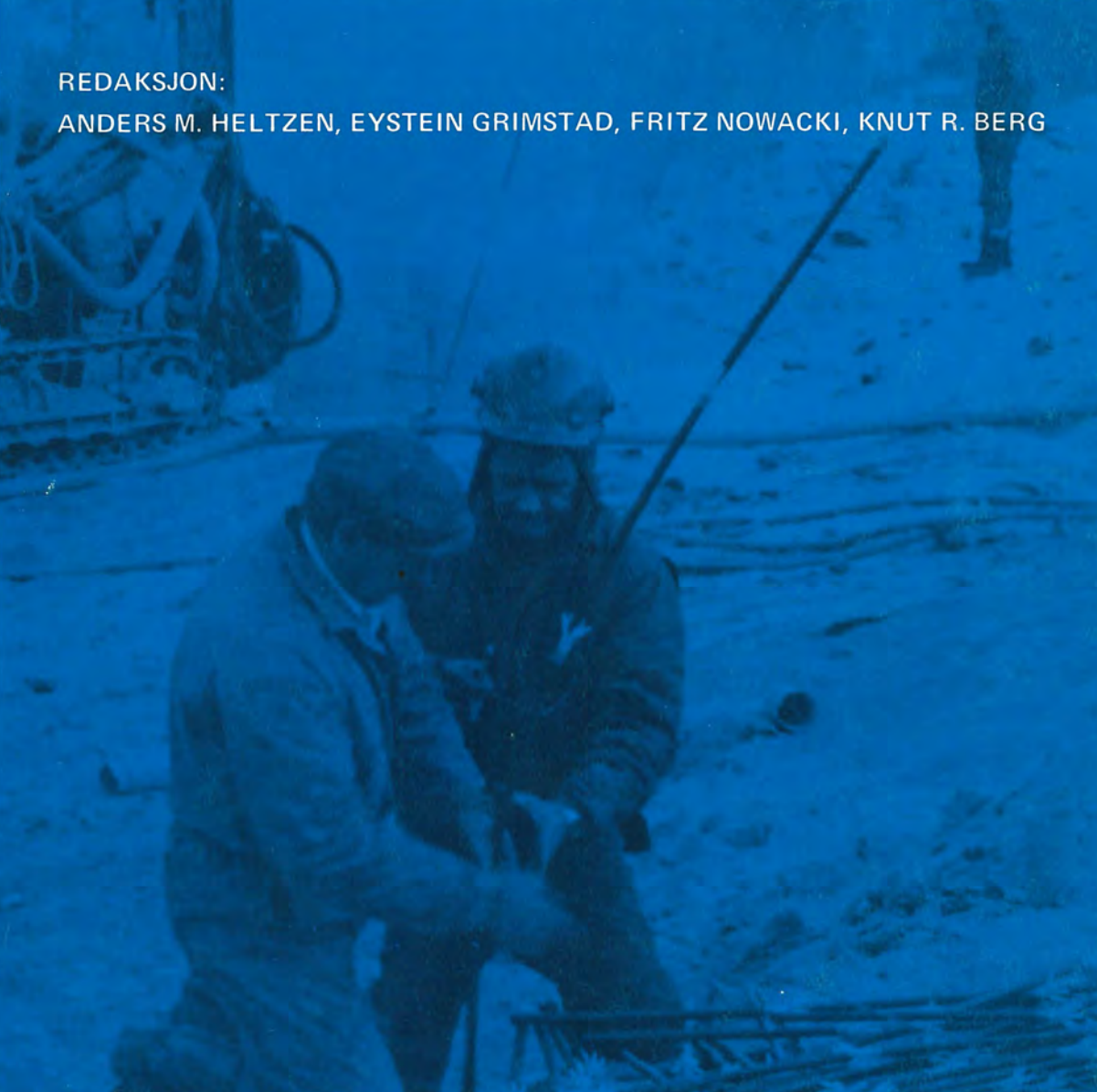
REDAKSJON:
ANDERS M. HELTZEN, EYSTEIN GRIMSTAD, FRITZ NOWACKI, KNUT R. BERG



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1984

TAPIR

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1984
BERGMEKANIKK 1984
GEOTEKNIKK 1984

TAPIR
TRYKK

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1984

Foredrag fra Fjellsprengningskonferansen i Oslo 22. november 1984

BERGMEKANIKK 1984

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo 23. november 1984

GEOTEKNIKK 1984

Foredrag fra Geoteknikkdagen i Oslo 23. november 1984

NORSK JORD – OG FJELLTEKNISK FORBUND
TILKNYTTET NIF

TAPIR
1984

© TAPIR, 1984

ISBN 82-519-0639-3

FORORD

De faglige innlegg fra Høstkonferansen 1984, Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 22. og 23. 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 1984

Redaksjonskomité :

Anders M. Heltzen Eystein Grimstad Fritz Nowacki Knut R. Berg

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

1. Direktør Hans Chr. Evensen, formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
   APNING ..... 2 sider

2. Sivilingeniør Per Nordsletten
   Sivilingeniør Gunnar Asting
   GJENNOMSLAG TIL UNDERVANNSKONSTRUKSJONER 14 sider

3. Sivilingeniør Erik Dahl Johansen
   FULLPROFILBORING - ERFARINGER FRA DRIFTS-TUNNEL KOBBELV OG VEGTUNNEL GLOMFJORD ... 21 sider

4. Sivilingeniør Petter Odlang
   FULLPROFILBORING - ERFARINGER FRA STIG-ORTBORING VED TJODAN-ANLEGGET ..... 14 sider

5. Disponent Kristian Olimb
   STIGORTBORING NEDENFRA ..... 6 sider

6. Bergingeniør Johan Amundsen
   EMULSJONSSLURRY - ERFARINGER MED BOR-HULLSDIAMETER 2½" - 4" ..... 18 sider

7. Produktsjef Arve Fauske
   IKKE ELEKTRISKE TENNSYSTEMER, STATUS OG UTVIKLING ..... 27 sider

8. Sivilingeniør Morten G. Johnsen
   ANLEGGSHISTORISK KVARTER
   ..... 12 sider
   Sivilingeniør Gunnar Moen
   GLIMT FRA AURA-ANLEGGENE

9. Sprengningsinstruktør Ingemund Midttveit
   DEKNING - METODER - KOSTNADER ..... 9 sider

10. Sivilingeniør Roar Bjordal
    PALLSTROSS KONTRA SIDESTROSS I TIL-LØPSTUNNEL TIL SAURDAL KRAFTANLEGG ..... 14 sider

11. Sivilingeniør Nils Helleland
    FJELLGRØFTER I OSLO SENTRUM ..... 12 sider

12. Sivilingeniør Arne Lislerud
Sivilingeniør Stig Frammarsvik
Sivilingeniør Stig Arne Strokkenes
STEINPRODUKSJON - SPRENGNINGSTEKNIKK .... 20 sider

13. Sjefingeniør Terje Johan Skjelbred
ERFARING MED HÄGGLOADER 10 HR I
MIDDELSTORE TUNNELTVERRSNITT ..... 10 sider

14. Sivilingeniør Odd Dugstad
ERFARINGER MED SKEGA DUMPEKASSE ..... 10 sider

15. Ingeniør Robin Kirkhorn
ERFARINGER MED MEKANISK FJELLRENSK
KOMBINERT MED VANNSPYLING ..... 10 sider

16. Sivilingeniør Kjell Brevik
Sivilingeniør Hallvard Holen
FYLLINGSDAMMER MED ASFALTKJERNE ..... 19 sider

DEL II: GEOTEKNIKK OG BERGMEKANIKK

FELLESSJON

17. Sivilingeniør Harald Arvesen
ÅPNING
NORSK EKSPORT AV INGENIØRTJENESTER - ER VI OSS SELV "FOR MYE" NOK ? ..... 0 sider

18. Kontorsjef Jacob Storaas
HVA KREVES AV NORSK EKSPERTISE PÅ DET INTERNASJONALE MARKEDET ? ..... 0 sider

19. Sjefingeniør Ove Eide
Avdelingsleder Kjell Karlsrud
DYPUTGRAVING I SINGAPORE ..... 26 sider

20. Sivilingeniør Hans Petter Jensen
GEOTEKNIKK I HAVNEBYGGING - ERFARINGER FRA PROSJEKTER I SENEGAL OG EGYPT ..... 14 sider

21. Ingeniør Odd Hofseth
FJELLSPRENGNING I FORBINDELSE MED HAVNEANLEGG PÅ RAS BUDRAN I SUES BUKTA .. 8 sider

22. Ass.direktør Kristofer Storruste
PAUNGLAUNG KRAFTVERK, BURMA ..... 19 sider

23. Professor Einar Broch
LEKKASJE- OG STABILITETSPROBLEMER I NOEN COLOMBIANSKE TUNNELER ..... 19 sider

GEOTEKNIKK

24. Avdelingsleder Kjell Karlsrud
Sjefingeniør Ove Eide
DIMENSJONERING OG ERFARING FRA DYP AVSTIVET UTGRAVNING I BLØT LEIRE I SINGAPORE ..... 27 sider

25. Sivilingeniør Jan A. Roti
UTGLIDNING I EN SKRÅNING I SVELLE-LEIRE. ÅRSAKSSTUDIE OG REETABLERING. MOMBASA I KENYA ..... 16 sider

26. Professor Nilmar Janbu
SPESIELLE GEOTEKNISKE UNDERSØKELSER VED MOMBASA-RASET ..... 28 sider

27. Sivilingeniør Arne Sande
PREPARERING AV DAMFUNDAMENT HADITHA DAM, IRAK. INJISERING OG DRENASJE ..... 13 sider

28. Sivilingeniør Knut Espedal
Sivilingeniør Svein-Erik Mortensen
GEOTEKNISK PROSJEKTERING AV HAVNEANLEGG PÅ KORALL, SEYCHELLENE ..... 20 sider

29. Sivilingeniør Jan K. G. Rohde
GRUNNUNDERSØKELSER I LATERITTJORDARTER GENERALPLANSTUDIE FOR VANNKRAFT, RUFIJI BASIN - TANZANIA ..... 20 sider

BERGMEKANIKK

30. Cand.real. Eystein Grimstad
NYTT FRA IAEG OG FORENINGEN ..... 0 sider

31. Dr.ing. Bjørn Nilsen
STABILITETSANALYSE AV FLOMLØPSKANAL, PAUNGLAUNG HYDROPOWER PROJECT ..... 28 sider

32. Sivilingeniør Olav Ustad
Professor Einar Broch
FORUNDERSØKELSER FOR UNDERSJØISK TUNNEL FOR OLJERØRLEDNING UNDER HJELTEFJORDEN .. 23 sider

33. Dr.ing. Arne Myrvang
NATM - BESKRIVELSE AV METODEN-
ER DEN BRUKBAR I NORGE ? ..... 12 sider

34. Daglig leder Knut Garshol
NORSK TILLEMPING AV NATM I HELLAS ..... 9 sider

35. Avd.direktør Kaare Flaate
RESULTATER FRA SYMPOSIET "LOW COST ROAD TUNNELS" ..... 6 sider

36. Dr.ing. Tom Myran
METANGASS - BARE ET KULLGRUVEPROBLEM ? .. 8 sider

37. Sivilingeniør Tor Harald Hanssen
SPREKKETOLKING VED HJELP AV DATAMASKIN .. 8 sider

38. Cand.real. Olav Ihlen Sopp
RYSTELSESMÅLINGER I FORBINDELSE MED UT-FØRELSE AV FELLESANLEGGET KYKKELSRUD - FOSSUMFOSS ..... 2 sider

39. Sivilingeniør Anders Dahl Johansen
RYSTELSESMÅLINGER I GLOMFJORD ..... 7 sider

Sivilingeniør Hans Chr. Evensen, Astrup Høyer A/S
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

På vegne av Norsk forening for Fjellsprengningsteknikk er det en glede å ønske deltagere og foredragsholdere velkommen til årets Fjellsprengningskonferanse, den 22. i rekken.

Denne konferanse avviker i opplegget lite fra de tidligere. Dette har vi funnet riktig i og med at oppslutningen er så stor som den er. At vi på denne måten dekker et behov er innlysende.

Målsettingen med denne konferanse kan kort beskrives med disse tre nøkkelord:

- Informasjon
- Tradisjon
- Kontakt

Den spenner over et vidt register av emner - den forteller om hva som er nytt i tiden - og gir oss et lite innblikk i hva som i dag utføres av fjellarbeider i dette land. Litt "nostalgi" har vi også tillatt oss med et tilbakeblikk til AURA-ANLEGGENE.

Jeg håper vi har funnet frem til noe for enhver smak og interesse.

Vannkraft utbyggingen har spilt en vesentlig rolle for utviklingen innen fjellsprengningsteknikken her i landet. Virksomheten innen dette feltet har vært noe mindre de senere år, men vil forhåpentlig ta seg opp igjen om kort tid. Avhengig av våre myndigheters evne og vilje.

Oppgavene foran oss er store og interessante. Nye metoder innen teknikk og resursutnyttelse av både mennesker og maskiner vil se dagens lys. Vi må alle være i første linje for å utvikle videre vårt miljø.

Norske konsulenter, entreprenører og maskin- og utstyrsprodusenter engasjerer seg i stadig større grad i det internasjonale marked. Skal de lykkes i denne kampen krever det en sterk forankring i hjemme markedet.

Jeg håper på en interessant, givende og hyggelig Fjellsprengningskonferanse. Som i alle tidligere konferanser er det berging. Anders Heltzen som skal lede oss gjennom denne dagen.

Med disse ord erklærer jeg den 22. Fjellsprengnings-konferanse for åpnet, og overlater ordet til Anders Heltzen.

GJENNOMSLAG TIL UNDERVANNSKONSTRUKSJONER

BREAKTHROUGH TO SUBMARINE STRUCTURES

Sivilingeniør Per Nordsletten, Astrup Høyer A/S
Sivilingeniør Gunnar Asting, Sivilingeniør
Elliot Strømme A/S

SAMMENDRAG

I forbindelse med gassterminalen på Kårstø er det bygget sjøvanninntak og -utløp på henholdsvis 30 og 10 meters dyp like utenfor terminalen. Tunneler og sjakter fører vannet inn fra og ut til konstruksjonen på sjøbunnen. Begge konstruksjonene er utført slik at de kan stenges og tunnelene eventuelt tømmes for vann for å inspiseres og rengjøres.

I foredraget er det lagt hovedvekt på å beskrive utførelsen av sjakter og gjennomslag til inntaks- og utløpskonstruksjonene. Utslag til inntakskonstruksjonen er utført tørt ved at det på forhånd var etablert en luftfylt klokke.

SUMMARY

At Kårstø gas terminal seawater intake and outlet have been constructed at 30 and 10 meters depth of water respectively. Rock tunnels and shafts lead the water in and out of the structures. The two structures are designed to be closed if neccessary, and the tunnels may be emptied for inspection and cleaning.

This paper gives a general outline of the system, and it describes how the excavation of the shafts and breakthroughs to submarine structures are carried out. By closing the intake structure and filling the space with air, the breakthrough was carried out dry.

INNLEDNING

I forbindelse med gassterminalen på Kårstø er det bygget et kjølevannssystem basert på sjøvann. Dimensjonerende vannmengde er 6,7 m^3/sek. Inntak og utslipp ligger i en viss avstand fra hverandre og er derfor utført som to atskilte anleggsdeler. Oversikt er vist på fig. 2.1.

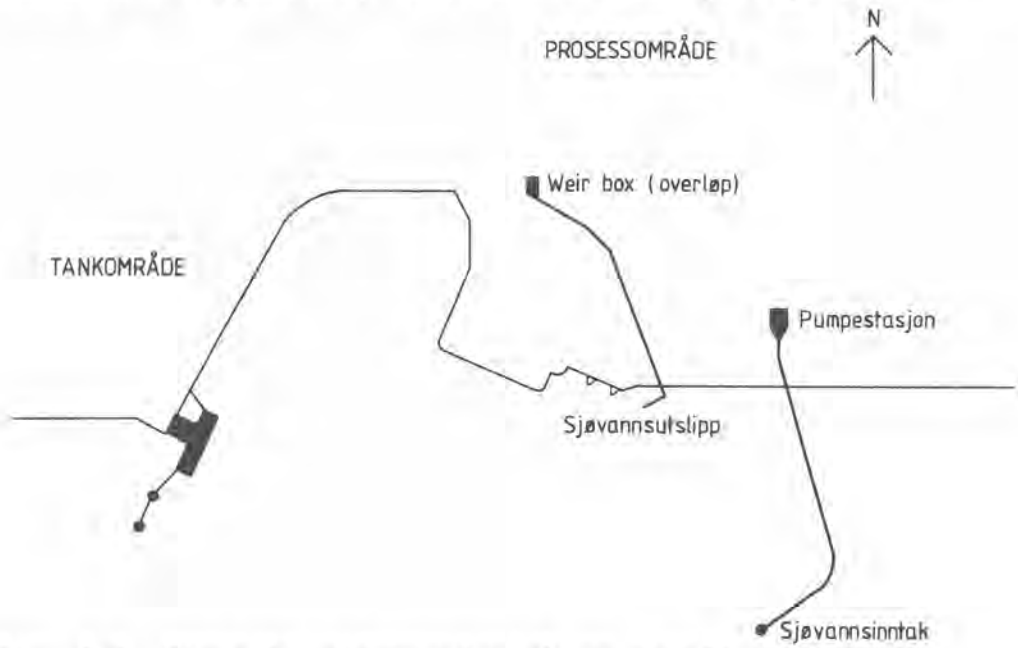


Fig. 2.1 Oversikt sjøvannsinntak og -utslipp

Byggherre, konsulenter og utførende har vært:

Byggherre	:	Statoil
Hovedkonsulent	:	Linde AG, München
Bygningsteknisk konsulent	:	Strømme Multiconsult Joint Venture
Entreprenør	:	AVR-Gruppen (Arbeidsfellesskap mellom Astrup & Aubert A/S, A/S Veidekke og Stoltz Røthing A/S)

Basert på kostnadsoverslag av forskjellige alternativer ble det bestemt at både inntak og utslipp skulle utføres ved hjelp av tunneler og med sjakter opp til utslag på bestemte dyp. Dette foredraget omhandler utførelsen av sjakter og gjennomslag.

GEOLOGI

Bergarten i området er en normal fyllitt med vekslende innhold av små kvartslinser. Den er i området bare svakt foldet.

Strøkretningen er på terminalområdet gjennomgående N-65^{g}-Ø. Fallet varierer fra 30^{g}-S til 45^{g}-N. I området for de to undervannstunnelene har ikke fallet så stor variasjon som angitt. Et flatt, sydlig fall er det karakteristiske.

Oppsprekningen etter lagdelingsflatene er iøyenfallende, spesielt for de første 7-8 m fra dagoverflaten.

Den øvrige oppsprekning domineres av to steiltstående hovedsprekkesystemer med strøk N-35^{g}-Ø og N-25^{g} - 50^{g}-V. Sprekkeavstanden for disse systemene varierer mellom 0,5 og 50 m.

Refraksjonsseismiske målinger ble gjort under planleggingsfasen for bestemmelse av løsmassetykkelsen på sjøbunnen og for undersøkelse av fjellkvalitet med henblikk på svakhetssoner. De registrerte seismiske hastigheter lå normalt på 5000-5500 m/sek, men over kortere distanser ble det registrert hastigheter ned til 2500 m/sek.

Noen av de seismiske profilene lå ganske nær tunneltraséene. Det viste seg under fremdriften at de fleste av de antydede svakhetssoner ikke lot seg påvise. Det var imidlertid angitt en svakhetssone ca. 5 m mektig ca. 30 m N for inntaksstedet. Under tunneldriften påtraff man en ca. 3 m mektig leirsone som krysset tunnelen med ca. 40^{o}'s fall mot NØ. Denne faller godt sammen med den angitte sonen på sjøbunnen. Man må bare ikke la seg forlede av de vertikale strekene som seismikerne bruker for angivelse av svakhetssonenes forløp mot dypet.

En liten registrert svakhetssone i ytre del av utløpstunnelen falt også sammen med en lokal sone med tett oppsprukket bergart i tunnelen.

Geologiske forhåndsundersøkelser og rapportering er utført av O. Kummeneje, Trondheim.

BESKRIVELSE AV SYSTEMET

Sjøvannsinntak

Lengdeprofil av tunnel og sjakt er vist i figur 2.2. Figur 2.3 viser inntakskonstruksjonen slik den vil være under drift. Vannet strømmer inn horisontalt mellom betongringen og et sfærisk stållokk, som bæres av et sirkulært stativ. Stativet kan fjernes slik at stållokket kan plasseres direkte på oppleggsringen som er innstøpt i betongfundamentet. Sjakt og tunnel kan da tørrlegges.

Fig. 2.2 Inntakstunnel. Lengdeprofil

Fra inntakskonstruksjonen føres vannet først ned en 6 m høy sirkulær loddsjakt med diameter 2,5 m og videre ned en 18 m lang skråsjakt med tunnelformet tverrsnitt, bxh = 2,5x2 m, til inntakstunnelen. Tunnelen er 340 m lang og har laypunkt på kt. -58. Minimumstverrsnittet ble satt til 15 m^2, men tunnelen er drevet med ca. 20 m^2. Fallforhold er vist på lengdeprofil. Fjelloverdekningen varierer fra 10 til 30 m.

Inntakstunnelen munner på landsiden ut i en pumpestasjon for kjølevann og brannvann. Pumpestasjonen er dimensjonert for en maksimal vannmengde på totalt 7,8 m/sek.

Kjølevannet føres via rør ut til de forskjellige varmevekslere i prosessområdet og videre til et overløpsarrangement (Weir Box).

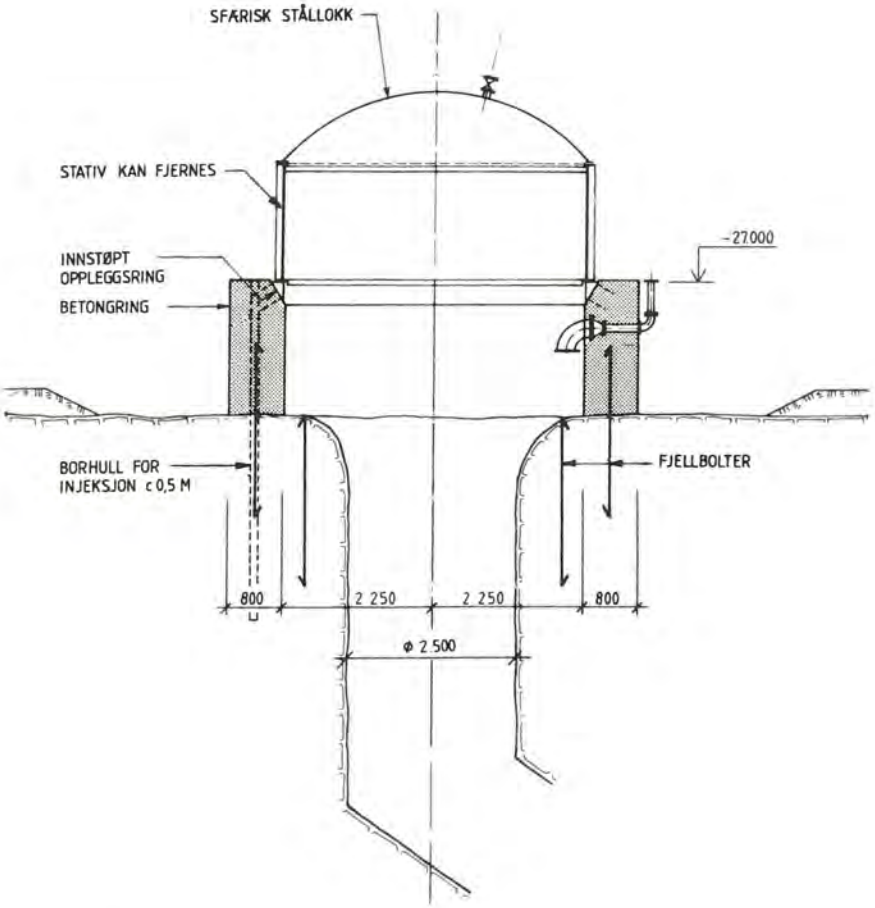


Fig. 2.3 Inntakskonstruksjon

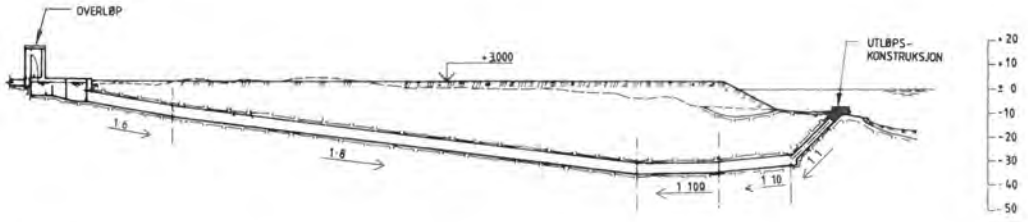


Fig. 2.4 Utslippstunnel. Lengdeprofil

Sjøvannsutslipp

Lengdeprofil av utløpstunnel er vist på figur 2.4.

I overløpsarrangementet gis vannet et fritt fall etter å ha passert en overløpsterskel på kt. +14,5. Energien drepes før vannet føres til utslippstunnelen.

Utslippstunnelen har samme tverrsnitt og omtrent samme fallforhold fra land og utover som inntakstunnelen. Tunnelen har lavpunkt på kt. -35 og er 300 m lang. I enden av tunnelen er det en 25 m lang 45° skråsjakt som når sjøbunn ved ca. 10 m dyp.

I topp av sjakt er støpt inn et stålrør med 45° bend slik at utslippsstrålen blir horisontalt rettet. Se figur 2.5. Røret har diameter 1,6 m. Ved utløpet på sjøsiden er det stålbraketter for å kunne montere stengeluke dersom det blir nødvendig å tømme tunnelen.

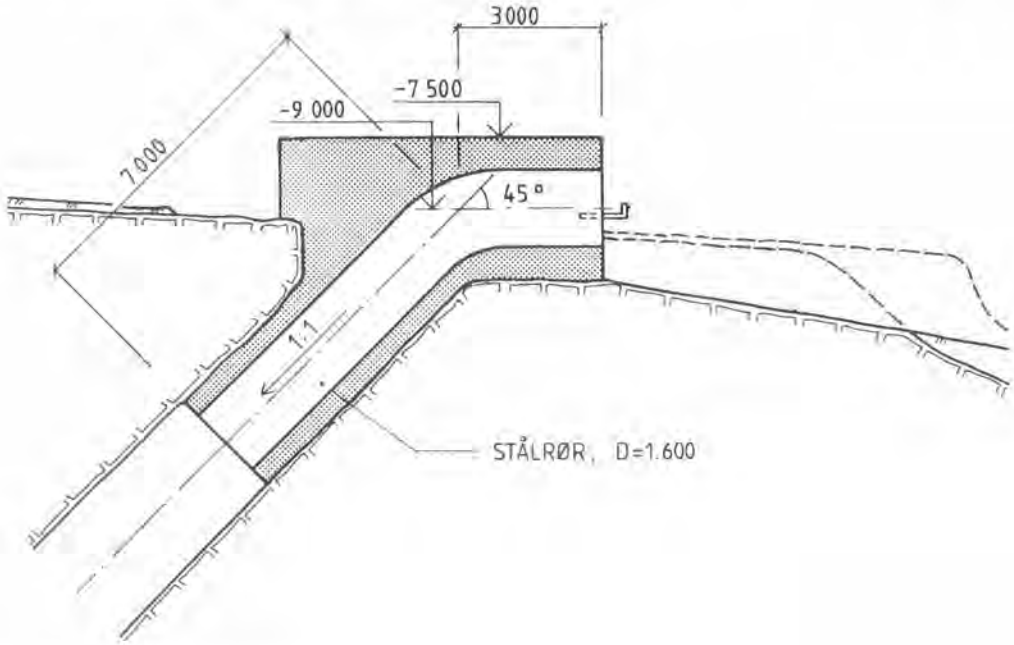


Fig. 2.5 Utslippskonstruksjon

DRIVING AV SJAKTER

Av hensyn til sjaktenes lengde, eller rettere mangel på sådan, ble fullprofilboring på et tidlig stadium vurdert som lite aktuelt og overveldende uøkonomisk. Med tunnelen framme ved sjakt var entreprenøren stadig i besittelse av drive-verdig tunnelutstyr, og selv om verken stigningsforhold eller tverrsnitt i sjakta virket særlig forlokkende på en Atlas Promec 470 borrigg (bormaskiner Cop 1038 4D), så ble sjaktene boret med denne. I inntakssjakt ble det boret 18 m lange hull og i utløpssjakt 21 m. Det ble benyttet 3 m styrestang bak krone og 3 m skjøtestenger videre. Alle hull ble boret med 48 mm krone, og kutthullene ble så rømmet opp med 4" krone. Det ble boret 4 kutthull i hver sjakt. Før hvert hull ble retning innmålt, og det ble boret med lavt matetrykk. Hver sjakt ble boret på ca. 2 skift, og samme mannskap ble benyttet på all boringen.

Totalt ble det boret 41 hull pr. sjakt. Det ble ikke påtruffet lekkasjevann under boringen. På forhånd var det for inntakssjakt boret 3 stk sonderhull utenfor sjakten med 15 m lengde og vinkel 20^{o} med sjaktakse.

Lading av sjakta ble tatt fra korga på borriggen på de to - tre første salvene, videre oppover ble det ladet fra pulk og stige. "Pulken" var bygd på meier av U-profil som var bøyd opp i begge ender. Oppå disse var sveist ramme og lagt platting av 2"x4". Dette ga en horisontal arbeidsplattform på 2x3 m oppe i sjakta. Vaier opp til kasteblokk og bolt i stuffen og ned til shovel (Cat 980 C) i tunnelen besørget opp- og nedtransport av pulken. Det ble slått 2 m salver oppover. Etter hvert måtte det suppleres med noen strossehull i kutten p.g.a. boravvik, men konturhullene hadde en oppsiktsvekkende parallellitet. Profilet ble bedre enn om en hadde boret 2,4 m salver med knemater da en nå unngikk hakkene ved hver salve. Utenom stuffen var det lite rensk, og ingen annen sikring var nødvendig. Nøyaktig boring og gunstig lagdeling i forhold til driveretningen er å takke for det gode resultatet.

GJENNOMSLAG I UTLØPSSJAKT

For plassering av massene fra gjennomslagssalva ble det etablert en grop ved fot av sjakt. De siste to salvene samt gjennomslagssalva skulle tas med knemater. På ca. 4,5 m fra sjøbunn traff vi vann med tydelig god åpning ut til Boknafjorden. Boring ble fortsatt noen tid, vi fikk et hull igjennom for å konstatere at det stod igjen ca. 4,5 m

i heng og følgelig 5,5 m i såle. Fjellet var tydelig sterkt oppsprukket fra 4 m og ut. Arbeidsforholdene, med saltvann sprutende inn, ble nærmest umulige uten dykkerutstyr, og sjakt ble forlatt med vannførende borhull plugget.

Tre forhold fikk oss til ikke å vende tilbake til sjakta:

- Sluttdato for Weir Box (overløpsarrangement) var skjøvet 2 måneder fram og bygging av denne kunne ikke starte før tunnelen var ferdig utrigget. Tiden tillot med andre ord ikke omfattende injeksjonsarbeider.

- Kostnadene med en injeksjon var forsåvidt unødvendige i og med at øverste del av sjakt senere ville bli innstøpt fra sjøsiden, og det er heller ikke spesielle behov for å ha lite lekkasjevann når sjøvannssystemet er i drift. Usikkerheten om resultatet av en eventuell injeksjon var også tilstede.

- Tunnelsystemet hadde inntil da bare bidratt med ca. 2 l/s lekkasjevann. Pumpeopplegget samsvarte relativt bra med dette og var selvfølgelig ikke dimensjonert for vesentlig større lekkasjer.

Så tunnelen ble utrigget, Weir Box ble bygget i forskjæringa, og i februar startet boring av gjenstående meter sjakt fra sjøbunnen. Sprengningsarbeidene ble oppdelt i småsalver for å gardere mot forkiling av stein i sjakta, og for å unngå sjokkbølger inn til betongkonstruksjonen i Weir Box. Tunnelen var før sprengning fylt opp med vann til kt. 0 i Weir Box. Frykten for skader på Weir Box var tydelig overdrevet, for da nederste meter av proppen ble sprengt, så var det knapt en krusning på vannspeilet i forskjæringa.

P.g.a. mye oppsprukket fjell og lade- og borevansker tok det to dykkere tre uker å få sjakta klar for rørmontasje. Årsaken til det dårlige fjellet ut mot sjøbunnen var trolig at en på forhånd hadde sprengt forskjæring der sjakta skulle munne ut. Denne sprengning hadde skadet fjellet nedover og åpnet noen av de ellers tette sprekkene i fyllitten. I ettertid er det derfor fristende å trekke den slutning at forskjæringa (som var nødvendig ut fra rørmontasje og strømningsbilde ut fra sjakt) skulle vært sprengt etter gjennomslaget.

VHL, Trondheim, ble konsultert i forbindelse med planlegging av gjennomslagssalva.

INNTAKTSKONSTRUKSJONEN

Utformingen av inntakskonstruksjonen er som vist i fig. 2.3. Fra konsulenten var det beskrevet tørt gjennomslag til konstruksjonen. Et lignende utslag var tidligere utført i forbindelse med drikkevannsinntak i Hagavann (IVAR, Stavanger).

En alternativ utførelse som innebar tradisjonelt vått gjennomslag ble vurdert, men forlatt bl.a. fordi dette ville forlenget byggetiden. Med den valgte løsning kunne arbeidene på sjøsiden foregå parallelt med tunneldrivingen.

Den opprinnelige prosjekterte plassering viste seg å ligge i et søkk med stor løsmassemektighet. Basert på nye geotekniske undersøkelser utført av Sivilingeniør Ottar Kummeneje A/S ble plasseringen flyttet nærmere land. Dette innebar 25 m kortere tunnel, og ønsket om at topp av betongring skulle ligge på kt. -27 kunne opprettholdes.

Løsmassemektigheten var på dette sted bare ca. 30 cm. Massene ble fjernet ved spyling. Fjelloverflaten var tilnærmet horisontal - høydeforskjell bare 38 cm langs ytterringen på 6,1 m i diameter.

Senteret ble utmålt med en nøyaktighet på $\pm$ 0,5 m, og så ble profilering for bygging av forskaling foretatt ut fra dette.

Fjellbolter av Ø25 kamstål ble satt sentrisk i betongringen med 1 m senteravstand (17 stk), dybde 1,5 m og oppstikk 1 m i betongen. 0,5 m innenfor betongringen ble satt bolter for sikring av fjellet ut mot loddsjakta, senteravst. 1 m (11 stk).

Forskaling ble laget ferdig på land, med armering og stålring for opplegg av lokk imontert.

Forskalingen ble heist på plass fra båt og styrt ned på senterbolten. Å tette forskalingen mot fjell ble tidkrevende tross den nøyaktige profileringen som lå til grunn. Vi ville nok brukt spuntforskaling neste gang. 32 stk rør for senere injeksjon var satt sentrisk i ringen med avstand 0,5 m.

Støping ble utført med tobb fra båt og trakt og 2 m støperør nede på bunnen. Betong tilsatt Rescon T ble benyttet. Trolig har en del betong blitt sluppet direkte fra tobb ned i forma slik at betongen har separert ved slag mot armering. Deler av betongen viste seg nemlig siden å ikke være av tilfredsstillende kvalitet.

Fjellinjeksjon ble utført i 8 dyphull (3 m ned i fjell), og kontaktinjeksjon fjell/betong ble utført i 32 hull som var boret 0,5 m ned i fjell. Det ble benyttet Rescon Cemsil. Injeksjonen ble utført fra flåten via en 2" slange, og trykk opp til 5 kp/cm^2 ble oppnådd v.h.a. en dieseldrevet kompressor ute på flåten. Inngang av injeksjonsmasse var meget beskjeden. Evt. tilleggsinjeksjon skulle vurderes når lekkasjen inn i konstruksjonen var klarlagt.

GJENNOMSLAG TIL INNTAKSKONSTRUKSJON

For å være sikker på å komme opp med sjakta sentrisk i inntakskonstruksjonen ble det fra sjøbunnen boret et hull vertikalt nedover. Utsettingen av inntakskonstruksjonen var nemlig ikke utført med større nøyaktighet enn at det kunne påregnes en feilmargin på oppimot 1 m.

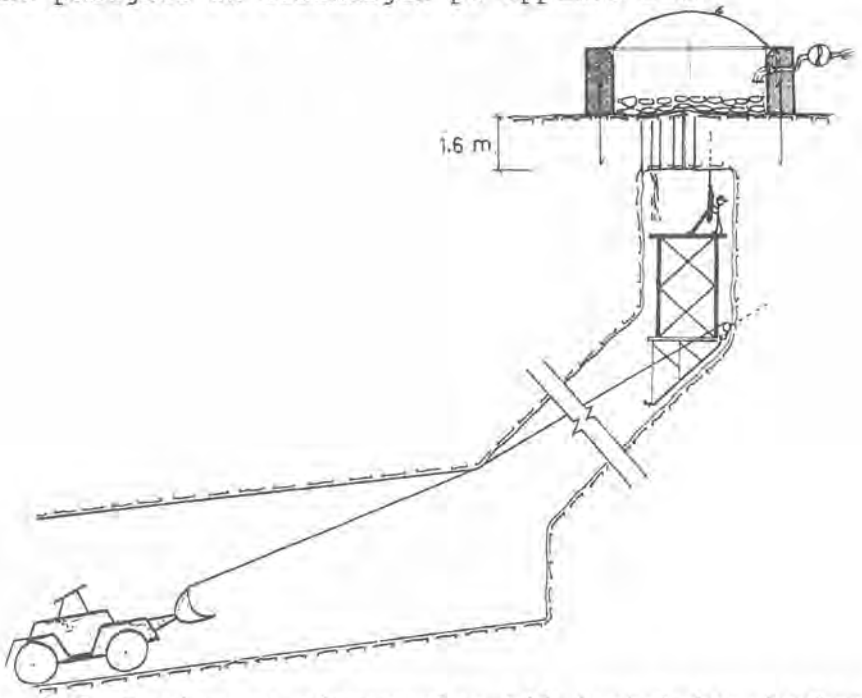


Fig. 2.6 Boring av gjennomslag til inntakskonstruksjon

På det tidspunkt senterhullet ble boret, var skråsjakta ferdig drevet, og borhullet traff sjakta på 6 m. Hullet ble så plugget på sjøsiden. Dette hullet ble så fulgt under driving av loddsjakten.

På sjøsiden ble det nå lagt fiberduk og 2 lag med sandsekker innvendig i betongringen. Så ble stållokket satt på. Se figur 2.6.

Det var viktig å registrere før gjennomslaget hvor stor lekkasjen inne i klokka var. Muligheten var selvsagt å bore hull opp i klokka fra sjakta. Hvis imidlertid lekkasjene var store ville vi derved pådra oss uhåndterbarlige vannproblemer, så det ble valgt en annen løsning.

Det ble på sjøbunnen montert ei pumpe (Flygt B2151) med kapasitet ca. 6000 l/min. ved 5 m synkende til 2000 l/min. ved 30 m mottrykk. Strøm ble levert fra aggregat oppe på flåten. Pumpa ble tilkoblet røret som var innstøpt i betongringen, og en forsøkte å pumpe klokka tom for vann. Dykkerne var nede under pumping for å registrere hvor vannet strømmet inn i klokka og dyttet etter med filterduk for å tette åpninger mellom betongring og stållokk.

Gjennom et 4" rør fra stållokket og opp til overflaten ble det sugd luft inn i klokka under pumping, og når pumpa trakk luft ble den stoppet, kranen stengt av dykker, og med observasjon i røret opp til overflaten kunne vi måle tiden det tok til klokka igjen var fylt med vann. Dette ble gjentatt flere ganger med dykkere ned for å registrere lekkasjer, og vi kunne beregne en innlekkasje på 7 - 8 l/sek. Vi hadde på forhånd antydet en grense på 20 l/sek. for å kunne slå gjennom, og valgte således å gå videre uten ytterligere injeksjon.

Ved måling etter gjennomslaget viste lekkasjen inn i klokka å være helt nede i 2,5 l/sek, og med de ubehageligheter selv denne beskjedne vannmengde skapte i loddsjakta, så mener vi det ville vært utilrådelig å slå gjennom på lekkasjemengder utover 10 l/sek. Det er nemlig ikke pumpekapasiteten som synes å være dimensjonerende, men derimot hvor store lekkasjemengder av saltvann som kan tåles for å kunne bore og lade i ei loddsjakt.

Etter at skråsjakta var ferdig drevet ble det en ukes opphold i sjaktdrivingen mens arbeidene på sjøsiden ble ferdige. Disse hadde nemlig kommet noe sent i gang, og vedvarende dårlig vær i oktober og november hadde forsinket

ytterligere. Etter at senterhullet ned til sjakta var boret, ble første av tre salver i loddsjakta tatt, lengde ca. 1,5 m. Borplan er vist på fig. 2.7. Etter at lokket på klokka var satt og lekkasjemålingene med pumpe på sjøbunnen foregikk, ble nest siste salve skutt. Denne hadde lengde 2,4 m og ble delt i seks.

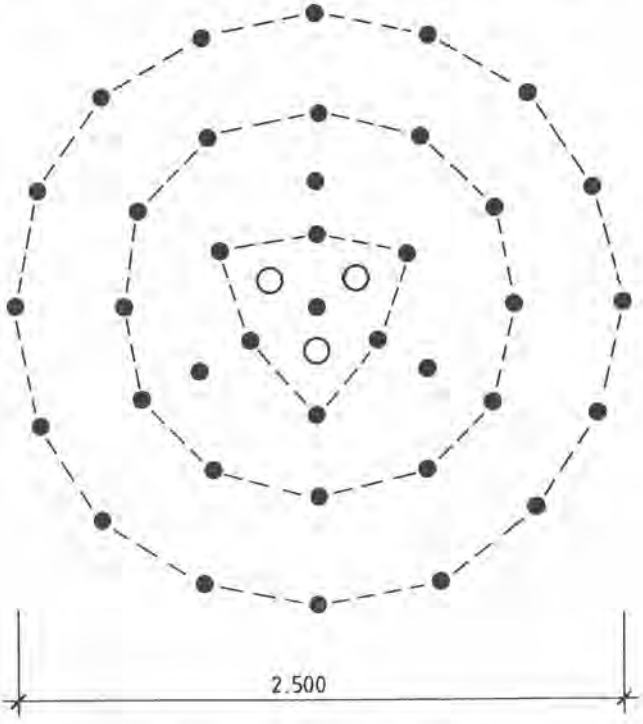


Fig. 2.7. Borplan for loddsjakt

Det ble hele tiden arbeidet med "pulken" som basis. Oppå denne ble reist Jasco forskalingstårn, og oppå der igjen ble lagt plattform av trevirke.

Siste salve var ca. 1,9 m høy. Det var på nest siste salve boret to hull igjennom. Opp i disse var satt to stålrør som var skjært skrått i enden som en sprøytespiss, og disse var kjørt opp i hullene og gjennom sandsekkene for å drenere ut vannet. På sjaktenden av rørene ble påmontert slanger som ledet vannet ned i skråsjakta. På siste salve prøvde vi å unngå å bore gjennom for å få færrest mulig vannførende hull. Kutthullene ble imidlertid boret igjennom og driverne hadde store ubehageligheter p.g.a. saltvannet.

Planene var å skyte ett og ett hull i gjennomslagssalva til kutten var åpnet. Det umenneskelige i å rigge opp og ned pulk og tårn så mange ganger, og kjent med at etter sprengning av første hull ville loddsjakta bli omgjort til en 6 m høy foss av saltvann, bestemte vi oss for å dele salva i tre. 7 hull på første sprengning, 15 på andre, og de 16 kranshullene på siste.

De som hadde fryktet at stållokket ville bli blåst av under sprengning ble beroliget av at det nå ensidige vanntrykk på denne tilsvarte en vekt på 450 tonn.

Med stor tillit til det utførte arbeid ble gjennomslaget tatt med skyteapparatet nede på lavbrekket i inntakstunnelen. I forhold til tradisjonelle gjennomslag under vann var det lite å skue på sjøoverflaten. Et videokamera var plassert nede på sjøbunnen ved inntakskonstruksjonen, og fiskene som svømte omkring lot seg knapt affisere av de pågående sprengningsarbeider.

Gjennomslaget fant sted 26. november -83. To dager senere ble innerforskalingen for betongringen revet. Da første finérflaket ble tatt av stoppet vi arbeidet, for betongen var ikke slik den var ment å være.

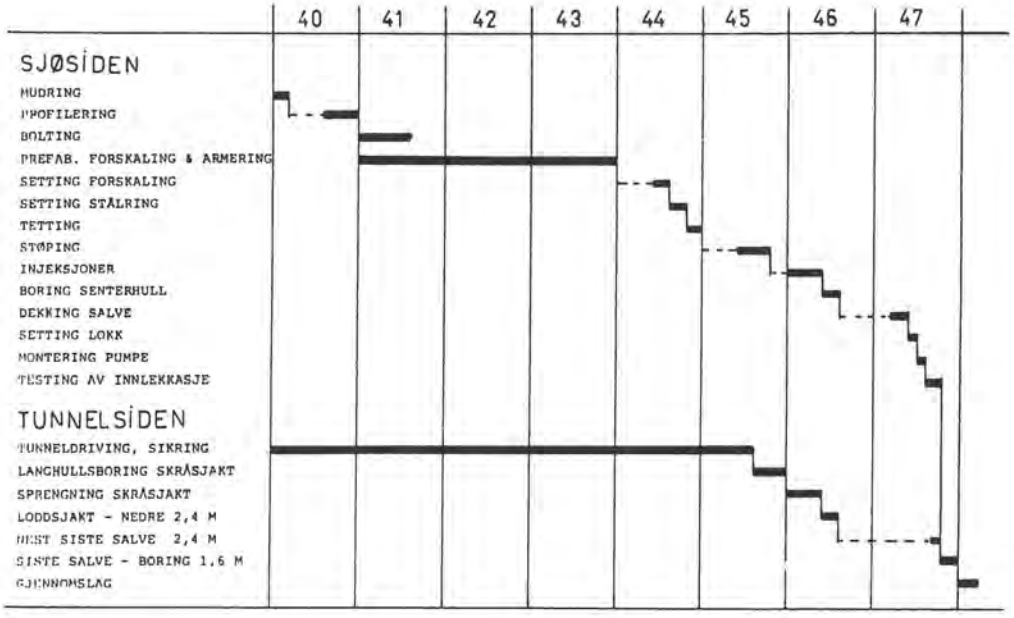


Fig. 2.8 Fremdriftsplan for sjøvannsinntak

Den kunne stedvis graves ut for hånd. Så innvendig finérhud samt ytterforskaling ble stående til august -84 da bygging av og montasje i pumpestasjon var avsluttet, og denne kunne fylles opp til havnivå. Så ble det satt i gang arbeider på sjøbunnen med tanke på reparasjon. Det var imidlertid så mye dårlig betong at betongringen ble fjernet og ny ble støpt i september -84. Denne gang ble benyttet rørstøp fra overflaten og med bra resultat.

OPPSUMMERING

Når en i ettertiden skal vurdere de utførte arbeider skjeler en gjerne først til hva som eventuelt burde vært gjort annerledes.

Vannproblemene man fikk i toppen av utløpssjakta skyldtes trolig at det på forhånd var sprengt forskjæring på sjøbunnen, og at sprengningsarbeidene her hadde forårsaket sprekkdannelser i øverste del av sjakt. Forskkjæringa kunne derfor med fordel ha vært sprengt etter sjakt.

På dyp ned mot 15 m synes det som om det kan være fordelaktig å sprenge gjennomslaget fra sjøsiden med de små tverrsnitt vi opererte med.

Den valgte løsning av inntaksarrangementet gir en krevende og noe mer risikofylt utførelse i forhold til utslag før bygging av inntakskonstruksjon. Men løsningen er elegant. Den fører fremdriften ut fra kritisk linje, og en unngår ulempene med vannfylt tunnel. En bør rive ytterforskaling før gjennomslaget for å kontrollere betongkvaliteten. I vårt tilfelle ble ikke dette gjort ettersom sjøarbeidene lå tidsmessig på etterskudd. Innerforskaling kan med fordel rives fra sjaktsiden.

I godt fjell mener vi løsningen er å anbefale, og ved å forsikre seg om konstruksjonens vanntetthet - f.eks. ved pumpe på sjøbunn - så skulle alle muligheter for et vellykket gjennomslag være til stede.

Langhullsboring av skråsjaktene med tradisjonell tunnelrigg ga et resultat i overkant av det forventede, og med nøyaktig innretting og lav mating vil en kunne tøye denne metode utover de 21 m vi boret i den lengste sjakta.

Til slutt vil vi nevne ulempene for tunnelmannskapene ved arbeide på oppadrettede stuffer under innlekkasje av saltvann, og ved neste korsvei må det sees grundigere på tiltak for å bedre arbeidsmiljøet oppe i sjaktene.

FULLPROFILBORING - ERFARINGER FRA DRIFTS-TUNNEL KOBBELV OG VEGTUNNEL GLOMFJORD.

FULLFACEBORING AT KOBBELV AND GLOMFJORD.

Siv.ing Erik Dahl Johansen, NVE kobbelvanlegget

SAMMENDRAG

Ved Kobbelvanlegget er det i løpet av et år boret 2500 m tilløpstunnel med en 6.25 m Ø TBM Bergarten er en massiv gneis. Inndriften har ligget på 1.2 til 1.5 m/time og i gjennomsnitt ca 65 m/uke. I Holandsfjord er det boret 2600 vegtunnel med en tilsvarende maskin. Inndriften har ligget på 1.7 til 2.5 m/time og i gjennom-snitt 80 m/uke.

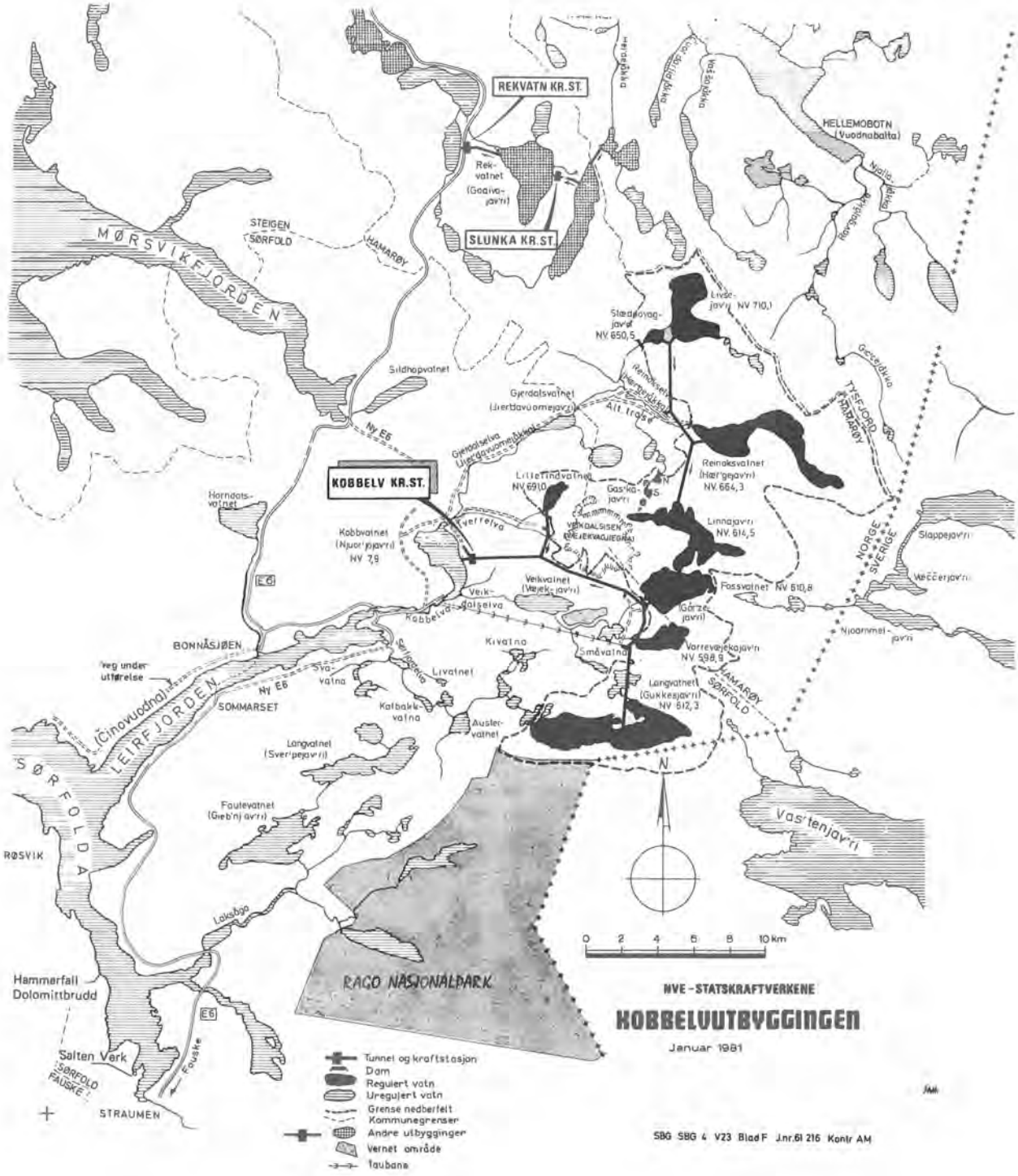
SUMMARY

During one year a 6.25 m Ø TBM has bored a hydro-power -tunnel at the Kobbel hydro power project. The rock is solid gneiss. The penetration has been 1,2 -1,5 m/hr. and about 65 m/week. The machine has bored 2500 m. In Holandsfjord a similar machine has bored 2600 m of a roadtunnel. The penetration has been 1.7 - 2.5 m/hr. and about 80 m/week

1. KOBBELVANLEGGET

Kobbelvanlegget ligger i Sørfold kommune i Nordland fylke. Konsesjon for utbyggingen ble gitt i 1981 og arbeider med veger og tilrigging startet straks.

Fig. 1 viser en oversikt over Kobbelvutbyggingen. Prosjektet omfatter regulering av 8 magasiner på 500-600 m nivå, vel 33 km overføringstunneler med tverrsnitt fra 10 til 35 m2, 12 km tilløpstunnel, 50 m2 og kraftstasjon ved Kobbvatnet, ca 10 m over havet. Kraftstasjonen får en instalasjon på 2x150 MW og vil i et normalår produsere 690 GWh. På grunn av stor magasinprosent (over 300%) vil Kobbelvutbyggningen gi en økning av fastkraftproduksjonen i samkjøringsnettet på 940 GWh.
Kobbelvanlegget bygges ut av NVE i egenregi. Høsten 1984 er bemanningen vel 400 og vil nå et maksimum på ca 600 neste år. Kobbelvanlegget er kalkulert til ca 2,5 milliarder kr. i 1984-kroner.



NVE - STATSKRAFTVERKENE

KOBBELVUTBYGGINGEN

Januar 1981

SBG SBG 4 V23 Blad F Jnr.61 216 Kontr AM

2. FULLPROFILBORING

Ca. 50 % av tunnelene ved Kobbelvanlegget blir drevet med fullprofilboring:

- Fra tverrslag Tverrelvdal bores ca 9 km av tilløpstunnelen med en 6.25 m diameter fullprofilmaskin. Boringen startet i november for et år siden

- Overføringstunnel fra Livsejavri til Linnajavri bores med en 3.5 m diameter TBM. Denne tunnelen er ca 11 km lang, og boring starter i høst.

- Boring av overføringstunnel mot Langvatnet (ca 6 km) ble også vurdert, men bl.annet atkomst via taubane gjorde at man valgte konvensjonell drift.

Opprinnelig var tilløpstunnelen tenkt drevet konvensjonelt fra 3 tverrslag (fig. 2.):

1. trykktunnel fra kraftstasjonen
2. tverrslag Tverrelvdal
3. tverrslag Fossvatn

Samlet tunnellengde ca 12 km, tverrsnittet 50 m2

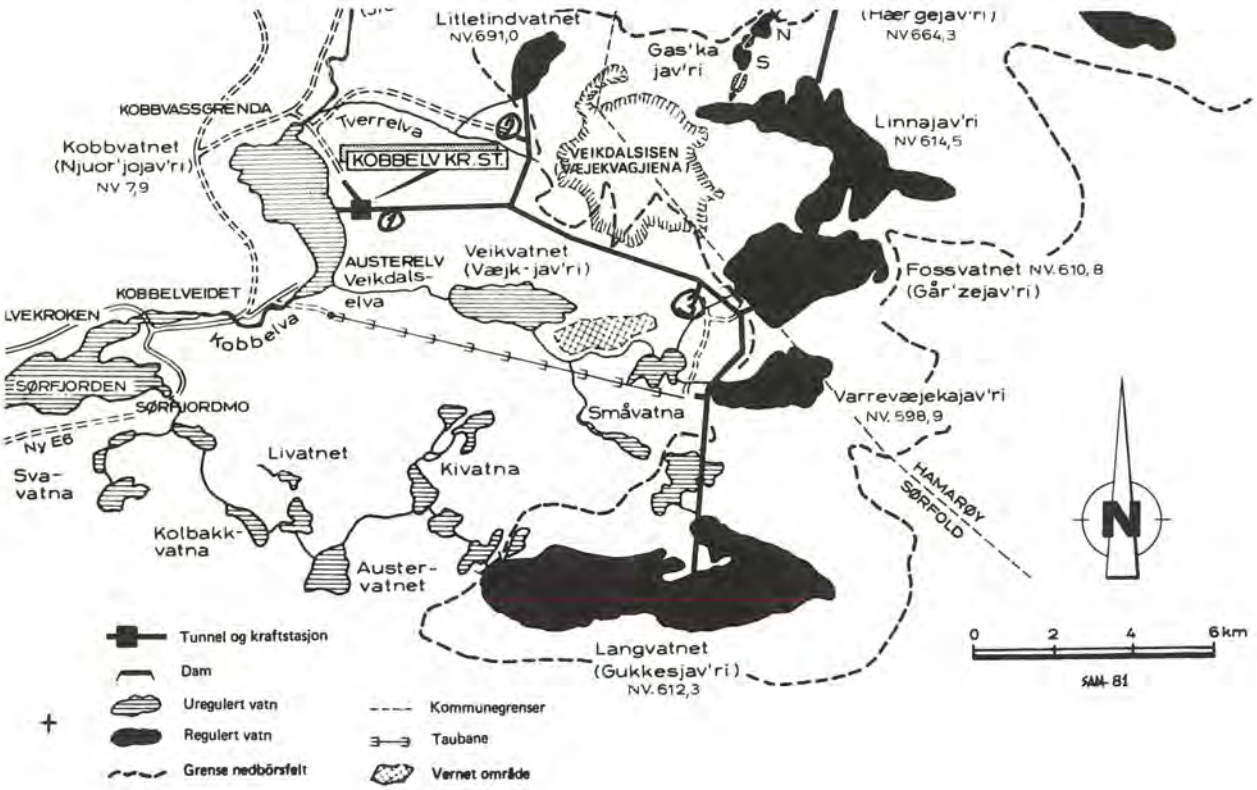


Fig. 2

Bergarten i området er en granittisk gneis med følgende typiske parametere:

DRI, borsynkindeks	50-60
BWI, borslitasjeindeks	25-40
CLI, kutterringlevetid	7.4-10
Oppsprkningsgrad	0-1
Kvartsinnhold	30 %

Topografien i området er slik at en langs store deler av traceen må regne med bergtrykkproblemer. Største overdekning er vel 800 m vertikalt og ca 1000 m innen 45 grader fra traceen.

Det store tverrsnittet kombinert med lite gunstige bergarter med hensyn på fullprofilboring gjorde at boring ikke ble vurdert som drivemetode.

Under anleggsplanleggingen øynet man imidlertid muligheten for å ta inn et års byggetid ved boring av tilløpstunnelen. Utviklingen på maskinfronten og resultater bl. annet fra Ulla-Førre tilsa at bergartene i Kobbelv ikke skulle være umulige for en TBM.

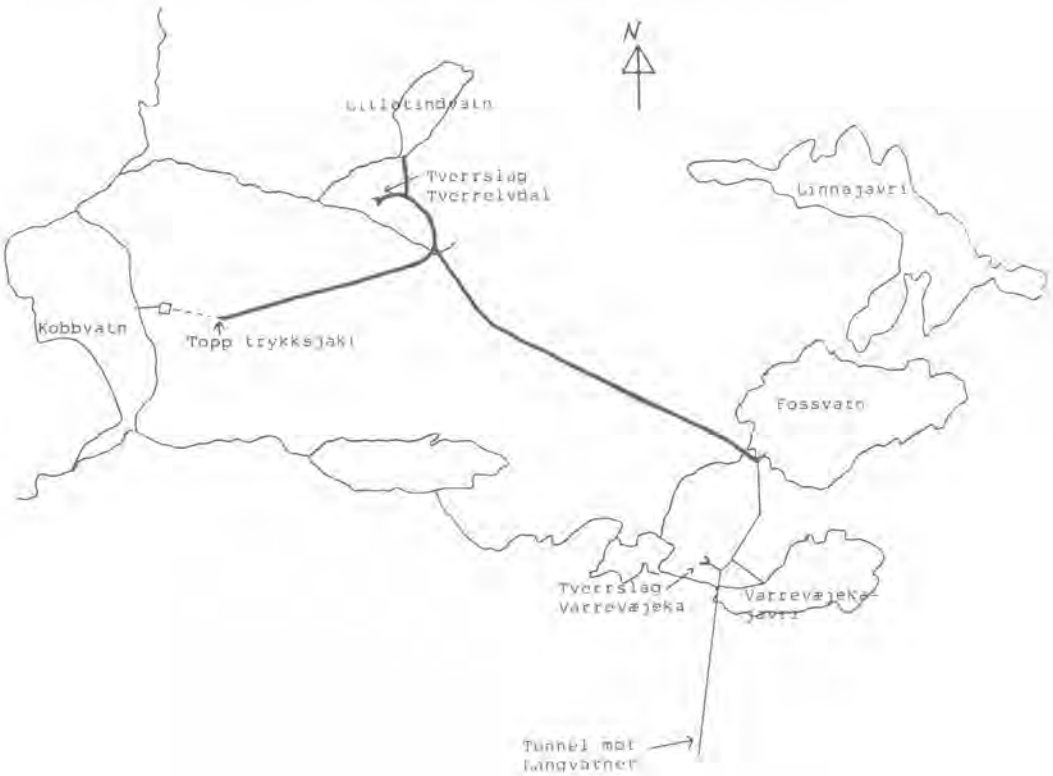


Fig.3

Flere alternativ ble vurdert. Det alternativ en kom fram til er vist i fig. 3. Tilløpstunnelen bores fra tverrslag Tverrelvdal. Det bores først ca 5300 m fram til topp trykksjakt. Deretter trekkes maskinen tilbake til krysset ved ca pel 1500 og borer ca 5800 m mot Fossvatn, fig. 4. Fra tverrslag Varrevæjeka drives tunnel mot Langvatnet samt utslag under Fossvatn og Varrevæjekajavri samt ca 300 m av tilløpstunnelen. Disse planene har det siden vært nødvendig å revidere, se kap. 13.

Fullprofilboring av tilløpstunnelen har medført/muliggjort følgende planendringer:

- Kraftstasjonen kan komme på nettet i årsskifte 1986/87
- Tverrslag Fossvat utgår. Man slipper dermed et komplisert arbeidssted med vanskelig atkomst. I ettertid har det vist seg at taubanen ikke ville hatt kapasitet til et arbeidsted til i tillegg til de to som er i dag.
- Trykktunnel og luftputekammer er erstattet av trykksjekt og svingesjakt.
- Ingen driving av tunnel fra kraftstasjonen mens betongarbeider pågår.

Bak det endelige valg av fullprofilboring lå en rekke kalkyler og prognoser, bl. annet fra Institutt for anleggsdrift på NTH og tilbud fra maskinleverandører. Prognosene tilsa en gevinst på ca 15 mill kr. ved valg av fullprofilboring. I denne gevinsten lå en vesentlig del på sparte sikringskostnader.

UTSTYR / DRIFTSOPPLEGG

Det ble inngått kontrakt med The Robbins Company om leie av TBM med bakrigg, vagger og tippesystem. Kontrakten omfatter leie av utsyret samt fast pris for borverktøy og reservedeler. Garanti for inndrift og tilgjengelighet er gitt i form av en garanti for total byggetid. Kontrakten er bassert på en gjennomsnittlig inndrift på 95 m/uke.

3.1 UTSTYR SOM INNGÅR I KONTRAKT MED ROBBINS

1. Maskinen: Robbins TBM 204-215

- Diameter	6.25 m
- Kuttere	40 stk 17"
	4 stk 15.5"
- Matekraft	1250 tonn maks.
	ca.1100 tonn anvendt
- Rotasjonsmotorer	7 stk a 200 Hk = 1400 Hk
- Omdreiningstall	6.9 omdr. pr. min.
- Vekt	300 tonn

Maskinen er bygget i 1980 og har tidligere boret ca 9 km i Østerike. Den ble overhalt og ombygget til 17" kuttere før den ble satt inn på Kobbelv. Den 7. motoren ble installert og det ble montert utstyr for bolteboring.

2. Bakrigg

Bakriggen er konstruert og bygget av Robbins. Den har to spor i bakriggen med travers i framkant slik at tomvaggene kommer inn på høgre spor, traverseres over til venstre spor og lastes. Framtrekk av vagger, traversering, lasting osv. utføres av egen opperatør i bakriggen.

Bakriggen er bygget i to etasjer Alle tekniske instalasjoner er på øvre etasje. Støvavsug/rensing foregår med Turbofilter. Forøvrig er bakriggen utstyrt med trafoer, kabeltrommel for 400 m høgspentkabel, dukmagasin, kompressor, agregat, hydraulikkpumper, toalett, støyisolert spisebu samt nødvendig arrangement for lasting og skinnelegging.

3. Vagger.

12,5 m3 stålkasser på hjul med roterende koblinger. Det kjøres med sett på 7 vagger, totalt disponeres 24 vagger.

4. Tippsystem.

Rotadump, dvs en stor sylinder av stålbjelker. Vaggene kjøres inn i senter og hele sylinderen med vagg og skinnegang roteres 180 grader slik at massen faller ut. Rotadumpen tømmer en og en vagg, men på grunn av roterende koblinger er det ikke nødvendig å koble fra vaggene

3.2 EGET UTSTYR

1. Lok

- 3 stk 24 tonn Schøma diesellok, kjøpt brukt fra Østerike
- 1 stk 9 tonn Levahn diesellok

2. Annet skinnemateriell.

- Skinnetralle
- Saksebukk for arbveid med kabel og ventilasjon
- Kabeltrommel på lavett
- Personalvogn for syke- og person-transport

3. Skinnegang.

Skinnelenk bygget opp av 33 kg. skinner på stålsviller med påsveiste støttebein. Lenken bygges av Galvano Stans på Fauske med brukte skinner fra NSB.

4. Tipputstyr.

- Cat 988 B for bæring av masse fra rotadump til tipp.
- Cat 966 C for diverse tipparbeid, snørydding etc.
- Kalmar gaffeltruck, 32 tonn, som alternativt tippsystem.

5. Diverse

- Ventilasjon	ca 800 m3/min fra vifte. 1.2 m ventilasjonsduk
- Strømforsyning	10 kv transformeres til 220/380 volt på bakriggen. Kabel 3x 50mm2 Cu i lengder a 400 m.
- Vann	75 mm stålrør.

Det er montert telefonforbindelse mellom kontor/verksted og bakrigg. På maskinen og bakriggen er det etablert et intert kommunikasjonssystem hvor mannskapet har høgtalere og mikrofon innebygget i øreklokkene og kan plugge seg inn på faste punkter for kummunikasjon med hverandre.

4. SKIFTPLAN/BEMANNING

Orbeidsstedet er bemannet med tre lag som hver jobber 2 uker og har en uke fri. Skiftplanen går på 108 timer pr uke og 4750 timer pr år (1984) disponibelt for boring. Boringen går på akkord.

Bemanningen for tunneldrivingen er:

	skift	Totalt
Opperatør TBM	1	3
Reparatør	1	3
Operatør Bakrigg	1	3
Bakstuff	1	3
Sum i tunnel	4	12
Lokjører	1	3
Rep. tverrsl.verkst	1	3
Tippmann	1	3
Sum ute	3	9
Dagtid verksted		1
Flisegutt div.		2
Kutterverksted		2
Sum dagtid		5
Sum timelønte	7	26

Bakriggopperatør eller bakstuffmann er elektriker. Dette er en stor fordel idet det alltid er en elektriker tilstede. Elektrikeren får også mulighet til å følge den dagelige drift og kan til enhver tid vite hvor det er problemer og få repart småfeil før de utvikler seg til større saker.

5. TIPPSYSTEM

Totalt skal det etter opprinnelige planer bores ut ca 700 000 1m3 fjell i Tverrelvdal. Maksimal produksjon pr. time var beregnet til ca 150 - 200 1m3.

Flere tippsystemer ble vurdert, og man endte med rotadump etter et forslag fra Robbins. Rotadumpen er i seg selv en enkel og røff stålkonstruksjon. Ulempen er imidlertid at den krever en omfattende konstruksjon for fundament og for å gi tilstrekkelig lagerkapasitet i buffersilo.

I Tverrelvdal er det bygget en betongkasse med grunnflate 9x9 m og 11 m høyde med bufferkapasitet på ca 300 m3. Totale riggkostnader for rotadumpen utgjør ca 1,5 mill. kr. I tillegg kommer kostnader til selve stålkonstruksjonen og drivmotorer etc. som inngår i leiekontrakten med Robbins.

Massen bæres fra rotadumpen til tipp med en hjullaster Cat 988 B. Bærelengde varierer fra 50 m til 250 m.

Etter en ide fra mask. ing. Aune i NVE ble det besluttet å utprøve et alternativt tippesystem basert på omkring en stor gaffeltruck. Trucken har 32 tonn løftekapasitet. Gaflene er montert på en vertikal svingkrans slik at gaflene kan roteres helt rund om en akse parallell gaflene. Vaggkassene ble produsert med gaffelføringer. Tipping av vagger foregår slik:

1. Gaffeltrucken løfter en fullvagg ut av settet. Vaggen veier 27-28 tonn. Koblingene er laget slik at vaggen kan løftes rett opp uten at den må kobles løs først.
2. Trucken bærer vaggen ut på tippen
3. Vaggen tømmes ved at vaggene snues på hodet.
4. Vaggen bæres tilbake og settes ned på sporet

Med fullastet vagg har gaffeltrucken et akseltrykk på ca 60 tonn på framakselen. Trucken må derfor tømme vaggene et stykke inne på tippen for å ikke risikere utrasing. Massen skyves/planeres ut med hjullaster Cat 966. Samme mann kjører både gaffeltruck og hjullaster. Hjullasteren brukes også til diverse snørydding, servicearbeid osv.

Gaffeltrucken har vist seg å være et effektivt og driftsikkert tippsystem. Av de 2500 m som er boret til nå har trucken tatt seg av ca 2300 m. Det har til nå ikke vært mer enn tre-fire timers driftstans pga. gaffeltrucken. Driftssikkerheten har vært langt bedre enn for rotadumpen.

6. RESULTATER FRA BORINGEN.

Resultater fra arbeidene til nå kan rask sammenfattes i følgende punkter:

1.Tverrslag.
sprengt tverrslag/startområde, entreprise, ferdig 1.8.84

2.Montering

Maskin ankommer Kobbelv	20.8.83
TBM kjørt på stuff	20.9.83
Start boring	22.10.83
Fram til jul (8 uker) ble det boret	173 m
med en utnyttelse på.	22 %

Montasjen var kjennetegnet med

- mange tunge løft. Behov for 2-3 kraner i store deler av montasjeperioden.

- liten plass disponibel for montering. 1000 tonn utstyr i småbiter er plasskrevende.

- mange kolli å transportere.

Etter at borhodet var rotert første gangen var det en lang periode fram til jul som for en stor del gikk med til ombygging/utbedring av bakriggen. Bakriggen var ny og bar på mange måter preg av å være en prototyp. Etter en lang rekke ombyggingr og reparasjoner fungerer den nå bra for de inndrifter som hitil har vært i Tverrelvdal. Montasjen ble ledet av folk fra Robbins.

3. Boring

Fig. 4 og fig. 5 viser resultater fra boringen til nå. Det er boret 2500 m pr 15.10.84

1. 2300 m er boret uten stabilitetsproblemer.
2. 200 m er boret med betydelige problemer pga. sprakfjell. Dette blir nærmere omtalt i kap.

For de 2300 m som er boret uten stabilitetsproblemer er hovedinntrykket:

1. Hardt fjell.

Inndriften har variert mellom 0.80 m/h og 1.7 m/h med et middel på 1.32 m/h. Borsynkindeksen ligger i området 50-60 som i seg selv er gunstig. Fjellmassen er imidlertid svært tett uten stikk og sprekker. Ettter kartlegging er oppsprekningsgraden satt til stikk-klasse 0-1. Det er påfallende at selv enkeltsprekker eller små sprekketog helt lokalt kan gi 50- 100% økning av inndriften.

Boringen ble startet med en maksimal brutto matekraft på ca 22 tonn pr kutterring. Etter nøye vurderig på grunnlag av inndrtiftstester der viberasjoner, kutterslitasje, inndrift osv ble registrert, har Robbins tillatt å øke matekraften til 25-26 tonn pr. kutter. Dette har øket inndriften med mer enn 50 %.

2. Stort kutterforbruk.
I gjennomsnitt har kutterforbruket ligget på ca 2,4 m/kutter. 23 % av disponibel boretid er brukt til kutterskift. I tillegg har det vært byttet endel kuttere utenom ordinær arbeidstid.

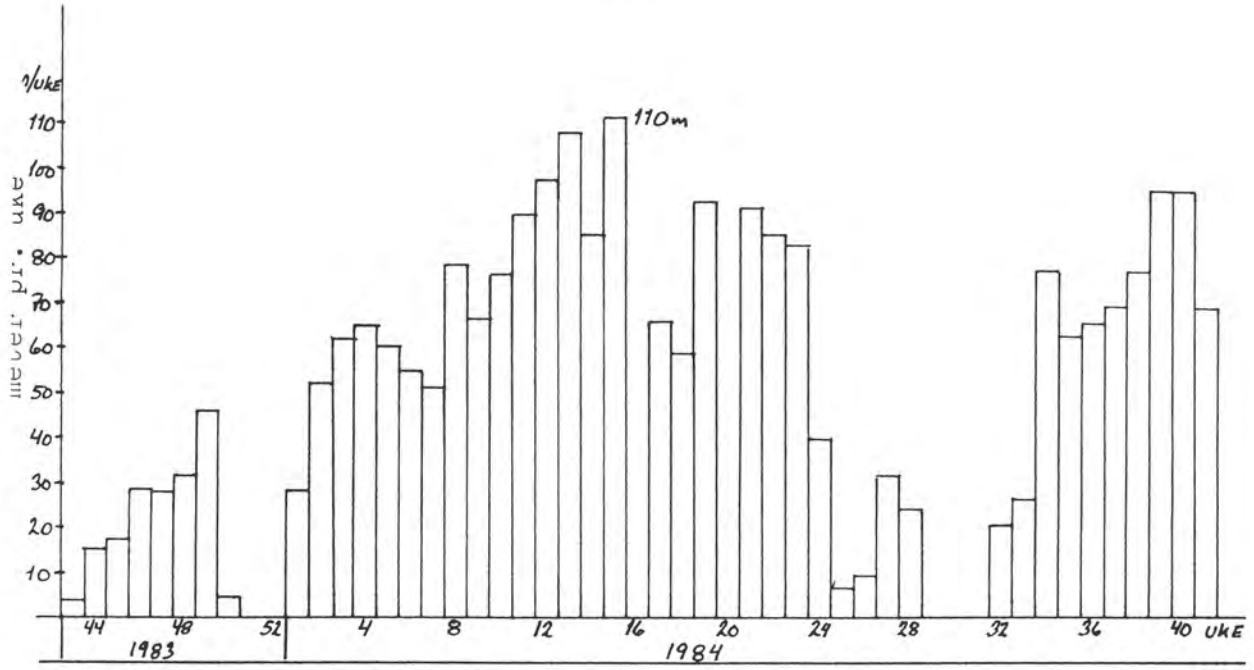


Fig. 4

Inndrift i meter pr. uke i Tverrelvdal.

