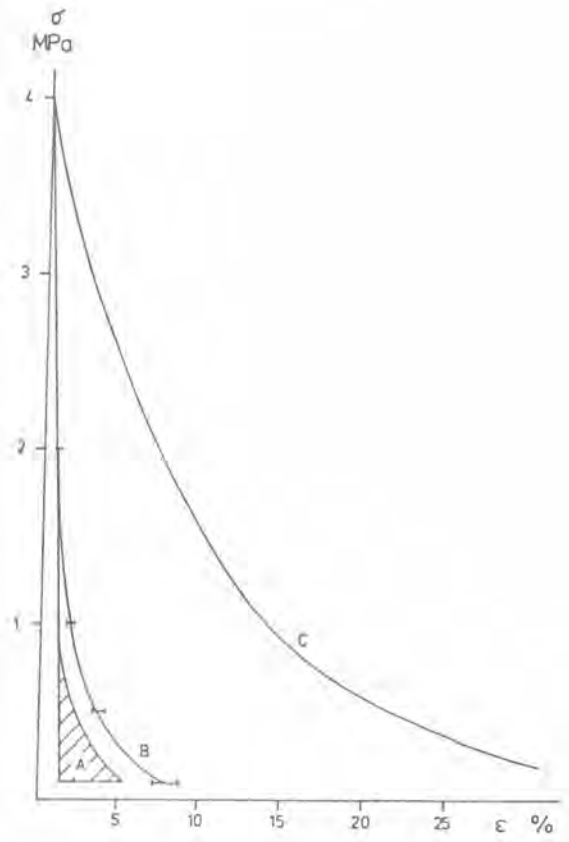


Fig. 1: Spenning/deformasjonskurver for sonematerialer < 20µm ved avlastning fra 4 MPa i ødometer.

A = Kurver for ikke plastiske siltmaterialer (matr. < 2µm = 0 - 10 %, I_p = 0) og div. leirmaterialer som har fått suge opp CCl_4 i stedet for vann.

B = Middelkurve med registrert spredning, for plastiske leirer uten innhold av svellende mineraler (matr. < 2µm = 20 - 60 %, I_p/%< 2µm = 0,25 - 0,6).

C = Eksempel på en sterkt svellende leire.

Figur 2 viser et eksempel på en subtraksjon av middelkurven for ikke svellende leirsoneprøver fra en som sveller, og hvordan det maksimale svelletrykk (P_b) for prøven fremkommer og hva den lineære svelleutvidelse (S_b) er ved mottrykk 0,1 MPa for en konsolidering ved 4 MPa.

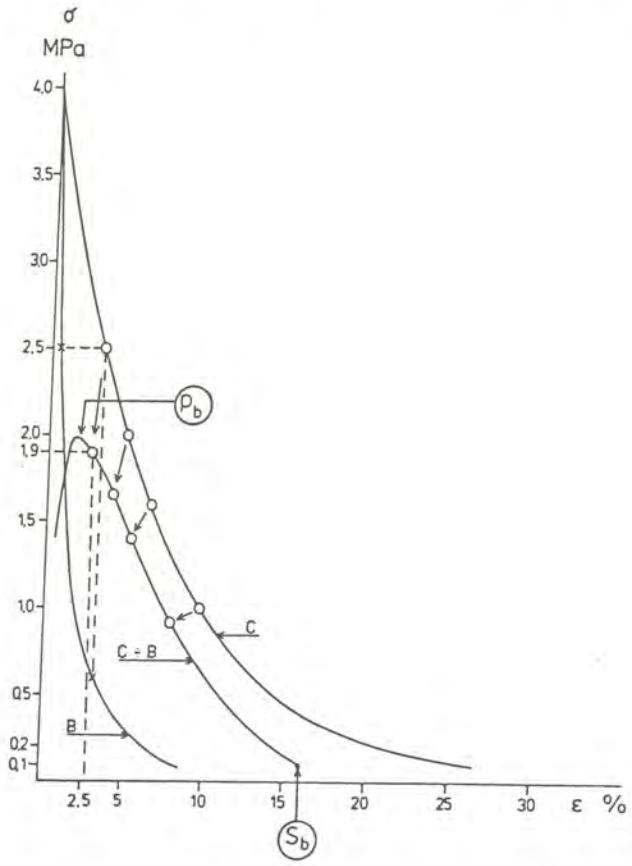


Fig. 2: Eksempel på subtraksjon av kurver og bestemmelse av maksimalt svelletrykk (P_b), og den lineære svelling ved motlast 0,1 MPa (S_b)

Endres konsolideringslasten (k), endres kurvene både for de svellende og ikke svellende leirmaterialer. I figur 3 er

det vist hvordan maksimalt svelletrykk (P_b) endrer seg med konsolideringstrykket (k). I det minste opptil k=8 MPa synes forholdet å kunne betraktes som lineært. Ved høyere konsolidering flater kurvene noe ut og da sterkest for de mest aktive leirer. P_b kan ved en konsolidering (k_x) opp til 8 MPa uttrykkes som:

$$P_{bx} = P_{b4} \cdot \frac{k_x}{k_4}$$

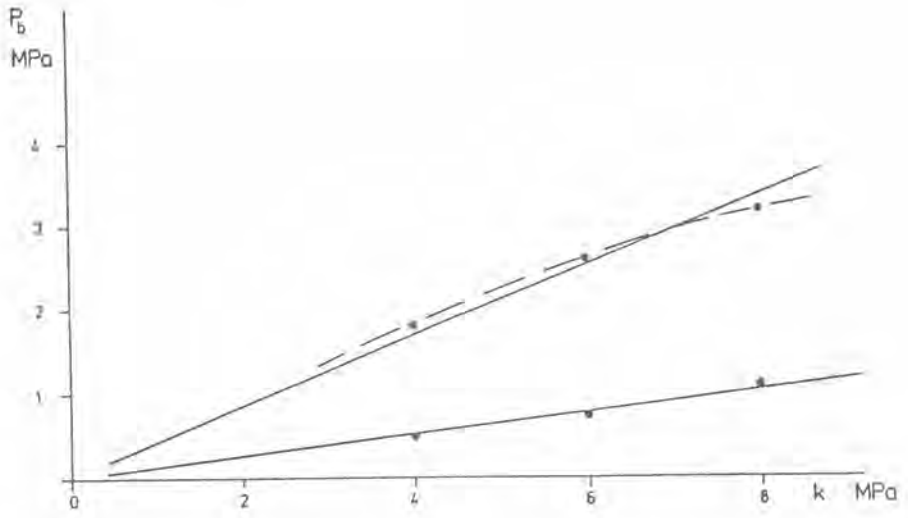


Fig. 3: Forholdet mellom maksimalt svelletrykk (P_b) og konsolidering (k) for to prøver, en sterkt og en moderat svellende. Relasjonen kan regnes lineær for opp til k = 8 MPa.

Da det av prøven som ble fjernet under prepareringen for ødometerforsøket erfaringsmessig er fri for svellende

mineraler, vil de heller ikke gi noe svellebidrag. Det trykk (P_b) som er funnet for c % av den totale prøve må derfor gi et trykk på

$$P_b \cdot \frac{c}{100}$$

fordelt over den leirrike delen av sonen.

Det svelletrykk (P_s) en sone i fjellet kan gi ved en konsolidering k_x i fall ødometerprøven < 20µm er tatt på c % av prøvematerialet er

$$P_s = P_{b4} \cdot \frac{k_x}{k_4} \cdot \frac{c}{100}$$

og den samlede svellebelastning (F_s) pr. 1m sone.

$$F_s = P_s \cdot B_1 = P_{b4} \cdot \frac{k_x}{k_4} \cdot \frac{c}{100} \cdot B_1$$

B_1 er den samlede bredde av leirsoner i knusningssonen. I figur 4A er størrelsen B_1 søkt nærmere belyst i et eksempel. Er B_1 vesentlig større enn høyde og spennvidde i tunnelen, blir høyden eller spennvidden bestemmende for B_1.

Prøven for analyse forutsettes tatt som et snitt over den mest leirrike delen av sonen. Det vil bl.a. si i det snitt hvor steinmengden er minst, og der som et snitt over det materiale som er angitt med størrelsen B_1.

Er det to klart forskjellige leirtyper i knusningssonen, f.eks. en leirfylling og en leiromdannet bergart, bør man

ta to prøver og måle de to størrelser for B_1 hver for seg (se fig. 4A). Svellebelastningen på sikringen F_s blir da en sum av to laster.

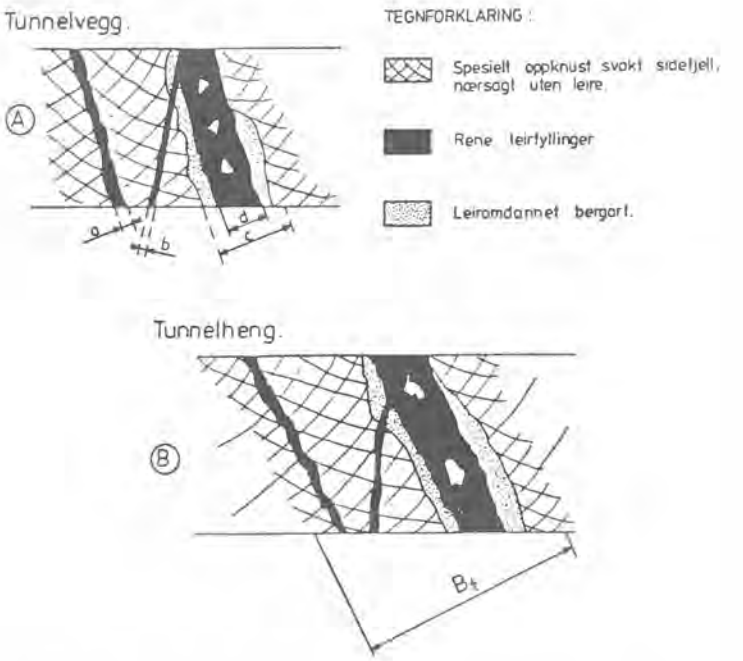


Fig. 4A: Feltmåling av samlet leirsonebredde B_1.

Ved vanlig snittprøve er B_1 = (a+b+c)m. Ved snittprøver av hver av de to leirtyper er B_1 henholdsvis (a+b+d)m og (c-d)m. Blir B_1 vesentlig større enn høyde og spennvidde i tunnelen, blir dette bestemmende for B_1.

Fig. 4B: Feltmåling av total sonebredde B_t, dvs. av mektigheten av det sterkt oppknuste parti.

For en nærmere beregning trenger man også sonens konsolideringsspenning. Er ikke bergtrykket og poretrykket målt nær sonen, må det gjøres et grovt overslag over antatt maksimal in situ effektivspenning. Da horisontalspenningen på grunt dyp i flatt lende neppe kan være større enn 2 ganger vertikalspenningen, selv ved høye tektoniske spenninger, kan k_x neppe være større enn $h(2\gamma_r-\gamma_w)$ hvor h er fjelloverlagringen. Vanligvis vil den være vesentlig mindre, dvs. $<h(\gamma_r-\gamma_w)$ idet σ_h/σ_v oftest vil være <1.

I dalsider kan den grovt vurderes ut fra idealiserte endelig elementmodeller og sonens orientering. Høye tektoniske spenninger vinkelrett dalsiden muliggjør imidlertid en høyere største hovedspenning enn modellene viser. Den blir imidlertid sjelden mer enn fordoblet.

Nå vil en høy tektonisk spenning vanligvis være å finne i en retning hvor man har massivt fjell og da stå nær parallelt med eventuelle leirsoner. Disse vil derfor ha en mer moderat konsolidering. Det vil si bare i de meget sjeldne tilfeller hvor den tektoniske hovedspenning står nær vinkelrett største tektoniske spenning, og i dalsider samtidig nær vinkelrett største hovedspenning, kan man regne med at de tektoniske spenninger har fått særlig stor betydning for konsolideringsgraden.

I tunneler vil også ofte lekkasjeforhold og bergslag i forhold bergartsstyrke kunne gi indikasjoner på eventuelle høye eller lave tektoniske spenninger og deres orientering og derved på konsolideringsgraden.

I fall en høy tektonisk spenning har gitt en unormalt høy

konsolidering, kan konsekvensene være vesentlige. En slik mulighet må derfor nøye overveies.

Det forhold at leiromdannede bergarter gjerne har en særdeles høy pakningstetthet samt en høy konsolidering, bl.a. på grunn av interne residualbindinger mellom mineraler i bergarten, bør også tas med når konsolideringen k_x, skal vurderes.

EVENTUELLE TILLEGGSLASTER

I tillegg til en svellebelastning kan man i hengen også få en gravitasjonslast å ta hånd om. Under moderate bergtrykk og betongsprøyting på stuff kan denne gravitasjonslast i fall betongen ikke brister, angis ved en størrelse på

$$\frac{B_t^2}{a} \cdot \gamma_r$$

B_t er bredden av det tvilsomt stabile, sterkt oppknuste fjellparti i hengen, se figur 4B. γ_r er fjellets densitet. a er et forholdstall mellom bredden av det ustabile parti og den midlere tykkelse av dette, dvs. et forholdstall som først og fremst må vurderes på stedet ut fra friksjonsvinkler og struktur, eller om man vil ut fra stikkenes mineralbelegg og orientering.

I fall det sprøytebetongsikres, kan a for talksoner være under 2. I sleppetog og ved svært glatte glidespeil med ugunstige orienteringer i leirfattige soner, kan a ofte være ned mot 4. Den vil imidlertid ved vanlige enkle leirrike soner sjelden være under 6. Ofte kan man også

regne med at det som kan gi gravitasjonslaster stort sett er kommet ut under sprengningen. Ved utstøpninger må man vanligvis regne med lavere verdier for a.

Den samlede last som en sprøytebetongsikring utført på stuff skal ta i hengen kan derfor uttrykkes slik:

$$F_{total} = \frac{B_t^2}{a} \gamma_r + \Sigma(P_s \cdot B_l)$$

Videre kan det maksimale trykk langs den sentrale del av leirsonen i hengen tilnærmet settes til:

$$P_{s(max)} = P_s + 2 \frac{B_t}{a} \cdot \gamma_r$$

SIKRINGSVURDERINGER

For sikringsvurderinger kreves at både belastningen og det sikringen kan tåle lar seg rimelig nøyaktig bestemme. Dertil har det betydning for anvendbarheten at ikke konstruksjonen lett bryter helt sammen ved en overbelastning, men at den i skadet tilstand kan deformeres noe uten å kollapse fullstendig.

Ved en hesteskoformet støp utført på stuff får betongen i hengen vanligvis en større eller mindre spalte mot fjellet. Dette reduserer vanligvis svelletrykket der betydelig. Men det fører ofte til at gravitasjonslasten som med tiden kommer på betongen blir større enn ved sprøytebetong. I vederlagene og til dels i veggene trykkes derimot betongen mot fjellet, og belastningsforholdene ved

de to sikringsmetoder blir noe mer like. Det disse partier kan tåle av belastning og deformasjon uten å bryte helt sammen, er imidlertid klart forskjellig.

Ved utstøpninger uten innspenning i sålen får man ved en for sterk svelling vanligvis en rissdannelse oppe ved vederlaget og den største deformasjon og avspenning ved sålen. Ved god innspenning i sålen får man derimot bukling og brudd både oppe ved vederlaget og midt i veggen, hvilket gir noe større fare for en fullstendig kollaps. Ved stor lineær svelling og høyt svelletrykk, hvor utstøpning og innspenning i sålen er nødvendig, er det derfor også vesentlig at man får en god hvelvvirkning i veggene mellom heng og såle. Ved et sirkulært boret eller sprengt profil kan man i så fall spare betong i veggene. Driftsmåten og det ønskede endelig tverrprofil er imidlertid avgjørende for hva som er lønnsomt.

Styrken på konstruksjonen bestemmes ut fra konstruksjonens form, betongens tykkelse og kvalitet samt den armering man måtte finne det nødvendig å bruke.

For sprøytebetong er det heftstyrken til fjellet som først og fremst er utslagsgivende for hva den kan tåle av last før den svikter. I fall man pga. svelling får avskalling fra fjellet, har betongen liten hvelvvirkning, og konstruksjonen bryter lett helt sammen.

For vanlig sprøytebetong som er fra 6 - 10 cm tykk kan man i henhold til J. Holmgren sette bæreevnen pr. lm sone til $2\sigma_h.d$, hvor σ_h er heftstyrken til fjell og d er forholdet mellom linjelast og heftstyrke ved brudd. Dette har vist seg å være en tilnærmet konstant størrelse på 3 - 3,5 cm.

Størrelsen av heftstyrken kan om ønskelig måles. I henhold til T. Hahn's arbeider kan den også grovt anslås i forhold til petrografi og eksponert struktur.

God heftstyrke på 1,1 - 1,8 MPa oppnås vanligvis på friske og rene bruddflater utenom foliasjonsflater i våre sterke eruptive og metamorfe bergarter. Lavest er den i rene kvarts- og/eller feltspatbergarter. I skifre og andre bløte bergarter kan den gå ned til under 0,5 MPa. På foliasjonsflater og lagflater med vel orientert glimmer og kloritt kan også heftstyrken i de sterke bergarter gå ned i 0,5 MPa. På tilsvarende flater i leirskifre, leirstein og liknende typiske svake bergarter kan den være på 0,1 - 0,2 MPa. Særlig lav kan den være i kleberstein. På tektoniske bruddflater med belegg av leire eller talk kan den være nær null.

Lokale partier med dårlig heftstyrke pga. glidespeil, foliasjonsflater og lagflater kan imidlertid oftest kompenseres med bolter og innsprøytet armering. Likeledes kan sprøytebetong som nevnt generelt forsterkes ved armering, bolter og en større betongtykkelse idet da betongbruddstyrken kan gjøres mer utslagsgivende enn heftstyrken. Samtidig kan også belastningen ofte reduseres ved lange bolter. Mer mulighet for svelling og avspenning av leira før en belastning mobiliseres, gir denne sikringsform imidlertid ikke.

Ved skvising, eventuelt kombinert med svelling kan en slik forsterket sprøytebetongplate nyttes som en deformerbar midlertidig fremdriftssikring for å redusere belastning på en endelig utstøpning, idet den holder massen sammen og gir en viss motlast. Ved store radielle skvisingdeforma-

sjoner vil dette kunne gi en bedre beskyttelse enn en midlertidig hesteskoformet utstøpning på stuff.

DEN LINEÆRE SVELLING

Skal man for en leirsone i fjellet beregne den lineære svelling ved en gitt motlast, kreves forsøk i en silocelle hvor sonens geometri og spenningssituasjon kan etterliknes. Likesom ved avlastningsforsøk må man også her se bort fra de kunstige, hurtige første deformasjoner som skyldes prøvens preparering og komprimering, dvs. deformasjoner som i liten grad finnes i en sone i fjellet.

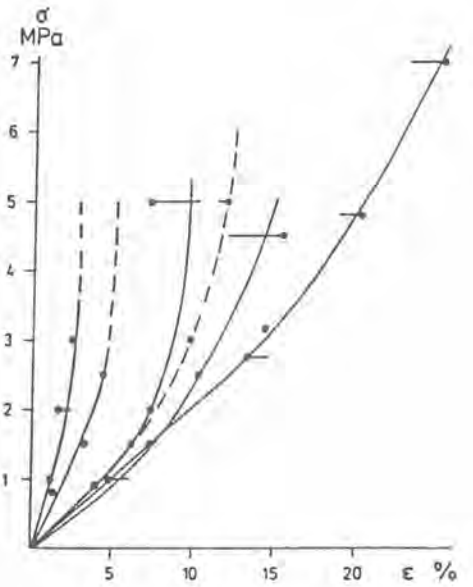


Fig. 5: Lineær svelleutvidelse med siloforsøk i % av lateral åpning som funksjon av konsolideringstrykket under mottrykk 0,1 MPa.

Figur 5 viser noen resultater fra siloforsøk hvor motlasten har vært konstant lik 0,1 MPa og konsolideringstrykk og leirtype har variert. De forteller at den lineære svelling fra soner i fjellet stoppes av den silovirkning som oppstår, dvs. av den restskjærfasthet materialet beholder i økende grad innover i sonen. Leirtypen, dens forkonsolidering og selvsagt den motlast man nytter er bestemmende for størrelsen av den deformasjon man oppnår. Den lineære svelling for et materiale øker imidlertid ikke med konsolideringen fra en viss konsolideringsgrad.

Denne konsolideringsgrense øker sterkt med materialets svelleevne, dvs med S_b. Ved lavere konsolidering avtar den lineære svelling etterhvert mot null med konsolideringsgraden. Både leirtypen og dens konsolideringsgrad under en viss grense er med andre ord sterkt utslagsgivende for størrelsen av den lineære svelling.

Siloforsøk krever en spesiell apparatur, og er både vanskelige og tidkrevende. Sammenholder man imidlertid resultatene fra forsøkene i silocelle og ødometer kan man empirisk sette opp en tilnærmet formel for en sones lineære svelling ved visse konsolideringer og en fast lav motlast.

For et mottrykk på 0,1 MPa får man f.eks. for et konsolideringstrykk (k) på mellom 3 og 5 MPa følgende uttrykk for lineær svelling i en sone:

$$L = \frac{x\ S_b + y}{100} \cdot \frac{c}{100} \cdot B_1$$

Stiger k fra 3 - 5 MPa, øker faktor x lineært fra 0,4 - 1 og faktor y fra 1 - 2.

Dette gir muligheter for grove vurderinger under de mest vanlige aktuelle mottrykk og konsolideringsgrader. For eksempel kan det være aktuelt ved løftning av usikret såle, utvidelse bak sikringer med fendrende mellomlegg, ettersikringer av skadete fremdriftssikringer og til dels for sikringer som utføres bak stuff, dvs. hvor den mulige ekspansjon kan være ønskelig å få vurdert i forhold til den inntrufne.

SLUTTBEMERKNINGER

Forsøksbetingelsene og fremgangsmåten ved bestemmelse av belastninger fra leirsoner samsvarer i hovedtrekk med de forhold man har i en tunnel. Metoden er derfor sikrere enn de tidligere benyttede skjønnsavhengige klassifiseringsmetoder ved valg av sikringsmetode. Etterregninger på skadete sikringer har også så langt slike har vært mulige å gjennomføre, gitt gode overensstemmelser med de registrerte forhold.

Metoden reduserer i vesentlig grad behovet for skjønnsvurderinger av de medvirkende faktorer og deres samlede resultat. Anvendt på de aktuelle leirsonetyper i et anlegg kan den gi et sikrere grunnlag for de nødvendige løpende, mer skjønnsmessige sikringsvurderinger av leirsonene. Den reduserer også nødvendigheten av å ha opparbeidet seg sitt eget erfaringsgrunnlag.

Laboratoriearbeidet for en prøve blir ikke mer omfattende enn ved tidligere nøyere undersøkelser av leirsoner, snareremindre. Apparaturen som trengs er konvensjonell og finnes nær sagt ved et hvert rimelig godt utstyrt

geoteknisk laboratorium.

Skal imidlertid metoden gi rimelig holdbare resultater, må feltobservasjonene av B_l, B_t og prøvetakingen gjøres langt mer omsorgsfullt og nøyaktig enn hva tidligere har vært vanlig. Slurves det med dette, kan resultatet lett bli misvisende. Vesentlig er det også at man kjenner tunnelprofilets størrelse, topografien og overlagringen, samt fremdriftssikring, vannforhold og visse hovedtrekk når det gjelder bergartene i anlegget. Vil man bygge inn i formlene en ekstra sikkerhetsfaktor, er det også full anledning til dette. Beregningsmodellen er imidlertid i prinsippet konservativ.

REFERANSER

BERGMAN, S. G. A., HAHN, T. og HOLMGREN, J. (1980): "Om fältprovning av sprutbetongs vidhäftning mot berg". Fortifikasjonsförvaltningen, Stockholm.

BREKKE, T. L. (1965): "On the Measurement of the Relative Potential Swellability of Hydrotermal Montmorillonite Clay from Joints and Faults in Precambrian and Paleozoic Rock in Norway". International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol 2. pp 155-165, Pergamon Press.

FERNANDEZ-DELGADO, G., MAHAR, J. W. og PARKER, H. W. (1979): "Structural Behavior of Thin Shotcrete Liners Obtained from Large Scale Tests". AGI publ. SP-54 (USA).

HAHN, T. (1978): "Sprutbetongs vidhäftning mot olika bergytor". Bergmekanikkdag 1978, BeFo, Stockholm.

HOLMGREN, JONAS (1979): "Punch-loaded shotcrete linings on hardrock". Swedish Rock Mechanics Research Fundation - BeFo.

LILLEVIK, S. G. (1981): "Silovirkning i svelleleirsoner". Hovedoppgave ved NTH (upublisert).

REINIUS, E. (1973): "Bergspenningar på grund av svällera i bergsprickor". Stiftelsen Bergteknisk Forskning. BeFo.

ROKOENGEN, K. (1973): "Svelleegenskaper hos leirsoner i fjell". Avhandling for dr.ing.graden, NTH (upublisert).

THIDEMANN, A. (1981): "Langtidsstabilitet i vanntunneler". Avhandling for dr.ing.graden, NTH (upublisert).

KOMBINERTE GEOELEKTRISKE MÅLINGER PÅ SVAKHETSSONER I FJELL - STATUSRAPPORT

MEASURING THE GEOELECTRICAL PROPERTIES OF CRUSHED ZONES IN THE ROCK MASS-PROGRESS REPORT

Cand. real Ole Christian Pedersen og
Sivilingeniør Geir Veslegard, A/S GEOTEAM

SAMMENDRAG

Kombinerte geoelektriske målinger omfatter resistivitet (ER), indusert polarisasjon (IP) og selvpotensial (SP). Målingene er utført som profilering med Wenner og Gradient elektrodeutlegg for å påvise og karakterisere soner i fjell.