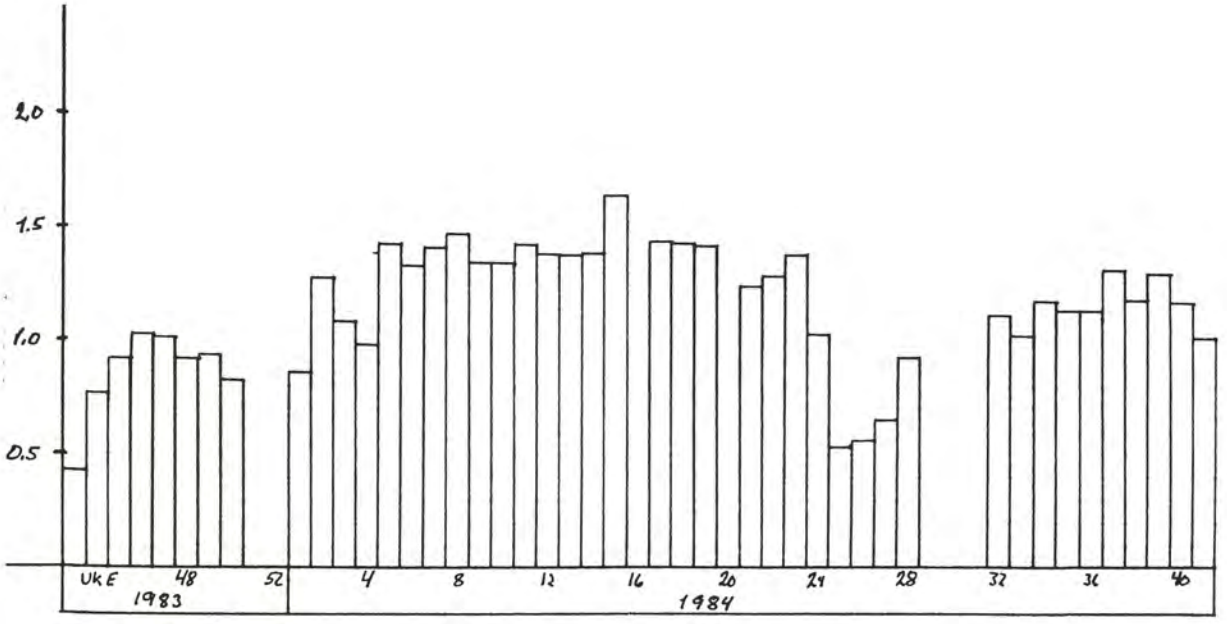


Fig. 5

Inndrift i meter pr. maskintime i Tverrelvdal

VEGTUNNEL HOLANDSFJORD

Fig. 7 viser en oversiktskisse over vegtunnel Glomfjord - Holandsfjord. Tunnelen er en del av kystriksvegen mellom Salten og Helgeland. Byggherre for vegprosjektet er Statens Vegvesen. NVE statskraftverkene finansierer/forskotterer prosjektet. Bakgrunnen for dette er at det i forbindelse med Saltfjell/Svartisen anleggene med kraftstasjon på 600 MW i Holandsfjord er gunstig med vegforbindelse til Glomfjord.

Fra sør skal 4300 m av den 7600 m lange Glomfjord tunnelen bores med en 6,25 m diameter fullprofilmaskin. Boringen utføres av NVE.

Arbeidene fra Glomfjord siden utføres av Astrup&Aubert A/S. Entreprisen omfatter Fykan tunnel på 1900 m, ca 3300 m av Glomfjord tunnel samt strossing av den borede tunnelen.

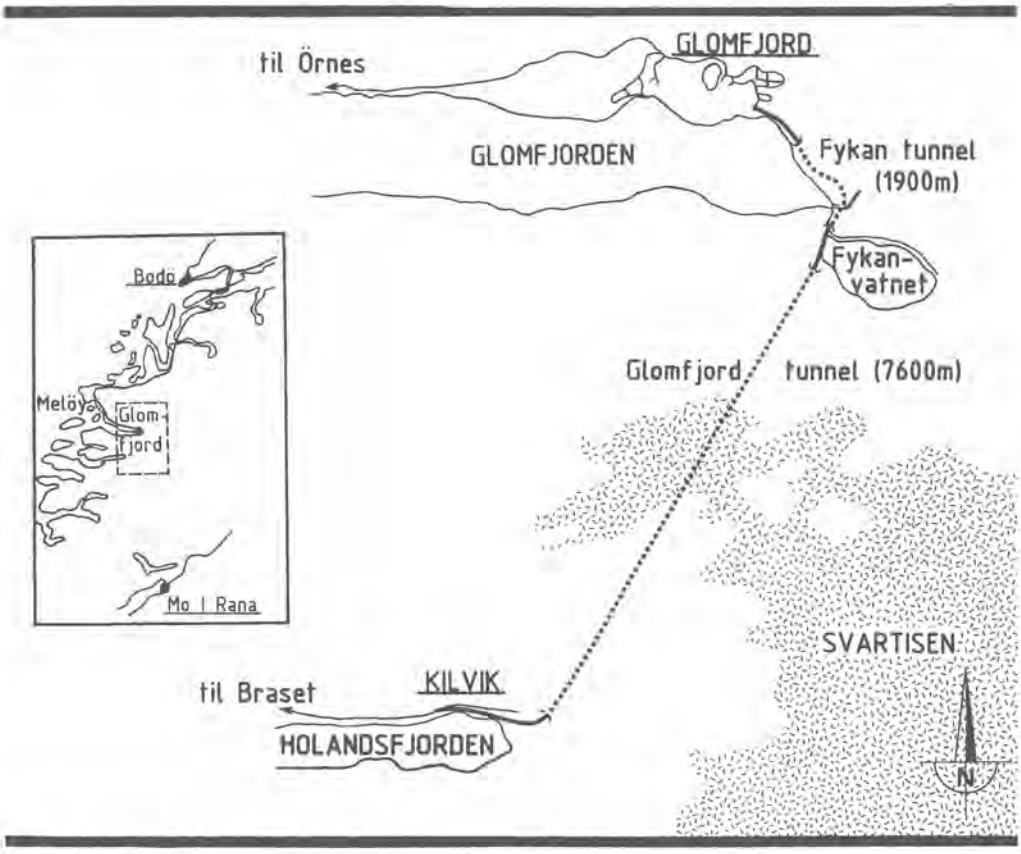


Fig. 7

8. FULLPROFILBORING

Bergartene langs traceen består av granitt i nord og glimmerskifer - kalkstein i sør. Mot nord går glimmerskiferen over i gneis. Inne i glimmerskiferen er det et lag med kvartsitt som berører ca 400 m av traceen.

Ved vurdering av drivemedtode for tunnelen kom fullprofilboring i egenregi fra sørsiden gunstigst ut. De viktigste argumenter var:

1. Kortere byggetid.
2. Reduserte sikringskostnader
3. Maskiner og driftsopplegg som var aktuelt var det samme som i Kobbelv.
4. Dersom konsesjon for Saltfjell/Svartisen ble gitt, kunne maskinen bore tilløpstunnelen til Holandsfjord kraftverk ettter at vegtunnelen var ferdig.
5. Tilrigginger i forbindelse med tunneldrivingen kunne etableres slik at de senere kunne nyttes for Holandsfjord kraftstasjon.

Tverrsnittet i den sprengte tunnelen er 41 m2. Den borede tunnelen er på ca 31 m2 og skal strosses til 38 m2, fig. 8 . Dette gir en veg der personbiler kan møtes uhindret mens større kjøretøy må møtes i nisjer som etableres for hver 500 m.

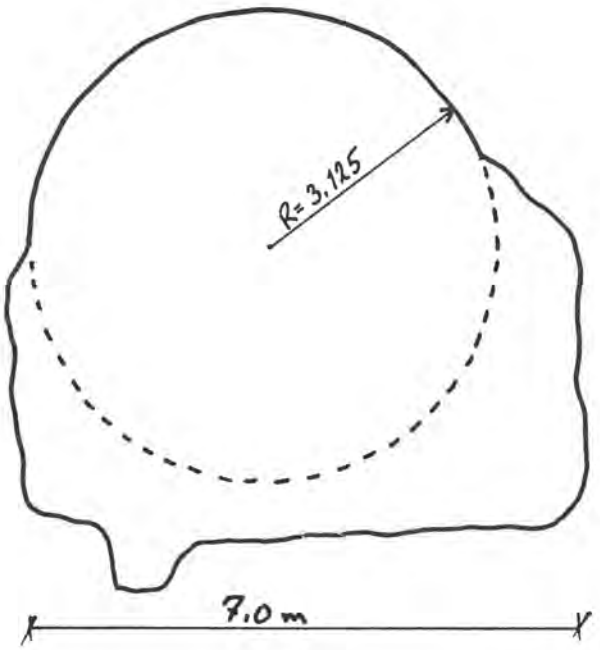


Fig. 8

9. MASKINER/DRIFTSOPPLEGG

Kontraktsform, driftsopplegg, bemanning, maskiner og utstyr er i store trekk identisk med Kobbelv. Maskinen i Holandsfjord, Robbins 204-216 er søstermaskinen til den som går i Kobbelv, men den er ikke bygget om til 17" kuttere, slik at den borer med 44 stk. 151/2" kuttere.

Tippsystemet i Holandsfjord er kun bassert på rotadump som er montert inne i tverrslaget. Det er sprengt ut silo og, etablert tappearrangement under rotadumpen. Massen lastes direkte i bil. Det er sprengt egen atkomsttunnel til bunn silo.

10. RESULTATER FRA BORINGEN

Resultater fra boringen kan raskt sammenfattes:

1.Tverrslag

Drevet ca 400 konvensjonelt for rigg og startområde. Sprengt sjakt for rotadump samt egen atkomsttunnel til bunn sjakt.

2.Montering

Maskinen kom til Holandsfjord	14. 9.83
TBM kjørt på stuff	18.11.83
Start boring	18. 1.84

Montasjen tok lang tid, noe som dels skyltes heft pga. at arbeidene med sjakt/tippearrangement hindret innkjøring av maskinen og dels at en rekke av de utbedringsarbeider som ble foretatt de første 6-8 uker i Tverrelvdal ble utført før maskinen kom i drift. Montering og klargjøring av rotadump var også en tidsbestemmende faktor.

3. Boring

Fig. 9 og fig. 10 viser resultater fra boring fram til 15.10.84. Det er boret totalt 2600 m.

1. Ca 2300 m er boret med god inndrift og uten stabilitetsproblemer.

2. Det er boret gjennom endel kalkspat/karst slepper som har vært kraftig vannførende

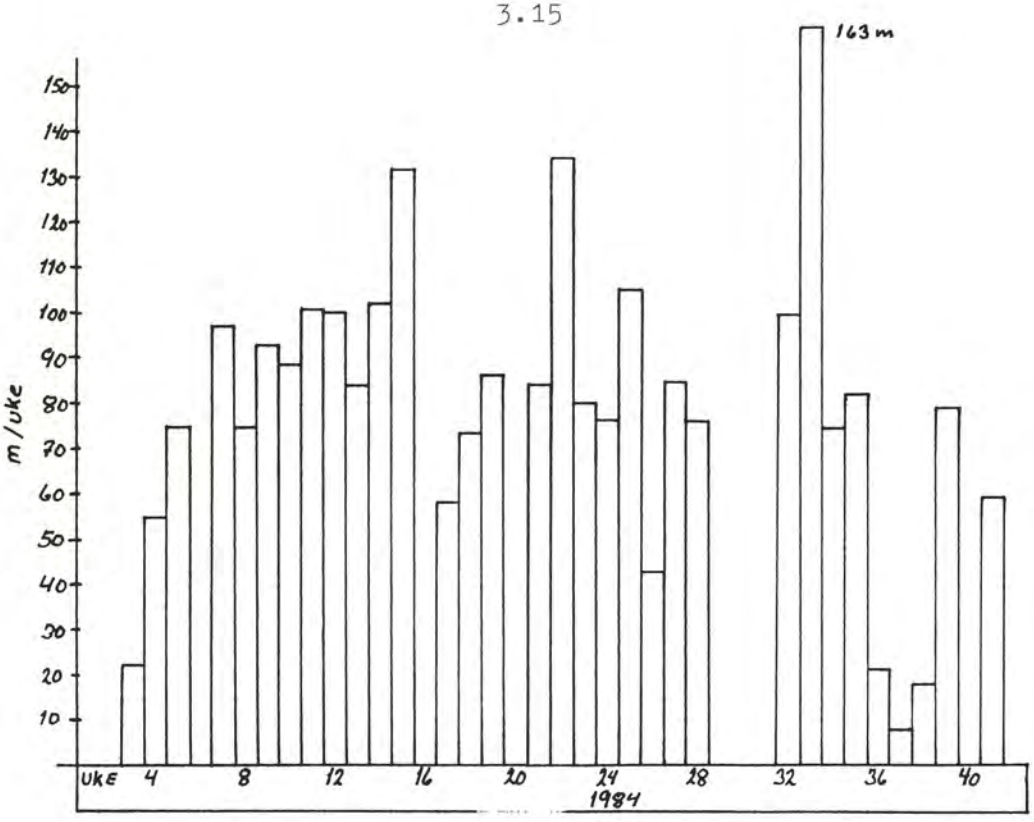


Fig. 9. Inndrift i m/uke i Holandsfjord

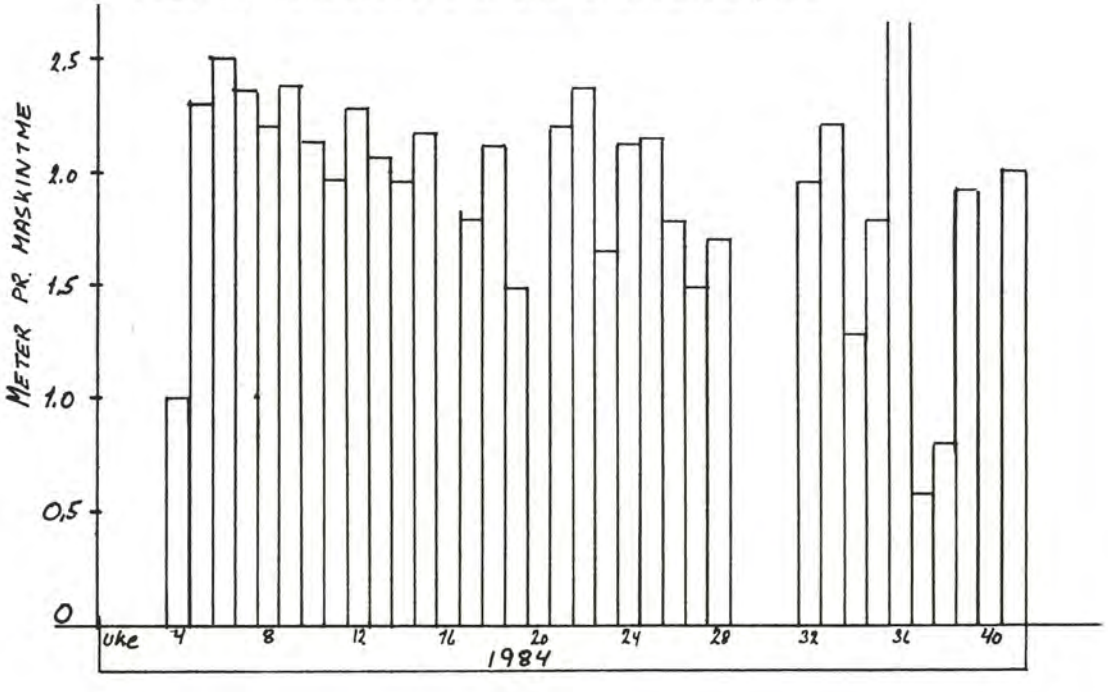


Fig. 10. Inndrift i m/maskintime i Holandsfjord

3. De siste 250-300 m er drevet i en kvartsitt / metasandstein. I denne bergarten har det vært flere partier med svært dårlig fjell som har skapt store problemer med framdriften. Dette blir nærmere behandlet i kap. 11.2

For de 2300 m som er boret uten stabilitetsproblemer har inndriften variert fra ca 1.0 m/h til ca 3 m/h i gjennomsnitt for et skift. Middel for hele tunnelen er ca 2.0 m/h og midlere ukeinndrift ligger på ca 80 m.

Borsynkindeksen er ca 60-70 for glimmerskiferen, og fjellmassen er kartlagt til sprekkeklasse 2-3 (stikk). Orienteringen av oppsprekningen er gunstig i forhold til driveretningen.

Matekraften har ligget i området 20 - 22 tonn pr kutter. Over store strekninger har dreiemomentet vært den begrensende faktor.

Bakriggen klarer å holde unna for inndrifter opptil 2,5-2,8 m/h. Ved større inndrifter blir det venting pga. rangering av vagger i bakriggen.

Kutterforbruket har vært høgt. I gjennomsnitt har levetiden vært ca. 2.2 m/kutter. Det er skiftet opptil 93 kuttere i løpet av en uke (74 meter). Da var levetiden 0.8 m/kutter. 17 % av disponibel boretid har gått med til kutterskifte. I dilegg er det skiftet endel kuttere utenom ordinær arbeidstid.

11. SIKRINGSPROBLEMER

I begge tunnelene har det over kortere strekninger vært betydelige problemer med stabiliteten pga ugunstige fjellforhold.

11.1 TVERRELVDAL

Bergtrykket har langs det meste av traceen vært så høgt at det i forbindelse med sprekker og slepper har markert seg ved utfall eller antydninger til utfall. Dette har ikke medført problem for boringen. Over en strekning på ca 200 m fra pel 1800 var det imidlertid store problemer pga. intenst sprakfjell. Gneisen i dette partiet var svakere enn langs traceen forøvrig, og spenningsnivået pga. overlagring var høgt. I tilegg har trolig spenningskonsentrasjon i dalbotnen og horisontale tektoniske spenninger vært med på å danne spenningsforhold som gneisen ikke tålte.

Fjellet sprakk opp og løsnet så og si med det samme det var boret fritt. Utfallene kom under kraftig sprak og knitring. Problemene var størst i høgre vegg og vederlag, fra kl 01 til kl 05. Utfallene besto for det meste av helt oppknust fjell, nærmest i en grov grus / pukk fraksjon, men det kom også en god del større flak opptil et par m2 i areal og 20 - 30 cm tykke.

Sprakfjellet medførte en rekke problemer som hindret framdriften:

- Sikkerhetsrisiko. Stadige nedfall
- Store masser raste ned under og rundt maskinen. Disse måtte lastes opp for hånd.
- Store utfall i veggene førte til at det ble problemer med gripperfeste. Det måtte fores ut med treverk og boringen måtte foregå med redusert matekraft.
- Det var i lange perioder ikke mulig å gå fram på stuff for å inspisere eller skifte kuttere.

Maskinen er konstruert slik at fjellflaten ikke er tilgjengelig for bolting, rensk osv nærmere enn ca 4 m fra stuff. Så intenst som spraken artet seg var mesteparten av utfallet skjedd før det var mulig å komme til for å sikre. Heng og vegger var så lurvete i de værste partiene at det ikke var forsvarlig å bolte under boring.

Utforing for gripperfeste og opplasting av rasmasser under maskinen var meget tidkrevende. I de vanskeligste områdene ble det lastet ut i størrelsesorden 2 - 3 m3 pr. m tunnel, og det manglet opptil 1 m fjell i veggen.

Problemene med sprakfjell var forventet, men etter boring av vel 1700 m uten noe problem, kom det alikevel som julekvelden på kjærringa.

Bolting ble utført med knematerutstyr rett bak takskjoldet. Til å begynne med svært improvisert men etter hvert fra egnede plattformer. Erfaringen ble at det var viktig å bolte så snart som mulig og etter hvert fikk en til å bolte under boring. Dette forutsatte 1-2 mann ekstra pr. skift. Det ble boltet med ekspansjonsbolter med lengde 1,5 - 3 m.

Bolteutstyret som var montert på maskinen i starten tålte ikke vibrasjonene under boring. Etter 5 - 600 m ble dette utstyret tatt bort idet det ble for arbeidskrevende å holde det i opperativ stand. Bommene hadde også et svært begrenset dekningsområde. Etter å ha boret gjennom dette problemområdet er vi kommet til at bolting med lett og fleksibelt håndhold utstyr fra egnede plattformer er det som gir best resultat under slike forhold.

Opplasting av massen var i starten det største problemet. Det ble anskaffet en bitte liten hjullaster - Bobcat 400. Den er meget manøvrerbar og var i stand til å laste og snu under maskinen. Den lastet i små spesialbygde vagger som ble kjørt ned i skinneleggingsområdet.

Det gikk 7 uker på å drive knappe 200 m, dvs. ca 4,5 - 5 uker ekstra tid pga. sprakfjellet. Dette tilsvarer 45 min. pr salve i heft dersom tunnelen hadde vært drevet konvensjonelt.

Med egnet utstyr og innkjørt mannskap burde det vært mulig å komme gjennom på 3 -4 uker.

Dersom denne tunnelen hadde vært drevet konvensjonelt er det grunn til å tro at det ville vært betydelig større problemer med sprakfjell langs det meste av traceen. Tidforbruk og kostnader pga. sprakfjell ville trolig vært langt større ved konvensjonell drift enn ved fullprofilboring.

11.2 HOLANDSFJORD

Ved passering av kalksoner og kalkspatslepper har det vært betydelige vanninbrudd i tunnelen. I tverrslaget har dette gitt problemer med oversvømmelse av tippestasjon og silo.

Store vannlekasjer på eller like bak stuff fører til at massen blir svært fuktig og har en tendens til å renne av transportbåndene. på maskinen og bakriggen. Dette har gitt mye søl på sålen og inne i maskinen. Håndlasting av massen, problemer med skinnelegging og et utrivelig arbeidsmiljø har vært resultatatet.

Etter ca 2300 m kom tunnelen inn i en sone med kvartsitt / metasandstein. I denne bergarten har det vært flere partier med svært dårlig, oppknust fjell. Fastheten er liten og fjellets orientering er slik at bolting ikke er effektivt. Bergarten er gjennomsatt av kalkspatganger som vaskes ut når de fribores. Bergartsforholdene har gitt tre typer hovedproblemer.

- nedfall av masse over maskin og bakrigg.
- vannproblemer som nevnt foran.
- problemer med gripperfeste pga. utfall i veggene.

Utlasting av masse ble utført med Bobcat som i Tverrelvdal.
Utfall av blokker foran og på transportbåndet har ført til stor slitasje og avsliting av båndene.

Masse som ble liggende igjen i sålen eller som raste ut etter at bakriggen hadde passert, har gitt problemer med å trekke fram bakriggen.

Der hvor det var store utfall ble det forsøkt å bygge under gripperene med treverk for å få grippertak. Dette holdt ikke fordi fjellet var for dårlig samtidig som behovet for matekraft var stort. For å komme videre ble det sveist stålbjelker til gripperskoene Bjelkene ble forankret i fjellet bakover. På denne måten kom man igjennom de værste partienemed svært lav matekraft, 15 cm/h i inndrift og 10-12 timer pr. grippertak.

I de værste områdene har det vært nødvendig å sprøyte helt framme bak takskjoldet for å forhindre at maskinen skulle rase helt ned.

Det har tatt 6 uker å bore vel 200 m, men i dette ligger en uke med brukbart fjell og ca 80 m i inndrift.

12. STØV, STØY OG VIBRASJONER

Målinger utført av arbeidstilsynet og Tom Myran fra NTH har klart påvist for høge støvkonsentrasjoner i tunnelen. Dette gjelder både totalstøv og respirabelt støv. Det høye kvartsinnholdet i bergarten og støvet (opp mot 30 %), gjør at grenseverdiene for respirabelt støv er svært lave (ca 0,50 mg/m3). Dette har medført påbud om bruk av støvmaske under boring. Det arbeides med tiltak for å bedre forholdene. Vannspyling under boring, spyling / fukting av tunnelveggene og nøye renhold av maskinen er viktige faktorer i denne sammenheng. Kontroll av ventilasjonsforholdene på maskin og bakrigg har også stor betydning.

Ved planlegging og bygging av maskiner og bakrigger for hard fjell bør det legges mer vekt på arbeidsmiljøet med hensyn på støv, støy og vibrasjoner.

Ved boring med stor matekraft i hardt fjell er vibrasjoner langt kraftigere enn ved boring i svakere bergarter. Dette gjør at alt som har mulighet for det rister løs, sprekker i sveiser osv. Maskiner for hardt fjell bør derfor ha et minimum av instalasjoner direkte på maskinkroppen og gripperseksjon.

13. OMLEGGING AV DRIFTEN I TVERRELVDAL

Lengre montasje/igangkjøringstid og lavere inndrift enn forutsatt og ekstra tidforbruk ved passering av partiet med sprakfjell har gjort at tunnelen er forsinket. Med det kjennskap en har til fjellet langs resten av traceen er det liten grunn til å tro at det tapte kan gjenvinnes. For å holde terminplanen for igangkjøring av kraftverket er det besluttet å:

1. Rigge om maskinen som nå borer mot kraftstasjonen og starte boring på den 6000 m lange stuffen mot Fossvatn. Arbeidet med omrigging starter 15.10.84 etter knapt et års boring.

2. Når maskinen i Holandsfjord er ferdig i februar mars i 1985 demonteres den og rigges opp i Tverrelvdal for å bore ferdig de 2700 m som gjenstår mot trykksjakta. Start boring er planlagt til juni/juli neste år.

Det har vært vurdert å drive de gjenstående 2700 m med konvensjonell drift. Fullprofilboring er imidlertid valgt pga.:

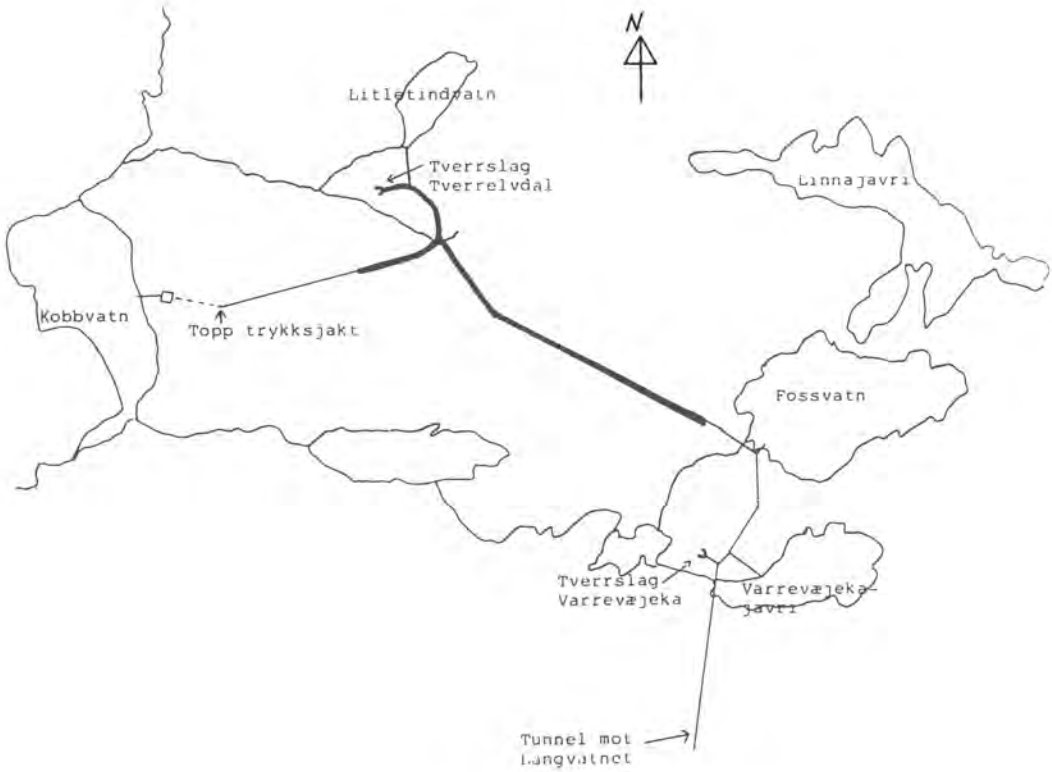
-.Kontraktsforhold overfor Robbins

- Byggetiden

- En konvensjonell tunnel ville trolig fått betydelige problemer med sprakfjell. Ved boring er det ikke regnet med at det vil oppstå særlige problemer.

- Konvensjonell driving av 50 m2 tunnel med sporbunden transport ville være komplisert i kombinasjon med fullprofilboring på en annen stuff.

- Transport og monteringskostnader vil være vesentlig mindre enn første gangen fordi utstyret kan transporteres over i store kolli.



Den delen av traceen som er tegnet med tykk strek blir etter planendringen boret med maskinen som var tenkt å bore hele tilløpstunnelen.

FULLPROFILBORING - ERFARINGER FRA STIGORTBORING VED TJODAN-ANLEGGET.

FULLFACE TUNNELING - EXPERIENCE FROM SHAFTDRILLING AT TJODAN HYDROELECTRIC POWER PLANT.

Sivilingeniør Petter Odlang, Astrup Høyer A/S

SAMMENDRAG

Tjodan Kraftanlegg ligger uten vegforbindelse innerst i i Lysefjorden i Rogaland fylke. Anlegget inneholder de fleste utfordringer man kan støte på i norsk kraftverks-utbygging, deriblant også fullprofilboring av en 1.250 m lang sjakt.
Sjakten er boret med en Jarva MK 12 TBM. Bergarten var hovedsaklig granittisk gneis med kvartinnhold 25 %. Gjennomsnittlig DRI-verdi var 45. Total tid til gjennomføring av sjakten var 15 mnd. hvorav 7 mnd. gikk med til forberedende arbeider, rigging, innkjøring og feilretting. Selve boringen gikk bra med uteinndrifter opp til 96 m.

SUMMARY

Tjodan hydroelectric power plant is situated in Lysebotn in Rogaland with no connection to national road system. The project contains the most challenges one can meet in Norwegian power plant building, among these fullface drilling of a pressure shaft with a length of 1.250 m.
The shaft has been drilled with a Jarva MK 12 TBM. The dominating rock was augen gneis with contents of 25 % quarts. Average DRI-value was 45. Total time used for the shaft job was 15 months including 7 months of mobilization work, drill-teaching and solving technical problems.
The drilling itself was successfull with weekly progress up to 96 m.

INNLEDNING

Tjodan Kraftanlegg ligger i Lysebotn innerst i Lysefjorden. Lysebotn har i disse dager fått vegforbindelse til Sirdal, men under anleggsperioden var båt på den 4 mil lange Lysefjorden eneste praktiske forbindelse til omverdenen. Anleggets viktigste data refereres i tabell nr. 4.1.

TJODAN KRAFTANLEGG

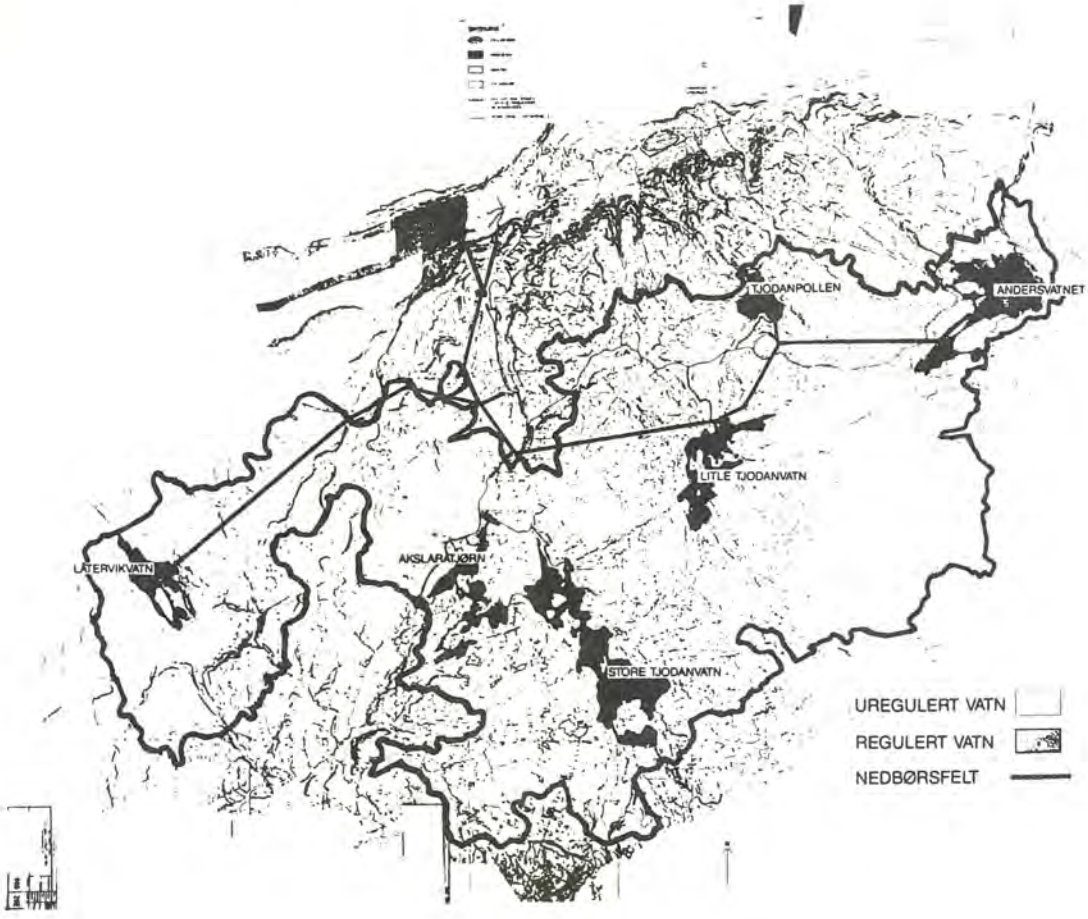
Byggherre	:	Lyse Kraft
Konsulent, byggetekn.	:	Ing. A.B. Berdal A/S
Hovedentreprenør	:	A/F Astrup - Furuholmen
Underentreprenør, fyllingsdammer	:	A/S Veidekke
Kontraktsum	:	285 mill. kr.
Byggetid	:	2 1/2 år
Nedbørsfelt	:	53,7 km^2
Midlere årsnedbør	:	3000 mm
Fallhøyde maks.	:	896 m
Installasjon	:	1 aggregat á 110 MW
Årsproduksjon	:	310 GWh
Hovedmasser:		
Tunneler, herav 5 km fullprofilboret		17 km
Sjakter		2 km
Fyllingsdammer		300.000 m^3
Betongdammer		15.000 m^3
Øvrige betongarbeider		15.000 m^3
1 kraftstasjon i fjell		
1 pumpestasjon i dagen		
5 bekkeinntak		
5 øvrige inntak		
Anleggsveger		25 km

Tabell nr. 4.1

Anlegget inneholder de fleste utfordringer man kan stå overfor i norsk kraftverksutbygging.

Det største problemet var kanskje å utføre svært mange små jobber på kort tid og uten vegforbindelse. Vestlands-klimaet er også opplevd som en spennende faktor.

På figur nr. 4.1 vises en oversikt over anlegget.

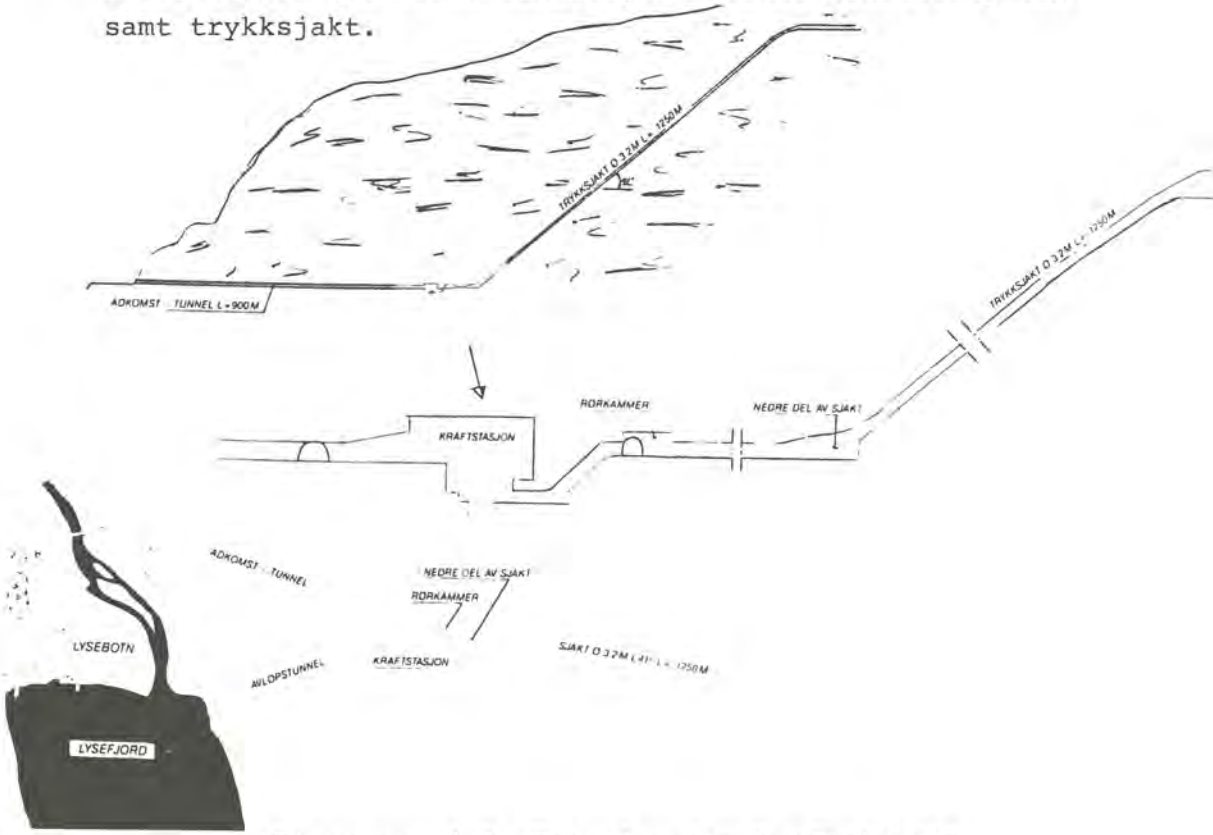


Figur nr. 4.1 Oversikt

Av interessante tekniske problemer kan nevnes:

- Glideforskaling av hvelvdam Andersvatn
- Sjaktboring med raise drill av 4 sjakter
- 4 utslag under vann
- 3 terskelsprengninger
- Helikopterrigging og drift av mange arbeidsplasser, både dammer, sjakter, inntak og tunneler
- Bruk av helikopter Boeing 234 til rigg av sjakboremaskin
- Fullprofilboring av overføringstunnel til Låtervik i ekstremt harde og slitende bergarter
- Og sist, men ikke minst: Fullprofilboring av en 1.250 m lang trykksjakt

På figur nr. 4.2 vises tunnelsystem rundt kraftstasjonen samt trykksjakt.



Figur nr. 4.2 Tunnelsystem kraftstasjon

Sjakten er 1.250 m lang, har en helning på 41^{o} og en diameter på 3,2 m, dvs. et netto tverrsnitt på 8,04 m^2. Etter å ha vurdert tre alternativer, nemlig tverrslag og to kortere sjakter drevet med Alimak, drift av hele sjakten nedenfra med "Ground Hogg" Alimak rigg eller fullprofil-bore sjakten, falt valget relativt raskt på det siste alternativ.
Lysten på noe nytt og økonomi var utslagsgivende.

Etter diverse forhandlinger og vurderinger kjøpte vi en Jarva MK 12-maskin fra Atlas Copco A/S. Maskindata fremgår av tabell nr. 4.2.

Fabrikat	:	Atlas Copco Jarva, MK 12
Diameter	:	3,2 m, kan økes til 4,3 m
Antall cuttere	:	25 stk. 15,5"
Rotasjon	:	16 omdreininger/min.
Rotasjonsmotorer	:	4 stk. á 149,1 kW
Dreiemoment	:	356 kNm 35,6 Tm
Matekraft	:	635 t
Matekraft pr. cutter	:	25,4 t max, praktisk 18-20 t
Totalt installert effekt	:	882 kW 1.200 HK
Driftsspenning	:	380 V
Matespenning	:	11 kV
Vekt TBM	:	140 t
Lengde TBM	:	10,7 m
Vekt TBM + bakrigg	:	200 t
Lengde TBM + bakrigg	:	60 m

Tabell nr. 4.2

Som en del av leveransen fra Atlas Copco A/S inngikk det meste av bakriggen. Bakriggen var bygget og levert av Rowa AG, Sveits. På fig. nr. 4.3 sees et tverrsnitt av maskinen.

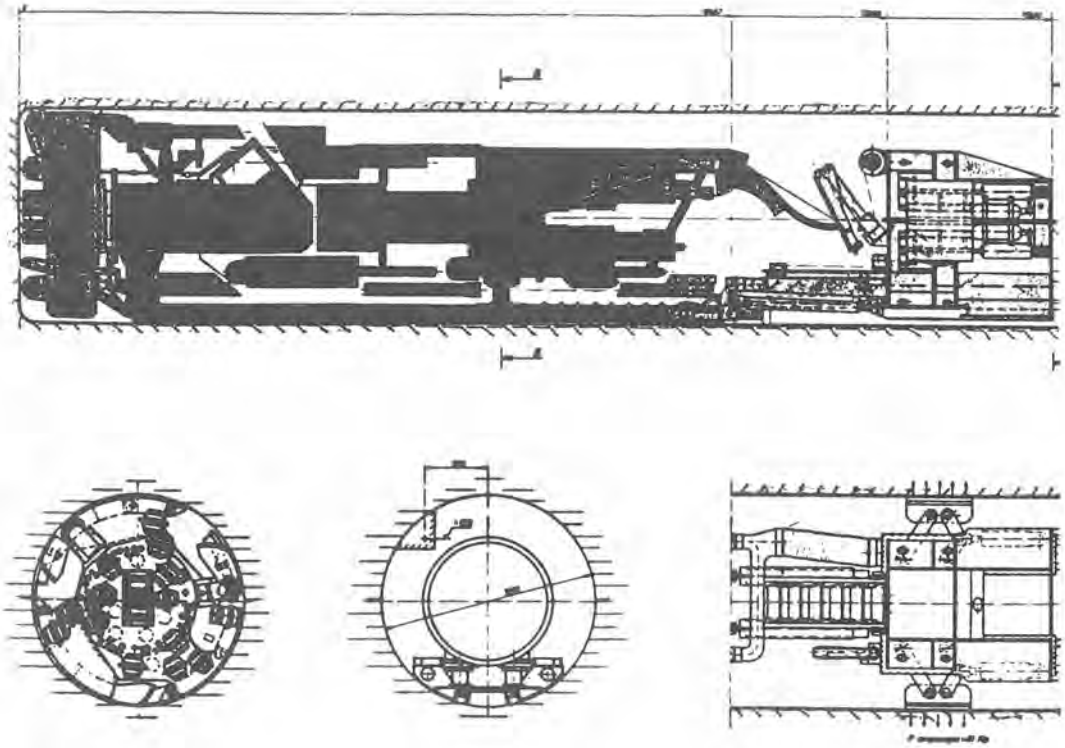


Fig. nr. 4.3 TBM og tilbakefallsikring

BEMANNING

Sjakten ble drevet med 3 skift etter 2 + 1 systemet, dvs. at man jobbet 2 uker og hadde fri den tredje. Arbeidstiden var 06.00 - 02.00 og lørdag 10.00 - 18.00. Faringstiden ble dekket etter egen avtale, slik at vi hadde en effektiv arbeidsuke på 108 timer.
Skiftene besto av 5 mann.

1 mann var nede og klargjorde skinner, massekanaler, ventilasjon, cuttere osv. og 4 mann var på riggen.

Av de fire var en reparatør, en elektriker og de to siste var plukket ut etter kriteriet "allsidige anleggsfolk".

Reparatøren og elektrikeren delte jobben som operatør mellom seg.

Uttransport av masse fra foten av sjakten ble satt bort til underentreprenør.

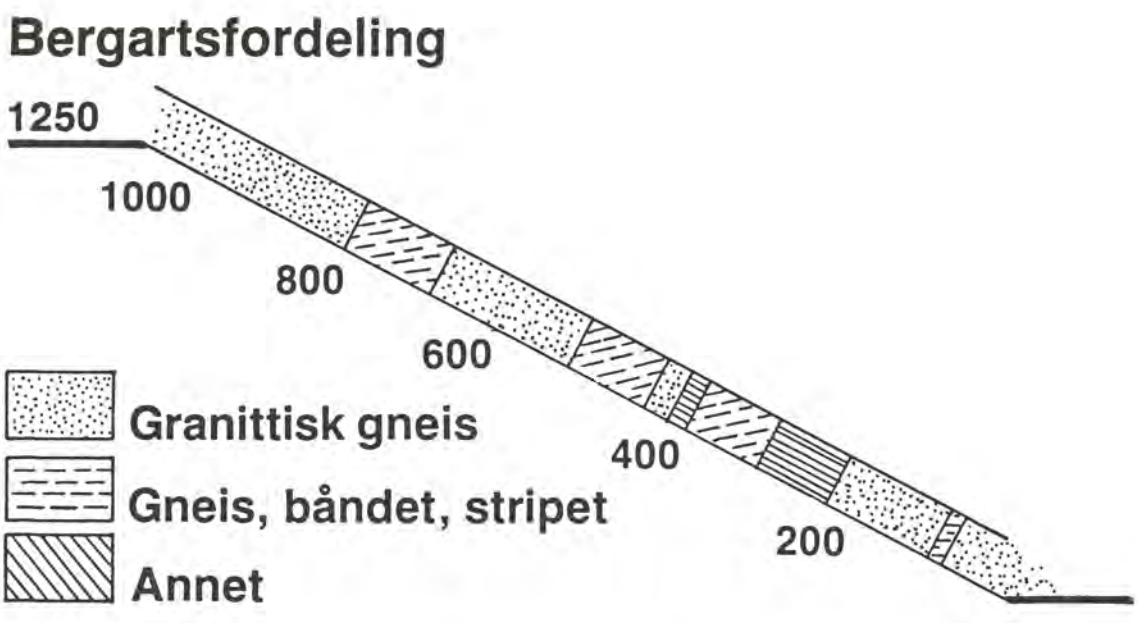
Arbeidet ble ledet av to allsidige formenn som begge hadde jobbet som verksmestere de senere år.

Under montasjearbeidet hadde Atlas Copco A/S opptil 4 montører på anlegget og Rowa 1 eller 2.

Under driften av sjakten hadde Atlas Copco Jarva 1 til 2 mann tilgjengelig på anlegget.

GEOLOGI

Bergarten i området er i hovedsak granittisk gneis. I figur nr. 4.4 vises bergartsfordelingen.



Figur nr. 4.4

I tabell nr. 4.3 fremgår aktuelle prøveverdier for prøver som representerer ca. 90 % av sjakten.
Alle prøver er gjennomført i regi av Institutt for anleggsdrift på NTH.

Prøve nr.	1	2	3	4	5	Middel
Prøvested	60	237	466	743	Fot	
Bergart	Gr. sv.	gneis foliasj.	Gneis strip	Gr. gneis	Gr. gneis	
Sprøhetstall	56,0	53,0	43,0	45,0	54,0	47,0
Flisighetstall	1,28	1,28	1,28	1,29	1,30	1,29
Pakningsgrad	0	0	0	0	0	0
Densitet g/cm^3	2,65	2,66	2,74	2,66	2,70	2,68
Sivers J-verdi	3,8	4,0	5,0	7,8	10,0	5,6
Slitasjeverdi hardmetall	63,0	38,0	21,0	29,0	40,0	32,0
Slitasjeverdi cutterstål	52,0	36,0	24,0	27,0	48,0	32,0
Kvartsinnhold %	52,0	23,0	12,0	20,0	35,0	25,0
Kisinnhold %	0	0,2	0,1	spor	0	0,1
Borsynkindeks DRI	51,0	49,0	40,0	44,0	54,0	45,0
Borslitasje-indeks BWI	42,0	42,0	48,0	46,0	37,0	45,0
Indeks for cutterlevetid CLI	5,0	5,9	7,6	8,6		7,3
Enakset trykk-fasthet		149,0	134,0	139,0		140,0

- Prøve nr. 5 er tatt ut av utsprengt steinblokk.
- Middelverdi er beregnet ut fra hvor stor del av sjakten prøvene er representative for.

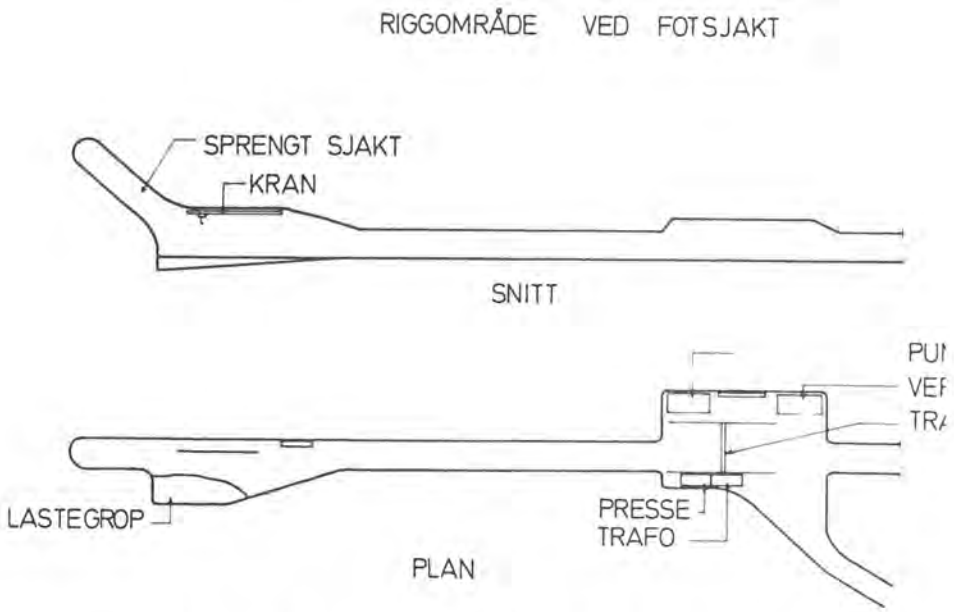
Tabell nr. 4.3

Som det fremgår av tabellene må fjellet karakteriseres som både hardt og slitende for en TBM. Det kan også tillegges at fjellet var lite oppsprukket og med unntak av 3-4 leirslepper, fri for svakhetssoner av noe slag.
Kontraktens beskrivelse angir "at bergartene er både hardere og mer slitende enn de bergarter det hittil har vært aktuelt å bore med fullprofilmaskiner". Beskrivelsen var dessverre riktig.

GJENNOMFØRING AV JOBBEN

I januar 1983 hadde vi drevet ferdig rørkammer, rørtunnel og trykkammer frem til fot trykksjakt. Ved hjelp av langhullsboring nedenfra sprengte vi så ut en ca. 16 m lang "startsjakt".
Her ble det også støpt gripperfeste i sidene og skinner og opptrekkingsutstyr ble montert.

Hele riggområdet vises på figur 4.5.



Figur 4.5 Riggområde ved fot sjakt

TBM og bakrigg ankom anlegget i februar. TBM'en kom i relativt mange deler og det var derfor en omfattende montasje vi sto foran. All montasje skjedde i rørkammeret. Første alvorlige hindring skjedde i mars da AC - Jarva mistenkte at lagerhuset var underdimensjonert.
Vel to måneder senere var imidlertid maskinen klar til å spaseres inn til fot sjakt. Deretter trakk vi maskinen ved hjelp av hydrauliske jekker og dywidagstag opp i skrå stilling og opp til stuff i startsjakten. Tilbakefalls-sikring og hydraulikk og trafodelen ble montert bak TBM'en og den første 1/2-meter ble boret til ferien 1983.
August gikk med til montering av resten av bakriggen samtidig som vi boret ca. 60 m.
Ferdig rigget maskin og bakrigg er vist på figur nr. 4.6.
Typisk tverrsnitt av ferdig boret sjakt med alle instal-lasjoner er vist på figur nr. 4.7.

Fig. nr. 4.6 Ferdigrigget TBM og bakrigg

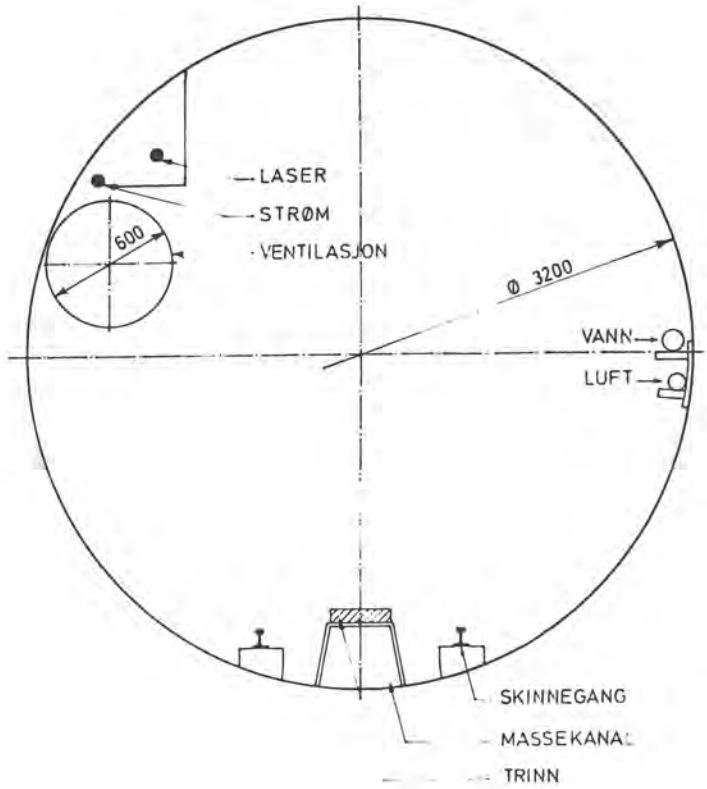


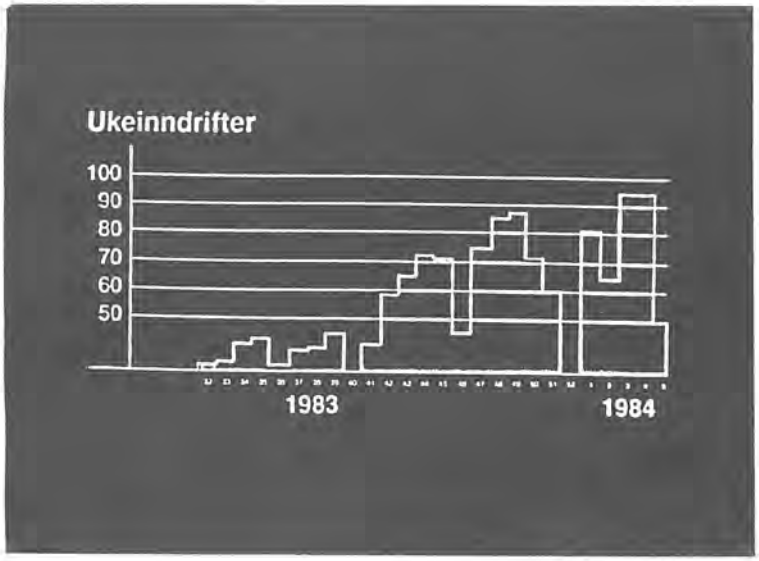
Fig. nr. 4.7 Typisk tverrsnitt i sjakt

September og halve oktober gikk med til å prøve, lære, reparere, justere, endre samt bore ytterligere 60 m. Spesielt voldte festet mellom TBM og bakrigg oss store problemer da dette var for svakt. Og endelig 13/10-83 så det ut til at ferden oppover kunne begynne for alvor.

Humøret steg nå gradvis med stuffens høyde over havet. Alt fungerte. Maskinen boret som den skulle, massen gled ned gjennom massekanalen i samsvar med planene, vannforsyning, strømforsyning, ventilasjon, transport av mannskap - alt fungerte.

Etter en trang fødsel ble det hele nå en riktig trivelig ferd til toppen av sjakten. Gjennomslaget fant sted 2. februar 1984.

Ukeinndriftene fremgår av figur nr. 4.8.



Figur nr. 4.8 Ukeproduksjon

Gjennomsnittlig ukeinndrift etter alle startproblemene fra ca. p. 120 til gjennomslag er 74 m, mens gjennomsnittlig inndrift regnet fra start boring var 49 m og fra ankomst TBM til anlegget 28 m.
Som ventet gikk det hardt på cutterne. Totalt ble byttet 263 cuttere hvilket vil si 37,6 m^3 fast fjell pr. cutter. Timeinndriften varierte mellom 1,1 m/t og 4,4 m/t og var i gjennomsnitt 2.05 m/t.
Maskinutnyttelsen etter vi kom i ordinær drift, var 32 % hvilket kan synes lav. Man må imidlertid være klar over at cutterbytte og alle vedlikeholdsarbeider og reparasjoner tar vesentlig lengre tid i sjakt enn på flat såle. Beste maskintimeuke ga en utnyttelse på 41 %.

NEDRIGGING, INJEKSJON

Vi var noe usikre på hvorvidt vi skulle ta maskinen ut på toppen eller i bunn.

Vi valgte å gå ned. Installasjonene ble demontert, sjakten spylt og vannførende sprekker ble injisert og forseglet. Ca. 3,5 uker injeksjonsarbeider og noe lenger ryggetid brakte maskinen igjen til foten av sjakten.

Vi hadde nå bygget en ny rampe for nedrigging av maskinen. Problemene under opprigging skulle ikke gjentas. Maskin og bakrigg ble da også tatt ned fra sjakten, demontert og transportert ut av tunnelene på 2 uker.

På figur 4.9 vises hvordan tiden er brukt.

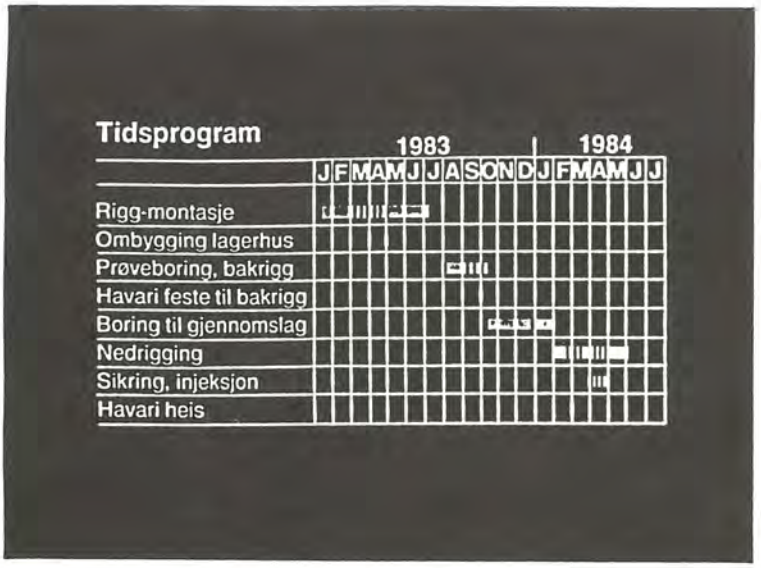


Fig. 4.9 Historisk "fremdriftsprogram"

ETTERTANKER

Det første som slår meg når jeg tenker tilbake er hvor liten del av totaltiden som gikk med til boring, og hvor stor del av oppmerksomheten fra maskinleverandør, konsulent, byggherre og entreprenør som er knyttet til timeinndriften. Det er nok interessant på flatsåle, men av underordnet betydning i sjakt. Av en total byggetid for trykksjakten på ett år og 5 mnd. foregikk det boring i 6 mnd. Av totalt 6000 klokketimer foregikk det boring i 595 timer.

Arbeidsmiljø og sikkerhet er vel verd å vurdere. Støv er en plage og vi oppnådde ikke å komme under de administrative normer for støv med så høyt kvartsinnhold. Sikkerheten generelt på maskin og bakrigg er tatt godt vare på, men persontransporten opp og ned må vurderes som utsatt, og sikkerhetsopplegget og nødbremser må kontrolleres og testes ofte.

Det viktigste er imidlertid at man bemanner maskinen med personer som er dyktige, allsidige, sikre på sin egen dømmekraft og tar sitt arbeid og sikkerhet alvorlig.

Vi kan vel ikke unngå å komme inn på økonomi. Det er ingen tvil om at det til tross for lange riggetiden var et riktig valg vi gjorde med denne sjakten. Det er den lange riggetiden og de høye transportkostnadene som taler mot fullprofilboring. Vi tror vi har løst det første problemet slik at boring allerede ved 250-300 m sjakt kan konkurrere i tid. Prisen på tiden vil være avgjørende for valg av boring eller sprengning opp til ca. 1000 m. Over denne lengde vil boring fremstå som et mer og mer fordelaktig alternativ, inntil det ved 1.200 - 1.300 m vel er eneste alternativ uten tverrslag.

S T I G O R T B O R I N G N E D E N F R A

RAISEBORING FROM BELOW

Disponent Kristian Olimb, Kristian Olimb A/S

SAMMENDRAG

Stigortsboring nedenfra. En kort orientering om utvikling av maskiner og utstyr.
Erfaring ut fra 6 borede sjakter, og hvilke endringer av utstyret som fortløpende måtte utføres.
Til slutt en konklusjon vedrørende boring nedenfra.

SUMMARY

Raiseboring from below. A short paper about developement of machines and equipment.
Eksperience from 6 raises, including the necessary modifications of the equipment.
Finally a conclusion regarding operating from below.

INNLEDNING

I 1982 utlyste N.V.E. Statskraftverkene anbud på boring av sjakter ved Ulla-Førre anleggene.

Sjaktene hadde varierende diameter fra 600 mm til 2400 mm. Noen var skråsjakter andre vertikale.

Vi hadde på dette tidspunkt boret fire sjakter med 600 mm diam. nedenfra med vår Dresser 500.
Dette utstyret var ikke bygget for en slik boring og medførte mye ekstra arbeide ved rigg.
Maskinen måtte her "henges" opp på et fundament på forhånd støpt parralellt med prosjektert sjakt.

Entreprisen i Ulla-Førre var så stor at vi så det innterresant å utvikle spesialutstyr for å bore noen sjakter nedenfra.

Det var veiløst til alle plassene på fjelloverflaten, og en boring ovenfra ville medføre store kostnader til transport av forlegning og utstyr. I tillegg kommer dette med vanskeligheter vinterstid.

Entreprisen gikk inn i samarbeid med Entreprenørservice, hvor vi skulle utvikle utstyr for å bore 8 sjakter nedenfra fordelt på følgende diametre. 3 stk. 2400 mm, 1 stk. 1440 mm og 4 stk. 600 mm

UTVIKLING AV UTSTYR

1. Selve boremaskinen.

   Det ble tatt kontakt med Roger Nylund i Tammerfors hvor vi ønsket hans maskin Indau 90 H bygget om for å kunne bore nedenfra. Se fig.5.1.

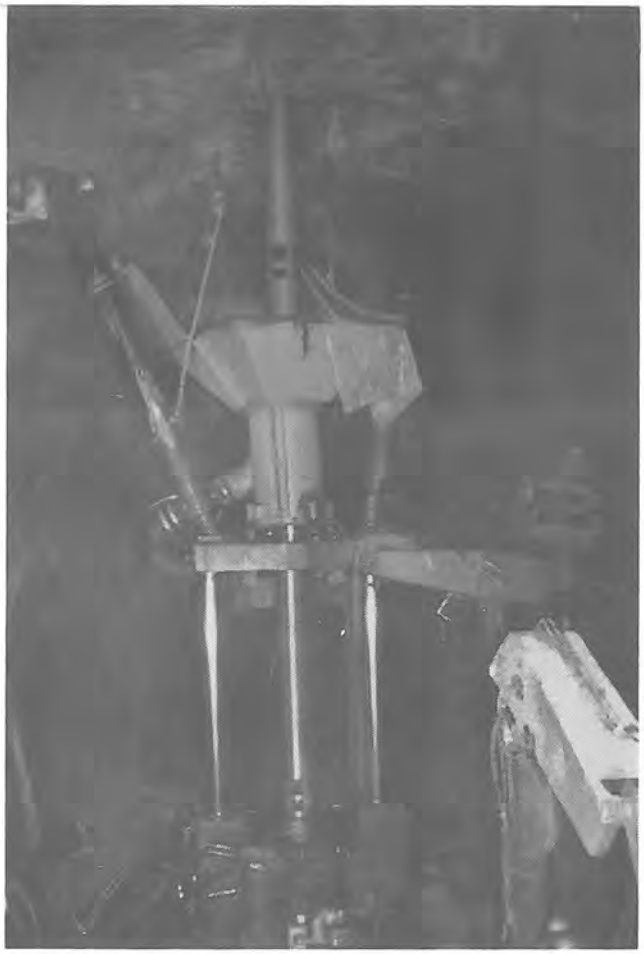


Fig. 5.1. Indau 90 H.

Figuren viser støtteben mellom tak og maskin. Ved en slik boring får en jo store oppadrettede krefter, videre er støttebenene nødvendig for å stabilisere maskinen.

2. Ikke roterende stabilisatorer på borstreng.

Vi hadde fra før en 8" streng og valgte å benytte denne. Strengens begrensede kapasitet og hensynet til nødvendig plass for transport av kakset tvang oss til å måtte rymme i flere steg ved de store diametre. Vi var derfor nødt til å få bygget stabilisatorer på strengen for å motvirke "sleng".
Se fig. 5.2.

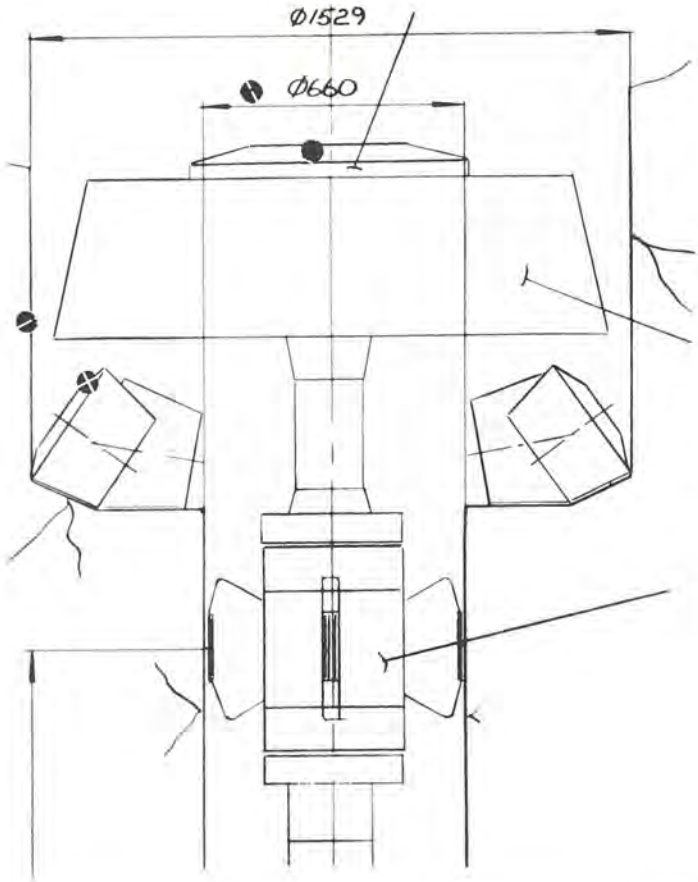


Fig.5.2. Rymmehode med ikke roterende stabilisator montert på 8" streng.

3. Trakt til å ta i mot utboret masse.

Naturlig nok vil jo all masse falle ned gjennom sjakten og det var derfor nødvendig med mottagertrakt med avløp for utboret materiale. Kakset ble spylt direkte ut på lastebil.
Trakten ble konstruert for å kunne tåle påkjenning ved utløsning av store steiner, og slitasjen ble det tatt hånd om ved å kle bunnen med 50 mm gummimatter.
Se fig. 5.3.

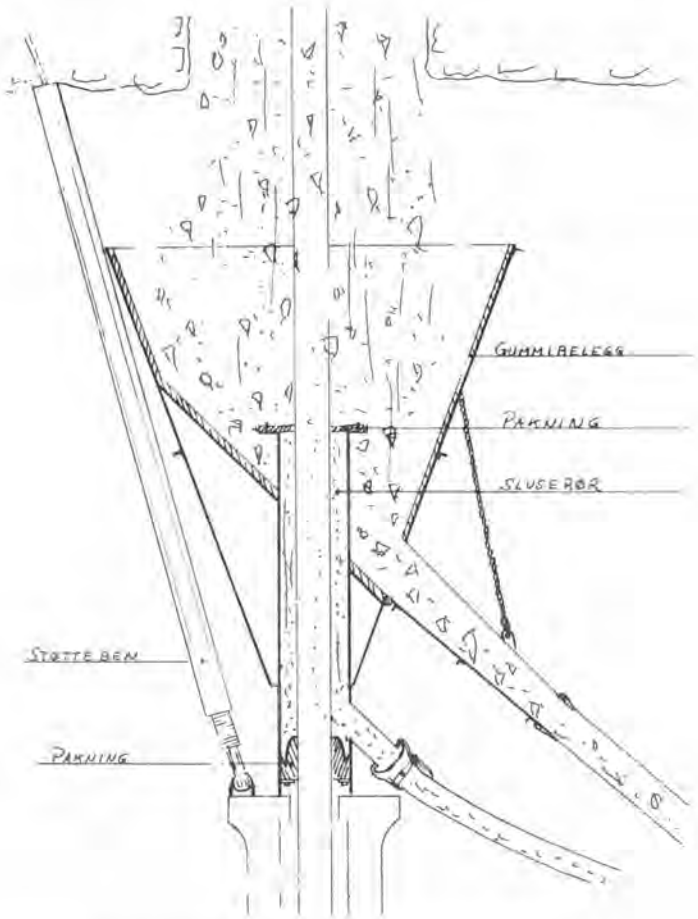


Fig. 5.3. Trakt til å ta imot de utborede massene.

4. Spyling av stuff foran cutterne.

Rymming ovenfra forutsetter utspyling av kaks vekk fra cutteren inn mot kronas senter. Se fig. 5.4.

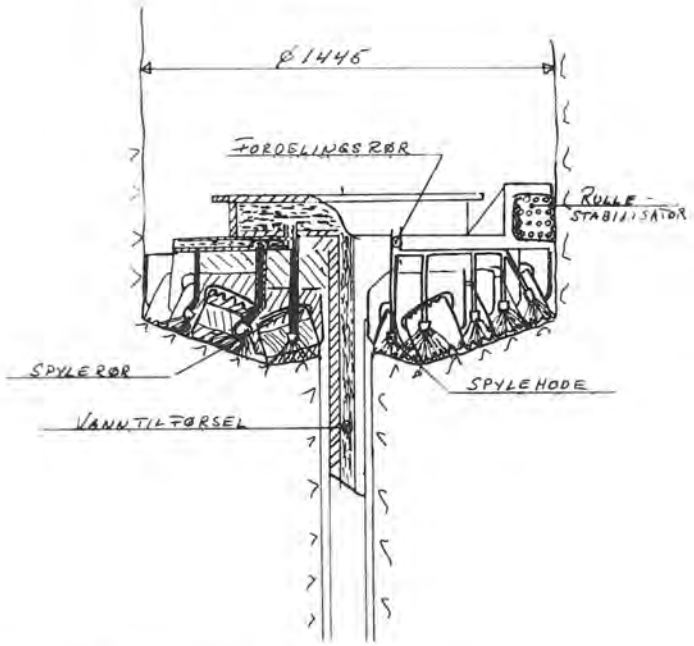


Fig. 5.4. Spyling av stuff foran cutterne.

Det var derfor nødvendig å bygge inn spylerør i rymmehodet. Vi valgte en pumpe som ga ca. 600 l/min. og 15-20 bar. Vanntransporten foregår gjennom svivel montert på maskinen og gjennom rørstreng inn i bakkant på kruna hvor vannet fordeles til de enkelte spylerør.

Så langt var utstyret klart og boring kunne settes igang.
Men som en viselig har sagt "Alt nytt er galt før det blir riktig."

Boring av de små sjaktene gikk greit.

Vi merket noe pendling på 1400 mm hodet på grunn av dårlig stabilisering. Videre var det et par av stabilisatorvingene som løsnet i innfestningspunktet ved at steiner falt ned gjennom sjakta og traff dem.

Det var ved rymming av 2400 mm sjakt på Beinlei (stedet hvor boringen ble utført) at vi fikk problemer.
På grunn av fare for strengens styrke valgte vi å utføre den i tre steg 660 - 1440 og 2400 mm.
Sjakta var 135 m og i lodd.
Steg 1 og 2, 660 og 1440 gikk forholdsvis greit. Fjellet var her i enkelte soner tildels meget dårlig og vi fikk en del utrasning, som skadet vingene. Videre kunne vi registrere ved utboret sjakt "korketrekkerfolder" i veggen som kom av dårlig stabilisering på krona, hvilket vi også kunne registrere ved at perifericutterne og sadlene var unormalt mye slitt.
Men det var på dette tidspunkt ikke mye vi kunne gjøre vedrørende steg 3. Krona (2440) lå der og ble montert og rymming startet opp.

Kort fortalt, etter 45 m røk strengen i innfestningen på stemmen.

Krona ble jo liggende å hvile på stuffen, og inspeksjon ble foretatt. Det viste seg da at perifericutterne etter 45 m var meget slitt, likeledes sadlene. Om strengen ikke hadde røket ville disse cuttere og sadler høyst ha gått 45-50 m til. Det ble besluttet og avslutte boringen og strosse resten.

Ut fra denne erfaring vi nå hadde fått så vi nødvendigheten av riktig stabilisering på hodet og kraftigere stabilisatorer på streng.

Det viste seg senere ved demontering av stabilisatorene at omtrent samtlige lagere var spist opp av borslam som hadde trengt seg inn i lagerhuset.

FØLGENDE BESLUTNING BLE FATTET FOR Å FORSETTE VIDERE BORING NEDENFRA

1. Bygge nye stabilisatorer hvor en kappe skal hindre slam i trenge inn.
2. Spesialbygge hode hvor rullestabilisatorer med volframcarbidknaster, slik som på cutterne, ble montert bak hodet min. ca.40cm bak perifericutter.
3. Kutte ut steg 1 og rymme direkte fra pilot til 1450 ved å bore 12" pilot. Dette utstyret er i dag ferdig bygget og sjakt 1450 er når dette skrives startet opp.
   Se fig. 5.4.

KONKLUSJON

Vi tror sjaktboring nedenfra er kommet for å bli.
Det er så mange fordeler både for oppdragsgiver og entreprenør.
Kanskje har den sin begrensning i diam. Så langt vi kan se i dag har den det, men opp til 2400 mm skulle ikke være noe problem dersom hodet bygges riktig og da med rullestabilisatorer plasert i riktig avstand bak slik at pendling unngås.

EMULSJONSSLURRY - ERFARINGER MED BORHULLSDIAMER 2½"-4"

EMULSJON SLURRY - EXPERIENCES FROM DRILLHOLEDIAMETERS 2½"-4"

Bergingeniør Johan Amundsen, DYNO INDUSTRIER A.S

SAMMENDRAG

DYNO INDUSTRIER A.S har fra 1968 levert pumpeslurry på lisens fra IRECO CHEMICALS, USA. DYNO har nå kjøpt IRECO og er dermed verdens ledende på området pumpeslurry.
De tradisjonelle slurrytypene er utviklet for grove borhull og passer ikke for hull med diameter mindre enn 4". DYNO kan nå levere emulsjonsslurry for hulldiameterområdet 2½"-4".
Slurry som pumpes direkte i borhullene er nå et sprengstoff-alternativ for en rekke steinbrudd og pukkverk.
For å forsyne pukkverkene i nærheten av Oslo med pumpeslurry har DYNO satt opp en slurrystasjon i Verpen i Hurum.
Erfaringene med emulsjonsslurry har hittil vært gode. Ladeteknikken er rask og enkel. Sprengstoffet har god vannbestandighet. Sprengningsresultatene er gode.

SUMMARY

Since 1968 DYNO INDUSTRIER A.S has been producing Site Mixed Slurry licenced by IRECO CHEMICALS. DYNO has resently purchased IRECO and is now the world leading producer of Site Mixed Slurry. The traditional slurries are developed for blasting with large diameter drill holes and are less suitable to be used in drillholes with diameter belowe 4". DYNO are now produsing emulsion slurry for drillholes ranging from 2½ to 4" diameters. Thus Site Mixed Slurry has become an alternative to minor

pits and quarries.
To supply the quarries near by Oslo DYNO has erected a slurry-plant at Verpen in Hurum.
The experiences from blasting with emulsion slurry have so far been good.
Loading the drillholes is fast and simple. The explosive has an exellent waterresistance.
The blasting results are good.

INNLEDNING.
DYNO INDUSTRIER A.S har siden 1968 levert slurry-sprengstoffer på lisens fra IRECO Chemicals i USA under betegnelsen SLURRIT. I løpet av året har DYNO kjøpt IRECO og er dermed blitt ledende i verden innen pumpeslurry.
Her i landet regner man med å nå et kvantum på nesten 20.000 tonn SLURRIT i 1985, eller nær halvparten av det totale sprengstoff-forbruket.

De SLURRIT-typene, SLURRIT 110 og SLURRIT 116 som inntil i fjor var enerådende er utviklet for grove borhull. Spesielle egenskaper hos sprengstoffene sammen med ladetekniske problemer i mindre borhull har begrenset bruken av disse sprengstoffene til borhull med diameter større enn 4".

De siste års utvikling har gitt oss en ny type slurry, emulsjonsslurry, som nå har fått sin plass i SLURRIT-familien under navnet SLURRIT 310.

SLURRIT 310 kan brukes i borhull med så liten diameter som 2½".
SLURRIT levert pumpet direkte i borhullet er nå også et sprengstoffalternativ for en rekke pukkverk og

steinbrudd med bordimmensjoner i mellomområdet.

For å levere SLURRIT 310 til pukkverk i Oslo-området har DYNO i løpet av året bygd en slurrystasjon i Verpen i Hurum. Se figur 1.

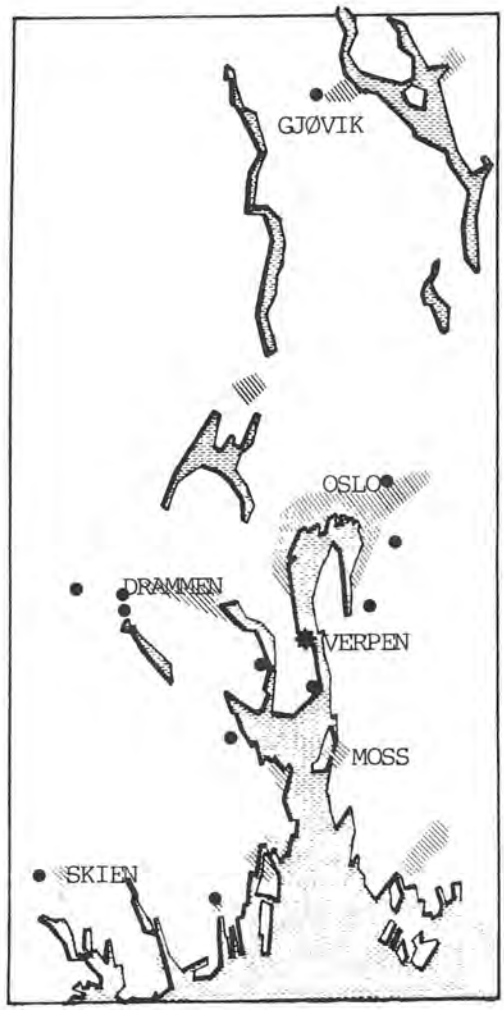


Fig. 1 Oslo området. Punktene viser pukkverk som bruker SLURRIT 310.

Foreløpig har vi strukket Oslo-området fra Gjøvik i nord til Skien i syd. Innenfor dette område kan en ladetruck kjøre fra Verpen til et pukkverk, lade en salve og returnere til Verpen i løpet av en formiddag. Avstanden fra Verpen til Gjøvik er ca. 200 km.

Vi kan tenke oss å sette opp nye stasjoner i områder der det er en liknende konsentrasjon av pukkverk som i Oslo-området.

Våre permanente stasjoner i Bjørnevatn, Rana, Åheim og Titania er alle om kort tid i stand til å levere emulsjonsslurry til nye brukere i nabolaget. Vår stasjon på Ulla-Førre leverer allerede emulsjonsslurry til NVE's damanlegg.

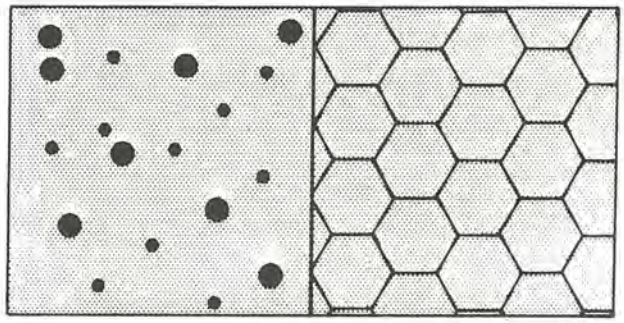
Jeg skal komme nærmere inn på de erfaringene vi har gjordt med emulsjonsslurryen SLURRIT 310. Men gir først en kort beskrivelse av slurrysprengstoffer, SLURRIT-systemet, ladeteknikk o.a.

SLURRYSPRENGSTOFFER.
EN SAMMENLIKNING MELLOM SLURRIT 110 OG 310.
Slurrysprengstoffer er basert på en vannholdig nitratsaltoppløsning tilsatt et brennstoff. Brennstoffet kan være sprengstoffer, krutt, hydrokarboner o.a.
Vi får dermed forskjellige slurrytyper som f.eks. TNT-slurry, krutt-slurry, MMAN-slurry o.s.v.

I SLURRIT brukes hydrokarboner i form av dieselolje som brennstoff.

De tradisjonelle slurrytypene har en kontinuerlig vannfase der brennstoffet er fordelt i form av partikler eller dråper. De nye emulsjonsslurryene har en

kontinuerlig olje- eller brennstoff-fase som omslutter dråper av saltoppløsningen. Se figur 2.



Slurry	Emulsjonsslurry
Water-gel	Emulsion
Olje i vann	Vann i olje
SLURRIT 110	SLURRIT 310

Fig. 2

En emulsjon er en blanding av to væsker som ikke er oppløselige i hverandre. For eksempel vann og olje. Olje kan piskes inn i vann og vann kan piskes inn i olje. For å stabilisere systemene slik at væskene ikke separerer igjen tilsettes overflateaktive stoffer som kalles emulgatorer. Vi kan velge mellom en "Olje i vann"-emulsjon eller en "vann i olje"-emulsjon.

Tradisjonelt kalles slurry-sprengstoffer basert på olje i vann-emulsjoner "slurry" eller "watergel". De som er basert på vann i olje-emulsjoner kalles "Emulsjonsslurry" eller "emulsion".

SLURRIT 110 er en slurry eller watergel.
SLURRIT 310 er en emulsjonsslurry.

I utgangspunktet er blandingen av saltoppløsning og brennstoff for tung til å initieres både for SLURRIT 110 og SLURRIT 310. For å gjøre sprengstoffene tilstrekkelig følsomme må det settes til stoffer som reduserer egenvekten.

SLURRIT 110 gjøres lettere og følsom med kjemisk gassing der det utvikles gassblærer i sprengstoffet. Slurrit 310 tilsettes mikroskopiske glasskuler, microballoons for å oppnå det samme.

SLURRIT 110 som er gass-sensitert er kompressibel og dermed trykkfølsom. Sprengstoffet kan døddpresses midlertidig i sprengningsøyeblikket av trykk fra nabohull.

SLURRIT 310 er mye mindre trykkfølsom.

SLURRIT 110 stivner forholdsvis raskt til en fast masse etter at sprengstoffet er blandet sammen. SLURRIT 310 vil hele tiden ha en majonesliknende konsistens.

Den kjemiske sammensetningen for SLURRIT 110 og SLURRIT 310 er så og si den samme for begge to. Men den indre oppbyggingen er som nevnt forskjellig. SLURRIT 310 som har en kontinuerlig brennstoff-fase med god kontakt til den energibærende nitrat-oppløsningen vil omsettes raskere og lettere enn SLURRIT 110.

En sammenlikning mellom SLURRIT 110 og SLURRIT-310 gir følgende:

- Detonasjonshastigheten for SLURRIT-310 ligger høyere enn for SLURRIT-110 ved samme tetthet.
- Kritisk tetthet er høyere for SLURRIT-310. Det er derfor mulig å bruke SLURRIT-310 i meget dype borhull.
- Kritisk diameter er mindre for SLURRIT-310 både innspent i stålrør og uinnspent i PVC/papprør.
- Minimum booster er mindre for SLURRIT-310 både innspent og uinnspent.
- Vannresistens for SLURRIT-310 er over-legen SLURRIT 110.

Sammenliknbare data er gitt for SLURRI 110, SLURRIT 310 og ANOLIT i tabell nr. 1.

	DENSITY	ENERGI KCAL/KG	GASSVOLUM LITER KG
SL 110	1.14	680	840
SL 310	1.25	680	810
ANOLIT	1.0	890	970

Tabell 1

På figur 3 er vist detonasjonshastigheter ved forskjellige diametre for SLURRIT 110, SLURRIT 310 og ANFO. Prøvene er skutt uinnspent i papprør.

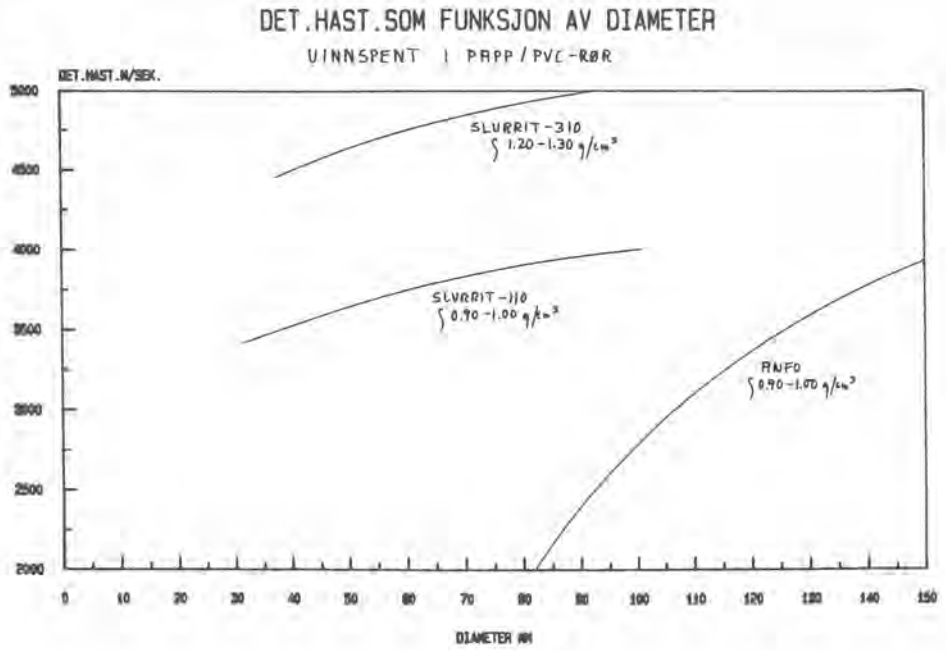


Fig. 3 Detonasjonshastigheter.

SLURRIT 310 passer bedre for borhull med mindre diameter enn SLURRIT 110 fordi SLURRIT 310 har

mindre kritisk diameter, høyere kritisk tetthet og er mye mindre trykkfølsom.

SLURRIT 310 er også lettere å lade i små hull fordi ladingen når som helst kan avbrytes uten at ladeslangen blir tett.

SLURRIT-SYSTEMET

SLURRIT-SYSTEMET er et system for produksjon og mekanisk lading av slurry.

I systemet inngår en slurrystasjon med oppløsnings- og lagertanker for produksjon av ikke-eksplosive halvfabrikata og en ladetruck.

I trucken holdes de enkelte ikke-eksplosive bestanddelene hver for seg. De blandes ikke sammen til sprengstoff før de pumpes ut i borhullet gjennom ladeslangen. Systemet har derfor stor grad av sikkerhet.

Ladetrucken er bygd opp på lastebilsjassis med tandemdrift. Se figur 4.

Fig. 4 Ladetruck

Transportkapasiteten på landeveien er oppløsning for ca. 10 tonn ferdig SLURRIT.
Pumpekapasitet: 50 - 75 kg/min
Slangelengde : 40 - 50 meter
Slangedimm. : 1 1/4"

Kort kan SLURRIT-SYSTEMET sammenfattes slik:

- Produserer og lader samtidig
- Pumper direkte i borhullene
- Stor grad av sikkerhet
  - Ingen transport av sprengstoff
  - Ingen lagring av sprengstoff
- Stor ladekapasitet
- Enkel lading med minimal mannskaps-innsats.

TENNINGSSYSTEMER.
Det brukes elektriske millisekund-tennere eller NONEL.
Normalt er det 2 tennere, en bunn- og en topptenner i hvert hull.
Tennerene settes inn i en passende PRIMER før de plasseres i hullene.
De som ønsker bunntenning kan bruke topptenner med et høyere nummer enn bunntenneren i samme hull.
Det anbefales ikke å bruke detonerende lunte som opp-tenningsmiddel direkte i borehullene. Virkningen fra lunten vil delvis ødelegge slurryen og sprengnings-effekten blir redusert.
Detonerende lunte kan med fordel brukes som opptennings-middel for NONEL-tennere.

PRIMERE.

For å få god initiering av slurry må det brukes primere av sprengstoff med høy detonasjonshastighet som TNT, PENTOLIT, EXTRA DYNAMIT o.l.
Passende størrelse på primeren er 300-500 gram.

I hull med diameter over 100 mm og i hull som står ladet over lengere tid anbefaler vi primere av TNT/PENTOLIT.

I hull med mindre diameter som lades og skytes samme dag har vi med god erfaring brukt patronert BJØNNIT, som har dimmensjonen 40x200 mm og veier 350 gram.

LADETEKNIKK.
Før lading med slurry tar til plasseres bunnprimerene med tennere i hullene.
Lengdene på hullene måles og slurry-mengden pr. hull bestemmes.
Tørre hull kan fylles fra toppen.
Framgangsmåten for lading av hull med vann er vist på figur 5.

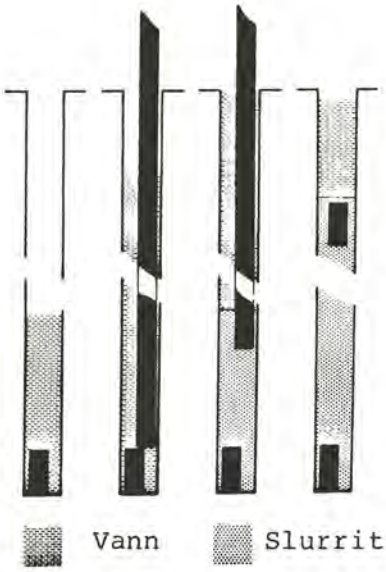


Fig. 5 Ladeteknikk

Enden på ladeslangen føres ned til bunnen av hullet. Slurryen som pumpes inn vil fortrenge vannet og skyve dette foran seg oppover i hullet.
Samtidig som hullet fylles trekkes slangen opp med passende fart. Slurryen vil hjelpe til med å trykke slangen oppover etterhvert som slurrysøylen stiger i hullet.
Når fastsatt mengde slurry er pumpet inn i hullet, trekkes slangen opp og ladehøyden kontrollmåles.
Om nødvendig etterfylles hullet til ønsket ladehøyde.
Topp-primeren med tenner settes på plass i toppen av hullet ved hjelp av en ladekjepp e.l. og hullet fordemmes.
Dersom hull av en eller annen grunn blir overladet kan ladesøylen justeres som vist på figur 6

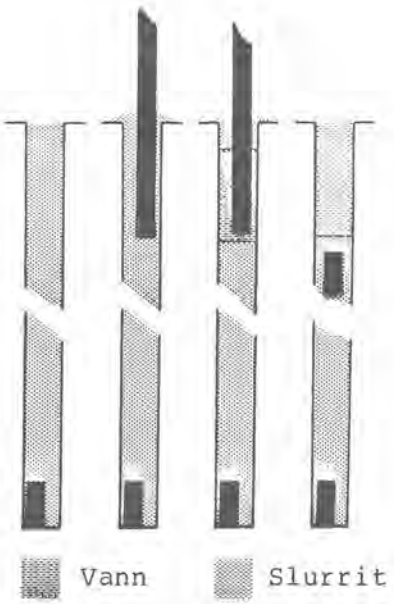


Fig. 6 Justering av overladet hull.

Sprengstoffet i toppen av hullet spyles ut med varmt vann som pumpes gjennom ladeslangen fra tank på ladetrucken.

EKSEMPLER FRA OSLO-OMRÅDET.
Nedenfor er gitt noen praktiske eksempler fra to pukkverk i Oslo-området kalt "Pukkverk 1" og "Pukkverk 2".

Pukkverk 1.

Dette pukkverk driver i grunnfjellsgneis. De har tidligere brukt DYNAMIT OG MINIT p.g.a. vann i borhullene.
Pallhøyden er 14 m. Bordiameteren er 3". De har i hele år bare sprengt med SLURRIT 310 og mener å ha fått et bedre sprengningsresultat.
Pukkverket laster med Brøyt-X50 og spretter med hydrulisk hammer.
Da vi kom inn med SLURRIT 310 var bormønstret 2,5 x 2,5 m. Dette er senere øket i følgende takt:

2 stk. salver	:	2,5 x 2,5 m
2 " "	:	2,5 x 3 m
4 " "	:	2,75x 3 m

De 4 siste salvene var finknuste, men framkastet var begrenset. Disse salvene hadde vært vanskelige å laste med hjullaster, men de ble lastet opp med Brøyt. Selv om lastingen med Brøyt går greit ønsker pukkverket noe mere lettlastede salver, men de vil ha samme areal pr. borhull som i de siste salvene.

De vil prøve å oppnå dette i de neste salvene ved å forlenge intervall-tiden og/eller redusere forsettningen og øke hullavstanden.

Salve A:

93 stk. 3" hull. Bormønster 2,5x2,5 m. Uladet 2 m. Elektriske tennere.
Primer: Bjønnit 40x200 mm. 7700 kg SLURRIT 310 med sp.v. 1,30 kg/dm^3.
Spesifikk sprengstoff-forbruk: 0,95 kg/m^3.
Godt sprengningsresultat.

Salve B:

73 stk. 3" hull. Bormønster 2,5x3 m.
6180 kg SLURRIT 310 med sp.v. 1,25 kg/dm^3 og 500 kg MINIT 60x600 mm.
Spesifikk sprengstoff-forbruk: 0,90 kg/m^3
Dagfjell. Stuffen var sterkt oppsprukket og hullene i første rast ble ladet med SLURRIT 310 i bunnen og MINIT i pipen.
Røysa var høy og noe grov på toppen.

Salve C.

80 stk. 3" hull. Bormønster 2,5x3 m.
6630 kg SLURRIT 310 med sp.v. 1,26 kg/dm^3. Spesifikk sprengstoff-forbruk: 0,80 kg/m^3 ladet på 3 timer.
Sprengningsresultatet tilfredsstillende.

Pukkverk 2.

Dette pukkverket driver i Syenit (Larvikit). De har tidligere brukt selvblandet ANFO, men bruker nå ANOLIT i de "tørre" delene av bruddet og SLURRIT 310 i de våte partiklene. Pallhøyden er ca. 12 m.
De er fornøyde med sprengningsresultatene, men har fått en økning av finandelen 0-1 mm i SLURRIT salvene.
Laster med hjullaster.
Da vi kom inn med SLURRIT 310 var bormønstret for 3" hull: 2x2,5 m og for 3½": 2x3 m.
Pukkverket har øket bormønstret i to omganger. For 3½" hull først til 2,5x3 m og så til 2,5x3,5 m.

Salve A:

20 stk. 2½" hull.
20 stk. 3" hull med bormønster 2x2,5 m
73 stk. 3½" hull " " 2x3.0 m
Uladet 3 m.
Elektriske tennere. Primer: Bjønnit 40x200 mm. 6485 kg SLURRIT 310 med sp.v. 1.24 kg/dm^3.
Spesifikk sprengstoff-forbruk: 0,90 kg/m^3
Sprengningsresultatet var godt.

Salve B:

133 stk. 3½" hull med bormønster 2,5x3,0 m. Uladet 3,5 m i tørre hull og 2-2,5 m i vannhull. 10.019 kg SLURRIT 310 med sp.v. 1,25 kg/dm^3.
Spesifikk sprengstoff-forbruk: 0,80 kg/m^3. Ladetid 5 timer.

God fragmentering og godt framkast.

Salve C.

8 stk. 2½" hull
8 stk. 3" hull
54 stk. 3½" hull med bormønster 2,5x3,5 m
Hulldybde 11-14 m. Uladet 2-2,5 m.
4987 kg SLURRIT 310 med sp.v. 1,25 kg/dm^3
Spesifikk sprengstoff-forbruk:0,75 kg/m^3
Røysen var grovere på overflaten enn for forrige salve (Salve B).
Framkastet var akseptabelt.

ERFARINGER:

DYNO har hittil pumpet i alt 450 tonn SLURRIT 310 i diameterområdet 2½" - 4" både i Oslo-området og andre steder i landet. Erfaringene våre kan settes opp i følgende punkter:

- SLURRIT-systemet er blitt godt mottatt av alle. Ladeteknisk representerer systemet en meget god løsning.
- Ladingen er rask og enkel.
  Lading av 6 tonn SLURRIT 310 i 3" hull tar normalt 4 timer, i 4" hull 3-3½ time.
- Adkomsten til salvene må være kjørbar med lastebil.
- Ladeslangen skal ned til bunnen i hull med vann.
- Ladeslangen er normalt 40 m, men kan i spesielle tilfeller forlenges noe.
- Det er viktig å måle hull-lengdene før lading for å unngå overlading.

- Sprengstoffet kan flyte ut i slepper slik at man ikke får den ønskede ladehøyden. Høyden må da justeres med MINIT-pølser o.l.
- Hullene må måles etter fylling for å kontrollere ladehøydene.
- Vannbestandigheten for SLURRIT 310 er svært god.
- SLURRIT 310 har høy detonasjonshastighet og stor knuseevne.
- Fragmenteringen er god.
- Finandelen 0-1 mm har i noen tilfeller økt.
- Framkastet ser ut til å variere mere med bergartstypen enn for andre sprengstoffer.
  I gneiser, granitter, kvartsitter o.l. kastes massen godt fram og gir lastbare røyser også for hjullastere.
  I amfibolitter og glimmerskifer o.l. blir framkastet redusert. Røysene som er finknuste er tett pakket og lar seg vanskelig laste med hjullaster. For gravemaskiner er forholdene ideelle.
- I våte hull er SLURRIT 310 et rimelig alternativ til DYNAMIT-MINIT og DYNAMIT-ANOLIT/ANFO kombinasjonene og ANOLIT/ANFO i plastliner.
- I tørre borhull er SLURRIT 310 pr. idag dyrere enn ANOLIT/ANFO.
- Hos flere av de som har tatt i bruk SLURRIT 310 har det vært mulig å øke forsettningen og hullavstanden.

KONKLUSJON:
Erfaringene fra lading i diameterområdet 2½"-4" viser at SLURRIT-systemet er et godt og stabilt ladesystem, og at emulsjonsslurryen, SLURRIT 310, er et godt og brukbart sprengstoff.

Systemet har imidlertid en klar begrensning. Ladetruckene er ikke terrenggående, men krever at det er kjørbart med lastebil fram til salvene. En stor del av hullene i diameterområdet 2½"-4" bores i jomfruelig terreng. Vi har derfor under utvikling en terrengående, liten, ladeenhet som kan brukes i kombinasjon med dagens ladetrucker,
Vi prøver også å øke lengden på ladeslangen og har her kommet et stykke på vei.

Når det gjelder SLURRIT 310 har vi følsen av at sprengstoffet ikke helt passer for alle norske bergarter. For sprengning i enkelte bergarter er detonasjonshastigheten for høy og gassinnholdet for lavt. Vi arbeider derfor med å få fram en emulsjonsslurry med samme energiinnhold, men med lavere detonasjonshastighet og høyere gassinnhold enn dagens SLURRIT 310. Det vi vil oppnå er å få mindre knusing i salvene og bedre framkast av massen.

Det er ikke utenkelig at DYNO i framtiden kan tilby emulsjonssprengstoffer som er tilpasset forskjellige bergarter. Hvert pukkverk kan da få sin skreddersydde emulsjonsslurry. På dette området vil vi ha nytte av erfaringene hos våre medarbeidere i IRECO CHEMICALS INCORPORATED.

IKKE-ELEKTRISKE TENNSYSTEMER
STATUS OG UTVIKLING

NONELECTRIC DELAY BLASTING SYSTEMS
STATUS AND DEVELOPMENT

Produktsjef Arve Fauske, Dyno Industrier A.S

SAMMENDRAG.

Innenfor feltet ikke-elektriske tennsystemer går utviklingen raskt fremover og flere nye systemer er kommet på markedet. I Norge har Nitro Nobel's NONEL®-system fått øket anvendelse i sprengning over og under jord.
I denne artikkel introduseres en helt ny versjon av NONEL-systemet - NONEL UNIDET. Dette system er utviklet for å oppnå maksimal enkelhet i bruk og lagerhold. Videre introduseres en ny NONEL tunnelserie med intervaller spesielt tilpasset tunnelsprengning. NONEL Buntopptenner og TS 1 NONEL er blant andre nyheter som blir presentert.
I USA har Du Pont lansert et nytt tennsystem basert på en lav- energi detonerende lunte, Detaline-systemet.
Hercules Inc. har videreutviklet og forbedret sitt Hercudet-system.
Disse systemer konkurrerer med de mer etablerte NONEL-systemer fra Ensign Bickford Company.

SUMMARY.

Within the area of nonelectric delay blasting systems the development is pushed a significant step forward and several new systems have been introduced.
In Norway the NONEL-system of Nitro Nobel, Sweden, is being increasingly used in blasting operations above and below ground.
This article introduces a quite new version of the NONEL-system - NONEL UNIDET.
This system has been developed to achieve maximum simplicity of operation and stock handling. A new series of NONEL delay detonators specially designed for tunnel blasting, NONEL bunch coupling detonator, and the electronic blasting maschine TS 1 NONEL are among other innovations.
In the USA Du Pont has introduced a new nonelectric system based on a low-energy detonating cord, the Detaline system. Hercules Inc. has significantly improved its Hercudet system. Both systems compete with the more established NONEL-systems from Ensign Bickford Company.

INNHOLDSFORTEGNELSE SIDE

SAMMENDRAG 7.1

INNLEDNING 7.4

NONEL-SYSTEMET 7.4

- Nonel GT tennere 7.5
- Spesialutførelser 7.6
- Koblingsenheter 7.6
- Vann- og fuktighetsbestandighet 7.7
- Temperatur- og trykkbestandighet 7.7
- Støt- og friksjonsfølsomhet 7,8
- Spredning i forsinkertid 7.8
- Store pallsprengninger med Nonel 7.9
- Mindre pallsprengninger med Nonel 7.10

NONEL UNIDET 7.11

- Unidet-tenneren 7.11
- Unidet koblingsenheter 7.12
- Funksjonsprinsipp 7.12
- Nonel Unidet i system 7,13
- Pallsprengning 7.14
- Plogformet tenningsrekkefølge 7.14
- Optimal sprengning 7.15
- Allsidighet 7.16
- Nonel-systemet i tunnelsprengning 7.16

NONEL BUNTOPPTENNER 7.16

NONEL TUNNELSERIE 7.18

TS 1 NONEL 7.18

IKKE-ELEKTRISKE TENNSYSTEMER I USA OG CANADA 7.19

HERCUDET 7.20

- Hercudet-tenneren 7.20
- Hercudet tenningssystem 7.21
- Hercudet tennapparat 7.21

DETALINE-SYSTEMET 7.22

- Detaline-lunte 7.22
- Detaline koblingsenheter 7.22
- Detaline tennere 7.23

ELEKTRONISKE TENNERE 7.24

AVSLUTNING 7.26

Markedsutvikling 7.26
Referanser 7.27

INNLEDNING

Det mest utbredte ikke-elektriske tennsystem i verden er fortsatt fenghette og svartkruttlunte ofte anvendt i koblingssystemer med tennlunte (Igniter cord).
I Norge er luntetenning brukt på andre måter enn til opptenning på vei ut. Systemet er for upresist og lite egnet i moderne sprengningsteknikk.
Gjennom de siste 20 år har de mer avanserte tidsforsinkede elektriske tennere dominert utviklingen. Ved hjelp av intervalltennerne fikk man kontroll over faktorer som fragmentering, kast og rystelser. Det ble utviklet tennere som var sikrere mot utidig tenning og ulykkene gikk sterkt tilbake.
Men behovet for et tennsystem, ufølsomt for alle elektriske farekilder og oppbygd i intervaller, var en stor utfordring for tennmiddelprodusentene.

Oppfinnelsen av Nonel-slangen ved Nitro Nobel på slutten av 60-tallet la grunnlaget til et ikke-elektrisk tennsystem som idag produseres og brukes i store deler av verden.
I denne artikkel lanseres flere nye versjoner av Nonel som forventes å komme på markedet i begynnelsen av 1985. Av disse kan nevnes:

- NONEL UNIDET
- NONEL BUNTOPPTENNER
- NONEL TUNNELSERIE
- TS 1 NONEL

Artikkelen berører også andre ikke-elektriske tennsystemer i USA og systemer under utvikling.

NONEL-SYSTEMET. Fig. 1.

Alle Nonel-produktene er basert på Nonel-slangen, en s.k støtbølgeleder. Nonel-slangen er tilvirket av plast av høy kvalitet og har en ytre diameter 3 mm og en indre diameter 1,5 mm. Slangens innside er belagt med et meget tynt sprengstoffsjikt. Ladningsmengden er så liten som 0,02 g/m. Ved opptenning dannes det en støtbølge i slangen som er selvunderholdende og forplanter seg med detonasjonshastigheten 2000 m/s. Reaksjonen kan sammenlignes en støveksplosjon som forblir innesluttet i slangen. Slangen har ingen egen sprengvirkning. Den virker kun som en leder.

Fig. 1
Komponenter i Nonel-systemet

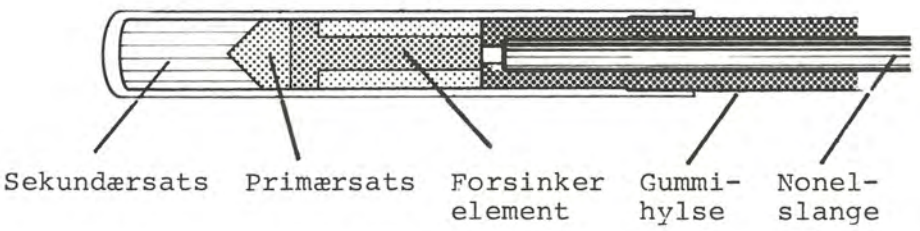


Fig. 2
Oppbygning av Nonel-tenner

NONEL GT tennere.

En Nonel-tenner er krympet på den ene enden av en avpasset lengde Nonel-slange mens den andre enden er forseglet. Nonel-slangens innføring i tennerhylsen er forsynt med en ekstra gummihylse som beskytter mot knekk og slitasje ved innføring av tennpatronen. Fig. 2 viser en skjematisk oppbygning av Nonel-tenneren.

Tilgjengelig intervallserie i dagens Nonel-system går frem av tabell 1.

Intervallnr.	Forsinkelse, ms	Intervall, ms
3-20	75- 500	25
24, 28, 32 36, 40, 44	600-1100	100
50, 56, 62 68, 74, 80	1250-2000	150

Tabell 1. Intervallserie i Nonel-systemet

Spesialutførelser.

For spesielt krevende forhold finnes Nonel-tennere med forsterket slange i HD-utførelse (heavy duty).
HD-utførelsen kan også forsterkes med OD-utførelse dvs. en ekstra aluminiumshylse krympes fast utenpå tenneren.
Spesialutførelsene får anvendelse til mer krevende pall-sprengninger og undervannssprengning.

Koblingsenheter.

Nonel-systemets tilbehør for kobling kalles koblingsenhet UB 0 og Nonel starter.
Koblingsenheten UB 0 består av en Nonel-slange i avpasset lengde med den ene enden forseglet. En tenner er krympet på den andre slangeenden og innkapslet i en koblingsblokk. Se fig. 3. Koblingsblokken er av ny konstruksjon og er fullt utnyttet med 7 tennere og en ny koblingsenhet inn-koblet. Fig. 4.

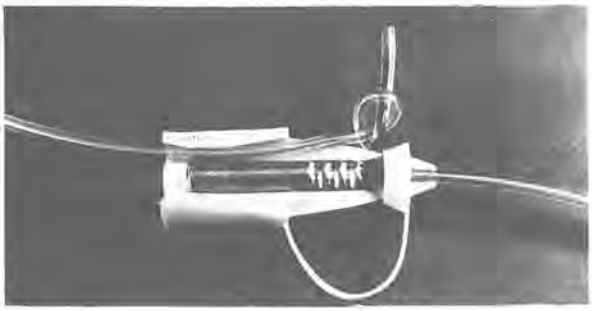


Fig. 3
Snitt koblingsenhet
UB 0

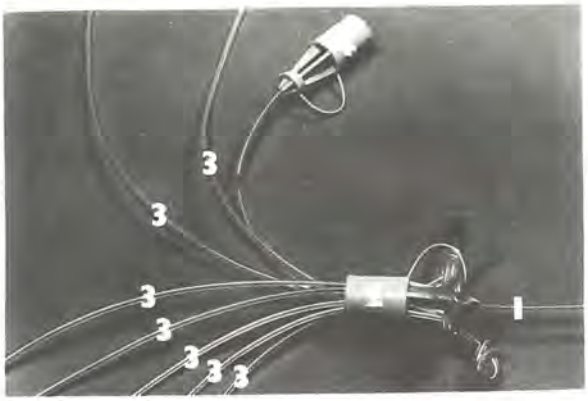


Fig. 4
Koblingsenhetens funksjon

Koblingsenhetens oppgave er å ta imot Nonel-slangens støtbølgeimpuls som forsterkes og fordeles til et antall innkoblede mottagerslanger. Koblingsblokken inneholder en tenner som motsvarer 1/3 av en normal tenner.
Den skal også bremse opp splinter fra tenneren samtidig som den gir en viss mekanisk beskyttelse for denne.
En Nonel starter har samme oppbygning som UB 0. Dette produkt anvendes for opptenning av salver og for sammenkobling av salver som skal skytes samtidig.

Vann- og fuktighetsbestandighet.

Ettersom Nonel-slangen er tilvirket av plast er den ikke fullstendig diffusjonstett. Tennerens forsinkerelement er følsomt for fuktighet og tennere som lagres i lang tid i ugunstig miljø kan skades p.g.a. vandring av fuktighet gjennom slangeveggen. Dette kan gi feilaktig forsinkelse. Alt Nonel-materiell leveres derfor i lufttette pakninger som beskyttelse under lagringstiden. I orginalemballasje bør Nonel-tennere ikke lagres mer enn i 2 år før de brukes opp. Åpnes emballasjen må tennerne brukes opp innen 3 måneder.

Temperatur- og trykkbestandighet.

I praktisk bruk kan tennerne anvendes innenfor temperaturområdet -25°C og +50°C. Nonel-tennere kan utsettes for et vanntrykk på 200 kPa i 14 døgn.

Støt- og friksjonsfølsomhet.

I den senere tid er det gjort undersøkelser om Nonel-slange lar seg initiere ved påboring og friksjonsbelastninger. Så langt våre undersøkelser viser er dette ikke mulig.

Laveste hastighet som er målt for tenning av Nonel i beskytningstester mot stålunderlag, er ca. 70 m/s. Som en sammenligning kan det nevnes at kritisk hastighet for en innesluttet Dynamit-ladning er ca. 10 m/s.

I friksjonstester utført med slepelegeme av stål i granitt-renne ved 4 m/s og belastninger opp til 20 N er det ikke mulig å initiere Nonel-slangen. Nærvær av vann, olje, plastmateriell virker flegmatiserende. På grunn av at Nonel-slangen består av plast er den godt beskyttet mot denne type belastning. Plasten smelter av friksjonsvarme. Direkte påboring av Nonel-slange gir de samme resultater. Nonel-slangen lar seg ikke initiere av brann.

Spredning i forsinkertid.

Offentlige normer som fastlegger tenneres spredning i forsinkertider foreligger foreløpig bare for elektriske tennere. Imidlertid er Nonel-tennere testet etter de krav som gjelder for disse tennere i Norge. Våre undersøkelser viser at Nonel-tennerne ligger godt innenfor denne norm og med en standard avvikelse i området 0-8 millisekunder.

Kravet for millisekundtennere er:
Nominell forsinkertid mellom hvert trinn (t_n) skal være 25 ms eller 30 ms.
Intervallets middelverdi (t_{nm})± 1,5 x standard avvik (s_n) skal ligge innenfor halvparten av avstanden til det øvre (t_{n+1})og nedre trinn (t_{n-1}). Fig. 5 viser at sprednigen skal ligge innenfor de stiplete linjer t_u og t_l og gis av formlene:

$$t_u = t_n + 1/2\ (t_{n+1} - t_n)$$
$$t_l = t_n - 1/2\ (t_n - t_{n-1})$$

Krav: $t_{nm}+1{,}5s_n \leq t_u$; $t_{nm}-1{,}5s_n \geq t_l$

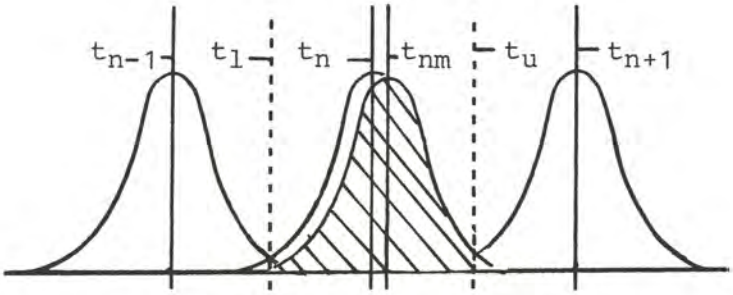


Fig. 5
Skjematisk fremstilling av spredning i forsinkertider.

STORE PALLSPRENGNINGER MED NONEL.

I Norge har det ikke-elektriske tennsystemet med kombinasjon av Nonel, detonerende lunte og forsinkere vært i bruk siden 1978. Fig. 6 viser et skjematisk eksempel på systemet. Det er rasjonelt og enkelt i bruk og har gode sprengningsresultater å vise til bl.a. i stenbrudd for fyllingsdammer og store dagbrudd. Adskillige millioner tonn fjell er tatt ut med dette systemet.
Ved bruk av to tennere pr. borehull oppnås de beste resultater ved at topptenneren er av et høyere intervallnummer enn bunntenneren. Sikring av bunntenning gir bedre utnyttelse av sprengstoffet i borehullet.
Det er viktig med tilstrekkelig forsinkelse mellom hullradene. Generelt anbefales en forsinkertid på 10-25 ms pr. m forsetning.

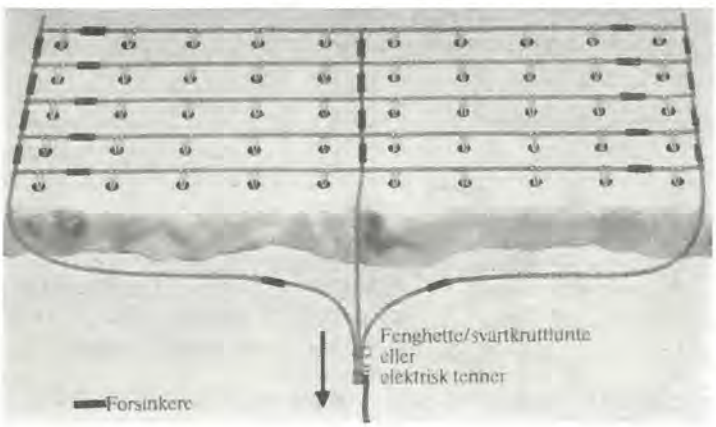


Fig. 6.
Pallsalve med Nonel, det.lunte og forsinkere

Kobling av Nonel og det.lunte utføres i dag med vanlig knyting. En bedre måte å utføre koblingen på er å bruke den nye koblingsklemmen Multiclip. Multiclip gir en garantert rettvinklet kobling og i tillegg fordemming bak Nonel-slangen i opptenningspunktet. Fig. 7.

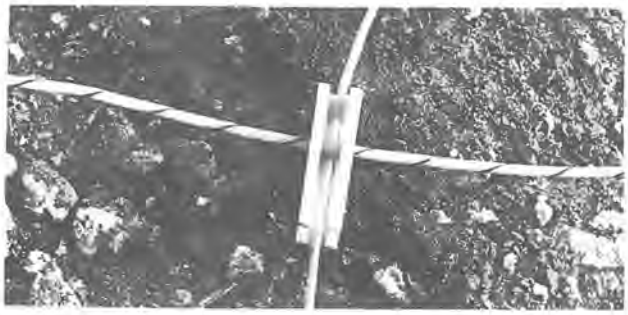


Fig. 7
Kobling av det. lunte og Nonel med multiclip.

Mindre pallsprengninger.

I mindre pallsprengninger og grøftesprengninger er systemet detonerende lunte detonasjonsforsinkere ikke like godt egnet. Sjokkutbredelsen fra overflatesystemet er stor og faren for kutting og detonasjonsavbrudd øker når hullavstanden blir mindre. Dessuten vil detonerende lunte ikke under noen omstendighet kunne brukes under dekningsmateriell.
Et ikke-elektrisk alternativ blir da å bruke Nonel millisekundtennere nummerert fra 3-20 kombinert med koblingsenheter d.v.s. et konvensjonelt Nonel-system. Fig.8.
Innenfor ovennevnte bruksområder vil det bli å finne et nytt Nonel-system på markedet i begynnelsen av 1985. Systemet har fått betegnelsen Nonel Unidet og er utviklet av Nitro Nobel.

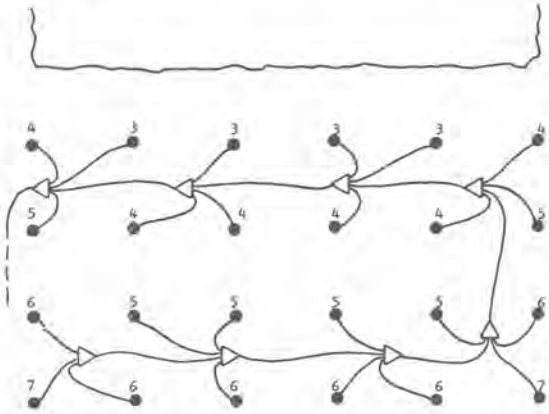


Fig. 8
Konvensjonell tenningsplan med Nonel GT tennere og koblingsenheter.

NONEL UNIDET.

Nonel Unidet er en ny versjon av Nonel-systemet utviklet for å oppnå maksimal enkelhet i såvel bruk som ved lagring av tennere. Dette oppnås gjennom en ny type tenner som erstatter hele sortimentet på minst 18 intervallnumre i det konvensjonelle tennsystemet. Unidet-tenneren har en lang, meget vel kontrollert basisforsinkelse. Spredningen i forsinkertid er ca. 20% mindre enn i en tilsvarende ordinær Nonel-tenner.
På fjelloverflaten kan man bygge på tenneren forsinkelse og til dette formål finnes 3 forskjellige koblingsenheter. Fig. 9.
Unidet-systemet inneholder maksimalt 4 forskjellige komponenter og anbefales for all slags sprengning over og under jord samt under vann. Nonel Unidet er dog ikke beregnet for tunnelsprengning.

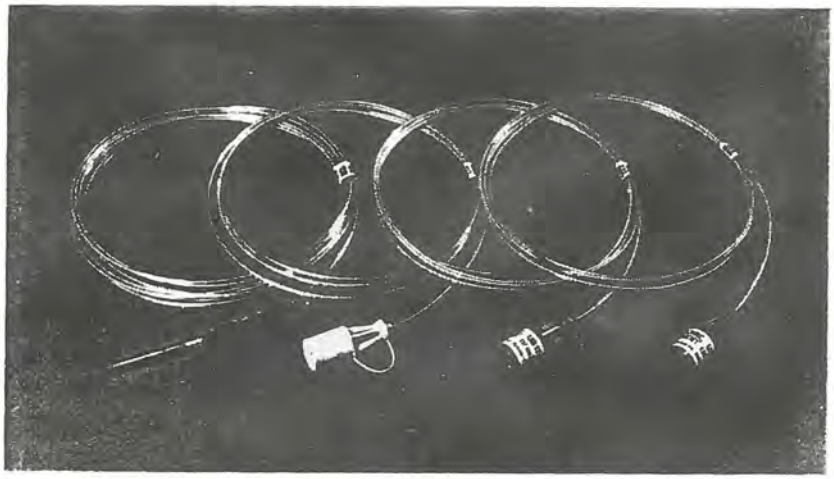


Fig. 9
Nonel Unidet tenner og koblingsenheter.

UNIDET-tenneren.

Unidet-tenneren kalles U 500 og har en innebygget forsinkelse på 500 millisekunder. Fig. 9. Tenneren vil bli å finne i flere ledningslengder og i forsterket HD- eller OD-utførelse.

UNIDET koblingsenheter.

For sammenkobling av Unidet-salver finnes 3 forskjellige typer koblingsblokker. Nonel-blokkene har innebygget forsinkelse på 0, 17 og respektive 25 millisekunder. Tabell 2 viser hvilke symboler som benyttes for de forskjellige koblingsenheter.

Tabell 2 .Unidet koblingsenheter.

Koblingsblokkens farge	Gul	Blå	Rød
Benevnelse	UB 0	UB 17	UB 25
Forsinkelse, ms	0	17	25
Svart-hvitt symboler			

Funksjonsprinsipp.

Når man anvender Nonel Unidet i sprengning behøver man ikke på forhånd tenke på å legge ut tennere med riktig intervallnummer etter den ønskede tenningsrekkefølgen. Det er tilstrekkelig at hvert hull i salven får tildelt en tenner (U 500). Alle salvens hull får i utgangspunktet en basisforsinkelse på 500 ms som det fremgår av fig. 10.

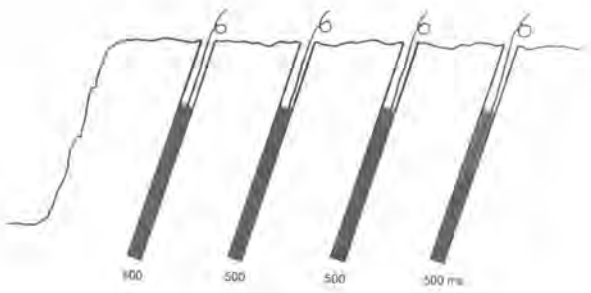


Fig. 10
Nonel Unidet i borehull.
Basisforsinkelse 500 ms i alle hull.

Når salven er ferdigladet skal tennerne sammenkobles. Man begynner med en Nonel-starter eller en UB 0 som vil gi øyeblikkelig tenning. Neste steg er å koble inn en UB 25 som vil tenne etter 25 ms forsinkelse. Om man siden går videre på samme måte bygger man opp en kjede av forsinkelser med 25 ms i hvert steg.
Ved opptenningen forbrukes 75 ms, men salven kan ikke begynne å bryte ut før etter 500 ms. Som det fremgår av fig. 11 er opptenningen hele tiden foran brytningen.

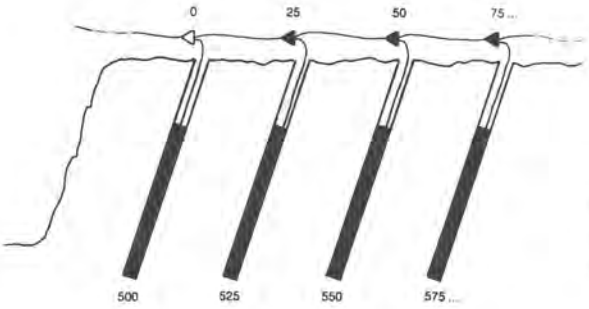


Fig. 11
Funksjonsprinsipp Nonel Unidet

NONEL UNIDET i system.

Vi forutsetter en pallsalve som har små dimensjoner og der vi vil ha radvis utsprengning med forsinkelse i kanthullene. Dette oppnås ved å koble med UB 0 der tenning skal skje samtidig. Forsinkelse mellom hullradene ordnes med UB 25. Koblingen skjer etter tenningsrekkefølgen og dels symmetrisk etter koblingsskjemaet. Fig. 12.

Antas en hullsetting V x E = 1,2 x 1,5 m kommer lengden Nonel-slange mellom koblingspunktene å være omtrent 1,5 m som tilsvarer en egenforsinkelse på knappt 1 ms pr. kobling. (0,5 ms pr. m Nonel-slange).
Fig. 12 viser hvordan dette innvirker på tenningsrekkefølgen. Vi får 32 ms intervall mellom hullradene på det meste istedenfor 25 ms. Denne forskjell har ingen praktisk betydning.

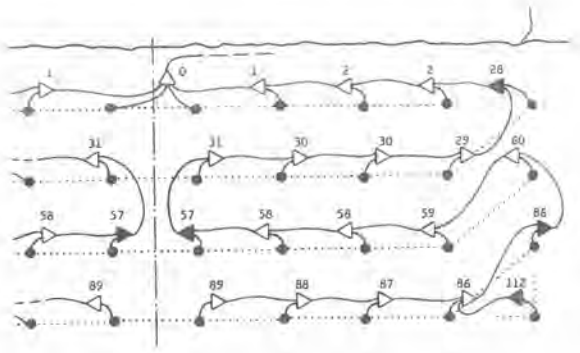


Fig. 12
Liten pallsalve koblet med Unidet UB 0 og UB 25

Større pallsprengning.

I dette eksempel antas salven å være større, 4 hullrader med 20 hull pr. rad. Fig. 13. Siksak-kobling egner seg ikke p.g.a. for stor forsinkelse i Nonel-slangen på overflaten. Istedenfor anvendes en opptenningslinje med UB 25 som går inn i salvens midtlinje som forgrenes med koblinger av UB 0 utover hullradene og avsluttes med UB 25 i vegghullene. I følgende eksempler er ikke overflateforsinkelsen innberegnet.

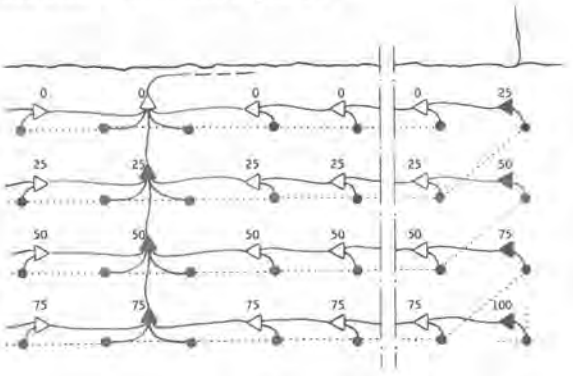


Fig. 13.
Større pallsalve koblet med Unidet UB 0 og UB 25

Plogformet tenningsrekkefølge.

For å få en bedre fragmentering kan tenningsplanen konstrueres for en plogformet utsprengning. Se fig. 14. Man anvender UB 25 i hele salven både mellom hullradene og ut til sidene. Opptenningen på overfalten vil ta lenger tid, men den blir likevel fedig før brytningen tar til. Ved sprengning over jord vil det som oftest ikke ha noen betydning om brytningen starter mens opptenningen pågår lenger bak i salven.

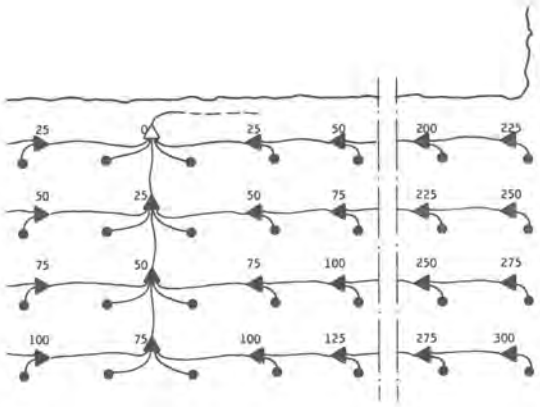


Fig. 14
Plogformet tenningsrekkefølge med Unidet UB 25

Optimal sprengning.

I forsiktig sprengning er det behov for å holde rystelsene under kontroll og den samvirkende ladning bør være minst mulig. Ved å utnytte tidsforskjellen mellom komponentene UB 17 og UB 25 i samme salve kan man bygge opp enkeltstående intervaller. Fig. 15. Selv for større salver vil normalt den nominelle forsinkertid ikke bli den samme for mer enn to hull. Dette systemet er også et viktig bidrag til bedre fragmentering.
I tillegg gir Unidet-systemet adgang til bruk av flere intervaller enn i eksisterende systemer.

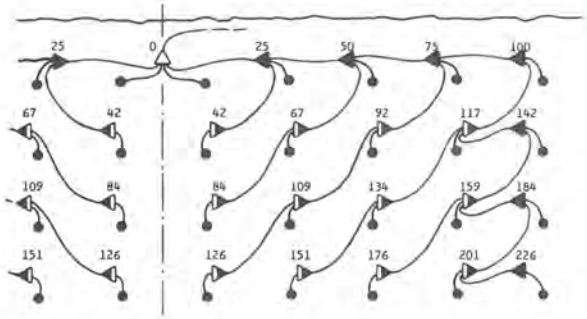


Fig. 15
Unidet i optimal sprengning. Kombinasjon av UB 17 og UB 25

Allsidighet.

Unidet-systemets enkle oppbygning og allsidighet åpner for en rekke kombinasjonsmuligheter av tennsystemer avledet fra de eksempler som er nevnt her.

NONEL-SYSTEMET i tunnelsprengning.

Ved sammenkobling av Nonel i tunnelsprengning anvendes hovedsakelig buntopptenningsmetoden. Bunter av Nonel forbindes med en ringledning av detonerende lunte. Fig. 16. På to steder i ringledningen tilkobles tilledninger av detonerende lunte.
Detonerende lunte utvikler som kjent en støtbølge med en kraftig virkning på den nærmeste omgivelse. Om lunte løper for nær en inngående Nonel-slange kan man risikere at slangen slites av uten å bli tent opp med gjenstående hull til følge. Feilaktig bruk av detonerende lunte forøvrig vil føre til mislykkede salver.

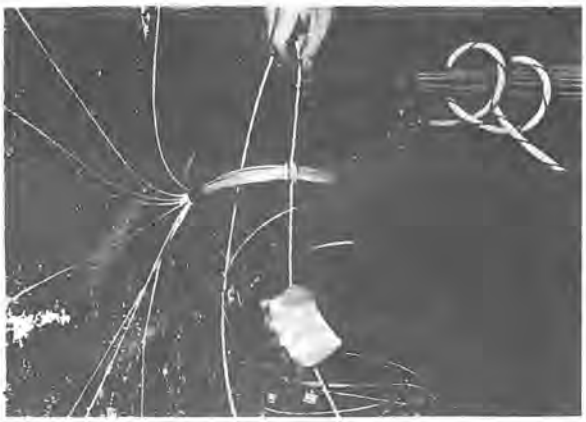


Fig. 16
Nonel i buntopptenning med detonerende lunte

NONEL BUNTOPPTENNER.

Buntopptenneren er et nytt produkt i Nonel-systemet beregnet for å erstatte tilledninger og ringledninger av detonerende lunte i buntopptenningsmetoden. Ved bruk av buntopptenneren reduseres mengden detonerende lunte på tunnelstuffen drastisk og vil bare bli å finne i koblingspunktene. Alle andre ledninger i tennsystemet vil bestå av Nonel-slange som ikke har noen egen sprengvirkning. Fig. 19.
Buntopptenneren består av en Unidet koblingsenhet, UB 0

med en fast innkoblet løkke av ca. 0,6 m detonerende lunte. Løkken strammes til om Nonel-bunten og koblingen blir lik fra gang til gang. Fig. 18.

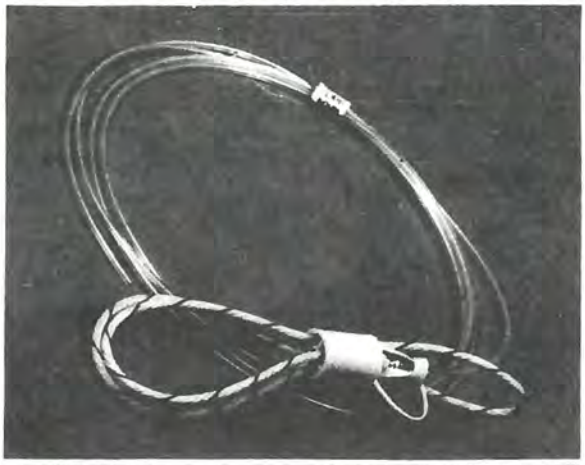


Fig. 17
Nonel Buntopptenner.
0,6 m det. lunte fast innkoblet i en Unidet UB 0.

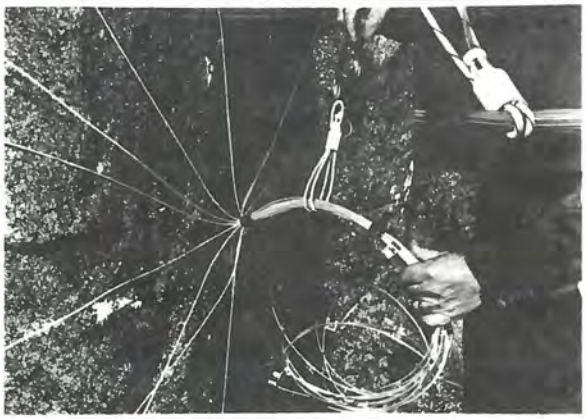


Fig. 18
Kobling med Nonel Buntopptenner

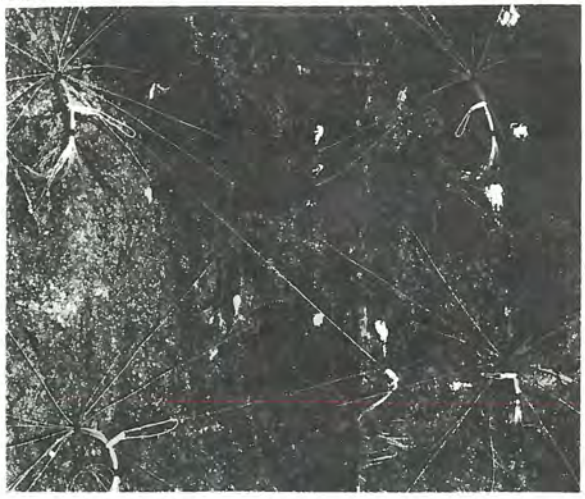


Fig. 19
Tunnelsalve koblet med Nonel Buntopptenner

NONEL TUNNELSERIE.

Ved tunnelsprengning er det meget viktig at det er stor nok forsinkertid mellom intervallene slik at fjellet får tid til å bryte løst og forflyttes så langt at det ikke oppstår "kødannelse". For å oppnå maksimal inndrift er det spesielt behov for tilstrekkelige forsinkertider ved større salvelengder og i tungsprengt fjell.
Dagens Nonel-tennere har utover ms-serien 3-20 en utvidet intervallserie med 100 ms og 150 ms intervaller. Tabell 1. Disse intervallene vil ofte være for korte for tunnelsprengning. Dessuten får salvene som regel så stort fremkast at rensk fra røysa er umulig.
For å forbedre Nonel-systemet i tunnelsprengning har Nitro Nobel utviklet en ny intervallserie. Tunnelserien består av 24 intervallnummer fra 0-60. Tabell 3. Den nye intervallserien vil komme på markedet i begynnelsen av 1985

Tabell 3. Nonel tunnelserie

Intervall-nummer	Forsinkertid ms	Intervall ms
0	25	
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10	100-1000	100
12, 14, 16, 18, 20,	1200-2000	200
25, 30, 35 40, 45, 50 55, 60	2500-6000	500

TS 1 NONEL.

Flere gruver i Norge har et sprengningsopplegg basert på et elektronisk sentralskytesystem, TS-systemet. Fra stigerkontoret kan man betjene opptil 10 tennapparater plassert på forskjellige nivå i gruva. Et TS-apparat er konstruert for avfyring av maskimalt 125 VA-tennere.
For TS-systemet er det utviklet et nytt tennapparat tilpasset eksisterende system, TS 1 Nonel. Fig. 20.
Ved bruk av TS 1 N føres Nonel-slangen fra salven/salvene inn i et trykkammer i tennapparatets side og apparatet er

klart for fjernmanøvrering fra stigerkontoret. Tenningen skjer ved at det dannes en støtbølge fra en elektrisk utladning i trykkammeret. Støtbølgen gir en sikker tenning av Nonel-slangen gjennom åpen ende.
TS 1 Nonel muliggjør et fjernstyrt ikke-elektrisk alternativ for brukere av TS-systemet.

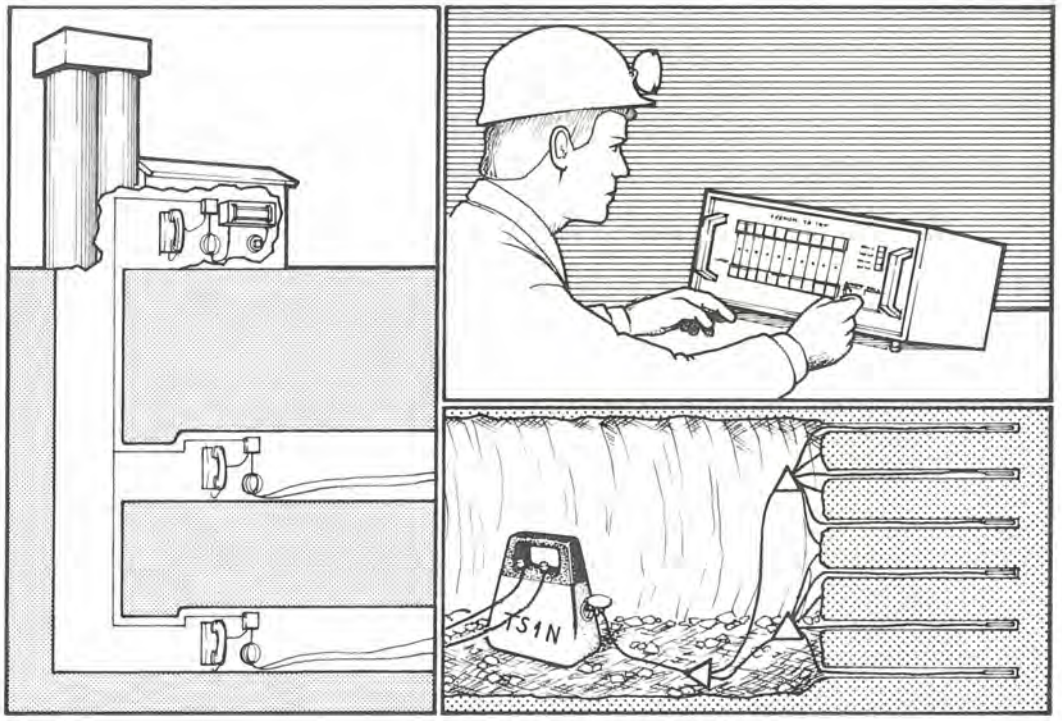


Fig. 20
TS-systemet med tennapparat TS 1 Nonel for tenning av Nonel-salve koblet med Nonel Buntopptenner.

IKKE-ELEKTRISKE TENNSYSTEMER I USA OG CANADA.

I USA og Canada har ikke-elektriske systemer basert på Nonel-slangen fått størst utbredelse. Nonel-tennere og relaterte produkter produseres på lisens fra Nitro Nobel både av The Ensign Bickford Company i USA og CXA limited i Canada. Av hensyn til artikkelens omfang vil ikke disse systemene bli beskrevet her.

Konkurrerende systemer til Nonel er basert på andre typer "lavenergi-impulsgivere". De systemer som ligger nærmest opp til å sammenlignes med Nonel er Detaline- og Hercudet-systemet

HERCUDET.

Hercudet er et ikke-elektrisk tennsystem utviklet i USA av Hercules Incorporated. Systemet er basert på en eksplosiv gassblanding som føres inn i tennkretsen. Før salven er ferdig ladet og klargjort for sprengning er systemet full-stendig inert.
Gassblandingen blir ført gjennom plastslanger som er kobl-et sammen med spesielle ventiler (connectors) til et nett-verk som forbinder tennerne i salven. Et spesielt kon-struert tennapparat koblet til tennkretsen utløser en gnist som forplanter en gassdetonasjon gjennom systemet med hastigheten 2400 m/s. Fig. 23.

Hercudet-tenneren

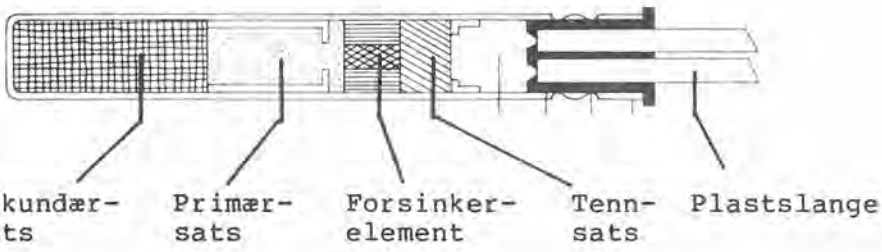
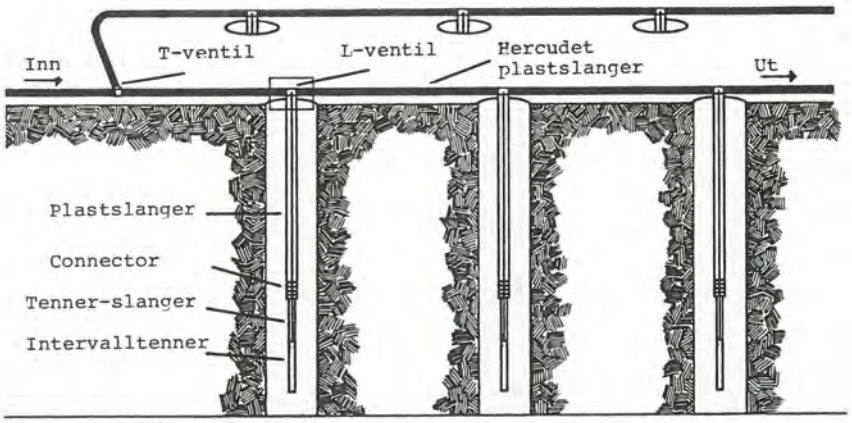


Fig. 21
Oppbygning av Hercudet-tenneren

Hercudet-tenneren har i prinsipp samme oppbygning som en elektrisk intervalltenner. Fig. 21. En vesentlig for-skjell er imidlertid at de elektriske ledere er erstattet med to tomme plastslanger. Plastslangene skal føre den eksplosive gassblanding inn i tennerne. For bruk over jord har tenneren en standard lengde på ca. 10 cm. Nød-vendige ledningslengder (plastslanger) blir skjøtet på tenneren og forlenget ut av borehullet og kappet til etter behov. Sammenkoblingen skjer med forskjellige ventiler til et system åpent for gjennomføring av gasser.

Fig. 22 viser en skisse på et tenningssystem med Hercudet forsinkertenner i borehullet.



Hercudet tennapparat.

Fig. 23
Betjening av Hercudet tennapparat og gassforsyningsenhet.

Tennapparatet og gassforsyningsenheten anvendes først for å presse inert gass (nitrogen) gjennom tennkretsen. Fig. 23. Tennapparatet tester tennkretsen ved å måle gassgjennomstrømningen og trykket. Deretter armeres tennkretsen ved at det føres inn oksygen og en eksplosiv gassblanding i kretsen samtidig som inert gass blir presset ut.

Gassblandingen strømmer ut i den andre enden av tennkretsen inntil avfyring skjer med en gnist utløst av tennapparatet.
Hercudet-systemet er sjokkfritt og har i likhet med Nonel ingen egen sprengvirkning. Siden systemet kom på markedet i 1980 har det gjennomgått flere forbedringer med hensyn til driftssikkerhet og kapasitet.

DETALINE-systemet.

Detaline-systemet er et nytt ikke-elektrisk tennsystem utviklet av Du Pont i USA. Dette systemet er basert på en lavenergi detonerende lunte. I systemet inngår det koblingsenheter med innebygget forsinkelse og ikke-elektriske intervalltennere for bruk i borehullet.
Detaline-lunten består av en kjerne av PETN (0,5 g/m) omgitt av tekstilfibre og et ytre belegg av polyethylene.

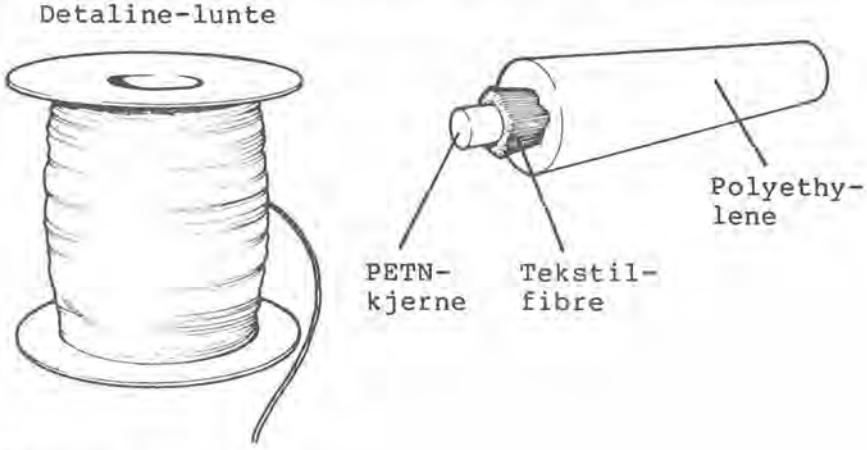


Fig. 24
Oppbygning av Detaline-lunte.

Detaline koblingsenheter.

Koblingsenheten består av et plastlegeme formet som en pil. Den inneholder et ikke-elektrisk forsinkerelement, eller bare et tennerelement (starter). Fig. 25.
Koblingsenheten funksjonerer bare i en retning og opptenningen må derfor skje fra pil-enden. Koblingsenheten er konstruert for innkobling av Detaline- lunten i begge ender, eller også en ordinær detonerende lunte i pilspissen.
Koblingsenhetene utgjør overflateforsinkelsen i Detalinesystemet og de finnes med 9, 17, 30, 42, 60 og 100 ms forsinkelse.

Detaline tennere.

Tenneren består av en sylindrisk aluminiumshylse som inneholder primær- og sekundærsats og forsinkerelement. Den er konstruert for tilkobling av Detaline-lunte. Fig. 25. Tenneren er beregnet for bruk i borehullet og finnes i 19 forskjellige intervaller.

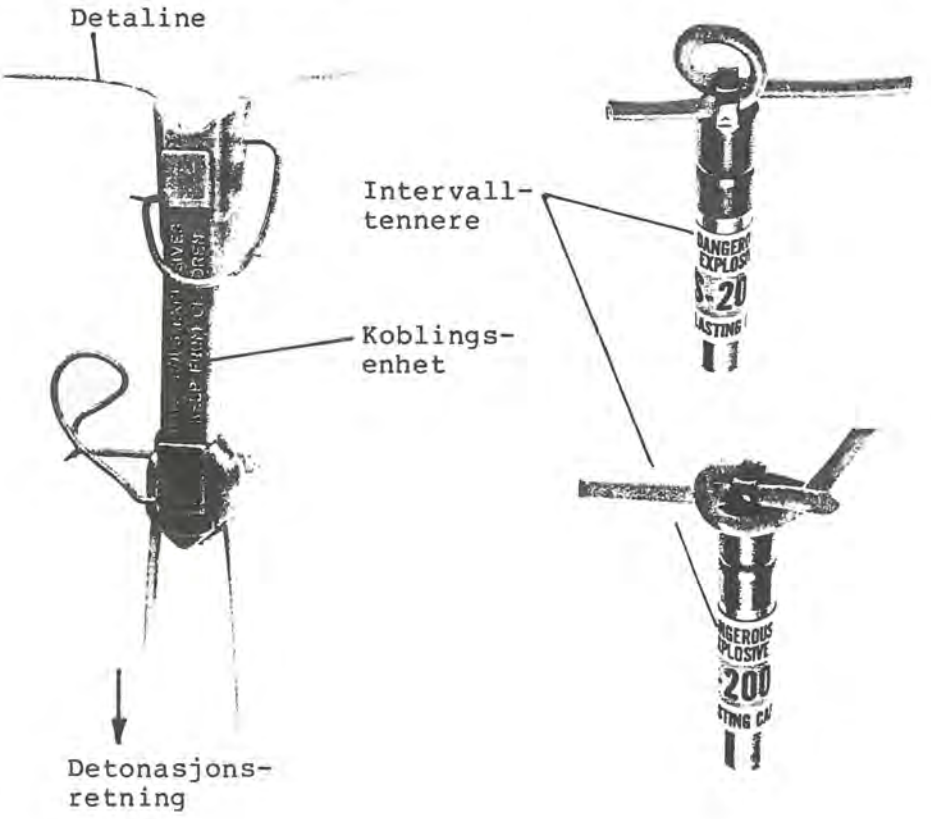
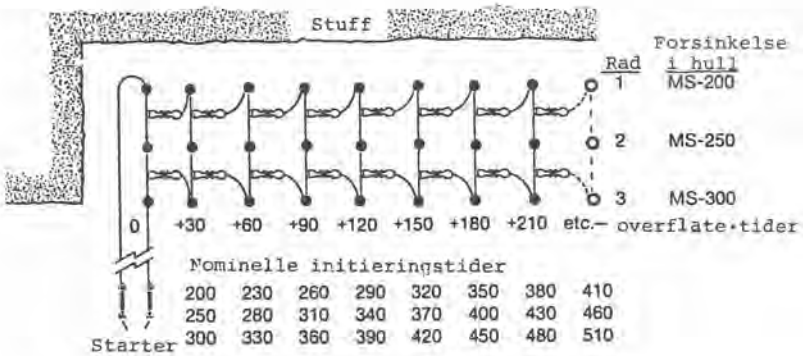


Fig. 25.
Komponenter i Detaline-systemet.

Detaline-systemet kan kobles opp i en rekke forskjellige systemer med forskjellige basis- og overflateforsinkelser. Detaline-lunten anvendes som impulsgiver for tenning av koblingsenheter og tennere i borehullet. Tenneren kan imidlertid ikke brukes sammen med Dynamit som primer fordi lunten er kraftig nok til å initiere Dynamit.
Detaline-systemet har i motsetning til Nonel og Hercudet en egen sprengvirkning selv om denne er relativt svak.

Fig. 26 viser en tenningsplan med 3 forskjellige basisforsinkelser og 30 ms overflateforsinkelse. Nominelle initieringstider fremgår av figuren.



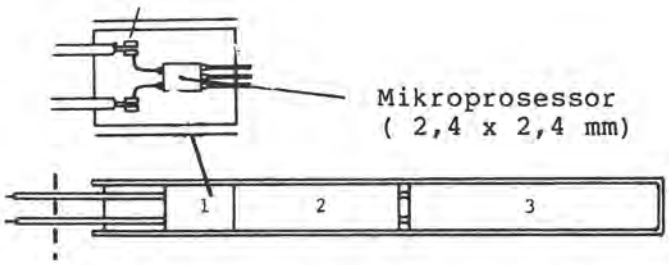
Detaline-lunte
Detaline koblingsenhet 30 ms
Detaline starter 0 ms
● Detaline-tenner 200 ms, 250 ms, 300 ms og Detaline starter ved hvert borehull

Fig. 26
Eksempel på tenningsplan i Detaline-systemet.

Detaline-systemet ble lansert av Du Pont i 1983. Sammenlignet med markedsutviklingen av andre ikke-elektriske tennsystemer er Detaline-systemet ennå inne i en tidlig introduksjonsfase.

ELEKTRONISKE TENNERE.

Gjennom det siste tiår har det ikke skjedd noen radikale endringer i konstruksjon og design av elektriske tennere. Derimot har det skjedd en enorm utvikling på den elektroniske sektor. Prisen på elektroniske mikrokretser har gått sterkt ned slik at det nå er mulig å erstatte det kjemiske oppbygde forsinkerelement i en elektrisk tenner med en elektronisk mikrokrets.
Utvikling av en integrert elektronisk tenner (IED) er nå ikke bare teknisk, men også økonomisk mulig. Fig. 27.



1. Integrert mikrokrets kapsel
2. Kapasitiv utladningsenhet
3. Tenner

Fig. 27
Skjematisk snitt av en integrert elektronisk tenner.

På grunn av de enorme mengder komponenter som kan "plasseres" på en mikroprosessor vil man oppnå ikke bare eksakte tidskretser (forsinkertider), men også andre fordelaktige karakteristika som:

- Et tenningssystem som eliminerer alle typer av utidig elektrisk tenning.
- On-line programmering slik at hver enkelt tenner kan programmeres for hvilken som helst forsinkelse.
- Et interaktivt system mellom tennerne og en mikrodatamaskin avfyringsenhet som gir status om forsinkertider, antall tennere etc.
- Mikrodatamaskinen kan også inneholde sprengningsparametre som enkelt kan overføres til et sentralt datalagringssystem.
- Dataregistrerte sprengningsparametre kan også bestå av grafiske illustrasjoner av bl.a. sprengningsopplegg, geografisk beliggenhet knyttet til sprengstoffmengder som blir brukt etc.
- Mikrodatamaskinen vil også samtidig automatisk kunne registrere dato, tid, tennernes intervalltider etc.

Den elektroniske tenner befinner seg ennå på utviklingsstadiet og vil antagelig ikke komme på markedet før mot slutten av 80-tallet, eller begynnelsen av 90-tallet.

AVSLUTNING.

Innenfor feltet ikke-elektriske tennsystemer er det gjort store fremskritt de siste 5 år. Nye systemer som Hercudet og Detaline har kommet på markedet i USA i konkurranse med Ensign Bickfords Nonel-systemer.

I Norge har Nonel-systemet vist en jevn fremgang. Systemets kvalitet og funksjonsstabilitet er sterkt forbedret og det har fått bredere anvendelse i sprengning over og under jord.
Det nye Nonel-systemet, UNIDET, Nonel tunnelserie, Nonel Buntopptenner, og TS 1 Nonel vil øke bruksområdet og anvendeligheten av Nonel ytterligere.

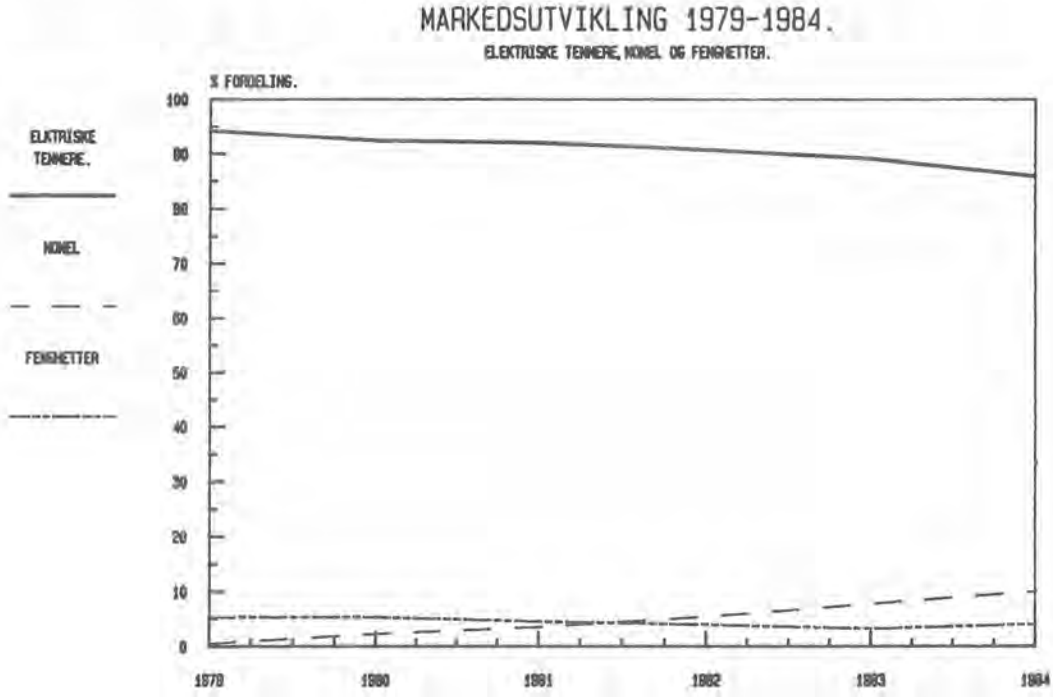


Fig. 28
Markedsutvikling av elektriske tennere, Nonel og fenghetter i Norge.