De utførte målinger viser store kontraster mellom tilsynelatende resistivitet i sone og sidefjell.

Indusert polarisasjon viser seg å være en verdifull hjelpeparameter for klassifisering av soner i fjell. Svakhetssoner som inneholder leire har IP-effekt og skiller seg derfor fra mer åpne og vannførende soner.

Kartlegging og klassifisering av svakhetssoner i fjell er derfor mulig ved at elektrodeutleggene tilpasses de geologiske forhold. Disse målingene har vist seg å være et nyttig hjelpemiddel i tillegg til tradisjonelle metoder.

Selvpotensialet har gitt mindre entydige resultat på grunn av variasjoner i terrenget over sonene og størrelsen på potensialet.

Anisotropi kartlegging med geoelektriske målinger kan være nyttige som supplement til sprekkeroser basert på observasjoner.

SUMMARY

Combined geoelectric measurements comprise registration of the parametres earth-resistivity (ER), induced - polarization (IP) and self-potential (SP). The measurements are made along profiles (profiling) employing Wenner- and Gradient electrode configurations.

The aim is to locate crushed zones with an emphazise on their characteristics in the rock mass.

The measurements will reveal significant changes in earth-resistivity in the presence of such zones within the rock mass. The induced polarization is of great importance for describing the characteristics of the zone material, thus different types of zones can be determined. By combining earth resistivity and induced polarization parametres together with a careful design of the electrode spread, the characteristics of such crushed zones is possible and offers a valuabel supplement to traditional methods.

A few tests have been performed on anisotropy measurements by geoelectric methods. Further developments and tests will be carried out in order to design a method for presentation of joint rosettes additional to rosettes based on traditional observations.

INNLEDNING

Geoteam har under utførelse et NTNF støttet utviklingsprosjekt for kombinerte geoelektriske målinger på svakhetssoner i fjell.
Kombinerte geoelektriske målinger omfatter resistivitet (ER), indusert polarisasjon (IP) og selvpotensial (SP).

Resistivitetsmålinger gir informasjon om de geologiske formasjonenes elektriske motstand mot påtrykt strøm. **Indusert polarisasjon** måler utladningsforløpet når strømmen er slått av, og er et mål på hvor stor evne materialet har til å holde på det elektriske spenningsfeltet (kondensatoreffekt). **Selvpotensialet** er et naturlig elektrisk spenningsfelt, og vann som strømmer i jord eller fjell vil danne et slikt spenningsfelt.

Resistivitetsmålinger brukes i forbindelse med løsmasseundersøkelser og hydrogeologiske problemstillinger. Slike målinger gir informasjon om løsmassetype, lagrekkefølge og dyp til fjell. Kombinerte geoelektriske målinger er også anerkjent i malmprospektering fordi malmer er gode elektriske ledere.
Tilsvarende vil svakhets- og sprekkesoner i fjell være bedre ledere enn sidefjellet fordi sonene er mer oppsprukket og ofte inneholder sprekkemateriale som er gode ledere. Formålet med de kombinerte geoelektriske målingene har derfor vært å kartlegge og klassifisere ulike svakhetssoner.

A/S Geoteam utførte i 1982 resistivitetsmålinger for Skarje kraftverk i Setesdalen som et ledd i forundersøkelsene, og dette dannet grunnlaget for en søknad til NTNF om utvikling av kombinerte geoelektriske målinger på svakhtssoner i fjell. Prosjektet kom til utførelse i 1984 og blir avsluttet i løpet av 1985. Deler av prosjektet er utført i samarbeid med NTH i form av hovedoppgaver.

I de siste årene har også NTH og NGU i egen regi utprøvd geoelektriske målinger for kartlegging av sprekkesoner hovedsakelig for grunnvannsforsyning fra borebrønner i fjell.

Tilsvarende er det de siste årene blant annet i Sverige utført slike målinger for Bolmen tunnelen (Stanfors et. al. 1982) og i England for kartlegging av sprekkeanisotropi (Nunn et. al. 1983). I andre land blir også geoelektriske målinger anvendt for grunnvannsforsyning for å unngå "wild cat drilling".

MÅLEPRINSIPPER

Selvpotensial

Selvpotensialet måles mellom to upolariserbare elektroder. Avlesningene gjøres ved et voltmeter med høy inngangsmotstand. Ved å flytte elektrodene suksessivt langs et profil måles delta-SP, og ved å summere disse verdiene fremkommer selvpotensial kurven (fig. 1).

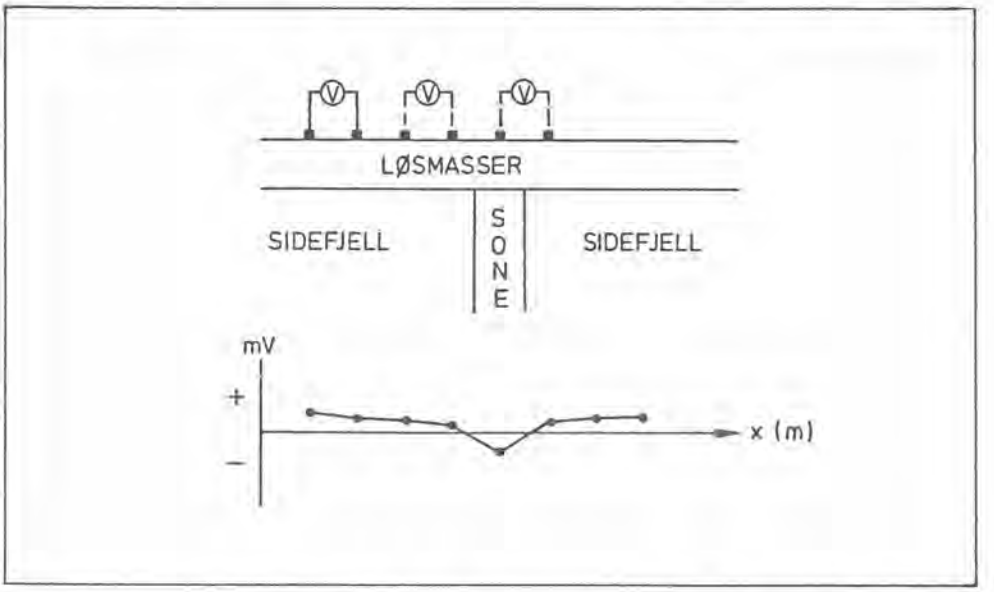


Fig. 1. Prinsippskisse for selvpotensial måling med tilhørende SP-kurve over en vannførende sone.

Resistivitet

Ved å sende likestrøm eller sakte varierende vekselstrøm mellom to strømelektroder på overflaten dannes et strømfelt i bakken. Strømfeltet påvirkes av resistiviteten i de geologiske formasjonene. Ved å måle spenningsforskjellen mellom to andre elektroder kan parameteren tilsynelatende resistivitet bestemmes. Dette er en fiktiv parameter som er avhengig av elektrodenes plassering og av de virkelige resistivitetsverdiene i de geologiske formasjonene. Denne resistivitetsverdien er en materialegenskap, og de ulike geologiske materialer har karakteristiske resistivitetsverdier.

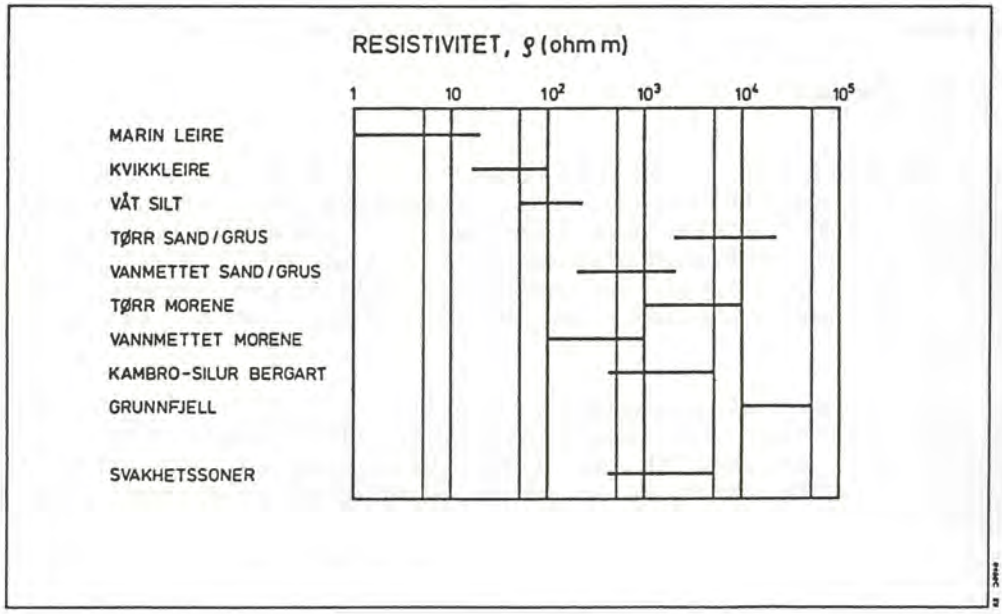


Fig. 2. Resistivitet i noen norske geologiske materialer.

Faktorer som påvirker resitiviteten er: porøsitet, porevolum, poreform, vannmetningsgrad, ioneinnhold i porevannet, innhold av ledende mineraler og temperatur.

Ser en bort fra mineralholdige bergarter vil restiviteten i norske bergarter på land være avhengig av: oppsprekkingsgraden, (mikro & makro), vannmetningsgraden og ionekonsentrasjonen i porevannet.

Godt fjell med lite oppsprekking vil ha høy resistivitet, og fjell med mye oppsprekking lav resistivitet. Svakhetssoner vil være gode elektriske ledere og ha lavere resistivitet enn sidefjellet. Soner med sprekkemateriale vil ha lavere resistiviet enn åpne og vannførende soner. Leirførende soner vil være spesielt gode ledere fordi leire har svært lav resistivitet (fig. 2). Disse egenskapene ved sonene benyttes derfor til kartlegging og klassifisering av soner.

I praksis utføres målingene på to forskjellige måter:

A) kartlegging
B) sondering.

Ved **kartlegging** måles det langs et profil i et bestemt dyp ved å flytte elektrodene suksessivt bortover. Disse målingene gir horisontal informasjon. **Sonderinger** gir et bilde av resistivitetsvariasjoner mot dypet i ett punkt, det vil si vertikal informasjon. Målingene utføres ved at avstanden mellom strømelektrodene økes trinnvis utover.

I startfasen av prosjektet uførte vi kartleggingen som Wenner målinger med konstant elektrodeavstand (fig. 3). Dette gir skjematisk en resistivitetskurve som vist i fig. 3, fordi sonen er en bedre elektrisk leder enn sidefjellet.

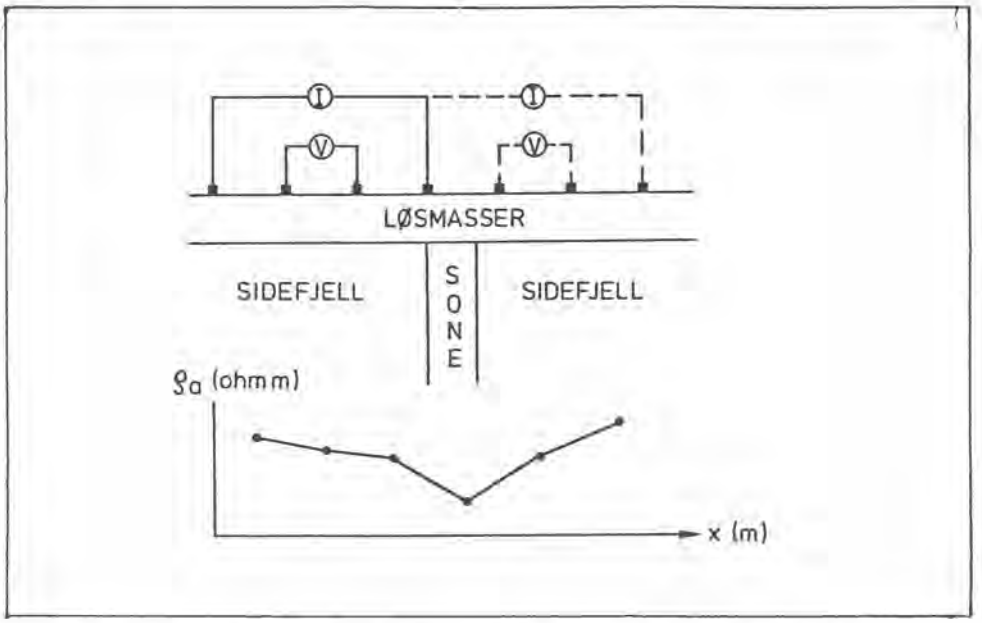


Fig. 3. Prinsippskisse for kartlegging med Wenner elektrodeutlegg og resistivitetskurve over sonen.

Ved å redusere potensialelektrodeavstanden vil en bedre kunne få frem karakteristiske verdier for en svakhetssone. Dersom en fortsatt ønsker en penetrasjon på målingene mellom 50-150 m må en derfor gjøre målinger der avstanden mellom strøm og potensialelektroder er forskjellige. En slik måling med stasjonære strømelektroder i hver ende av profilet kalles for en Gradient måling. Profilene legges normalt på sonenes strøkretning, og kartleggingen gjøres slik at strømlinjene krysser mest mulig horisontalt gjennom sonen (fig. 4). Dette gir større kontraster i resistivitetsverdier, og dermed er det mulig å gjøre en sikrere kartlegging og klassifisering enn ved profilering med Wenner.

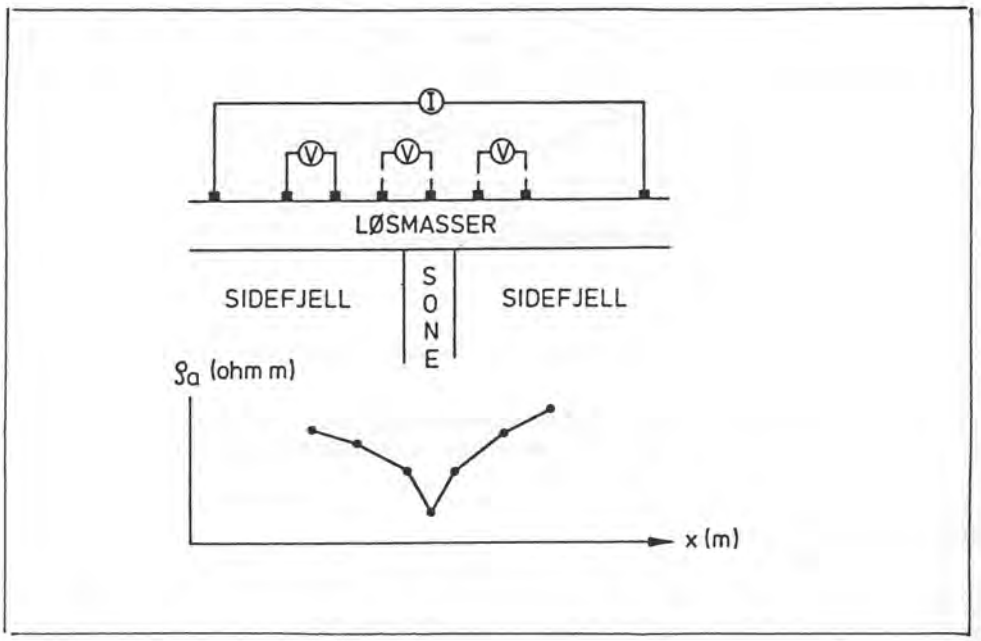


Fig. 4. Prinsippet for kartlegging med Gradient elektrodeutlegg og tilhørende resistivitetskurve

Dybdesonderinger med Offset-Wenner utlegg har vært anvendt for å finne karakteristiske resistivitetsverdier i fjellet mot dypet og ev. oppsprekking/soner. Målingene utføres ved dobling av elektrodeavstanden og gir en resistivitetskurve plottet mot elektrodeavstanden som vist i fig. 5.

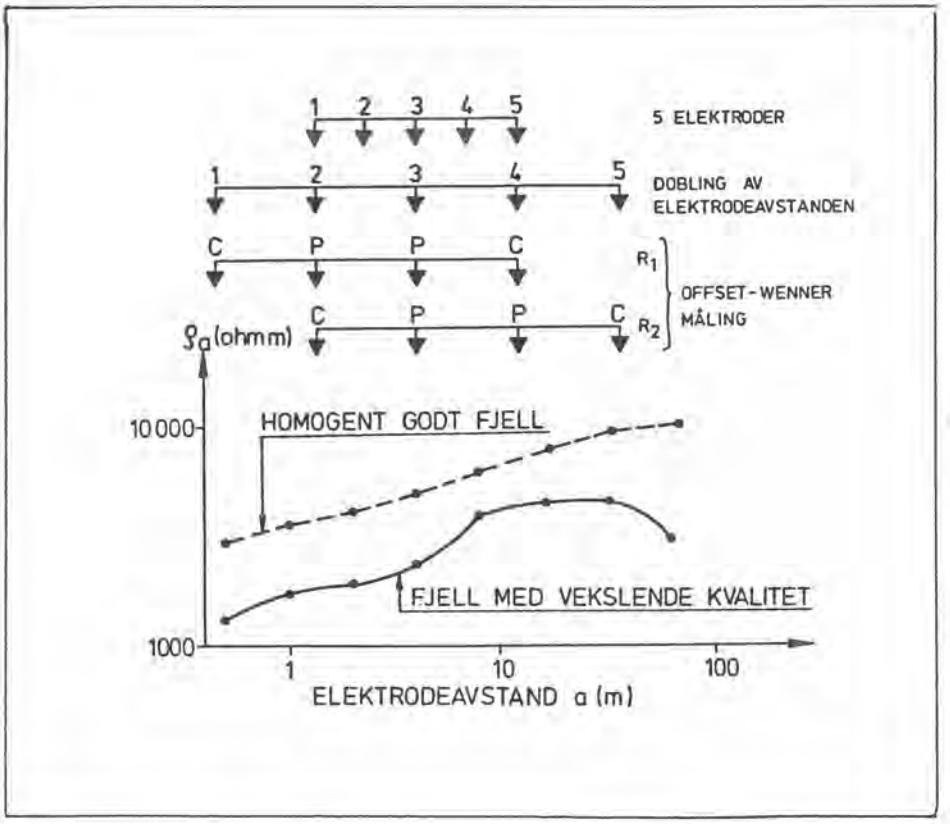


Fig. 5. Prinsippet for dybdesondering med Offset-Wenner i fjell og med tilhørende resistivitetskurver.

Indusert polarisasjon

Når en bryter et påtrykk strømfeltet vil det ta en viss tid før spenningen går mot null, og dette kalles for IP-effekten. Strømsenderen gir vanligvis vekselstrøm i firkantpulser med vekslende fortegn, og dette vil gi en bølgefront ved motakeren som vist i fig. 6.

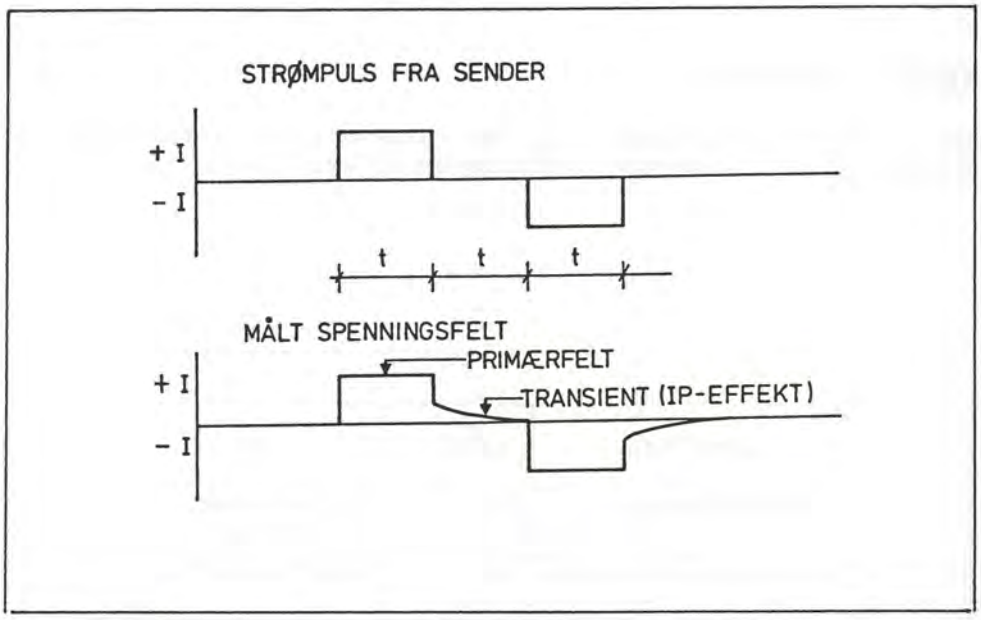


Fig. 6. Øverst viser senderens strømbilde og nederst tilsvarende for mottakeren med den avtakende kurven som viser IP-effekten i materialet.

Leirmineraler har god evne til å holde på spenningsfeltet etter at den påtrykte strømmen slås av. Dette kalles for membran polarisasjon.
Tette svakhetssoner med leirholdig sprekkemateriale vil derfor skille seg ut fra åpne soner med lite sprekkemateriale. Disse åpne sonene vil ofte være vannførende, mens de leirholdige ofte forårsaker svelling pga. innholdet av smektitt mineraler.

TOLKNINGSMODELLER

De utførte målingene og det teoretiske grunnlaget gir grunnlag for følgende tolkningsmodeller (fig. 7).

SONETYPE	*RESIST.*	*IP*
LEIRFØRENDE SVAKHETSS.	LAV	LIK ELLER HØYERE ENN SIDEFJELLET
SVAKHETSS. MED VANN OG LEIRE	LAV	LAVERE ENN SIDEFJELLET
RENE VANNSONER	HØYERE ENN LEIRSONER	LAVERE ENN SIDEFJELLET
OPPSPRUKKET FJELL UTEN FRITT BEVEGELIG VANN	HØYERE ENN VANNSONER	SAMMENLIGNBAR MED MASSIVT FJELL AV SAMME BERGART
INTAKT MASSIVT FJELL	HØY	AVHENGIG AV BERGART

Fig. 7. Tolkningsmodeller for ER og IP målinger.

Bergarter som inneholder ledende mineraler som f.eks. grafitt eller kis kan vanskeliggjøre tolkninger. Slike bergarter vil også kunne vise høy IP-effekt. Marin leire som ligger i søkk over sonene vil også påvirke målingene.

MÅLESTEDER

Det er utført et betydelig antall målinger ved varierende geologiske forhold i Sør-Norge for fjellanlegg og plassering av borebrønner i fjell til vannforsyning (fig 8).

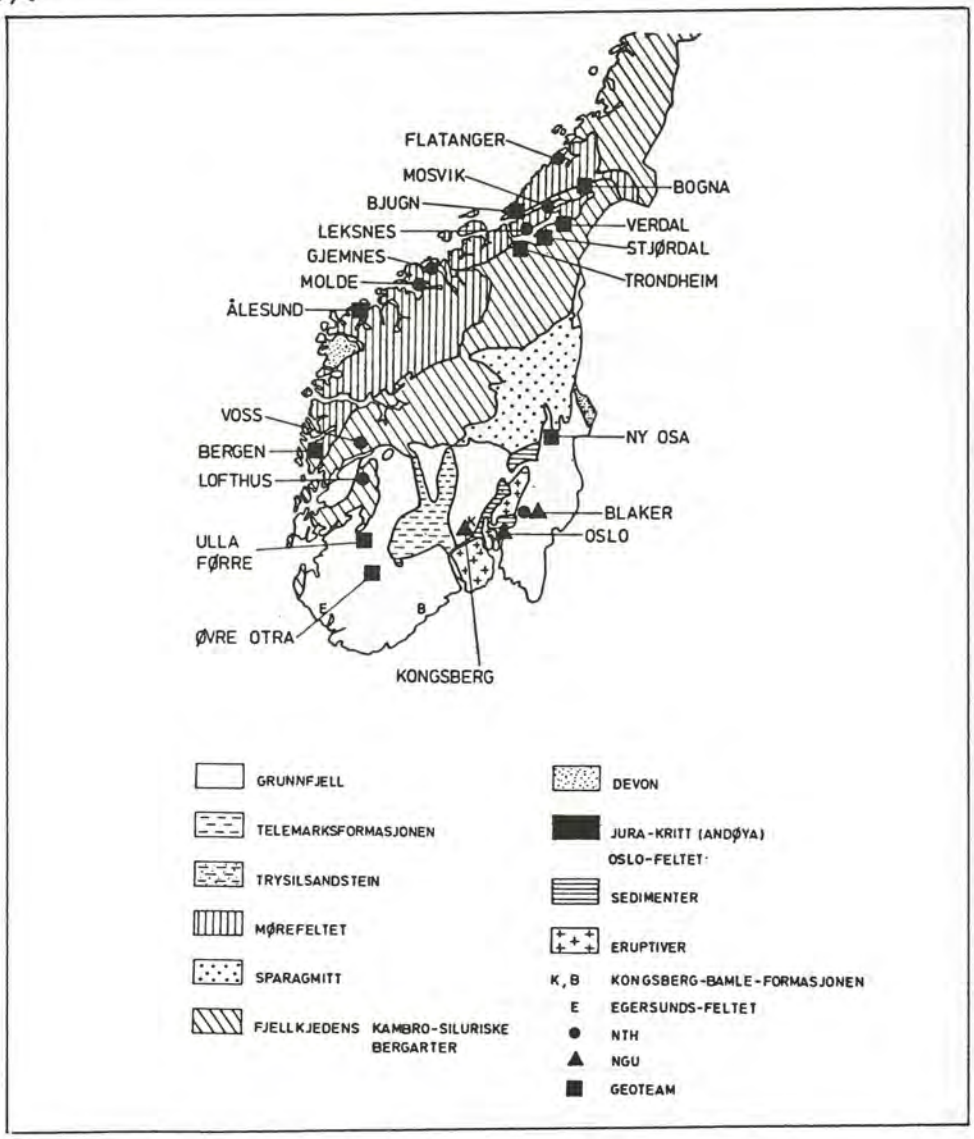


Fig. 8. Geoelektriske målinger i fjell i perioden 1982-85 i Sør-Norge

Målinger utført av Sondbø (1984) ved Ulla-Førre anlegget viste god overensstemmelse med soner som krysser eksisterende tunneler.
Ved Beinli er det kartlagt en sone i tunnelen med et sentralt parti på 1-2 m, og analyser fra sprekkemateriale viste 34% smektitt (svellende leirmineral) og 32% kloritt (ikke svellende leirmineral). Ved driving av tunnelen gikk det et blokkeringsras, og den er nå støpt ut i det aktuelle området. Bergarten er grunnfjellsgranitt, og utgående av sonen i dagen er relativt markert og kan følges i flere kilometer. Målingene er utført normalt sonens strøkretning, og resultatet er vist i fig. 9.

Den store kontrasten i resistivitet fra 2000 ohm m i sonen til 25 000 ohm m i sidefjellet indikerer en sone med leire.

IP-målingene over sonen er lavere enn i sidefjellet, og dette tolkes som vannførende sone med leire.

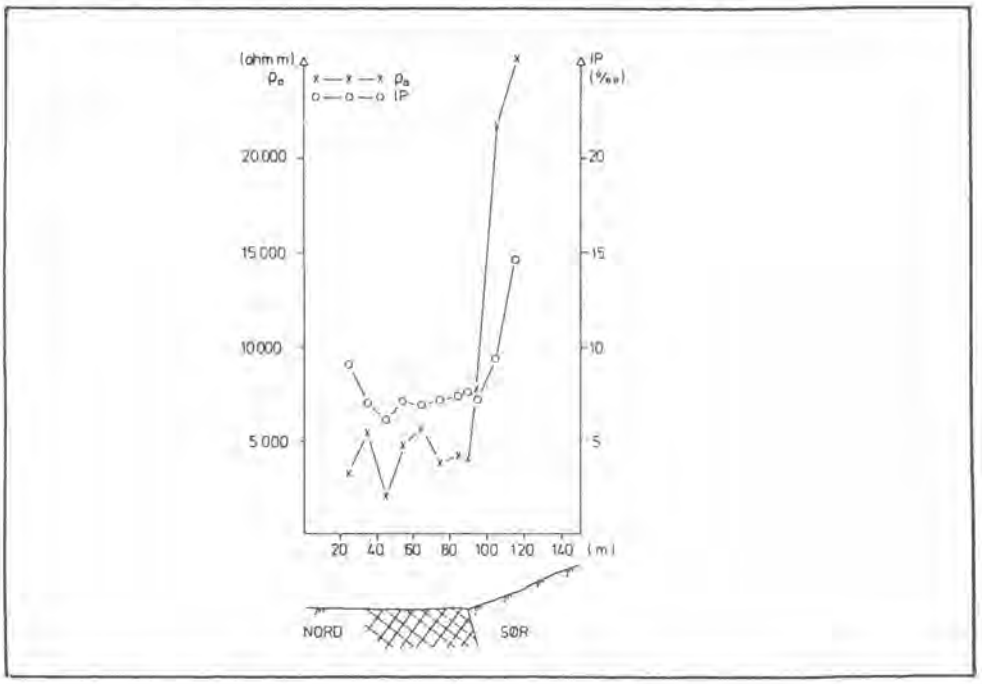


Fig. 9. ER og IP for målestedet Beinli ved Ulla-Førre anleggene. Etter Helgebostad & Sondbø 1985.

Ved Hjortland er det utført tilsvarende målinger over en sone med lang utstrekning i dagen. Bergarten er en masiv grovkornet granitt, og overdekningen ved målestedet var ca. 2 m med myr.
Måleresultatet viser en markert sone mellom koordinat 60 og 80 meter med lave resistivitetsverdier og IP-effekt noe høyere enn sidefjellet (fig 10). Dette tolkes som en sone med noe sprekkemateriale og liten vannføring. De lave IP-verdiene tyder ikke på et høyt leirinnhold. Ved ingeniørgeologisk kartlegging er sonen beskrevet som 45 m bred med blokkig fjell og smale slepper med leir- til grusfylling. Vannlekkasjen fra sonen var moderat, og den ble sikret med sprøytebetong.

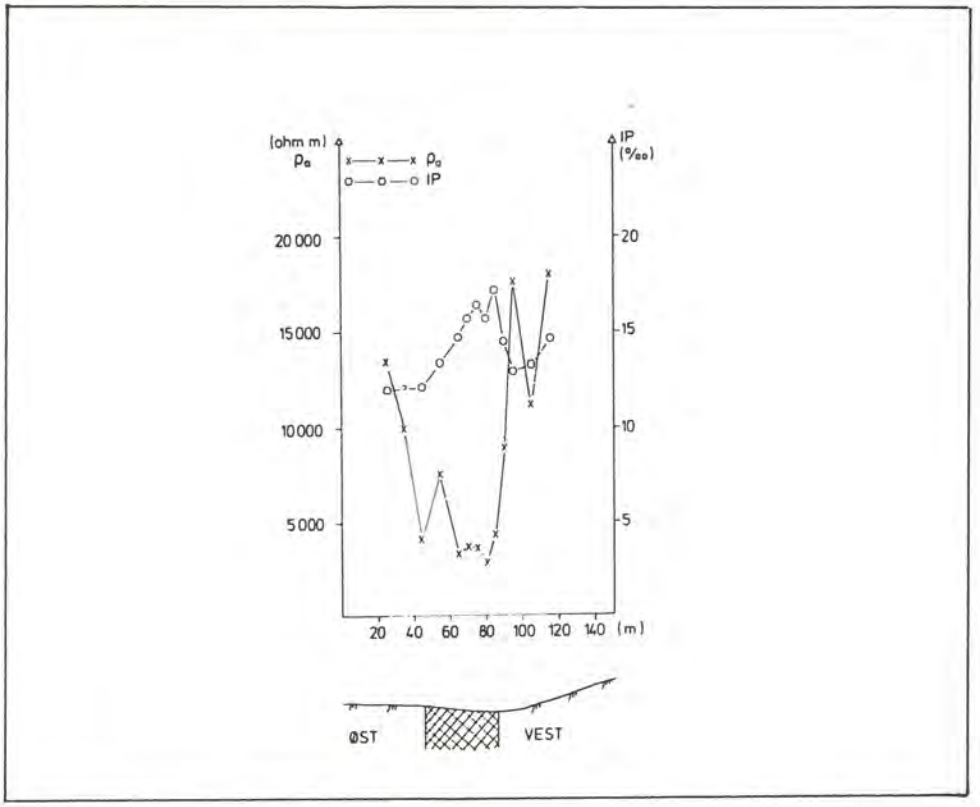


Fig. 10. ER og IP for målestedet Hjortland. Etter Helgebostad & Sondbø (1985).

Geoelektriske målinger er nå tatt i bruk for systematisk kartlegging ved fjellanlegg i Trøndelag. I Bjugn er det målt geoelektrikk og seismikk i samme profil (fig. 11).

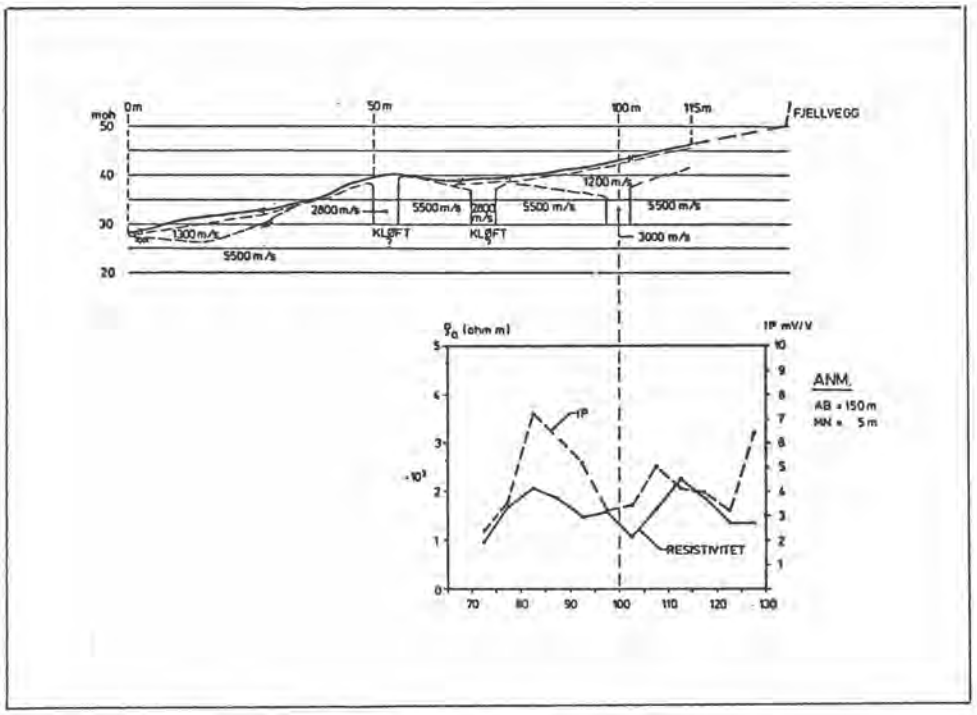


Fig. 11. Øverst seismisk seksjon og nederst de geoelektriske målingene.

De geoelektriske målingene bekrefter sonen som kommer frem på det seismiske profilet og indikerer sonens fall. Ut fra resistivitetskontrasten og den lave IP-verdien tolkes sonen som relativ åpen og noe vannførende. IP-verdien tyder ikke på leirmateriale på sprekkene.

Nunn et. al. (1983) har utført seismiske og elektriske målinger av sprekke anisotropi i Lincolnshire kalken i England. De har utført målinger med utlegg i intervaller på 20° og de finner god overensstemmelse mellom seismikk og de elektriske målingene (fig 12). Den dominerende sprekkeretning er 15° Ø for N.

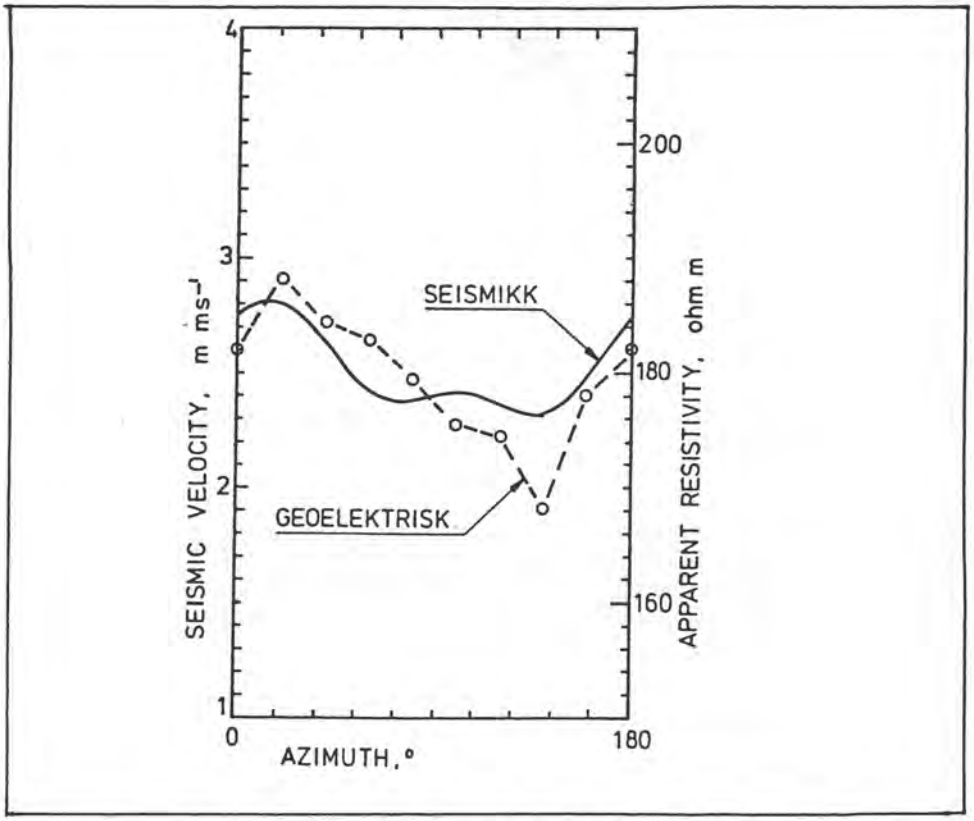


Fig. 12. Seismiske resultat og geoelektriske målinger som viser sprekke anisotropi. Etter Nunn et. al. (1983).

Vi har utført anisotropimålinger med Schlumberger elektrodeutlegg og dreiing av utlegget med 50ᵍ. I tillegg er det utført tradisjonell sprekkekartlegging og dataene er plottet i sprekkerose (fig. 13). Sprekkerosen viser at hoved-sprekkeretning er ca. 50ᵍ øst for N og at gunstigste orientering for et fjellrom er nær retningen Ø-V.

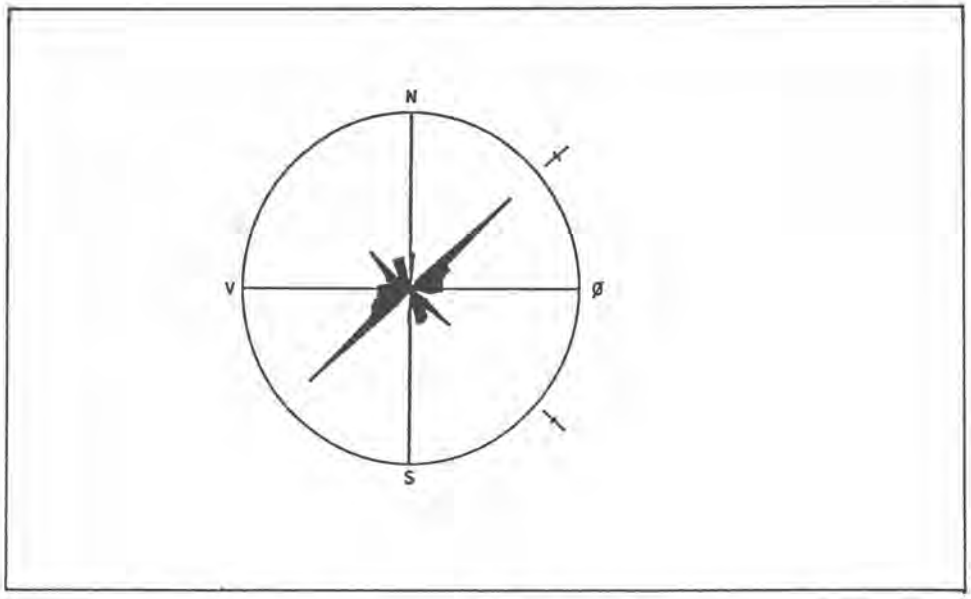


Fig. 13. Sprekkerose basert på 57 observasjoner med kompass

Aniosotropimålingene gir tilsynelatende resistivitetsverdier med et minimum nær Ø-V (100ᵍ) (fig. 14). Denne minimumsverdien for tilsynelatende resistivitet tilsvarer den sanne transverse resistiviteten.

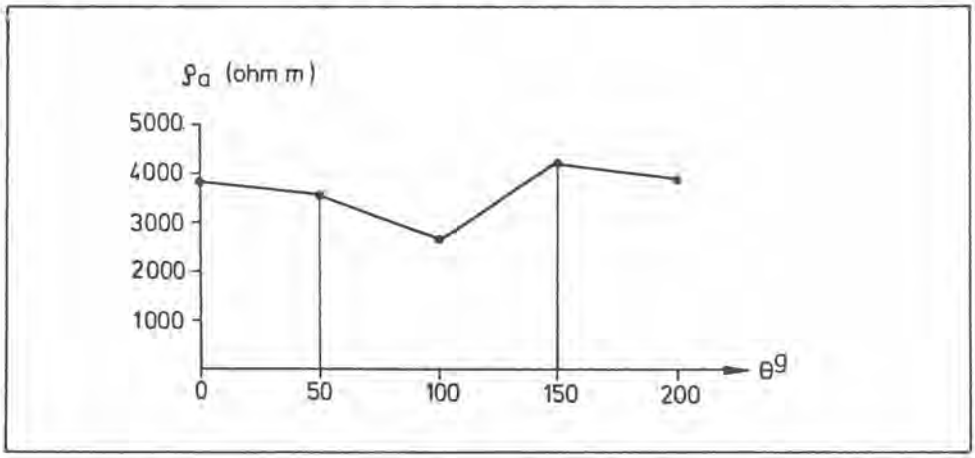


Fig. 14. Anisotropimåling fremkommet ved dreiing av elektrodeutlegget omkring et fast punkt.

Den transverse resisistivitetsverdien er en maksimums verdi uavhengig av om den vannfylte sprekken har høyere eller mindre resistivitet enn sidefjellet. Det vil si at den målte tilsynelatende resistiviteten normalt sonens strøkretning er mindre enn den tilsynelatende resistiviteten målt parallelt sonens strøkretning (Kunetz 1966). Dette kalles også for anisotropi paradokset.

Denne målemetoden kan anvendes til kartlegging av sprekkeretning for dagbrudd slik at gunstigste bryteretning kommer frem. Måleteknikken vil også kunne få stor anvendelse for orientering og plassering av fjellrom. For lagring av gass under høyt trykk i fjell er det særlig viktig å unngå sprekker i tilknytning til lagringshallene. Sprekkenes orientering kan altså kartlegges ved denne type målinger og evt. kombinert med seismiske målinger vil dette gi nyttig tilleggsinformasjon for gunstigste orientering av fjellrom.

REFERANSER

Helgebostad, J & Sondbø, L, 1985 "Geoelektriske målinger nyttige ved Ulla-Førre" Teknisk Ukeblad nr. 23/85, Oslo.

Kunetz, G, 1966 "Electrical Methods in Geophysical Prospecting". Geoexploration Monographs Series 1 - No.1 Gebruder Borntraeger, Berlin.

Nunn, K.R, Barker R.D & Bamford D, 1983 "In situ seismic and electrical measurements of fracture anisotrophy in the Lincolnshire Chalk" Quarternaly Journal of eng. geol., Vol 16, London.

Sondbø, L (1984) "Geoelektriske og elektromagnetiske målinger på svakhetssoner. Hovedoppgave i Ingeniørgeologi, NTH, Upubl.

Stanfors R, Eriksson, L. & Klitten, K, 1982 "Prognostisering av vatteninläckage i berg" Geologiska Institutionen, Lund Universitet.

GEODYNAMISKE MÅLINGER FOR KONTROLL AV FJELLFUNDAMENTER VED 3 STORE DAMPROSJEKTER

GEODYNAMIC METHODS TO CONTROL AND ASSESS ROCK FOUNDATIONS AT THREE MAJOR DAM PROJECTS

Dr. ing. Tore Lasse By, Norges Geotekniske Institutt.

SAMMENDRAG

Norges Geotekniske institutt undersøker damfundamenter ved 3 store utbyggingsprosjekter med geodynamiske målemetoder. Undersøkelsene tar sikte på å kontrollere injeksjonsarbeider, fastlegge in-situ deformasjonsegenskaper og kartlegge omfanget av karst i kalksteinsbergarter.

SUMMARY

The Norwegian Geotechnical Institute is engaged to control and assess the foundation rock at three major dam projects by means of cross hole seismics and "Petite Sismique" (small seismics). Grout effectiveness, in situ Youngs modulus and detection of karst are subjects of special importance in theese projects.

INNLEDNING

Norges Geotekniske Institutt (NGI) er engasjert for å undersøke damfundamenter ved 3 store utbygningsprosjekter med geodynamiske målemetoder. Ved Oddatjørndammen (Ulla-Førre-anleggene), Virdnejavridammen (Alta Kraftverk) og ved den planlagte Dam Storglomvatn (Svartisenutbyggingen) blir undersøkelsene foretatt i flere faser. Mellomhullseismikk og en modifisert hammerseismikkmetode, kalt "Petite Sismique", blir benyttet.

Formålet med alle damstedsundersøkelsene er å fremskaffe informasjon om ulike in-situ egenskaper ved fjellfundamentene. Målingene gjennomføres før og etter injeksjon, etter eventuelle sprengningsarbeider i nærheten og etter magasinoppfylling.

Videre skal målingene senere kunne gjentas etter behov som en permanent fremtidig kontroll av fundamentenes tetthet med tanke på vannlekkasje.

I det følgende blir måleprinsippene gjennomgått sammen med en presentasjon av de ulike prosjektene. For ytterligere detaljer om prosjektene, utstyr, teori og analysemetoder henvises til referanselisten.

MELLOMHULLSEISMIKK

NGI's metode for mellomhullseismikk er basert på vannfylte borhull. Der hullene ikke holder vann, er det gyst inn foringsrør av plast. Hydrofoner blir benyttet som mottagere av de seismiske signaler. Utstyret er lett og vel tilpasset de aktuelle feltoppgaver. Imidlertid skaper kravet om vannfylte borhull fra tid til annen problemer. Der hullene er oppoverrettet eller ved sterk kulde, kan metoden ikke benyttes. Det arbeides derfor for å finne frem til velegnede signalkilder og mottagere for bruk i vannfylte såvel som tørre borhull. Dette arbeidet står sentralt i NTNF prosjektet "Geodynamiske målemetoder for å bestemme in-situ egenskaper av berg og løsmasser". Prosjektet som drives i NGI-regi, har en samlet budsjettramme på ca. 3 mill. kr.

Måleprinsipp

Mellomhullseismikk gjennomføres ved at man sender lydbølger mellom borhull i berg eller løsmasser.

Avstanden mellom borhullene er avhengig av utstyret og de ulike opplysninger man ønsker fra målingene. Med NGI's utstyr er det gjennomført målinger med hullavstand opp til 50 m og borhullsdyp ned til 58 m. Cosma (1985) rapporterer om målinger med hullavstand på 250 m og Morén (1984) omtaler mellomhullseismikk over 1000 m. Generelt kan man si at når avstanden øker, avtar detaljoppløsningsgraden. På 1000 m er det f.eks. tvilsomt om selv forkastningssoner av flere meters mektighet vil avtegne seg klart mot bergmassivet omkring.

På de avstander NGI opererer og med bruk av såkalt seismisk tomografi, Pihl (1985), er det mulig å detaljkartlegge sprekkesoner av centimeters mektighet. Seismisk tomografi blir beskrevet i et senere avsnitt.

Fig. 1 viser mellomhullseismikk med NGI's utstyr. Komplett utrustning med mangekanals datainnsamlingsutstyr for registrering og avansert analyse, Madshus (1985), har kostet ca. 1.5 mill. kroner.

Som signalkilde benyttes en elektrisk tenner montert i borhullstralle. For automatisk registrering av måledyp har Geonor A/S levert kabellengdetellere med utleserenhet.

Målingene gjennomføres ved at en trykkpuls brer seg gjennom berget fra tennerdetonasjonen og registreres på hydrofonene. Det vil normalt være behov for 3 borhull på en linje. Ved bruk av spesialtennere med tenn-nøyaktighet på noen µs kan det på større måleavstander være tilstrekkelig med 2 hull. Grunnen er at man da kan registrere gangtiden mellom signalhull og mottagerhull med tilstrekkelig nøyaktighet. I tillegg til å måle gangtiden for longitudinalbølgen (P-bølgen), analyseres signalene m.h.p. amplitudedempning og frekvens.

En svakhet ved bruk av hydrofoner, er at man ikke registrerer transversalbølgen (S-bølgen). Signalkilden eksiterer overveiende en trykkpuls og svært lite skjærenergi overføres til berget omkring. Dessuten registrerer hydrofonene kun en endring i borhullstrykket og vil ikke påvirkes vesentlig av en skjærbølge. Imidlertid har det vist seg at selv signalkilder som er spesielt konstruert for å eksitere skjærenergi, vil ha problemer med å produsere en in-put puls av tilstrekkelig styrke i sterkt oppsprukket, vannfylt berg. Slikt berg overfører skjærenergien dårlig. Det er NGI's erfaring at den informasjon man får fra P-bølgen i de fleste tilfeller er tilstrekkelig for å besvare de aktuelle spørsmål tilfredsstillende. Beregning av elastiske konstanter basert på P- og S-bølgehastighetene må imidlertid utelates.

Der opplysninger om in-situ dynamiske og statiske elastiske egenskaper ønskes, er "Petite Sismique" en effektiv geodynamisk metode. Dette behandles senere.