Som det fremgår av fig. 28 er tennermarkedet fortsatt dominert av elektriske tennsystemer. Elektriske tennere har

hatt en suveren posisjon gjennom en årrekke og vil fortsatt ha det i lang tid fremover. I hvilken grad elektriske tennere vil måtte vike for ikke-elektriske tennsystemer vil bl.a. avhenge av de nye systemenes fortreffelighet og hvilken betydning fremtidens elektroniske tenner vil få.

Referanser:

Nitro Nobel, 1984, Nonelsystemet. Publikasjon nr. C 711/01. 8 sider.

Hercules Inc., 1984, Technical Bulletin ECF-112, 2 sider.

Hercules Inc., 1983, The Hercudet nonelectric blasting cap system, Robert B. Hopler, Manager - Hercudet. 7 sider.

Hercules Inc., 1983, Construction blasting with Hercudet, Robert B. Hopler. 5 sider.

Du Pont, 1983, Detaline system for nonelectric initiation, Publikasjon E-48514. 10 sider.

Dr. Paul N. Worsey og Research engineer Lawson I. Tyler, 1983, "The development concept of the integrated detonator"

A N L E G G S H I S T O R I S K K V A R T E R

SHORT HISTORICAL REVIEW

Sivilingeniør Morten G. Johnsen

G L I M T F R A A U R A A N L E G G E N E

GLIMPSE FROM AURA

Sivilingeniør Gunnar Moen, N.V.E.

Hvis noen spør hva nytte det er i å se tilbake må svaret bli at direkte matnyttig er det ikke - men vi har godt av å lære litt ærbødighet for det arbeidet, den innsats som generasjonene foran oss har gjort.

Vi er nok stolte av det samfunn vi lever i idag, over den velstand vi har nådd frem til, men vi må lære at vi ikke kunne kommet så langt uten de tidligere generasjoners innsats, og en enorm teknisk utvikling, en utvikling som er særlig sterk efter siste verdenskrig, d.v.s. over bare ca. 40 år.

Boring:

Så sent som i 30 årene ble det fortsatt håndboret, håndlastet og trillet jord og sten i skjæringer og tunneler. Det er likevel å anta at de fleste idag vet mere om datamaskiner enn håndboring.

Hva kunne så en håndborer klare?

Det finnes oppgaver fra 1913 som sier fra 10 til 20 cm borehull pr. time, d.v.s. 1 til 2 meter på et 10 timers

skift, men mener også å vite at gode drivere var oppe i 3 meter pr. skift.

Ved lange hull var der gjerne to mann, en passet boret, og en slog - og begge måtte kunne sin jobb.

Når vi idag har el.hydr. bormaskiner som borer 3 meter på 1 minutt - og da ikke bare 1", men 2" hull, ja da får vi noe å tenke på.

Som man vet nøyer vi oss heller ikke med dette, men borer hele tunnel-tverrsnittet. Siste rekord her på berget er 163 meter full profil 30 m^2 på en uke a 10 skift, og altså ca. 16 m/skift - dog ikke i særlig hårdt fjell.

Går vi tilbake til hånddrift finnes oppgaver over fremdrift i en 5 m2 stoll å være 15 m/mnd.

Det var tungt å håndbore, særlig i en trang tunnel hvor mange av hullene, bl.a. de såkalte engelskmenn, skulle oppover.

Overgangen til boring med maskiner ga til å begynne med heller ingen lett jobb. Maskinene var tunge, 40 - 50 kg., og måtte festes på kolonnere som ble spent opp mellom veggene, eller mellom tak og bunn i tunnelen. Borstål ble smidd opp i serier med 20 til 30 cm lengdeforskjell, alt efter lengden et smidd borskjær klarte å bore. Det var derfor ikke bare en liten kasse med borkroner, men et stort lass med borstenger som måtte med inn på stuff.

Overgangen til knematere og hårdmetallskjæret antas godt kjent, likeså de senere borrigger - alt er kommet til i løpet av de siste 40 år.

Lasting:

Om håndboring var tungt, så var sandelig ikke håndlasting lettere. Fortsatt var det trangt i tunnelen, og nå, etter salveskytingen var også luften tyngre med støv og dynamittgasser fra røysa.

Det ble håndlastet i tunneler like inn i 40 årene. Kanskje vil noen si som en god venn og kollega:"Det høres utrolig ut, men det er vel heller ikke sant".
Jo, til og med i 18 m^2-en på Hol I gikk det med håndlasting frem til 1941, da det ble anskaffet den lille Atlas kastlastemaskin LM 38.

Ser vi efter ydelsen for den som lastet med krafse og brett finner vi tall fra 8 til 5 arbeidstimer pr. m^3, ja ennu mer på vanskelige steder. Vær klar over at dette var tungt, og knekket mange sterke karer.

Ventilasjon:

Ventilasjonen har alltid vært et stort problem i tunnel. Ved innslag vest i Gravehalstunnelen var satt inn 3 stk. vifter med 15 HK motorer for en 4.200 m lang tunnel, men ved innslag øst var der bare en vifte, bl.a. fordi det her var forutsatt bidrag til luften gjennom de luftdrevne bormaskiner.

Når vi idag mener å kunne få inn nok luft til ventilasjon av en tunnel, er der dog sikkert mange som har vært fortvilet over rør som sprekker, råtner etc., slik at det nærmest ble null luft inn dit den helst skulle.

Transport:

Uttransport fra skjæring og tunnel gikk med trillebår eller tralle på lett skinnegang, og det ble å skyve ut i ikke altfor sterkt fall - trallen skulle ikke løpe fra deg, og så skulle den jo inn igjen.

Mange steder ble det benyttet hest til å trekke lasset, og det sies at i grubene var der hester som levet det meste av sitt liv under jorden.

Dampdrevet lokomotiv med kullfyring kan vi neppe tenke oss i tunnel, og dieselmotoren som ble oppfunnet i slutten av forrige århundre, var ikke bygget som små motorer før langt inn i vårt århundre.

En bra løsning var luftdrevne lokomotiv, men største begrensning her var at trykktanken stadig måtte etterfylles. Til erstatning for hest i et lite tverrsnitt var det dog ganske effektivt når tanken ble lagt på en ekstra tralle.

Sjakter:

Sjaktdriving krever ekstra innsats og omtanke enten man går ovenfra med loddsjakt, nedover med slepsynk, eller opp med takort.
Med drift ovenfra og tenning med lunte skulle man være sikker på å komme opp stigen, den såkalte kjempe, før det smalt.

På samme måte gjaldt det å komme ned fra steinrøysa i takorten før det smalt. Stigen var her bygget inn av tømmer over et hjørne av sjakten. Her må vi også huske på risikoen ved å gå opp stigen igjen for å renske og bore en ny salve.

Utviklingen har gitt mange løsninger, men ikke alle har vært prøvet her hjemme.

For slepsynk er vel Larssens Killingdalsrigg den mest kjente. Foruten i Killingdalssjakten som er ca. 1500 l.m. er den brukt ved to trykksjakter for kraftanlegg. Disse sjakter ble drevet ca. 600 og 900 l.m., og neddriften inkl. skinnelegging, var 1 salve a 2 m pr. døgn, - 12 m/uke.

For sjaktdriving nedenfra i lodd og skråsjakter er Alimak-riggen en bra løsning, som ennu brukes, og idag har full-profilmaskiner gått opp 1200 m lange sjakter i stigning ca. 45°.

Gravehalstunnelen:

Den første tunnel som her i landet fikk maskiner til boring var Gravedalstunnelen. Denne ble påbegynt i 1895 og var ferdig sprengt i 1902 - ca 2 måneder før kontraktsfestet tidspunkt. Anbudssummen for den 24.5 m^2 store, og 5311 meter lange tunnel var litt under 3 mill. kroner, d.v.s. 550 kr. pr. l.m..

Det er interessant å lese at kontraktøren stadig fremholder at håndboring er det billigste. Han hadde bare regnet med bormaskiner fra vest hvorfra det skulle drives en 4.200 m stoll, og med håndboring fra øst på de resterende ca. 1.100 m.

Bormaskinene i vestre del var hydraulisk drevne, mens det i øst ble satt inn luftdrevne maskiner etter at prøven med elektriske maskiner viste at disse ikke var brukbare i vårt fjell. I Alpenes bløtere bergarter hadde de visstnok arbeidet bra.

Dette er forsåvidt interessant som det stemmer med det vi vanligvis hevder, nemlig at tunnelmaskineri må bevise sin

dyktighet i vårt fjell først. Fremdriften av stollen fra vest, med hydr.bormaskiner var forutsatt til 60 m/mnd, men den ble bare 52 m/mnd. Samtidig viste fjellet seg i øst så hardt at det på den første delen ikke ble oppnådd mer enn 9 1/2 m/mnd med håndrift, mot forutsatt 15 m/mnd.

Kontraktøren så seg da nødsaget til også her å gå over til bormaskiner, men valget falt nu på luftdrevne maskiner. Dette skyldtes forholdene på stedet, idet man var klar over at ydelsen ville bli mindre enn for de hydrauliske. Det ble regnet med fremdrift på ca. 40 m/mnd., og det ble nådd.

Det fremgår også av papirene at gjennomslag i tunnelen fant sted før fastsatt tidsfrist, men på et punkt ca. 600 l.m. lengre vest.

Ved bedømmelsen av nevnte inndrifter må det tas med at normal arbeidstid var fra kl.19.00 søndag aften og til kl.07.00 den påfølgende søndags morgen. Dette gir 6.5 døgn pr. uke, og det ble regnet med 330 arbeidsdager i året.

Timeforbruk:

Når vi hører at håndboring var billigst, må vi være takknemlige for at maskinkonstruktørene ikke ga opp. Hvor vi hadde vært idag med håndboring er heldigvis et hypotetisk spørsmål, men vi kan jo tenke vårt når det meddeles at Gravehalstunnelen ialt krevet ca. 700 arbeidstimer pr. meter tunnel. Dette skyldes selvfølgelig også alt arbeide utenfor selve tunnelen, f.eks. tung og vanskelig transport, men det er likevel svært langt ned til det vi kjenner fra de siste 40 år i tilsvarende tunneler. Vi har beveget oss fra 50 til 40 til 30, ja helt ned i 10 arbeidstimer pr. meter tunnel. Med dette følger at prisøkning på tunnelmeteren er beskjeden i forhold til andre priser.

Lønn:

Efter å ha hørt om 700 arbeidstimer pr. l.m. tunnel må vi spørre om det da kan ha vært mulig å gjennomføre arbeidet for den oppgitte pris på kr.550.- pr.l.m. Svaret er ja i og med at lønn var ca. 50 øre pr. time. Det gir en lønnsandel på ca.65%, hvilket kan være rimelig under de rådende forhold.

N.S.B. oppgir at det for Bergensbanens utbygging er registrert at daglønnen var kr.5.19 i gjennomsnitt for 10 timers dag.

Det finnes mange som bekrefter at lønn på 5 - 6 - 8 kr. pr. dag var bra, og sett i forhold til prisnivået var nok det riktig. Det finnes f.eks. en oppgave fra 1910 som melder at det ble betalt kr.8.- pr. uke for full pensjon, men riktignok med 6 mann på rommet.

Andre forhold:

Driften på anleggene var efter vår målestokk primitiv, men hvordan var andre forhold, så som kontakten med omverdenen, boforhold etc.

Radio og TV var ukjent, og ved Gravehalsen sies det at det kom post 2 ganger i uken, litt avhengig av været. Ingen kunne komme til og fra anlegget i egen bil, der var heller ikke buss eller tog - det var å gå på egne ben.

Går vi frem til 30 årene var det fremdeles de færreste, også av ingeniørene, som hadde bil, det var å reise samlet i buss eller tog.

De som skriver om Bergensbanens historie, skriver om et tog av menn opp gjennom dalen, som underveis måtte ta til takke med mange dårlige overnattingssteder - riktignok til den

for oss ufattelige sum av 15 øre/natt, og med kaffe for 4 øre koppen.

Efter dette leser vi heldigvis at de fikk jobb når de kom frem, "..det ville derfor være ren umenneskelighet ikke å engasjere dem i arbeidet.."

Brakken de kom frem til var heller ikke noe hotell. Der var f.eks. 2 mann i hver køie og 2 og 2 køier over hverandre.

Nu skal vi forresten ikke lenger tilbake enn til 40 årene for å finne det normalt med 4-mannsrom, og med køier i to høyder.

Her vil jeg gjerne si at den gode brakkestandard vi etterhvert har fått er noe av det beste som har skjedd.

Hvordan var så forholdene på stedet hvor man kom så nær innpå hverandre?

Boken "Renhårig slusk" er her interessant lesning. Den gir selvfølgelig mange variasjoner på temaet, men gjennomgående var samholdet godt, og et sted står dette ": Det var et godt forhold mellå stigeren, ingeniøren og folka, og det måtte vær slik. En kunne ikke stå på egne ben der, alle var avhengig av kvarandre.."

Men er det ikke slik det er idag også?!

Forholdet til stedlig befolkning kunne vel by på problemer - iallefall til man lærte hverandre å kjenne. Det var nok mange som trodde fyll og bråk fulgte med busen - og vi må heller ikke tro at han, mer enn andre, sa nei til en fest. Det gikk dog helst slik som lensmannen sa til meg da vi tok farvel at han hadde vært engstelig da vi kom, men det

gikk jo så stille og fint, han hadde ikke merket noe. At kara tok en bytur for å røre litt på seg var vel ikke så rart, men da hente det det gikk som med Bjarne "Jau far, det stemte på øret".

Om Bjarne hadde vært innom hovedkontoret for å få reisepenger oppover igjen huskes ikke, men i tilfelle ville han som mange andre fått det uten problemer. Slusken har alltid vært til å stole på, men det må tilføyes at en gang het det at "den siste lønnen hørde rallaren til". Det var nok handelsmenn som ikke var populære, som fikk svi.

Selv når det kunne være vanskelig om arbeide, var nok slusken urolig - han måtte vite hvordan det var andre steder, kanskje det var bedre der, og i alle fall var det gamle kjendiser. Da tok han skreppe, vest og hatt og vandret videre som nyhetsformidler.

Karene var kjent viden om. En kar som bare gikk under navnet Grorud'n - hvilket han slett ikke het - skulle reise fra anlegget. Da han fikk spørsmål om ny adresse svarte han "Sett bare Grorud'n, Norge, du".

Er nu rallaren, slusken borte?
Både ja og nei.
Skreppe, vest og sluskehatt er ikke lengre karakteristisk, men dyktigheten, arbeidsinnsatsen er der, og selvfølgelig humøret, og en god replikk.

AURA KRAFTANLEGG, LITT OM ANLEGGSDRIFT.

Det private selskap A/S Aura ble stiftet i 1910 og fikk konsesjon på utbygging av Lilledalselv i Sunndal og Aura og Mardøla i Eikesdal i 1913.

Arbeid kom igang i 1914, med styrke opp til 2000 mann før det etter innskrenking og tidvis avbrudd ble innstilt i 1919. Det var da brukt 17.5 mill. kroner. Kraftverket Dalen I var bygget, jernbane opp til Lilledalen med jernbaneheis til tverrslag på tilløpstunnelen kalt Topp-heis. Herfra ble jernbanen skutt inn i fjellsiden langs tunneltraceen til inntaket ved Holbu og videreført til Osbu, daværende beregnet hovedmagasin. Selve tunnelen ble drevet tilsammen knapt 3 km fra Toppheis og andre tverrslag med adkomst fra dalbunnen ved hjelp av taubaner. Planen omfattet drift fra 14 tverrslag.

Under okkupasjonstiden kjøpte A/S Nordag eiendommer og rettigheter og hadde noe virksomhet igang frem til 1943.

Staten overtok det hele i 1946 for 5 mill.kroner, og vedtak om utbygging av et første byggetrinn (inst.120 MW) ble gjort i 1946. Full utbygging (290 MW) ble besluttet i 1951 da A-verket kom med i bildet, og de to første maskiner kom i drift i 1953.

Når en skal sammenligne med dagens forhold er det naturlig å se først og fremst på tunneldriften, selv om Aursjødammen p.g.a. sin størrelse vakte berettiget oppsikt den gang.

Auras tilløpstunnel er ca. 16 km lang med tverrsnitt 27 m^2. Den ble drevet fra 4 tverrslag med største stufflengde, ca. 3 km. Utviklingen hadde gjort et kraftig hopp siden første anleggsperiode da maskinutrustning på stuff bestod av feisel og håndbor, krafse og brett. Nå kunne boring utføres ved hjelp av Atlas maskiner RH 655 med knemater som kunne oppnå hele 30 cm/min i netto borsynk. Hardmetallboret hadde også definitivt overtatt.

Fra plattform på borebukk (egen skinnegang) kunne vanligvis 3 mann bore, samtidig med 4 fra sålen. En 2.40-salve på skift var normalt, ved riktig boret kilekutt brøt den gjerne "på odd".

Opplasting foregikk med 2 Eimco 21 kastelastere samtidig, en høyre og en venstre, som sammen da dekket tunnelbredden. Maskinene var uslitelige, med påsveising og annen enkel service gikk de år etter år og var i bruk langt ut i 60 årene.

Rangering ble utført med Mancha batterilok over pens. Lokene var veldig populære og ble kjørt over penser og skinneskjøter så det gnistret mens stuffgjengen på tur ut og inn klorte seg fast på batterikassen. Disse lokene var også i bruk mere enn 15 år senere. Diesellok ble dessuten benyttet.

Arbeidstiden var 48 timer pr. uke, og med den vanlige 3-skifts drift betydde dette kontinuerlig drift fra søndag kveld til lørdag kveld. For disse arbeidstakerne måtte da spisetiden inkluderes i arbeidstiden.

Beste inndrift over lengre tid lå på ca. 42 m pr. uke. Resultatene ble forøvrig hver uke slått opp i brakkene, og rekordjakt førte til smugarbeid om søndagene slik at den endelige ukerekord på 54 m neppe kan betraktes ærlig oppnådd. Men sportsånden var så absolutt tilstede.

Nevnes må også stigortdriften for første rørsjakt. Den ble drevet fra stasjonsnivå og et tverrslag midtveis,i 45° med samlet lengde ca. 1050 m. Ferdig tverrsnitt var 36 m^2 med bredde 9 m, og innenfor dette ble drevet to stigorter parallelt, farings- og tappeort, med siste adkomst til stuff ved hjelp av kjetting langs sålen. Stillas for boring ble hengt opp på bolter. Det måtte krefter til for å bære opp det nød-

vendige, bl.a. tunge Ingersoll bormaskiner, og de drøye 4 timer som gikk med til en 1.60 m salve var slit nok for et skift. Den særdeles vellykkede drift må metodens "far" W. Greve få æren for, metoden ble forøvrig også benyttet på Tokke. Ellers kan nevnes at trappen langs den senere permanente trallebane har ca. 4200 trinn.

Av de mange arbeidsoppgaver i utbyggingen velges å trekke fram bare disse.

Mange tidligere strømløse strøk fikk kraft fra Aura og utbyggingen ble sett på som et stort fremskritt.

DEKNING - METODER - KOSTNADER

Sprengingsinstruktør Ingemund Midttveit, Statens vegvesen Hordaland

SAMMENDRAG

Dekning av dynamittsalver er et område av sprengingsteknikken som ikke har vært viet alt for stor oppmerksomhet. Men etterhvert som dekning blir mer og mer et krav i takt med stadig større utbygging i tettbygde områder, må også denne delen av sprengingsteknikken vies større oppmerksomhet.

I det etterfølgende har jeg prøvd å belyse en del av slike dekningsproblemer, samt å vise til løsninger på disse.

SUMMARY

The subject of cover to prevent flying rock fragments due to blasting has not always been given due attention.

Increasing amount of rock blasting in built-up areas, with specifications for cover, makes it necessary to look at the problem more closely.

This paper deals with the methods employd and the types of mats currently in use for protective purposes.

INNLEDNING

Behovet for å dekke dynamittsalver har i mer eller mindre grad til stede så langt dynamitt har vært brukt til å ta ut fjell med.

Behovet for dekning er stadig økende av flere årsaker: Tomtesprenging, grøftesprenging, utvidelse av eksisterende veier, nybygging av veier og mange andre sprengingsoppgaver i tettsteder eller i byer.

Når sprengstoff detoneres i fjell, utsettes fjellet for store strekk-krefter, og når disse kreftene overstiger fjellets "tålegrense", vil deler av fjellet bli kastet ut.

A verne omgivelsene for skader fra sprenging er en klar selvfølgelighet, men likevel utbetales det store summer hvert eneste år for skader som er forårsaket av sprenging.

Skytebasens plikt til å verne omgivelsene er beskrevet i §12-7 i forskrifter for bruk av eksplosive varer, men overlater gjerne i alt for stor grad vurderingen av behov for dekning til skytebasen.

Skytebasens kunnskap om dekning er ofte imponerende stor, men kan også en og annen gang være skremmende liten. Med andre ord: Alle kategorier er representert også innenfor dette yrket.

PLANLEGGING

Det aller beste vern mot skade er det som legges i god planlegging av sprengingsarbeidet. Helt fra valg av borutstyr til valg av utslagsretning, bormønster, spesifik ladning, tenner rekkefølge, størrelse av salven, og sist men ikke minst, godt kjennskap til fjellet som skal sprenges. Alt dette skal , før

salven sprenges, sette skytebasen i stand til å danne seg et bilde av salven etter at han har sprengt.

TYPER AV SPRUT

En snakker gjerne om to slags sprut fra en sprenging: Pipesprut og frontsprut. Pipespruten har gjerne en av to årsaker: 1) Fordemningen er lik eller mindre enn forsetningen, slik at gassene trenger opp gjennom pipen og river med seg fragment fra toppen av borhullet. 2) Hullet "piler", for stor forsetning, slik at gassene må opp gjennom pipen.

Frontsprut komer som regel av at sprengstoffet ligger for høyt i første rast, eller der er svakhetssoner i fronten av salven som burde vært oppdaget.

I tillegg til pipe- og frontsprut kommer forskjøvet tyngdepunkt av massen som sprenges. Forskyvningen (fremkastet) av salven vil alltid være avhengig av den spesifike ladning. Fremkastet kan hindres eller reduseres ved hjelp av dekning, men der er en oppsvulming av massen (ca. 40%) som MÅ ha plass.

TENNEROPPLEGG

Tenneropplegget skal vies stor oppmerksomhet ved dekning. Eksempelvis ved store tomtesprenginger kan tennerne legges i en hesteskoform, slik at massen blir liggende midt i tomten. Dette krever litt høyere sprengstofforbruk, men reduserer fremkastet av salven vesentlig.

Også ved halvskjæringer legges tennerne slik at massen blir presset inn mot gjenstående fjellflate. Dette reduserer kastet både sideveis og i utslagsretning.

BORING

"Ingen salve blir vellykket dersom boringen er mislykket". Denne setningen har større aktualitet ved dekning enn noensinne ellers, og kan ikke nok understrekes.

Ved Statens vegvesen Hordaland er det ved gjentatte forsøk påvist en klar fordel ved å bruke liggerboring ved vanskelig sprenging. Spesielt i halvskjæringer viser det seg at massen blir liggende langt mer konsentrert ved liggerboring enn ved stenderboring. Både sidekast og fremfast blir redusert vesentlig, og det trengs enklere dekning både for pipe- og frontsprut.

KRAV TIL GOD DEKNING

Styrke - fange opp og holde på løs stein.
Fleksibel - kunne anvendes i allslags terreng.
Tung og relativ tett, men gassgjennomtrengende for at sprenggassen ikke skal kaste dekningen.
Dekke store arealer.
Mulig å forankre.
Mulig å sammenkoble.

DEKNINGSMATERIELL

Innledningsvis har jeg vært inne på god planlegging av sprengingsarbeidet, og her ligger det klart beste og billigste dekningsmateriellet.

Men allikevel skal dekning brukes, spesielt for å gi omgivelsene den trygghetsfølelsen de har krav på.

En liste over dekningsmateriell vil bli lang, så jeg tar her med de mest brukte:

Fasiner - einer som er buntet sammen.
Nylon not - utrangert fiskeredskap.
Striesekker
Skyteduk - kunstfiberduk, metervare.
Små gummimatter - 0,75 x 1,00 m av personbildekk.
Store gummimatter - 2 x 2-3 m av lastebildekk.
Helgummimatter - 4 x 4 m.
Tømmermatter - forskjellige størrelser
Wirenett - forskjellige størrelser
Nylonnett - forskjellige størrelser
Forankringsbolter - for feste av dekning.
Lodd - for å tynge ned dekningen.
Kroker, stropper - for individuell sammenkobling.

METODER

Helskjæring:

Salven lades etter den på forhånd oppsatte lade-, tennerplan. I frontrasten vurderes hvert enkelt hull for seg. Alle hull, unntatt konturhull, sandfordemmes med tørr sand. Sprengtstein fra foregående salve legges opp foran stuffen. Her er det viktig å grave ut alle masser for å kontrollere at utslaget er i orden før sprengtstein legges tilbake. Høyden på steinen skal være så høy at den tar opp utkastet fra bunnladningen i første hullrast.

Dekningen legges på fra bakkant av salven, slik at bakre del av dekningen rekker minst en hulrast bak salven. Mattene, dekningen, legges med god omskjøt og festes innbyrdes sammen. Dekningen henges ned til sprengtsteinen i stuffen. Er dekningen lett, små matter, flere dobbel not eller lignende, legges wire eller nylonnett over dekningen og festes til forankringsbolter bak salven. På sidene og i stuffen belastes nettene med lodder. Loddene kan være alt fra tung kjetting, stein, eller andre lodd en har for hånden. Hensikten med loddene er å gjøre dekningen

tung og fjærende. Fest aldri dekningen til forankringsbolter på sidene i en helskjæring, da rives dekningen i stykker uansett styrke og kvalitet.

Halvskjæring:

Dekkes som helskjæring, men her vurderes også alle hullene ut mot fri flate hver for seg. Sprengtstein kan her legges opp også på siden av salven.

Videre festes dekningen til forankringsbolter både bak og på oversiden av salven.

Presplittsalve:

Presplittsalven kjennetegnes ved at konturhullene detoneres på tenner nr. 0 eller laveste tennernummer. Dette må det tas hensyn til dersom en skal dekke en slik salve.

Dekningen legges på som for hel- og halvskjæring, men det legges IKKE dekning over konturhullene i første omgang. Først etter at dekningen er festet i forankringsbolter og belastet med lodder, legges dekning over konturhullene. Denne dekningen festes innbyrdes sammen, men må ikke festet til grunnen med samme forankringsbolter eller lodder som den øvrige dekningen. Det er en fordel om denne dekningen ligger litt opp fra fjellet slik at gassen ikke kaster for mye i dekningen.

Grøftesalve:

Som grøftedekning trengs det tung dekning. Her er ofte spesifikk ladning det doble av vanlig pallsprenging, og forsetning og fordemming er liten. Sprengstoffet ligger høyt i pipen, sprenggassen har en liten overflate å spre seg på, og kaster derfor krafig i dekningen. Det er viktig å få dekningen godt opp fra fjellet, slik at en kan få eliminert noe av denne virkningen.

En slik oppbygning kan for eksempel være langsgående stokker mellom hullene før annen dekning legges på. Dekningen må gå godt utenfor grøftesidene, og være godt nedtynget med lodder.

Tunnelsalve:

I en tunnelkutt er spesifikk ladning svært stor, gjerne 7-8 kg, og det er fra kutten en får sprut og ofte skade ved tunnelsprenging. Og de fleste skadene oppstår fordi dekningen ligger for tett på fjellet.

Tunnelkutten bør sprenges alene der det er fare for å skade naboeiendom. I enkelte tilfeller kan det også være nødvendig å bare gå med halv inndrift noen salver.

Kutten bores lavt i profilet og noe på stigning.

Etter lading og kobling legges sprengtstein opp foran stuffen. Denne steinen har her to hensikter: 1) Først fange opp sprut fra sprengingen og 2) holde dekningen ut fra fjellet. Tømmer-

matter henges opp, godt forankret til forankringsbolter over tunnelprofilet. Mattene henges slik at de henger utenfor den tidligere opplagte sprengtsteinen for å få en god åpning mellom dekningen og fjellet. Utenpå tømmermattene henges annen dekning godt utenfor tømmermattene, og helt ned i sålen for å fange opp stein som kommer gjennom eller forbi. Dekningen må henge løst, men må være så tung at den ikke blir kastet opp.

I praksis bores gjerne hele tunnelprofilet i en omgang, og etter at kutten er sprengt, strosses resten av profilet ut, enten som en salve eller i flere omganger. Dekningen for strossingen må være som for kutten.

Dekningen henger hele tiden på samme sted, uansett hvor langt inn det er nødvendig å dekke.

KOSTNADER

Prisene på dekningsmateriell varierer stort fra landsdel til landsdel, avhengig av tilgangen. Eksempelvis er Nylonnot lett tilgjengelig og forholdsvis billig i kyststrøkene. Det er galt å se bare på enhetsprisen på dekningsmateriell. Den er ofte forbausende liten i sammenligning med dekningskostnadene totalt.

Eksempel:

I Helleveien (Nordre innfartsåre til Bergen) er pr. dato innkjøpt dekningsmateriell for kr 400.000,-. Denne dekningen er brukt på all sprenging der ute, totalt pr. dato 60.000 m³. Dette gir en materialkostnad på $\frac{400.000}{60.000}$ = kr 6,60 pr. m³.

Dekningen som er brukt er en kombinasjon mellom skyteduk og store gummimatter. Med i denne prisen er forankringsbolter, sjakler, stropper og kroker, og den gir et totalbilde av materialkostnadene. Dette har vist seg å være svært god dekning og en god betryggelse både for de som daglig har arbeidet der ute, og for publikum som bor i området.

For å finne totalkostnaden på dekningen må en ta med arbeidslønn i deknings-, avdekningsfasen, vanligvis 3-4 mann i 3 timer pr. salve, maskinleie for lastebil, mobilkran til dekning, avdekning.

At disse kostnadene langt overskrider materialkostnadene er lett å forstå, slik at uansett hvor dyr dekningen er, så er denne delen av de totale dekningskostnadene liten.

GJENVINNING

Statens vegvesen Hordaland har nå startet med gjenvinning av store gummimatter.

Etter en tids bruk blir mattene utslitt, enten ved at wiren de er sammensatt med ryker, eller ved at gummien blir fillete.

Tidligere ble denne dekningen kjørt på fyllingen, og det kunne bli store mengder som ble kastet. Nå samles de utslitte mattene, og vi har bygd opp et verksted hvor mattene blir tatt fra hverandre, sortert og satt sammen på nytt. Til dette arbeidet benytter vi folk som er på attføring, og i tillegg til at vi får holdt disse folkene i produktivt arbeid, så får vi utnyttet matter som tidligere gikk på fyllingen.

Vi får også billig dekning av dette. Vanlig pris på slike matter er kr 315,- pr. m^2, mens vi klarer å rehabilitere mattene for kr 175,- pr. m^2. Disse mattene er ikke for salg, men går til anlegg hvor Statens vegvesen Hordaland har bruk for dekning.

PALLSTROSS KONTRA SIDESTROSS I TILLØPSTUNNEL TIL SAURDAL KRAFTANLEGG.

EXTENSION OF ACCESS TUNNEL TO SAURDAL POWER STATION BY VERTICAL AND HORIZONTAL DRILLHOLES.

Sivilingeniør Roar Bjordal, NVE, Ulla-Førre-anleggene.

SAMMENDRAG

I den 100 m^2 store tilløpstunnelen til Saurdal kraftstasjon er flere driftsopplegg benyttet. Toppstoll med påfølgende pallstross eller sidestross er mest benyttet, men også driving av fullt tverrsnitt er prøvd.

I det følgende blir de forskjellige driftsformene gjennomgått. Spesielt blir pallstross og sidestross vurdert mot hverandre. I tillegg beskrives sikringsmetoder og driftsopplegg i tunnelen med store spennvidder.

SUMMARY

Various working methods have been used in the 100 m^2 large access tunnel to Saurdal power station. First a pilot heading with following benching or sidestoping are mostly used, but also running of full faced profile has been tried out.

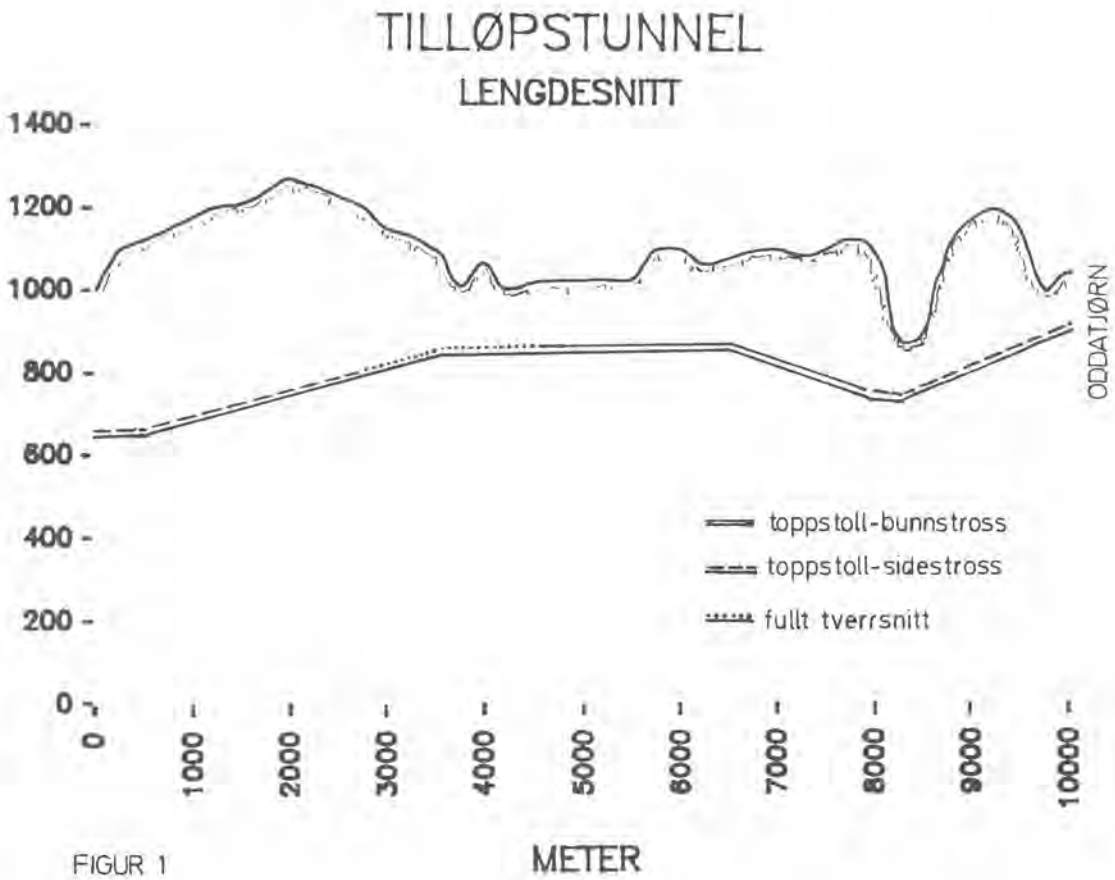
The different working methods will be discussed in this article. The benching and sidestoping will especially be compared with each other. The reinforcement and the working methods in tunnels with large spans are also described.

INNLEDNING

Ulla-Førre-anleggene er et stort kraftverkprosjekt med store dimensjoner over flere av anleggsdelene.

Tilløps- og avløpstunnelen til Hylen kraftstasjon har tverrsnitt på henholdsvis 180 m^2 og 200 m^2, mens tilsvarende til Kvilldal kraftstasjon er på 140 m^2. Disse tunnelene er alt tatt i bruk. Tilsammen er de ca 7,7 km lange, og ble i sin tid drevet med toppstoll og bunnstross.

Tilløpstunnelen fra Blåsjømagasinet ved Oddatjørn til den tredje kraftstasjonen, Saurdal, er 10 km lang og får et tverrsnitt på 100 m^2. Arbeidene går mot slutten.



FIGUR 1

Figur 1 viser et lengdeprofil av denne tunnelen. På grunn av topografien og to bekkeinntak, har den fått forskjellig helning på flere strekninger. Tunnelen er drevet fra endene, ved Saurdal og Oddatjørn.

GEOLOGI

Fjellmassivet tunnelen passerer gjennom består av grunnfjell - i hovedsak der gneis og granitt er de dominerende bergartene. Ved begge endene var fjellet forholdsvis massivt med tildels gode driftsforhold. I midtpartiet er det flere svakhetsoner og større oppsprekkinger som tildels er sterkt vanførende. Disse skapte store problem for drivingen og gjorde det nødvendig med injeksjon på stuff over lange strekninger. Slik tunnelen var utformet, med 200 m løftehøyde, kunne en ikke tåle ukontrollert vanninnbrudd. Når pallstrossen senere passerte strekningen økte ikke lekkasjene. Så injeksjonen hadde virket dypt inn i massivet.

PLANER FOR DRIFTEN

På forhånd ble to driftsopplegg vurdert for drivingen av tilløpstunnelen:

a) Fullt tverrsnitt (100 m^2) med to borrigger på hver stuff.

b) Toppstolldrift (56 m^2) og bunnstross (44 m^2) med pallrigg.

Opplegg b) ble valgt - først og fremst fordi vi fryktet vanskelige sikringsarbeider med 14 m tunnelbredde i fullt tverrsnitt. Tidsplanen ga også rom for det vi regnet som en noe mer tidkrevende delt drift.

DRIFTSMÅTER

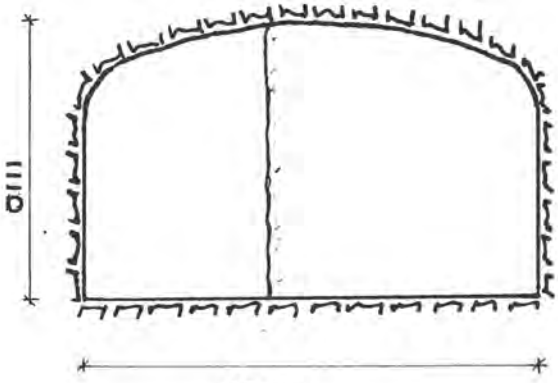
1. FULLT TVERRSNITT

Fra Oddatjørn ble det som planlagt drevet 56 m^2 toppstoll til gjennomslaget (5200 m). Den ble noe forsinket på grunn av vannlekkasjer.

Fra Saurdal ble det drevet ca 2800 m toppstolldrift. Av forskjellige årsaker ble inndriften ikke så god som ventet og en omlegging ble nødvendig. Det ble da gjennomført en drift tilnærmet fullt tverrsnitt. Figur 2 viser drifts-opplegget - ca 1900 m ble drevet på den måten.

En borrigg ble brukt. Først ble sidestuffen rensket og boring startet der. Renskearbeidene fortsatte på pilot-stuffen og boringen flyttet etter. Denne ble drevet med minst mulig bredde. På begge stuffene ble det skutt og lastet samtidig. Det ble lagt opp til en arbeidsrytme med én salve på skiftet.

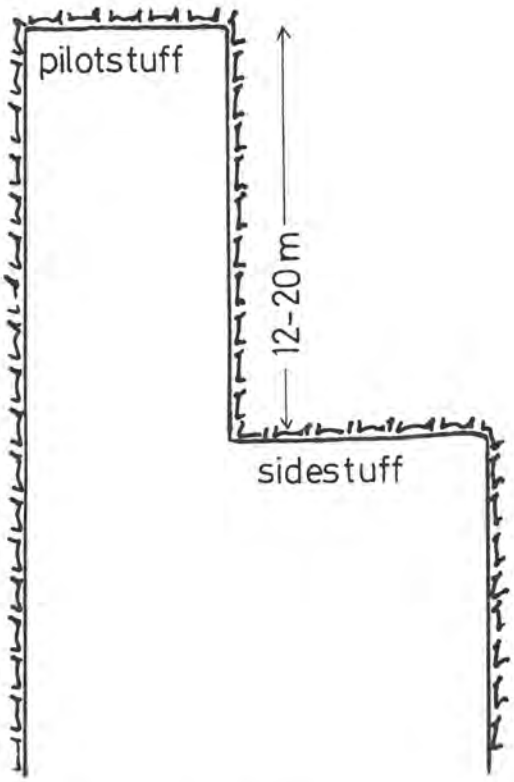
Ved et slikt driftsopplegg kunne vanskelige fjellpartier delvis sikres før tunnelen fikk full bredde, i verste fall bare la pilotstollen passere og gjenoppta sidestrossen forbi det vanskelige stedet.



TVERRSNITT 100m²

Drift med fullt tverrsnitt ca 1600m

FIGUR 2



PLANSNITT

Dette viste seg ikke å bli nødvendig selv om flere soner med dårlig fjell ble passert. Sikringsarbeidene besto i bolting, samt betongspruting eventuelt med nett.

Tidsmessig ble driftsmåten vellykket. Økonomisk ble resultatet mindre bra. Det var kanskje ikke god balanse mellom de innsatte ressursene, og tapstidene ved uregelmessigheter ble lett store.

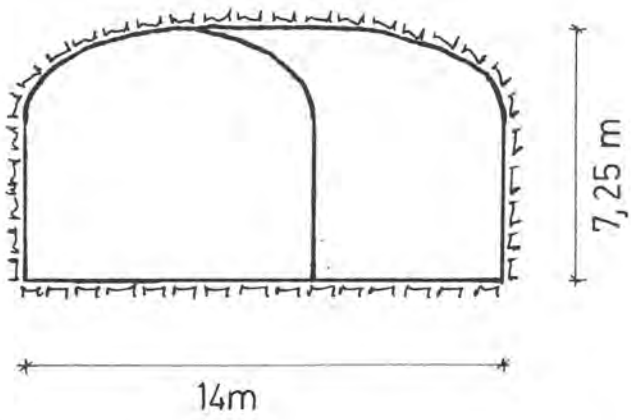
Sannsynligvis ville et opplegg med to parallelle borrigger på fullt tverrsnitt gitt et bedre resultat - i alle fall i brukbart fjell.

RESSURSOVERSIKT 100 M^2

Boring: 4 boms MOTABERT hydraulrigg.
Lasting:Cat 988 B.
Rensk: Brøyt X4 med hydraulisk slaghammer
Mannskap: 7 mann pr. skift (delvis sjåfører).
Utkjøring: Cat 769 B trucker (32 tonn)

2. SIDESTROSS

Etter gjennomslaget ble det rigget til for pallstross ved Oddatjørn, mens sidestross ble staret fra Saurdal på den 2800 m lange strekningen som tidligere var drevet som toppstoll.



Tverrsnitt toppstoll - sidestross 100m²
Tilsammen drevet 4600m

FIGUR 3

Arbeidene gikk på to vanlige 7,5 timers skift. Figur 3 viser tunneltverrsnittet. Det ble boret ca 35 hull pr. salve med 16' stenger, og brytningen ble ca 4,5 m. Anolitt var hovedsprengstoff med gummidynamitt i liggerne og rør i kransen og nonel tennere.

Ved vanlige arbeidsforhold gikk det greitt med to salver pr. skift.

Et forhold som er verd å merke, er at strømforsyningen frem til strosseriggen samt all transport av mannskap og materiell måtte passere sidestrossen. Det samme måtte folk og utstyr som utførte permanentsikringsarbeider på tunnelstrekningen imellom. Dette heftet arbeidene svært lite.

RESSURSOVERSIKT 44 m^2 SIDESTROSS

Boring: 3 boms STRØMNES hydraulrigg
Lasting: Cat 988 B
Rensk: Brøyt X4 med hydraulisk slaghammer.
Mannskap: 4 mann pr. skift.
Utkjøring: Cat 769 B trucker (32 tonn).

Det som her avviker fra en tunnel med tilsvarende tverrsnitt, er den store lastemaskinen og truckene, samt "renskebrøyten" som vi mener er meget viktig ved denne driftsformen. Den gir en rask og effektiv sikring av den store flaten i hengen.

Etter at sidestrossen i Saurdal og pallstrossen ble avsluttet, gjensto 1800 m tunnelutvidelse nærmest Oddatjørn. Opprinnelig var planen å benytte pallstross, men sidestross ble valgt. Avgjørende momenter her var:

a) Det ble enklere å utføre arbeider i tunnelen innenfor.

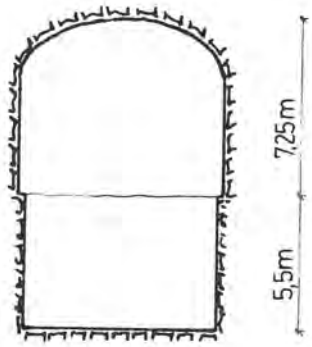
b) Ingen store sikringsarbeider var ventet.

c) Sidestrossen gikk bedre og billigere enn tidligere regnet med.

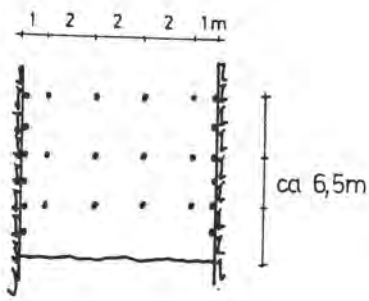
Foreløpig har arbeidene på denne strekning gått vel så greitt som ventet.

PALLSTROSS

I tilløpstunnelene til både Hylen og Kvilldal ble det brukt en spesialbygd pallstrossrigg. Med mindre ombygninger kunne den settes inn i tilløpstunnelen mellom Oddatjørn og Saurdal også. Den var utstyrt med 4 stk. Cop 1038 maskiner festet til en "ramme" på tvers av tunnelen. Riggen var elektrisk drevet og flyttet seg ved hjelp av veksling mellom understellet og støttelabbene - 2 m ad gangen.



Tverrsnitt pallstross
Drevet 3500m



Plansnitt av salve
for pallstross

FIGUR 4

Figur 4 viser tunneltverrsnitt og bormønster for driften. Først ble en grovere borkrone brukt til å bore gjennom løsmassene i sålen. Deretter ble det boret 6,5 m lange 2 1/2" hull med helning 5:1. Det ga ca 1 m underboring.

Sprengstoffet ble levert i pølser (minitt) og nonel tennere knyttet sammen med detonerende lunte.

Etter endel prøvedrift ble det brukt 2,2 m mellom hver oppstilling av riggen. Hver av de 4 maskinene boret da to hull, mens en salve besto av 3 raster. Uten spesielle hindringer gikk det greitt med to salver på vanlige 7,5 timers skift. Det er viktig her at bore- og sprengningsplanen tilpasses lastingen.

RESSURSOVERSIKT FOR 44 M^2 PALLSTROSS

Boring: ATLAS pallstrossrigg med 4 bormaskiner.
Mannskap: 4-5 mann pr. skift.
Lasting: Cat 980 C - 2 mann pr. skift - reserve lastemaskin.
Rensk: Brøyt X 21 T
Transport: Kockum 32 tonns trucker

Tilsammen 3500 m pallstross ble drevet. Samtidig med pallstrossen pågikk flere andre arbeider i samme tunnelsystemet - blant annet sidestross. Tunnelen var åpen i begge ender, og det viste seg at den naturlige ventilasjonen ikke ble god nok - spesielt om sommeren og høsten. Trekken skiftet ofte retning og ble for svak. Dette gikk verst ut over pallstrossen. Arbeidene stanset på grunn av røyk og gasser - i enkelte uker mer enn halve arbeidstiden.

Utover vinteren ble arbeidsforholdene bedre med stabil ventilasjon og driften gled etter hvert som ventet. Lastekapasiteten ble stort sett avgjørende for fremdriften. God bemanning og reserver er viktig der. Likeså gjorde gravemaskinen oppe på røysa god nytte for seg - først og fremst ved å renske ned veggene, men løsnet også vanskelige partier i salven og gravde i fra stuffen. Når forholdene ligger til rette for det, kan denne driftsformen gi meget gode resultater.

Enkelte ulemper ved denne driftsformen bør også nevnes. Faren for å bore i gammelt sprengstoff i sålen er alltid tilstede. Riggen var utstyrt med en skjerm som mannskapene skulle benytte da. Generelt medførte pallstrossen lavere sikringskostnader enn sidestrossen. Men fikk en først vansker ved steile sprekker, ble forholdene meget farlige og tidkrevende å sikre. Etter en slik utvasing i veggen og påfølgende tidkrevende sikringsarbeid, ble systematisk bolting av veggene i toppstrollen gjennomført. Tidligere var bare antatt dårlige partier sikret på denne måten.

SAMMENLIGNING MELLOM SIDESTROSS OG PALLSTROSS

På grunnlag av våre forventninger til de to driftsoppleggene, kan vi etterpå si:

- Sidestrossen gikk bedre enn ventet, og sikringsarbeidene var overkommelige også i vanskelig fjell.

- Pallstrossen gikk vel så godt som ventet når forholdene lå tilrette for det. Men den syntes noe mer sårbar enn antatt.

En direkte sammenligning mellom de to driveformene er vanskelig og må bygge på endel forenklinger. Med disse forbeholdene, kan vi ta for oss driftsresultatene fra 1. kvartal i 1984. Arbeidene gikk da relativt greitt på begge steder.

		SIDESTROSS	PALLSTROSS
Normal ukeinndrift	m/uke	90	130
Totale kostnader	kr/m	3550	3950
Totale kostnader fratrukket utkjøring	kr/m	2600	2650

Mens sidestrossen var godt innarbeidet, var det flere forhold ved pallstrossdriften som kunne forbedres slik driften gikk dette kvartalet. Fortsatt med visse forbehold, kan følgende erfaringer trekkes.

- Pallstrossen gir 35-50 % bedre inndrifter enn sidestrossen.

- Pallstrossen gir 10-20 % lavere drivekostnad enn sidestrossen.

Dette gir imidlertid ikke noe fullstendig bilde av sammenligningen. Flere viktige faktorer teller med ved et reelt valg mellom driftsformene, og for oss ble faktisk disse avgjørende da vi hadde valget.

Til fordel for sidestross:

- Enklere tilrigging.

- Mer smidig drift som lettere tilpasser seg uforutsette situasjoner.

- Tåler dårligere ventilasjonsforhold idet boretiden blir ventilasjonspause.

- Passering av arbeidstedet under drift er relativt greitt.

- Enklere ved synk og vannproblemer.

- Sikrere for arbeiderne m.h.t. påboring av sprengstoff.

- Sikrere ved steil oppsprekking.

Til fordel for pallstrossen kan nevnes:

- Sikrere ved flattliggende oppsprekking.

- Sikrere ved meget dårlig og sterkt oppsprukket fjell.

- Gir totalt sett mindre sikringsarbeider.

KONKLUSJON

De nye erfaringene vi sitter igjen med etter disse arbeidene, er først og fremst mulighetene som åpner seg ved bruk av hydraulisk slaghammer og fiberarmert sprøytebetong til sikringsarbeiden. Ved disse hjelpemidlene ligger det store muligheter til å øke spennviddene i åpne bergrom og tunneler

på en forsvarlig måte.

Skulle vi nå starte et tilsvarende tunnelprosjekt ved Ulla-Førre-anleggene, ville det ikke bli spørsmål om pallstross eller sidestross; men driving av fullt tverrsnitt med en gang.

FJELLGRØFTER I OSLO SENTRUM

TRENCHES IN SOLID ROCK IN THE CENTRE OF OSLO

Sivilingeniør Nils Helleland, Siv.ing. Elliot Strømme A/S

SAMMENDRAG

I 1983 startet utbyggingen av et fjernvarmenett i Oslo sentrum. Nettet skal utbygges over en 10 års periode. Hovedtraséenes lengde skal ved ferdigstillelse være ca. 13 km. Pga. hensynet til eksisterende gammel bebyggelse og anlegg i grunnen, har det allerede vært gjennomført mange spesielle sprengingsoppgaver i 1. etappe.

SUMMARY

The construction of a district heating system in the centre of Oslo took place in 1983. During a period of 10 years this work shall be executed. The length of the main route is about 13 kilometres. It is necessary to show consideration to excisting old settlement and constructions in the ground. Under this first stage of construction, it has therefore already been carried out a lot of complicated blasting work.

INNLEDNING

Høsten 1983 startet utbyggingen av et nytt ledningsnett for fjernvarme i Oslo sentrum. Lengden av hovedledningsnettet i sentrum er ved ferdigstillelse planlagt til ca. 13 km og dekke et område på ca. 2,5 km^2. Utbyggingen vil strekke seg over en 10 års periode.

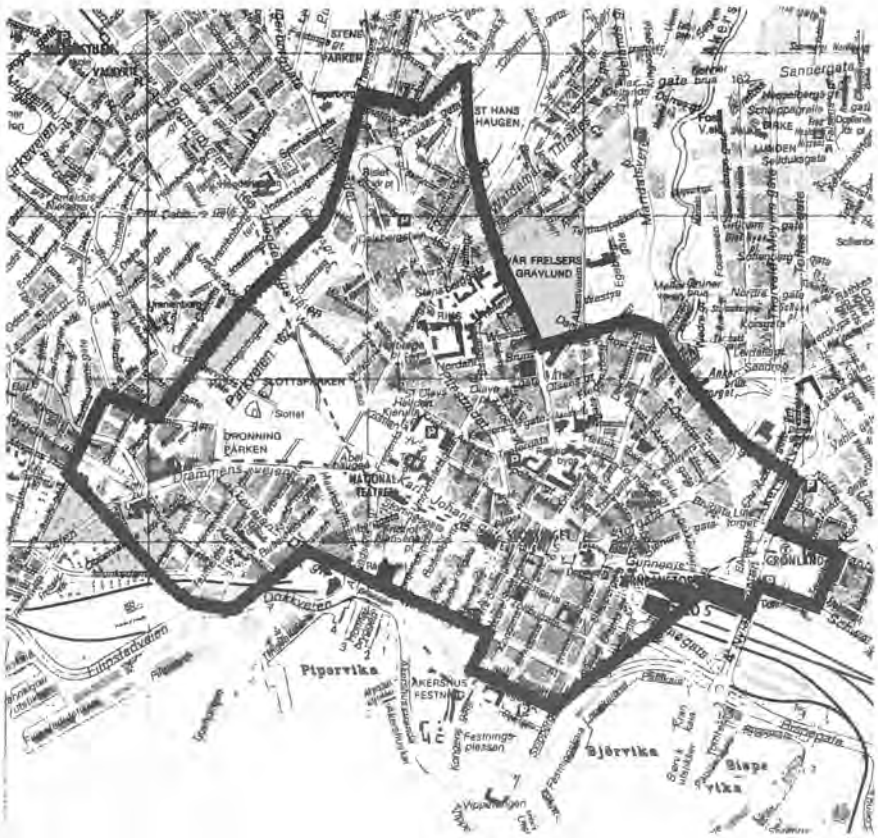


Fig. 1
UTBYGGING FJERNVARME OSLO SENTRUM

Forut for en slik utbygging må det foretas en omfattende planlegging. Først må det utarbeides en såkalt varmeplan for å finne ut hvilket omfang en utbygging bør ha for å oppnå størst lønnsomhet. Deretter starter en oversiktsplanlegging hvor nettstruktur og en etappeutbyggingsplan fastlegges.

Utbygging av fjernvarmenett i byen gir en enestående anledning til å utføre utskiftninger og forsterkninger av det nettet som ligger i gaten. For mange vil det være kjent at det eksisterende ledningsnett for vann og kloakk i Oslo sentrum er mellom 60 og 100 år gammelt og i en tilsvarende dårlig forfatning. El-forsyningen har et løpende behov for utbedring og utvidelse av eksisterende anlegg. Det samme gjelder Televerket. Videre foregår det en permanent opprusting og ombygging av gater og plasser for å skape et bedre bymiljø og for å øke fremkommeligheten, særlig for kollektivtrafikken.

Alle disse forholdene gjorde det nærliggende å prøve å koordinere utbyggingen av fjernvarmenettet med utbyggingsplanene til de øvrige kommunale og statlige etater.

En del av oversiktsplanleggingen ble derfor å kartlegge planene til de øvrige etatene. I tillegg er det dannet en tverretatlig gruppe med regelmessige møter som sørger for oppdatering av planene.

ETAPPE 1

I første utbyggingetappe som gikk fra Norges Bank nye hovedsete gjennom Myntgata, Nedre Slottsgate, Tollbugata, Akersgata opp til Regjeringskvartalet, gjennom Karl Johans gate og Rosenkrantz gate til Det norske Teaters nybygg ble det på 35% av strekningen lagt nye vann- og avløpsledninger, hele strekningen kabelkanal for el-verket og 70% av strekningen kabelkanal for Televerket.

På 40 % av strekningen ble gaten reetablert i full bredde inkl. fortau enten pga. vedlikeholdsmessige grunner eller pga. omregulering.

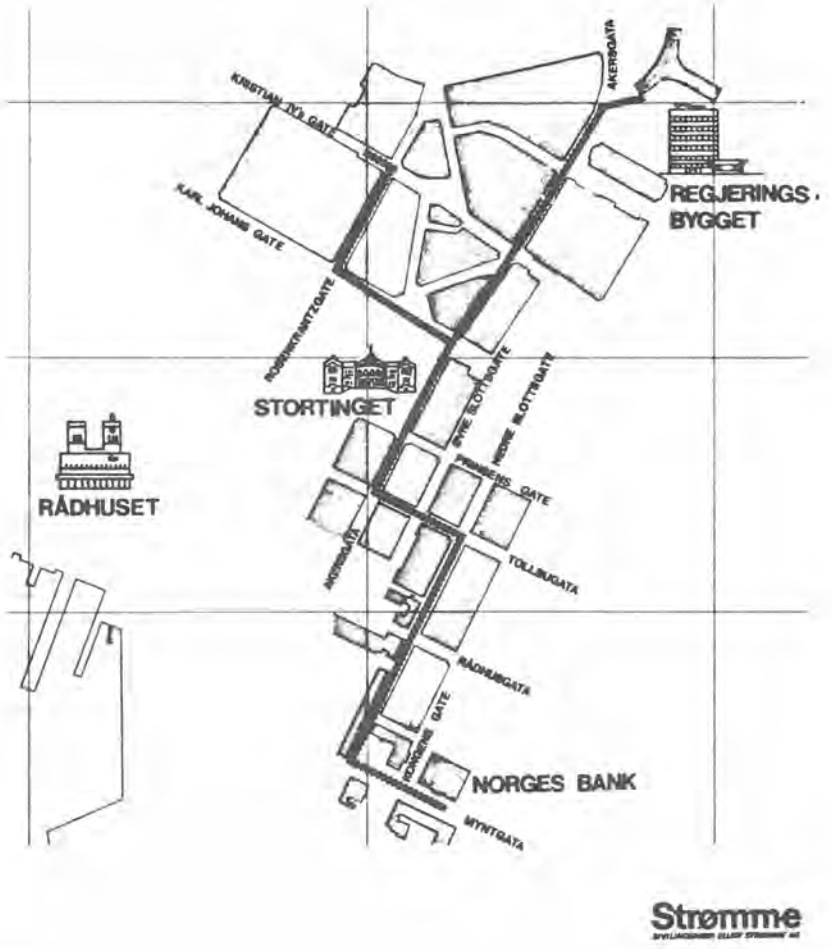


Fig. 2
OVERSIKTSPLAN ETAPPE 1

Selv om besparelsene for den enkelt etat kan bli over 50% i et fellesanlegg i forhold til en separat utbygging, blir omfanget av anleggsarbeidene som skal utføres samtidig betydelige. Grøftene blir både dype og brede.

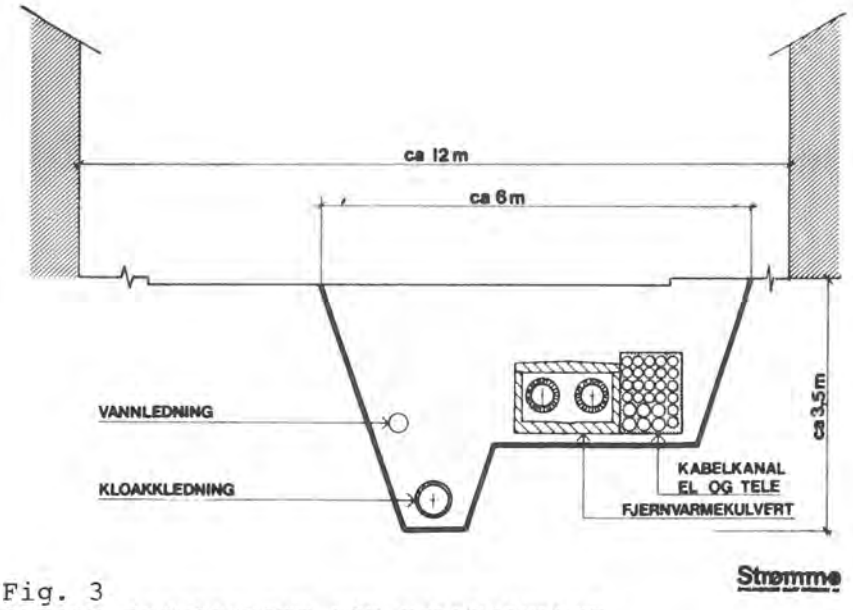


Fig. 3
TYPISK GRØFTESNITT FOR FELLESANLEGG

Pga. eksisterende anlegg i grunnen er plassforholdene for fremføring av nye anlegg som oftest svært begrenset. Dette medfører ofte at deler av eksisterende betongkonstruksjoner delvis må rives og bygges om samtidig som driften skal opprettholdes. Eksempler på dette er kabelkanaler for el-verket og Televerket, kummer for vann- og avløpsanlegg. Ofte er slike anlegg også støpt rett på fjellet og nyanlegget må kanskje føres under, hvilket betyr sprenging evt. pigging under anlegg i drift. Da anleggene ofte kan være av dårlig kvalitet sier det seg selv at kravene til forsiktighet øker. I tillegg til disse kravene kommer ofte begrensninger på rystelser pga. installert maskinutstyr i bygninger som EDB-anlegg, trykkerimaskiner etc. Videre kan rystelser forårsake utløsing av alarmsystemer i f.eks. banker og apotek.

Utover begrensing av rystelser legges det begrensing på støynivået. I sentrumsstrøk kan dette være et vanskelig krav å oppfylle pga. svært ulike krav til tidsrom hvor et høyere støynivå kan aksepteres. Innenfor vanlig arbeidstid blir kontorer forstyrret og om natten klager hotellene. Igjen blir ofte bare noen timer på ettermiddagen og kvelden.

For å illustrere noen av vanskelighetene som kan oppstå ved fjerning av fjell/betong skal jeg vise noen eksempler:

Et typisk eksempel på et forsiktig sprengingsarbeide var ved grøftepasseringen av Kongensgt. 1, en bygning fra midten av 1600-årene, der forøvrig Riksteateret holder til. Fjellgrunnen danner en typisk rygg her, noe som oftest kan tilskrives mer motstandsdyktige bergarter, i sentrumsområdet ensbetydende med eruptive intrusivbergarter.

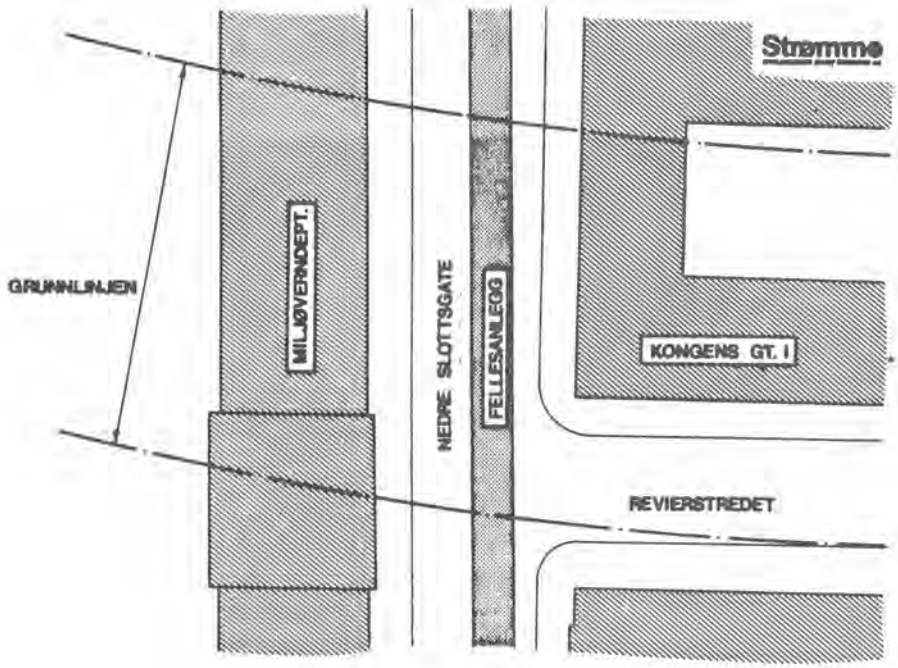


Fig. 4
SITUASJONSPLAN NEDRE SLOTTSGATE V/KONGENS GATE 1

Å sprenge i disse øker sjansene for bak- og sidebryting samtidig som rystelsesforplantingen er sterkere enn hos løsere sedimentære bergarter. Det viste seg da også at man hadde en eruptiv bergart i grøftetraséen, som fortsatte i alunskifer etter at det syd-vestre hjørnet til Kongens gate 1 var passert.

Traséen for Grunnlinjen er planlagt bygget som kulvert med liten overdekning under fellesanlegget. For at fellesanlegget ikke skal bli utsatt for skader fra den fremtidige sprengingen for grunnlinjen, ble grøften sprengt ned til 2 m's dybde under den normale grøftedybden for fellesanlegget.

Dette gjorde selvfølgelig ikke forholdene enklere.

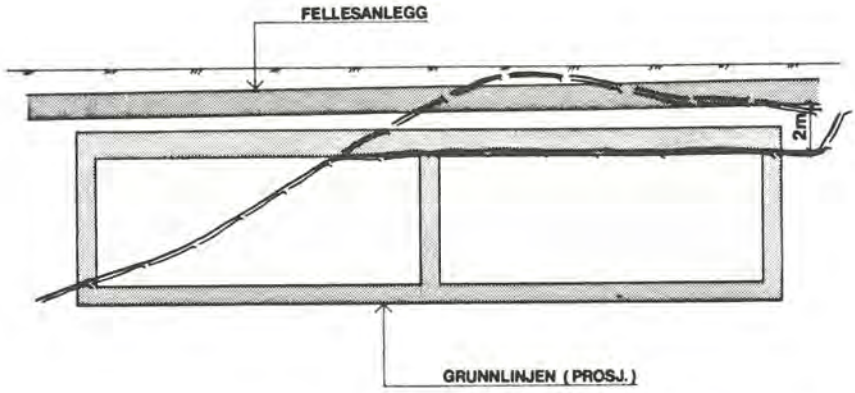


Fig. 5
KRYSSING AV GRUNNLINJEN

På den motsatte side av gaten holder Miljøverndepartementet til i en mursteinsbygning fra Carl den 15.'s tid. Denne bygningen er i god forfatning. Alderen tatt i betraktning var heller ikke Kongensgate 1 i så verst stand, men endel sprekker var det i yttervegger og innvendige skillevegger.

Kritisk rystelsesgrense for Kongensgate 1 ble satt til 25 mm/sek for svingingshastighet eller 60 μm for utsving. Dermed var også et betryggende hensyn tatt til de andre bygningene omkring.

Hulldybdene var maksimalt 5 m. Det ble brukt 2" borkroner.

Hullmønsteret var basert på VxE = 50x60cm. Ledningsplan anga enhetsladninger fra 180 gr.-360 gr. for avstander mellom grøft og bygning fra 2,5 til 7 m.

Sømboring med senteravstand 12 cm var absolutt nødvendig for å unngå sidebrytning og dermed oppløfting av fjellet under fundamentene.

De små enhetsladningene nødvendiggjorde oppdeling av hulladningene i opp til 3 separate ladninger. Det ble brukt små mengder dynamitt, med glynit og 17 mm blå og orange rørladninger i tillegg.

Salvene ble sprengt helst rad for rad, men også 2 hull i dybden ble brukt for å rette opp stuffen som normalt fulgte et steilt sprekkesystem som løp på skrå inn mot bygningen.

AVA-instrumentet som stod i Kongens gate 1 så nær sprengningssteder som mulig ble avlest for hver salve. Det viste seg at om en plusset på de angitte enhetsladninger med både 2 og 3 rørladninger holdt man seg godt under den kritiske grenseverdien. Man tillot seg også å gå noe opp med bunnladningene i forhold til ladningsplanen. Underladning er det verste som kan skje vis-a-vis rystelsene. Salvene må gå lett ut, derfor ble det alltid gravet bort masse fra stuffen og masse tilbakeflyttet i noen utstrekning for dekning mot sprut fra bunnladningen. Da man var på høyde med sydvest-hjørnet av bygningen fikk man fire påfølgende salver som ga høye utslag henholdsvis 95, 48, 31 og 30 mm/sek. Det er mulig at fjellet her var noe mer kompakt enn ellers. Noen skader på bygningen kunne en imidlertid ikke konstatere.

Samtlige andre registreringer lå under 25 mm/sek.

Ett annet eksempel på en noe spesiell oppgave var hulltaking av en kjellervegg for stikkledninger for fjernvarme ved Oslo Tinghus.

Planen var å kjernebore hull med diameter 250 mm og et hull med diameter 75 mm i kjellerveggen.

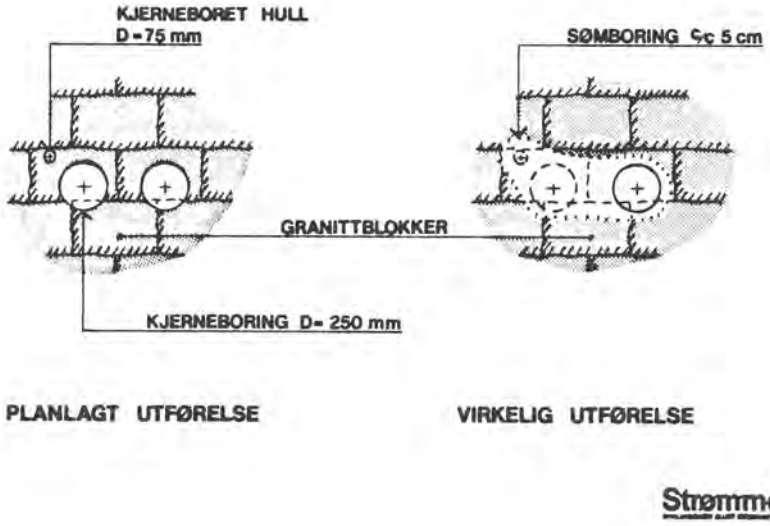


Fig. 6
OPPRISS AV KJELLERVEGG V/OSLO TINGHUS

Veggens tykkelse ble målt til 1,6-1,8 m etter prøveboring med Hilti håndboremaskin.

Veggen besto av huggede blokker i rød granitt. Blokkstørrelsen var ca. 800mm x 1500 mm i synlig flate. Det var mistanke om at et mellomrom i veggen var fylt med stein/løsmasser.

Valg av utstyr for arbeidet var sterkt begrenset pga. lite plass til disposisjon. En kabelkanal var avdekket i bakken ca. 1 m fra veggen. Over grøften var det lagt ut kjørelemmer for å opprett-holde kjøreadkomst langs traséen. Innvendig hang to ledninger 1 til 2 m fra veggen.

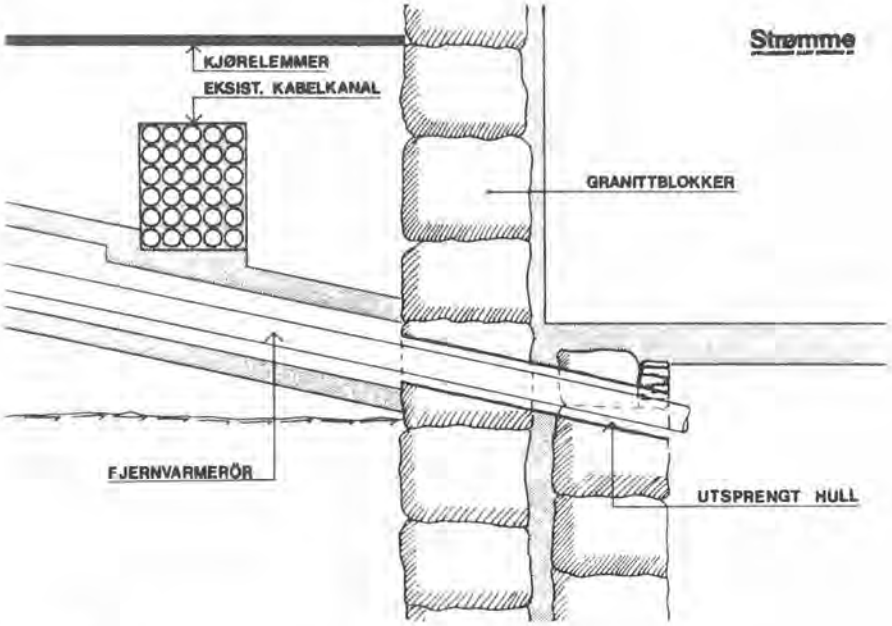


Fig. 7
HULLTAKING AV KJELLERVEGG V/OSLO TINGHUS

Tre spesialfirmaer ble konsultert. Kun et av firmaene hadde utstyr som var tilstrekkelig lite plasskrevende. Dette firmaet ble valgt.

Borkrone beregnet på hard bergart var ikke tilgjengelig. Slik krone kunne produseres, men det ville medføre lang ventetid. Det var ikke akseptabelt. Arbeidet ble derfor igangsatt med vanlig borkrone beregnet på betong.

Det ble benyttet borkrone-diameter 300 mm. Dermed kunne det bli plass til foringsrør for å holde eventuelle løsere masser i veggens midtparti.

Inndriften ble målt til 4 cm pr. time ved start. Dette minket etterhvert. Ved 40 cm innboring ble sylinderen knekket.

Borkronen ble da ombygget. Endel segmenter ble fjernet fra kronen. Derved ble flatetrykket pr. segment øket. Etter dette ble inndriften målt til 6 cm. pr. time. Inndriften ble imidlertid raskt redusert.

Kjerneboring ble oppgitt da det sto igjen ca. 40-50 cm. av første hull.

Det ble bestemt å prøve å sprenge ut et rektangulert tverrsnitt for alle tre rørene.

Det ble beskrevet sømboring c/c 8 cm rundt området for fjernvarmestikket stort hull. Sømboring skulle ikke lades. Deretter skulle det bores og lades hull midt i uttaket. Første hull skulle være blå rør. Senere kunne orange rør benyttes om nødvendig (Gurit 17 mm). Tenner skulle tapes på røret. Boring skulle avsluttes 10 cm før gjennomslag for å beskytte mot innvendig stensprut. 20 cm ytterst i hullet skulle skytes og gis utslag mot kjerneboret hull.

Ved utførelsen ble det boret vesentlig flere hull en beskrevet. I sømmen var senteravstanden ca. 5 cm. Sprengningsarbeidet tok ca. 1 uke og gikk fint.

KONKLUSJON

Erfaringene med etappe 1 viser at for denne type anlegg er det nødvendig å undersøke følgende forhold før anbudet utlyses:

- Dybder til fjell for å kunne bestemme omfanget og vanskelighetsgrad av sprengingsarbeidene.

- Plassering av eksist. anlegg i grunnen. Her bør det prøvegraves før anbudsutsendelse dersom eksist. kartgrunnlag er usikkert eller gir utilstrekkelig opplysninger.

- Gjennomføre bygningsbesiktigelse med registrering av bygningenes tilstand.

- Orientere alle berørte langs traséen om art og omfang av anleggsarbeidene.

- Om anbudsdokumentene skal innholde forslag til gjennomføring av sprengning av spesielle partier og om krav til grenseverdier for rystelser/utsving skal settes, må vurderes fra tilfelle til tilfelle.

For den utførende part er det særlig viktig å planlegge gjenomføringen av arbeidet grundig ved å sette seg inn i de stedlige forhold, riktig valg av utstyr og ikke minst vurdere ressurs og tidsforbruk. Ofte kan gjennomføringen av slike arbeider lettes betraktelig ved at det holdes god kontakt mellom byggherre/entreprenør og de som er berørt av anleggsarbeidene i anleggstiden.

STEINPRODUKSJON - SPRENGNINGSTEKNIKK

PRODUCTION BLAST EVALUATION AND DESIGN

Sivilingeniør Arne Lislerud
Sivilingeniør Stig Frammarsvik
Sivilingeniør Stig Arne Strokkenes
Institutt for anleggsdrift, NTH.

0. SAMMENDRAG

En ny modell (metode og data) for beregning av sprengningsplaner for steinbrudd er under utvikling. Foreløpige resultat blir presentert.

0. SUMMARY

A new prognosis model for production evaluation and blast design is under development. Temporary results are presented.

1. GENERELT

Ved Institutt for anleggsdrift har en prosjektgruppe i 1 år arbeidet med en ny modell for beregning av sprengningsplaner for pallsprengning.

Bakgrunnen for arbeidet er at instituttet etter mange års arbeid med steinbruddsdrift har følt behov for økt kunnskap på det sprengningstekniske området.

Prosjektgruppen har tatt utgangspunkt i en tidligere rapport: Steinproduksjon - Kostnader - Ytelser og videreført det arbeidet som der ble gjort mhp. det sprengningstekniske.

Sommeren har vært benyttet til innsamling av nye data. Det har vært lagt vekt på data fra brudd med nye og vanlig brukte sprengstofftyper. Det er utført systematisk registrering av sprengningsresultat samt ingeniørgeologisk kartlegging av bruddene.

Vi vil gjerne takke følgende etat og firmaer for deres velvillighet ved besøk og opphold for innsamling av data:

NVE - Statskraftverkene Dam Storvatn
A/S Dyno Industrier
A/s Franzefoss Bruk Vassfjellet Pukkverk
A/S Ing. F. Selmer Lia Pukkverk
A/S Norsk Hydro
A/S Rana Gruber
A/S Veidekke Dam Førreskard og Borg Pukkverk

2. FORMÅL

Formålet med undersøkelsene er:

- å få en økt forståelse av sprengningsmekanikken ved overgangen fra pall til røys
- å utnytte dette til å bedre grunnlaget for utarbeidelse av sprengningsplaner og ved forundersøkelser for nye steinbrudd

3. SPRENGNINGSPROSESSEN

Sprengningsprosessen med sine mange variable er vist i fig. 1.