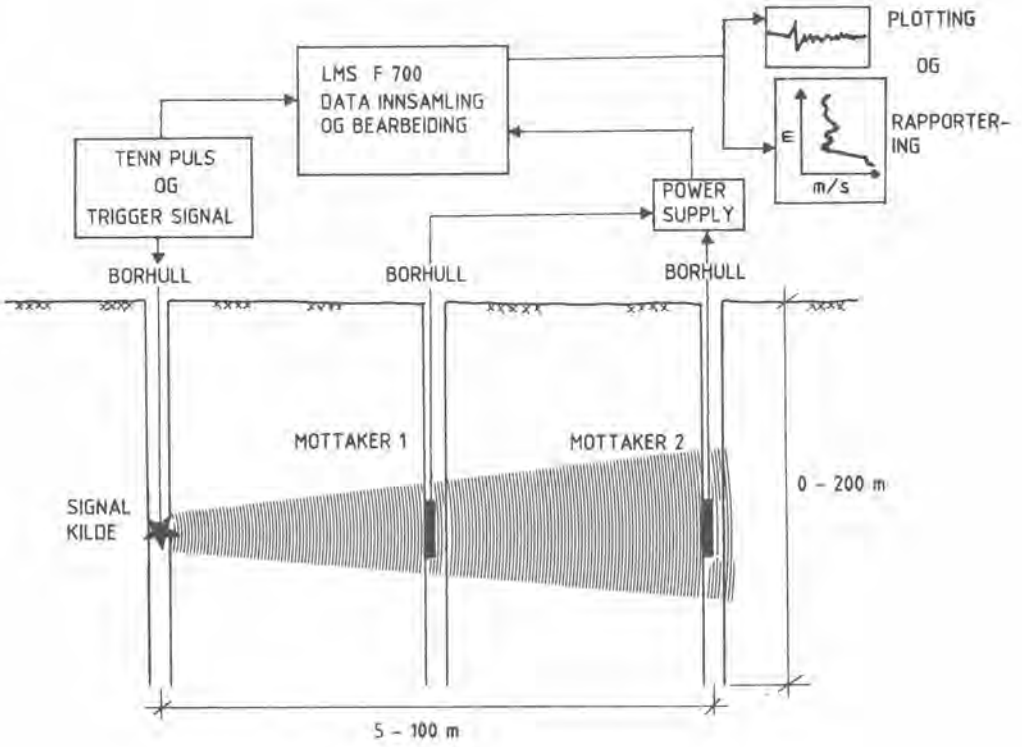


Fig. 1 Mellomhullseismikk gjennomføres ved at gangtid, amplituder osv. registreres mellom borhull. Ved horisontalmålinger benyttes gjerne dybdeintervaller på 0,5-2 m. Ved seismisk tomografi deles det aktuelle profil i et rutenett. En typisk inndeling er 5x5 m med 5 m måleintervall. Profilet kartlegges så ved at lydbølger, som avsøker bergmassivet, gjennomgår en avansert databearbeiding. Man tar hensyn til at bølgene velger den akustisk korteste vei som ikke nødvendigvis er en rett linje. Resultatene presenteres som diagram over gjennomsnittlig lydhastighet, andre akustiske parametre eller som tomografiske plott av elastiske konstanter.

Mellomhullseismikk gjennomføres ved at gangtid, amplituder osv. registreres mellom borhull. Ved horisontalmålinger benyttes gjerne dybdeintervaller på 0,5-2 m. Ved seismisk tomografi deles det aktuelle profil i et rutenett. En typisk inndeling er 5x5 m med 5 m måleintervall. Profilet kartlegges så ved at lydbølger, som avsøker bergmassivet, gjennomgår en avansert databearbeiding. Man tar hensyn til at bølgene velger den akustisk korteste vei som ikke nødvendigvis er en rett linje. Resultatene presenteres som diagram over gjennomsnittlig lydhastighet, andre akustiske parametre eller som tomografiske plott av elastiske konstanter.

I skrivende stund har ikke NGI levert undersøkelser der tomografisk databearbeiding er benyttet. Slik programvare er imidlertid under installasjon i NGI's nye feltutstyr for data innsamling og bearbeiding, L.M.S. F700 Fourier Systems. Seismisk tomografi vil bli gjennomført høsten 1985.

Den praktiske bruk av mellomhullseismikk og NGI's erfaring fra utførte prosjekter vil bli beskrevet i senere kapitler.

PETITE SISMIQUE

Deformasjonsegenskapene for berg kan undersøkes i statiske og dynamiske tester i laboratoriet eller i felt. Som regel er feltmålinger å foretrekke på grunn av den store forskjell det er mellom bergmassekvalitet og prøvestykkekvalitet hva angår oppsprekning og svakhetssoner.

Det finnes en rekke metoder for direkte måling av in-situ statisk E-modul. Felles for alle er at de er relativt kostbare og krever betydelige forberedelser.

En in-situ E-modul kan beregnes ved hjelp av longitudinal og transversal bølgehastigheten og bergartens tetthet. Verdiene som fremkommer er imidlertid ikke representative for de statiske størrelser.

Den såkalte dynamiske E-modul vil alltid være større enn den statiske in-situ E-modul som ønskes for beregning av f.eks. krefter som oppstår ved belastning av bergmassen.

Den store fordel ved de dynamiske målinger, er at de kan gjennomføres raskt og rimelig uten store forberedelser. Ved hjelp av empiriske og teoretiske sammenhenger, er det mulig å danne seg et pålitelig bilde av den såkalte statiske E-modul fra de dynamiske målingene.

Petite Sismique-metoden gir mulighet for å beregne statisk in-situ E-modul fra dynamiske målinger.

Petite Sismique teknikken ble første gang beskrevet av Schneider (1967) og Rousell (1968), som begge viser hvorledes forholdet E-dynamisk/E-statisk er proporsjonalt med skjærbølgelengden, fig. 2.

Det eksisterer videre en lineær sammenheng mellom E-statisk og skjærbølgefrekvensen, fig. 3.

Rousell (1968) har underbygd dette med teorier for bølgeutbredelse i elastiske og visko-elastiske materialer.

Bieniawski (1979) har utført en sammenligning av Petite Sismique, Goodman jack og flat jacks. Han konkluderer med en anbefaling av Petite Sismique og Goodman jack.

Bieniawski (1984) og Schneider (1984) tar imidlertid en rekke forbehold vedrørende krav til bergkvalitet, standardisert prøveutrustning og metodikk.

Ved å ta tilbørlig hensyn til alle fremkomne opplysninger fra nevnte litteratur i kombinasjon med beregning av dynamiske E-modul og kalibreringsmåling i kjent materiale (betong), er det mulig å gi et estimat for in-situ statisk E-modul av berg.

NGI's metode for beregning av in-situ statisk E-modul basert på Petite Sismique konseptet, er beskrevet i kapittelet "Virdnejavridammen".

Etter denne kortfattede gjennomgang av de to benyttede geodynamiske målemetoder, skal 3 igangværende prosjekter presenteres.

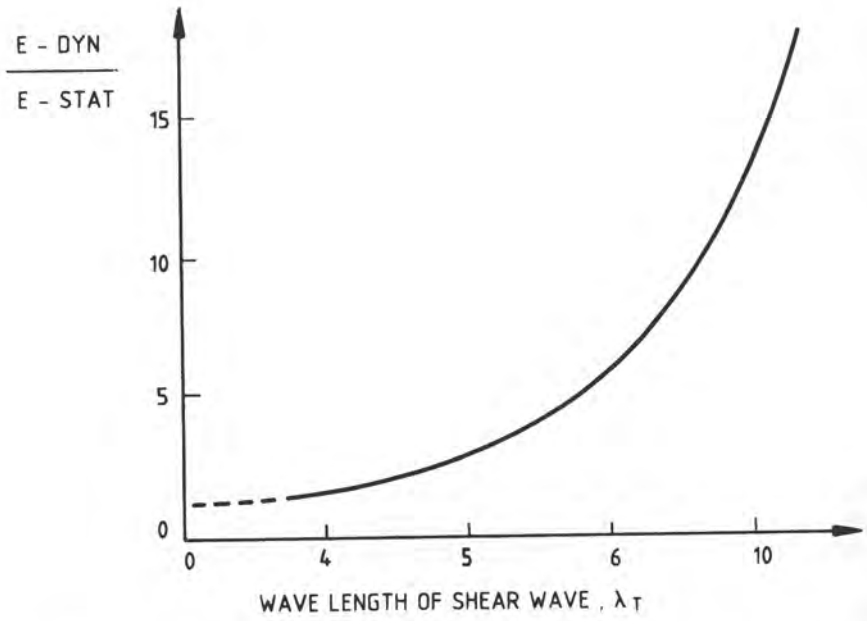


Fig. 2 Korrelasjon mellom E-dyn/E-stat og λ_T, Rousell (1968)

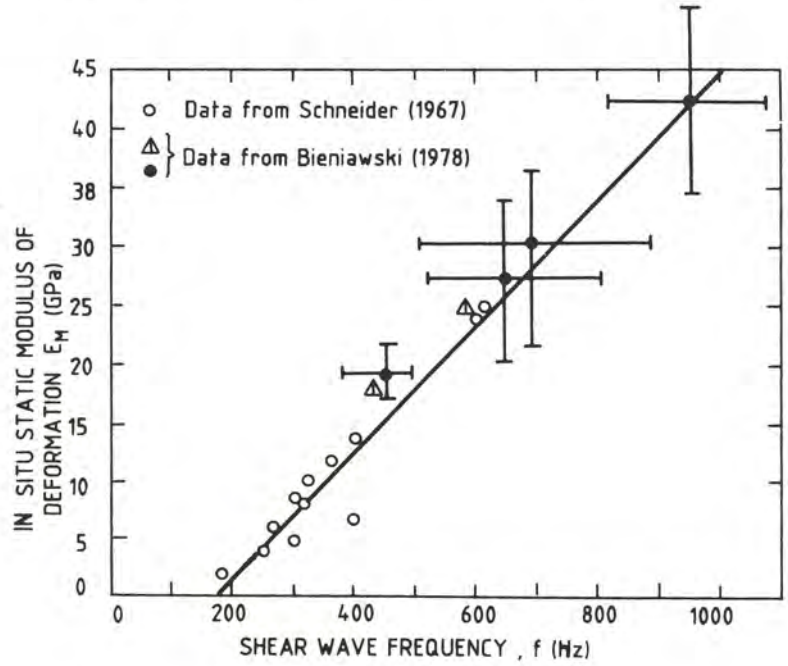


Fig. 3 Korrelasjon mellom $1/\lambda_T$ og E-stat, Bieniawski (1984)

ODDATJØRNDAMMEN

Bakgrunn for gjennomføring av Oddatjørn-prosjektet er detaljert beskrevet i By (1984a, 1985a, 1985b).

Hensikten med målingene er å bidra til en ekstra kontroll av berget i venstre anslutning. Målingene ble gjennomført etter et standard mellomhullseismikkprogram i følgende faser:

- Fase 1: Før injeksjon (Sommeren-84)
- Fase 2: Etter injeksjon (Sommeren-85)
- Fase 3: Etter sprengning
- Fase 4: Etter magasinfylling

Berget i det undersøkte området var ekstremt dårlig, med lydhastigheter før injeksjon ned mot 500 m/s. Dette tilsvarer hastigheten i en ukomprimert steinfylling.

Tetting av berget under damkjernen med etablering av injeksjonsskjerm ble foretatt ved boring av 10 m lange overflateinjeksjonshull i et rutenett på 4x4 m med mellomliggende dypinjeksjonshull av 30 m lengde.

Mellomhullseismikk ble gjennomført mellom 3 hull i venstre anslutning for kontroll av skjermen. Hullavstand var 8 m og hullengde var 40 m.

Målinger er også foretatt etter injeksjon, fig. 4 og 5. Som det fremgår har berget såvel i skjermen som oppstrøms fått en vesentlig høyere lydhastighet.

En samlet vurdering av de seismiske data og utførte lekkasjemålinger tyder på at berget har fått en tilfredsstillende tetthet over 7 m og under 15 m.

VIRDNEJAVRIDAMMEN - ALTA KRAFTVERK

Bakgrunn for gjennomføring av Alta-prosjektet er detaljert beskrevet i By (1984b, 1985c).

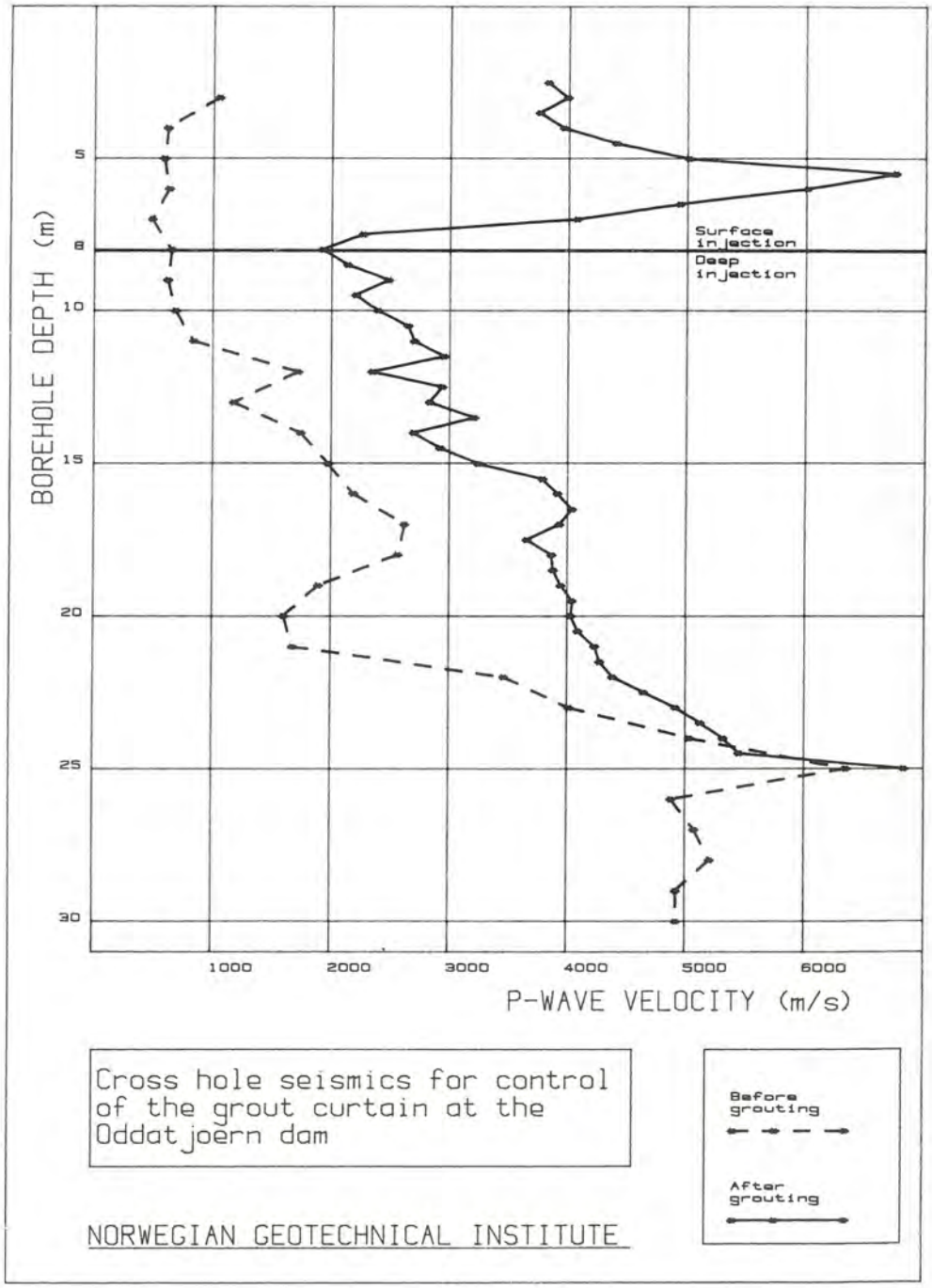


Fig. 4 Mellomhullseismikk for kontroll av injeksjonsskjerm, Oddatjørndammen.

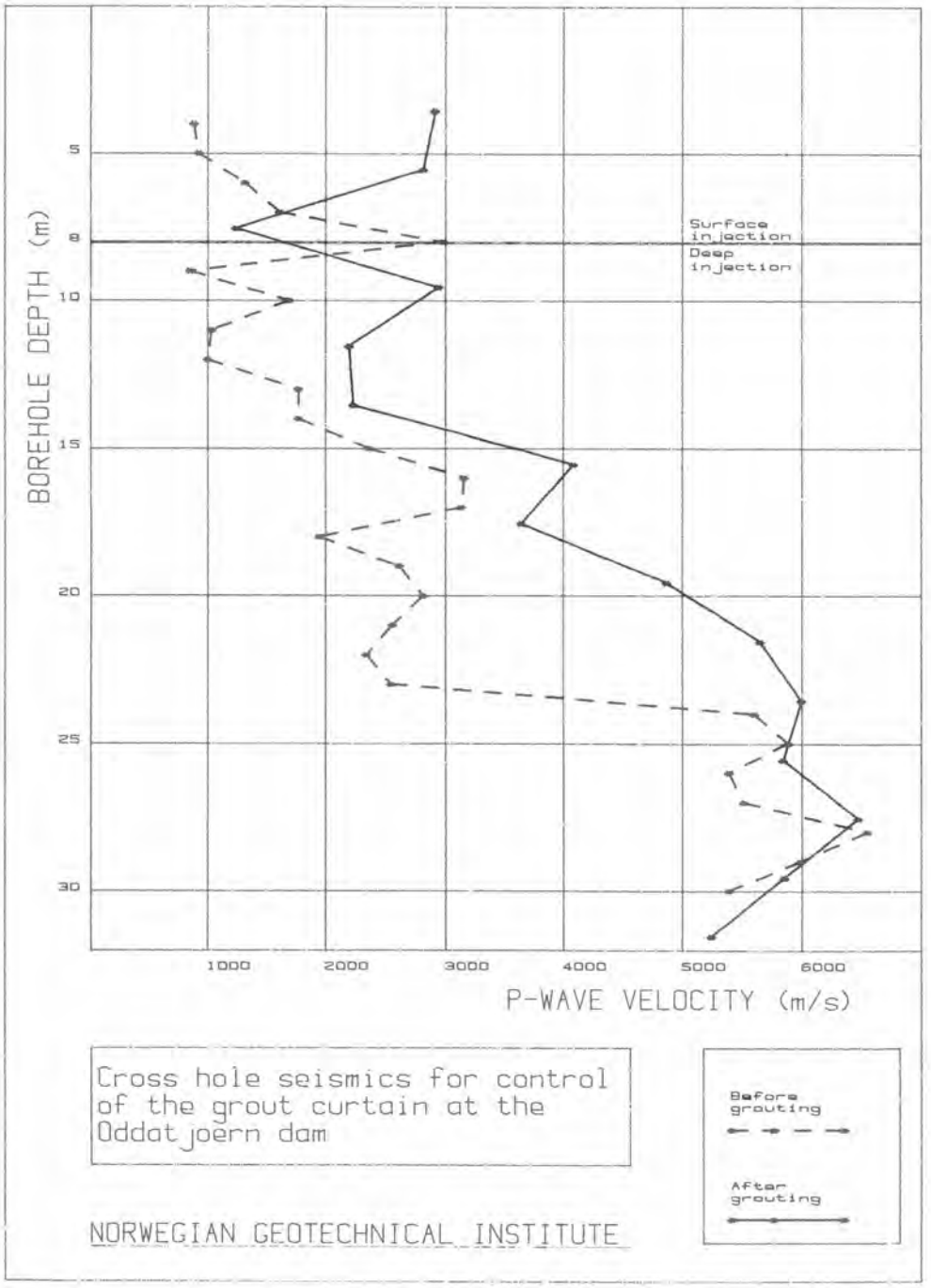


Fig. 5 Mellomhullseismikk oppstrøms injeksjonsskjerm.

Hensikten med målingene er å skaffe verdier for in-situ statisk E-modul i fjellfundamentet i avstanden 0-30 m fra kontakten betong/berg. Verdiene kan om ønskelig benyttes for å beregne kraftvektoren mellom dam og fundament.

Petite Sismique ble valgt etter anbefaling av Pierre Londe & Associés, Frankrike. Metoden har ikke så vidt en kjenner til vært benyttet av andre etter det opplegg som ble valgt i Alta.

Fig. 6 viser måleprinsippet. Ved hjelp av en hammer med vekt 1,5 kg eksiteres såvel P- som S-bølger i berget mellom drenasjestollene i damfundamentet. Signalene er analysert m.h.p. P- og S-bølgehastighet, frekvens og bølgelengder. Ved hjelp av teoretiske og empiriske sammenhenger ble dynamisk og statisk E-modul, RQD og sprekkefrekvens beregnet. Middelverdier med standard avvik er vist i tabell I.

Det undersøkte bergmassiv viste en anisotrop fordeling av E-modul. Fig. 7 viser variasjonsområde for E-modulen.

DAM STORGLOMVATN - SVARTISEN UTBYGGINGEN

Ved Storglomvatn er det planlagt en fyllingsdam på størrelse med Oddatjørndammen. Svartisenmagasinet vil bli større enn Blåsjømagasinet, dvs. Norges 5. største innsjø. Dam Storglomvatn er planlagt i et område med kalkstein lengde langs damaksen. Kalksteinen er full av karsthulrom. Boringer har påvist hulrom på 50 meters dyp.

For å undersøke omfanget av karst i damfundamentet gjennomføres det høsten 1985 et omfattende mellomhullseismikkprogram. 14 hull á 50-58 m er boret.

Det vil ialt bli utført ca. 1000 målinger i 31 seismiske profiler. Målinger utføres i september-85.

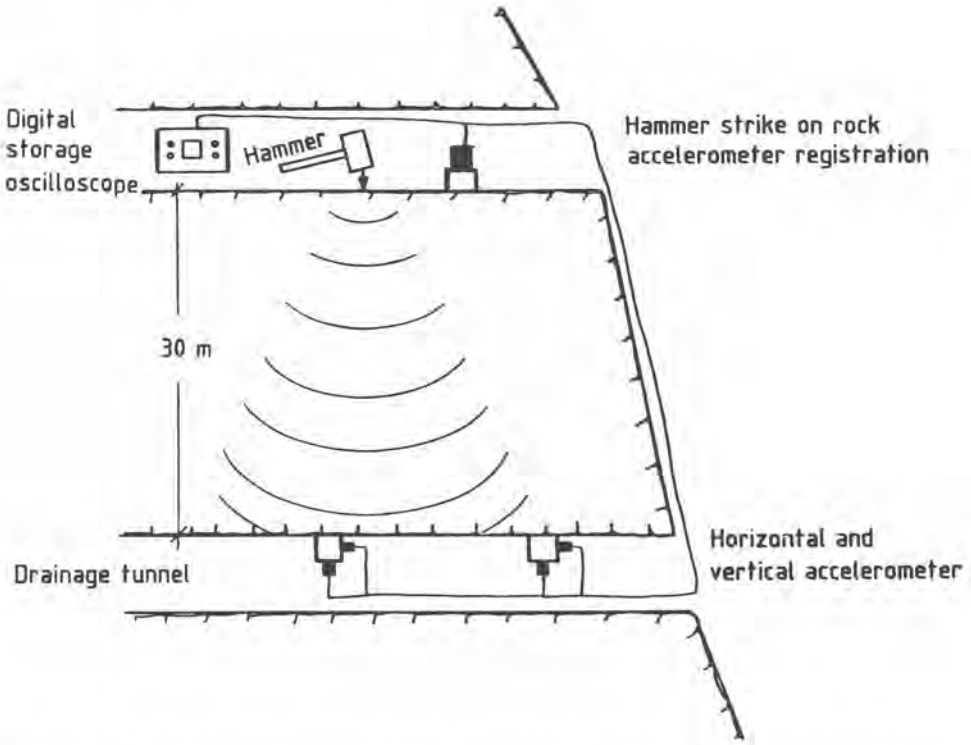


Fig. 6 Prinsippskisse av opplegg for måling av in-situ E-modul.

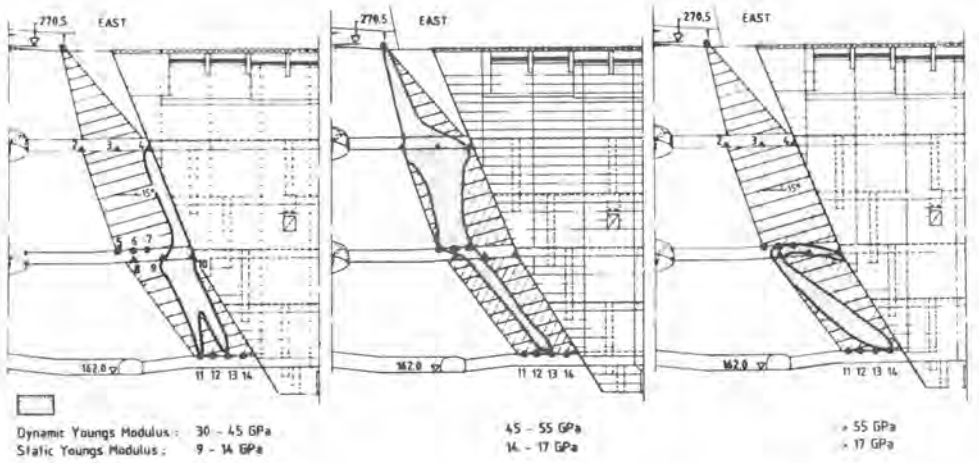


Fig. 7 E-modul variasjoner bestemt ved Petite Sismique i østre damfundament for Virdnejavridammen.

Table I.

Parameter	Mean value	Standard deviation
P-wave velocity	5159 m/s	637 m/s
S-wave velocity	2547 m/s	221 m/s
S-wave frequency	531 Hz	83 Hz
Length of S-wave	5,0 m	1,2 m
In situ dynamic Youngs modulus	48,4 GPa	5,9 GPa
Corrected in situ static Youngs modulus	17,7 GPa	5,3 GPa
RQD-value	85-90	
Fracture frequency (cracks pr. m)	3,5-4	

KONKLUSJON

Såkalte ingeniørgeofysiske undersøkelser, med vekt på geodynamikk, er et verdifullt suplement til den tradisjonelle ingeniørgeologi. NGI har funnet at geodynamiske målemetoder er velegnet for å undersøke og bestemme in-situ egenskaper av såvel berg som løsmasser.

Gjennom utførte prosjekter har man fremskaffet opplysninger om bergmassivets kvalitet mot dypet. Den spesielle anvendelse å kontrollere injisert berg har gitt særlig nyttig innformasjon.

Undersøkelse av interessante soner i flere faser bestemt av aktiviteter som sprengning, injeksjon eller fundamenteringarbeider, gir muligheter til å følge med de relative endringer i f.eks. oppsprekningsgrad eller deformasjonsegenskaper.

REFERANSER

Bieniawski, Z.T. (1984): Latest research findings from "Petite Sismique" trials. Personlig korrespondanse.

Bieniawski, Z T. (1979): A comparison of rock deformability measurements by Petite Sismique, the Goodman jack and flat jacks. Proceedings 1979 Rapid Excavation and Tunneling Conference, 4, Volum 1, Atlanta, Georgia, 14 s.

By, T.L. (1984a): Mellomhullseismikk, Oddatjørndammen. NGI Oppdragsrapport 68611-64.

By, T.L. (1984b): Hammerseismikk (Petite Sismique) for å undersøke in-situ statisk E-modul i fjellfundamentet for Virdnejavridammen. NGI Oppdragsrapport 71607-25.

By, T.L. (1985a): Cross hole seismic investigation for characterization of rock foundation at the site of a large rock fill dam. 26th U.S. Symposium on Rock Mechanics, Rapid City, 7 s.

By, T.L. (1985b): Mellomhullseismikk, Oddatjørndammen. NGI Oppdragsrapport 68611-72.

By, T.L. (1985c): Acoustic monitoring of in situ static deformation modulus at a dam site. Int. conf. on the role of rock mechanics in excavation for mining and civil works, Zacatecas, Mexico, 5 s.

Cosma, C. (1985): Detection of fractured zones by cross-hole seismics. NEA Information Symposium on In situ experiments in granite associated with the disposal of radioac tive waste. Stockholm/Stripa.

Madshus, C. (1985): Geodynamic methods in soil and rock. High capacity data acquisition and processing systems for dynamic and cyclice measurements in soil and rock. NGI Intern rapport 52156-1.

Morèn, P. (1984): Crosshole seismics at the Gideå site. National Defence Research Institute, Stockholm.

Pihl, J., M. Gustavsson,, S. Ivansson, P. Morèn (1985): Tomographic analysis of cross hole seismic measurements. NEA information Symposium on In situ experiments in granite associated with the disposal of radioative waste. Stockholm/Stripa.

Rousell, J.M. (1968): Etude théorique et experimentale du module dynamique des massifs rocheux. Revue de l'Industrie Minerale, Vol. 50, 573-599 s.

Schneider, B. (1967): Moyens nouveaux de reconnaissance des massifs rocheux. Institut Technique du batiment et des travaux publics, Paris. Sols et fondations, 62. Supplement to Annales de l'Institut technique du batiment et des travaux publics, Vol. 20, No. 235/236, 1054-1094 s.

Schneider, B (1984): Personlig korrespondanse.

PROSJEKTERING AV UFORET TRYKKSJAKT VED NYSET-STEGGJE KRAFTVERK

DESIGN OF UNLINED PRESSURE SHAFT AT NYSET-STEGGJE HYDRO-POWER PROJECT

Dr.ing. Jan Bergh-Christensen, A/S GEOTEAM

SAMMENDRAG

Ved Nyset-Steggje kraftverk i Sogn er under bygging en 1300 m lang uforet trykksjakt som med 964 m trykkhøyde vil sette ny verdensrekord i vanntrykk på uforet fjell.

De ingeniørgeologiske vurderinger for prosjektet bygger på en kombinasjon av erfaringsdata, bergmekaniske regne-modeller og in situ-målinger for å oppnå en sikker plas-sering og utforming av sjakten.

SUMMARY

The Nyset-Steggje hydropower project under construction in Sogn in Western Norway includes a 1300 metre long un-lined pressure shaft. With a static head of 964 metres the shaft will imply a new world record in water pressure on unlined rock.

Engineering-geological investigations for the project combines both empirical data, rock mechanics calculations and in situ measurements to arrive at a safe design of the shaft.

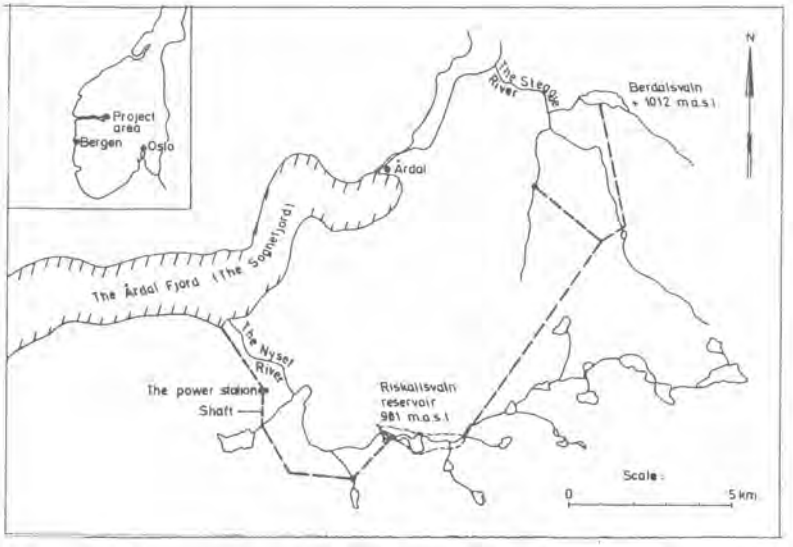


FIG. 1: OVERSIKT OVER NYSET-STEGGJE PROSJEKTET

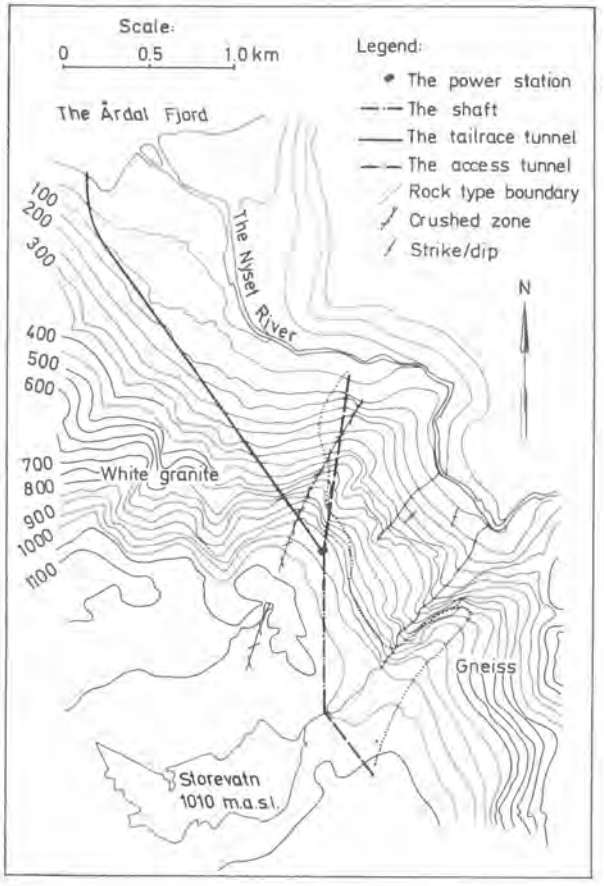


FIG. 2:
KART OVER
KRAFTSTASJONS-
OMRÅDET.

INNLEDNING

Årdal og Sunndal Verk forestår utbyggingen av Nyset-Steggje kraftverk nær Årdal i Sogn. Kraftverket som får en installasjon på 100 MW, utnytter fallet på ca. 1000 m fra magasinet i Riskallvatn ned til Årdalsfjorden. Kraftverket innbefatter en 1300 m lang fullprofilboret trykksjakt som med 964 m vanntrykk på uforet fjell blir ny verdensredkord for uforede trykksjakter. Kraftverket er nå under bygging, og skal etter planen settes i drift tidlig i 1987.

I dette foredraget skal vi se litt på de ingeniørgeologiske og bergmekaniske undersøkelser og vurderinger som ligger til grunn for prosjekteringen av den uforede trykksjakten.

HOVEDTREKK VED PROSJEKTET

En hovedoversikt er vist i fig. 1. Fra Berdalsvatn i den nordlige delen av nedslagsfeltet fører en 12 km lang overføringstunnel frem til hovedmagasinet i Riskallvatn. Her bygges en 43 m høy fyllingsdam, som er nærmere beskrevet i eget foredrag ved årets Fjellsprengningskonferanse. Denne gir en HRV på 980,3 m i magasinet. Fra magasinet føren en 5,6 km lang 16 m^2 tilløpstunnel frem til topp av trykksjakt. Den 1300 m lange trykksjakten med en diameter på 3.2 m er fullprofilboret. Dette arbeidet er nærmere beskrevet av anleggsleder Haugen i et foredrag ved årets Fjellsprengingskonferanse. Fra kraftstasjonen fører så en 2.5 kilometer avløpstunnel ut til Årdalsfjorden.

FORHOLDENE I SJAKTOMRÅDET

Terrenget i stasjons- og sjaktområdet er karakterisert ved et høyfjellsplatå på ca. kote 1100 m, hvorfra meget bratte, forrevne fjellsider stuper ned mot Nyset-elven, som illustrert i fig. 2.

Bergartene er gneis, gneisgranitt og granitt som tilhører det såkalte Jotun-skyvedekket og er dannet i forbindelse med den Kaledonske fjellkjedefordning i Paleozoisk tid.

Kraftstasjonen og nedre del av trykksjakten ligger i gneis. Over denne kommer en overgangssone med gneis-granitt, og øvre del av trykksjakten ligger i hvit granitt.

I øvre del av de bratte dalsidene ser man en karakteristisk overflateoppsprekning, hvor den hvite granitten er spaltet opp i tynne plater (exfoliasjonsoppsprekning). Dette er et overflatefenomen. Ellers er fjellet i området gjennomgående meget moderat oppsprukket.

En markert, steilstående svakhetssone skjærer indre del av adkomsttunnelen, og kraftstasjon og sjakt er plassert innenfor denne sonen.

HOVEDSPØRSMÅL VEDRØRENDE TRYKKSJAKTEN

For den ingeniørgeologiske konsulent var det to hovedspørsmål som måtte avklares tidligst mulig i prosjekteringsarbeidet:

1) Kan sjakten fullprofilbores?
2) Kan sjakten være uforet?

Det første spørsmålet har sammenheng med at det p.g.a. de bratte fjellsidene og rasfaren er bortimot umulig å tenke seg etablering av tverrslag i dalsiden. Den 1300 m lange sjakten må derfor drives ut nedenfra i hele lengden, og for slik drift vil en TBM være hensiktsmessig.

På grunnlag av den geologiske kartlegging og laboratorieundersøkelser av steinprøver etter de prinsipper som er utviklet ved NTH ble det fastslått at TBM-drift var teknisk gjennomførlig, og dette har jo vist seg å holde stikk.

Når det gjelder det andre spørsmålet - om sjakten kan være uforet, - har dette direkte økonomiske implikasjoner. Sammenlignet med en stålpansret trykksjakt vil en uforet sjakt gi en besparelse på 20-30 millioner kr. i byggekostnader. Samtidig er det en forutsetning for valget at en uforet trykksjakt vil gi en tilfredsstillende sikkerhet mot brudd eller uakseptable lekkasjeproblemer ved det meget høye vanntrykk som her er aktuelt.

BERGMEKANISKE VURDERINGER

I **prosjekteringsfasen** er muligheten for uforet trykksjakt vurdert ved
- kritierier basert på erfaringsdata og
- bergmekaniske beregninger ved hjelp av endelig element-modeller.

I **byggefasen** er så dette fulgt opp med in situ-målinger av bergtrykk og hydrauliske splitteforsøk for å verifisere at man har en akseptabel sikkerhet mot hydraulisk brudd.

Endelig er det lagt avgjørende vekt på å få en utførelse av det kritiske overgangspartiet fra uforet sjakt til turbinrør som gir maksimal sikkerhet mot uønskede deformasjoner og lekkasjer.

ERFARINGSDATA

Pr. i dag har vi mer enn 70 uforede sjakter og trykktunneler med vanntrykk over 150 m i drift her i landet. Den nyeste publikasjonen fra Norsk jord- og fjellteknisk forbund - "Norwegian Hydropower Tunnelling" - gir en god oversikt over det erfaringsmateriale vi har fra disse anleggene. De fleste har vært vellykket, men det har heldigvis også vært noen få eksempler på alvorlige problemer - og disse har bidratt til forståelsen av hvilke grunnleggende krav som må være oppfylt for å gi et sikkert anlegg. Et slikt grunnleggende krav er at den uforede vannvei må ha tilstrekkelig over- og sidedekning til å gi en in situ spenningstilstand som gir sikkerhet mot uaksetable deformasjoner og hydraulisk splitting.

Bergh-Christensen og Dannevig lanserte i 1971 en empirisk sammenstilling av overdekningsforhold ved uforede trykksjakter som indikerte en "tommelfingerregel" for krav til overdekning av form:

$$L > \frac{\gamma_w \cdot H}{\gamma_r \cdot \cos\beta}$$

hvor

L = minsteavstand fra sjakten ut til dalsiden

β = dalsidehelningen

H = vanntrykk

γ_w, γ_r = egenvekt for henholdsvis vann og fjell.

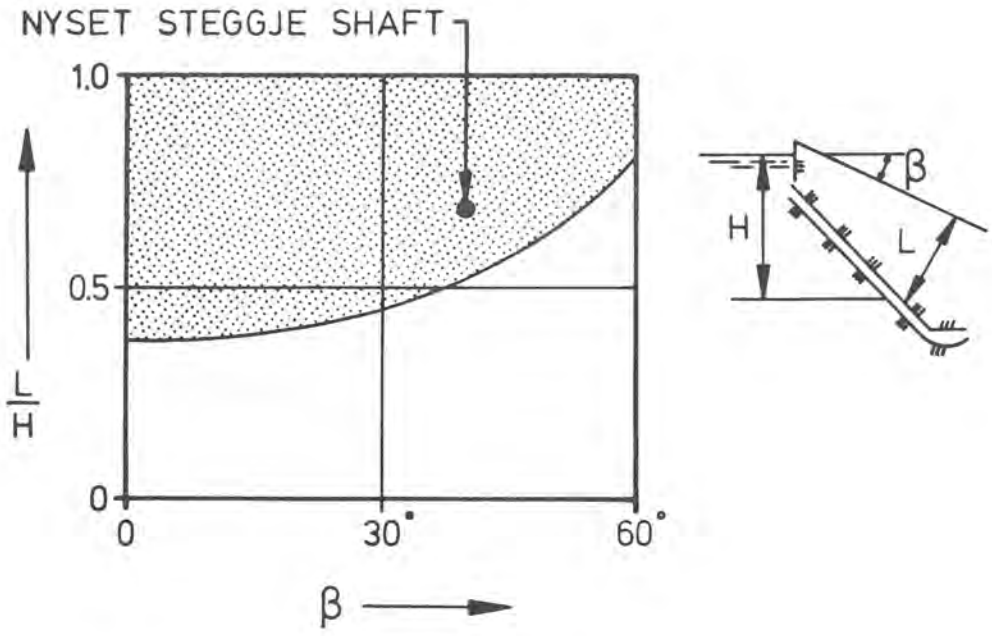


FIG. 3: EMPIRISK OVERDEKNINGKRAV

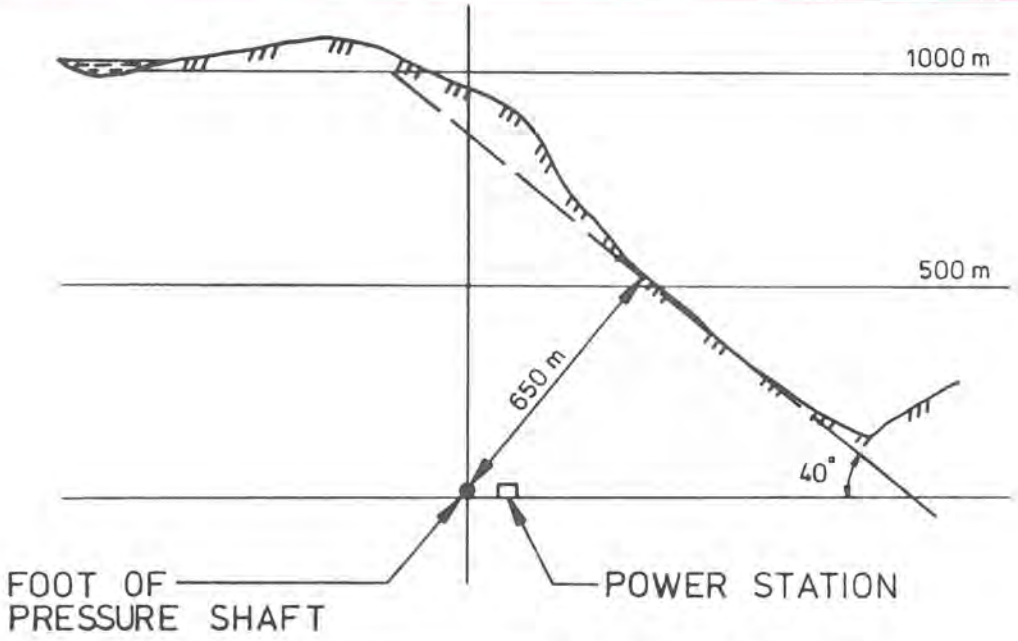


FIG. 4: PROFIL AV DALSIDEN OVER TRYKKSJAKTEN

De empiriske dataene gir basis for et enkelt dimensjoneringsdiagram for overdekning, som vist i fig. 3.

Fig. 4 viser et snitt av dalsiden i kraftstasjonsområdet med den plassering av trykksjakten som ble tatt som utgangspunkt ved prosjekteringen. Dette gir et forhold mellom overdekning og vanntrykk (L/H) på ca. 0.68. Sammenholdt med minimumskriteriet indikert ved grensekurven i fig. 3, skulle dette tilsvare en sikkerhetsfaktor i størrelsesorden 1.3.

ENDELIG ELEMENT - MODELLER

Som de fleste vil være kjent med utviklet man ved Geologisk Institutt, NTH i begynnelsen av 70-årene endelig element - modeller spesielt beregnet på plassering av uforede trykksjakter. Modellene simulerer spenningsfordelingen i et utvalg "standard" fjellsider med ulike helning, og det kriterium som legges til grunn for plassering av sjakten er at minste hovedspenning på ethvert punkt langs sjakten skal være høyere enn vanntrykket.

På grunn av den spesielle topografien ved Nyset-Steggje, fant man det hensiktsmessig å få kjørt en egen beregning på modeller spesielt utformet for dette anlegget. Beregningene er utført av SINTEF's avdeling for konstruksjonsteknikk.

Fig. 5 på neste side viser den forenklede topografiske modell som ble lagt til grunn. Sammenlignet med fig. 2 ser man at modellen har en utjevnet dalside hvor alle utstikkende fjellneser er høvlet bort. Endelig elementmodeller ble kjørt for tre snitt i dalsiden, merket A-A til C-C på figuren.

Fig. 6 og 7 viser geometrien og inndeling av FEM modellen i substrukurer.

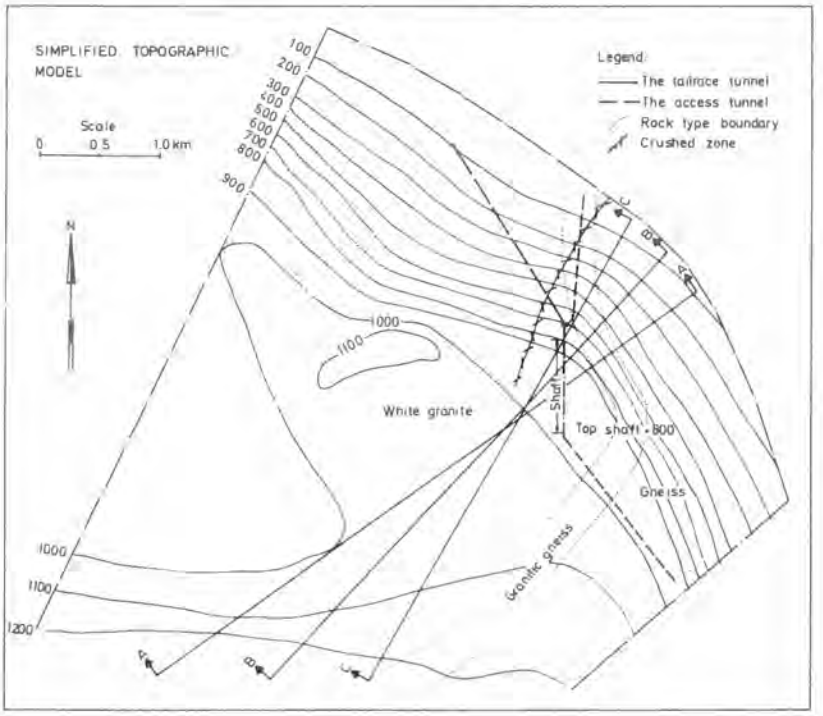


FIG. 5

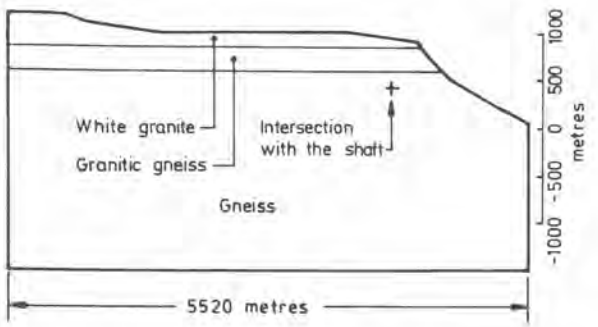


FIG. 6

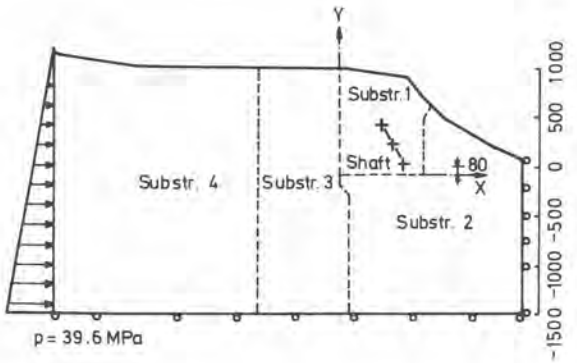


FIG. 7

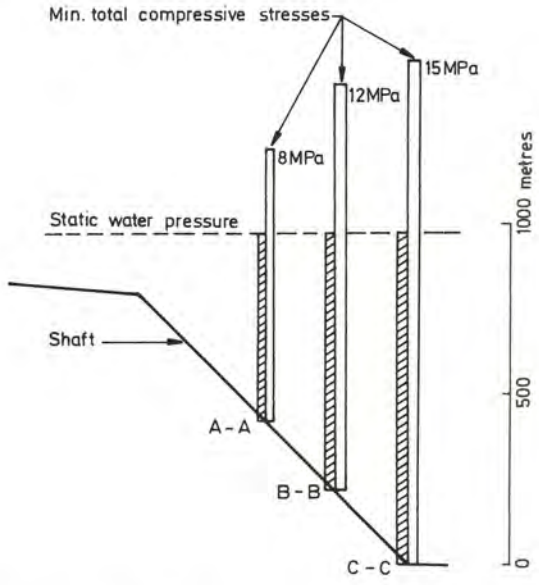


FIG. 8: FORHOLDET MELLOM MINSTE HOVEDSPENNING OG VANNTRYKK.

Fig. 8 viser forholdet mellom beregnet minste hovedspenning og vanntrykk i de tre snittene som skjærer sjakten.

Forholdet mellom minste hovedspenning og vanntrykk - som gir en indikasjon på sikkerhetsfaktoren mot brudd - er for snittene:

A-A : 2.1
B-B : 1.7
C-C : 1.5

Som man ser har man det laveste forholdet ved foten av sjakten, men en sikkerhetsfaktor i størrelsesorden 1,5 virker jo betryggende.

Konklusjonen ble derfor at den sjaktplassering som var valgt utfra empiriske kriteria legges til grunn for prosjekteringen av anlegget.

IN SITU MÅLINGER FOR Å VERIFISERE PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGENE

Drivingen av den ca. 1000 m lange adkomsttunnelen til kraftstasjonen startet i februar 1984.

Det var lagt opp til et program for bergtrykksmålinger og hydrauliske splitteforsøk in situ for å verifisere prosjekteringsforutsetningene og dokumentere at de reelle bergspenninger gir en akseptabel sikkerhet for sjakten.

Dersom mot formodning forholdene skulle vise seg for usikre, hadde man en beredskapsplan som gikk ut på å drive et tverrslag på stigning fra adkomsttunnelen og via dette stålpansre nedre del av trykksjakten.

BERGTRYKKSMÅLINGER

Fig. 9 gir en oversikt over de bergtrykksmålinger som er utført ved anlegget. Målingene er uført av SINTEF's avdeling for bergteknikk ved hjelp av tredimensjonal målecelle.

Første måling ble foretatt ved pel 590 m i adkomsttunnelen, og ga den første indikasjon på spenningsforholdene.