Det er av avgjørende betydning å skaffe seg oversikt over de utslagsgivende variablene i sprengningsprosessen for å oppnå et godt sprengningsresultat. God utførelse er også av stor betydning, dvs:

- at lokale sprengbarhetsvariasjoner i bruddet utnyttes (maksimalt)
- rene stuffer og "gode" 1. raster
- boring utføres som planlagt (både i mønster og dybde)
- lading pr hull utføres som planlagt
- ekstra påpasselighet ved lading av våte hull
- plassering og kopling av primere og lunter blir utført korrekt
- gjenfylling av omborede (uladede) hull
- bruk av fordemning der dette kan utføres rasjonelt

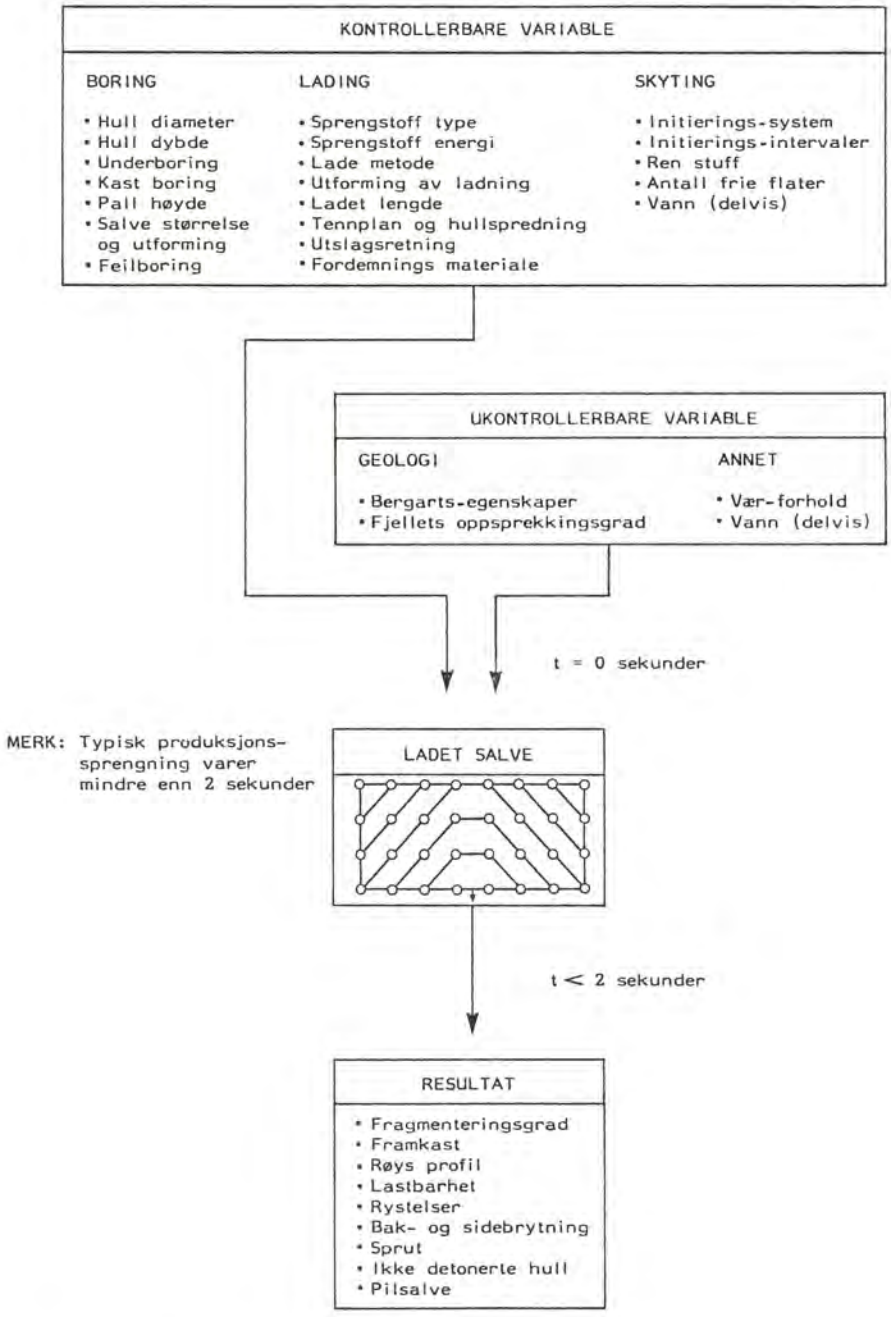


Fig. 1 Oversikt over variable som inngår i sprengnings-prosessen.

4. FRAGMENTERING

Kravet til fragmentering vil variere etter det formål sprengsteinen skal nyttes til.

I praksis er det umulig å sikte en røys for å bestemme fragmenteringsgraden i forskningsøyemed. Prosjektgruppen har derfor benyttet en enkel metode for bestemmelse av fragmenteringsgraden.

Metoden går i korthet ut på:

- å telle antall steiner med lengste sidekant større enn gitte faste verdier f.eks. 1200 mm, 1000 mm, 800 mm, ..., 100 mm
- tellingen foretas innenfor et gitt areal fra 1 - 10 m^2
- steinenes karakteristiske dimensjoner måles innenfor hvert areal

Flere areal blir målt inn, både i finsteinsonen og storsteinsonen som vist i fig. 2.

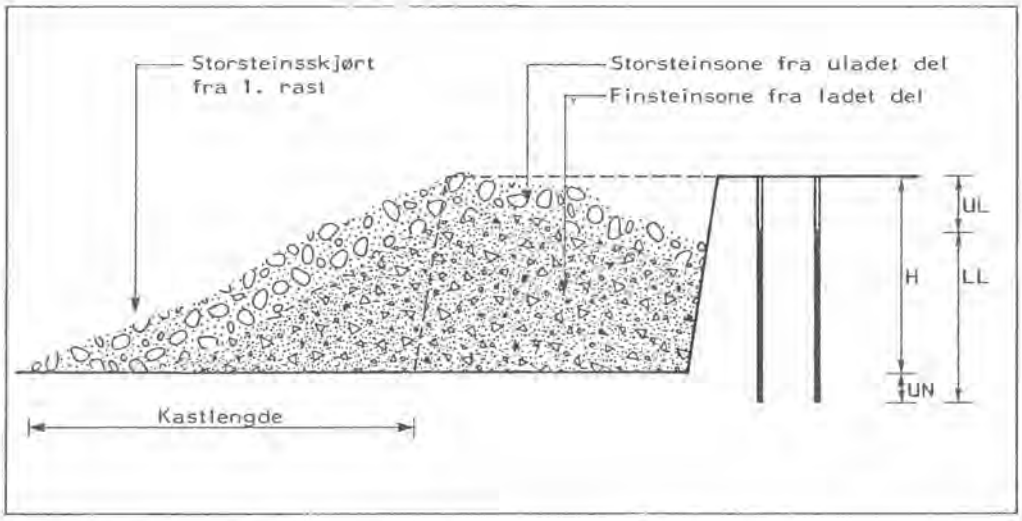


Fig. 2 Karakteristisk snitt gjennom en røys og ladet salve.

Utifra disse opplysninger samt pallhøyde og uladet lengde kan den totale arealprosenten for røysa beregnes. Arealprosenten er vektet for steinens karakteriske dimensjoner, slik at den kan tilnærmet forstås som siktekurven for røysa i vektsprosent.

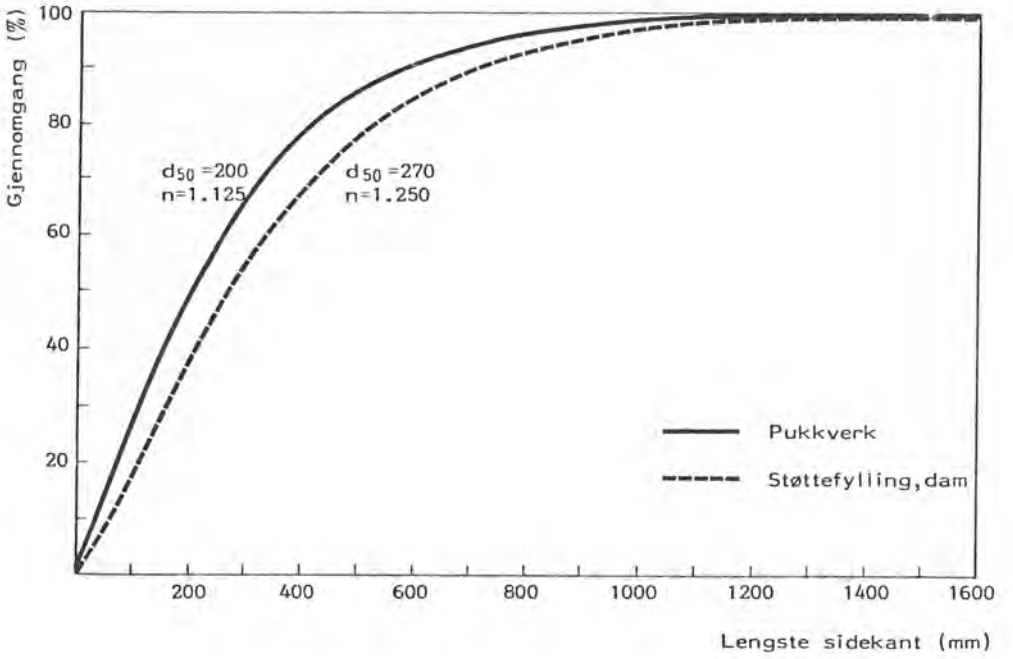


Fig. 3 Typiske kurver observert for røyser av stein til pukkverk og støttefylling i dammer.

Fragmenteringsgraden (siktekurven) kan beskrives ved en Rosin-Rammler fordelingskurve:

$$G(d_i) = 100 \cdot (1 - e^{-\left(\frac{d_i}{d_{50}}\right)^n \cdot \ln 2})$$

$G(d_i)$ = % gjennomgang i "siktet" for steinstørrelse d_i

d_i = aktuell steinstørrelse (mm)

d_{50} = midlere steinstørrelse (mm)

n = fordelingstallet

Rosin-Rammler fordelingen er valgt blant flere mulige fordelingsfunksjoner fordi den er:

- matematisk enkel
- tilpasser finstoff- og storsteinandelene bedre enn de fleste fordelingene
- enkel å bruke, særlig med programmerbar kalkulator

Rosin-Rammler fordelingen er karakterisert ved to parametre. Det er kombinasjonen av midlere steinstørrelse d_{50} og fordelingstallet n som beskriver hvordan fragmeteringen er i røysa. Dette er illustrert i fig. 4.

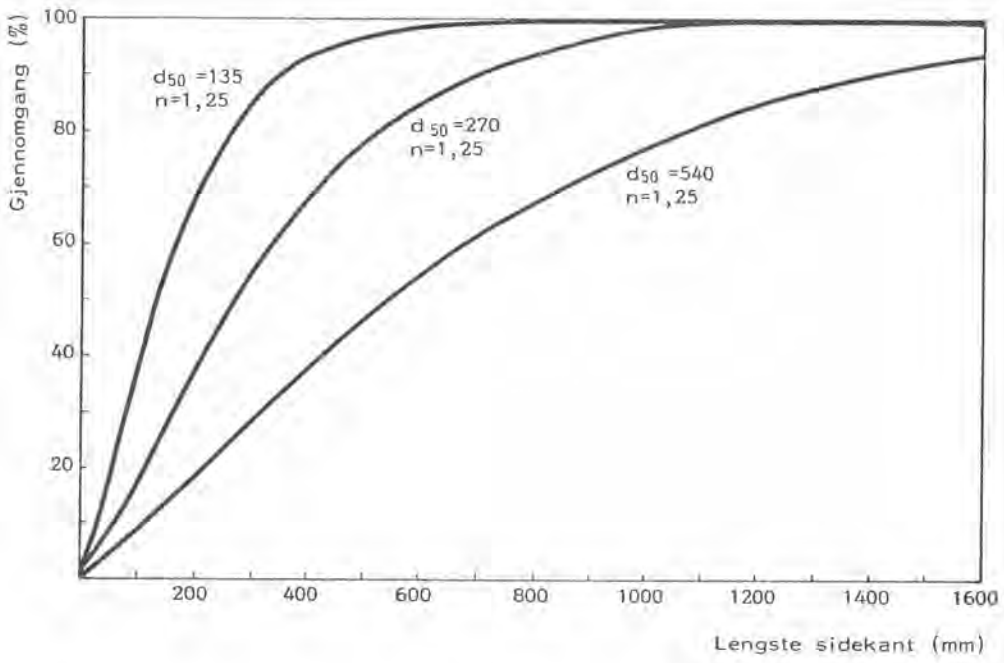


Fig. 4a Rosin-Rammler fordeling med forskjellig d_{50} og konstant n = 1,25.

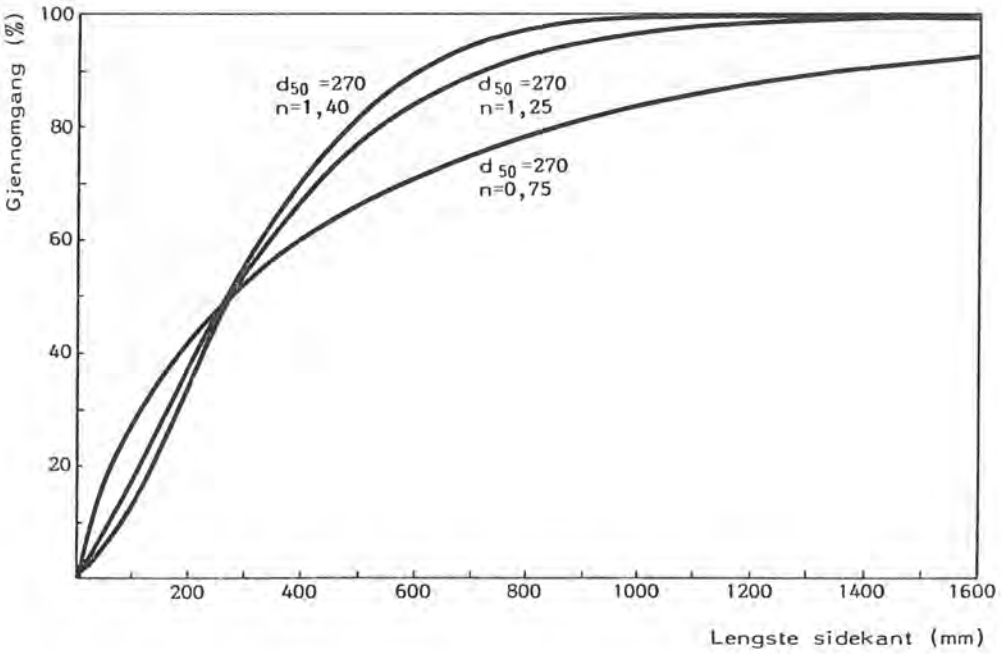


Fig. 4 b Rosin-Rammler fordeling med forskjellig n og konstant midlere steinstørrelse d_{50} = 270 mm.

Fra fig. 4 a og b kan følgende utledes:

- at en finskutt røys er ensgradert, og har en meget steil kornfordelingskurve
- at en grovskutt røys er gradert, og har en slak fordelingskurve.

Rosin-Rammler fordelingen kan brukes til:

- å forutsi siktekurven til røysa
- etterberegning av de faktorer som påvirker subb- og storsteinandelene i røysa (og vise veien en kan gå for å endre disse andelene).

4.1 FORDELINGSTALLET n

Regresjonsanalyse av innsamlet data har gitt følgende formel for forholdstallet n:

$$n = 2{,}37 \cdot d^{-0{,}042} \cdot E/V^{-0{,}191} \cdot R^{-0{,}286} \cdot 1/O^{-0{,}211} \cdot MB^{0{,}049}$$

Observerte fordelingstall var innenfor $0{,}75 < n < 1{,}40$.

Fordelingstallet n påvirkes av de enkelte variablene ved at:

- økende borhullsdiameter, hullspredning, rastantall og oppsprekkingsgrad gir en mer gradert røys
- økende merboring (økende ladningsmengde) gir en mer ensgradert røys

Skyting i ugunstig retning i forhold til oppsprekkingen resulterer i en særlig jevn og gradert fragmentering. Dette gir lav n.

4.2 MIDLERE STEINSTØRRELSE d_{50}

Nedknusingen av salva til røys skjer gjennom flere ledd.

Primær fragmentering

Primærfragmenteringen av salva skjer når spenningsbølgene overstiger bergartens dynamiske strekkfasthet. Faktorer som påvirker primærfragmenteringen:

(i) størrelsen på ladningen pr hull
(ii) fordelingen av ladningene i salva
(iii) toppverdi for spenningsbølgene (avhengig av det. hast.), fokusering og dempning av denne
(iv) gjentagende belastning, dvs. antall raster i salva

Sekundær fragmentering

Sekundærfragmentering er en tilleggsnedbrytning av steinen som skyldes:

(i) rastenes stivhet (rastenes innspenning)
(ii) gassmengde i borhullet og farten på stein ut av salva
(iii) kollisjoner av steiner i lufta og med såle
(iv) fallhøyden

Regresjon av de innsamlede data har gitt denne sammenhengen for midlere steinstørrelse d_{50} (som er svært lik sammenhengen gitt av Kuznetsov):

$$\left(\frac{d_{50}}{270}\right) = 1{,}47 \cdot SPR^{1{,}67} \cdot \frac{Q^{0{,}21}}{q^{1{,}20} \cdot s^{0{,}37}}$$

Observerte midlere steinstørrelser var innenfor $150 < d_{50} < 350$.

Midlere steinstørrelse påvirkes av de enkelte variablene ved at:

- midlere steinstørrelse d_{50} er tilnærmet omvendt proporsjonal med sprengstofforbruket q
- for økende borhullsdiameter og ladetetthet blir sprengstoffet dårligere fordelt i salven. For å oppnå samme fragmenteringsgrad kreves økt ladning (pr fm^3).
- økende energiinnhold bidrar til økt knusing

Analysen av midlere steinstørrelse og de faktorene som påvirker denne har gitt oss muligheten til å finne sammenhengene mellom fjellets sprengbarhet og nødvendig bormetertall/nødvendig lading for på oppnå en gitt fragmenteringsgrad i røysa.

5. FORMEL OG KURVE FOR NØDVENDIG LADING

Formelen for nødvendig lading er basert på en konstant midlere steinstørrelse d_{50} = 270 mm som basis.

Før vi går videre må noen av de benyttede uttrykkene defineres.

Sprengningsoptimal pallhøyde H_{opt}

Sprengningsoptimal pallhøyde utledes av pallhøydekorreksjonen. Pallhøydekorreksjonen ble funnet ved å plotte avviket mellom målt og beregnet sprengstofforbruk mot pallhøyden og borhullsdiameter. Sprengningsoptimal pallhøyde som funksjon av borhullsdiameter er vist i fig. 5.

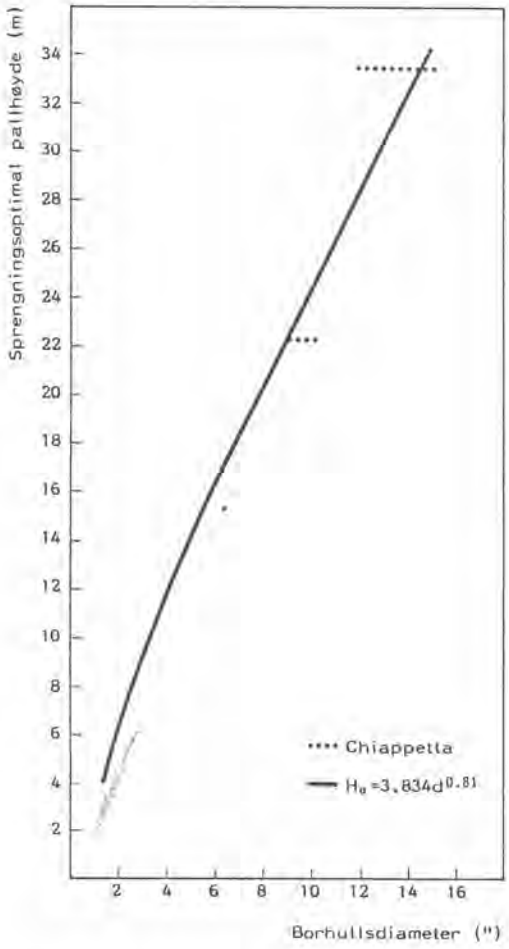


Fig. 5 Optimal pallhøyde som funksjon av borhullsdiameter.

I formlene er pallhøydekorreksjonen tatt med som:

$$PK^a = \begin{cases} \left(\frac{H}{H_{opt}}\right)^a & \text{for } H < H_{opt} \\ \left(\frac{H_{opt}}{H}\right)^a & \text{for } H_{opt} < H \end{cases}$$

a = eksponent funnet ved regresjon

Den fysiske forståelsen av den sprengningsoptimale pallhøyden er at den angir en optimal "stivhet" for en rast. Stivheten er tilnærmet forholdet $(H/\sqrt{EV})$, og uttrykker at der:

- pallhøyden er for liten i forhold til bormønsteret blir rastene for innspente og sprengningen arter seg mer som flåsprengning

- hvor pallhøyden er for stor i forhold til bormønsteret vil rastene bule ut, og gasstrykk tapes som lekkasjer i stuffen. Både primær- og sekundær knusning vil svekkes, og føre til dårlig brytning i sålen med mindre underboringen økes.

Pallhøydekorreksjonen blir først en viktig faktor (gir en økning av bormetertall og sprengstofforbruk) for bruddrift der en borer med små diametre på høye paller.

Sprengningsoptimal pallhøyde er hverken driftsoptimal eller kostnadsoptimal pallhøyde. For driften er det særlig to hensyn som må tas:

- adkomstveier i brudd, dvs. for små diametre drives det ofte over H_{opt} for å redusere antallet av disse

- for store diametre er det sikkerheten som setter en begrensning på pallhøyden

Kostnadsoptimal pallhøyde er generelt langt lavere enn den sprengningsoptmale pallhøyden.

Merboring MB

Midlere steinstørrelse d_{50} er tilnærmet omvendt proporsjonal med sprengstofforbruket.

En enkel måte å uttrykke merlading på i forhold til d_{50} = 270 mm (basis) er vha. uttrykket merboring og LL/H.

Merboringen angir hvor mye finere stein som oppnås ved tettere boring når ladingen pr hull holdes konstant.

Merboring er definert som:

$$MB = \frac{(EV)_{o\,(basis)}}{(EV)_i} \qquad 270$$

I formelen er eksponenten for merboring ikke lik 0,75. Dette skyldes at den reelle merboringen består av:

(i) endring av det generelle bormønsteret (som antatt)
(ii) endring av underboringen
(iii) en tettere boring i 1. rast
(iv) tilpasningshull

For merlading gjelder i tillegg

(v) endring av uladet lengde (tatt med som LL/H)
(vi) redusert lading i 1. rast

Observert merboring er for:

Pukkverk (avhengig av knuser)	MB = 1,2 - 1,6
Støttefylling dam (uten spesielle krav)	MB = 1,0

Sprengstyrken S

Energiinnholdet pr vektenhet i borhullet (kcal/g) er brukt som uttrykk for sprengstyrken.

I det videre arbeidet vil ladetetthet, gassvolum og detonasjonshastighet bli benyttet i regresjonene. Da kan samvirket mellom sprengstoffenes og fjellets egenskaper studeres mer i detalj.

Regresjon har gitt følgende resultat for nødvendig lading:

$$kg/fm^3 = 1{,}34 \frac{d^{0,42} \cdot SPR^{1,03} \cdot MB^{0,88} \cdot LL^{0,89} \cdot RM^{0,58}}{E/V^{0,062} \cdot KP^{0,25} \cdot S^{0,38}}$$

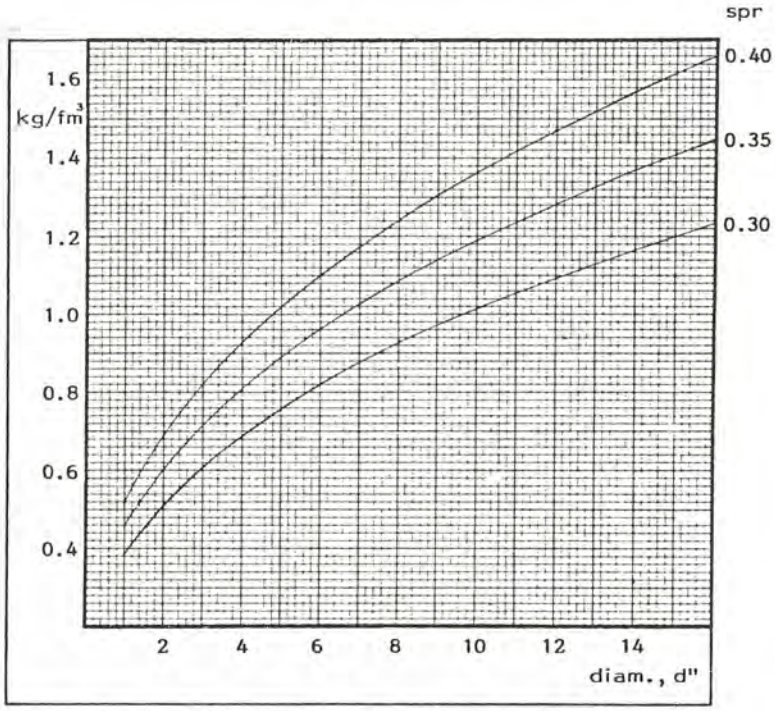


Fig. 6 Nødvendig boring i kg/fm^3 som funksjon av borhullsdiameter og sprengbarhet.

Eksempel på anvendelse av sprengningsformel for q:

Sprengbarhet, SPR	: 0,369
Borhullsdiam., d	: 9 7/8"
Pallhøyde, H	: 15,0 m
Hulldybde, BL	: 17,0 m (2 m underbor.)
Ladet lengde, LL	: 11,0 m (6 m uladet)
Merboring, MB	: 1,00
Hullspredning, E/V	: 1,08
Pallhøyde/H_{opt}	: 0,612
Avstandsfaktor, Rm	
firkant-/sikk-sakkboring	: 0,708/0,630
Sprengstyrke, s	
- slurrit 110	: 0,690 kcal/g
- ANFO	: 0,910 "

	kg/fm^3	
SPRENGSTOFF	firkant	sikk-sakk
Slurrit 110	1,083	1,013
ANFO	0,922	0,862

6. SPRENGBARHETEN SPR

Sprengbarheten er fremkommet som forholdet mellom registrert og beregnet sprengstofforbruk for å oppnå en basis steinstørrelse på d_{50} = 270 mm. Observerte sprengbarhetstall var innenfor 0,2 < SPR < 0,45.

Sprengbarhetstallene er senere sammenstilt med fjellets egenskaper for de forskjellige bruddene.

De geologiske faktorene som ble registrert var,

(i) oppsprekkingsgraden i pall vha.

* avstand mellom svakhetsflatene, O
* sprekketype
* orientering

(ii) i laboratorium på bergartsprøver

* lydhastighet (våt og tørr)
* bergartens tetthet
* bergartens anisotropi vha. lydhastighet for tørkede prøver

Sammenhengen mellom sprengbarhetstallet og de geologiske faktorene vil bli vist på konferansen.

7. FORSINKELSE, KASTLENGDE OG RØYSHØYDE

Forsinkelsen er gitt ved:

$$FS = \frac{\text{tennerintervall mellom rastene}}{\text{meter effektiv forsetning}} \text{ (millisek./m)}$$

Det er en sammenheng mellom forsinkelse og maksimal kastlengde/maksimal røyshøyde.

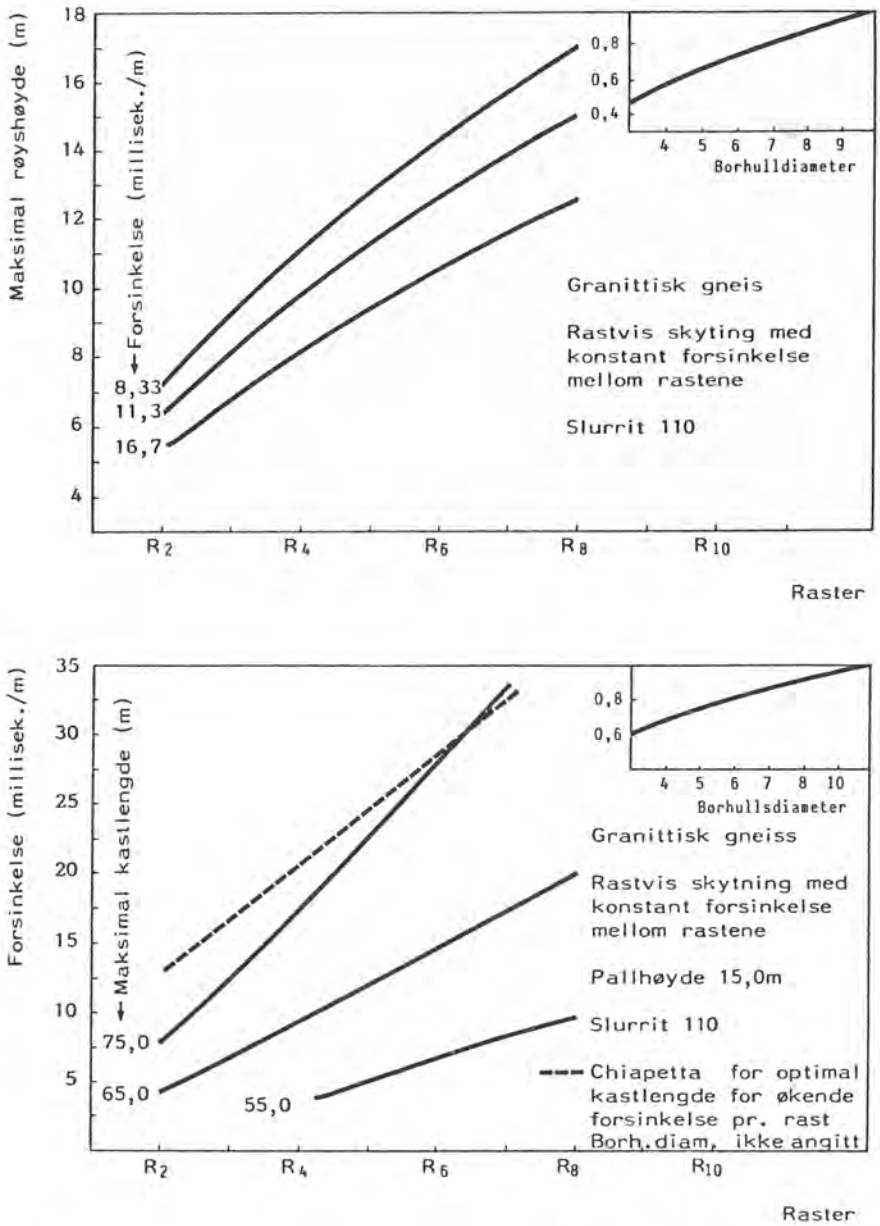


Fig. 7 Sammenheng mellom forsinkelse og maksimal kastlengde/røyshøyde.

Merk Kurvene er basert på et relativt lite antall observasjoner.

Forsinkelsens betydning for røysprofil er tydelig. Forsinkelsen hjelper til med:

- bedret volumøkning i røysa ved økt framkast
- å motvirke tidsinnspenning (særlig ved dype salver ved å gi tid til nødvendig volumøkning) og "avflate" maksimal røyshøyde

Forsinkelsen kan ytterligere utnyttes ved:

- å øke forsinkelsen bakover i salva rast for rast (jfr. Chiappetta)
- 2. rast kan gis en ekstra forsinkelse slik at 1. rasta kommer ut på en tilfredsstillende måte
- ved økt forsinkelse sikrer man at salva i større grad detoneres rastvis. Dagens tennere er såpass unøyaktige at rastvis detonasjon ved liten forsinkelse ikke uten videre er tilfelle.

I oppsprukket fjell med åpne sprekker eller slepper bør forsinkelsen reduseres pga faren for overslag til hull lenger bak i salva. Overslag gir for tidlig detonasjon av hull. Disse hullene har kun fritt utslag oppover, og medfører en kraftig hevning av sålen med kutting av detonerende lunte som resultat.

I tett stikkoppsprukket fjell er kastlengdene oftest svært beskjedne. Selvom røysa er finknust må en ofte øke ladningen for å få til mer kast (volumøkning) eller skyte salver med 1 - 2 raster.

Forsinkelsens betydning for midlere steinstørrelse har vi ikke kunnet regnet oss tilbake til.

8. LASTBARHET

Lastbarheten av røysa ble målt ved registering av netto lastekapasitet for ulike salver og i ulike partier av røysa.

Noe bearbeidet tallmessig materiale mhp. lastbarhet kan det ikke vises til ennå.

Observerte forhold som påvirker lastbarheten for hjullastere i negativ retning er:

(i) knøl, særlig fra 1. rast.
Utslagsretning parallelt steiltstående oppsprekking gir "knøl-maksimering"

(ii) dype salver med mye lasting på ny såle og høye røyser

(iii) dype og finskutte salver gir mye finstoff og stor pakningsgrad. Pakningsgraden (liten volumutvidelse) har større innflytelse på lastbarheten enn steinstørrelsen d_{50}

(iv) topptenning, fordi
- gasstrykket unnslipper meget hurtig øverst i borhullet
- og derav for liten bevegelse av massen i sålenivå.

Utilsiktet topptenning skjer ved bruk av to tennere i samme hull for sikkerhet. Det er særlig ved bruk av Nonel/det. lunte og høye intervallnummer at problemet oppstår. Jfr. fig. 8.

(v) for liten forsinkelse gir dårlig løsgjøring av stein og "rotasjon" eller snuing av salva, særlig i sålen. Stor underboring gir god løft av salva.

Disse forhold er illustrert i fig. 9.

9. VIDERE STUDIER

Videre studier vil omfatte:

- økning av observasjonsmaterialet for å sikre større almengyldighet
- samvirke mellom sprengstoff og fjellmassens egenskaper
- utslagsretning til oppsprekking og skifrighet samt dens betydning for dannelse av storstein
- lastbarhet
- fordemming
- utvikle indirekte metoder (evt. utstyr) for registrering av lokale sprengbarhetsvariasjoner i bruddet og pakningsgrad i røys.

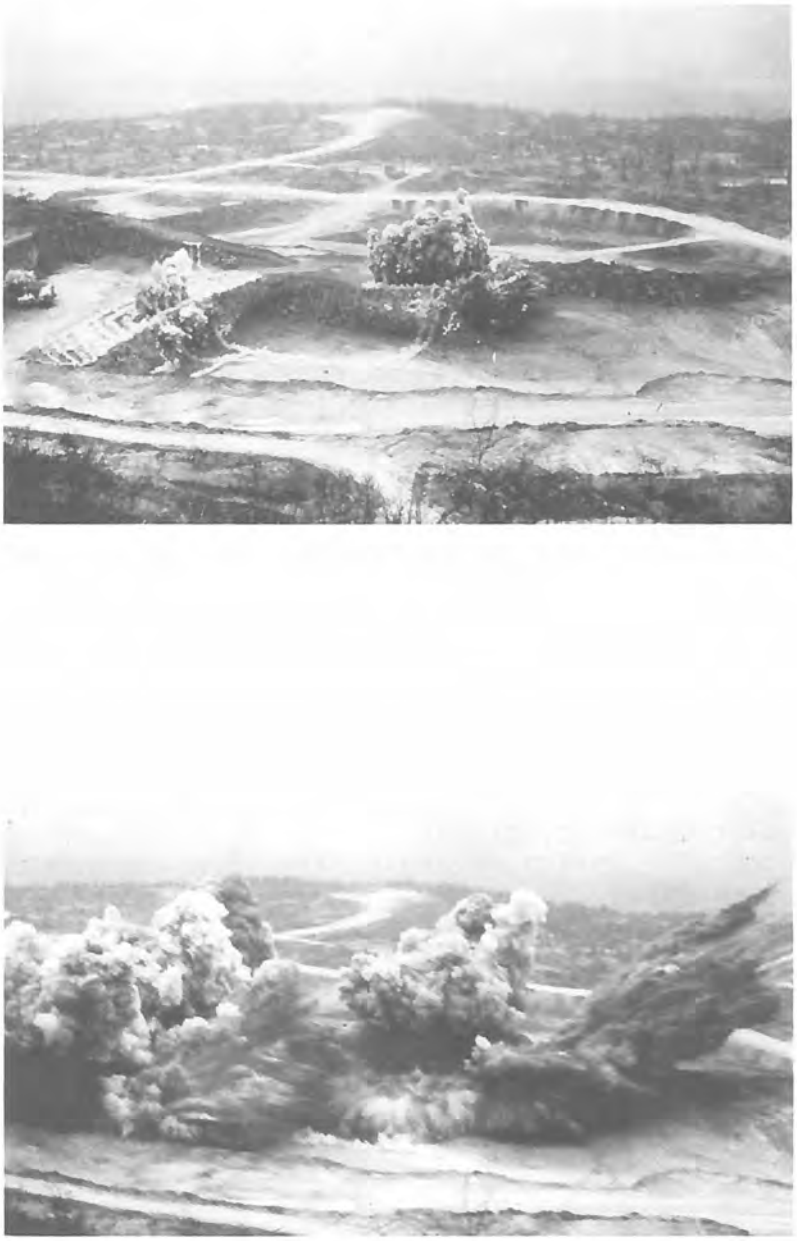
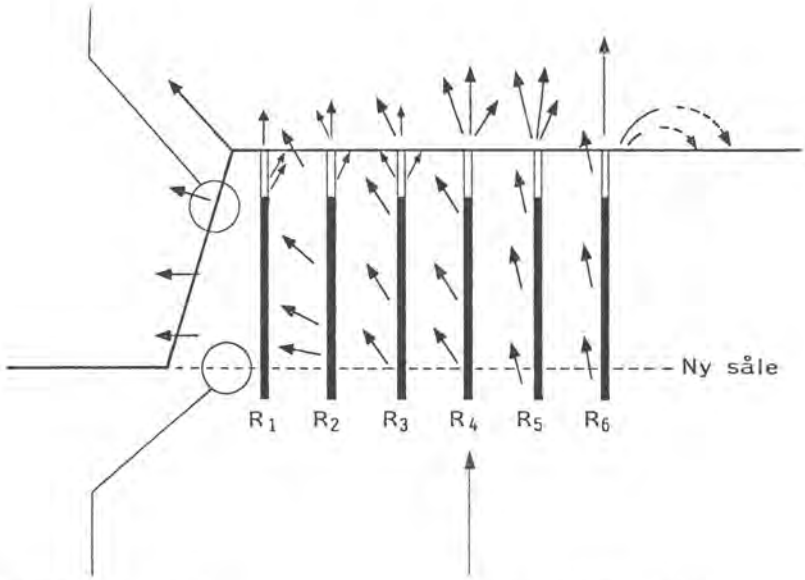


Fig. 8. Salve midt i bilde tent med Nonel 15/15 og 15/16 (nærmest). Sistnevnte gir markert mindre toppsprut i 1. rast og tydeligere utslag i botn.

- Mye sprut pga. for høy oppladning og liten forsetning

- med gasslekasjer og kraftig trykktap dP/dt som resultat.



Knøl dannes ved en eller flere av faktorene

Røysa pakkes pga. utilstrekkelig plass til volumutvidelsen.

- tap av framkast og knusing grunnet trykktap

- dårlig løsgjøring foran 1. rast pga. liten fart som igjen skyldes for stor forsetning

- for liten tid for tilstrekkelig massebevegelse for 1. rast før 2. rast kommer pga. for stor forsetning eller liten tidsforsinkelse.

"Står" 1. rasta igjen gjentar problemene seg innover hele salven.

Fig. 9. Effekten av hemmet massebevegelse med etterfølgende dårlig løsgjøring av stein i salva. (Pilene viser bevegelsesretning).

Litteraturliste

R.F. Chiappetta et.al. (1983): The Use of High Speed Motion Picture Photography in Blast Evaluation and Design. U.S. Society of Explosives Engineers, pp 258 - 309.

C.V.B. Cunningham (1982): Rock Fragmentation Related to Blast Design. The Institute of Quarrying, South Africa.

T.N. Hagan (1983): The Influence of Controllable Blast Parameters on Fragmentation and Mining Costs. Sump. Rock Fragmentation by Blasting, Luleå, pp 31 - 52.

Hovedoppgaver ved Institutt for anleggsdrift

Institutt for anleggsdrift (1975): Steinproduksjon - Kostnader - Ytelser

E. Johannessen Personlig meddelelser.

V.M. Kuznetsov (1973): The Mean Diameter of the Fragments formed by Blasting Rock. Soviet Mining Science Vol. 9, No. 2, pp 144 - 148.

P. Rosin og E. Rammler (1933): Journal of The Institute of Fuel. Vol. 7, pp 29 - 36.

ERFARING MED HÄGGLOADER 10 HR I MIDDELSTORE TUNNELTVERRSNITT.

Sjefsingeniør Terje Johan Skjelbred, H. Eeg-Henriksen A/S

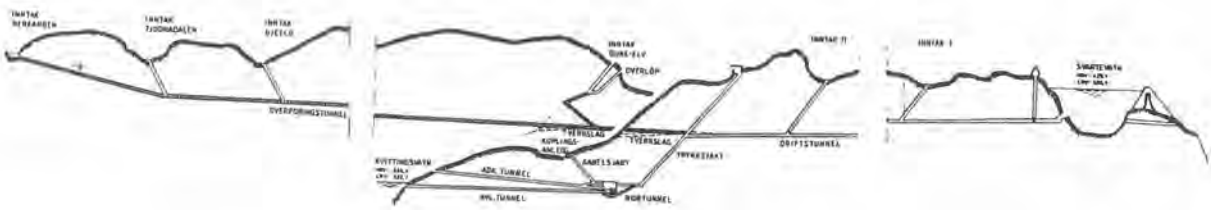
SAMMENDRAG

H. Eeg-Henriksen A/S gikk i forbindelse med Kvittingen kraftanlegg til anskaffelse av en elektrisk Häggloader 10 HR tunnellaster. Lastemaskinen benytter ved lasting samme støpsel på 660 Volt som boreriggen. Den egner seg best i tunneltverrsnitt mellom 15 - 25 m2 i middelsbløte bergarter. Miljøet i tunnelen ble vesentlig forbedret. Vi har gjort forsøk med lasting på stigning helt opp til 1:5 med godt resultat.

SUMMARY

H. Eeg-Henriksen A/S purchased an electrically-driven "Häggloader 10 HR" tunnel loader for loading tunnel rock at the Kvittingen hydroelectric power development.
The loader employs the same 660-Volt socket as the drill rigg. It is best suited to medium-soft types of rock and to cross-sections from 15 to 25 m2. As to both air quality and noiselevel, the mileu is markedly improved at the heading and in the tunnel. Concerns about maintaining productive capacity on inclines up to 1 on 5, proved to be exaggerated.

BESKRIVELSE AV ANLEGGET.



Lengdeprofil av Kvittingenalegget.
Skravert del drevet med Häggloader 10HR.

Kvittingen kraftanlegg ligger i Samnanger kommune i Hordaland fylke, like ved Bergen.

Området er et av de mest nedbørsrike i landet. I anleggsperioden har vi hatt nedbørsmengder på opptil 178 mm pr. døgn og sogar 110 mm på 10 timer.

Peltonturbinen er på 48 MW og gir en årsproduksjon på 105 GWh ved å utnytte fallet på 266 meter mellom Svartevatn og Kvittingvatn.

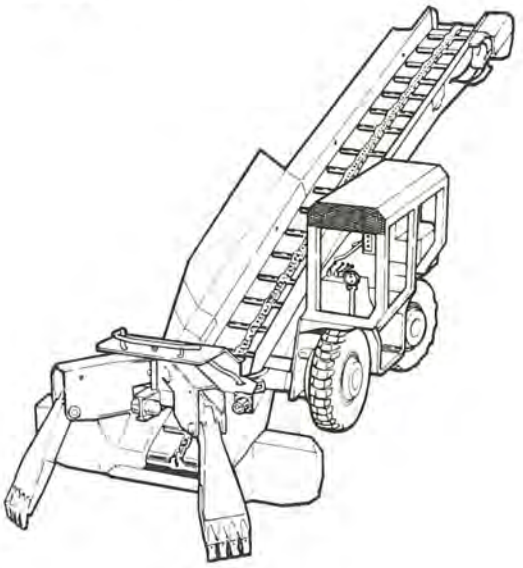
H. Eeg-Henriksens A/S' entreprise blir på ca. 100 mill. kroner. Byggestart ble gitt i oktober 1981, og arbeidene regnes avsluttet ved utgangen av 1984.

Anleggets byggherre er Bergens Lysverker, mens konsulentarbeidene er utført av BKK.

Anleggets hovedmasser:

Tunneler:	11.000 m
Sjakter	1.100 m
Kraftstasjon:	8.000 m3
Dam:	180.000 m3
Betong:	10.000 m3

VALG AV LASTEMASKIN.



Häggloader 10 HR

Svært ofte drives vannføringstunneler større enn nødvendig. Dette fordi laste-, transportutstyr og ventilasjon krever større plass.

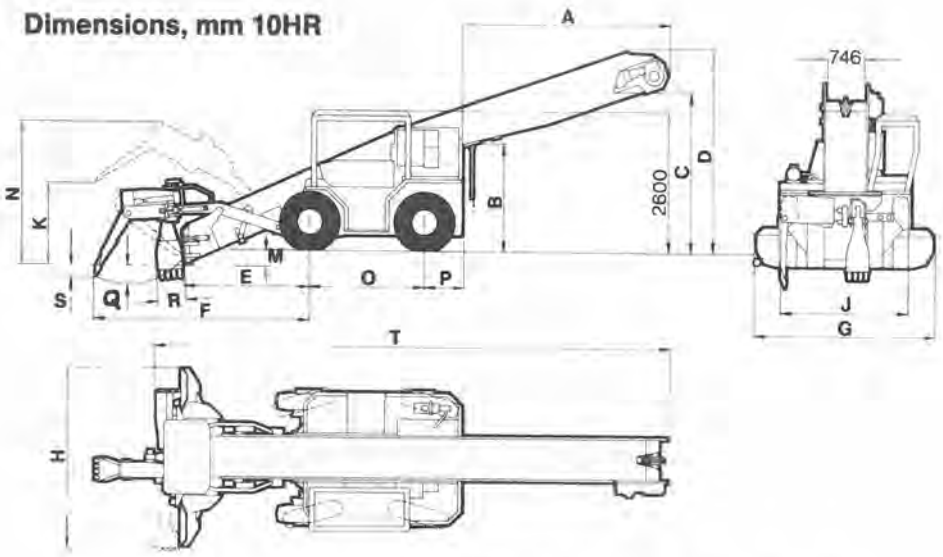
Eksempel: Byggherren forlanger en 15-16 m2's tunnel. Entreprenøren har ikke utstyr for å drive økonomisk i dette profilet. Bygherren får en stor fordel ved større tverrsnitt p.g.a. mindre falltap. Erfaringen deres de siste 10-15 år har vist at de får tunnelprofiler på 20-22 m2.

Eeg-Henriksen har derfor lett etter egnet utstyr for å redusere tunneltverrsnittene og derved spare sprengning, lasting og transport.

Ved å velge en Haggloader 10 HR håpet vi å oppnå følgende:

A. Mindre tunneltverrsnitt
B. Færre nisjer
C. Renere miljø
D. Økt lastekapasitet
E. Lavere lasteutgifter

LASTEMASKINEN



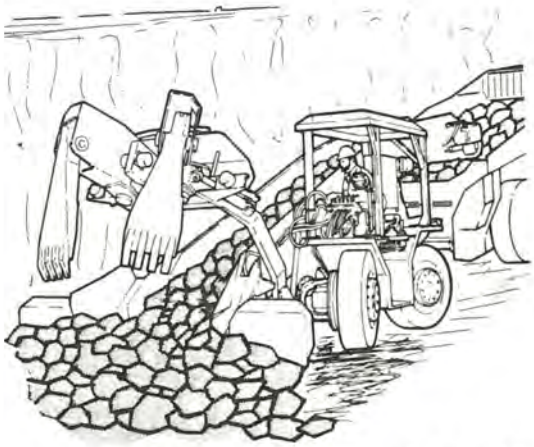
Conveyor helght	A	B max	B min	C max	C min	D max	D min	E	F	G	H
10 HR	3650	2150	1700	2900	2150	3600	2900	2300	3900	3700	4000

Conveyor helght	K max	K min	M max	N max	N min	O	P	Q max	R	S max	T
10 HR	1650	—	240	—	—	2200	700	260	440	90	9300

Skisse av 10 HR Häggloader

Häggloader 10 HR er et svensk produkt levert av Atlas Copco A/S. Fremdriften på 6-10 km/t foregår med en Deutz 53 kW stor dieselmotor, 4-hjulsdrift, 4-hjulssving gjør at fremkommeligheten er ganske god. Ved lasting på stuffen nyttes en ASEA el-motor på 55 kW ansluttet samme 660 Volts støpsel som til boreriggen.

Lastebredden er 4 meter og lastedybden er 0,5 meter under sålen. De to gravearmene har fire utskiftbare tenner. Lastingen foregår i hele sirkelen foran skjæret på maskinen og inn mot transportbåndet. Steinmassene føres av et belte over conveyoren frem til transportbåndet.

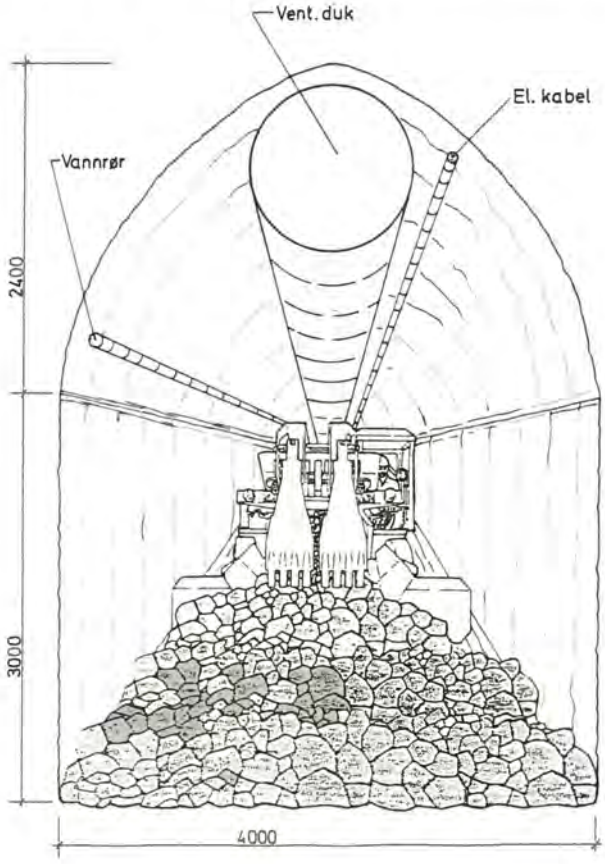


Skisse av 10 HR på stuffen

ERFARINGER

ARBEIDSMILJØ 10 HR lastemaskin representerer en stor forbedring hva arbeidsmiljøet i tunnelen angår; klar støvfri luft med jevn temperatur. Støynivået er ikke målt, men ligger nok noe under lasting med hjullaster. Ventilasjonsanlegget besto i en Gal 14-vifte. Dukens diameter var 120 cm.

TUNNELPROFILET.



Etterkontroll av tunnelprofilet viste et større kvadrat enn vi hadde tenkt oss på forhånd. Dette fordi reservemaskinen (hjullaster) og transportutstyret (Kirunatruck 250) "presset" ventilasjonen opp i profilet.

Dette kan man naturligvis kompensere med mindre dukdiameter på grunn av mindre ventilasjonsbehov, men dette må man vurdere opp mot luftingstid, tunnellengde, viftekapasitet, tilgang på elektrisk kraft etc. Men sammenlignet med Cat. 980C-lasting, fikk vi likevel en arealreduksjon på ca. 11%.

Ved valg av mindre reservemaskin bør en ytterligere reduksjon være mulig. For å oppnå reduksjonen på Kvittingen, måtte vi montere hydraulisk steintak på reservelasteren. Denne hjullasteren ble også benyttet ved renske- og tipparbeider.

BERGARTENE

Varierende geologiske forhold viste seg å gi 10 HR de største problemene. I driftstunnelen mot Svartevatn var de dominerende bergartene meteorhyolitt og kvartsitt. Kvartsitten var til dels meget hard og forårsaket stadig kiling av beltet i conveyoren. Dette forstyrret selve salvesyklusen.

Overføringstunnelen mot Herfangen derimot besto av bløtere bergarter som fyllittisk gneis som gir lite eller ingen fastkiling. Tunnelen ble her drevet i stigning 1:8, men forsøk med stigning på 1:5 over 100 m ble drevet med godt resultat.

Häggloaderen er nå overført til et annet kraftanlegg i distriktet, hvor bergartene er av en slik kvalitet at de forårsaker fastkiling av beltet i conveyoren.

LASTEKAPASITETEN.

Forutsetninger: Kirunatrucker K250 24 m3
Tunneltverrsnitt 19 m2
Tunnelbredde 4 - 4,5 m
Nisjeavstand 250 m
Inndrift 4,3 m med 16 fots stenger
Stigning 1:8
Fjellsort fyllittisk gneis
Masseutvidelse 1,6

Gjennomsnittlig lastekapasitet er målt til 1,65 m3/min. v/avstand til nisjen 170 m.

Lastetid på en salve:

Netto lastetid $\frac{19 \times 4,3 \times 1,6}{1,65}$	1 t.19 min.
Opprigging klar for lasting	14 min.
Nedrigging klar for boring	11 min.
	1 t.44 min.

DRIFTSSIKKERHETEN.

Vår erfaring i Kvittingen etter å ha lastet ut ca.150.000m3 er at driftssikkerheten er god.

ØKONOMI.

Utgifter til reservedeler og slitedeler for conveyorbeltet ble vesentlig dyrere enn hva vi kalkulerte med på forhånd. Innkjøpsprisen er i samme størrelse som for en Cat 980C. Innbytteprisen er imidlertid vesentlig lavere enn for en hjullaster, samt at anvendeligheten er mindre.

ETTERTANKER.

10 HR Häggloader har ført oss på "nye veier" når det gjelder opplasting på stuff. I de forhold som her er beskrevet, fungerer maskinen tilfredsstillende.

Eeg-Henriksen vil i fremtiden bygge videre på denne erfaringen med det for øye å kunne produsere det profilet som er ønsket. Om det blir med 10 HR Häggloader eller ikke, vil tiden vise.

S K E G A AB, SVERIGE
H Ä N G F L A K

Odd Dugstad, Skega AB

Representert i Norge av Maskin a.s Argo

SAMMANFATTNING

Nytänkande vad beträffar utformning och konstruktion av lastning och användande av slitgummi för truckar och dumprar vid transport av sprängsten, gråberg eller malm, inom gruv-, makadam- och cementindustrin. Det finns f n ca 35 truckar och dumprar i arbete med SKEGA Hängflak i storlekar från 35-170 t. Föredraget presenterar de senaste erfarenheterna etc.

SUMMARY

Rethinking regarding lay-out and design of loading systems and the use of wear rubber for trucks and dumpers at transfer points of blasted rock, gangue or ore in the mining-, macadam- and cement-industry. There are at the moment approx. 35 trucks and dumpers in sizes 35-170 t working with SKEGA Hängflak. The lecture presents the latest experiences etc.

Bakgrund

För Er som inte närmare känner till SKEGA Hängflak, skulle jag vilja göra en sammanfattning.

På SKEGA Hängflak har stålbotten i lastkorgen ersatts med en gummimatta upphängd på tvärgående stroppar fastsatta på korgens sidor. Dessa stroppar hålls på plats av distansklotsar, som vulkats fast på gummimattans undersida. Stropparna är elastiska så att de sträcks vid belastning och återtar sin ursprungliga längd, när lasten tömts.

För att erhålla maximal driftekonomi måste avvägningen mellan gummimatta, stroppar och korg vara noggrant balanserad. Korgens dämpande förmåga beror till stor del på gummimattans elasticitet, under det att förmågan att bära lasten bestäms av stropparnas elasticitet.

Utveckling

Konstruktörer och formgivare av konventionella lastkorgar måste bygga in extra "förstärkningar" i sina konstruktioner för att kunna motverka påfrestningarna vid lastning, effekterna på korg, ram, fjädring, däck etc. Detta kan bara ske genom att öka dödvikten dvs ytterligare stål. Att infodra vanliga lastkorgar med gummi kan uppväga några av nackdelarna men minskar å andra sidan lastvolymen. Själva stålkorgen väger emellertid ungefär lika mycket som tidigare.

En av de största tillverkarna av diesel-elektriska truckar, har, baserat på sina egna erfarenheter, räknat ut att det kostar 1,50 dollar att "köra omkring" med ett pund (0,454 kg) per truck och år.

10 000 pund kommer enligt denna kalkyl att kosta truckägaren 15 000 dollar under ett år och det för bara tonvikten.

Varför allt detta stål, om det nu bara är för att skydda? Skydda mot vad? Mot chockbelastningen? Chassi eller lastkorg?

Låt oss anta att truckkonstruktören vill maximera livslängden. Han måste i så fall ta ett flertal faktorer med i beräkningen, men anslagsenergin och dess inverkan på chassi och andra utsatta delar måste ägnas den största uppmärksamheten.

Det finns idag flera kvalitetsstål, som kan motstå stora belastningar och som likaledes är relativt lätta men de räcker liksom inte riktigt till.

En lastkorg skall inte tillverkas enbart av stål utan av stål och gummi. Stål är ett "dött" material och det går inte genom utformning, konstruktion, materialval, fjädring, däck etc kompensera sig för elasticiteten och flexibiliteten hos SKEGA Hängflak.

Anslagskrafterna tas upp och fördelas i gummimattan och dess upphängning utan att dessa vidarebefordras utanför själva korgen, vilket inte är fallet vid konventionella lastkorgar, där hela trucken inklusive däcken får agera stötdämpare.

I mitten av femtiotalet utförde SKEGA pionjärarbetet vad gäller infodring av lastkorgar med slitgummi. Sedan dess har vi samlat praktiska kunskaper och erfarenheter från olika användningsområden för gummi.

Dessa har vi emellertid inte fått utan att göra misstag. Ibland kändes det otillfredsställande och tjatigt men ändå givande i det långa loppet. Om man sammanställer dessa fakta, vår forskning och utveckling, blir slutsatsen att det mest effektiva sättet att ta upp de stora chockbelastningar som gäller vid användandet av dagens grävskopor och lastare är en gummimatta upphängd på stroppar, dvs SKEGA Hängflak. Det är den första lastkorg, som konstruerats och byggts för att motstå de stora belastningarna och på samma gång klara av slitaget.

Gummimattan beräknas hålla minst 20 000 timmar.

Den första 170 t truck, som utrustades med SKEGA Hängflak, finns i drift hos Boliden Mineral AB, Aitikgruvan, i norra Sverige. De iakttagelser vi gjort här visar, att den förväntade livslängden är realistisk. Efter mer än 6 000 h uppvisar mattan inget nämnvärt slitage. Ytskador finns på en del ställen men mattan är annars i utmärkt skick. Under denna tid har hängflaket utsatts för de mest rigorösa provningar. Trucken används i huvudsak för transport av gråberg som lastas med en Le Tourneau 1200 lastmaskin och skuten motsvarar för det mesta max storlek som kan lastas.

Provperioden har gett oss möjligheter att bevisa att SKEGA Hängflak är en mycket driftsäker produkt. Fortsatt forskning och utveckling, bättre material, tillverkningsmetoder och användningsområden kommer att möjliggöra förbättrad tillgänglighet och bättre utnyttjande av investerat kapital.

Vid ovannämnda Boliden-gruva och med tre 170 t truckar (lastar 155 metriska ton) med SKEGA Hängflak i arbete, är körcykeln 1,65 per timme och år. De kör något mer än 5 000 h/år. SKEGA Hängflak för dessa truckar väger minst 8 t mindre per truck än de konventionella stålkorgarna.

Baserad på denna körcykel blir de årliga besparingarna avsevärda, t ex 1,5 vända per timme x 8 t (metriska) = 15 t/h. 15 t x 5 000 h/år = 75 000 t som inte transporteras. För en 155 t (metriska) truck gäller följande: Det skulle krävas 322 extra arbetstimmar för att transportera dessa 75 000 t. Driftskostnaderna för en 155 t truck i genomsnitt har beräknats till US-dollar 125/h x 322 = 40,250 dollar. Vi vill här göra märke till vad vi refererar till var och att vi enbart jämför kostnaden per ton. Om man i stället tänker på vad detta betyder i eventuellt förlorade inkomster, kan dessa bli betydande.

SKEGA Hängflak har använts för transport av klibbigt gods som varma avfallsmassor i arktiskt klimat, ett mycket utslagsgivande prov. Tack vare korgens elasticitet och flexibilitet stannar inget gods kvar i korgen som kan påverka livslängden på hydraulsystem och komponenter.

Avgasuppvärmning av lastkorgen behöver därför inte användas. Avgaserna går in i flaket men den används egentligen som en stor ljuddämpare. Följaktligen uppstår inga korrosionsproblem som på stålkorgen.

SKEGA Hängflak har också den fördelen att lasten samlas i centrum genom att korgbotten blir konkav vid lastningen. När vi utformar lastkorgen, följer vi mycket noga de instruktioner som de olika fordonstillverkarna utfärdat vad beträffar viktsfördelningen för att inte äventyra fordonets köregenskaper.

Viktsbesparingar på åtskilliga ton beroende på fordonsstorlek kan uppnås med SKEGA Hängflak. För de nyligen levererade lastkorgarna till två Cat 777, uppgick viktsminskningen till 4 ton per korg.

SKEGA Hängflak är utformat och konstruerat för de tuffaste transportjobben, ökar produktiviteten och möjliggör maximalt utnyttjande av kapitalinvesteringen.

Kostnaderna för att byta ut stålplåtar under svåra arbetsförhållanden kan uppgå till så mycket som 60% av de sammanlagda underhållskostnaderna och att infodra stålkorgar kan vara en mycket påfrestande uppgift för underhållsfolket, i den meningen att svetsarna tycker att jobben är tråkiga och inte kräver någon speciell yrkesskicklighet. Dessutom kan problem uppstå vid transport av stålplåtar, liksom lagerhållning, handhavande, tillskärning, svetsning av desamma liksom efterkontrollen. Investeringarna i verkstäder, utrymme, ventilation, arbetsmiljöförbättrande åtgärder är en tung post för de flesta gruvor och om gruvan ligger i den kalla klimatzonen och inte i tropikerna kan dessa kostnader bli mycket betungande.

"Bullerfaran"

Problem kring bullrets skadliga inverkan ägnas allt större uppmärksamhet inom alla industrier i dag genom den lagstiftning som skett för att skydda de anställda mot buller.

Varje sänkning av bullernivån är av stor betydelse, då även en relativt kort exponeringstid under hög ljudintensitet kan leda till permanenta hörselskador.

Vibrartionerna vid anslag blir lägre och ljudalstringen därmed svagare ju "tystare" ett material är. "Tysta" material som gummi har stora inre förluster. Material med klang som stål har små inre förluster. Föremål, som utsätts för stötar eller slag eller på annat sätt påförs vibrationer, bör alltså tillverkas av material med stora inre förluster.

Slag och stötar orsakar buller och slitage. Gummi dämpar buller effektivt, förorsakar lägre buller än andra infodringsmaterial och har utmärkta slitageegenskaper. Genom att välja rätt gummiinfodring kan man alltså lösa både slitageproblem och eliminera orsaken till bullret dvs kontakten mellan fasta ämnen och metall.

Hög ljudnivå påverkar människans koncentrationsförmåga och kan leda till psykisk trötthet eller stress. Den kan också hindra kommunikationer såsom varningssignaler etc. Avsikten med ljudmätningarna, som Boliden Mineral AB utförde, var att mäta sänkningar av ljudnivån med SKEGA Hängflak jämfört med en konventionell stålkorg. Mätpunkterna var placerade i grävskopans hytt, utomhus ca 5 m från och längs trucken och i förarhytten på truckarna.

Mätställe	Stålkorg	Gummikorg
I grävskopans hytt	80	63[1)]
Utomhus	107	92[2)]
I truckhytten	90	80[2)]

1/ 63 dBa beror på ljud internt från grävmaskinshytten. Inget ljud kunde uppfattas p g a att berget slog mot flaket.

2/ Bullret beror på att skoplocket slog mot skopan.

En sänkning av 10 dB(A) upplever örat som en halvering av bullernivån.

Förutom sänkt ljudnivå har ryggskador hos föraren praktiskt taget eliminerats genom att hängflaket reducerar chockeffekterna vid lastningen.

Allmänt

Som nämnts tidigare bidrar SKEGA Hängflak till att förbättra arbetsmiljön för föraren genom att neutralisera chockverkan och vibrationer vid lastning. Förutom de rent tekniska fördelarna med SKEGA Hängflak kan truckägarna räkna med fördelar som lägre olycksfallsfrekvens, lägre frånvaro etc för underhållsfolk och förare.

Det vi har att erbjuda Er är inte vilken lastkorg som helst utan

SKEGA Hängflak

Bilde 1 Den første 170 tonns kassen levert på M36, Lectra Haul truck til Boliden Mineral AB, Aitik-gruven.

Bilde 2 Prototypen til Volvo BM K540 under test i et norsk pukkverk sommeren 1980.

Bilde 3 Skega gummikasse påmontert en Volvo F12 boggibil på Ulla-Førre-anleggene.

Bilde 4 Volvo BM DR 861 med Skega gummikasse. Denne er i dag i drift i Udden-gruven i Sverige, og transporterer knust sulfid-malm.

ERFARINGER MED MEKANISK FJELLRENSK KOMBINERT MED VANN-SPYLING

Experience from mechanical scaling combined with water jet

Ingeniør Robin Kirkhorn, Bergrensk A/S

SAMMENDRAG

Erfaringer med å kombinere høytrykks vannspyling med mekanisk rensk er høstet ved forsøk i vegtunnel på Nordmøre, - basert på tidligere forsøk i Sverige og egne teorier.
Det er valgt benyttet 2 allerede eksisterende separate enheter: èn pumpeenhet og Bergrensk maskinen som redskapsbærer.
Havari i en kraftoverføring gjorde at forsøket ble gjennomført med en vannpumpe på bare ca 60 % av forutsatt effekt. Vannspylingen ble utført etter mekanisk rensk i småfallen feltspat. Forsøkene viser, - den svake pumpen til tross -, at rett bruk av vannjet ved egnede forhold vil være regningssvarende hvor kapasitet på manuell rensk ligger under ca 90 m^2/time. Indikasjoner tyder på at dette tallet kan økes til ca 150 m^2/time ved bruk av pumpe med stor kapasitet. Metoden vil alltid gi bedre sikkerhet og miljø. Den økonomiske gevinst øker desto mer omfattende rensken er. Den manuelle rensk antas stadig mer å ta form av inspeksjon og kontroll.

SUMMARY

Experience in tunnel scaling with high pressure water jet used in combination with mechanical scaling, has been gathered while securing road tunnel roof in Nordmøre, North Western Norway.
This experiment was based on earlier trials made in Sweden and our own ideas. We choose to appropriate two allready existing and stable units, the one a high pressure pump - and the Bergrensk machine as a carrier unit.
Breakage of a power transmission reduced our pumping capacity to 60 % of the expected. Water jet scaling was accomplished after mechanical scaling of much crached feldspar. The tests proved that in spite of low pressure, the water jet correctly used is economicly viable where manual scaling capacity will be less than 90 m^2/hour.
We have all reason to believe that this figure can be increased to 150 m^2/hour with a larger capacity pump. This method gives reduced personal risk to operators and a cleaner working environment. Manual scaling will probably more and more take form as inspection works.

INNLEDNING

De tyngste deler av fjellrensk har etterhvert blitt mer og mer overført fra manuell til maskinell utførelse. Den ofte mest tidkrevende og omfattende håndrensk, - hvor fjellet er mye oppsprukket og småfallent -, har likevel vist seg lite egnet til å bli erstattet av mekanisk finrensk med slående/brytende redskap. Man har derfor søkt etter metoder som frigjør løse fraksjoner fra underlaget, på samme tid som de ikke forstyrrer eller løsner svake parti som er tilstrekkelig faste til å bli stående.

Bruk av høytrykks vannspyling, vannjet, kombinert med slående/brytende mekanisk rensk, har vist seg å kunne være en slik metode. Med vannjet menes høytrykks vannstråle med så stor hastighet og tyngde (kinetisk energi) at den frigjør løse fraksjoner fra underlaget. En vannjets kapasitet betegnes med vannets trykk målt i f.eks. bar,og vannets fløde målt i f.eks. liter/min.

Fordeler med bruk av vannjet er:

- at gjenstående fjell ikke påføres mekaniske slag eller rystelser,
- at det er raskt å sveipe over store områder og likevel ha god styring med det arbeid man utfører,
- at fjellet blir helt rent, noe som gjør etterkontroll sikrere, lettere og betydelig raskere.

Av begrensninger og ulemper kan nevnes:

- Liten virkningsgrad. Krever stor motorytelse, kan derfor gi avgassproblemer ved dieseldrift og bruksbegrensinger ved el-drift.
- Dyr utrustning, spesielt for kombidrift diesel/el.,store driftsutgifter, høy timepris, - spesielt hvis utnyttelsesgraden blir liten.
- vannjet egner seg ikke til å ta ned løse tunge blokker, kombinasjon med mekanisk rensk er derfor absolutt nødvendig.

TIDLIGERE MASKINER OG FORSØK I SVERIGE

AHLSTRØMS MASKIN

Maskinen var bygget opp på en Kiruna Truck og en 350 hk (257 kW) dieseldrevet vannpumpe med kapasitet ca 400 bar/250 l/min.Spylemunnstykket ble beveget ytterst på en max. 10 m lang (lastebil-) kranbom. På bomenden kunne også monteres en liten hydraulisk slaghammer type Stanley 87 av håndholdt størrelse.

Prototyp ble testet i Sverige i -81 og -82. Maskinen viste seg å ha noe svak både bom og hammer. Selv om spylingen gav brukbart resultat, ble likevel maskinen hugget høsten -83.

ATLAS COPCOS MASKIN

Atlas Copcos vannjetmaskin er bygget på en midjestyrt vogn med Häggluns hydrostatdrift. Den er utstyrt med en 180 hk (132 kW) dieselmotor og har en tilsvarende elektromotor som svinghjul. Dieselmotoren kobles ut ved elektrisk drift. Den har videre et "vannmekanisk" renskehode bestående av en hydraulisk slaghammer type Montabert BRH 125, munnstykke for vannjeten, og arbeider ved at renskehodet mates 1 m fremover med slående rensk for siden å mates i retur med vannjet. Trykk ca 900 bar, fløde ca 60 l/min.

Maskinen har bl.a. for liten fløde, og ble tatt ut av drift etter bare få ukers prøvedrift.

TEKNISK BESKRIVELSE AV AQUA-RENSK MASKINEN

I stedet for, som Ahlström og Atlas Copco, å bygge alt på èn maskin, har vi valgt å benytte 2 separate enheter: èn pumpeenhet og èn redskapsbærer med hydraulisk slaghammer. Fordelen med dette er i første rekke at det brukes eksisterende utstyr som hver for seg utnyttes og sysselsettes i selvstendige oppdrag den tid spyling ikke foregår. Derved

oppnås tilnærmet full utnyttelse og selv om utstyret er dyrere, blir totalkostnadene billigere.

PUMPEENHET

SCANIA: 425 hk (312 kW)
720 bar trykk
200 liter/min.

Grunnet akselbrudd måtte denne erstattes av:

VOLVO: 300hk (220 kW)
416 bar trykk
127 liter/min.

REDSKAPSBÆRER

Tekniske data:

Grunnmaskin	*Liebherr A 922,78 kW (106 hk).*
Roterende bom	*SHAND ROTEL BOOM*
Hydraulisk slaghammer	*Krupp HM 800*
Borbom	*Atlas Copco BMH 612*
Bormaskiner	*COP 1028 eller COP 1038*
220 V vekselstrøm generator	*5,5 kW*
Kompressor	*Atlas Copco Airlet LE 8*
Transport-høyde/bredde	*3230/2590 mm*
Transport-vekt	*ca. 23.000 kg*
Arbeids-høyde/bredde min.	*3,5/3,5 m*
Arbeids-høyde/lengde max. m/forlenger	*12,0/12,0 m*

Fig. 15.1

PUMPEN er av type Hamellmann HDP 380, drevet av Scania dieselmotor. Den er påbygget 12.000 liter vannreservoar og 1.200 liter dieseltank. Pumpeenheten betjenes av èn mann og flyttes like enkelt som en vanlig lastebil.

REDSKAPSBÆREREN består av Bergrensk maskinen påmontert en spesiell spylebrakett og høytrykkslange fra pumpen. Bergrensk maskinen er bygget på en spesiell hjulgående, rundtsvingende gravemaskin som er påmontert en kontinuerlig roterbar bom som samtidig er teleskopisk forskyvbar 2,4 m. Fremme på bommen er montert en hydraulisk slaghammer med sjaltbar energi, og som kan tiltes fra paralellt med bomaksen til 120 ^{o} på denne. Bommens rekkevidde er 12 m både vertikalt og horisontalt.

Både hver for seg og sammen, representerer disse maskinene det ypperste av dagens teknologi på sine områder. Dette betyr igjen at man får en fleksibel kombinasjon med de aller største utnyttelsesmuligheter.

PRØVEDRIFT MED VANNJET

Forsøket ble utført 11. september 1984 i Leirviktunnelen, riksveg 71, Valsøybotn, og var et samarbeidsprosjekt der Vegvesenet i Møre og Romsdal holdt et manuelt renskelag bestående av 2 mann og hjullaster, Vegdirektoratet registrerte data, firma Aqua-Power skaffet høytrykks vannpumpe og Bergrensk A/S sørget for den forutgående mekaniske rensk og holdt redskapsbærer for spylingen.

Fra lasterkorgen besiktiget renskelaget og spyleoperatøren et 40 m langt parti av tunnelens ene side. Partiet ble funnet å ha ensartet forhold med småfallen feltspat/gneis, og ble delt i 2 like store areal, hvert på ca 184 m^2.

Areal I ble først rensket manuelt, areal II ble spylet. Hvorpå areal I ble kontrollrensket ved spyling og areal II ble kontrollrensket manuelt.

Resultatet foreligger i tabell fig. 15.2.

Man kan se at de nedrenskede mengder er relativt beskjedne, noe som kan skyldes at den forhåndsutførte mekaniske rensk var godt utført. Videre tyder resultatet på at areal II nok har vært av bedre kvalitet enn areal I. Areal I var da også nærmest påhugg og dagfjell. Det kan også bemerkes at det manuelle renskelaget både i erfaring, kvalitet og kapasitet ble vurdert å ligge godt i overkant av hva som normalt kan forventes.

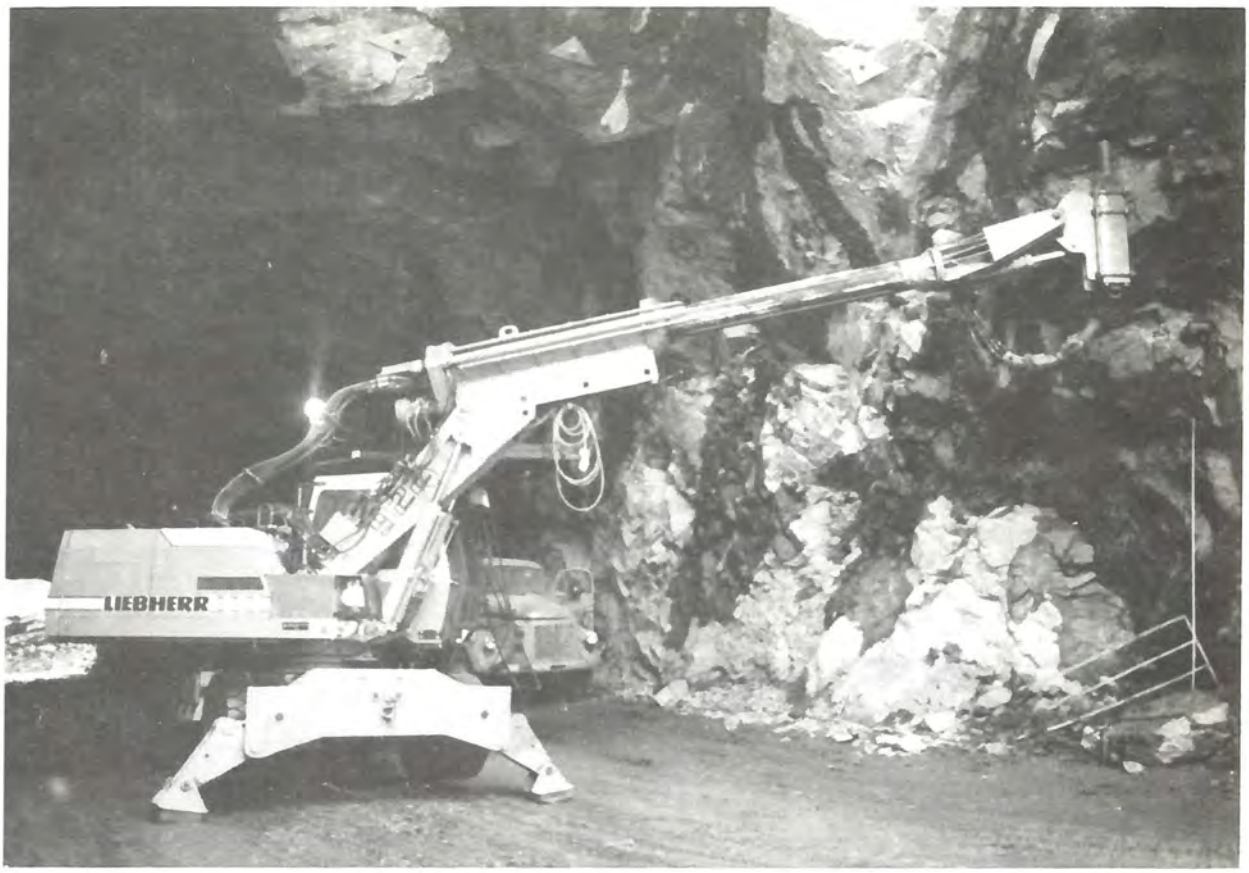
KAPASITETER VED VANNJET/MANUELL RENSK

AREAL		Spettrensk 2 mann i lasterkorg	Kontrollrensk Vannjet
I	Kapasitet Nedrensket ca Steinstørrelse ca	184 m^2/time 0,4 m^3 100-250 mm	245 m^2/time 0,08 m^3 95 %: 0-25 mm 4-5 stk 100 mm 1 stk 250 mm
AREAL		Vannjet	Kontrollrensk 2 mann i lasterkorg
II	Kapasitet Nedrensket ca Steinstørrelse ca	245 m^2/time 0,10 m^3 0-50 mm	736 m^2/time 0,04 m^3 90 %: 100 mm 5 stk 250 mm

NB. Volum og steinstørrelse på nedrenskede masser ble ikke målt og de oppgitte data må oppfattes som en omtrentlig vurdering.