Som man ser av fig. 9 er hovedspenningsretningene noenlunde som normalt for gravitasjonsgenererte dalsidespenninger. Imidlertid indikerer den meget høye verdi for midlere hovedspenning σ_2 = 12.3 MPa, tilstedeværelsen av geologiske spenninger som overlagrer gravitasjonsspenningene. Spenningstilstanden ga seg uttrykk i bergtrykksproblemer i adkomsttunnelen.

Bergtrykksmålinger ble utført i tre lokaliteter til under den videre drift, med siste målestasjon i varegrindkammeret ved foten av trykksjakten.

SINTEF's rapport fra målingene konkluderer som følger:

"Bergspenningsmålingene i fire lokaliteter i kraftstasjonområdet viser at en med stor sikkerhet kan regne med at alle hovedspenninger er høyere enn maksimalt vanntrykk i trykksjakten. Målingene viser at spenningsbildet er påvirket av topografi og geologi og at

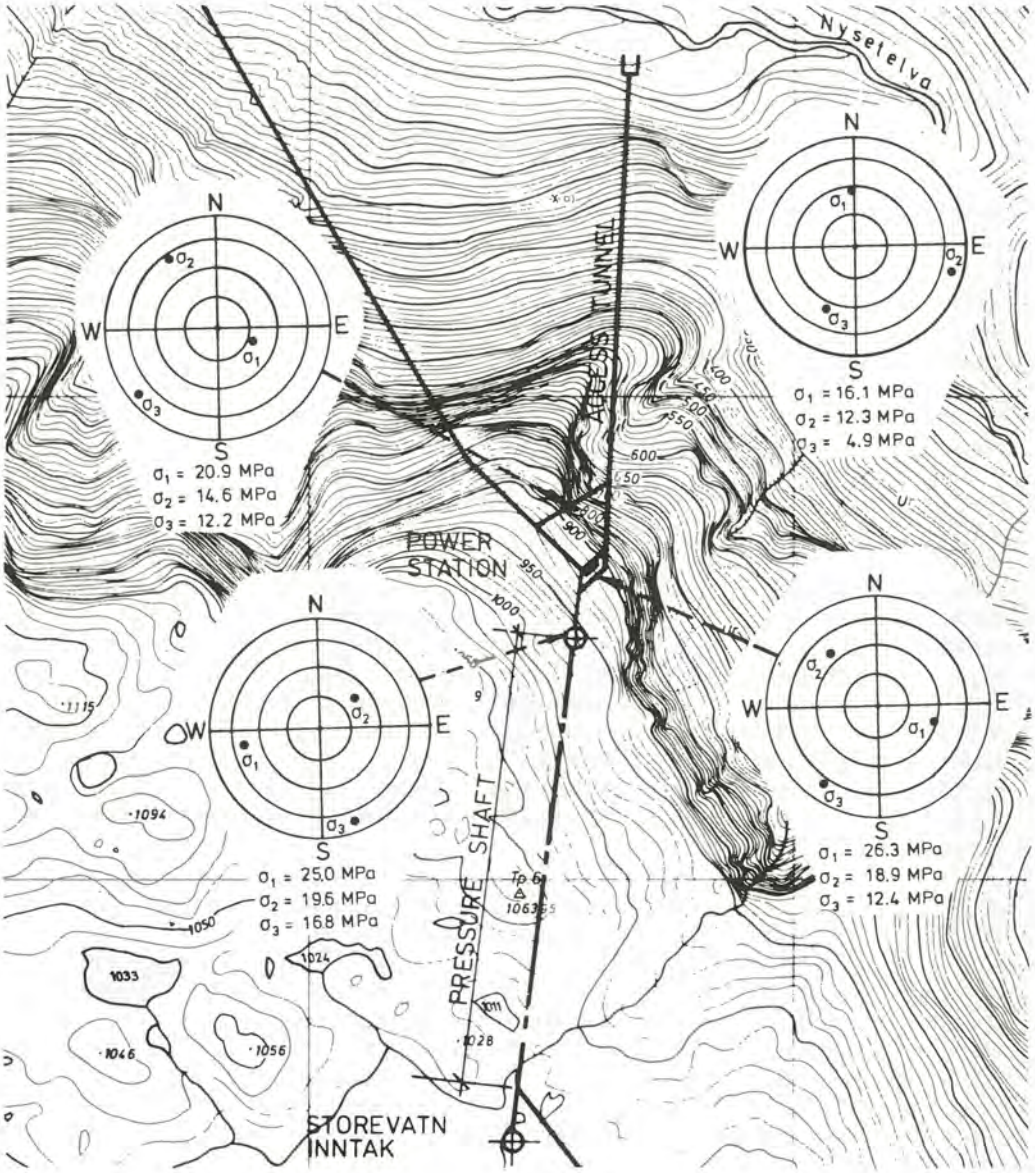


FIG. 10: OVERSIKT OVER BERGTRYKKSMÅLINGER I KRAFTSTASJONSOMRÅDET

betydelige geologiske spenninger overlagrer gravitasjonsspenningene. Dette gjør at flattliggende spenninger 3-4 ganger høyere enn teoretisk horisontalspenning virker langs fjellsiden. Dette gir sitt bidrag til et gunstig spenningsbilde sett i forhold til fremtidig vanntrykk."

HYDRAULISK SPLITTING

I tillegg til bergtrykksmålingene er det i området kraftstasjon trykksjakt utført hydrauliske splitteforsøk i borhull som en direkte kontroll på sikkerheten mot hydraulisk splitting for sjakten.

Forsøkene er gjennomført av Norges geotekniske institutt med deres spesialutrustning.

Prinsippet ved hydraulisk splitting er at man ved å stenge av en seksjon av et borhull, og å sette denne under et høyt vanntrykk, får dannet en sprekk i bergmassen. Orienteringen av denne sprekken vil være normalt den minste hovedspenningen i bergmassen, σ_3. Ved fortsatt innpumping av vann etter at bruddet er dannet, vil den nydannede sprekken forplante seg videre ut fra borhullsveggen. Når pumpingen stoppes, faller trykket i borhullet brått til en verdi der det er likevekt mellom normalspenningen på sprekken, σ_3, og væsketrykket i sprekken. Dette trykket kan leses ut av et trykk-tid diagram, og angir størrelsen av minste hovedspenning på prøvestedet.

Fig. 10 gir en oversikt over prøvestedene og de verdier som ble målt for minste hovedspenning σ_3.

Legger man til grunn den laveste verdi på 12.3 MPa som ble målt i hull 7 nær sandfangkammeret, gir dette et forhold mellom minste hovedspenning og vanntrykk på 12,3/9,64 dvs. tilsvarende en sikkerhetsfaktor på ca. 1.3 mot hydraulisk brudd. Dette stemmer også bra med de laveste verdier for minste hovedspenning som bergtrykksmålingene viste i kraftstasjonsområdet.

Sammenligner man med de vurderinger som ble gjort på prosjekteringsstadiet, så indikerte det empiriske overdekningskriterium (tommelfingerregelen) en sikkerhetsfaktor på ca. 1.3, mens endelig elementberegningene ga en noe høyere verdi, på 1.5.

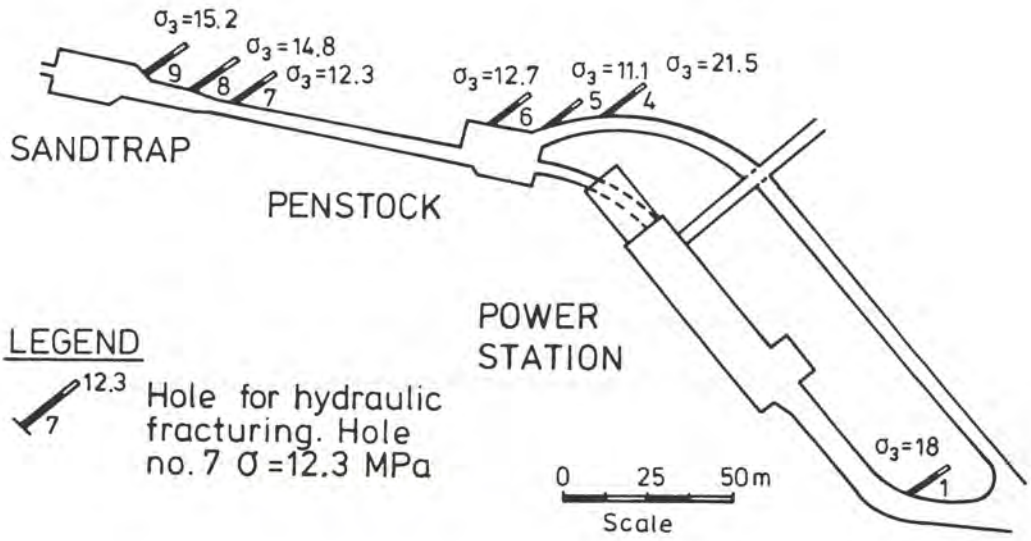


FIG. 10 OVERSIKT OVER HYDRAULISKE SPLITTEFORSØK I STASJONSOMRÅDET

Totalt sett er konklusjonen at den valgte plassering av trykksjakten gir tilfredsstillende sikkerhet mot brudd, og at det er rimelig god overensstemmelse mellom de forutsetninger som ble gjort på prosjekteringsstadiet og de forhold som er verifisert in situ.

KONUS OG BETONGPROPP

Erfaringer viser klart at det mest kritiske partiet ved en uforet trykksjakt er ved overgangen fra uforet vannvei til stålpasring, dvs. i proppområdet. De ekstremt høye poretrykksgradientene kan her i uheldig fall føre til uønskede deformasjoner og alvorlige lekkasjeproblemer. Det er derfor lagt avgjørende vekt på en design og utførelse av anleggsdelene i dette området som minimaliserer risikoen for slike problemer.

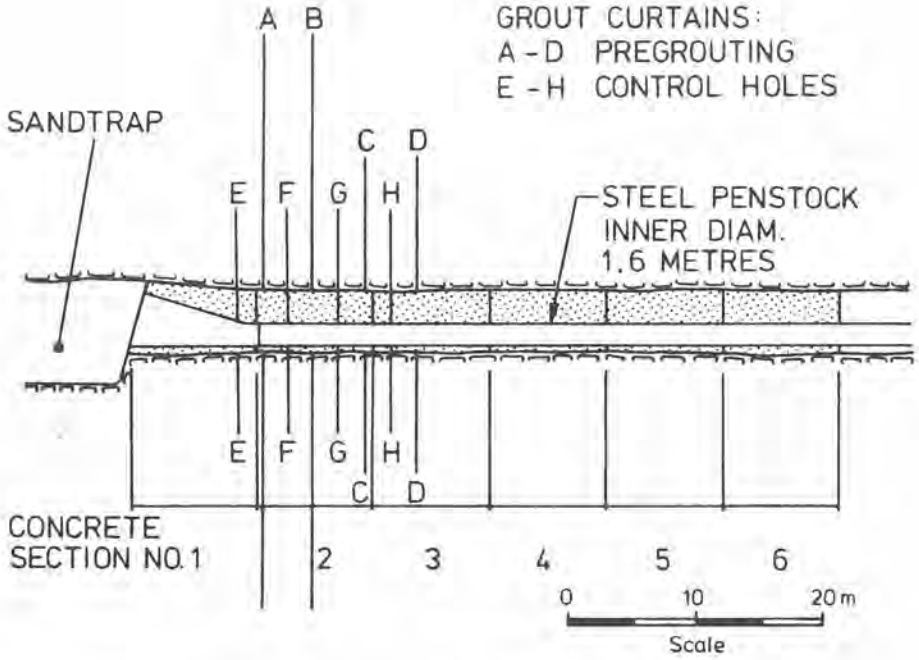


FIG. 11 BETONGPROPP NEDSTRØMS TRYKKSJAKTEN

Fjellet i proppområdet, sandfang og nedre del av sjakten ved Nyset-Steggje er en meget massiv og god gneis - det mest massive fjellet i hele kraftstasjonsområdet, - så plasseringen er gunstig.

Sandfangkammeret har et moderat tverrsnitt - ca. 45 m^2 - og permanent adkomst til sandfangkammeret vil være via turbinrøret, slik at man unngår tverrslag og tverrslagsport som ville være konstruktivt meget ugunstig ved så høye vanntrykk.

Betongproppen får en lengde på 55 m, delt på 6 støpeseksjoner som vist i fig. 11.

Før utstøping skal det foretas en skjerminjeksjon(skjerm A-C) av fjellet i konusområdet med epoxy og høyt injeksjonstrykk (110 bar).

Kontaktinjeksjon av betongproppen vil i sin helhet utføres etter utstøping ved hjelp av innlagte injeksjonsslanger, dvs. det samme prinsipp som nylig ble benyttet for betongproppen ved Tjodan kraftverk (se Bygg nr. 4 1985). Det vil anvendes epoxy som injeksjonsmiddel, og høyt injeksjonstrykk.

Etter fullført kontaktinjeksjon vil det bores opp kontrollhull (hullkransene E-H) gjennom stålrør og betong i fjell. Disse injiseres med epoxy under høyt trykk for å sikre full tetthet.

Ved årsskiftet 1986-87 fylles trykksjakten opp for første gang, og vi får en forhåpentlig vellykket ny norsk verdensrekord i vanntrykk på uforet fjell.

REFERANSER:

BERGH-CHRISTENSEN, J., AND DANNEVIG, N.T. 1971.
Ingeniørgeologiske vurderinger vedrørende uforet trykksjakt ved Mauranger kraftverk (Engineering geological evaluations of the unlined pressure shaft at the Mauranger hydropower plant). Unpublished report. Oslo, Norway: Geoteam A/S.

BERGH-CHRISTENSEN, J., AND KJØLBERG, R. 1982.
Investigations for Norway's longest unlined pressure shaft. Water Power and Dam Construction 34:4, 31-35.

BROCH, E., 1985.
Development of unlined pressure shafts and tunnels in Norway.
Norwegian Hydropower Tunnelling. Publication no. 3, Norwegian Soil and Rock Engineering Association. Tapir, Trondheim.

SELMER-OLSEN, R., 1985.
Experience gained from unlined high pressure tunnels and shafts in hydro-electric power stations in Norway.
Norwegian Hydropower Tunnelling. Publication no. 3. Norwegian Soil and Rock Engineering Association. Tapir, Trondheim.

SCHANCKE, K., 1985.
Betongtetting med epoxy for 900 m vanntrykk. Bygg Bd. 33, nr. 4.

DRIFTSERFARINGER FRA UFORET TRYKKSJAKT, TJODAN KRAFTVERK

CONSTRUCTION OF THE UNLINED PRESSURE SHAFT AT TJODAN POWER PLANT

Sivilingeniørene Arild Palmstrøm og
Jan Idar Kollstrøm
Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

For å kunne foreta en sikker plassering av den 1250 m lange, uforete trykksjakten med maksimalt 880 m vanntrykk, ble det foretatt endelig elementberegninger og bergtrykksmålinger. Ut fra de førstnevnte ble det valgt en foreløpig plassering av sjakten 800 m innenfor dalsiden med en antatt sikkerhetsfaktor på F = 1,2. Bergtrykksmålinger i form av hydraulisk splitting ga noe høyere minste hovedspenning enn beregnet i elementmodellen slik at sjakten har en sikkerhetsfaktor på F = 1,43.

Ut fra de geologiske registreringer under driving av sjakten ble det foretatt tetting ved injeksjon og forsegling på 5 områder. Videre ble det under første gangs oppfylling foretatt registrering av lekkasjene ut fra sjakten i 6 nivåer. Den permanente lekkasjen ved høyeste trykk ble funnet til 1,1 l/sek eller 1 l/s pr. km sjakt.

Besparelsen i byggeomkostningene ved valg av uforet sjaktløsning var ca. 22,6 mill.kr. De ekstra kostnadene for forundersøkelser og vurderinger som ble utført for å kunne foreta en sikker plassering av den uforete sjakten, beløp seg til 200.000 kr.

SUMMARY

The unlined TBM drilled pressure shaft at Tjodan power plant with 880 m head was located after FEM calculations and rock stress measurements had been carried out. The factor of safety was found to be F = 1,43 for this solution, with the bottom of the shaft 800 m inside the valley side.

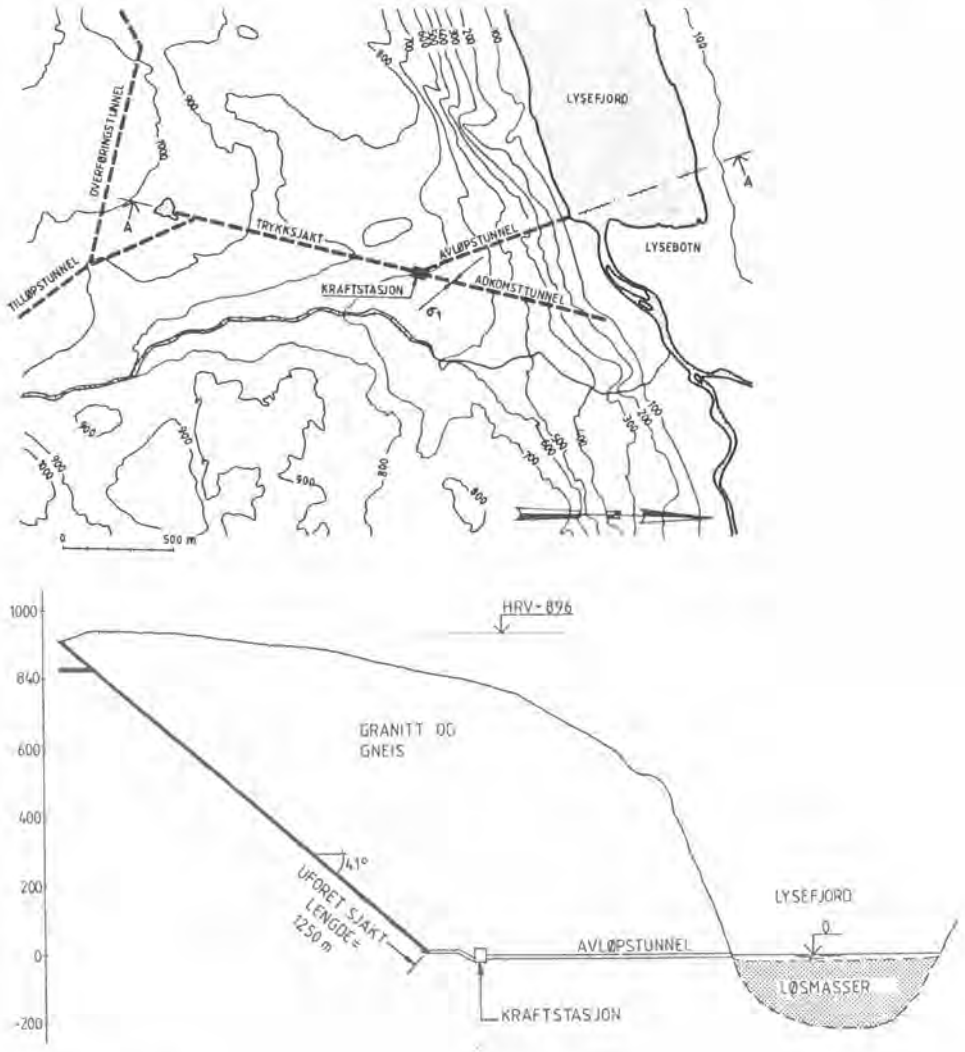
Open joints in the 1250 m long and 41° inclined shaft was sealed by a special grouting process on 5 places and the rock support was carried out by 20 rock bolts.

Accurate leakage measurements were performed during the first filling of the shaft. 1.1 l/sec was registrated as permanent leakage.

The cost savings by applying the shaft unlined instead of steel lined was 2.5 mill USD (exchange rate 1 USD = 9.0 NOK) in addition to about 2 months shorter construction time for the power plant. The costs for the investigations and evaluations involved in choosing this solution were 22,000 USD.

INNLEDNING

Tjodan kraftverk utnytter fallet på 900 m mellom fjellplatået sør for Lysebotn i Rogaland og sjøen. Det har en ytelse på 110 mW i ett aggregat og en midlere årlig produksjon på 310 GWh. Anleggsarbeidene ble igangsatt mai 1982, og kraftproduksjonen startet i desember 1984.



SNITT A-A

Fig. 1 Plassering av trykksjakten ved Tjodan kraftverk. Målt retning på største hovedspenning σ_1 er antydet.

Byggherre er Lyse Kraft, bygningsteknisk og ingeniørgeologisk konsulent Ingeniør A. B. Berdal A/S, hovedentreprenør A/F Astrup-Furuholmen.

Byggingen av anlegget har inneholdt de fleste utfordringer man kan stå overfor i norsk kraftverksutbygging. Transportforholdene var vanskelige med båttransport som eneste adkomstmulighet. Topografien medførte vanskelig adkomst til de mange værharde anleggsstedene på fjellet. Likevel var byggetiden kort, bare 2,5 år.

Den tekniske planløsning må kunne kalles avansert, med bl.a. 4 utslag under vann og 5 bekkeinntak. Anleggsdriften var også moderne og effektiv med fullprofilboring av både en 5 km lang tunnel og en 1250 m lang sjakt.

Her skal spesielt omtales den uforete 1250 m lange trykksjakten med hele 880 m vanntrykk. Uforet betyr at sjakten ikke er forsynt med stålrør eller armert betong. Vannet vil derfor stå direkte i trykk mot bergmassene.

NORGE HAR LANG ERFARING MED UFORETE TRYKKSJAKTER

Uforete trykktunneler og trykksjakter er utviklet i Norge med bakgrunn i over 70 års vannkrafterfaringer. Metoden er hittil lite påaktet og benyttet ellers i verden. Her i landet finnes imidlertid over 70 uforete trykksjakter eller trykktunneler, samt ca. 10 under bygging eller prosjektering. I de siste 15 - 20 år har slike sjakter/tunneler med høyere og høyere vanntrykk blitt anvendt, og Tjodan Kraftverk har det hittil høyeste trykk (880 m) på uforet berg. Metoden gir klare økonomiske fordeler. I tillegg kommer mulig gevinst ved kortere byggetid og hurtigere ferdigstillelse av anlegget.

Ved minst 8 tidligere utførte anlegg er det rapportert om store og ukontrollerte vannlekkasjer ved uforete trykksjakter/-tunneler under og etter oppfylling av vannsystemet. De synes hovedsakelig å ha vært forårsaket av manglende fjelloverdekning og slepper med ugunstig karakter og orientering. Slike hendelser kan gi store økonomiske konsekvenser for kraftverket, både i form av dyre forsterkningsarbeider og løpende produksjonstap.

Til å begynne med ble beliggenheten av uforete sjakter/tunneler bestemt etter overdekningskriteriet, dvs. at antatt vekt av overliggende bergmasser skulle overstige vanntrykket i sjakten/tunnelen.

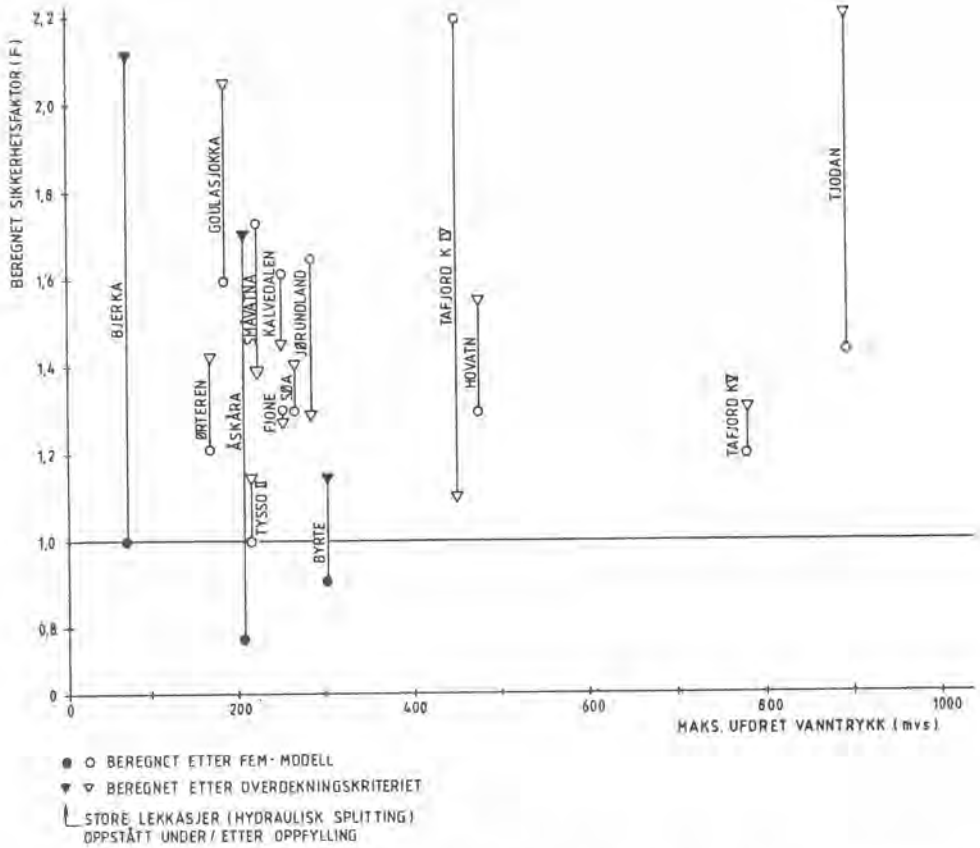


Fig. 2 Sikkerhetsfaktor beregnet etter endelig element metoden og etter overdekningskriteriet for en del uforete trykksjakter/-tunneler. Som det fremgår, kan det være stor forskjell på resultatene ved de to beregningsmetodene.