Fig. 15.2

Man vil legge merke til den store kapasitetsøkning fra manuell rensk areal I til manuell kontrollrensk areal II, hele 400 %. Mye skyldes selvfølgelig vannspylingens renskende effekt, men endel skyldes også spylingens vask av fjelloverflaten. Skitt og støv fra sprenging og ladd, gass og trafikk, skjuler fjellets struktur for den manuelle rensker. Lik en blind må han i en skitten tunnel hente det meste av sin informasjon fra renskespettets klang. En ren tunnel øker renskerens informasjon betydelig.



BERGRENSKMASKINEN SOM REDSKAPSBÆRER FOR VANNJET

Fig. 15.3

ØKONOMI

Følgende priser legges til grunn for de økonomiske betraktninger:

Renskelag, 2 mann og laster med korg	kr 500,-/t
Aqua-Rensk maskinen	kr 1.500,-/t
Trafikkdirigering,løpende riggutg. etc.	kr 300,-/t

Det medregnes ikke tilegg for pauser eller opplegg for vanntilførsel da dette vil variere fra kr 0 og oppover avhengig av for-

holdene.

Manuell rensk areal I	kr 800,-:184	kr 4,35/m²
Vannspyling areal II	krl.500,-:245	kr 7,35/m²
Kontrollspyling areal I	krl.500,-:245	kr 7,35/m²
Manuell kontroll areal II	kr 800,-:736	kr 1,09/m²

Det fremgår her at fjellkvaliteten har vært så god at vannspylingen med den lille pumpen ikke lønner seg i forhold til manuell rensk.

Det var forøvrig full enighet, - også mellom renskemannskap og spyle-operatør -, om at hadde man hatt den store pumpen som forutsatt, ville både kapasitet og kvalitet på vannspylingen vært betydelig bedre.

Man erfarte også at vannspylingens kapasitet bare i ubetydelig grad er avhengig av fjellkvaliteten, men at større pumpe gir både større kapasitet og bedre kvalitet.

PUMPEENHETEN

Fig. 15.4

Spørsmålet som naturlig melder seg er: Hvor dårlig må fjellkvaliteten være for at vannspyling skal lønne seg ?

Hvis det forutsettes at tunnelen er mekanisk rensket på forhånd, og at utlasting av nedrenskede masser holdes utenfor, samt at tiltransport pumpe koster kr 5.000,- og at det renskede areal er 4.000 m², kan man sette opp kostnadene pr. rensket løpemeter 45 m² tunnel i forhold til renskens kapasitet. Dette fremgår av fig. 15.5.

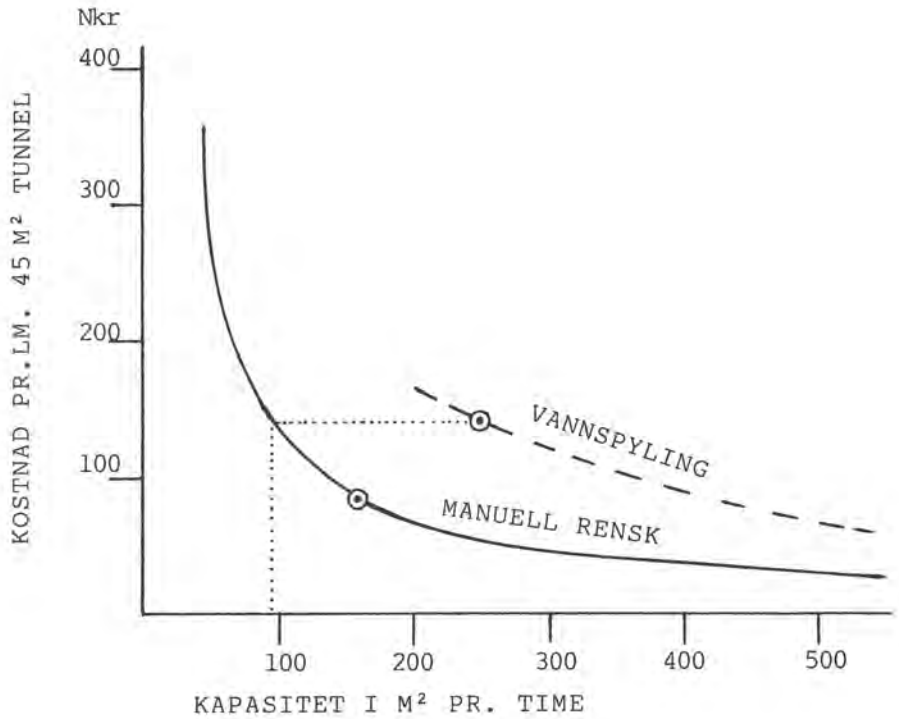


Fig. 15.5

Man ser av fig. 15.5 at ved en kapasitet på vannspylingen som under forsøket på Nordmøre, 245 m²/t, må det manuelt renskes 90 m²/time eller mindre for at vannspylingen skal være lønnsom. Med den store pumpen og mer øvelse, mener vi at det er realistisk å forvente en kapasitet på vannspylingen på ca 400 m²/t. Vannspylingen vil da være

lønnsom når den manuelle kapasitet kommer under ca 150 m^2/t.

MILJØ

Bruk av vannjet reduserer den manuelle rensk både i tid og omfang. Følgelig blir renskemannskapene mindre utsatt for både nedfall og belastningssykdommer som forårsakes av tungt arbeid i dårlige arbeidsstillinger. Tilsvarende blir mannskapene også mindre utsatt for både støv, gasser og trekk.

Under forsøkene var eksosplagen fra de 2 maskinene minimale. Det virket som om spylevannet tok med seg endel av forurensingen. Ved mer langvarige arbeider under forhold med dårlig lufting må avgassene renses.

KONKLUSJON

Tunnelrensk med vannjet kan være et både lønnsomt og miljøforbedrende alternativ hvor fjellet krever omfattende håndrensk. Hvor vannjet brukes, vil den manuelle rensk være mer som en kontroll enn hva vi i dag forbinder med systematisk rensk.

Om metoden vil bli så effektiv at den blir alminnelig brukt, kan bare finnes ut ved videre forsøk med større pumper.

Referanser:

Lindkvist, Kent (1983, Nov)
"Stenfall under jord"
Gruvindustrins arbetsmiljökommitté GRAMKOPROJEKT
232-83. Svenska Gruvföreningen.

FYLLINGSDAMMER MED ASFALTKJERNE

ASPHALTIC CONCRETE CORE IN ROCKFILL DAMS

Sivilingeniør Kjell Brevik og Sivilingeniør Hallvard Holen,
NVE, Ulla-Førre-anleggene

SAMMENDRAG

Asfaltbetong som tetningskjerne i dambygging ble første gang benyttet i Norge av Oslo Lysverker ved tre mindre dammer i Aurland i 80 og 81.

Denne artikkelen er forfattet med bakgrunn i erfaringer fra to sesongers drift ved Storvassdammen, Ulla-Førre-anleggene. Det gis en kort beskrivelse av de egenskaper som gjør asfaltbetong velegnet som tetningsmateriale og hvilke materialkrav som stilles. Produksjon og utlegging av asfaltbetong omtales og det foretas en diskusjon av fordeler/ulemper ved asfaltbetongkjerne.

SUMMARY

In Norway asphaltic concrete as tightening core in dam constructions was used at first time at three smaller dams in Aurland in 80 and 81.

This article is composed with results and experience after two seasons construction works at Storvassdammen, Ulla-Førre-anleggene. It gives a short description of the properties as makes asphaltic concrete suitable for watertightening and which materialspesifications is recommended. Production and placement of asphaltic concrete is mentioned. Advantages and disadvantages with asphaltic concrete are discussed.

INNLEDNING

Forut for beslutningen om å velge asfaltkjerne ved Storvassdammen lå en teknisk og økonomisk vurdering av flere alternative damtyper.

Når asfalttetning ble valgt støttet en seg til de gode erfaringer som var gjort ved denne damtype i utlandet. I tillegg er asfalt og bitumen benyttet som tetningsmateriale ved tidligere damarbeider i Norge, og da med henvisning til Julskaret, Gråsjø og Venemo.

Sidedammen ved Gråsjø ble bygd som forsøksdam i 69. Dammen er 12 m høy og den sentrale tetningskjernen ble utført med vanlig sideforskaling og fylt med velgradert steinmateriale. En helte så bitumen i forma til slutt for å binde kornene og tette hulrom.

Venemo er derimot en steinfyllingsdam med frontal asfaltplate som tetning. Erfaringene fra Venemo var at damtypen krever gunstige værforhold i anleggsperioden og det var tydelig at skulle bituminøse tetningsmaterialer være et alternativ for store dammer i vårt klima, måtte de brukes i en damtype og med en innbyggingsteknikk som var mere uavhengig av værforholdene. I tillegg vil også frontal asfaltplate bli uforholdsmessig kostbar fordi damtypen ikke tillater en suksessiv magasinering.

Under forprosjekteringen av Storvassdammen i 78 og 79 ble det klart at en innbyggingsteknikk som oppfylte disse ønskene var utviklet av det tyske entreprenørfirmaet STRABAG. En damtype med bituminøst materiale i tetningskjernen kombinert med denne innbyggingsteknikken er i dag

definert som asfaltbetong.

De to første fyllingsdammer med asfaltkjerne ble bygd i 1962 i Vest-Tyskland - Bremge og Dhünn (oppst. dam). Gjennombruddet for damtypen regner en med skjedde i 70-årene da flere store dammer enten ble vedtatt bygd, var under bygging, eller bygging avsluttet.

I tabell 1 er gitt en sammenstilling over de høyeste dammene med asfaltbetong.

DAM	BYGGEÅR	DAMHØYDE (m)	KJERNETYKKELSE (cm)
East Dam, Hongkong	1973-77	105	120/60
Finstertal, Østerrike	1977-81	92	70/60/50
West Dam, Hongkong	1973-78	90	120/60
Storvassdammen, Norge	1982-87	88	80/70/60/50
Kleine Kinzig, Vest-Tyskland	1979-82	68	65/60
Dhünn (hoveddam), Vest-Tyskland	1979-81	63	60
Megget, Skottland	1978-81	57	80/60
Wiehl (hoveddam), Vest-Tyskland	1969-71	54	60/50/40

Tabell 1

Sammenstilling av de høyeste dammer med asfaltbetong

Storvassdammen er ikke den første dam med tetningskjerne av asfaltbetong i Norge. Oslo Lysverker bygde i 80 og 81 tre mindre dammer i Aurland etter de samme prinsipper.

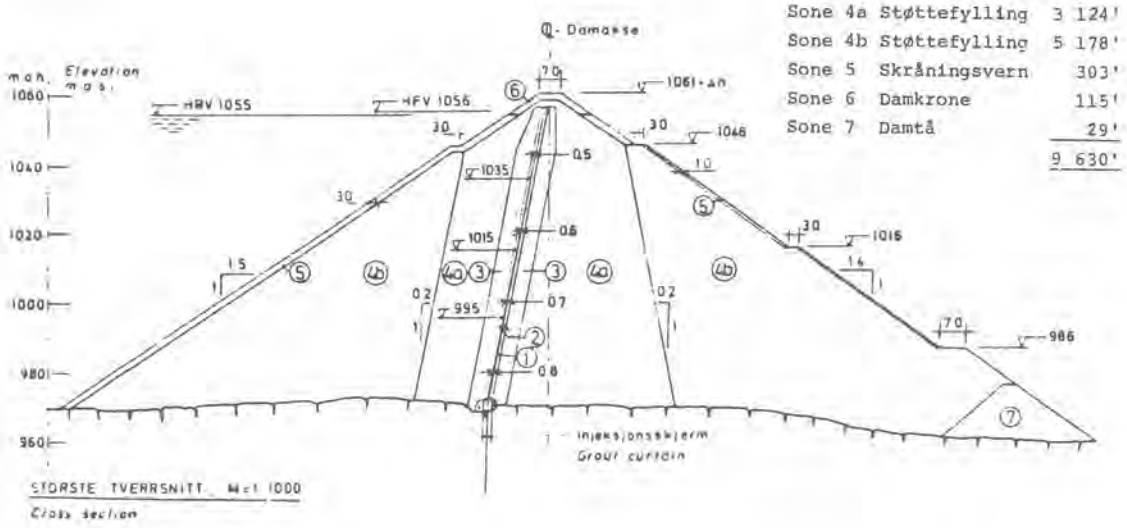
OPPBYGGING AV STORVASSDAMMEN

Storvassdammen har et fyllingsvolum på 9,63 mill. dm^3. Høyden er 88 m målt fra betongsokkel til topp dam. Største høyde på nedstrøms side er 105 m og største bredde i bunn er ca 300 m. Lengden på damkrona er 1460 m og bredde på toppen er 7 m. Mot østre anslutning er dammen utformet med to motgående kurver (S-sving) med kurveradius 300 m.

Største tverrsnitt av dammen med soneinndeling og massefordeling er vist i fig. 1.

Masser i 1000 dm^3

Sone 1	Asfaltbetong	49'
Sone 2	Filtermateriale	237'
Sone 3	Overgangsmatr.	595'
Sone 4a	Støttefylling	3 124'
Sone 4b	Støttefylling	5 178'
Sone 5	Skråningsvern	303'
Sone 6	Damkrone	115'
Sone 7	Damtå	29'
		9 630'



Av økonomiske årsaker er det ønskelig med så smal kjerne som mulig, i praksis 0,5 - 1,5 % av vanntrykket målt i m. Denne smale kjerne krever derfor stor nøyaktighet ved utlegging, og muligens kan en økning av kjernebredden mot reduksjon i toleransekravene gi enda bedre økonomi.

Spørsmålet om kjernen skal skråttstilles eller bygges vertikalt avhenger av en rekke faktorer og må vurderes i sammenheng i hvert enkelt tilfelle. Ved smal morenekjerne ønskes en skråstilling for å redusere mulighetene for opphenging og sprekkdannelser og for å bedre spenningsforholdene i kjernen. Ved asfaltkjerne bør også faktorer som geometri, støttefyllingens oppbygging, overgangssonens evne til understøttelse av kjernen, forventede setninger og forholdet mellom vertikale og horisontale setninger vurderes når spørsmålet om vertikal eller skråstilt kjerne skal avgjøres.

I Storvassdammen har denne vurderingen medført at kjernen er skråstilt med kjernebredder avtakende fra 80 til 50 cm.

Av sikkerhetsmessige og konstruksjonsmessige årsaker er minimum veggtykkelse satt til 40 cm.

Til sammenligning kan nevnes at volumet av en morenekjerne ved Storvassdammen ville blitt 1,1 mill. dm^3 mot asfaltbetongens 49 000 dm^3.

Tetningskjernen er fundamentert på en betongsokkel med minimum bredde på 4 m under kote 1030 (damtopp kote 1061), og minimum bredde 2,5 m over dette nivå. Minste tykkelse av betongsokkelen er ca 0,5 m. Betongen benyttes dessuten til

en utjevning av fjellflaten slik at største høyde på sokkelen er ca 2 m. For å gi betongsokkelen god fortanning og hindre forskyvninger av fundamentet er denne utstøpt i sprengt grøft i hele dammens lengde.

I utlandet er det dessuten vanlig å bygge inspeksjonsgalleri under dammen i tilknytning til betongsokkelen. Gangen gjør det mulig å etterinjisere fjellfundamentet og lokalisere lekkasjene på en enkel måte. I Norge er inspeksjonsgangen sløyfet som følge av de gode fjellforhold.

Injeksjon av fjellfundament foretas stort sett etter de samme prinspipper som for en morenedam. Det er imidlertid tidsbesparende å bytte om rekkefølgen på overflateinjeksjon og dypinjeksjon. Overflateinjeksjon må foretas fra ferdigstøpt sokkel for å sikre nødvendig tetting av kontaktflaten mellom fjell og betong. Ved å utføre dypinjeksjon først kan denne arbeidsoppgaven utføres samtidig, men foran sokkelstøpen. En slik arbeidsrytme betinger selvsagt at fjellet er såpass tett at utgangene i fjelloverflaten ikke er for mange og store.

Betongsokkelen ved Storvassdammen har dessuten medført andre injeksjonsoppgaver, nemlig tetting av støpefuger og svinnriss.

Støpeseksjonene har som regel vært 10 m og med innsetting av fugebånd i støpeskjøt. I tillegg kreves at fuger og synlige svinnriss skal injiseres og forsegles. Som injeksjonsstoff er polyurethan benyttet og til forsegling er både polyurethan og mastix (bitumenrik asfaltblanding) brukt. Inngangene ved injeksjon har vært små og det synes tilstrekkelig å forsegle riss og fuger med mastix i 2-3 cm tykkelse.

Prinsippskisse av fundamenteringen er vist i fig. 2.

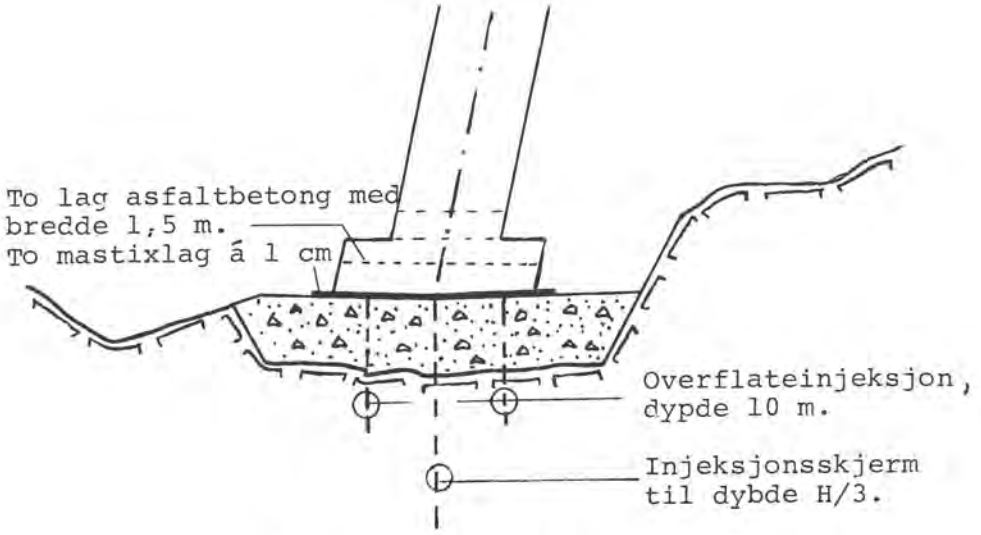


Fig. 2. Prinsippskisse av fundamentering.

Overgangssonene mellom tetningskjerne og støttefylling utføres med et materiale og en gradering som sammen gir en pute mellom grov blokk i støttefylling og asfaltbetongen. Overgangen skal dessuten sørge for understøttelse for kjerne og utjevne lokale og ujevne setninger. Det benyttes derfor velgraderte og drenerende masser som er filterstabile mot støttefyllingen.

Selv om asfaltbetongen er meget erosjonssikker er det ønskelig at filtermaterialene oppstrøms inneholder en viss andel finere materialer som kan tette eller begrense eventuelle lekkasjer som følge av sprekkdannelser.

Sonene gjør det dessuten mulig å føre fram injeksjonsmasse til lekkasjestedet ved boring.

For støttefyllingen er kravene til lagtykkelse, komprimering og steinstørrelse skjerpet i forhold til fyllingsdammer med morenetetning. Dette fordi setningenes omfang ønskes redusert i forhold til de konvensjonelle fyllingsdammer.

For Storvassdammen innbygges 40 % av støttefyllingen med d_{90} = 400 mm, lagtykkelse 80 cm og spyling av massene. Komprimeringskravet er 8 overfaringer med 13 t vibrasjonsvalse. Den øvrige støttefylling utlegges i 1,6 m lagtykkelse uten spyling, men med samme komprimeringsarbeid.

I penger er disse tiltakene kalkulert til en merkostnad på ca 31 mill. kroner for Storvassdammen isolert. Blir de skjerpede innbyggingskrav opprettholdt kun for asfaltdammer, innebærer dette en økonomisk belastning for denne damtypen i forhold til de konvensjonelle damtypene.

MATERIALEGENSKAPER OG KRAV

Som sementlimets oppgave i betong er det bitumenets oppgave å fylle hulrommene og kitte grus- og steinkorn sammen i asfaltbetong. Variasjon i sammensetningen og da spesielt i bitumeninnhold forandrer asfaltbetongens egenskaper og som oftest ved at forbedring av én egenskap går på bekostning av en annen.

Asfaltbetongen betraktes som vanntett når hulrommet er mindre enn 3 %. Overmetning av bitumen medfører økt tetthet og dårligere fasthetsegenskaper, mens mykere bitumen gir høyere elastisitet og dårligere fasthet.

Sammensetningen av asfaltbetongen fastlegges ved laboratorieprøver og er i virkeligheten en optimaliseringsprosess. En benytter da såkalte stabilitetsmetoder hvorav den mest kjente er Marshall-metoden etter Bruce Marshall, men med de forbedringer som ble foretatt av det Amerikanske Ingeniørvåpen (V.S. Corps of Engineers) under den annen verdenskrig.

Fremgangsmåten ved denne metoden er at sammensetningen av steinmaterialet og bindemiddelets penetrasjon er kjent på forhånd. I tillegg bør en vite innenfor hvilket område det optimale bitumeninnhold vil ligge. Ved å foreta utstøping av prøvestykker med varierende bitumeninnhold som testes med hensyn på hulrom og stabilitetsegenskaper. På bakgrunn av disse opplysninger kan det optimale bitumeninnhold bestemmes.

Det er dessuten viktig å være oppmerksom på at all asfaltbetong til dambygging utføres som varmblandede masser.

Asfaltbetong er som nevnt foran meget erosjonssikker. Plassert sentrisk i damtverrsnittet er den godt beskyttet mot påvirkninger fra bølger, frost og is samt ultrafiolette stråler som virker nedbrytende på bitumen. Under påvirkning av ytre krefter vil bitumen sige langsomt gjennom steinmaterialet. Beregninger som er foretatt viser at denne utviklingen skjer svært langsomt. Eksempelvis vil bitumen med penetrasjon 60 ved 10°C og 100 m vanntrykk bevege seg mindre enn 1 mm pr. 1 000 år.

Det finnes foreløpig ingen standard eller forskrifter som stiller krav til delmaterialene for asfaltbetong til tetningskjerne i dammer. Asfaltbetongen i dambygging er dessuten til forveksling lik den Ab 16 T som benyttes til vegdekker og materialkravene er derfor stort sett de samme.

Som regel byr det ikke på problemer å fremskaffe tilslagsmaterialer fra norske bergarter. Imidlertid hadde vi ved Storvassdammen visse problemer med å finne steinmaterialer med tilstrekkelig mekanisk styrke. Vegvesenet benytter kombinasjonen flisighet-sprøhet som grunnlag for flere kvalitetsklasser ved bedømmelse av materialet, og kravet er klasse 3 eller bedre.

I og med at flisigheten er grunnlag for denne klassifiseringen er også kornformen gitt betydning. Spesielt for de grovere fraksjonene ønskes et kubisk materiale, det vil si flisighet mindre enn 1,45 og stengligheten mindre enn 2,5.

Stengligheten er definert som kornenes gjennomsnittlige lengde dividert med kornenes gjennomsnittelige bredde. Flisigheten bestemmes på en bestemt fraksjon av materialet (8-11,2 mm eller 11,2-16 mm), og er ment som uttrykk for det gjennomsnittlige forhold bredde dividert på tykkelse.

Et viktig ankepunkt mot denne klassifiseringsmetoden er at materialer med flisighet ca 1,45 like gjerne kan være klasse 2 som klasse 4. Dette medfører stor usikkerhet ved vurderingen av materialets brukbarhet.

Fig. 3 viser klassifisering av steinmaterialer på grunnlag av flisighet og sprøhet.

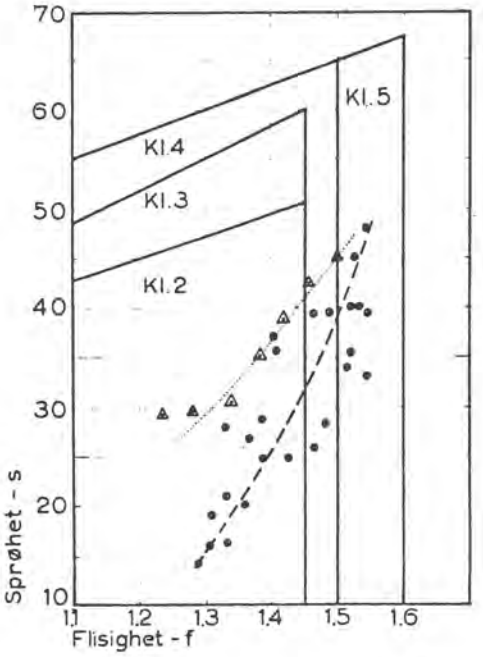


Fig. 3. Klassifisering av steinmaterialer

Steinmaterialer som forvitres raskt skal ikke brukes som asfalttilslag. Svovelkis og andre kistyper i blanding skal ikke utgjøre mere enn 2 vekt-prosent og det tillates bare antydning av magnetkis i steinmaterialet. Steinmaterialer som inneholder mineraler som er ustabile i kontakt med luft eller vann (zeolitter) skal undersøkes spesielt.

Ved bruk av naturlige grusforekomster er spesielt humusinnholdet av interesse. Her tillates opptil fargestyrke 2,0 etter natronlutmetoden for varmblandede masser.

Det er dessuten satt spesielle krav til filleret uten at dette skal utdypes nærmere her. De fleste norske bergarter vil i nedknust/malt tilstand gi fullverdig filler når bare korngraderingskravene overholdes. Det vanligste fremmedfiller i Norge er likevel kalksteinsmel og Portlandsement. Elektrostøv fra sementfabrikker bør ikke brukes da disse inneholder vannløselige alkalisalter.

SAMMENSETNING AV TILSLAG. RESEPT.

For å oppnå et lavt hulrom i asfaltbetongen er det viktig med en gradering av steinmaterialet som gir lavt hulrom. Dette oppnås ved å tilstrebe en korngradering som avviker lite fra den såkalte "Fullerkurva" gitt ved

$$Pi = 100\ (di/d_{maks})^{q}$$

hvor pi er prosentvis gjennomgang på sikt med maskevidde di, d_{maks} er maksimal kornstørrelse og q er graderingsforholdet som vanligvis ligger mellom 0,3 og 0,5. For maksimal romvekt med kuleforma korn er q= 0,5.

For tilslagsmaterialene som benyttes ved Storvassdammen er graderingsforholdet satt til 0,41.

Maksimal kornstørrelse for tilslagsmaterialene er 20 mm for naturgrus og 16 mm for knust steinmateriale grunnet høyere flisighet.

Innholdet av de enkelte fraksjoner er anslagsvis som gjengitt nedenfor.

KORNSTØRRELSE	VEKTPROSENT
8-16 mm	25
4- 8 mm	18
1- 4 mm	25
0,075-1 mm	20
0- 0,075 mm	12

Bindemiddelet som benyttes er av klasse B65 og bitumeninnholdet skal være 6,3 % i den ferdige asfaltbetong.

PRODUKSJON AV TILSLAG

Alle tilslagsmaterialer med unntak av filler produseres i eget knuseverk på damstedet. I samme knuseverk framstilles også filtermaterialene til sone 2 i dammen.

Oppbyggingen av knuseverket er vist ved flyt-skjema i fig. 4. Steinmaterialene passerer fire knusetrinn på sin vandring mot ferdig produkt.

Kapasitetsmessig må knuseverket produsere ca 150 t/H netto over 5,5 t skift og 10 skift pr. uke.

Produktene fra knuseverket er fraksjonene 0-4 mm, 4-8 mm og 8-16 mm, mens filtermaterialet til sone 2 er sams masse 0-70 mm.

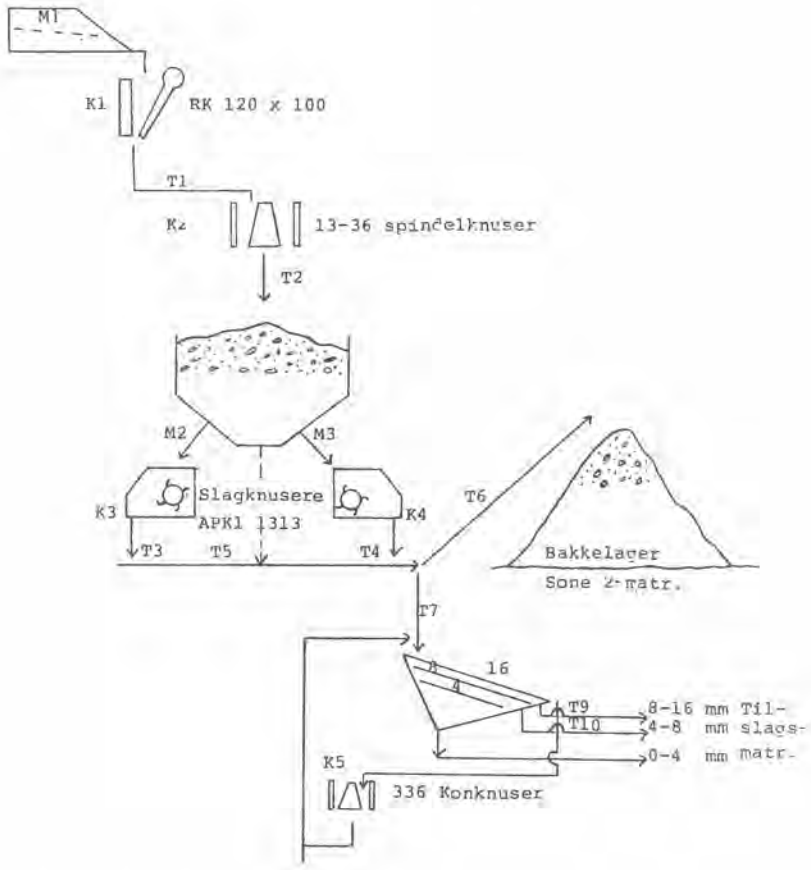


Fig. 4. Flyt-skjema for knuseverk Storvassdammen

PRODUKSJON AV ASFALTBETONG

Selve blandeverket som benyttes til framstilling av asfaltbetongen avviker svært lite fra standard utstyr innen vegsektoren. Anlegget består av siloer for de enkelte tilslagsfraksjonene, doseringsutstyr og tilhørende transportbånd, tørketrommel og blandeverk. Videre siloer for fremmedfiller og bitumen.

Fig. 5 viser en skjematisk framstilling av asfaltblandeverk. Dette er et satsblandeverk som er den vanligste type. Selve prosessen er i korthet:

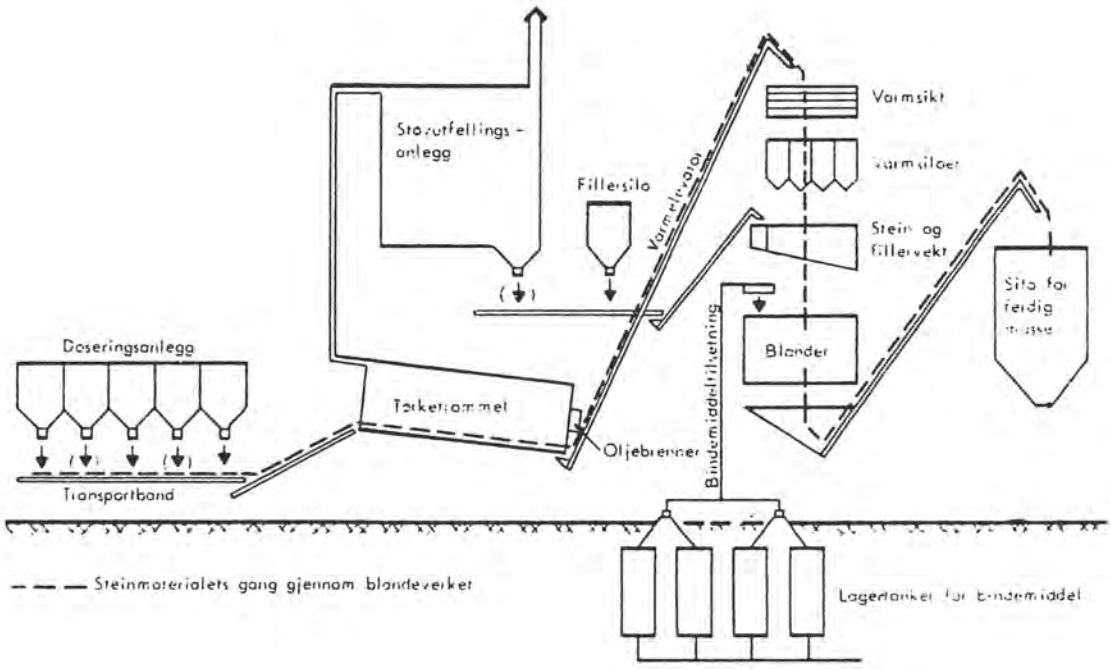


Fig. 5 ASFALTBLANDEVERK. Skjematisk framstilling

Steinmaterialer, unntatt filler, doseres ut på bånd og transporteres til tørketrommelen, hvor oppvarming finner sted. I forbindelse med tørketrommelen monteres et støvutfellingsanlegg for oppsamling av finstoff i steinmaterialet. Fra tørketrommel går massene via elevator til varmsikta hvor ny fraksjonering og veining foretas og steingraderingen justeres i samsvar med tilsiktet

arbeidsresept. Materialstrømmen fortsetter over i blanderen sammen med riktig innveide mengder filler og bitumen. Etter tilstrekkelig blanding transporteres massene til silo hvor den hentes av lastebiler med spesielle containere.

Støv som oppsamles i støvutfellingsanlegget kan siden kjøres inn i prosessen som filler og redusere innkjøpet av fremmedfiller.

Det stilles strenge nøyaktighetskrav til doseringsutstyr og vekter i blandeverkene. For asfaltbetong til dambygging er dessuten en nøye overvåkning av temperaturen viktig. Under tørking av materialene skal temperaturen ikke overstige 230 ^{0}C og temperaturen på ferdigprodusert asfaltbetong ikke over 200 ^{0}C.

Blandeverket som benyttes ved Storvassdammen gir muligheter for programmering av flere resepter, slik at produksjonen hurtig kan omlegges. En får dessuten utskrift av hver enkelt blande med opplysning om innveid mengde av de enkelte fraksjoner og temperatur.

UTLEGGING

Utlegging av asfaltbetong på dammen skjer i 20 cm lagtykkelse i en utleggermaskin som er spesialkonstruert av Sig. Hesselberg A/S. Firmaet utfører alt arbeid med asfalt og filtersonen i entreprise for NVE, Ulla-Førre-anleggene.

Før asfaltutleggeren kan starte sitt arbeid må de to første lagene utlegges for hånd. I tillegg til stor bredde, 1,5 m, starter utleggingen på de dypeste partiene med som regel

korte startstrekker og trange adkomstforhold. Ønsket strekning for oppstart med utleggermaskin er ca 50 m.

Utleggermaskinen består av trekkenhet og utleggerdel. Trekkenheten er en konvensjonell gravemaskin.

Asfaltmassen mates inn i silo på utleggerdelen. Derfra føres massene bakover gjennom en trakt med innebygget ledeplate til en vibrerende avretterplate (screed). Videre går massene inn i en ledd-delt tunnel som kan varieres i form og bredde. Tunnelen avsluttes med en ny vibroplate for etterkomprimering.

Filtermassene tilføres utenpå tunnelen for asfaltkjerna. Ca 0,5 m foran tunnelavslutningen er det montert avstrykerskjær som fordeler filtermaterialet. Bak avstrykerskjæret sitter vibroplatene for komprimering av filterlaget.

Oppvarming og tørking av underlaget skjer med infrarød strålingsvarme. Apparatet er gassfyrt. Vann, støv og steinkorn fjernes ved hjelp av en kraftig støvsuger plassert foran "infravarmeren".

Styringen i vertikal- og horisontalplan skjer automatisk med laserdirigerte elektroniske impulser til maskinens hydraulikksystem. Maskinen kan også styres manuelt. I kurve foregår manøvrering etter en aluminiums-folie som klebes til asfalten for hvert lag. Her er det induktive givere (metall-detektorer) plassert i en føler (styreenhet) i front av utleggeren som via elektroniske signaler er impulsgiver til maskinens hydraulikksystem.

Framdriftshastigheten ved utlegging kan varieres trinnløst, og i praksis mellom 3 og 5 m/min.

Bak utleggeren foretas etterkomprimering av asfalt og filter simultant med 3 stk. selvgående valser. Komprimering skjer når temperaturen ligger i intervallet 160-180 ^{o}C. For å redusere varmetapet under transport fra verk til utlegger fraktes asfalten i spesielle tobber på lastebil. Tobbene rommer 2 m^3 og er isolerte.

Utleggeren er vist i fig. 6.

Fig. 6 Utleggermaskin

Forøvrig er nøyaktighetskravene under utlegging på dammen strenge. Avviket fra teoretisk senterlinje skal ikke overstige 25 mm.

SLUTTKOMMENTAR

Fyllingsdammer med tetningskjerne av asfaltbetong har flere klare fordeler framfor andre damtyper:

Økonomisk gevinst dersom morenemassene må transporteres over avstander av noen størrelse.

Innbyggingen av kjerna er langt mindre væravhengig enn tilsvarende for en morenedam. Erfaringene fra driften ved Storvassdammen overgår de forventninger man hadde på forhånd, og viser at dette er et moment som må tillegges reell vekt ved vurdering og valg av damtype i nedbørsrike og værutsatte strøk.

Opplegget gir mulighet for jevnere drift som gjør at en slipper å dimensjonere utstyrsparken med tanke på store produksjonstopper.

Mindre rigg- og mannskapskrevende.

Gir mer oversiktlige arbeidsforhold ved at all virksomhet kan konsentreres innen ett område.

Naturinngrepet i forbindelse med et morenetak unngås.

NORSK EKSPORT AV INGENIØRTJENESTER - ER VI OSS SELV "FOR MYE" NOK ?

Sivilingeniør Harald Arvesen, formann i Norsk Geoteknisk Forening

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

HVA KREVES AV NORSK EKSPERTISE PÅ DET INTERNASJONALE MARKEDET ?

Kontorsjef Jacob Storaas

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

DYPUTGRAVING I SINGAPORE

DEEP EXCAVATION IN SOFT CLAY IN SINGAPORE

Sjefsingeniør Ove Eide, Norges Geotekniske Institutt
Avdelingsleder Kjell Karlsrud, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver en dyputgraving i bløt leire i forbindelse med et større byggeprosjekt i Singapore. NGI ble her engasjert etter at det hadde oppstått problemer med utgravingen. Det redegjøres for grunnforholdene, og de spesielle forhold i forbindelse med utgravingen. Den vanskeligste delen av utgravingen langs eksisterende vegfyllinger gjenstår fortsatt å utføre.

Kommentarer til de valgte fundamenteringsløsninger er gitt og det er antydet mulige besparelser som etter vår mening kunne ha vært oppnådd.

Dimensjonering av spuntvegger og avstivninger er behandlet i en egen artikkel (24).

SUMMARY

The paper describes a large and deep excavation in soft normally consolidated marine clay in Singapore. NGI was asked in as consultant by the contractor after he had been faced with great difficulties. The soil and the special conditions in connection with the work are described. The most difficult part of the excavation, a long side existing road embankment, remain still to be carried out.

Comments to the foundation design are given, pointing at possible savings which in our opinion should have been possible to achieve.

Design calculations for the sheet piles and the strutting are covered in an other paper (24).

1. INNLEDNING

Hvorledes får en oppdrag i utlandet? NGIs engasjement i Singapore har en litt spesiell forhistorie. Det startet i 1978 og gjaldt fundamenteringen av et større hangarbygg på den nye flyplassen, Changi. Byggherren, Singapore Airline, hadde engasjert det amerikanske firma Turner International til byggeledelse og kontroll.

Prosjektet omfattet vertikaldrenering og forbelastning av hele tomten med opptil 12 m høy fylling, og med en omfattende instrumentering. Spørsmålet som oppstod var når en kunne fjerne forbelastingen.

Ingeniøren i Turner ble etterhvert i tvil om konsulentens geotekniske kompetanse, og besluttet å tilkalle assistanse. Det gjorde han, har han fortalt oss siden, ved å studere geoteknisk litteratur i nærmeste store bokhandel. Han ble stående ved Peck og Bjerrums navn og følgelig ringe han University of Illinois og NGI, og det resulterte i en interessant jobb for vårt vedkommende.

Den samme ingeniøren var også nøkkelpersonen i fundamenteringen av et større byggeprosjekt i Singapore som Turner East Asia hadde vunnet hovedentreprisen for i mars 1983. Prosjektet betegnes Gateway og omfatter to høybygg på 37 etasjer som på en måte skal danne en infallsport til byen når en kommer fra flyplassen.

Da det oppstod problemer med utgravingen ringte han NGI og ba om øyeblikkelig assistanse, og det er dette prosjektet som nå er under utførelse og som skal omtales i to artikler (19) og (24).

2. BYGGEPROSJEKT

Prosjektet består av to 37-etasjer høye kontorblokker, med omkringliggende parkering og garasjer i to nivåer under bakken. Utgravingen dekker et areal på 22,6 mål. Komplekset vil koste ca. 2 milliarder kroner og det skal stå ferdig i 1986. Dagmulkten er av størrelse ca. en halv million kroner.

Tomtens beliggenhet mellom Beach Road og Nicoll Highway er vist på foto i fig. 1, og situasjonsplan, fig. 2. Beach Road var tidligere strandveien med en gammel sjømur på yttersiden. Arealet utenfor ble oppfyllt for ca. 40 år siden og området tjente som markedsplass frem til start av dette prosjektet.

På hver side av tomten er det bruer over Nicoll Highway med enveistrafikk i 3 kjørefelter. Rampene som fører opp til bruene er utført som fyllinger med maksimal høyde ca. 5 m ved overgangen til bru. Bruene er bygget i 1979-80 i forbindelse med åpning av den nye flyplassen. Det er store setninger og vedlikehold av overgangene fra bru til fylling.

Fig. 1 Oversiktsbilde over byggetomten sett mot vest.

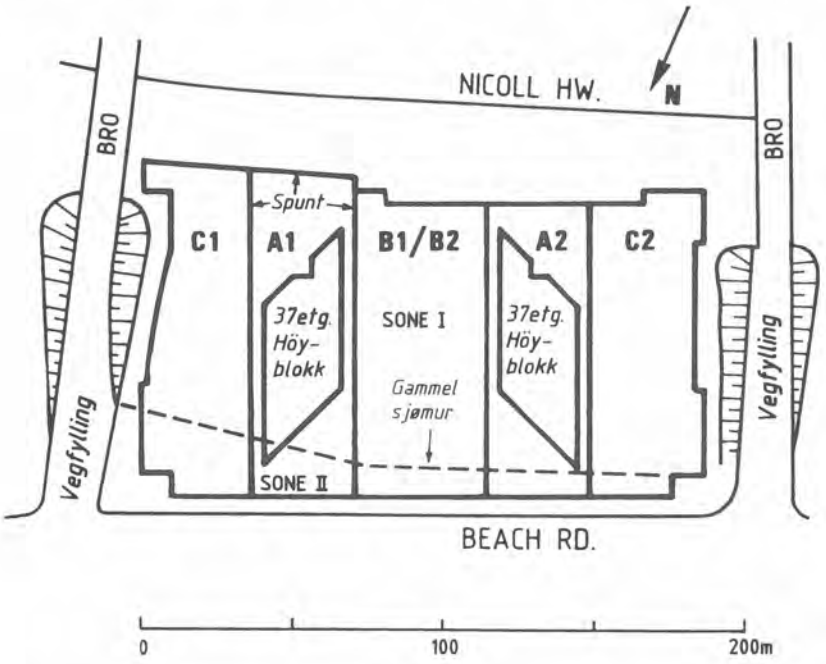


Fig. 2 Situasjonsplan som viser oppdeling av byggetomten i graveseksjonen.

3. GRUNNFORHOLD

Et typisk tverrsnitt over tomten fra Beach Road til Nicoll Highway er vist i fig. 3. Terrenget ligger idag ca. 3 m over midlere sjøvannstand. De øvre lag består av fyllmasser og organisk silt over bløt marin leire. I 18-20 m dybde er det et ca. 3 m tykt lag av fast leire, tildels med tynne sandlag i. Derunder er det igjen marin leire til maksimal dybde ca. 35-40 m. På større dybde er det sand med overgang til forvitret fjell i 55-60 m dybde. Det nedre marine leirlaget kiler ut mot Beach Road. Det faste leirlaget er antagelig en tørrskorpedannelse fra dengang det dannet tørt land. Laget varierer i tykkelse fra 4 til 1 m og er generelt tynnere i retning mot Nicoll Highway.

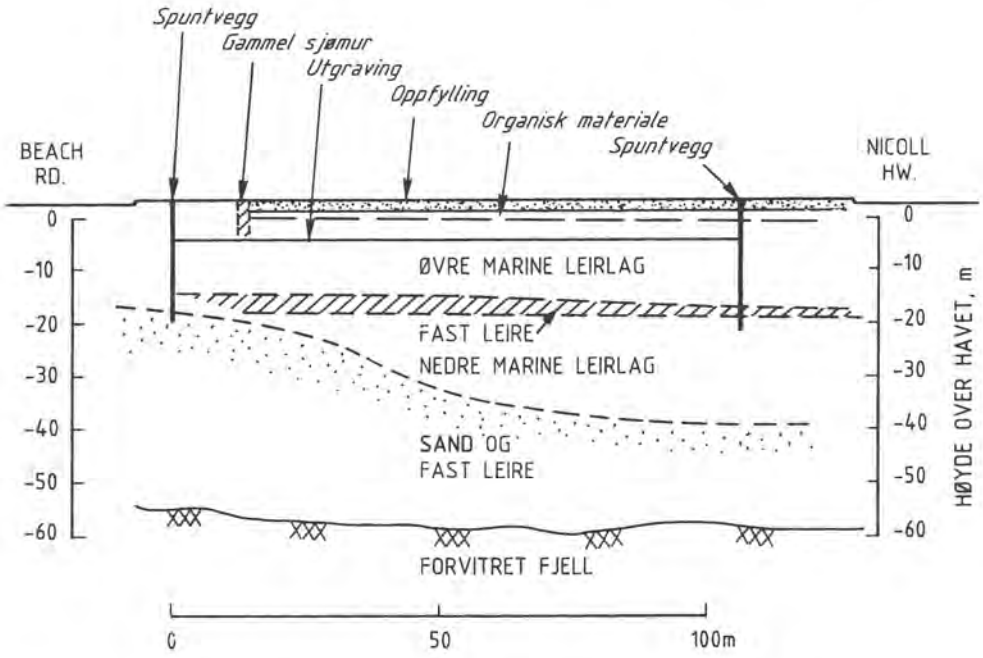


Fig. 3 Typisk tverrsnitt av utgravingen mellom Beach Road og Nicoll Highway.

Typiske midlere verdier for vanninnhold, plastisitet, romvekt og vingeskjærfasthet er vist i fig. 4. Vanligvis finner en for slik plastisk leire en betydelig forbelastningseffekt, p_c', på grunn av sekundærsetninger. Som det fremgår av fig. 4 ligger forbelastningen bestemt ved ødometerforsøk for det meste under nåværende vertikalt overlagringstrykk, p_o'. Dette kan skyldes at leiren ikke er fullt konsolidert for oppfyllingen som fant sted for ca. 40 år siden, idet prøvene antas å være relativt uforstyrret.

Ved anbudskontrakt i mars 1983 var det utført 12 boringer med prøvetaking på tomten (1981). Turner hadde senere fått utført 9 vingeboringer.

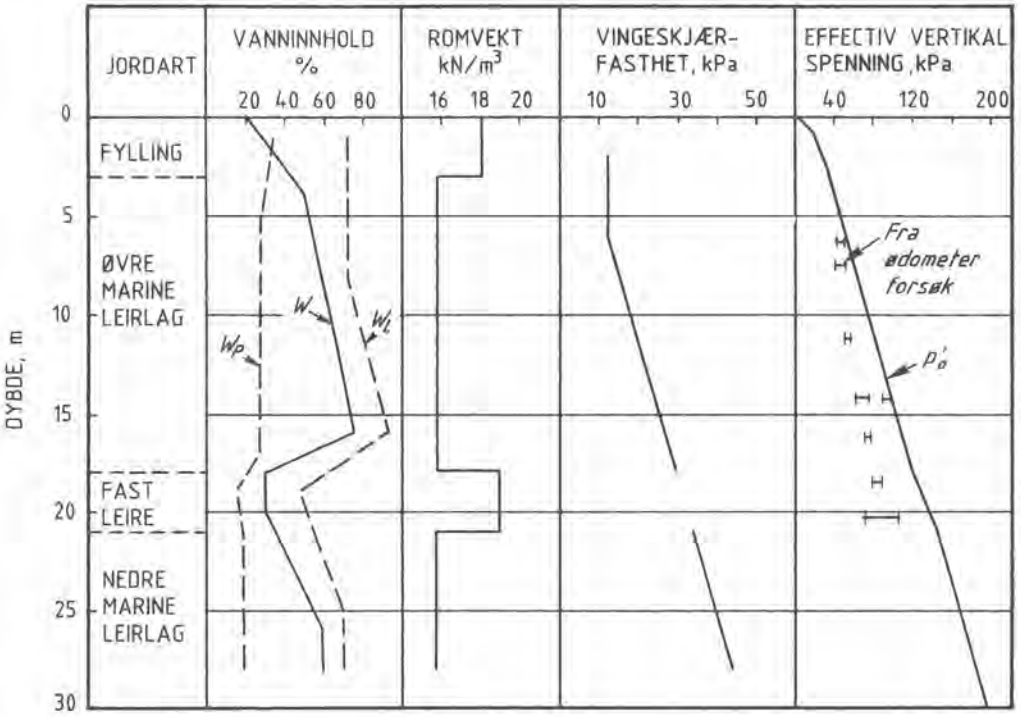


Fig. 4 Boreprofil som angir gjennomsnittsverdier.

Da det oppstod problemer med utgravingen, ble det etter vårt råd iverksatt mer omfattende undersøkelser bestående av et stort antall vingeboringer og trykksonderinger. Formålet med trykksonderingene var først og fremst å kartlegge dybden til og variasjoner i tykkelse og fasthet av det faste leirlaget. Da det var meget viktig å komme frem til et riktig skjærfasthetsprofil for spuntvegg-beregningene, ble det også tatt opp nye uforstyrrede prøver for mere avanserte laboratorieforsøk. Aktive og passive treaksialforsøk ble utført på NGIs laboratorium i Oslo.

Variasjoner i vingeskjærfastheten er illustrert ved seks boringer som vist i fig. 5, alle innen et begrenset område mot Nicoll Highway. Vingeskjærfastheten ble korrigert i henhold til s_u/p_o' forholdet (Aas 1979).

Eksempel på vingeboring og trykksondering langs et og samme profil er vist i fig. 6.

Midlere skjærfasthet ved aktive og passive treaksialforsøk ved hnholdsvis 2-4 og 8% deformasjon er vist i fig. 7 og sammenholdt med vingeskjærfastheten. Som det fremgår er det en meget god overensstemmelse mellom korrigert vingeskjærfasthet og midlere treaks skjærfasthet ved 2% deforamsjon.

Forskjellen i udrenert skjærfasthet ved aktive og passive treaksialforsøk er vist i fig. 8.

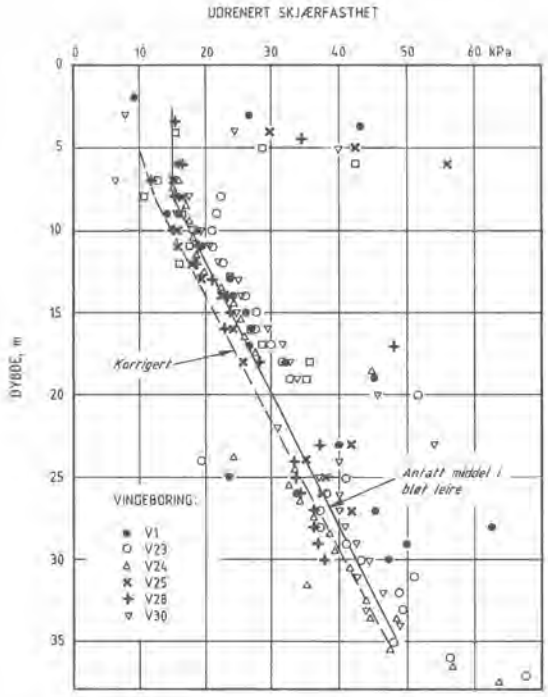


Fig. 5 Variasjoner i vingeborskjærfasthet ved seks boringer i sone I.

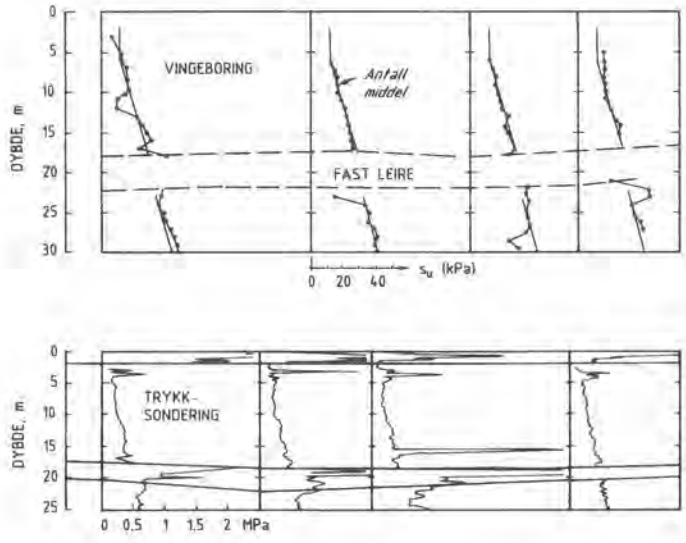


Fig. 6 Resultat av vingeboringer og trykksonderinger langs et og samme profil.

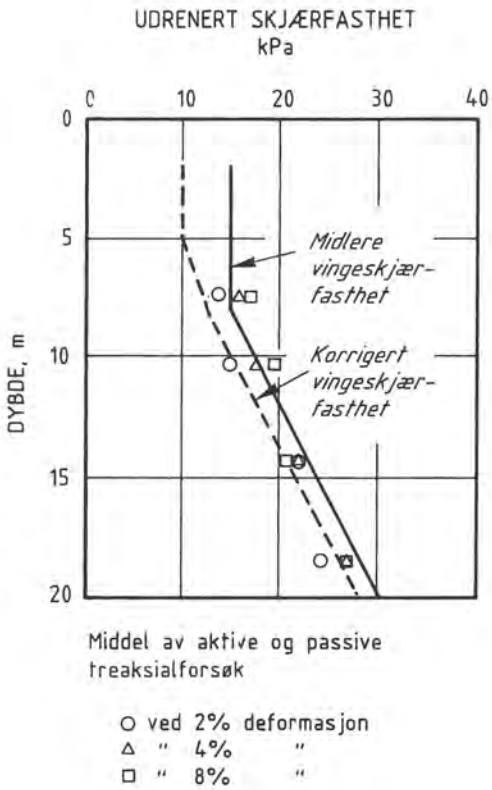


Fig. 7 Sammenligning av skjærfastheten bestemt ved treaksialforsøk og vingeboring.

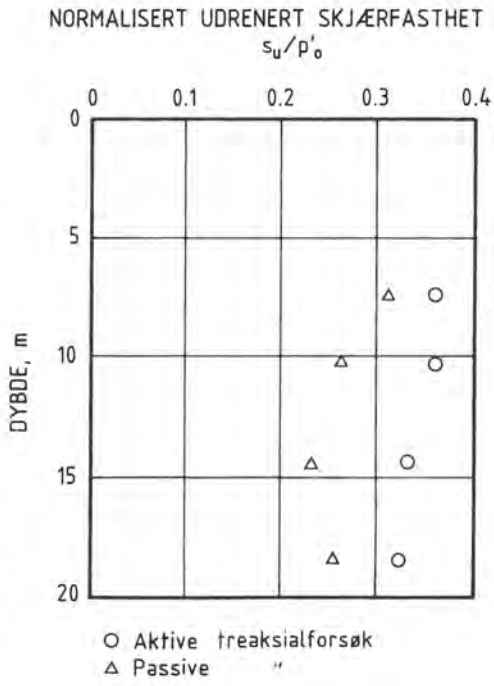


Fig. 8 Normalisert maksimal skjærfasthet ved aktive og passive treaksialforsøk.

4. START AV UTGRAVINGEN

Utgravingen for østre høyblokk i seksjon A-1 startet i juni 1983, og fremdriften er vist i fig. 9. Det skulle her graves ned til 8-9 m dybde med fire stiverlag. Da de i august var kommet ned til 6,5 m dybde med tre stiverlag var innpressingen av spuntveggen i 9 m dybde 34 cm og den beveget seg innover med hastighet 5 mm pr. døgn. Formen på innbøyningen av spuntveggen målt ved inklinometer er vist i fig. 10.

Entreprenøren ble nå engstelig for å fortsette utgravingen og NGI ble engasjert til å vurdere det videre utgravingsarbeid.

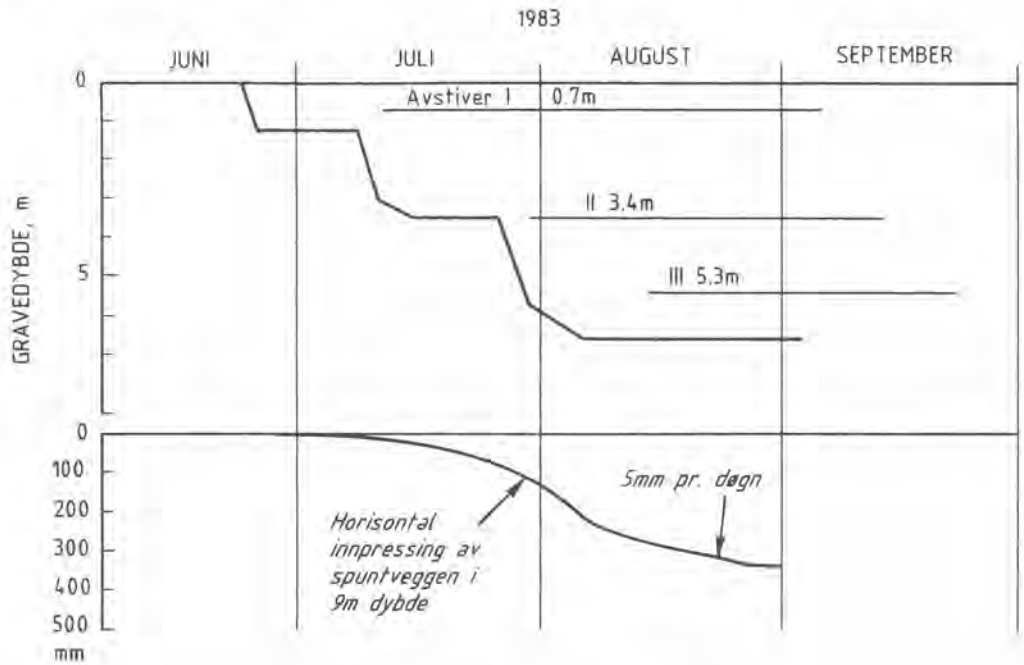


Fig. 9 Tids-sekvenser for utgraving, avstiving samt innpressing av spuntveggen i 9 meters dybde ved gravedybde 6,5 m.

Turner som hovedentreprenør hadde overtatt tomten med ferdig spunting og peleramming, idet dette ble utført av en annen entreprenør direkte for byggherren. Tomten var oppdelt i 6 graveseksjoner som vist i fig. 2, og spunten FSP III var stort sett rammet til 22 m dybde. Fundamentpeler i formen H-profiler var rammet til forvitret fjell i ca. 60 m dybde.

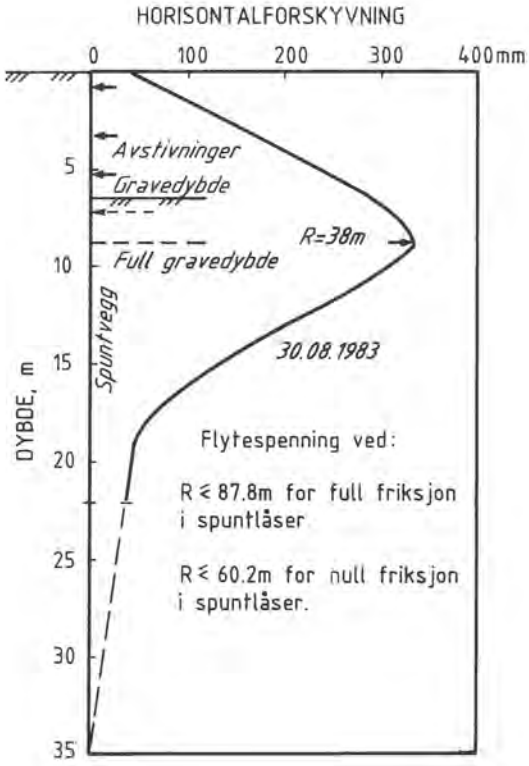


Fig. 10 Innbøyning av spuntveggen 30-8-1983 da graveарbeidet ble midlertidig stoppet.

FSP III er en U-spunt med låsene i nøytral-aksen som vist i fig. 11A. Teoretisk momentkapasitet ved flyting er med antagelse om full friksjon i låsene 402 kNm/m og uten friksjon i låsene 93 kNm/m. Tilsvarende krumningsradier ved flyting er 87,8 m og 60,2 m.

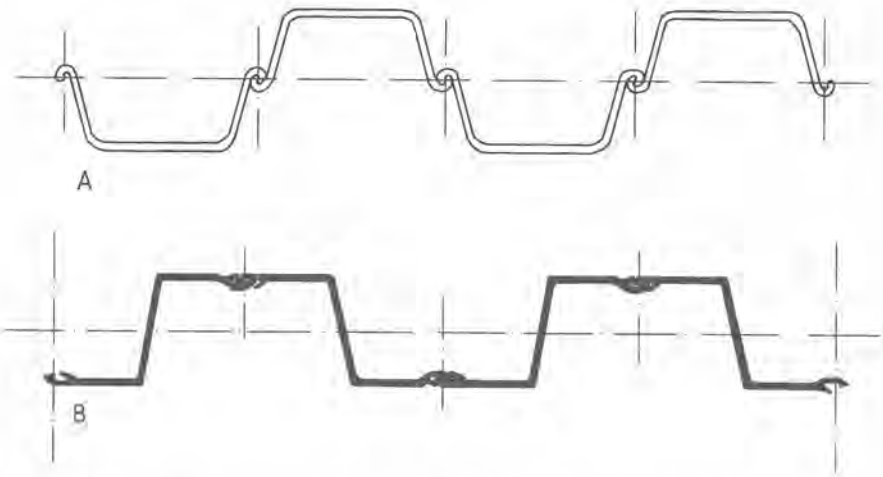


Fig. 11 For spuntveggtype A med låser i nøytralaksen er bøyestivheten avhengig av friksjonen i låsene. Spunt-type B har full bøyestivhet.

Som det fremgår av fig. 10 har spunten i 9 m dybde d.v.s. 2,5 m under bunn utgraving en krumningsradius på 38 m. Det vil si at spunten forlengst er i flyting selv med antagelsen om at spuntstålene virker som enkeltnåler. Det var således all grunn til å være bekymret for det videre gravearbeid.

Stiverplan for utgraving i A-1 er vist i fig. 12 og på foto i fig. 13. Det er noe uvanlig etter våre forhold med stiverlengder på over 100 m. Et forhold som virker ugunstig er at det alltid vil ta noe tid fra utgraving til installasjon og forspenning av stiverne, og deformasjonshastigheten er da størst.

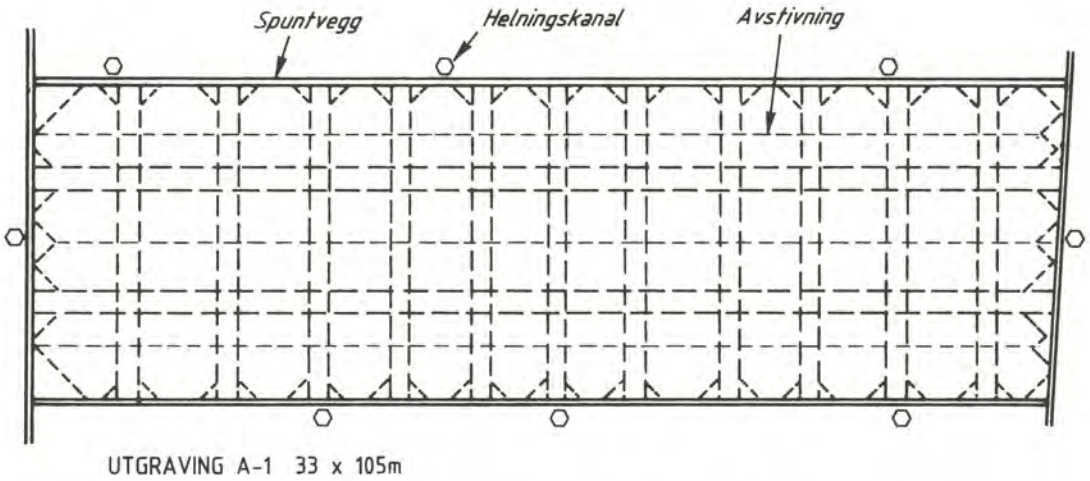


Fig. 12 Avstivningsplan for utgraving av seksjon A-1 med bredde 33 m og lengde 105 m.

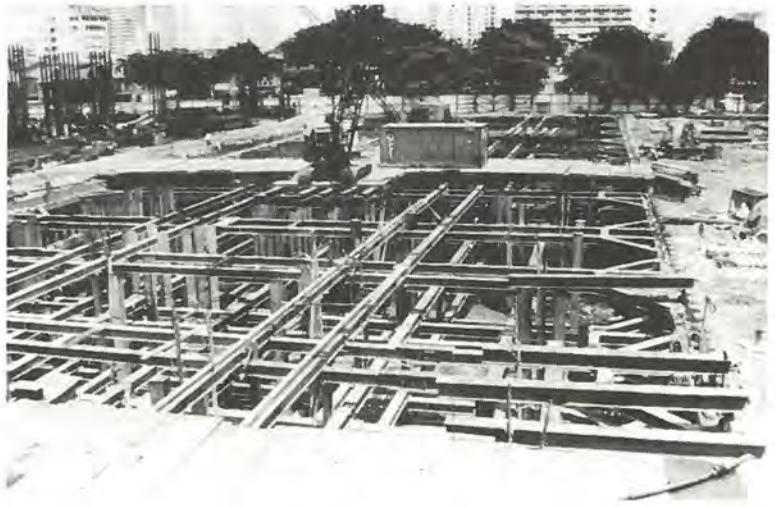


Fig. 13 Foto av utgraving seksjon A-1.

Hvorledes det videre gravearbeid frem til nå er gjennomført, og planer for den videre utgraving er behandlet i artikkel (24).

5. VEGFYLLINGENE

Avstanden fra vegfyllingene til utgravingene i C-1 og C-2 er illustrert i fig. 14. Forholdene er her selvfølgelig langt verre enn for A-1 med ubelastet terreng. Spørsmålet var om det i det hele tatt var mulig å grave ut inntil vegfyllingene uten eksepsjonelt kostbare løsninger. Noe av det første NGI gjorde var derfor å studere forholdene ved fyllingene.

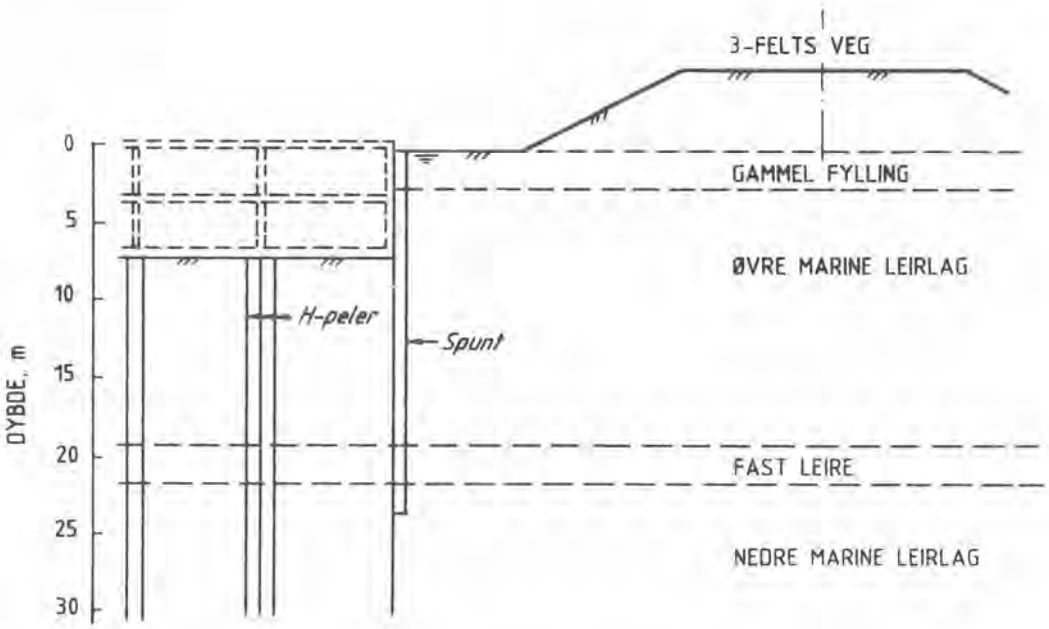


Fig. 14 Tverrsnitt av utgravingen mot vegfyllingen.

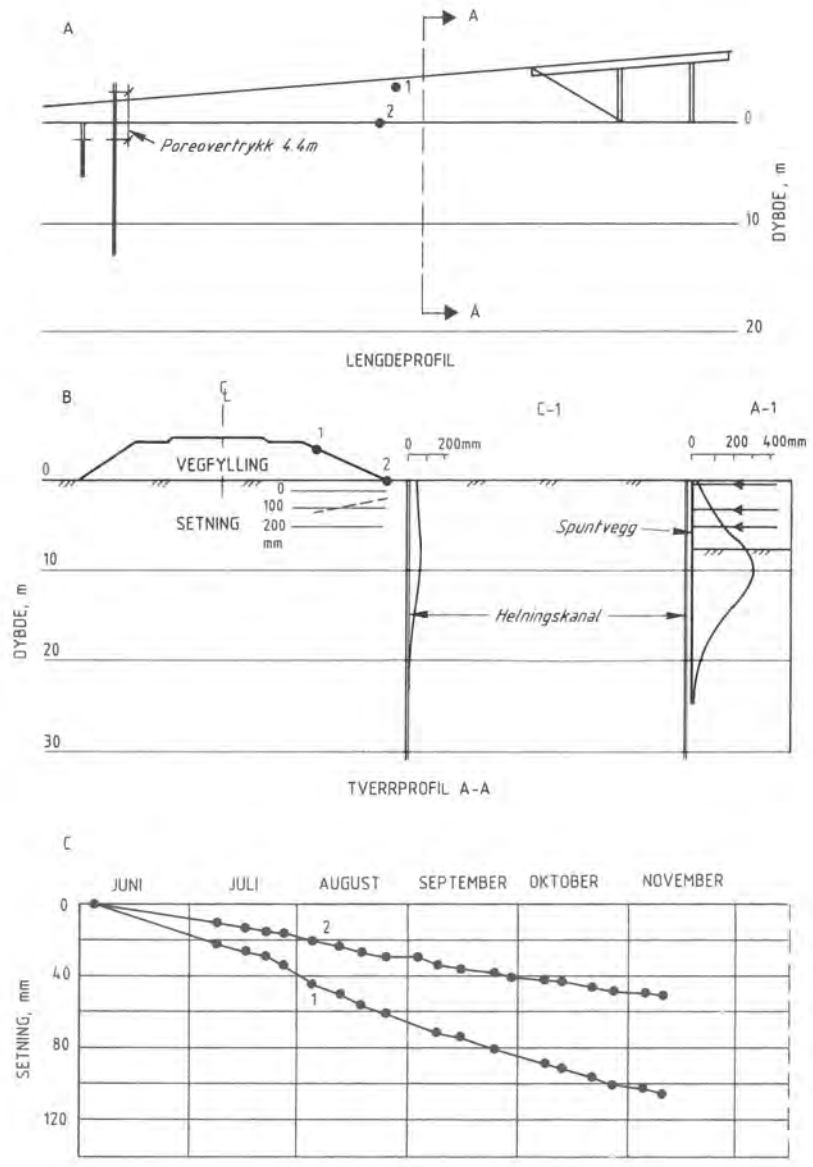


Fig. 15 A. Lengdeprofil av vegfyllingen.

B. Tverrprofil av vegfyllingen og utgraving i seksjon A-1, med målte setninger og deformasjoner i siste halvår 1983.

C. Observert setning av målepunkt 1 og 2 i begfyllingen.

Fig. 15A viser et lengdeprofil av fyllingen. En poretrykksmåler i 12,5 m dybde ved siden av vegfyllingen hvor denne er 2 m høy viste et poreovertrykk på 4,4 m. Dette indikerer at det fortsatt er poreovertrykk som følge av den generelle oppfylling av tomten for ca. 40 år siden.

Fig. 15B viser tverrprofil A-A over fyllingen med utgraving for A-1. Inklinometerkanal ved A-1 og i foten av fyllingen viser en utbøyning på henholdsvis 30 og 7 cm i løpet av ca. et halvt år. Fig. 15C viser setningen av to punkter, 1 og 2, på fyllingen over samme tidsperiode.

Ser vi på den plastiske flytning illustrert ved inklinometerkanalen ved fyllingsfot, utgjør denne plastiske deformasjon ca. 30-40% av setningen. Dette er uvanlig meget 3 år etter at fylling ble oppført, og indikerer at stabiliteten av fyllingen er meget dårlig.

Resultatet av en stabilitetsanalyse er vist i fig. 16. Med gjennomsnitt fyllingshøyde 3,5 m er sikkerheten ubetydelig over 1,0. Dette gjør selvfølgelig utgravingen ekstra problematisk.

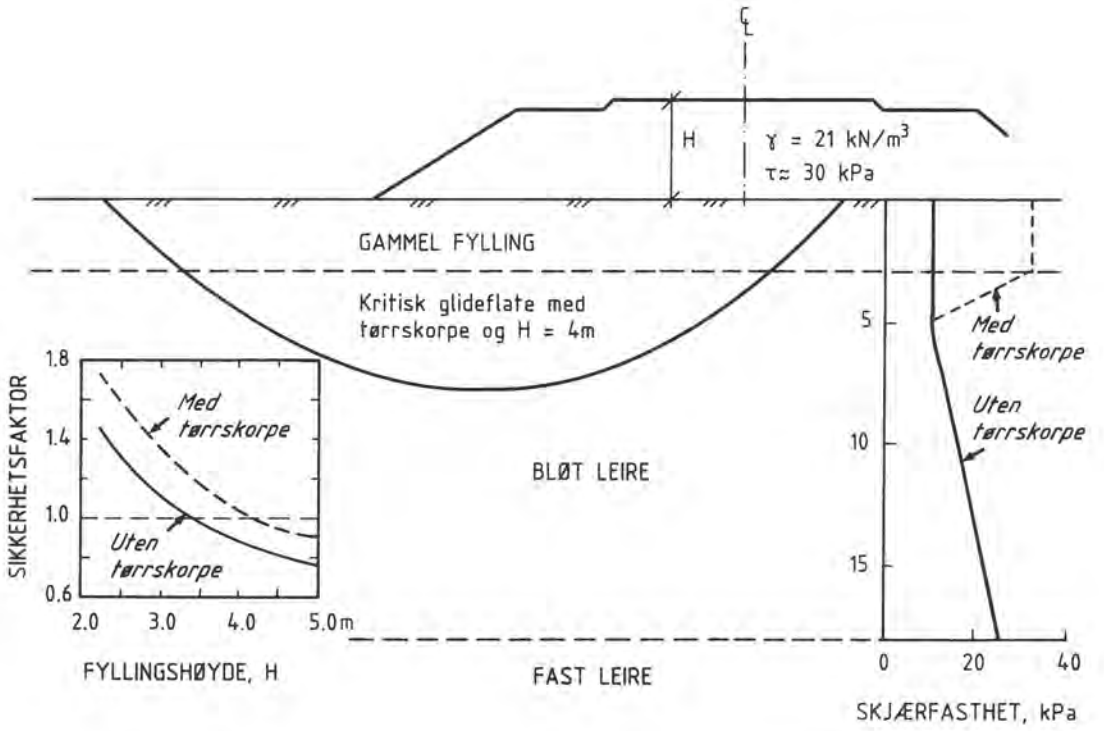


Fig. 16 Resultat av stabilitetsanalyser for vegfyllingen før utgraving.

6. ALTERNATIVER FOR GJENNOMFØRING AV C-1 OG C-2

Sett på bakgrunn av problemene som entreprenøren allerede hadde erfart ved utgravingen for A-1, synest det nærmest umulig å grave ut til nesten like stor dybde like inntil en fylling som i seg selv hadde meget liten sikkerhet mot et grunnbrudd. Vekten av fyllingen som maksimalt er 5 m høy, er omtrent like stor som vekten av utgravingen i kN/m^2.

Det mest nærliggende var å gjøre noe med fyllingene. Det må sies å være dårlig prosjektering å legge opp en så høy fylling på kompressibel grunn i anslutning til en bru. Dagens setningshastighet, 3 år etter åpningen, er 25-30 cm pr. år. Dette gir selvfølgelig store vedlikeholdsomkostninger og ulemper for trafikken. Til sammenligning kan nevnes at Norconsult ved prosjekteringen av den nye Memorial Bridge i Bangkok førte broen omtrent ned til terreng og hadde i tillegg avlastningspeler for overgangene.

Vi fremmet tre alternative forslag overfor Turner:

1. Forlengelse av broene.
2. Utskifting av tunge fyllmasser med polystyren-blokker (Dahlberg og Refsdahl 1979) og (Rygg og Sørlie 1981)
3. "Jetgrouting" av avlastningspeler gjennom fyllingen.

Det ble laget omkostningsoverslag for de forskjellige alternativer, og saken ble tatt opp med Public Work Department uten å vinne noe gehør. Slike saker blir lett oppfattet som tap av prestisje. Entreprenøren ble derfor nødt til å finne en løsning innenfor egne tomtegrenser.

Situasjonen krevde bruk av fantasien for å se om det fantes noen "lure" løsninger. Et alternativ ville være å pre-installere stivere under bunn utgraving, f.eks. ved å presse rør eller H-profil fra A-1 utgravingen, som illustrert i fig. 17. Dette ville imidlertid kreve en stiv spuntvegg som kunne avstives med enkeltstivere uten puter. Det kunne også være problemer med å presse stiverne mellom pelene.

Et annet forslag som vi forela entreprenøren var å forsterke eksisterende spuntvegg på en slik måte at det også kunne danne kjellervegg i det ferdige bygg.

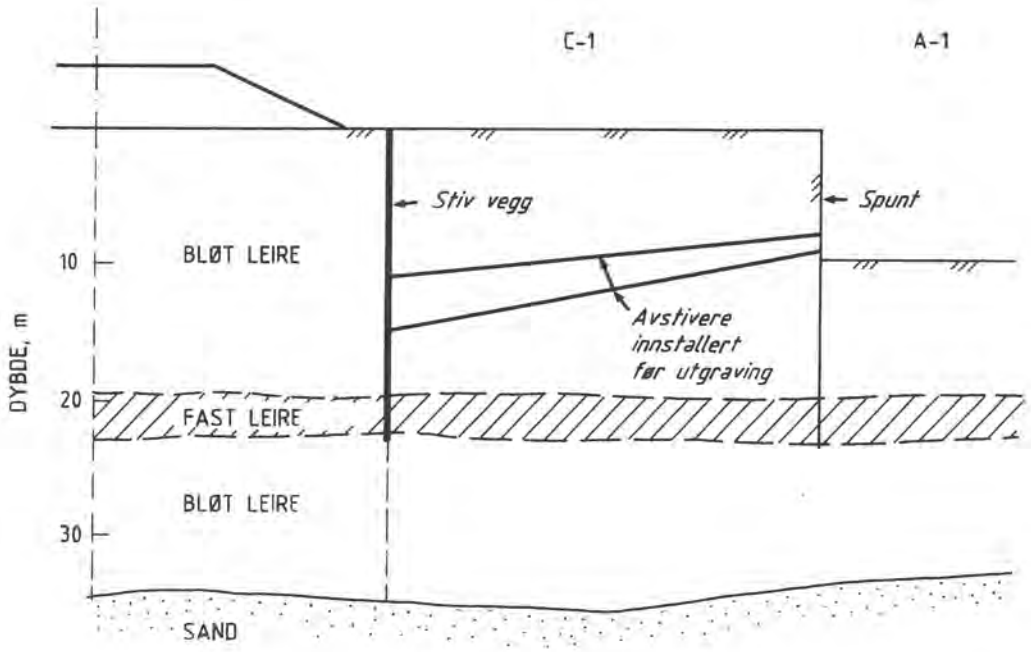


Fig. 17 Alternativ med avstiving av spuntvegg før utgraving i C-seksjoner.

Alternativet som er vist i fig. 18 gikk ut på å ramme en ny FSP III spuntvegg med påsveisede avstandsstål i form av T-profiler på yttersiden av den nåværende. Leiren mellom de to spuntvegger måtte så fjernes, f.eks. ved propptrekking, renspyling og børsting av stålveggene, etterfulgt av utstøping. Fundamentpeler for veggen kunne rammes innvendig og innstøpes. De vil da også tjene som en forlengelse av spuntveggen nedover.

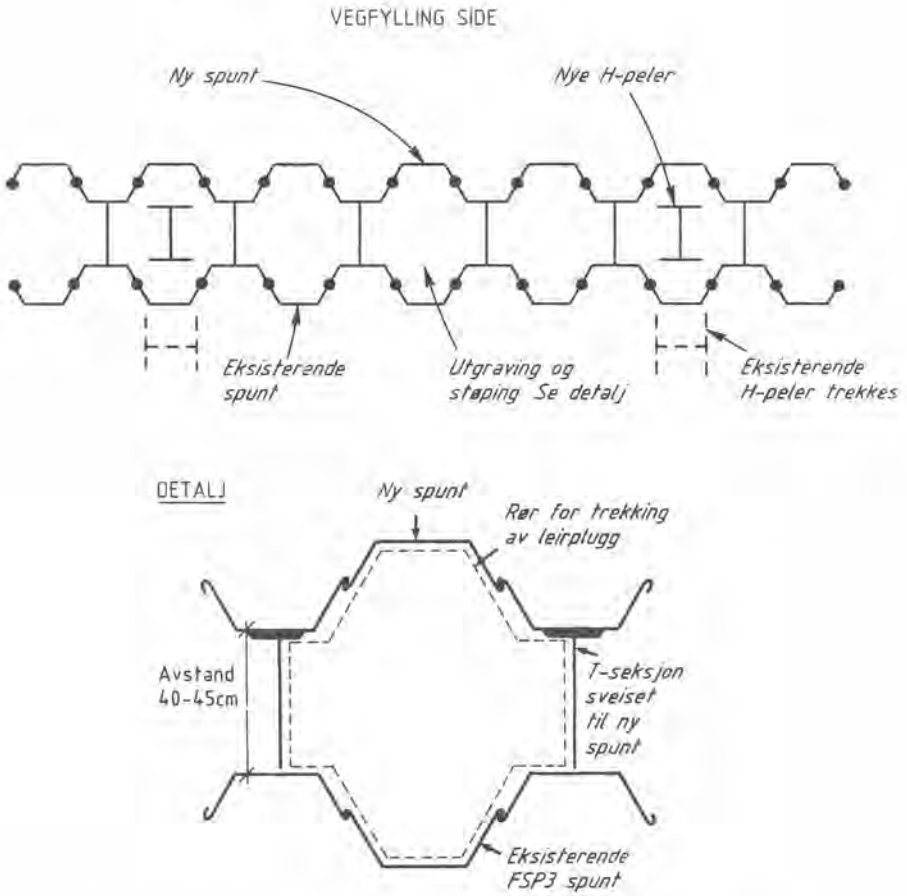


Fig. 18 Alternativ med spuntforsterking - i kombinasjon med kjellervegg.

Som det vil bli redegjordt for i (24) kom ingen av disse noe uortodokse forslag til utførelse.

Det ble også vurdert diverse alternativer med skissevegger, både som spuntvegg og som avstivningsvegger under bunn-utgraving slik som utført for tunnelbanen i Studenterlunden (Eide, Aas og Jøssang 1972).

7. FUNDAMENTERING AV HØYBLOKKER OG GARASJER

Både høyblokkene og garasjene er fundamentert på H-peler som rammes ned i forvitret fjell i ca. 60 m dybde. All peleramming er utført før utgravingen starter. Peleplan for høyblokkene er vist i fig. 19, med ca. 700 peler for hver av blokkene.

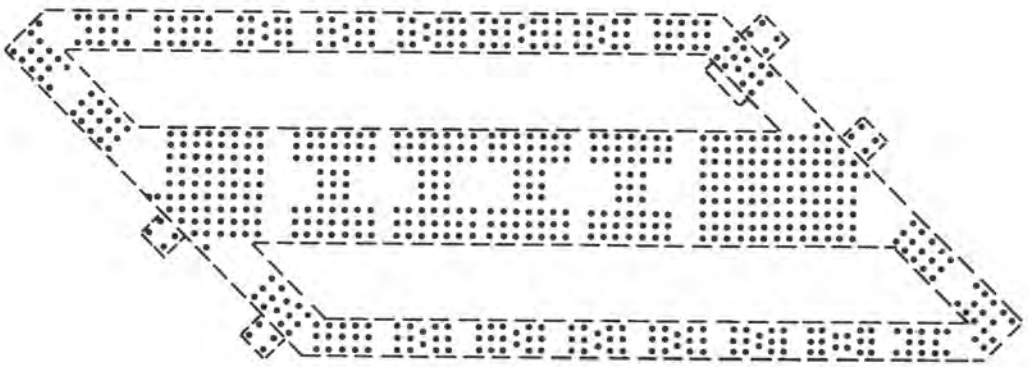


Fig. 19 Fundamentplan for de to høyblokker med ca. 700 H-peler til ca. 60 m dybde for hvert bygg.

Gulvet i nedre garasje er utført som vist i fig. 20. Det er lagt inn en membranisolasjon og gulvet er dimensjonert for 8 m oppadrettet vanntrykk. Gulvet er forøvrig utført med dragere i 8 m avstand og pelehoder som vist i fig. 21.

Vekten av de to garasje-etasjer er mindre enn vanntrykket på kjellergulvet, og dette nødvendiggjør en forankring. Forankringene er plasert i pelefundamentene som vist i fig. 21.

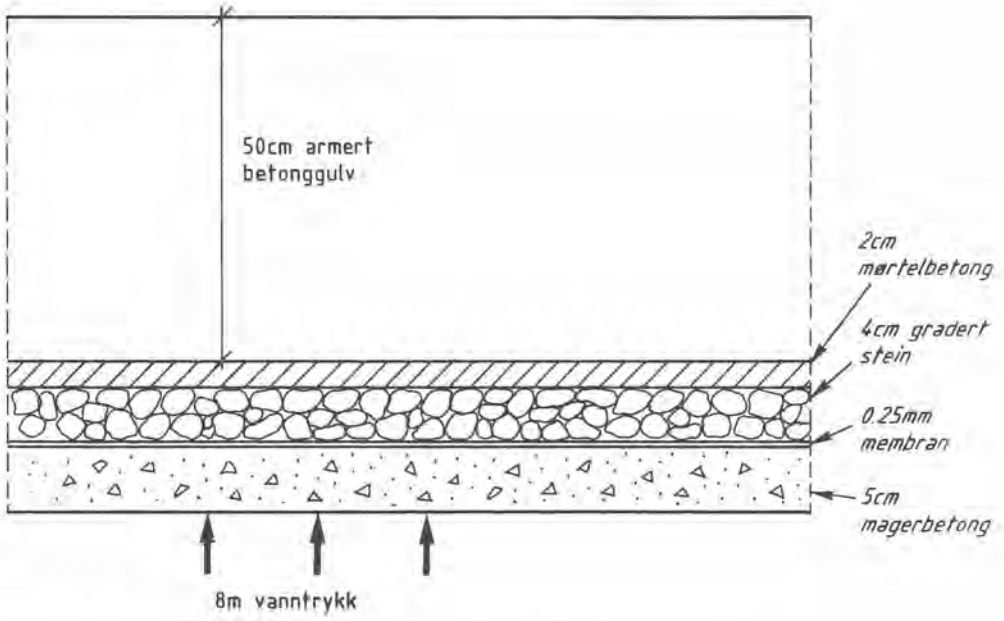


Fig. 20 Konstruksjon av vanntett kjellergulv.

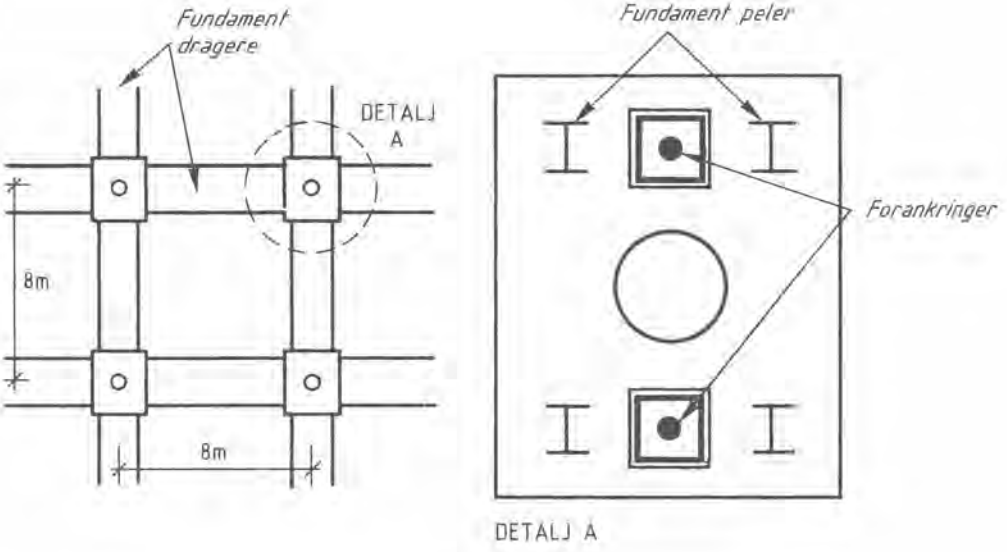


Fig. 21 Fundamenter utenom høyblokkene.

Det er ialt 357 ankere med tillatt last fra 400 til 800 kN, tilsammen 212 MN. Dette svarer til 14 kN/m^2 jevnt fordelt.

Forankringen skjer ved boring og utstøping ned i forvitret fjell og alle ankerene prøvebelastes. Det var tildels problemer med å oppnå den forlangte kapasitet.

8. HVA GIKK GALT PÅ ANBUDSTADIET?

Det er øyensynlig en rekke forhold som har ført til at entreprenøren ikke ble klar over problemene med utgravingen på anbudstadiet. Det at spuntveggene allerede var rammet kan være et forhold, men kontraktsmessig overtar han tomten med det fulle ansvar for det videre arbeide. På hvilke grunnlag byggherren med sine konsulenter hadde kommet frem til et valg av spunt FSP III har vi ikke kunnet finne ut.

De antagelser og stabilitetsanalyser, f.eks. med hensyn til faren for bunnopprensing, som ble utført av Turners underentreprenør var både mangelfulle og til dels direkte gale - og missvisende. Utgravingen var øyensynlig ikke gjenstand for særlige analyser og vurderinger i forbindelse med anbudet.

9. HVA VILLE VI HA GJORT ANNERLEDES?

Vi ville nok ha valgt en annen graveplan med mindre stiverlengder, f.eks. slik som utført ved Postgirobygget (Aas 1984). I det foreliggende tilfelle er dekke over nedre og øvre kjeller forspent, og dette kompliseres med hensyn til en oppdeling i seksjoner. Prinsippet burde være at en sikret periferien av tomten, og derved stod friere med hensyn til utgravingen av den sentrale del.

Høyblokkene kunne med fordel være fundamentert på borede peler, f.eks. med diameter 1,5 m. Pelene kunne da avsluttes i riktig høyde under bakken og ikke være til hinder for utgravingen.

Etter vår mening er det ikke behov for noen membranisolasjon i dette tilfelle hvor grunnen består av "inpermabel" leire. Permeabiliteten er i laboratoriet målt til 3 mm pr. år.

Hvis en sløyfer membranisoleringen kan en også sløyfe forankringene. Som sagt er vekten av de to kjelleretasjer mindre enn vekten av utgravet jord. Dette gir også muligheter for å sløyfe pelene idet vi har en kompensert fundamentering.

Nedre kjellergulv kunne med fordel vært utført som hel fundamentsåle uten ribber, hvilket ville forenkle utgravingen og spart gravedybde.

Det hadde således etter vår mening vært mulig å spare betydelige beløp og tid på fundamenteringen.

10. KONKLUSJON

Det vil alltid være store problemer forbundet med en dyputgraving i leire når gravedybden er større enn kritisk gravedybde med hensyn til faren for bunnoppressing, og spesielt når dette er kombinert med stor dybde til fast grunn. Begge disse forhold er tilstede i det foreliggene prosjekt. Ved graving til 9 m dybde utgjør gravevekten $\gamma H = 147\ kN/m^2$, og med udrenert skjærfasthet $s_u = 14\ kN/m^2$ i denne dybde, blir lokal N-faktor 10,5, hvilket viser at kritisk gravedybde forlengst er passert. Det faste leirla-

get ligger til dels så dypt som 20 m og spuntveggen må spenne fra nedre avstiver lag og ned til dette laget. Dette krever en meget stiv spuntvegg. Ennå større problemer står en overfor ved den forestående utgraving inntil vegfyllingene som i seg selv har lav sikkerhet.

Det er her planlagt installert en meget kraftig spuntvegg til stor dybde kombinert med seksjonsvis utgraving som beskrevet i (24).

Det burde etter vår mening ha vært mulig å oppnå relativt store besparelser ved å sløyfe membranisoleringen i nedre kjellergulv, samt å sløyfe forankringene, og eventuelt også å sløyfe pelene under garasjebygget, som kunne ha vært utført som kompensert såle fundamentering. Disse forhold var det imidlertid ikke mulig å gjøre noe med på det tidspunkt NGI ble engasjert.

LITTERATUR

Aas, G. (1984)
Stability problems in a deep excavation in clay.
Presentert ved: International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Mo. 1984.

Aas, G. (1979)
Vurdering av korttidsstabilitet i leire på basis av udrenert skjærfasthet. Nordiska geoteknikermötet. Helsinki 1979. Föredrag och artiklar, s. 585-596. Også publ. i: Norges Geotekniske Institutt. Publikasjon, 132.

Bjerrum, L., C.J.F. Clausen and J.M. Duncan (1972).
Earth pressures on flexible structures: state-of-the-earth report. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5. Madrid. 1972. Proceedings, b. 2, s. 169-196. Også publisert i: Norwegian Geotechnical Institute. Publiksjon 91.

Bjerrum, L., O. Eide og B. Kjærnsli (1966)
Geotekniske problemer ved utførelsen av Tunnelbanen fra Jernbanetorget til Tøyen. (Geotechnical problems during construction of subway through the central part of Oslo).
Teknisk ukeblad, b. 113, s. 366-372. Også publ. i Norges geotekniske institutt.
Publikasjon, 70.

Bjerrum, L. (1973)
Problems of soil mechanics and construction on soft clays. State-of-the-art report to session IV.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8. Moscow 1973.
Proceedings, b. 3, s. 111-159.
Også publisert i: Norwegian Geotechnical Institute.
Publicaion, 100.

Bjerrum, L. and O. Eide (1956)
Stability of strutted excavations in clay.
Géotechnique, b. 6, nr. 1, s. 32-47.
Også publisert i: Norwegian Geotechnical Institute.
Publikasjon, 19, s. 1-16.

Dahlberg, R.G. and G. Refsdahl (1979)
Polystyrene foam for leightweight road embankments. 7 s.
Permanenet International Association of Road Congresses PIARC. XVI World Rod Congress. Vienna 1979.
Også publisert i: Veglaboratoriet, Oslo.
Meddelelse, 53, s. 27-33.

Eide, O., G. Aas and T. Jösang (1972)
Special application of cast-in-place walls for tunnels in soft clay in Oslo. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5.
Madrid 1972. Proceedings, b. 1, s. 485-498.
Også publisert i: Norwegian Geotechnical Institute.
Publikasjon 91, s. 63-74.

Karlsrud, K. og O. Eide (1984)
Dimensjonering og erfaringer fra dyp avstivet utgraving i bløt leire i Singapore.
Fjellsprengningsteknikk - Bergmekanikk - Geoteknikk, Oslo 1984. Foredrag. (I trykk).

Rygg, N.O. og A. Sørlie (1981)
Polystyrene foam for lightweight road embankment.
Intenational Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10. Stockholm 1981.
Proceedings. b. 2, s. 247-252.

GEOTEKNIKK I HAVNEBYGGING - ERFARINGER FRA PROSJEKTER I SENEGAL OG EGYPT

1) DAKAR MARINE, SENEGAL
CELLESPUNTKAI I VULKANSK TUFF

2) PORT SAID, EGYPT
KAIPROSJEKT PÅ NILAVSETNINGER

Sivilingeniør Hans Petter Jensen, NOTEBY A/S, Oslo.

SAMMENDRAG

To eksempler fra utenlandske havneprosjekter er beskrevet.

I Dakar, Senegal ble det bygget en cellespuntkai på vulkansk tuff. Materialet har leirig karakter med innhold av grovere lag og tildels kalkstein. Fastheten varierte dessuten betydelig. Byggherrens prosjekt var ikke stabilitetsmessig iorden basert på oppgitte skjærstyrkeparametre. Supplerende undersøkelser viste at det var grunn til å anta høyere parametre.

I Port Said, Egypt skal det bygges en ca. 350 m lang platekai på vel 1000 stk. opptil 55 m lange stålrørspeler rammet gjennom bløt leire til et sandlag. Beregninger har vist at stabiliteten av byggherrens prosjekt ikke var tilfredsstillende, dvs. en problemstilling som er sammenfallende med Dakarprosjektet. Supplerende undersøkelser har vist at det er grunnlag for å angi høyere styrkeparametre.

SUMMARY

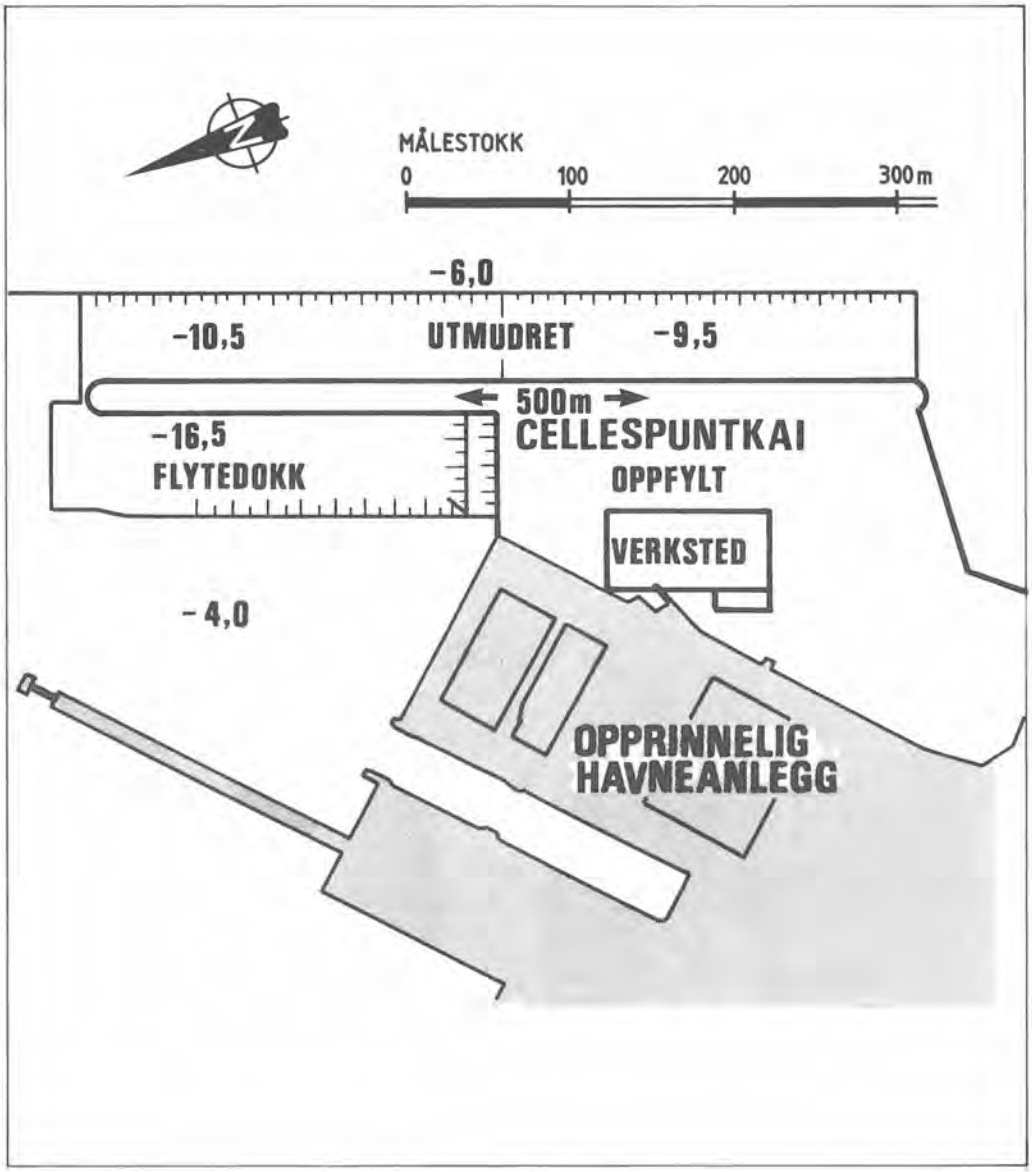
This paper contains two case histories from harbour projects outside Norway.

In Dakar, Senegal a cellular sheetpile wharf and pier was built on volcanic tuff. The tuff was found to be of a clayey nature with large variations in deposition and strength. Based on the recommended shear strength values the project proposed by the client was found to have insufficient stability. A supplementary soil investigation program containing a large number of triaxial tests was carried ut. Based on these tests higher design shear strength values were found thereby yielding sufficient stability for the structure.

In Port Said, Egypt stability conditions for a wharf on driven steel pipe piles were found unsatisfactory based on design soil data given by the client. Supplementary investigations have been carried out resulting in higher strength values.

1) DAKAR MARINE, SENEGAL
CELLESPUNTKAI I VULKANSK TUFF

I 1979-82 utførte Ing. F. Selmer A/S i totalentreprise en større havneutbygging for Dakar Marine i Senegal. Prosjektet tet besto bl.a. av 500 m cellespuntkai, opparbeidelse av verkstedsområde og bygging av verkstedshall. Figur 1 viser hovedtrekkene i prosjektet.

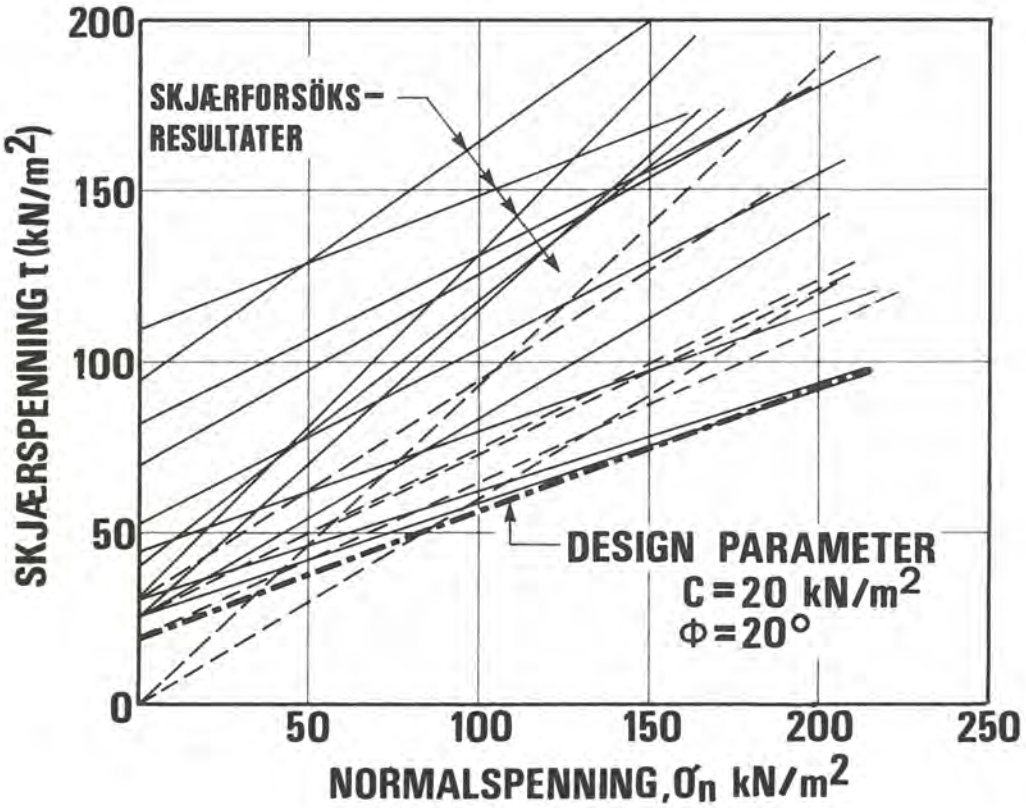


OVERSIKTSPLAN KAI OG VERKSTEDSAREAL

Fig. 1.

Anbudsforutsetningene utarbeidet av et fransk selskap inneholdt krav til det ferdige produkt samt grunnlaget for dimensjoneringer bl.a. med laster, krav til materialer og dimensjonerende jordartsparametre. Det forelå dessuten alternative forslag til utførelse av kaien, bl.a. cellespuntkai, forankret spuntveggskai og platekai på stålrørspeler.

Grunnen i området består av leire av vulkansk aske-opprinnelse, en tuff. I anbudsforutsetningene var de geotekniske egenskaper sammenstillet som vist i figur 2.



SAMMENSTILLING AV SAMTLIGE SKJÆRFORSØK

Fig. 2.

De angitte skjærstyrkeparametre var valgt ut fra et stort antall triaksial og direkte skjærforsøk. Forsøkene viste meget stor spredning og det var åpenbart at parametrene var forsiktig valgt.

Den vulkanske tuff er en leire med varierende leireinnhold og varierende innhold av løse og faste lag. Den inneholdt også massive kalksteinslag og lag med grove partikler. Lagdelingen var irregulær og det var faste lag med "standard penetration" (SPT) verdier over 100 mange steder.

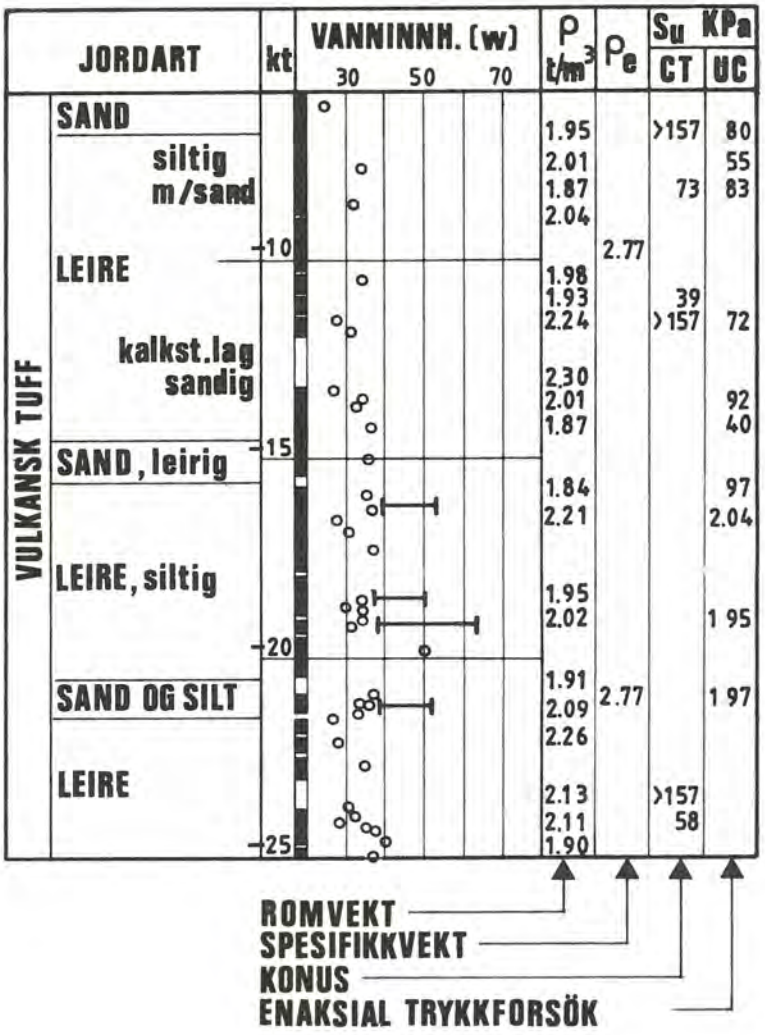
Det var således klart at massenes mudderbarhet var høyst varierende og at de fasteste lagene ville kreve kraftig utstyr. Med tanke på spunt og peleramming så man for seg problemer med nedtrengning til nødvendig dybde.

Totalentreprisen omfattet at entreprenøren overtok det hele og fulle ansvar for valgte løsninger innenfor en garantitid på 20 år. Forut for kontrakten var det derfor av betydning å få fastlagt at de valgte løsninger var holdbare og gjennomførbare.

Norconsult ved NOTEBY ble engasjert for å fastlegge de geotekniske forhold rundt en cellespuntløsning som var det mest aktuelle alternativ til kai. Stabilitetsberegninger av byggherrens prosjekt basert på oppgitte laster og styrkeparametre viste at normale krav til sikkerhet (materialfaktor) ikke kunne oppnås uten betydelig nedrammingsdybde for spunten. Med massens lagdeling syntes denne dybde uoppnåelig. Beregninger viste at tilstrekkelig sikkerhet ville kreve at massenes skjærstyrke var $c = 30\ kN/m^2$, $\emptyset = 30^o$. For å kunne velge slike fasthetsparametre ble supplerende grunnundersøkelser igangsatt.

Undersøkelsene besto av 5 dype prøveserier utført av en lokal borentreprenør under ledelse av Norconsult. Samtlige prøver ble flysendt Oslo for laboratorieundersøkelser

En typisk prøveserie er vist i figur 3.



TYPISKE JORDARTSDATA - VULKANSK TUFF

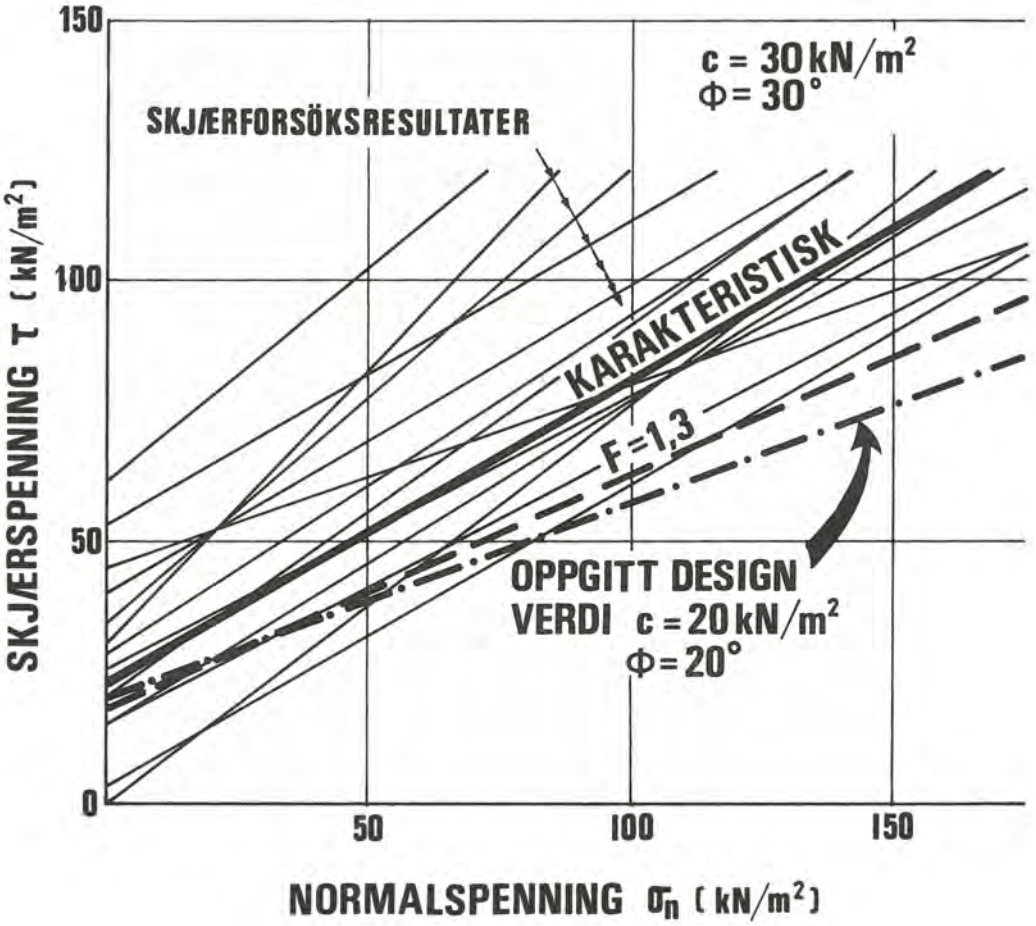
Fig. 3.

Fotografiet på figur 4 viser et utdrag av prøveserien på figur 3.

LEIRE - VULKANSK TUFF

Fig. 4.

Det ble utført triaksialforsøk på et representativt utvalg av prøvene. Forsøkene ble utført som passive og aktive forsøk med varierende overlagringstrykk. Det ble dessuten kjørt enkelte direkte skjærforsøk. Samtlige resultater er vist i figur 5.



SAMMENSTILLING AV SUPPLERENDE SKJÆRFORSØK

Fig. 5.

Forsøkene bekreftet antagelser om at det skulle være grunnlag for å velge høyere styrkeparametre, og at stabilitetsforholdene således var tilfredsstillende også for byggherrens prosjekt.

Resultatene ga også grunnlag for å velge en minimums nedrammingsdybde av spunten vurdert ut fra eventuell erosjon langs spuntomkretsen.

Utførelse

Selmer hadde planlagt å utføre mudringen med sin kraftige bakgraver Jutul. Imidlertid var tuffen så fast i lag at oppnådd mudringskapasitet ikke ga tilfredsstillende fremdrift. Den dypeste del av mudringen ble derfor utført med en paternosterverk.

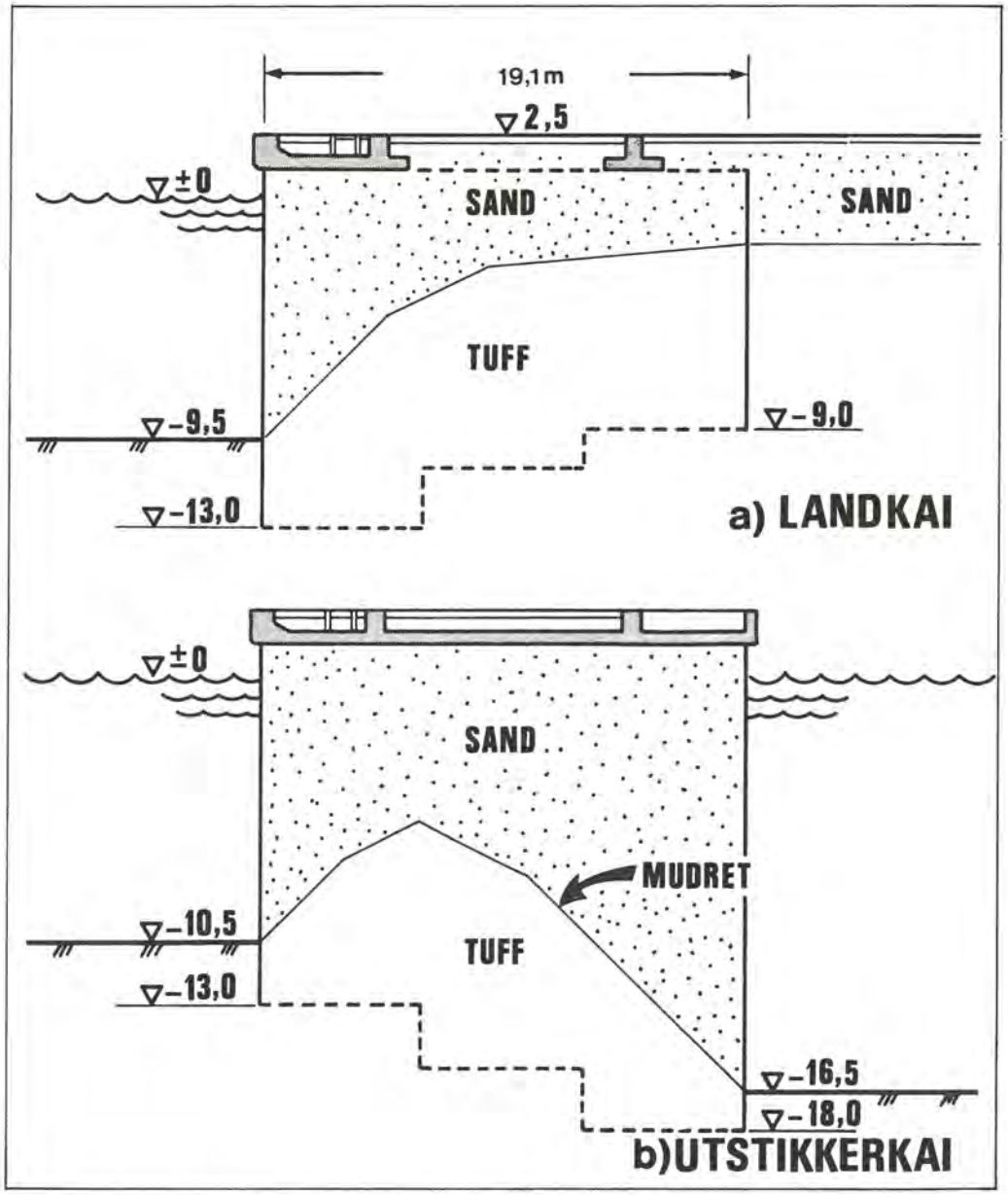
Jutul ble benyttet til å forgrave massene i spuntlinjene slik at spunten kunne rammes til nødvendig dybde. Dette var spesielt aktuelt i de indre deler av cellene hvor tuffmasser ble etterlatt for å spare mudring og senere fyllmasser.

Kalksteinslagene i massene var så harde at spunten ikke kunne rammes gjennom. I ett tilfelle forårsaket overramming splitting av en spuntlås.

Cellene og bakfyllingen ble utført med ensgradert finsand. Det var nødvendig å bringe sanden over i tett lagring for å unngå senere setninger og risiko for liquéfaction etter eventuelle jordskjelv.

Etter forsøk på stedet ble dypkomprimering utført ved hjelp av 5 tonns betonglodd betjent av mobilkran. Tilsvarende komprimering ble foretatt i området for verkstedshallen.

Typiske tverrsnitt av cellespuntkaien er vist i Figur 6.



TYPISK TVERRSNITT AV CELLESPUNTKAI

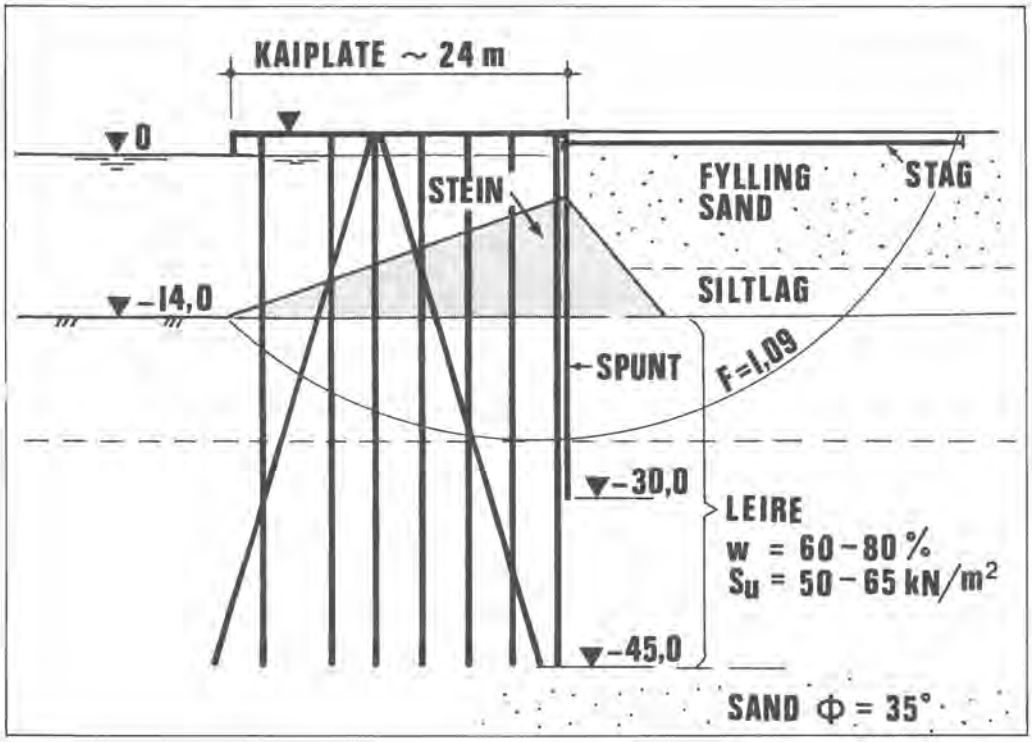
Fig. 6.

Cellene har en diameter på 19.1 m. Landkaien har en dybde på 9.5 m, mens utstikkerkaien har 16.5 m vann på dokksiden og 10.5 m på kaisiden.

Kaiplanum har kranbane for en portalkran som overfører en skinnelast på 100 kN/m. Forøvrig er dimensjonerende last 40 kN/m^2. Kranbane og frontdrager er fundamentert direkte på fyllmassene.

2. PORT SAID

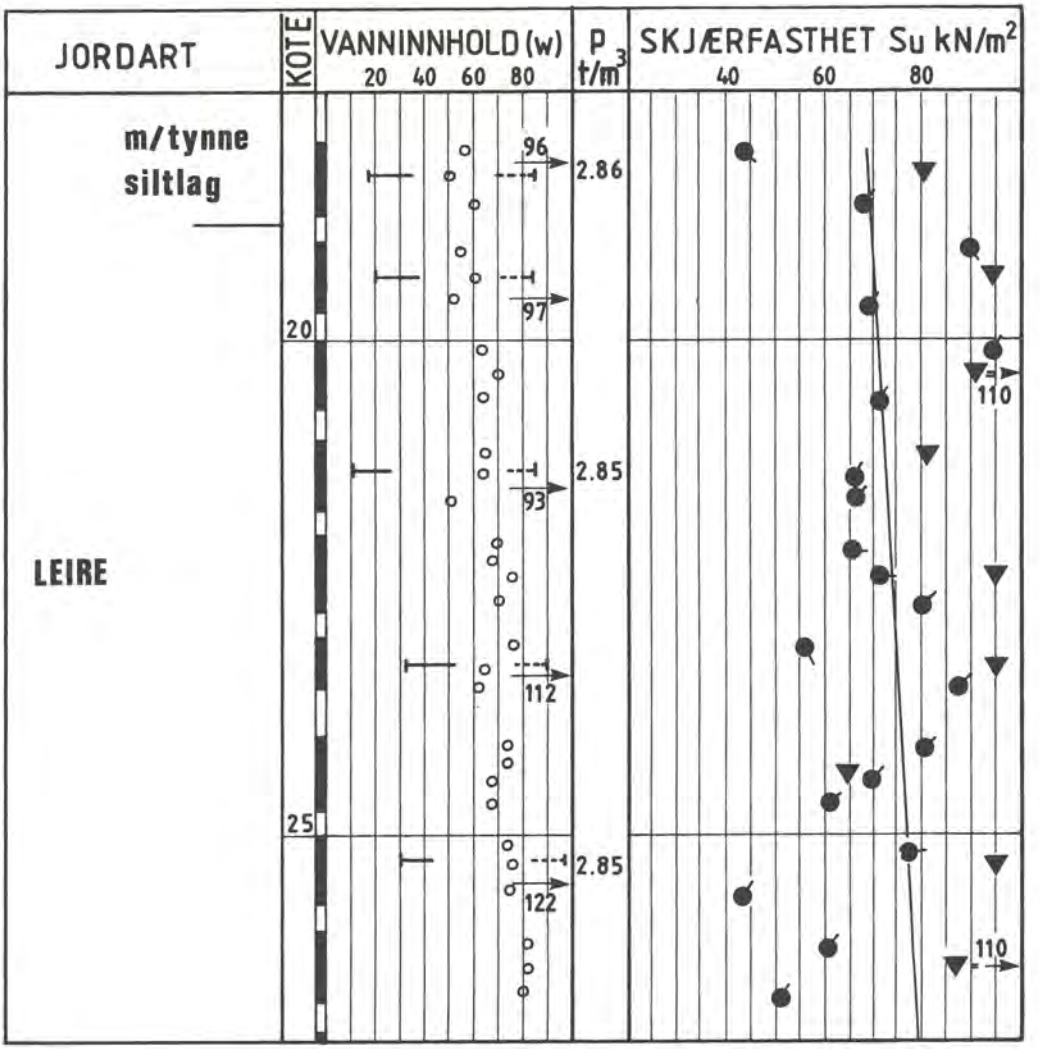
Siden 1982 har Ing. F. Selmer A/S kontraktsforhandlet om bygging av ny containerkai for Port Said Port Authority i Egypt. Kaien er planlagt som platekai på stålrørspeler og med spuntvegg langs baksiden av kaiplaten som avslutning på et oppfylt kaiområde. Kaidybde er 14 m, og dimensjonerende nyttelast 40 kN/m^2. Et typisk kaisnitt er vist på figur 7.



PROSJEKTERT KAISNITT - PORT SAID

Fig. 7

Prosjektgrunnlaget var utarbeidet av et internasjonalt anerkjent ingeniørselskap basert på grunnundersøkelser og laboratoriedata utført av andre anerkjente firmaer. Typiske jordartstverrsnitt og dimensjonerende parametre er vist på figur 8.



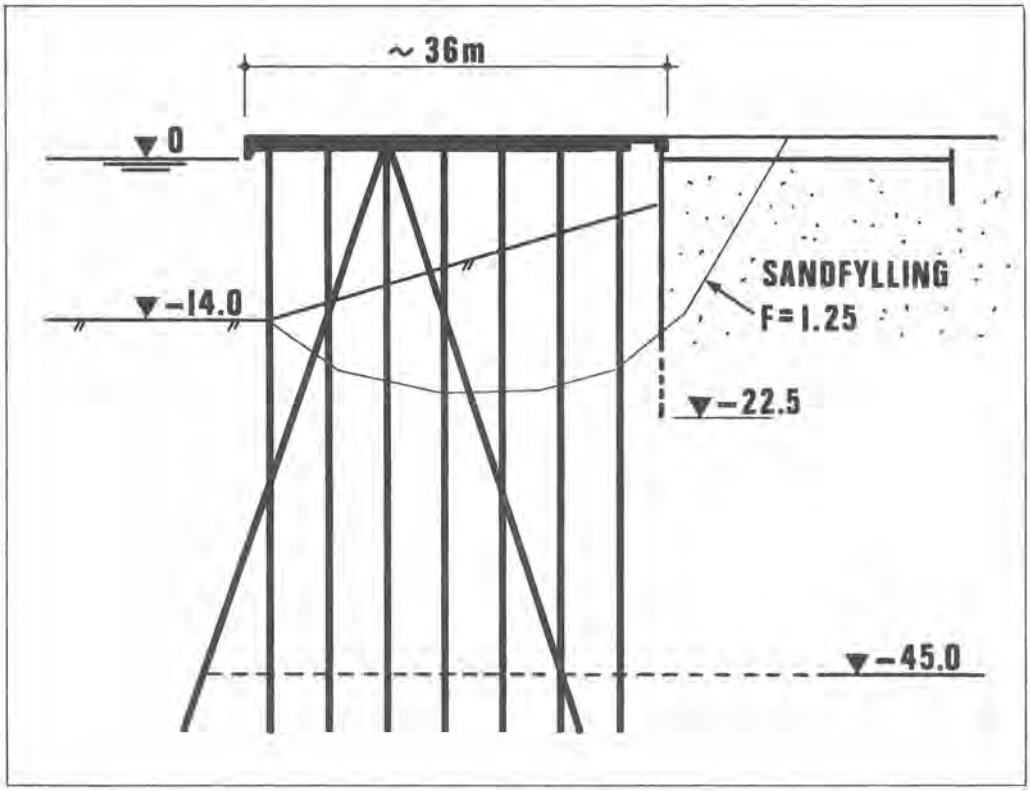
JORSARTSDATA - NILDELTA SEDIMENTER

Fig. 8

Grunnen består av Nildelta sedimenter, dvs. bløt og kompressibel leire til stor dybde. Udrenerte skjærstyrkeparametre er 50-65 kN/m^2 og naturlig vanninnhold 50-80%. Leiren er lite sensitiv.

I prosjektmaterialet foreligger data for stabilitetsanalyser samt gjennomdrøfting av aktuelle alternative kailøsninger. For den valgte kailøsning er det angitt at sikkerheten mot utglidning er 1.09, men ca. 2.0 ved å ta avskjæring av stålrørspeler i betraktning. Stabiliteten er derfor vurdert som tilfredsstillende.

Tidlig i kontraktsforhandlingen ble stabiliteten av kaianlegget et viktig poeng idet Selmer ikke kunne akseptere den stabilitetsvurdering som lå til grunn for prosjektet. Gjentatte diskusjoner og dokumentasjon førte til at reviderte analyser skulle danne grunnlag for prosjektet. Dette medførte at man på bakgrunn av de angitte dimensjonerende styrkeparametre skulle komme frem til et kaiprofil som beregningsmessig hadde en sikkerhet på 1.25. Dette reviderte profil er vist i figur 9.



REVIDERT KAISNITT - PORT SAID

Fig. 9

Konsekvensene for kaien var en økning av kaiplatebredden med 10 m og tilhørende økning av peleantallet. Et stort poeng i diskusjonen om prosjektet er poretrykk som følge av peleramming/mudring/fylling.

En gjennomgang av grunnlagsdataene tilsier at det burde utføres supplerende prøvetaking og laboratorieanalyser. Etter vår vurdering skulle dette gi grunnlag for å angi høyere skjærstyrkeparametre. Som konsekvens skulle dette kunne resultere i at det opprinnelige prosjekt har tilfredsstillende stabilitet. Det synes imidlertid å være liten forståelse for denne bruk av grunnundersøkelsesdata hos byggherren.

I løpet av sommeren -84 er det tatt opp 3 prøveserier i byggherrens regi. 30 prøvesylindre er sendt til NOTEBY's laboratorium hvor det er utført et stort antall triaksialforsøk.

På bakgrunn av disse forsøkene skulle det være gode muligheter for å omprosjektere anlegget slik at det totalt sett skulle være mulig å redusere kaibredde, spuntlengder og peleantallet. Om en slik omprosjektering er politisk mulig må bare tiden vise.

I laboratoriet har leiren hatt en oppførsel som er uvanlig i forhold til våre norske leirer. Det er registrert en betydelig svelling og vannopptak i prøvene med etterfølgende strukturkollaps og tap av styrke. Med den prøvetakingsteknikk som er benyttet er det grunn til å anta at prøvene tildels kan ha fått nedsatt fasthet. Dette kan ha vært årsaken til de relativt lavere fasthetsverdier som er gitt i den opprinnelige grunnundersøkelsesrapport.

Det er et stykke frem til den endelige prosjektdimensjonering og utførelse. Imidlertid synes ramming av vel 1000 stk. 55 m lange Ø700 mm stålrørspeler å kunne bli en utfordrende oppgave hvor poretrykk kan spille en betydelig rolle. Pelene skal rammes åpne til et sandlag i ca. 50 m dybde. Det skal benyttes bitumenpåsmøring for å redusere påhengskrefter fra den relativt faste leiren.

Fra opprinnelig sjøbunn på ca. kote minus 6 til ferdig oppfylt terreng blir det en betydelig tilleggslast på grunnen. Med stor løsmassemektighet og kompressibel leire må setningene bli betydelige. Setninger og poretrykk er forøvrig ikke behandlet i grunnlagsrapporten.

SLUTTKOMMENTAR

Prosjektene i Dakar og Port Said er begge sendt ut på internasjonalt totalentrepriseanbud hvor prosjektmeterialet er utarbeidet av anerkjente designfirmaer. I begge tilfeller er det gitt dimensjonerende jordartsparametre basert på laboratorieforsøk. Det skulle således være rimelig å anta at de utarbeidede prosjekttegninger skulle ha tilfredsstillende stabilitetsforhold.

Eksemplene viser imidlertid at dette ikke har vært tilfelle. Selv om vår erfaring har vist at de oppgitte jordartsparametre har vært forsiktig valgt, har det vært nødvendig å utføre kostbare nye geotekniske undersøkelser for å få bekreftet at stabiliteten allikevel har vært i orden. Et generelt inntrykk er at utførte vurderinger har vært mangelfulle og reflekterer et lavere geoteknisk fagnivå enn hva vi er vant med.

FJELLSPRENGNING I FORBINDELSE MED HAVNEANLEGG PÅ RAS BUDRAN I SUEZ BUKTA

ROCK BLASTING IN CONNECTION WITH A HARBOUR PROJECT AT RAS BUDRAN, IN THE GULF OF SUEZ

Ingeniør Odd Hofseth, Ingeniør F. Selmer A/S

SAMMENDRAG

I august 1981 fikk Ing. F. Selmer A/S i oppdrag å utføre et havneanlegg i Sinai på østsiden av Suez Bukta.

Byggherre var Suez Oil Company, SUCO.
Entreprisen, som var på 11 mill. US$, ble vunnet i internasjonal anbudskonkurranse. Oppdraget ble utført med norsk anleggsledelse og med lokal arbeidskraft..
Sprengningsarbeidene ble utført på en utradisjonell måte, med tradisjonelt trykkluftsutstyr. Det ble brukt egyptisk produsert sprengstoff og engelsk millisekundtennere.
Oppriggingen startet 01.11.81. og anlegget ble tatt i bruk 28.02.83.

Ved gjennomføring av slike anlegg, må det legges stor vekt på valg av utstyr og på hvordan forsyninger skal fremskaffes. Videre må en sette seg grundig inn i offentlige reguleringer og bestemmelser og til metereolgiske og geologiske forhold.

SUMMARY

In August 1981 Ing. F. Selmer A/S was aworded a contract to construct a harbour project on The Sinai side of the Gulf of Suez.

The client was the Suez Oil Company (SUCO).
The contract for an amount of US$ 11 million was won in international competition. The project was carried out using Norwegian site staff and local labour. The rockblasting operation, although using traditional airdriven equipment, was executed in an untraditional way. Locally produced explosives were ignited with english millisecond detonators.
Mobilization started Nov. 1 st. 1981 and the installations were occupied by the Client on Febr. 28 th. 1983.
In connection with such projects great emphasis must be placed on the selection of the correct equipment and the provision at proper supplies. Furthermore, solid knowledge of local laws and regulations as well as metheorological and geological conditions is necessary for the successful execution of the project.

INNLEDNING

I 1979 da skipsreder Willhelm Willhelmsen ba Ingeniør F. Selmer A/S om å gi pris på en Containerterminal i Port Said, tok Selmer's folk kontakt med de Egyptisk myndigheter og de internasjonale oljeselskapene som driver oljeutvinning i Sinai og Rødehavet. Dette førte etterhvert til at Selmer ble forhåndsgodkjent til å gi anbud på et havneanlegg for forsyningsskip.

Oppdragsgiver var Suez Oil Company, SUCO, et oljeselskap som eies med 51% av den Egyptiske stats oljeselskap (EGPC) og med 49% fordelt på oljeselskapene BP, Esso, Shell og Deminex.

SUCO hadde funnet en drivverdig oljeforekomst utenfor et lite nes, Ras Budran, som ligger midt på Sinaisiden av Suez Bukta. Fig. 21.1 viser beliggenheten av Ras Budran på verdenskartet.

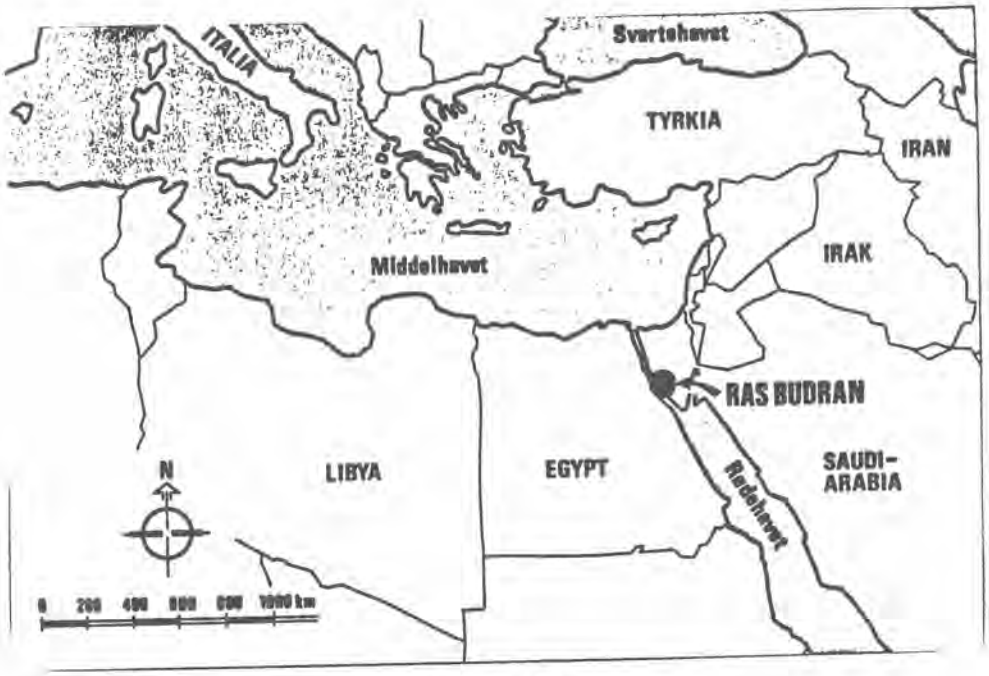


Fig. 21.1

Beliggenheten av Ras Budran på verdenskartet.

Av anleggene på Ras Budran har F. Selmer bygget havneanlegget og sjøvanninntaket alene og vannrenseanlegget i sammarbeid med "Petrojet", et entreprenørfirma som eies av SUCO og flere internasjonale oljeselskaper.

BESKRIVELSE AV OPPDRAGET

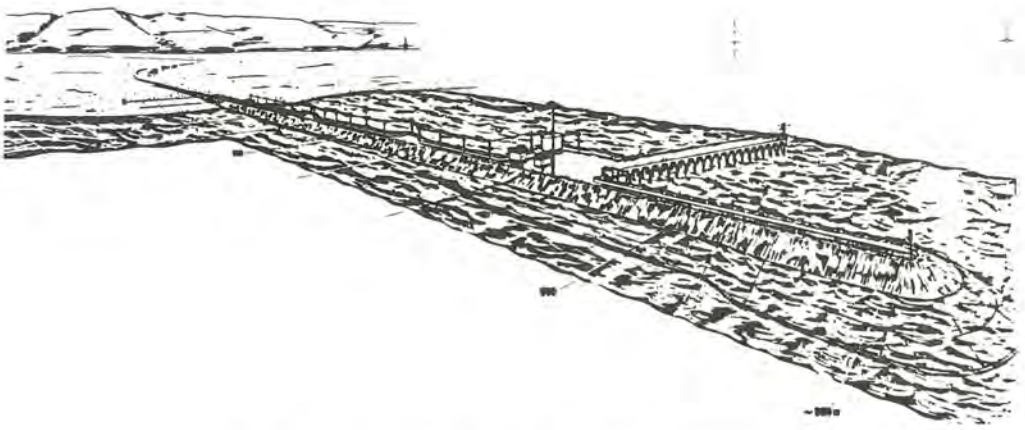


Fig. 21.2 Havneanlegget på Ras Budran

Entreprisen gikk ut på å bygge en 120 m lang og 18 m bred betongkai hvilende på 84 stk. 38 m lange, 80 cm's utstøpte stålrørspeler. For å komme ut til kaia, som skulle ha 6 m vanndyp, måtte det bygges en 630 m lang adkomstvei til utenfor korallrevet.
Videre skulle det bygges en 250 m lang bølgebryter ut til 10 meters dybde.
Hele fyllingen var 880 m lang og inneholdt 215.000 m3 sprengstein.
Havneanlegget er vist på fig. 21.2.

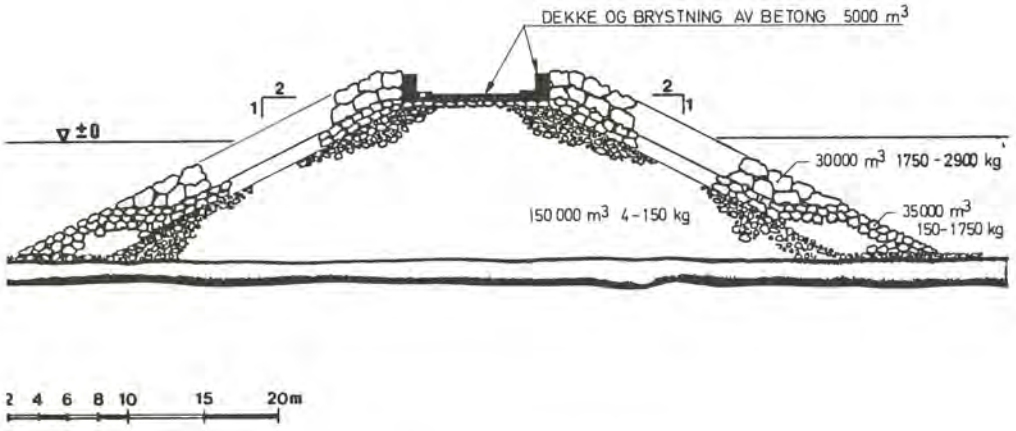


Fig. 21.3 Tverrsnitt av molo.

Tverrsnittet i figur 21.3 viser hvordan fyllingen skulle bygges opp, og de totale mengdene av de forskjellige steinfraksjonene.
Moloen skulle tåle bølgehøyder på 3,5 m over lengere tid og kravene til steinkvaliteten var:

a. Egenvekt min. 2,6 tonn/m3

b. Hel og hard, uten slepper og stikk

c. Sjøvannresistent

d. Vannoppsuging ikke over 3% av vekten.

e. Støvfaktor mellom 16 og 30 etter Los Angeles test.

f. Kubisk form på steinene, lengden max. 2 x tykkelsen.

g. Av blokkene i ytre lag skulle 70% være over gjennomsnittsvekten.

h. I indre lag skulle 50% være over gjennomsnittsvekten.

I byggherrens anbudsspesifikasjoner var det ytre beskyttelseslaget forutsatt bygget opp av 1.800 kg's betongblokker, mens Selmer's alternative forslag var å bruke sprengsteinblokker.

Byggherren godtok forslag mot at entreprenøren skulle binde seg i kontrakten til å utføre ytre laget i betongblokker til samme pris, hvis sprengsteinsblokker ikke kunne fremskaffes.

GJENNOMFØRING AV OPPDRAGET

Den største vanskeligheten for gjennomføringen av hele oppdraget var den geografiske beliggenhet og de Egyptiske myndigheters utstrakte byråkrati.
Transportproblemene med krysning av Suez Kanalen, myndighetenes importrestriksjoner og sikkerhetsbestemmelsene både i forbindelse med bruk av sprengstoff og i forbindelse med at halve Sinai var okkupert av Israel, var også store og uvante problemer som måtte løses under veis.

Av tekniske problemer var, foruten selve sprengningsarbeidene som skal omtales i fortsettelsen, utskillingen og siktingen av de forskjellige steinfraksjoner den vanskeligste og mest tid- og resurskrevende operasjonen.

GJENNOMFØRINGEN AV SPRENGNINGSARBEIDENE

Selve sprengningsarbeidene vanskeliggjordes av de mangeartede restriksjonene for personell, og på anskaffelse, transport, lagring og bruk av sprengstoff. De topografiske forhold med steile og utilgjengelige fjellvegger og de geologiske forhold med sterkt vekslende fjellkvalitet og sleppesystemer var hovedproblemene for sprengningsarbeidene.

Sprengstoff

Vi brukte Egyptisk produsert dynamitt, anfo. og detonerende lunte og Engelsk millisekundtennere. Vi valgte å bruke detonerende lunte i hele borhullets lengde, slik at tennerne ble festet til lunta utenfor borhullet.
Sprengstoffet var av gopd kvalitet, ca. 80% effekt i forhold til norskprodusert. Vi hadde ingen forsagere eller andre uhell under anleggsperioden.

Borutrustning

Som borutrustning valgte vi tradisjonelt luftdrevet, velkjent og utprøvet utstyr:

2 stk.	Kompressorer	DXL 900	(Ingersoll Rand)
2 "	Borvogner	ECM 350	(" ")
4 "	Bormaskiner	VL 140	(" ")

Vi valgte 12', 1 1/2" borstenger og 3" stiftekroner, alt av type Cometa. Borutrustningen virket upåklagelig i hele anleggsperioden.

Geologi og topografi

For å finne ut hvor det fantes stein med de foreskrevne kvaliteter, ble det engasjert en lokal konsulent. Under hensyntagen til transportavstanden og eksisterende veier, valgte vi på grunnlag av konsulentens forundersøkelser å ta ut steinen i nedre del av "Wadi Baba" i en avstand av 17 km fra moloen og hvor vi slapp med 2 - 3 km veibygging.
Grunnfjellet her, som ellers i Syd Sinai, består vesentlig av Granitt som veksler sterkt i kvalitet.

Elvene som dannes og er virksomme på overflaten bare i meget korte tidsrom etter skjeldne, men kraftige regnskyll, har gravd seg igjennom løsavleiringene og langt ned i grunnfjellet. Disse dalene som elvene graver ut kalles "Wadier" og det mest karakteristiske ved disse er at bunnen er flat og dekket med løs sand, mens fjellsidene er steile forrevne og vanskelig tilgjengelig. Fjellsidene er lett forståelig steilest og dalene smalest der hvor vi finner den beste steinen til molobygging.

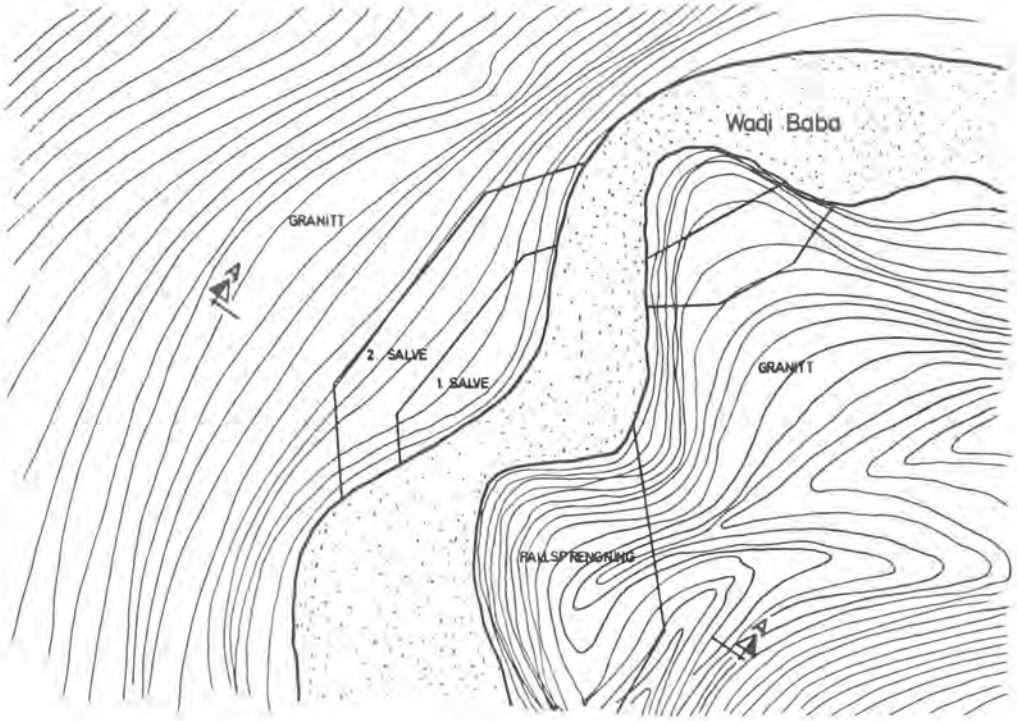


Fig. 21.4 Kartutsnitt av Wadi Baba

På figur 21.4 er vist et kartutsnitt av området der vi drev fjell-sprengningen.

Sprengningsmetode

Vi hadde i utgangspunktet planlagt å utføre all sprengning som pall-sprengning. Ved å variere forsetning, hullavstand og sprengstoff-mengde, mente vi å skulle greie å fremskaffe de steinfraksjoner som trengtes til å bygge moloen. Det viste seg imidlertid flere ganger, at der hvor vi med rimelighet kom opp i høyden, så viste fjellet seg å være for dårlig, selv om vi sprengte flere salver for å få bort det vi mente bare var dårlig dagfjell.

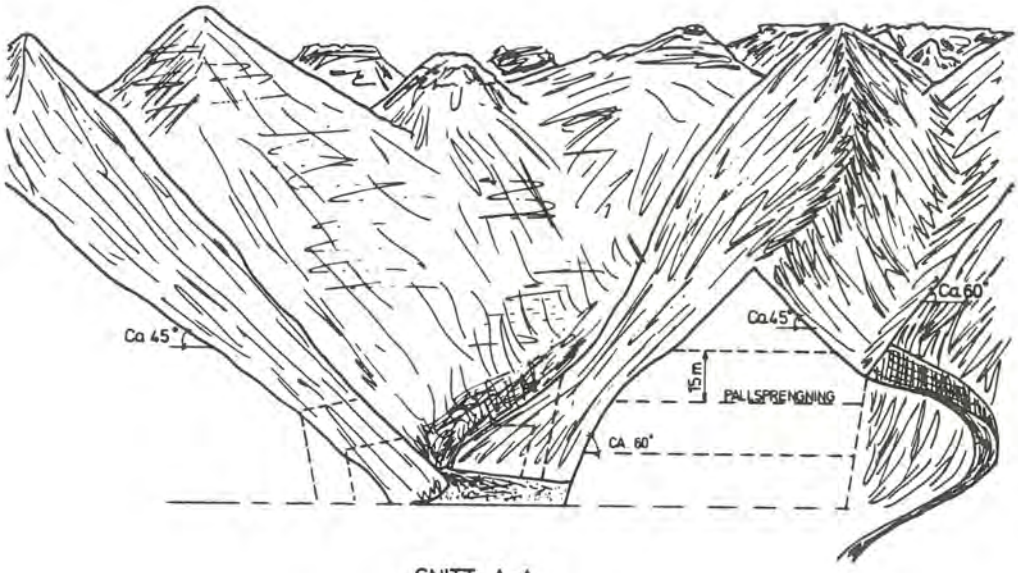


Fig. 21.5 Snitt gjennom Wadi Baba

Figur 21.5 viser et snitt gjennom Wadi Baba hvor vi drev pall-sprengning. Det viste seg imidlertid at fjellet i området var så vanskelig med tett og usystematisk sleppesystem at pallsprengningen ikke gav de ønskelige mengder med blokk. Enten sto salvene igjen, med lavt sprengstofforbruk ned mot 0,2 kg/m3, eller så fikk vi lite eller ikke blokker i det hele.
Det viste seg også at vi kom til å bruke mye mer blokker enn forut-satt, da den stadige vinden laget bølger på opptil 3,5 m høyde som vasket ut fyllingen og hindret pelingen, slik at vi måtte forsere fram moloen med redusert tverrsnitt for å skaffe ly for peleflåten.

Under den stadige "prøvesprengningen" på leiting etter brukbart fjell, utviklet vi etterhvert en sprengningsmetode som vi kalte "Piratsprengning".

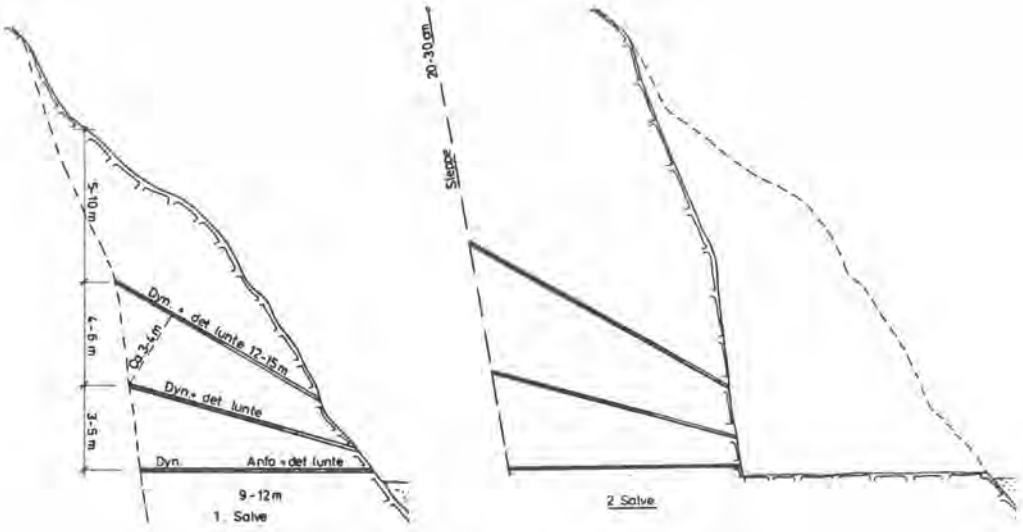


Fig. 21.6. Prinsippskisse "Piratsprengning"

Denne motoden, som er vist på fig. 21.6, gikk ut på å bore en til tre rader av liggere og sprenge bort foten av de meget steile fjellsidene slik at store mengder overliggende fjell raste ut.