I 1972 ble det presentert en regnemodell med grunnlag i FEM (endelig element) metoden. Modellen er basert på at minste hovedspenning i fjellet ikke skal overskrides av vanntrykket. Beregningen av nødvendig fjelloverdekning utføres ved at anlegget legges inn på terrengmodeller tilpasset de stedelige forhold. Eventuelle geologiske forhold av betydning må imidlertid fremdeles tillegges særskilt vekt ved den endelige plassering av anlegget.

ap/mn15r

Denne metoden gir et bedre beregningsgrunnlag enn det tidligere overdekningskriterium mot hydraulisk splitting som kan føre til store, uønskete lekkasjer. Fig. 2 viser at denne metoden angir sikkerhetsfaktor under 1,0 for flere anlegg som har hatt slike lekkasjer. Anvendelse av denne metoden ville sannsynligvis ha ført til en annen, sikrere plassering av disse trykksjakter/-tunneler. FEM metoden ble derfor valgt for de beregninger som ble utført for plassering av Tjodan trykksjakt.

UNDERSØKELSER FOR UTFØRELSE AV DEN UFORETE TRYKKSJAKT VED TJODAN

880 m vanntrykk direkte mot bergmassene i foten av sjakten er ca. 100 m høyere enn for Tafjord kraftverk K V som inntil da var høyest. Med så store trykk mot uforet berg er det viktig med velbegrunnete vurderinger av såvel de geologiske forhold som av nødvendig overdekning for med sikkerhet å unngå store, uønskete lekkasjer.

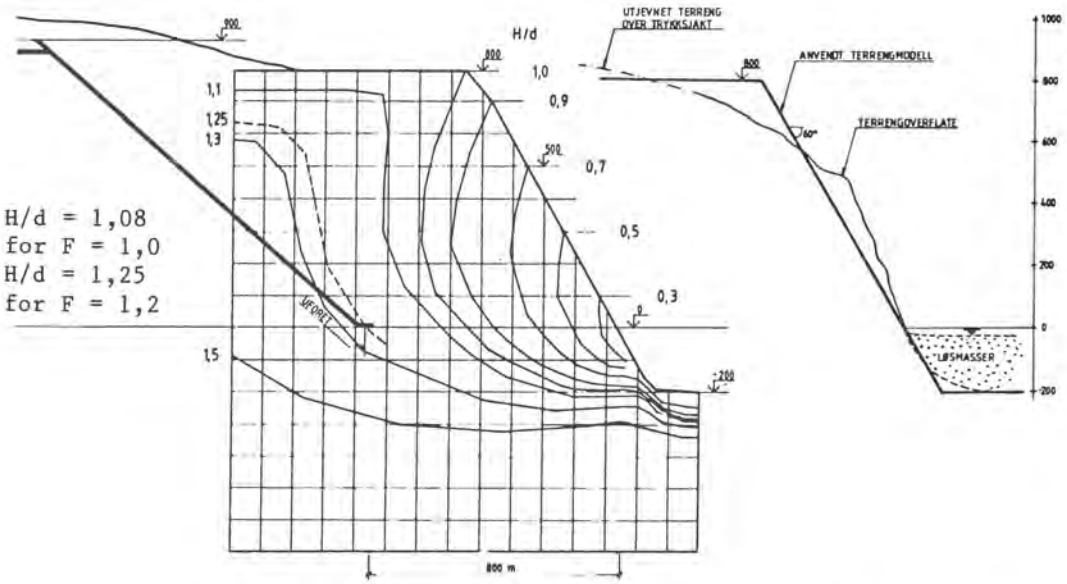


Fig. 3 Forenklet terrengmodell (til høyre) som ble benyttet for en foreløpig plassering av trykksjakten etter en standard FEM modell utviklet ved Geologisk institutt, NTH (til venstre).

Bergartene i området for sjakten utgjøres av prekambriske, lyse gneiser med liten - moderat oppsprekning. Det var ikke påvist svakhetssoner som ville treffe planlagt sjakt. Laboratorieundersøkelser av gneisen viste trykkfasthet på 160 MPa og tverrkontraksjon ν = 0,2.

For vurdering av nødvendig fjelloverdekning ble det først utført en enkel FEM beregning på modeller utviklet ved Geologisk Institutt, NTH. Terrenget i et profil langs sjakten ble for dette modifisert ifølge fig. 3. Med en valgt sikkerhetsfaktor på 1,2 ble stasjonen foreløpig planlagt 800 m innenfor dalsiden.

For en nærmere vurdering av fjelloverdekningen basert på sannsynlig størrelse på minste hovedspenning ut fra FEM analyse,ble det ved SINTEF, NTH utført en beregning spesielt tilpasset de topografiske og geologiske forholdene ved Tjodan. For dette ble det benyttet 5 forskjellige terrengmodeller. Disse antydet en sannsynlig sikkerhetsfaktor på F = 1,2 - 1,35 ved den valgte plasseringen ca. 800 m inn innenfor dalsiden.

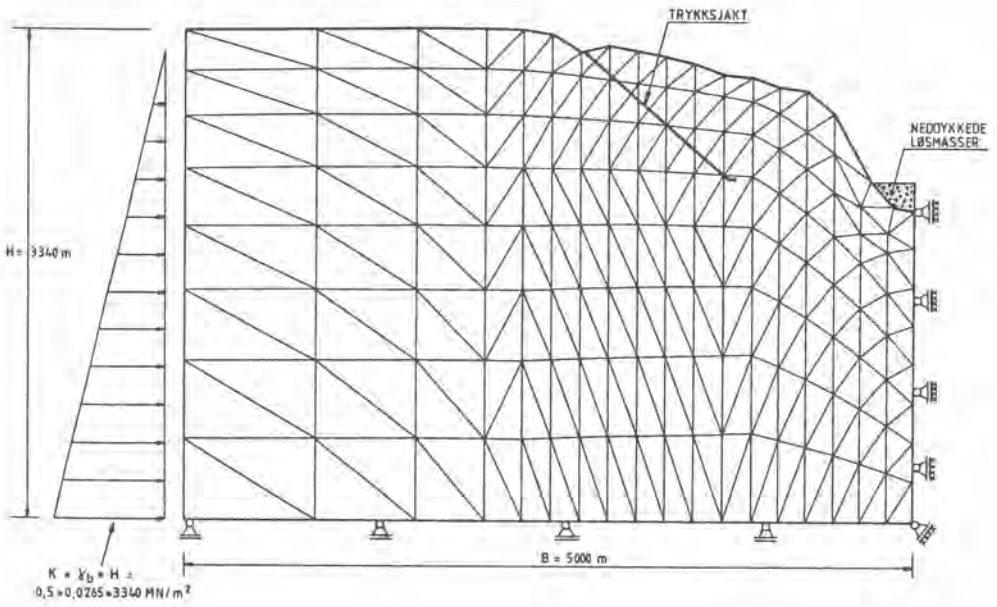


Fig. 4 Elementprogram spesielt tilpasset terrengforholdene ved Tjodan trykksjakt. De benyttede ytre betingelsene er angitt.

ap/mn15r

For å kontrollere den antatte størrelsen på de beregnete minste hovedspenning ble det valgt å foreta bergtrykksmålinger både ved tredimensjonal spenningsmåling og ved hydrauliske splitteforsøk. Målingene ble utført ved avgreningen ned til avløpstunnelen 150 m før stasjonen, fig. 5. Ved å foreta måling her var det mulig å kunne flytte den planlagte plassering av stasjonshallen dersom de målte spenningene avvek vesentlig fra de beregnede.

Målingene viste at hovedspenningsretningene omtrent var som ventet med største hovedspenningsretning σ_1, omtrent parallelt den bratteste delen av fjellsiden se fig. 1. Størrelsen av spenningene var imidlertid lavere enn antatt idet de kun synes å være betinget av vekten av de overliggende bergmasser, mens det i FEM-analysen også var innlagt bidrag fra horisontalspenningene. Også resultatene fra de ikke helt vellykkete hydrauliske splitteforsøkene indikerte lave spenninger. (Årsakene til problemene med disse var at det ikke var mulig å få pakkere som virket tilfredsstillende med det store trykket på 30 MPa (= 300 bar) som ble benyttet for å få ebablert splitten, se Appendiks).

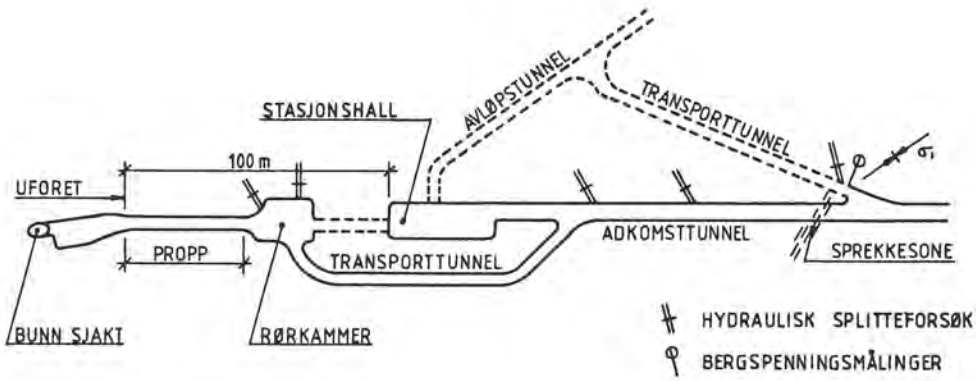


Fig. 5 Målestedene for tredimensjonal bergspenningsmåling og hydrauliske splitteforsøk. En sprekkesone som viste seg å påvirke spenningene ved målested for bergspenningsmålingene er avmerket.

Nå viste det seg da adkomsttunnelen ble drevet videre at det lå en sprekkesone like innenfor målestedet. Det ble antatt at disse påvirker spenningsbildet. Tendens til sprakefjell innenfor sonen ga indikasjoner om dette. Det ble derfor valgt å utføre nye hydrauliske splitteforsøk innenfor sonen og i rørkammeret bak konus, se fig. 5.

Basert på erfaringene fra de tidligere splitteforsøkene ble pakkerene her støpt fast og de vellykkete målingene viste en minste hovedspenning på ca. 12,5 MPa hvilket er 0,6 - 2,0 MPa over de beregnede. Fig. 6 viser variasjonen av sikkerhetsfaktoren langs sjakten basert på disse resultatene. Med den valgte samme plassering som den foreløpige har sjakten en minste sikkerhet på 1,43 mot hydraulisk splitting.

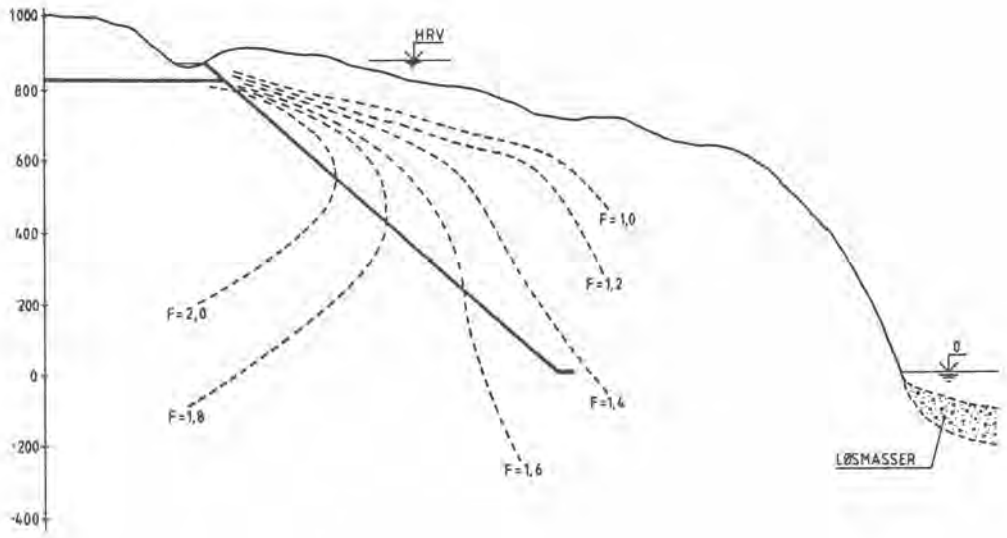


Fig. 6 Beregnet sikkerhetsfaktor langs sjakten basert på resultatene fra endelig element modellen korrigert for spenningene funnet ved hydraulisk splitteforsøkene i rørkammeret.

Sjakten på 1250 m uten tverrslag er den lengste drevet i én lengde i Norge. Fullprofilboring ble foretrukket pga. høyere kapasiteter og bedre økonomi enn konvensjonell sprengning. Gjennomsnittlig inndrift etter en del innkjøringsproblemer var 74 m/uke - og omfanget av sikring lite. Men de opptredende harde gneiser og granitter ga stor slitasje på boreutstyr, og dette gjorde boringen til en utfordrende oppgave. Under boring av sjakten ble det foretatt fortløpende registrering av både vannlekkasjene og av de geologiske forholdene. Med dette som grunnlag ble det utarbeidet en plan for og beskrivelse av de nødvendige sikringsarbeider og tettingstiltak. På 5 steder ble det foretatt omfattende tetting med forsegling og injeksjon. Arbeidene ble fulgt opp av en erfaren ingeniørgeolog som var stasjonert på anlegget i hele tiden for driving av tunneler og sjakter.

ETAPPEVIS FØRSTE GANGS OPPFYLLING AV SJAKTEN

Under og etter boringen av sjakten har det foregått en drenering og "uttørring" av sprekker og porer i bergmassene rundt denne, slik at det etter hvert har oppstått en jevn lekkasje inn i sjakten som mates med vann fra grunnvannet i berget.

Når sjakten fylles opp med vann, vil det straks foregå en oppfylling av de "uttørrede" sprekker og hulrom i den drenerte sonen rundt sjakten. Derved bygges det opp store trykk som medfører fare for deformasjoner og utvasking av sprekker og slepper. Farene reduseres betydelig ved at første gangs oppfylling foregår langsomt og kontrollert.

Ved etappevis oppfylling kan store lekkasjer oppdages tidlig. Derved kan tunnelsystemet tappes ned i tide uten at store skader og oversvømmelser oppstår. Ut fra erfaringer fra tidligere utførte lekkasjemålinger tar dette 10 - 20 timer. Etter dette vil det deretter oppstå en relativ konstant tilstand der netto lekkasje vil utgjøres av differansen mellom lekkasje inn i bergmassene pga. det aktuelle vanntrykket i sjakten, og de tidligere nevnte lekkasjer som mates med vann fra grunnvannet.

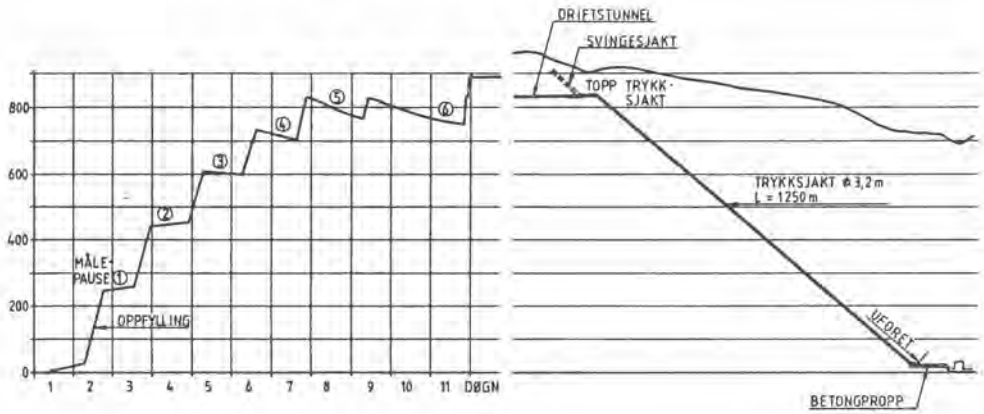


Fig. 7 Første gangs oppfylling av Tjodan trykksjakt i 7 trinn med målepauser. Oppfyllingen tok 11 døgn.

Ved Tjodan ble det valgt å fylle sjakten i 7 etapper, fig. 7. Ved hver etappe ble det foretatt nøyaktig og fortløpende registering av vannspeilets nivå i sjakten ved hjelp av et fintfølende manometer. Ved å korrigere for naturlig innlekkasje fra grunnvann og lekkasjer ved konus kan netto lekkasjer inn i bergmassene beregnes.

Oppfyllingsintervallene var på 6 - 12 timer med målepauser på 18 - 58 timer. De lengste målepausene ble foretatt ved de høyeste nivåene på vannspeilet i sjakten. Her viste det seg at vannspeilet pga. lekkasjene ut i bergmassene sank så mye at det ved siste målepause ble foretatt en ekstra oppfylling av de 66 m vannspeilet hadde sunket i løpet av målepausen på 33 timer.

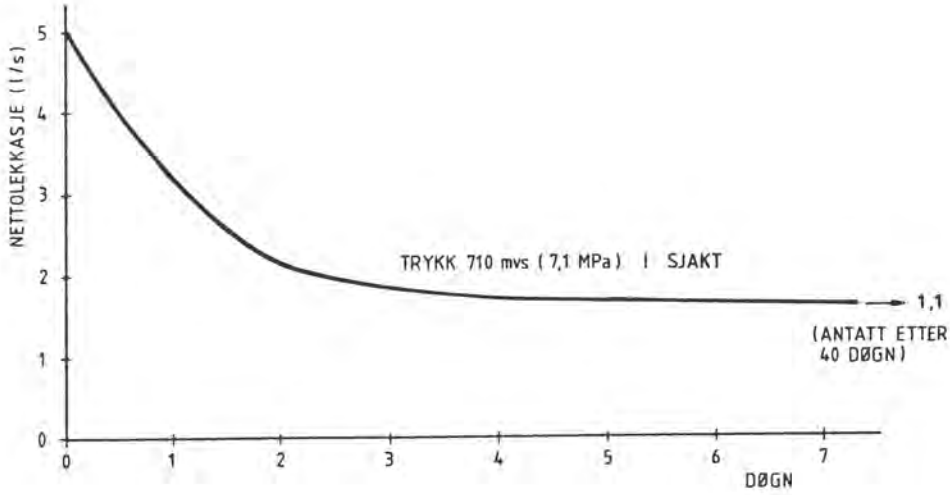


Fig. 8 Lekkasje fra sjakten og inn i bergmassene som funksjon av tiden ved målepause 6, der resultatene er skjønnsmessig korrigert til konstant nivå i sjakten på 710 m.

Det viste seg under målingene at det gjennomgående tok mye lengre tid før lekkasjen ut av sjakten stabiliserte seg enn tidligere erfaring er, fig. 8. Ved høyeste nivå for målepausene er det antatt å ta ca. 1000 timer eller hele 40 døgn før lekkasjen ut av sjakten er konstant. Dette tyder på at bergmassene har en meget lav permeabilitet. Vi har gjort et overslag over bergmassenes gjennomsnittlige permeabilitetskoeffisient som ligger på

$$k = 7 \times 10^{-9} \text{ m/s (meget lav)}$$

Det er ikke registrert merkbare vannlekkasjer i stasjonshallen som ligger omtrent 100 m fra bunnen av sjakten, ei heller i transport- eller adkomsttunnel.

Total lekkasje ut av sjakten (vanntapet) ble målt til ca. 2 l/s hvorav ca. 0,7 - 0,8 l/s kom fra proppen. (Senere har propplekkasjen blitt redusert til 0,1 l/s.) Tette bergmasser samt grundig og godt utført injeksjon i sjakt og propp er årsaken til dette lave tallet. Til sammenligning kan nevnes at ved Leirdøla kraftverk med halve fallhøyden og halve lengden på sjakten i tilsvarende bergarter lå også lekkasjene på 2 l/s hvorav proppen sto for 1,3 l/s. Også dette ble i 1979 angitt å være lave verdier.

ap/mn15r

Tidligere er det foretatt kontrollert oppfylling ved minst 7 trykksjakter/tunneler i Norge. Gjennomsnittlig ligger lekkasjene på 0,5 - 5 l/s pr. km tunnel/sjakt avhengig av vanntrykket. For Tjodan ble tilsvarende lekkajse målt til ca. 1 l/s pr. km.

BESPARELSER VED UTFØRELSE MED UFORET TRYKKSJAKT

Trykksjakten på Tjodan ble opprinnelig prosjektert med tverrslag midt på og nedre del foret med stålrør. Da den ingeniørgeologiske kartleggingen av området viste relativt gode bergmasser og derved muligheter for en løsning med uforet trykksjakt, ble det utført et overslag som viste at uforet sjakt både ble 22,2 mill.kr billigere og at byggetiden sannsynligvis ville bli ca. 2 måneder kortere. Mulig gevinst ved en slik tidligere igangsettelse ble anslått til 20 mill.kr. Til sammenligning kan nevnes at kostnadene for de ekstra grunnundersøkelsene, beregninger og vurderinger som måtte til, kom på ca. kr 200.000.

REFERANSER

(1) NGI, 1972: Oversikt over norske uforede tunneler og sjakter med vanntrykk over 100 meter samt enkelte andre med lave trykk. Intern rapport 54502, Norges Geotekniske Institutt, Oslo.

(2) Bjørlykke, S. Selmer-Olsen, R. 1972: Nødvendig overdekning i dalsider ved fjellrom med høyt innvendig vann eller lufttrykk. Rapport 6, Geologisk Institutt, NTH, Trondheim.

(3) Buen, B. Gustavsen, T.G., Palmstrøm, A. 1979: Erfaringer fra oppfylling av uforete trykksjakter og -tunneler med inntil 590 m trykk. Fjellsprengningsteknikk - Bergmekanikk, Tapir, Trondheim.

(4) Buen, B., Palmstrøm, A. 1982: Design and supervision of unlined hydro power shafts and tunnels with head up to 590 meters. ISRM Symposium, Aachen, Balkema, Rotterdam.

(5) Broch, E. 1982: The development of undlined pressure shafts and tunnels in Norway, ISRM Symposium Aachen, Balkema, Rotterdam.

(6) Broch, E. 1984: Unlined pressure tunnels in areas of complex topography. Water Power & Dam Construction, November 1984.

(7) Oddlang, P. 1984: Fullprofilboring - erfaring fra stigortboring ved Tjodan-anlegget. Fjellsprengningsteknikk - Bergmekanikk, Tapir, Trondheim.

(8) Palmstrøm, A. 1985: Tjodan Kraftverk, Verdens lengste uforete og borete trykksjakt, Bygg bd 33 nr. 5 1985.

ap/mn15r

APPENDIKS

Prinsipp og utførelse av hydraulisk splitting

Ettersom hydraulisk splitting for måling av størrelsen på minste hovedspenning hittil er lite benyttet og derfor lite kjent i Norge, følger en kort beskrivelse av metoden og vår tolkning av trykk/tid diagram som fremkommer.

Vann pumpes inn i et avgrenset område i borhullet der trykket økes inntil berget splittes. Ved videre pumping forlenges sprekken innover i bergmassene. Sprekken vil ganske raskt orientere seg normalt minste hovedspenning. Etter en liten pumpeperiode stenges en kran mellom pumpe og borhull. Ved å registrere trykk/tid kan minste hovedspenning tolkes ut fra det diagrammet som fremkommer som vist i fig. 9 og 10.

På grunn av spenningsfordelingen rundt et borhull, vil den første sprekkedannelsen alltid skje parallelt borhullet. For å være sikker på at det er minste hovedspenning som blir registrert, bør hullet om mulig orienteres normalt minste hovedspenning.

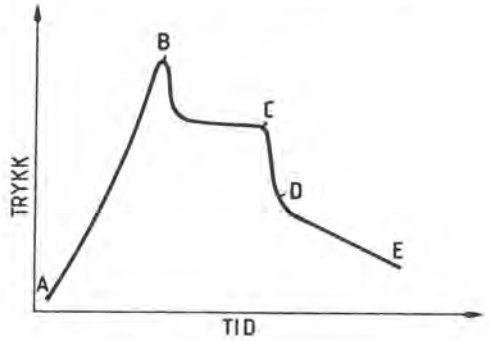


Fig. 9. Typisk trykk - tid diagram ved hydraulisk splitteforsøk.

Under målingene blir trykket P og tid registrert kontinuerlig vha. skriver, der forløpet ifølge fig. 9 er som følger:

A-B:	Gradvis økning av trykket. Lite eller ingen vannlekkasje inn i bergmassene.
B:	Berget splittes. Vannlekkasjen er relativ stor, og trykket faller.
B-C:	Vann pumpes inn i bergmassene og utvider sprekken.
C:	Kran mellom pumpe og hull stenges.
C-D:	Sprekken utvider seg til å begynne med og trykket synker raskt, etterhvert lukker sprekken seg.

D: Sprekken er lukket. D representerer den minste hovedspenning i bergmassene.

D-E: Trykkfall som skyldes vanntap gjennom porer og sprekker. Trykkfallet har etterhvert rettlinjet forløp.

E: Systemet avlastes.

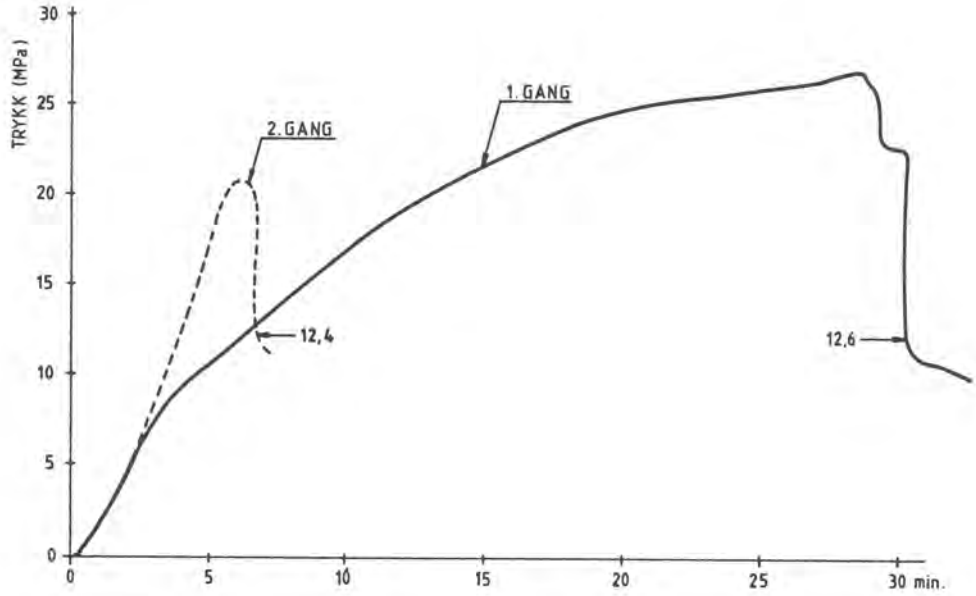


Fig. 10 Resultat fra hydraulisk splitteforsøk i rørkammeret. Ved første gangs innpressing av vann dannes splitten. Trykkøkningen ble derfor foretatt langsommere 1. gang enn for andre forsøk i hullet.

ERFARINGER ETTER 14 ÅRS DRIFT AV TILLØPSTUNNEL VED RENDALEN KRAFTVERK

EXPERIENCE AFTER 14 YEARS IN USE OF THE HEADRACE TUNNEL AT RENDALEN HYDRO POWER PLANT

Sivilingeniør Reidar S. Kjølberg, A/S Geoteam

SAMMENDRAG

Rendalen Kraftverk ble ferdig bygget i 1971. Den 29 km lange tilløpstunnelen ble drevet i meget vanskelig fjell. Omfattende sikringsarbeider ble utført, og tunnelen som siden har stått under kontinuerlig vanntrykk, ble nedtappet første gang etter 14 års drift sommeren 1985. Inspeksjon av tunnelen er foretatt. Foruten noe blokknedfall var det kun 2 steder forekommet betydeligere nedfall. Ett av disse stedene måtte ettersikres. Den største del av nedfallet har skjedd under nedtapping. Erfaringene med de utførte sikringsarbeider for øvrig er gode.

SUMMARY

The construction of the Rendalen Hydro Power Plant was finished in 1971. The 29 km long headrace tunnel was blasted in inferior rocks under very difficult stability conditions. Extensive supporting works were carried out. The tunnel was inspected after the first emptying in 1985 after 14 years of full water preassure. Only in two locations rockfalls of some importance had taken place. Most of the rockfalls had occurred during the emptying. The experience regarding the performance of the supporting works is good.

INNLEDNING

Rendalen Kraftverk - 14 år er gått siden portene ble lukket og vannet satt på i dette kraftverket hvor fjellet etter norske forhold ble karakterisert som det dårligste i norsk kraftutbyggings historie.

Da tunnelen sist sommer ble tømt og åpnet for første gang etter starten, var det med spenning inspeksjon av den 29 km lange tilløpstunnelen ble foretatt. Hva hadde skjedd?

For at man skal kunne sette resultatene fra inspeksjonen i det rette perspektiv, er det nødvendig med noe bakgrunnstoff om anlegget, geologi og fjellforhold.

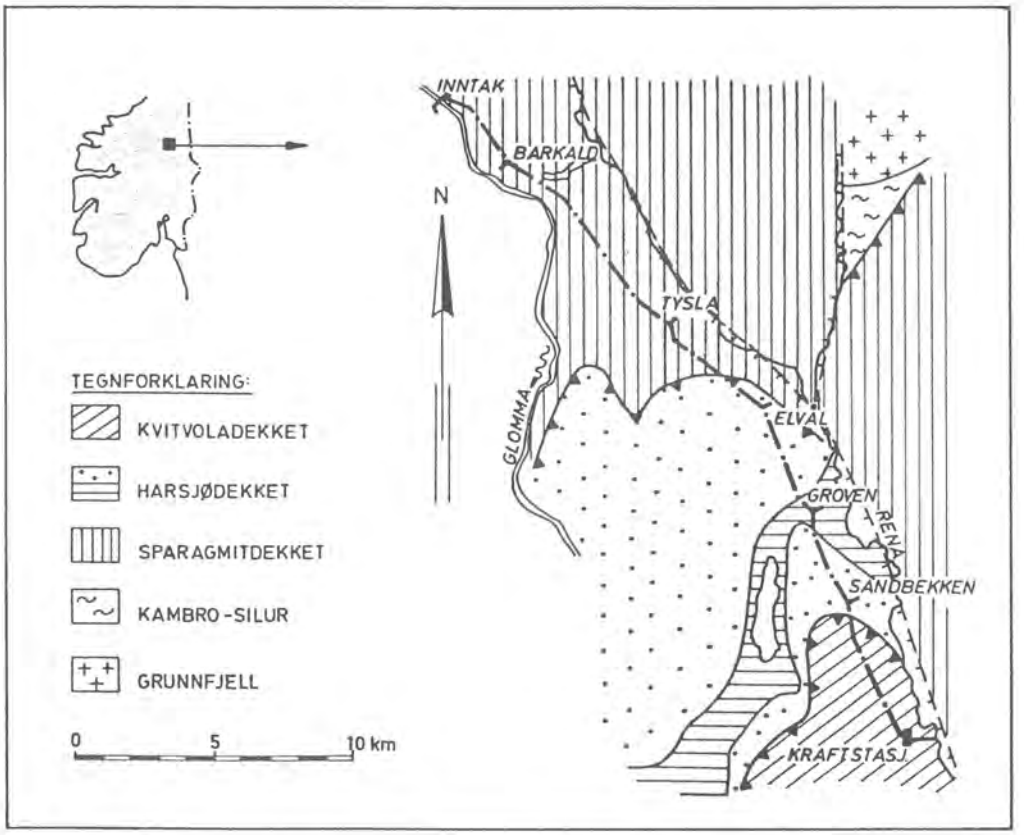


Fig. 1. Anleggets lokalitet og geologisk kart.

ORIENTERING

Data om anlegget.

Kartet på fig. 1 viser anleggets lokalitet. Inntak ved Høyegga i Glomma, kraftstasjon ved Vik i Rendalen og avløp i elven Rena. Tilløpstunnelen er 29 km lang og ble drevet fra 6 tverrslag fra høsten -66 til våren -71. Tunneltverrsnitt er 43 m^2. Trykksjakten ved kraftstasjonen har 45° helning, er 220 m lang og er stålforet. Total trykkhøyde er 215 m og installasjonen i kraftstasjonen er 100 MVA. Byggherre og eier er K/L Opplandskraft.

Geologi

Hele anlegget ligger i det sydnorske sparagmittområde. Karakteristisk er de store overskyvninger. Det er flere skyvedekker slik at hele anlegget er drevet i overskjøvne bergarter.

Figur 1 viser også et grovt geologisk kart over området og figur 2 et lengdeprofil langs tilløpstunnelen.

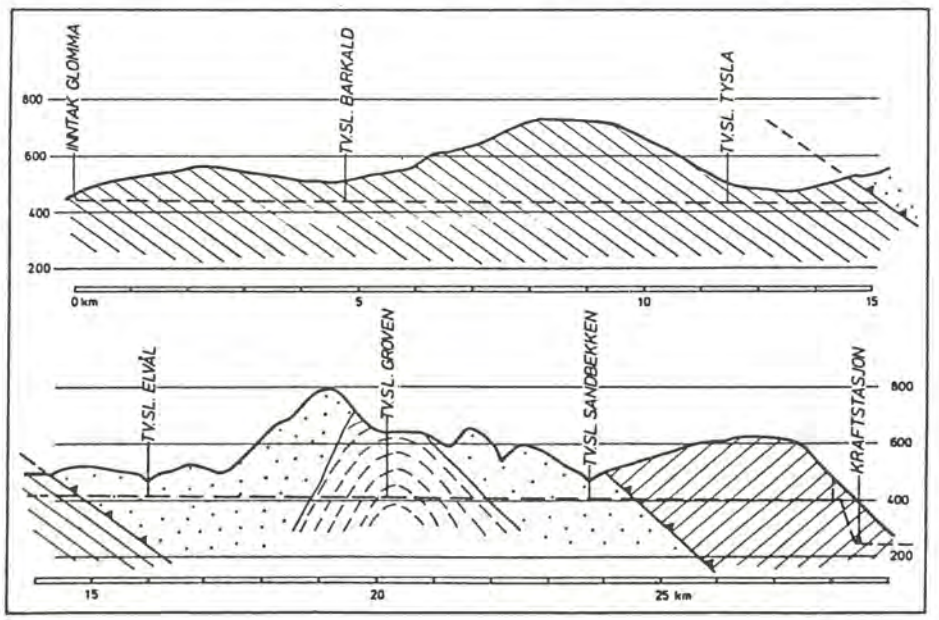


Fig. 2. Geologisk profil langs tilløpstunnelen.

Det viste kart og profil er sammenstillet etter registreringer i tunnelen og i dagen.

Fra inntaket langs tilløpstunnelen til ca. 15 km består fjellet av en grårød sandstein (sparagmitt). Det kan forekomme tynne soner av skifer og konlomerat. Her passeres så den første skyvesone som faller sydover med 15°. Tunnelen drives så inn i et nytt skyveflak som strekker seg frem til ca. 25 km. Dette er meget kompleks oppbygget med en lys kvartsittisk bergart nordligst og en mørk massiv sandsteinsbergart sydligst. Det hele foldet om en sentral antiklinal av svart skifer, kalkstein og konglomerater. Ved 25 km passeres en ny skyvesone også med ca. 15° fall mot syd. I det sydligste skyveflak, det såkalte "Kvitvola-dekket" består fjellet av en lys, rødlig, meget lagdelt og presset sandstein (sparagmitt).

Rendalsforkastningen løper i dalen nær parallelt tilløpstunnelen. Berggrunnen på vestsiden har sunket ned flere hundre meter i forhold til østsiden.

Fjellforhold i tunnelene.

De geologiske fenomener som er bestemmende for forholdene i tunnelene er:

a) Skyvesonene
b) Rendalsforkastningen
c) Foldning

Ad a) Tunnelen krysser skyvesonene normalt strøkretningen. Fallvinkelen er kun 10-15° slik at sonene berører tunnelen over lange partier. Skyvebevegelsen er ikke foregått kun i grensesonen mellom to dekker, men også i differensielle skyvesoner i betydelig avstand fra grensesonen. Under skyvingen har bergarten blitt oppsprukket, presset og delvis omvandlet. Mye leire er dannet og ligger i alle stikk og sprekker, men hovedsakelig langs lagdelingsplanene. Dette medførte betydelig sikring over lange partier. Mellom tverrslagene Elvål og Tysla hvor den første skyvesone ble gjennomdrevet, hadde det skyvepåkjente fjell en lengde langs tunnelen på 5 km. Dette tilsvarer en lagtykkelse på skyvesonen på 7-800 m. Utstøpningsprosenten på dette partiet var hele 63%.

Ad b) I Rendalsforkastningen har det vært både vertikalbevegelse og horisontalbevegelse. Dette har medført en skjærbevegelse som har åpnet mange slepper i fjellsidene

nærmest forkastningen. Sleppene var vertikale og krysset tunnelen under liten vinkel. Store leirmengder, kombinert med virkningene fra overskyvningene, medførte lange og hyppige utstøpninger.

Tunnelen passerer Jøtulhogget med ca. 100 meters avstand. Bunnen av Jøtulhogget ligger ca. 30 meter under tunnelnivået. Problemet med passering av skaret var kryssingen av et system av sleppesoner som skjærer gjennom fjellet i skarets lengderetning.

Ad c) I det foldede midtpartiet oppsto også spesielle stabilitetsproblemer som medførte adskillig sikring. I bruddsonene, særlig i kvartsittiske partier, var det pga. strekkspenninger dårlig innspenning i fjellet. Dette medførte hyppige og overraskende blokkfall. Dessuten var det i de åpne bruddsonene tildels meget store vannlekkasjer.

Sikring

Stabilitetsproblemene i tunnelen ble store og sikring såvel på som bak stuff ble nødvendig i et omfang som hverken før eller siden har forekommet ved et norsk kraftverksanlegg.

Sprøytebetong ble hyppig brukt på stuff såvel som sikring alene og som sikring før utstøping. Nettarmert sprøytebetong som permanentsikring ble benyttet i stor grad. Totalt er ca. 46% av tilløpstunnelen sikret med sprøytebetong, armert eller uarmert. Det ble benyttet tørrsprøyting.

I tilløpstunnelen ble det støpt ca. 8600 m hvelv (29,5%), hele 7.900 m av dette er støpt på stuff. Hertil kommer ca. 500 m veggstøp. Dessuten er hele den 800 m lange avløpstunnelen utstøpt i sin helhet.

Av bolter er det benyttet ca. 11.000 stk innstøpte bolter til spredt og systematisk bolting samt til forankring av armert sprøytebetong. Det ble benyttet perfobolter.

Registrering

Under driften ble det foretatt en fortløpende beskrivelse av fjellforholdene. Dessuten ble alt fjell som ble dekket med sprøytebetong fotografert stereoskopisk. Derfor hadde vi et godt grunnlagsmateriale ved inspeksjonen i sommer.

RESULTATER FRA INSPEKSJON ETTER NEDTAPPING

Sedimentasjonsbassenget ved toppen av trykksjakten har hver vår blitt tømt for sand o.l. De første årene ble det her fjernet 600-800 m^3, senere har det vært lastet ut 200-400 m^3 avhengig av flomsituasjonen i Glomma.

Sist vår var det nødvendig med reparasjonsarbeider på turbinen og derfor benyttet man anledningen til å tømme tunnelen. Inntakssjakten, som har en vertikal høyde på 20 m, ble tømt på 2 timer. Videre ble tilløpstunnelen tømt ved en utkjøring på 20 m^3/sek.

Inspeksjon

Inspeksjonen av den 29 km lange tilløpstunnelen viser totalt sett at stabilitetssituasjonen i tunnelen er god. To ras av noen størrelse ble registrert. Ett var på ca. 50 m^3 ca. 2300 m nord for tverrslag Tysla og ett på ca. 80-100 m^3 800 m syd for tverrslag Sandbekken. Rasstedene vil bli nærmere beskrevet. For øvrig har det en rekke steder vært blokknedfall av størrelse 0,5-5 m^3. Dette er akseptable nedfall. Blokknedfallet er samlet anslått å ha tilnærmet samme volum som de to store ras tilsammen, ca 130-150 m^3. Det var tydelig at, bortsett fra raset syd for tverrslag Sandbekken, massene hovedsakelig hadde falt ned under nedtappingen. Interessant var det også å legge merke til at blokknedfallet ofte hadde skjedd ved enden av utstøpningsseksjonene. Dette skulle etter vår mening tyde på at utstøpningene var riktig tilpasset fjellforholdene.

Det ble også registrert at det i inntakssjakten, som var drevet i forholdsvis massivt, godt fjell, var løsnet tildels store blokker med et samlet volum på 30-40 m^3. Disse var spylt ca. 50 m inn i tunnelen.

Tysla-raset

Situasjonen er vist på fig. 3.
Her ligger ca. 50 m^3 rasmasser, hovedsakelig grove blokker opptil 3-4 m^3. Størstedelen av massene synes være kommet ned under nedtappingen.

Årsaken til raset er en markert leirsone, opptil ca. 20 cm tykk, som krysser tunnelen med ca. 45° vinkel og faller med ca. 60° i retning mot inntaket. Sonen er vasket ut til 0,5-2,0 meters dyp. I venstre vegg (sett medstrøms) er det flere parallelle, leirfylte stikk som

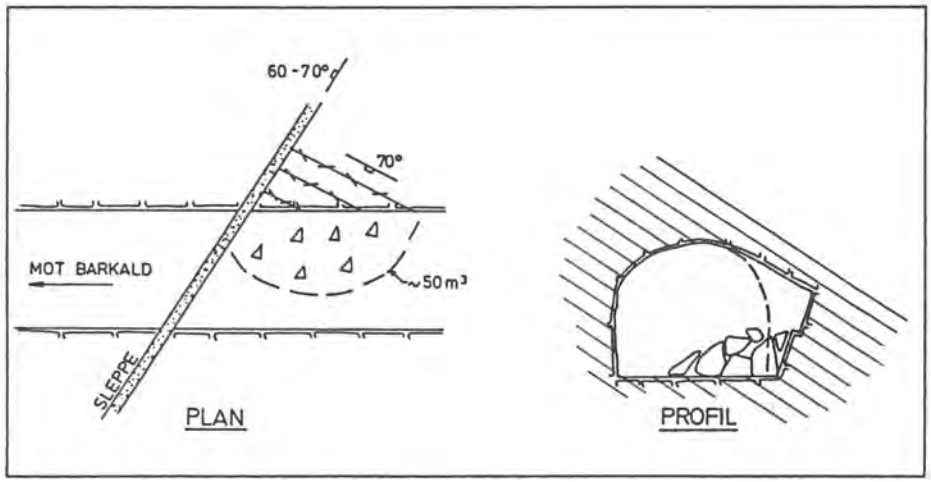


Fig. 3. Ras-situasjonen ca. 2300 m nord for tverrslag Tysla.

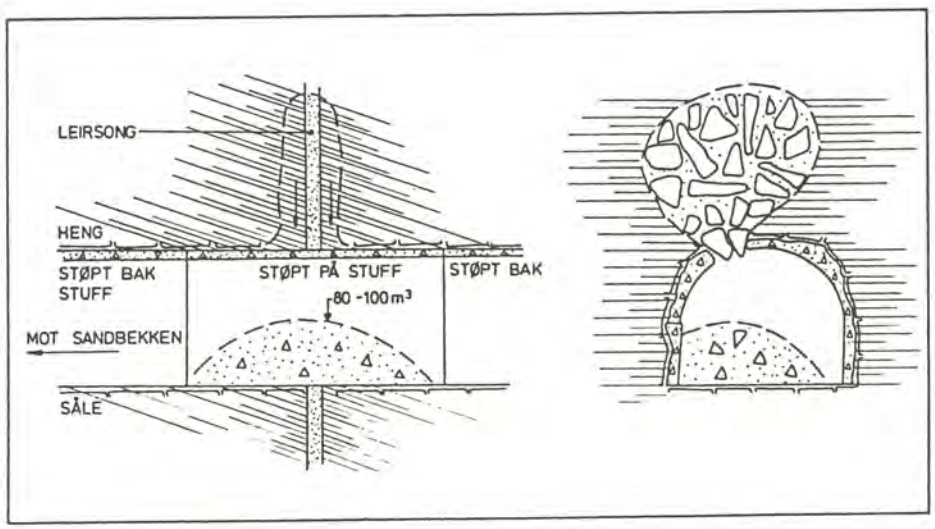


Fig. 4. Ras-situasjonen ca. 800 m syd for tverrslag Sandbekken.

skjærer fra veggflaten inn mot leirsonen. Partiet i veggen mellom leirsonen og de leirfylte sprekker har falt inn i tunnelen. Fjellet er for øvrig godt.

Videre utvikling av utfallet syntes ikke sannsynlig, og da rasmassene ikke hadde nevneverdig betydning for falltapet i tunnelen, ble det ikke gjort noen reparasjonsarbeider her foreløpig.

Sandbekk-raset

De nedraste masser har et volum på ca. 80-100 m^3. Rasmassene hadde et tydelig preg av å ha ligget lenge, bare ubetydelige mengder finstoff hadde kommet under nedtappingen. Sannsynligvis har raset gått like etter første oppfylling.

Partiet var fullt utstøpt på stuff, fig 4. Rasmassene var kommet gjennom 2 nærliggende hull dannet i utstøpningens venstre hengside, hullenes størrelse var 2-4 m^2. Begge hull var blokkert av store blokker. Dertil var hele betongutforingen over ca. 10 meters lengde sprukket i store stykker og kraftig deformert. I den venstre veggen var f.eks. et større betongflak trykket inn ca. 20 cm.

Det var tydelig at utstøpningen delvis hadde ujevn betongtykkelse og kvalitet, hvilket skyldes store stabilitetsproblemer under driften med ras mot skjoldet under støping på stuff.

Beskrivelse av fjellforholdene fra anleggstiden viser meget oppknust og oppfliset fjell med generelt store leirmengder. Partiet ligger i nær tilknytning til den store hovedskyvesone mot Kvitvoladekket. Dertil krysset en større, steiltstående leirsone tunnelen her. Leiren i sonen var helt tørr. Driftsrapporten forteller også at full masseutskifting måtte foretas i sålen fordi veibanen ble fullstendig som en hengemyr.

På grunn av disse forhold ble støpen utført på en spesiell måte. Dype banketter og vegger ble støpt først, deretter hvelv.

Ut fra massevolumet på sålen, kan det grovt anslås at rashøyden over hvelvet er minst 10 m.

Da tunnelen ble tappet økte belastningen på hvelvet

betydelig, og den allerede ødelagte betongutforing fikk ytterligere deformasjoner. De forkilte blokkene ble ytterligere belastet og eventuelt mer knust i kontaktpunktene. Man vurderte således at stabiliteten av det ødelagte hvelvet var blitt vesentlig dårligere etter nedtappingen og sikring ble bestemt utført.

Før utlasting av rasmassene ble det bygget opp et 15-20 cm tykt fiberarmert sprøytebetonghvelv på innsiden av det ødelagte betonghvelv over rasmassene. Derpå ble sprøytebetongen forsterket med bolting i veggene over rasmassene og armering mellom boltene. Hvelvet ble så bygget ytterligere opp til 30 cm tykkelse. Så ble det foretatt trinnvis utlasting og bolting av nedre del av veggene. Deretter ble sprøytebetongen ført ned til sålen. Til slutt ble det boret hull i hvelvet inn i rasmassene og betong pumpet opp slik at hulrommet mellom blokkene opptil ca. 4-5 m over hvelvnivået ble fylt. Helt til slutt ble det boret drenshull.

ERFARING MED SIKRINGSARBEIDER

Utstøping

Kun ett sted har som nevnt en utstøpningsseksjon blitt påført skader ved ras. Den hurtige utstøpingstakten med sprenging av salve tett på en utstøpt seksjon, har ikke gitt skader som har utviklet seg over tid. En annen følge av hurtig utstøping er at det i veggfoten ofte ikke renskes så godt som ønskelig. Dette ga en viss bekymring for undervasking av veggfoten med mulighet for deformasjoner. Vi så ikke tegn til slik deformasjon selv om undervasking av veggene stedvis ble observert.

Raset på Sandbekken viser at en betongutstøping støpt på stuff under vanskelige stabilitetsforhold kan ha betydelige svakheter pga. vanskelige arbeidsforhold og ofte rasmasser i betongen. Slike utstøpingspartier må undersøkes nøye og overveies forsterket før vannet settes på.

Sprøytebetong

Inspeksjonen viste at den utførte sprøytebetongsikring hadde klart disse 14 årene på en meget tilfredsstillende måte. Selv på lengre partier med uarmert sprøytebetong var det svært lite nedfall. De få steder hvor man så at sprøytebetongflak var falt ned, var steder hvor det var sprøytet på plane, glatte flater og hvor sprøytebetongen sannsynligvis har vært bom umiddelbart etter sprøytingen.

I et par tilfeller hvor det hadde vært benyttet en kombinert sikring av uarmert sprøytebetong og innstøpte bolter uten plate hadde det oppstått skade. I det ene tilfelle var en leirsleppe sikret med bolting av sidefjell og plombering med uarmert sprøytebetong. I sleppen var sprøytebetongen gjennombrutt. Her burde det sannsynligvis ha vært benyttet armert sprøytebetong. I et annet tilfelle hadde blokker løsnet fordi de innstøpte bolter helt manglet mørtel på den ytre 0,5-1,0 m lange delen. Blokkene hadde gjennomlokket den uarmerte sprøytebetong. Bedre innstøping av boltene eller plate på bolteendene ville trolig ha forhindret nedfallet.

Armert sprøytebetong kombinert med innstøpte bolter viste gode resultater. Ikke et eneste sted ble det observert skade på armert sprøytebetong. Armeringen som ble benyttet var såkalt pussnett P091 med 3,4 mm tråd og 10x10 cm store ruter.

Bolting

Av bolter ble det benyttet svarte farex-bolter som arbeidssikring og innstøpte perforbolter som permanente bolter. Fjellbånd er også noe benyttet.

Overraskende positivt var at korrosjonen selv på svarte, ubeskyttede bolter og bånd var meget liten. Galvaniserte deler syntes ikke å være nevneverdig korrodert i det hele tatt.

For de innstøpte bolter ble det i flere tilfelle registrert blokkutfall mellom boltene uten at disse hadde hatt noen effekt. Dette skyldes tydelig manglende innstøping rundt ytre del av boltene. Plater på bolteenden hadde i disse tilfellene vært en fordel.

Det ble også registrert at en bolt var trukket fullstendig ut av hullet ved blokknedfall.

I en så lang tunnel, drevet gjennom meget vanskelig fjell og med store sikringsmengder, må man etter 14 års drift med kontinuerlig vanntrykk regne med at enkelte svakheter i sikringsmetoder, valg og utførelse av disse dukker frem.

I så måte må man ha lov til å konkludere med at erfaringene fra Rendalstunnelen har vært meget gode og at tunnelen har stått sin prøve.

LITTERATURLISTE

Alten, T. (1970)
Sikringsmetoder ved Rendalen Kraftverk

Fjellsprengningskonferansen, Oslo 1970

Kjølberg, R.S. (1972)
Ingeniørgeologiske korttidsprognoser ved tunneldrift, erfaringer fra Rendalen Kraftverk.

Bergmekanikkdagen, Oslo 1972.