Ved hele tiden å legge an bormønsteret etter sleppesystemet og å utnytte fjellformasjonene og bore hver salve individuelt, tilpasset forholdene, så klarte vi med lavt sprengstofforbruk ned mot 0,1 kg /m3 og med lavt bormeterforbruk, å fremskaffe tilstrekkelige mengder blokk så vi slapp å bruke betongblokker på moloen.
Metoden har sine sikkerhetsmessige begrensninger. Allerede etter første eller andre salve på samme sted blir det høye stuffer som ikke lar seg renske og med fare for å utløse store skred. Det må derfor stadig skiftes til nye stuffer før forholdene blir for farlige .
Vi prøvde hele tiden å ikke ta for store sjanser med hensyn til sikkerheten og kom derfor fra sprengningsarbeidene uten uhell.

KONKLUSJON

Det er meget viktig å bruke tid og ressurser på å finne riktig plass med gode forekomster av fjell. Det er også viktig å velge enkelt, velkjent og utprøvet utstyr. Den beskrevne sprengningsmetode, som vi kalte "piratsprengning" krever stor selvdisiplin for ikke å gå på "akkord" med sikkerheten. Det er ingen ny og epokegjørende metode som kan anbefales under alle forhold.
Ved mindre anlegg og under spesielle forhold kan den være en billig og rask metode til å fremskaffe grove fraksjoner.

P A U N G L A U N G K R A F T V E R K, B U R M A

PAUNGLAUNG HYDROPOWER PROJECT, BURMA

Ass. Direktør Kristofer Storruste, Norconsult A.S.

SAMMENDRAG

På grunnlag av foreløpige studier utført i 1976-78 ble Paunglaung utpekt som Burmas neste vannkraftprosjekt. Finansiering av den videre planlegging ble dekket av norske bilaterale bistandsmidler og samordnet med Verdensbankens øvrige engasjement innen energisektoren i landet. Norconsult ble i 1980 engasjert for å videreføre prosjekteringen som omfattet lønnsomhetsstudie (Feasibility Study), detaljprosjektering og anbudsdokumenter. Prosjektet som ligger i sentral-Burma, ca. 400 km nord for Rangoon består av en 130 m høy steinfyllingsdam, et flomløp utsprengt i fjellsiden - som en trapp i fire trinn - og en kraftstasjon i fjell med fire Francisturbiner hver på 70 MW.

SUMMARY

Based on preliminary studies carried out in 1976-78 the Paunglaung Hydropower Project was selected as the next scheme for power generation. Financing for further planning was provided by Norwegian bilateral aid, coordinated with other projects in Burma administered by the World Bank. Norconsult was retained in 1980 as consultant for further planning including feasibility study, detail design and preparation of tender documents. Situated in central Burma, about 400 km north of Rangoon the project will include a 130 m high rockfill dam, a four stepped spillway excavated in the hillside, and an underground powerhouse with four Francis generating units, each of 70 MW capacity.

INNLEDNING

Planleggingen av vannkraftprosjekt Paunglaung er en del av et større oppdrag som ble startet i 1980. Oppdragsgiver er The Socialist Republic of the Union of Burma ved Electric Power Corporation (EPC), Rangoon. Finansieringen av oppdraget ble gitt som norsk bistand og samordnet med Verdensbankens pågående prosjekter innen vannkraftsektoren i Burma. Finansieringen kommer forøvrig fra den bilaterale andel av den norske bistand som kanaliseres gjennom Utenriksdepartementet og administreres av Norges Eksportråd.

Fig. 1 Paunglaung, Burma

Prosjektet ble overlatt Norconsult etter forutgående konkurranse mellom norske firma. Verdensbanken var her aktiv i utformingen av spesifikasjonene for arbeidet og i utvelgelse av konsulent.

Prosjektet består av to hoveddeler, dvs. kraftanlegget Paunglaung samt overføringssystemet i den sentrale del av Burma. Den sistnevnte del omfatter en undersøkelse av elektrisitetsbehovet frem til 1995, program for den videre utbygging av elektrisitetsforsyningen, systemanalyse av bestående og planlagt overføringsnett, samt detaljplanlegging og anbudsdokumenter for 650 km høyspentlinjer med 7 stk. transformatorstasjoner. Systemanalysen og planleggingen av overføringslinjene ble utført i samarbeide med NVE, Samkjøringen og Tron Horn A/S.

I kraftverksdelen inngår også planlegging av et større irrigasjonsareal med optimalisering av kraft-reservoiret også for dette formål. Irrigasjonsdelen ble utført av Engineering Corporation International (ECI) Colorado, USA, som underkonsulent. Arbeidet med kraftverksdelen inkludert irrigasjon omfatter lønnsomhetsstudie (feasibility study) med etterfølgende detaljprosjektering og anbudsdokumenter. NGI's dameksperter bistod under prosjekteringen av fyllingdammen for kraftverket. NORSAR (Kjeller) stod for vurdering av seismiske forhold i prosjektområdet.

Feltarbeidene startet i juni 1980. Prosjektrapporten (Feasibility Study) og foreløpige anbudsdokumenter forelå i desember 1982. Imidlertid er kraftverksprosjektet foreløpig stilt i bero i påvente av en undersøkelse av en nylig oppdaget gassforekomst offshore. Undersøkelsen tar sikte på å sammenligne energiprisen fra et kraftverk basert på gass med Paunglaung. Det er ventet at det ennå vil ta et års tid før spørsmålet er avklaret. Forøvrig gjenstår finpussing av anbudsdokumentene i påvente av en del tilleggsundersøkelser som skal utføres under ny kontrakt med EPC. Dette arbeide ventes å komme i gang i inneværende år.

Overføringslinjene fra Chauk til Rangoon (Fig. 2) er imidlertid under bygging etter forutgående internasjonalt anbud med Norconsult som ansvarlig for byggeledelse og kontroll under en ny kontrakt med EPC.

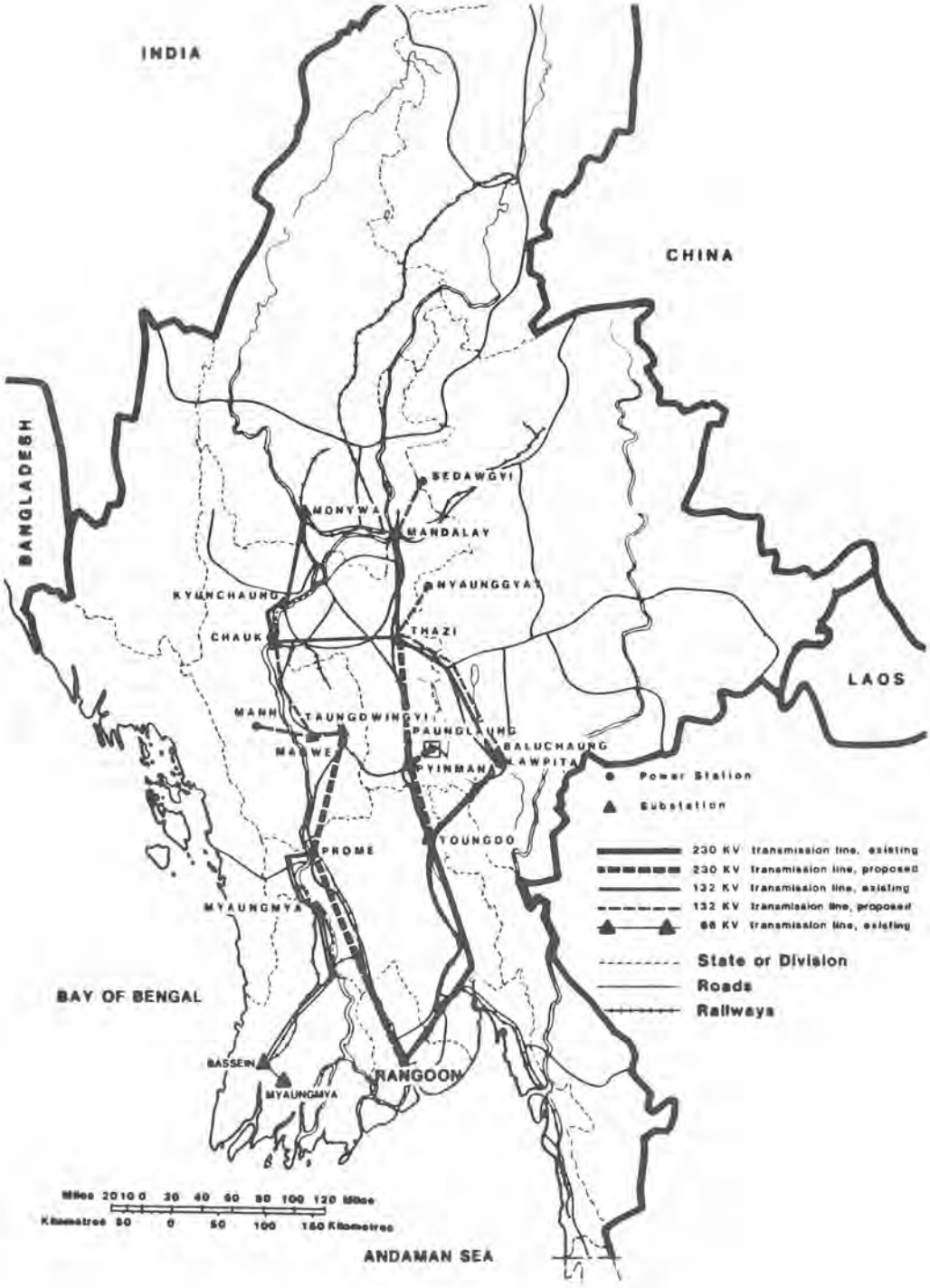


Fig. 2 Eksisterende og planlagte overføringslinjer

Finansieringen kommer denne gang fra lån i Verdensbanken. For tiden er fem ingeniører fast stasjonert i Burma.

BURMAS ENERGIPOTENSIAL

Burma - med en befolkning på ca. 36 mill. og et areal på 676,000 km^2 - er fra naturens side utstyrt med store ressurser på svært mange områder, det være seg i landbruk og skogbruk, hva angår edelstener og mineraler, og sist men ikke minst energi i form av kull, olje, gass og vannkraft. Det teoretisk utnyttbare vannkraftpotensial er anslått til å være i overkant av 100,000 MW, hvorav man foreløpig vet at minimum 30,000 MW kan bygges ut. I tillegg finnes store reserver av kull og lignitt anslått til ca. 280 mill tonn. Det finnes ingen anslag på størrelsen av olje og gassreservene, vesentlig p.g.a. manglende undersøkelser. Olje har vært utnyttet siden århundreskiftet. Olje- og gass forekomster ligger langs elven Irrawaddy hvor det i dag også finnes et par større kraftverk drevet av gassturbiner på tilsammen ca. 100 MW. Noen mindre gass-turbiner fra Kongsberg Våpenfabrik er også i drift i området.

Utnyttelsen av vannkraften er foreløpig meget beskjeden. Total installasjon er pr. i dag 168 MW med ytterligere 88 MW under bygging, dvs. totalt er mindre enn èn prosent av potensialet utnyttet. I 1980 var den totale installasjon i landet 372 MW av hvilket 45% var vannkraft og resten termisk kraft. Til sammenligning er Paunglaung - som skal behandles nedenfor - planlagt med en kapasitet på 280 MW.

TIDLIGERE STUDIER

Det foreligger flere rapporten som omhandler utbygging av Paunglaung både for elektrisk kraft og for irrigasjon. Den siste studien ble ut-

ført av et japansk konsulentfirma, NEWJEC, som i 1978 fremla et utbyggingsprogram for vannkraft i Burma for de neste 15 år. Paunglaung ble her valgt som neste prosjekt.

Norconsult's oppdrag av 1980 gikk bl.a.a på å revurdere tidligere konklusjoner m.h.t. valg av damsted, damtype, reservoirstørrelse, installasjon, omfang av irrigasjon, flomkontroll, vannforsyning samt konsekvenser for økologi og miljø. Feasibility-rapporten som ble fremlagt i desember 1982 bekreftet tidligere valg av damsted, men foreslo høyere dam/større reservoir etter omfattende geologiske undersøkelser.

PROSJEKTOMRÅDET

Prosjektetområdet ligger ca. 400 km nord for Rangoon, ca. midtveis mellom Rangoon og Burmas nest største by, Mandalay, og kan nåes både med jernbane og pr. bil langs hovedveien. Damstedet ligger ca. 15 km øst for Pyinmana, en by med en befolkning på ca. 55,000. Paunglaung er en sideelv til Sittang, som sammen med Irrawaddi i vest og Salween i øst danner hovedvassdragene i Burma. Irrawaddi er forøvrig den største og er farbar opp til ca. 1100 km fra utløpet.

Nedslagsfeltet er stort sett skogbevokst og går opp i ca 1200 m høyde over havet. Damstedet ligger på ca. 100 m, 475 km fra utløpet i the Gulf of Martaban. Klimaet er tropisk med ca. 90% av den totale nedbør i perioden juni til september. Gjennomsnittlig nedbør i prosjektområdet er ca. 1400 mm pr. år. Gjennomsnittstemperaturen i døgnet er max 31^{o}C i april og min 22^{o}C i januar.

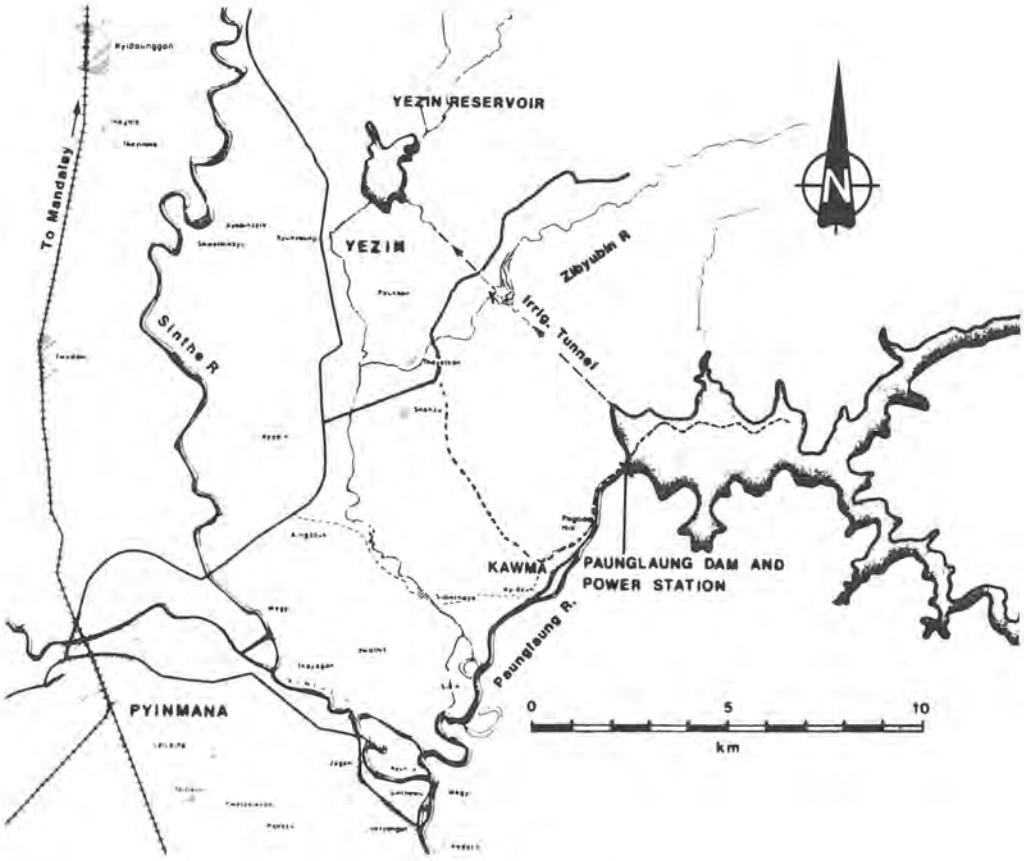


Fig. 3 Situasjon

PROSJEKTDATA

Hoveddata for det foreslåtte prosjekt er som følger (fra Evaluation Report, December 1982):

Hydrology

Catchment area	4,381 km^2
Average flow at dam site	128 m^3/s
Mean annual run-off	4,040 x 10^6 m^3
Maximum flood recorded (estimate from flood observations)	2,500 m^3/s
Probable maximum flood (PMF)	10,000 m^3/s

Reservoir

Normal high water level (HWL)	190 m
Maximum flood water level (at PMF)	199.5 m
Normal minimum water level (LWL)	165 m
Total storage at HWL	690×10^6 m^3
Live storage at HWL	350×10^6 m^3
Surface area at HWL	17 km^2

Dam

Zoned rockfill dam with vertical impervious core

Total volume	11.6×10^6 m^3
Crest elevation	203 m
Crest length	940 m
Maximum height from foundations	130 m

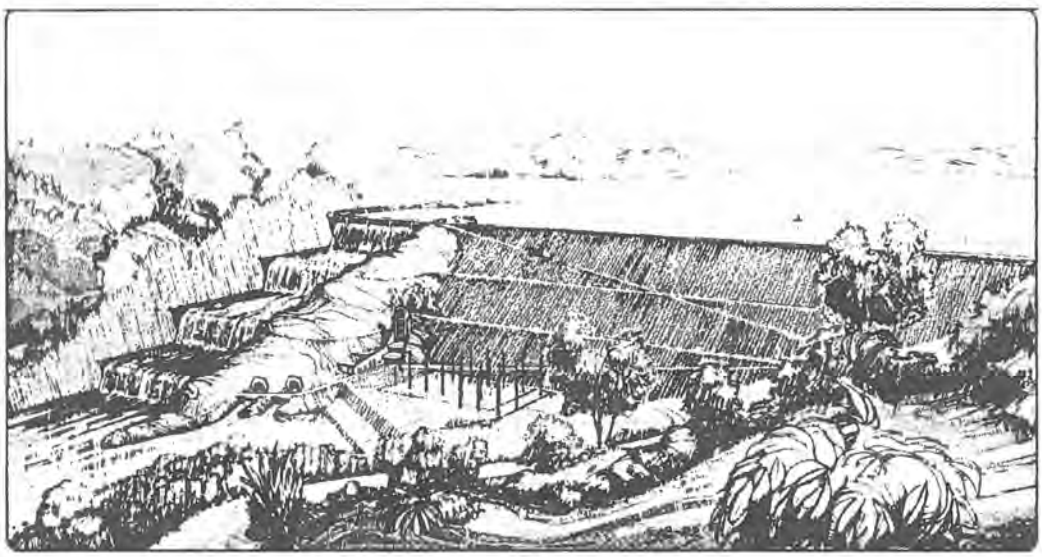


Fig. 4 Paunglaung Kraftverk - Perspektiv

Spillway

Ungated, stepped spillway including four consecutive steps with total drop	115 m
Crest elevation	190 m
Crest length	170 m
Design capacity	5,000 m^3/s
Discharge capacity (PMF)	10,000 m^3/s

Diversion works

Concrete arch cofferdam

Crest elevation	110 m
Maximum height above dam foundations	45 m
Volume of concrete	9,000 m^3

Two diversion tunnels in right bank

Cross-sectionial area, each	125 m^2
Total length both tunnels	1,850 m
Diversion capacity at water level 110 m	2,000 m^3/s

Power waterway

Intake invert elevation	150 m
Two vertical pressure conduits:	
. length	80 m
. cross sectionial area	35 m^2
Tailrace tunnel:	
. cross sectionial area	125 m^2
. length	400 m

Powerhouse

Underground structure in right bank

Francis turbine units, vertical shaft, installed capacity, measured on the high voltage side of main transformers	4x70 MW	= 280	MW
Rated capacity at design head	4x72.2 MW	= 288.8	MW
Maximum capacity at heigh water level	4x77 MW	= 308	MW
Design head		103.5	m
Rated flow at design head	4x76.5m^3/s	= 306	m^3/s
Speed		250	rpm

Energy output (GWh)	Firm	Second.	Total
Drawdown to elevation 185 m	237	711	948
Drawdown to elevation 180 m	289	652	941
Drawdown to elevation 165 m (Normal)	342	569	911
Drawdown to elevation 150 m (Theoretical)	333	535	868

Irrigasjon:

Det ble funnet lønnsomt å overføre vann fra reservoiret til et bestående irrigasjonsanlegg, Yezin, beliggende i et sidevassdrag nordvest for Paunglaung (Fig. 2). Det planlagte overføringssystem består av to tunneler og en 10 m høy betongdam i et mellomliggende dalføre (Zibyubin) hvor vannstanden må heves for å få vannet over til irrigasjonsområdet. Et område på 4320 ha som pr. i dag har et ferdig anlagt kanalsystem, men mangler vann, kan derved irrigeres. I tillegg ble det også funnet lønnsomt å irrigere 17,200 ha på venstre side, nedstrøms Paunglaung dammen.

PROSJEKTET

Hovedkomponentene i prosjektet består av:

- En steinfyllingsdam med sentral tetningskjerne, 130 m høy.

- To omløpstunneler på høyre side. En av tunnelene vil bli utstyrt med luke for nedtapping av reservoiret, mens den andre vil bli støpt igjen og brukt som avløpstunnel fra kraftstasjone over den nedre strekningen.

- Flomløp på høyre side, utsprengt i fjellsiden.

- Inntak med varegrind, plassert mellom flomløpet og dammen.

- Kraftstasjon i fjell, med maskinsal og transformatorhall kombinert med luke-galleri for sugerørene, avløpstunnel og adkomsttunnel fra utendørsanlegget som er plassert ved damfoten.

- Fire aggregater med 70 MW Francisturbiner, totalt 280 MW.

- Overføringslinje til Pyinmana, 230 kV - 17 km, hvor Paunglaung blir koblet til det øvrige samkjøringsnett.

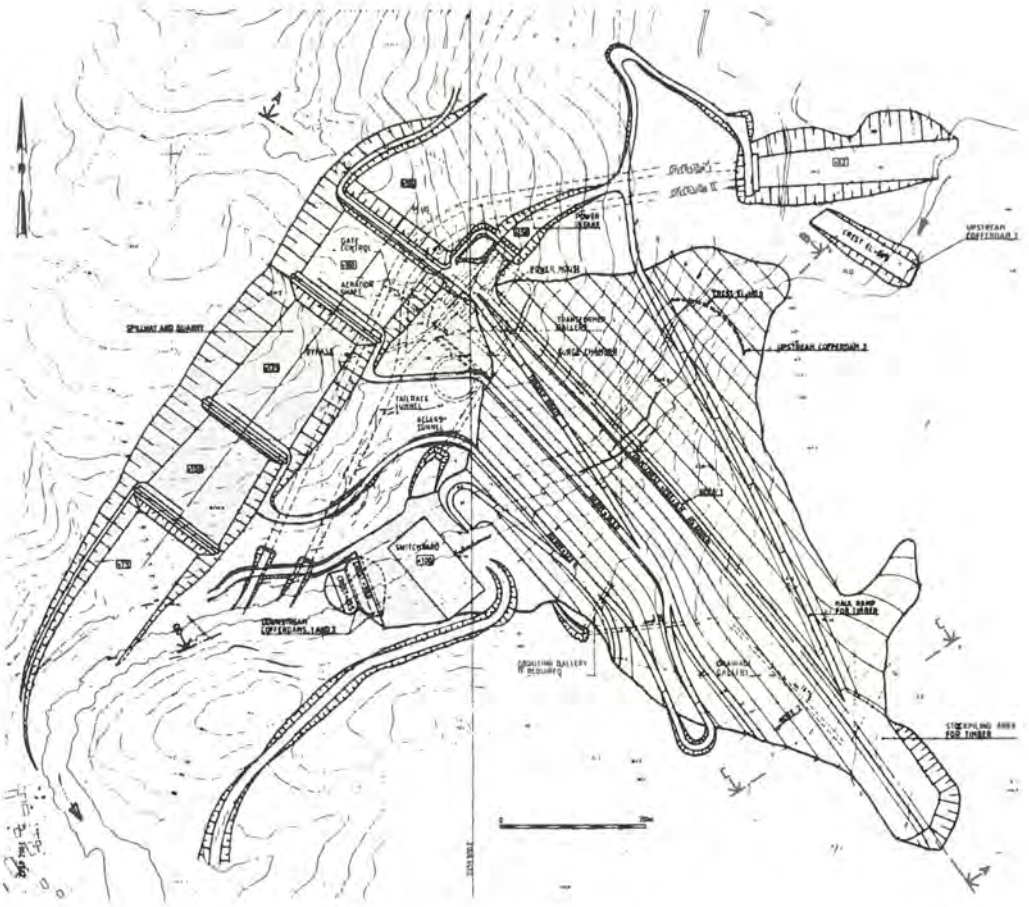


Fig. 5 Paunglaung Kraftverk - Oversikt

Geologiske undersøkelser:

Undersøkelsen omfattet bl.a. ca. 1800 m kjerneboringer fordelt på 20 hull, sonderinger til fjell, sprengning av en ca. 100 m lang prøvestoll i venstre side, prøvesprengning i steinbrudd, sjakting med in-situ skjær-forsøk i en forvitret fyllitsone, injiserings-forsøk, diverse prøvetaking i massetak for kjernemateriale og i elvebunnen nedstrøms dammen hvor filtermaterialet vil bli tatt. Laboratorieundersøkelser ble utført ved egen felt-lab, ved NGI og ved NTH.

Feltundersøkelsen inkl. kjerneboringene ble utført av EPC med administrasjon og kontroll av konsulentens stab.

FLOMLØP

Det som særpreger Paunglaung-prosjektet er i første rekke flomløpet som er planlagt sprengt ut som en trapp i fire trinn på høyre side, med fjellskjæringer som vil bli vel 100 m på det høyeste. Stabiliteten av disse har vært gjenstand for grundige vurderinger. - Stabilitetsanalysen som ble utført i denne forbindelse er forøvrig presentert i eget foredrag.

Dimensjonerende flom er beregnet til 5000 m^3/s og påregnelig maksimal flom, PMF, er satt til 10,000 m^3/s. Siden planene forutsetter steinfyllingsdam er det en forutsetning at også PMF kan avledes uten at damkjernen overtoppes og strømningsforholdene i flomløpet for øvrig må være slik at dammen ikke utsettes for ekstra påkjenninger under ekstreme flom-situasjoner.

Fast overløp uten luker blir i dette tilfelle funnet å være den beste løsning både ut fra driftssikkerhetsvurderinger og kostnader. Av alternative muligheter for utforming av flomløpet ble særlig to løsninger

vurdert. Den mest vanlige løsningen ville være en betongrenne med med et skihopp i nedstrøms ende (flip-bucket spillway) slik at vannstrålen fra flomløpet faller ned i elven i tilstrekkelig avstand fra dammen. Denne løsningen ble funnet å bli relativt dyr, og med en fallhøyde på ca. 100 m vil det kunne oppstå skader på betongen p.g.a. kavitasjon og/eller hydrodynamiske trykkpåkjenninger.

Den andre utformingen som ble vurdert, og senere valgt, er vist i Fig. 6. Hovedprinsippet for den løsningen er at energien drepes i et passe antall trinn. En forutsetning er at hvert trinn er tilstrekkelig langt og at vanndybden frem mot neste trinn er stor nok til å gi fullstendig energiomvandling for hvert trinn. For den valgte løsningen avtar bredden fra det øverste til de nederste trinnene. Følgelig varierer enhetsvannføringen fra 35 m^3/s, m til ca. 50 m^3/s, m for dimen-

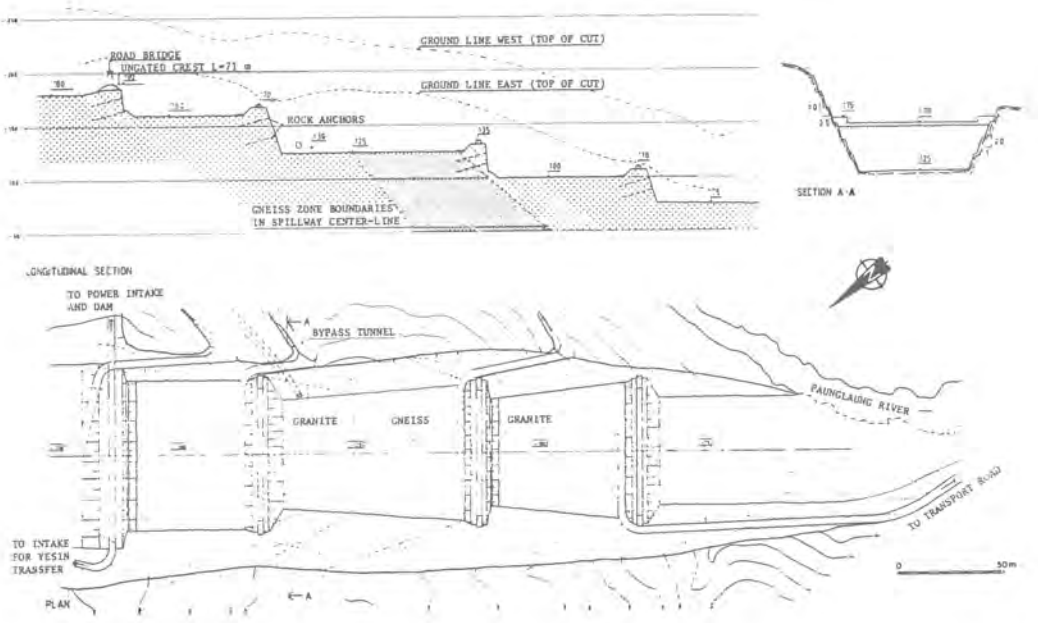


Fig. 6 Flomløpet - Plan og snitt

sjonerende flom og tilsvarende 70 m^3/s, m og ca 100 m^3/s, m for PMF. Med disse enhetsvannføringene blir det generelle fallet på flomløpet i område 1:8 til 1:10. Dersom terrenget langs flomløpet hadde vært vesentlig brattere vil det vært vanskelig å få til en hydraulisk tilfredsstillende løsning. Er helningen vesentlig mindre vil nødvendig sprengningsvolum lett bli meget stort. I foreliggende tilfelle var det mulig å velge en utforming der utsprengt volum tilsvarer behovet for sprengstein i dammen. Kostnadsmessig ble derved den valgte utformingen av flomløpet meget gunstig. Besparelsen i forhold til en betongrenne ble beregnet til å være ca. USD 20 mill. Til sammenligning er kostnaden av den valgte løsningen beregnet til USD 86 mill.

Løsningen har imidlertid ikke tidligere vært benyttet for såvidt høy dam og stor flom vannføring. I særlig grad ble derfor stabiliteten av de høye fjellskjæringene og sannsynligheten for fjellerosjon i bunn av trinnene grunding vurdert. Fjellerosjon ble vurdert ut fra erfaringer fra betongdammer med flomoverløp, publiserte forskningsresultater og ved modellforsøk. Spørsmål vedrørende fjellerosjon er kommet i fokus de senere årene etter at man ved noen dammer har målt relativt store erosjonsdybder. Eksempelvis ved Kariba dammen i Zimbabwe er det målt dybder på opp til 85 m og tilsvarende ved Cabora Bassa i Mozambique 40 m. Etter å ha sammenfattet alle tilgjengelige data, inklusive modellforsøk - som ble utført ved VHL - er det konkludert med at erosjonsdybden aldri vil kunne bli større enn ca. 18 m. (dvs. at vanndybden + erosjonsdybden tilsvarer fallhøyden for hver trinn).

Denne erosjonsdybden er lagt til grunn for vurdering av skråningsstabiliteten.

Det er grunn til å anta at den angitte erosjonsdybden er meget konservativt anslått. Varighetskurven viser at i bare ca. 1% av tiden vil flomvannføringen være så stor at fjellerosjon vil inntreffe. Etter at erosjonsdybden er blitt 5 m vil videre erosjon bare skje for flommer

med en varighet av 0.2% av tiden. Med normal drift av kraftverket vil flomløpet være i funksjon i gjennomsnitt bare annet hvert år. Det vil derfor være god anledning til å følge utviklingen og å foreta ekstra sikringer skulle det vise seg nødvendig.

DAMMEN

Fjellet i damstedet består hovedsakelig av granitt av god kvalitet, spesielt på høyre side sett i strømretningen. På venstre side vil imidlertid dammen bli berørt av en svakhetsone i den øverste del av fundamentet. Her forekommer fyllitt med lav skjæringsfasthet, samt et sedimentlag med en overliggende sone av basalt. Generelt er overdekningen i damstedet fra 2 m til 5 m. Dam stedet egner seg ikke for betongdam p.g.a. svakhetsonen i venstre side. En steinfyllingsdam med plastisk kjerne av sandig leire ble derfor valgt.

Det valgte tverrsnitt har en relativt vid, vertikal kjerne med filter og støttefylling av sprengstein på begge sider. På grunn av den svake fyllittsonen i øverste del på venstre side vil det bli behov for ekstra fyllmasse for å sikre stabiliteten. Dette kan oppnåes ved å gi dammen en slakere skråning.

Stabilitetsberegningene for dammen resulterte i en oppstrøms skråning på 1,0:2,5 og nedstrøms på 1,0:1,9. I beregningene er det tatt hensyn til at dammen ligger i et seismisk aktivt område hvor det kan oppstå rystelser tilsvarende en akselleras jon på 0.4-0.6g.

Materialet for kjernen vil bli tatt fra et massetak som ligger i en avstand av ca. 12 km fra dammen. Filtermaterialene vil bli hentet fra en ca. 3 km lang strekning av elven nedstrøms dammen. Materialene vil bli tatt opp fra elvebunnen under lav vannføring og lagt i deponi.

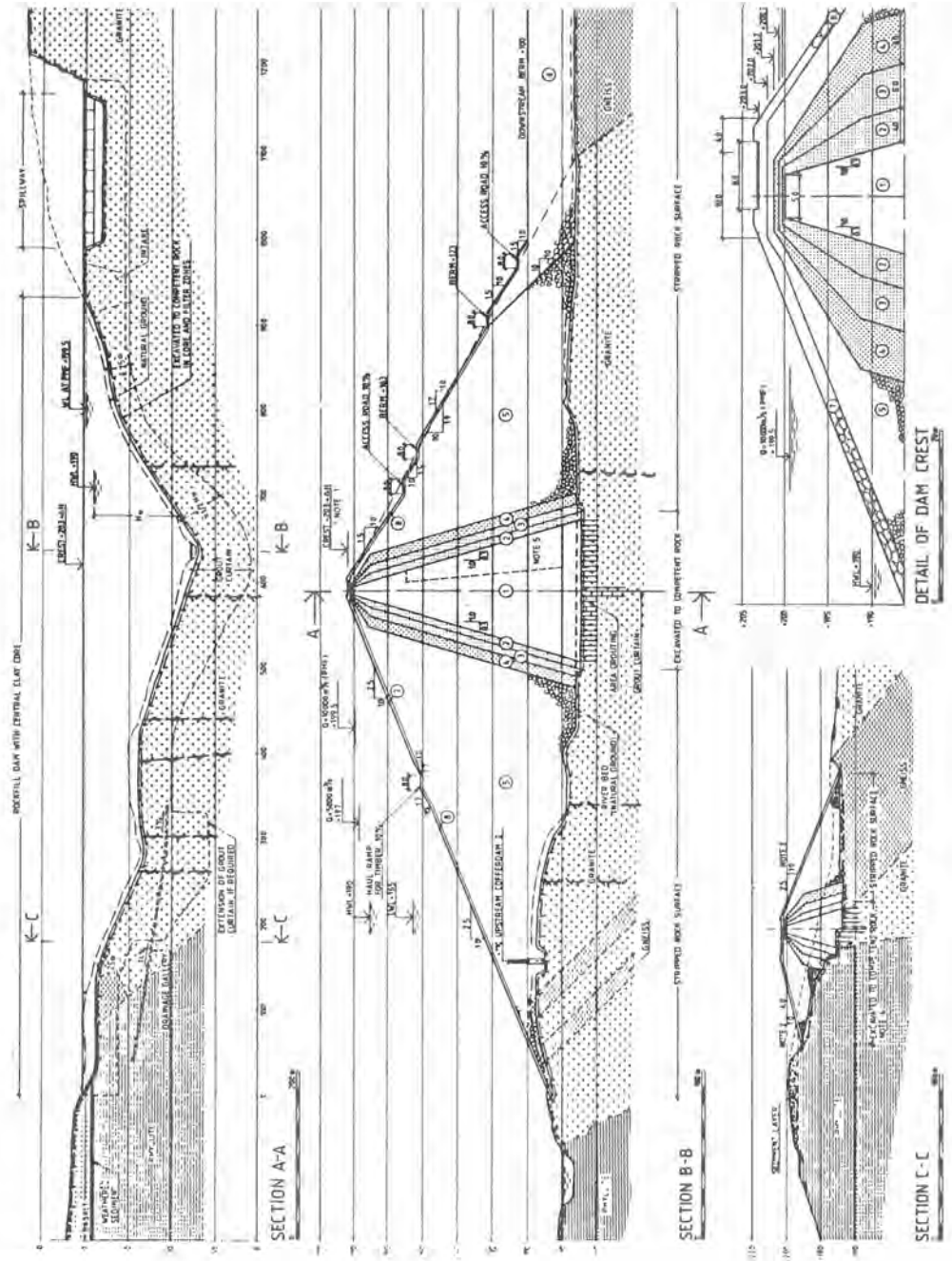


Fig. 7 Dammen - Snitt

Stein for støttefyllingene vil bli tatt fra utsprengningen av flomløpet. Dammen er planlagt med en drenasjetunnel på venstre side. En tetningsskjerm av bentonit/cement-injisert materiale er planlagt under kjernen.

Oppstrøms fangdam er foreslått som en betong-hvelvdam. Kostnadsmessig vil den være lik en fyllings-fangdam, men av hensyn til sikkerheten mot totalbrudd ved overtopping ble en betongdam valgt. Omløpsarrangementet er beregnet for en 25 års flom, tilsvarende ca 2000 m^3/s. For vurderingene av fyllingsdam som fangdam ble en 60 årsflom (ca. 2500 m^3/s) lagt til grunn.

KRAFTSTASJONEN

Kraftstasjonen med vannveier er generelt sett arrangert på konvesjonell måte med erfaring fra norske anlegg. Inntakene, to stykker, er forsynt med varegrinder og glideluker. De vertikale trykksjakter er betongforet. Fra inntakene vil det bli anlagt en omløpstunnel som kan forsyne nedstrøms områder med vann i tilfelle kraftstasjonen ikke skulle være i drift. Omløpstunnelen vil munne ut i et av bassengene i flomløpet.

Selve kraftstasjonen vil ha omtrentlig dimensjoner på 15.5x100x40 m og vil bli ventilert gjennom adkomsttunnelen. Adkomsttunnelen er ca. 200 m lang og starter fra utendørsanlegget. Dette vil bli plassert på et oppfylt plan ved foten av dammen. Portalbygget vil inneholde kontorer, lager, verksted etc., samt maskineri for ventilasjonsanlegget. Ventilasjonsluften vil bli kjølt ned og avfuktet. Kontrollrommet er etter ønske fra byggherren plassert i forlengelsen av maskinsalen.

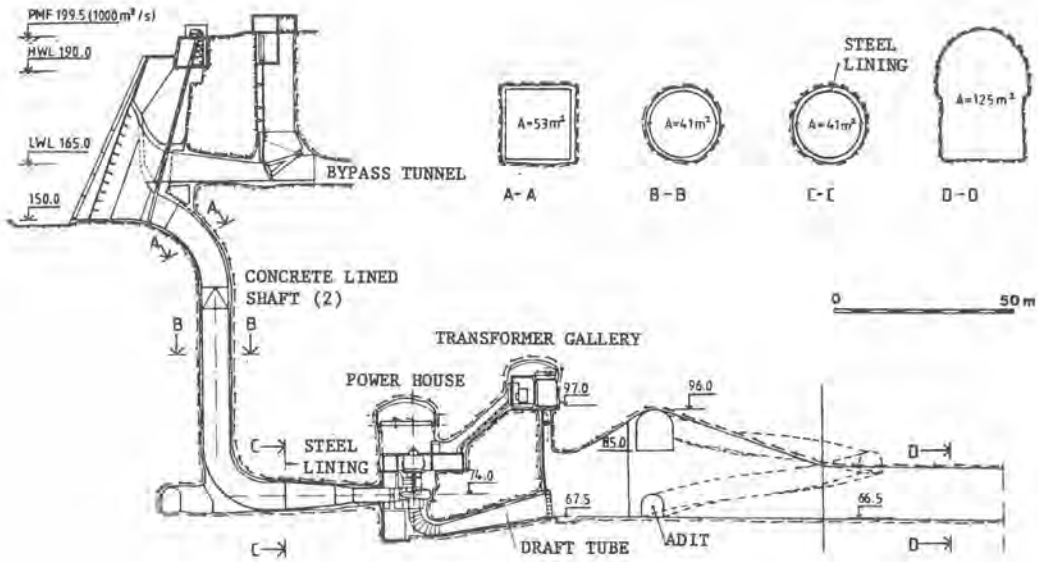


Fig 8 Snitt gjennom kraftstasjon og vannløp

Totalinstallasjonen vil bli 280 MW (målt på transformatorsiden) fordelt på fire aggregater. Hver Francis-turbin vil ha en nominell effekt på 72.2 MW og ved netto høyde på 103.5 m. I vurderingen av aggregatstørrelsen har transportvekten vært medbestemmende. Ca. 40 tonn er omtrent maksimum av tillatt vekt på vei eller jernbane fra Rangoon. Aggregatene som ble valgt har en maksimum del-vekt like under den tillatte.

PRODUKSJON - KOSTNAD

Nyttbart magasin vil bli på 350 mill m^3, tilsvarende en reguleringsgrad på bare 9%. Paunglaung kunne derfor snarere kalles et elvekraftverk til tross for den store dammen. Allikevel spiller det relativt beskjedne magasinet en viktig rolle ved at den kan dekke et toppkraftvbehov på 200 MW i tørrperiodene. Alternativet ville være å installere varmekraft for dette formålet - noe som ville bli dyrere økonomisk sett.

Installasjonen er forøvrig så stor at den vil bruke ca. 93% av gjennomsnittlig avløp. Både installasjon og damhøyde er optimalisert i forhold til den rimeligste alternative kraftkilde i Burma - som ville være et kullfyrt varmekraftanlegg. Gjennomsnittsproduksjonen pr. år vil bli 911 Gwh til en pris av UScent 4.6/kWh (NOK 0.27/kWh) ved prisnivået ved utgangen av 1981 og ved en diskonteringsrente på 12%. Byggekostnadene ble beregnet til USD 303 mill. Med finansieringskostnader ville beløpet øke til USD 445 frem til ferdigstillelse i 1989 dersom anleggsarbeidene hadde startet som beregningsmessig forutsatt.

LEKKASJE- OG STABILITETSPROBLEMER I NOEN COLOMBIANSKE TUNNELER.

LEAKAGE- AND STABILITY PROBLEMS IN SOME COLOMBIAN TUNNELS.

Professor Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH.

SAMMENDRAG.

Artikkelen beskriver ras og lekkasjeproblemer i to kraftverkstunneler og en vannverkstunnel, - alle i sedimentære bergarter av Mesozoisk alder. Overlagringsspenningene ved trykktunnelen for Chivor og Paraiso kraftverkene var opprinnelig overvurdert. Det er vist hvordan kompliserte topografiske forhold bør revideres for å få riktigst mulig spenningsbilde. Prøveoppfylling av Granada II-tunnelen, som har lange strekninger med liten overdekning, viste liten eller ingen sprekkedannelse i de partier som var sikret med sprutbetong. Etter fire måneders drift har det imidlertid gått en lang rekke store og små ras i de sprutbetongsikrede deler av Palacio - Rioblanco tunnel. Årsakene til disse er ennå ikke helt klarlagt.

SUMMARY.

The paper describes fall-outs, slides and leakages in two hydropower tunnls and one water supply tunnel, - all in sedimentary rocks of Mesozoic age. The gravitational stresses for the two highpressure tunnels at the Chivor and Paraiso hydropower plants were originally overestimated. It is shown how complicated topography should be revised to get a best possible picture of the stresses. Filling and dewatering of the Granada II-tunnel which has long stretches with low overburden, showed little or no cracking in the shotcrete lining. After four months in operation a number of fall-outs and slides in the shotcrete lined parts have, however, closed the Palacio - Rioblanco tunnel. The reasons are still being studied.

INNLEDNING

I løpet av de to siste år har jeg hatt anledning til å besøke flere interessante tunnelanlegg i Colombia. Opprinnelig ble jeg bedt om å være med å vurdere plasseringen av trykksjakten for et nylig påbegynt kraftverk som heter Guavio. Dette ligger nær ved og i de samme geologiske formasjoner som kraftverket Chivor. Annet byggetrinn for Chivor er nylig avsluttet etter at byggingen flere ganger ble forsinket p.g.a. lekkasjeproblemer i tunneler og trykksjakt, Marulanda og Brekke (1981). Det var naturlig å trekke erfaringene fra Chivor inn i planleggingen av Guavio. Jeg har således fått anledning til å studere begge anlegg og skal komme tilbake til et par forhold ved Chivoranlegget.

Begge disse kraftverkene ligger ca. 100 km øst for Bogota. Chivor utnytter en maksimal fallhøyde på 719 - 806 m og har en samlet installasjon på 1000 MW. Guavio har fallhøyde 1040 - 1180 m. Første byggetrinn vil bli på 1000 MW og andre på 600 MW. Det er altså store anlegg vi taler om, - Guavio vil få en av verdens høyeste fyllingsdammer på ca. 280 m.

Ved Bogotas 400-årsjubileum i 1938 hadde byen 350.000 innbyggere, - i dag har den passert 6 millioner og veksten tilsier en fordobling hvert ellevte år. Vann i økende mengder er således en nødvendighet. I 1970 ble derfor det såkalte Chingaza-prosjektet påbegynt. Da det i 1982 ble avsluttet, var bl.a. ca. 38 km tunnel bygd. Med dette første byggetrinnet hadde byen fått et tillegg til sin drikkevannsforsyning på 14 m^3/sek. Den lengste tunnelen, som er 28,4 km lang og kalles Palacio - Rioblanco-tunnelen, skal jeg komme tilbake til. Den bød på store problemer under byggingen, og dessverre er ikke problemene over ennå.

Men ikke bare hadde Bogota fått mer drikkevann. Byen hadde selvsagt fått like mye mer kloakk. Og denne kloakken går stort sett urenset ut i Rio Bogota som meandrerer grå, tykk og stinkende over den såkalte savannaen i noen kilometer før den kaster seg ned gjennom et bratt og trangt dalføre til den møter en av hovedelvene i Colombia, Rio Magdalena. På en strekning av ca. 30 km faller Rio Bogota fra 2570 m.o.h. til 640 m.o.h., altså 1930 m.

Fra tidligere var det fire kraftstasjoner langs elven. Med det nye tilskudd av kloakkvann var det mulig å foreta en ny parallell-utbygging. Dette er det såkalte Mesitas-prosjektet. Fallhøyden er delt i to. Det øverste kraftverket El Paraiso har 900 m fall og har en installasjon på 276 MW, - for øvrig med Kværner peltonturbiner. Det nedre kraftverket La Guaca har fallhøyde 1030 m og installasjon 324 MW. Samlet installasjon for å omgjøre det nye kloakk-tilskudd til hvite kull er altså 600 MW. Den nødvendige drikkevannsutbygging ble da også foretatt og finansiert av Bogota elektrisitetsverk, - Empresa de Energia Electrica de Bogota. For det øvre kraftverket ble det sprengt en tunnel på 1,3 km og en på 11,1 km. Den siste, som kalles Granada II tunnelen, skal jeg komme tilbake til. Kraftverket igangsettes høsten 1984.

I det etterfølgende skal jeg beskrive noen av de mest interessante problemene jeg har vært involvert i. Jeg har valgt å ta dem i den rekkefølge jeg selv har opplevd dem.

LEKKASJE FRA TRYKKSJAKTEN I CHIVOR KRAFTVERK.

Fra inntaksmagasinet som har en HRV på 1277 m.o.h. ledes vannet gjennom en 5547 m lang ufôret trykktunnel frem til en betongfôret loddrett trykksjakt. Fra foten av trykksjakten ledes vannet gjennom en 2151 m lang stålfôret trykk-

tunnel frem til kraftstasjonen som ligger i dagen. De viktigste parametere for den problemstilling som skal behandles er vist i Fig. 1 og 2.

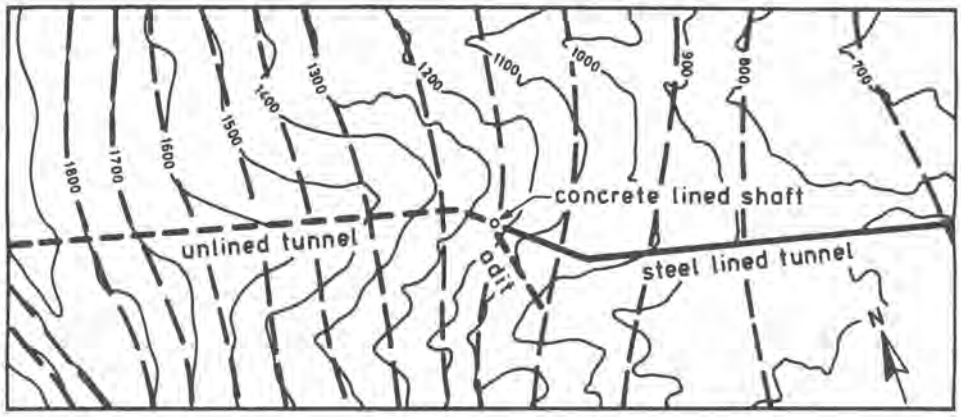


Fig. 1. Del av tunnel/sjaktsystemet for Chivor II. Heltrukne linjer viser virkelige koter. Stiplede linjer er "reviderte" koter.

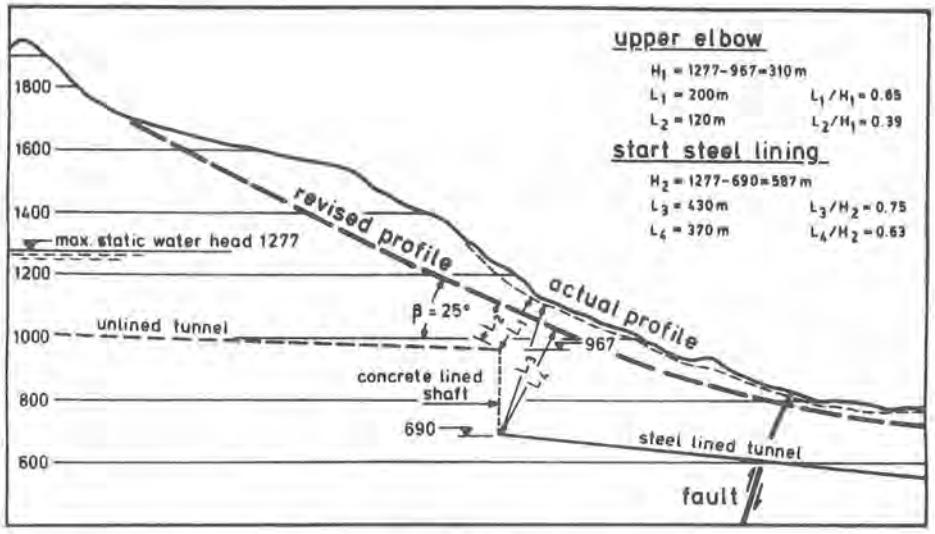


Fig. 2. Profil langs del av vannveien i Chivor II. Virkelig terrenglinje er heltrukket. Revidert profil er vist med stiplet linje. Vanntrykk H og minste overdekninger L er angitt for øvre og nedre punkt av vertikalsjakt.

I trykksjaktområdet er det varierende sedimentære bergarter av Mesozoisk alder. Strøket er omtrent normalt tunnelaksen og fallet er steilt mot dalsiden.

Da tunnelsystemet første gang ble fylt med vann, økte lekkasjene inn i det 300 m lange tverrslaget ved topp av trykksjakt i faretruende grad allerede før halvparten av den maksimale trykkhøyden på 310 m var nådd. Tunnelen ble derfor tømt og betongproppen forlenget samtidig som omfattende injisering ble utført. Ved ny oppfylling til et nivå noe under maks. statisk vanntrykk ble det målt lekkasjer i tverrslaget i overkant av 600 l/sek. Ytterligere betongforing og injisering i tverrslaget reduserte lekkasjene ned til under 400 l/sek.

Den øvre trykktunnelen ble igjen tømt. Ved inspeksjon i albu-området ble det oppdaget sprekker i betongfôringen på toppen av sjakten og i den delen av betongfôringen som var innenfor betongproppen i tverrslaget. Sprekkene hadde åpninger på opptil 10 - 20 mm og var tydelig dannet av strekkspenninger i betongen.

Under den påfølgende boring og injisering i albu-området oppdaget en store hulrom og betydelige mengder injiseringsmasse gikk med. Det er derfor ikke noen tvil om at ugunstige geologiske forhold har vært en medvirkende årsak til lekkasjene ut i tverrslaget.

En nærmere studie av de topografiske forhold tilsier imidlertid at spenningene i fjellet i albu-området antakelig er lavere enn antatt under prosjekteringen. Som kotene i Fig. 1 viser, går tunnelsystemet stort sett under en fremstikkende rygg i dalsiden. I slike rygger er selvsagt spenningene reduserte sammenlignet med i en plan dalside. Et ukorrigert vertikalprofil vil derfor lett gi en falsk

trygghetsfølelse av tilstrekkelig overdekning. Med stiplede linjer er det laget en "revidert" dalside hvor den fremstikkende ryggen er "høvlet" kraftig ned. Det nye profilet, tegnet med stiplet linje i Fig. 2, viser klart at overdekningen i albu-området er betydelig redusert. I Fig. 3 er resultatene plottet inn på det vanlig brukte diagram for å vurdere nødvendig overdekning for trykksjakter. Fra en trygg posisjon ved L_1 ser en at revisjonen av profilet fører til at overdekningen L_2 er i et usikkert område.

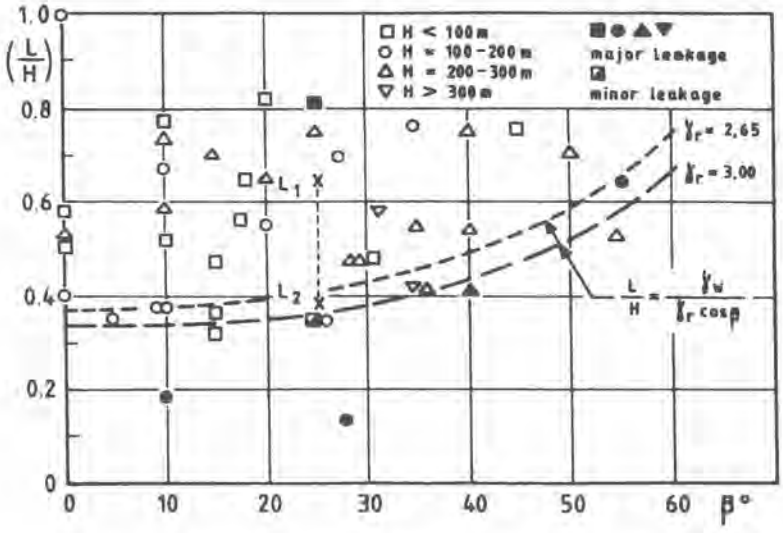


Fig. 3. Verdier for overdekning i virkelig (L_1) og revidert profil (L_2) i Chivor II plottet i trykksjaktdiagram etter Bergh-Christensen og Dannevig (1971).

Situasjonen er også analysert i en dalsidemodell slik som vist i Fig. 4. Tilpassingen av modellen er diskutert i detalj i Broch (1984). Også denne figuren viser at den øvre albu er i et usikkert område. Loddrette trykksjakter er ganske vanlig brukt utenfor Norge. Overdekningsforholdene ved øvre albu vil da ofte være dimensjonerende for plasseringen av tunnel/sjaktsystemet.

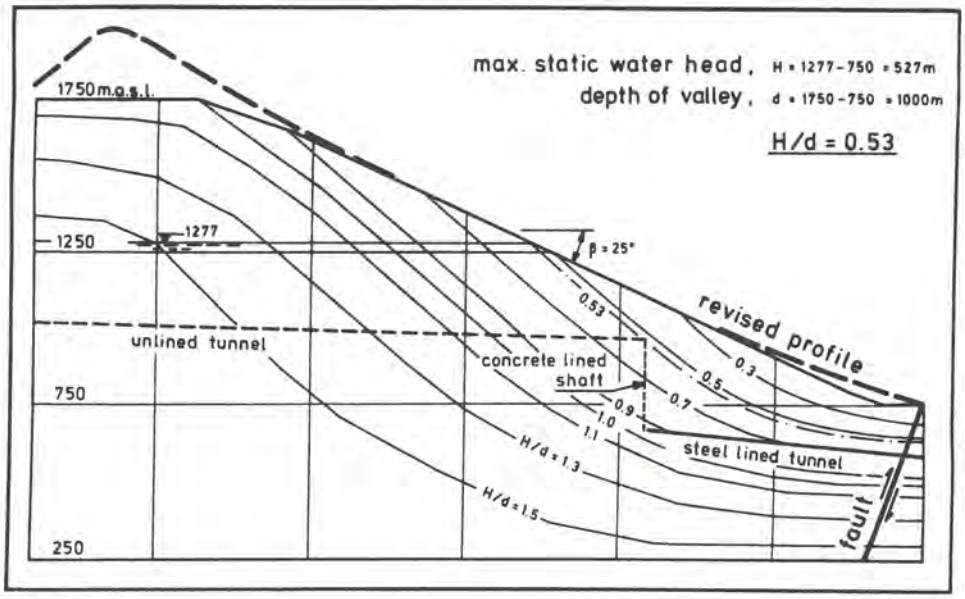


Fig. 4. Vannveien i Chivor II lagt i en endelig element-modell for trykksjakter. Se for øvrig teksten.

Disse analyser sammen med de øvrige informasjoner om de geologiske forhold førte til at det ble lagt inn en ca. 100 m lang stålutfôring i albu-området. Tunnelen har nå vært i drift siden juli 1983 og lekkasjene i tverrslaget varierer nå noe sesongmessig mellom 200 og 350 l/sek.

STABILITET OG LEKKASJEFARE I GRANADA II TUNNELEN.

Som nevnt i innledningen er Granada II tunnelen en del av tilløpssystemet til El Paraiso kraftverket. Tunnelen er 11,1 km lang og har en råsprengt diameter på ca. 5 meter. Maksimalt statisk vanntrykk er 27 m i øvre ende av tunnelen og øker jevnt til 210 m i nedre ende.

Tunnelen går praktisk talt i sin helhet i sedimentære bergarter av Kritt alder. Skifre, siltsteiner og sandsteiner av varierende tykkelse og kvalitet er karakteristisk for

denne tunnelen. I de øvre 4 km av tunnelen er bergartene foldet og forkastet. Under drivingen hadde en her til dels store stabilitets- og lekkasjeproblemer. Ved kryssingen av en forkastning fikk en bl.a. store lekkasjer og såkalt "flowing ground", beskrevet i detalj av Marulanda & Brekke (1981). Av de øvre 4900 m tunnel er det derfor bare ca. 900 m av tunnelen som ikke har sirkulær betongutstøpning.

I de nedre 6 - 7 km går tunnelen gjennom forholdsvis flattliggende lag av siltsteiner og sandsteiner. Fig. 5 viser i grove trekk fordelingen av bergarter og overdekningsforholdene langs denne delen av tunnelen. De forskjellige sikringstiltak er også vist på tunnel-loggene under. Denne delen av tunnelen er valgt ut fordi den har mest relevans til mitt engasjement.

Det første spørsmål jeg ble stilt overfor var lengden av stålfôringen ved utløpet av tunnelen. (Fra tunnelen føres vannet videre gjennom et 3,9 km langt stålrør ned til kraftstasjonen). Som profilet viser stiger terrenget meget bratt opp ca. 500 m over tunnelutløpet. Gjennomsnittlig dalsidevinkel er 62^{o}.

Som ved Chivor viser imidlertid også her profilet en situasjon som er spenningsmessig gunstigere enn virkeligheten. Kartet viser nemlig at på begge sider av tunnelen i avstander på 200 til 400 meter skjærer dype kløfter inn i fjellmassivet. Det var derfor nødvendig å foreta en betydelig revisjon av kart og profil for å få frem et spenningsbilde som kunne legges til grunn for å bestemme lengden av stålfôringen. Det førte til at stålfôringen ble forlenget med 129 m.

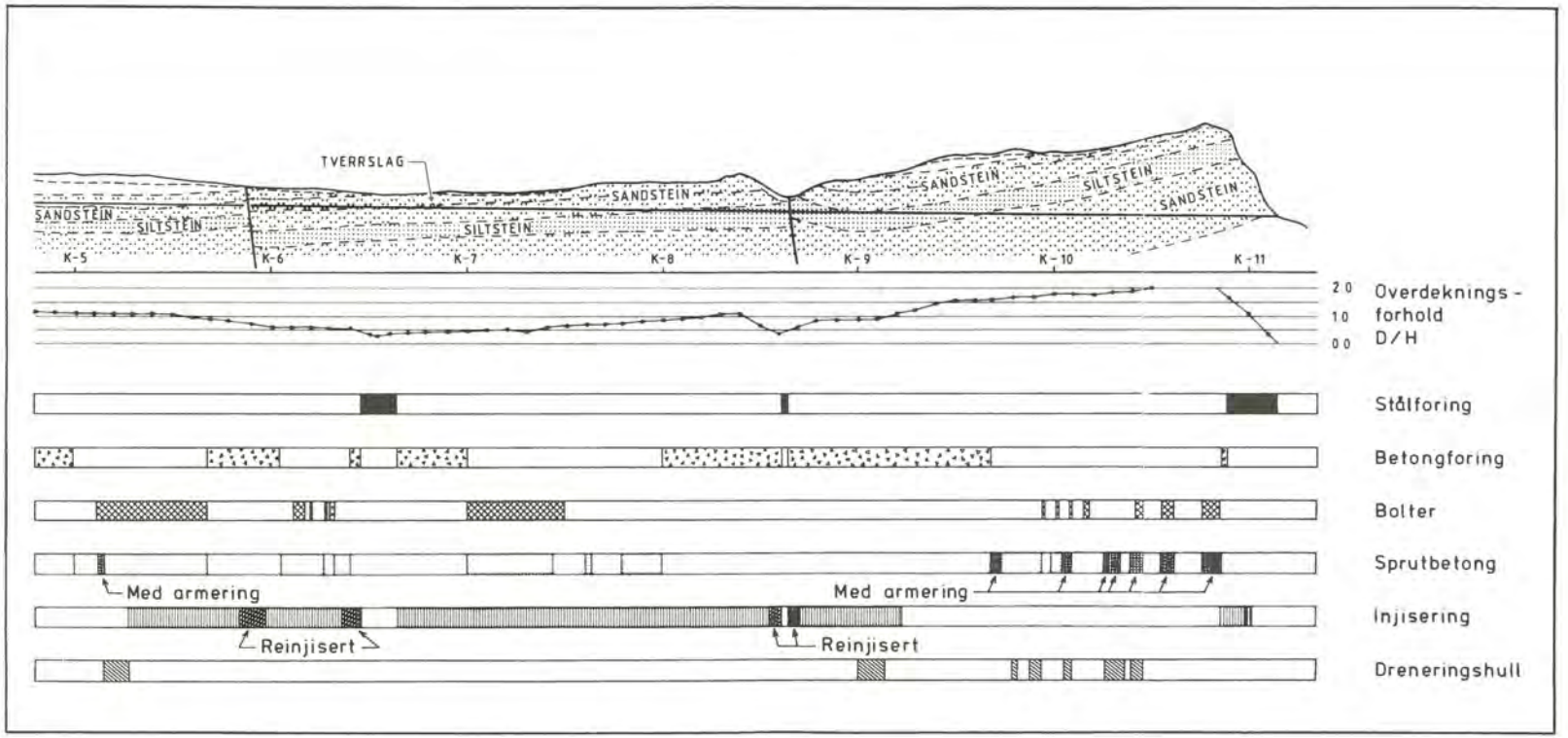


Fig. 5. Nedre del av Granada II tunnel. Figuren viser bergartsfordelingen, forholdet mellom overdekning og vanntrykk (D/H) samt utførte sikringstiltak.

At fjellmassene nær dalsiden i utløpsområdet var spenningsavlastet, fikk en klare bevis for i et tverrslag. Flere dalside-parallelle, åpne sprekker kunne ses. Den mest imponerende var ca. 1 meter bred og befant seg ca. 100 meter inn fra dalsiden.

En tid senere ble spørsmålet om tunnelen i sin helhet var forsvarlig sikret reist. Tunnelen var i prinsippet ferdig, men forsinkelser i kraftstasjonen gjorde at den ikke var tatt i bruk. Lekkasjene i Chivor og nylig inntrufne ras i vannverkstunnelen for Chingaza-prosjektet gjorde at byggherren begynte å bli tvilende til ikke-betongutstøpte tunneler. Det må vel også kunne sies at entreprenøren gjorde lite for å dempe den tvilen, - snarere tvert imot. Han var svært ivrig etter å få støpe ut de gjenværende ca. 40% av tunnelen. Prisoverslag lå i området 20 - 30 mill. US dollars.

En fire-manns kommisjon som jeg var medlem av foretok i begynnelsen av mars en grundig gjennomgang av alt bakgrunnsmateriale for tunnelen samt en nitid inspeksjon av selve tunnelen. Det var et imponerende arbeide som de to colombianske firmaene Ingetec og Interventores, henholdsvis som bygningsteknisk konsulent og som byggekontrollør, hadde utført. Kommisjonen var enig om at få tunneler kan være så godt beskrevet.

Som Fig. 5 viser er det bare på sandsteinsstrekningene at tunnelen ikke er sikret med full betongutstøpning. Disse sandsteinene av kvartsittisk karakter er til dels av meget god kvalitet. Som tunnel-loggen viser, er de jevnt over sikret med bolter og sprutbetong, men det er også en del strekninger i den nedre del av tunnelen som står helt råsprengt. Kommisjonen kom til den slutning at stabiliteten i tunnelen var vel ivaretatt med de utførte sikringsarbeider.

Det som kommisjonen i første rekke var opptatt av, var farene for lekkasje og hydraulisk splitting. På strekningen mellom pel 6400 og 7200 er forholdet mellom overdekning og vanntrykk, D/H, omkring 0,4 med en absolutt minste verdi på 0,32.

Det ble besluttet at en prøveoppfylling av tunnelen skulle foregå langsomt med flere stopp for å kontrollere vanntap. Endringer i grunnvannsspeilet skulle kontrolleres i allerede eksisterende borhull nær tunneltraséen. Likeledes skulle vannføringen i bekker nær tunnelen kontrolleres. Etter at stabile forhold var oppnådd og normale grunnvannsforhold rundt tunnelen etablert, skulle så tunnelen tappes tom så hurtig som mulig. Dette ville gi maksimalt ugunstige belastninger på den utførte sikring i tunnel.

Fyllingen av tunnelen startet 16. mars og etter en uke var ca. 2/3 av maksimalt vanntrykk nådd. Den videre oppfylling gikk meget langsomt og forsiktig med omfattende kontroller. 18. april ble et vanntrykk på 200 m oppnådd. Deretter ble tunnelen tappet tom i løpet av ett døgn. 24. og 25. april foretok kommisjonen ny inspeksjon, etter først å ha gått gjennom et omfattende datamateriale fra fyllings- og tappingsforsøket.

Fig. 6 viser hvordan vanntrykk og vanntap varierte med tiden under forsøket. Det er verd å legge merke til at etter at toppverdier er nådd, så går vanntapet noe tilbake med tiden, se f.eks. periodene 23.3 - 5.4 og 8.4 - 11.4. Et brudd i betongen ved stålporten i tverrslaget førte til at en ikke fikk satt tunnelen under langvarig maksimalt trykk.

Umiddelbart før dette bruddet var det samlede vanntap ut av den 11,1 km lange tunnelen nådd opp i nesten 1000 l/sek. Det er grunn til å tro at dette, dersom forholdene hadde

fått stabilisere seg, ville ha blitt redusert med 100 - 200 l/sek. Colombianerne var selv rimelig godt fornøyde med vanntap i denne størrelsesorden. De henviste til den noe kortere betongutfôrte tilløpstunnelen til Chivor I som har et vanntap på 1,4 m^3/sek. og den råsprengte tilløps-tunnelen til Chivor II som har 2,4 m^3/sek. vanntap.

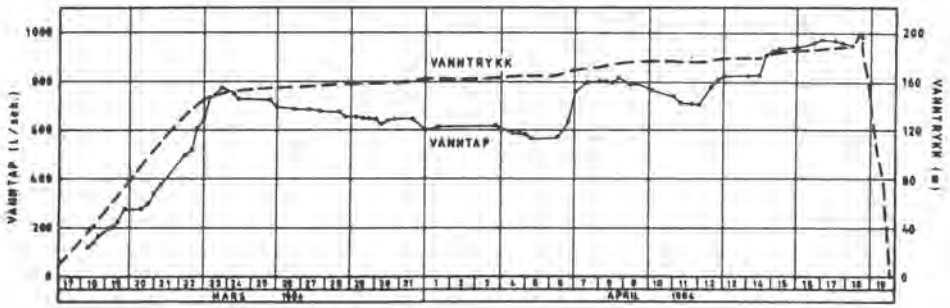


Fig. 6. Kurver som viser vanntrykk (i meter) og vanntap (l/sek.) ved oppfyllingen av Granada II-tunnelen.

Straks etter at tunnelen var tømt den 19. april ble lekkasjene inn i tunnelen anslått til ca. 1000 l/sek., altså det samme som det maksimale vanntap. 23. april ble lekkasjene målt til 550 l/sek. hvorav 450 l/sek. ble drenert ut av tverrslaget og 100 l/sek. ved tunnelutløpet. 26. april, en uke etter tappingen, var tallene redusert til 310 l/sek. ved tverrslaget og 80 l/sek. ved utløpet. Før oppfyllingsforsøket var lekkasjene ved tverrslag og utløp henholdsvis 125 l/sek. og 15 l/sek.

Ca. halvparten av lekkasjene oppstrøms tverrslaget kom fra et 70 m langt parti ved pel 2000. På strekningen mellom ca. pel 2000 og ca. pel 3000 var det p.g.a. store lekkasjer under drivingen boret en lang rekke dreneringshull gjennom betongfôringen og sprutbetongen. En del av disse var påsatt såkalte "flap valves", - en tykk gummiplate hengslet i en

kant. Langs strekningen med liten fjelloverdekning var det ubetydelige lekkasjer. Som tunnel-loggen viser, er det her utført betydelige injiseringsarbeider.

Ved tunnelinspeksjonen ble det kun observert ubetydelige mengder nedfall av sprutbetong og fjell, samlet mengde godt under 1 m^3. Vår antakelse om at sikringstiltakene var tilstrekkelige var dermed bekreftet, - iallfall i første omgang.

Sprekkedannelser i betong og sprutbetong var vi særskilt opptatt av å observere. Lange partier av de sirkulære betongutstøpningene hadde sprekker som var nydannet. Så vel langsgående som radiell og annen tilfeldig oppsprekning ble observert. Det var imidlertid langsgående sprekker i veggen (klokken 3 og klokken 9 i sirkelen) som utgjorde hovedmengden. Slik oppsprekning kunne ses i det meste av området med liten overdekning, men ble også observert andre steder. Disse sprekkene var alle lukkede og kunne ikke ses i den nærliggende sprutbetong. De ble derfor antatt å være et resultat av lavere vertikal elastisitetsmodul og ikke være forårsaket av oppløfting eller hydraulisk splitting.

Sprutbetongen var praktisk talt uten nydannede sprekker. Kun på et par steder kunne en se at langsgående sprekker i betongen fortsatte et par meter inn i sprutbetongen. Den tvil som var reist om sprutbetong som adekvat sikringsmiddel i en trykktunnel, ble derfor i høy grad gjort til skamme i dette oppfyllingsforsøk.

RAS I PALACIO - RIOBLANCO TUNNELEN.

Den 28,4 km lange Palacio - Rioblanco tunnelen ble fylt med vann for første gang i begynnelsen av september 1983 etter ca. 10 års byggetid. Tunnelen har en råsprengt diameter på 3,7 m og går gjennom en vekslende serie av sedimentære bergarter, hovedsakelig av Kritt alder, men også noen av Tertiær

alder. Drivingen av tunnelen bød partivis på store problemer, bl.a. førte to gasseksplosjoner til tap av i alt 21 menneskeliv. Tunnelen er, alt avhengig av geologiske forhold, sikret med full sirkulær utstøpning, full hesteskoformet utstøpning eller sprutbetong, armert eller uarmert, med betongsåle.

Kort tid etter at tunnelen var tatt i bruk kunne en registrere at kapasiteten var i ferd med å bli redusert. I begynnelsen av januar 1984, etter 4 måneders bruk, ble vanntilførselen stoppet idet tunnelen åpenbart var i ferd med å gå helt tett. Kapasiteten var da nede på under 1 m^3/sek.

27. april fikk jeg anledning til å inspisere tunnelen for første gang. Fra inntaket var vi da i stand til å ta oss ned til pel 2780. På den strekningen kunne vi telle 5 større ras pluss en del utfall av blokker og sprutbetong i veggene. På grunn av gass var strekningen mellom pel 2780 og den såkalte El Diamante-sjakten ved pel 6370 utilgjengelig på det daværende tidspunkt.

Videre var det ved pel 11200 et stort ras som er vist i Fig. 7. Det inntraff i et område med flattliggende sandstein. Raset gikk opp til et lag av skifer som var oppknust og glatt, delvis med glidespeil. Området var sikret med bolter og sprutbetong. Det var fremfor alt boltingen som hadde sviktet i dette tilfellet. For få og for korte bolter var brukt. Dessuten var det ofte lite mørtel å se på de boltene som var revet løs.

Ved mitt andre besøk til Palacio - Rioblanco tunnelen 21. og 22. august var allerede dette raset ryddet ut, og hengen var midlertidig sikret med bolter og sprutbetong. Forberedelsen for betongutstøpning av strekningen var godt i gang.

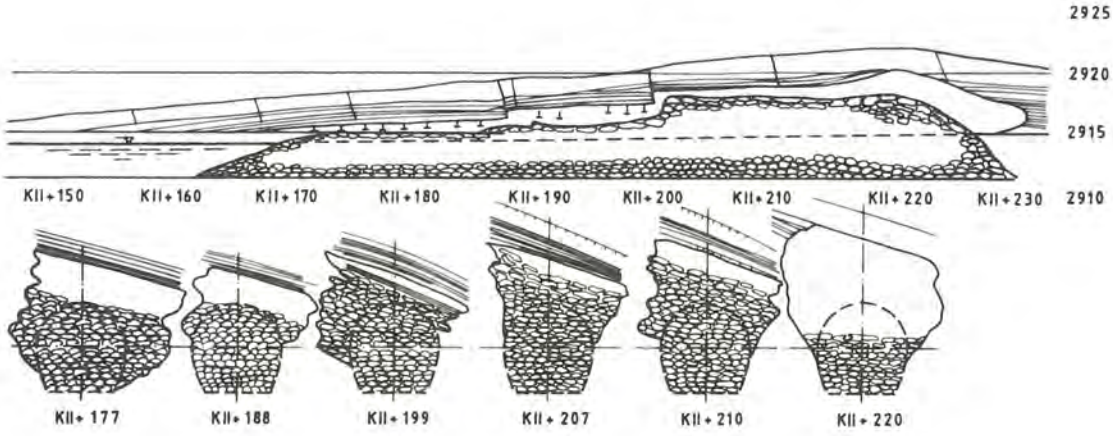


Fig. 7. Ras i flattliggende sandstein i Palacio - Rioblanco tunnel. Tynne, glatte skiferlag kontrollerer øvre del av raset.

Ved El Diamante-sjakten var det rigget opp kraftig ventilasjon (Ventiflex) slik at det var mulig å inspisere tunnelen i motstrøms retning til tross for gasslekkasjene. Nedstrøms for pel 4360 er tunnelen stort sett utstøpt, og det var derfor ingen stabilitetsproblemer å se her. Umiddelbart oppstrøms for betongfôringen, ved pel 4350, lå det imidlertid et stort ras. Fig. 8 viser en skisse av raset som ble laget. Hvor stort det var, visste ingen idet raset blokkerte tunnelen fullstendig. Som skissen viser, lå det til dels kjempestore blokker i rasmassen. Nye informasjoner fra slutten av september forteller at utlasting av rasmasser har nådd frem til pel 4330, altså 20 m fra starten av raset. Her antas hovedraset å være idet oppknust, helt tørt skifermateriale raser inn i tunnelen etter hvert som utlastingen foregår.

Fra inntaket var vi i august i stand til å inspisere tunnelen ned til pel 3180 hvor et stort ras blokkerte tunnelen totalt. Hva som befant seg mellom de to blokkeringsrasene ved pel 3180 og pel 4340 var det på det daværende tidspunkt ingen

som visste. I midten av september var en i stand til å forsere blokkeringsraset ved pel 3180. Det viste seg å være 20 m langt. Tunnelen kunne deretter inspiseres ned til pel 3472 hvor en ble stoppet av vann. Ned til blokkeringsraset ved pel 4350 gjensto da tre sprutbetongpartier på i alt 529 m. I slutten av september ble det funnet et nytt ras ved pel 3693, midt i et av sprutbetongpartiene. Det ble da antatt at hovedraset ved pel 4330 skulle bli nådd fra oppstrømssiden i midten av oktober.

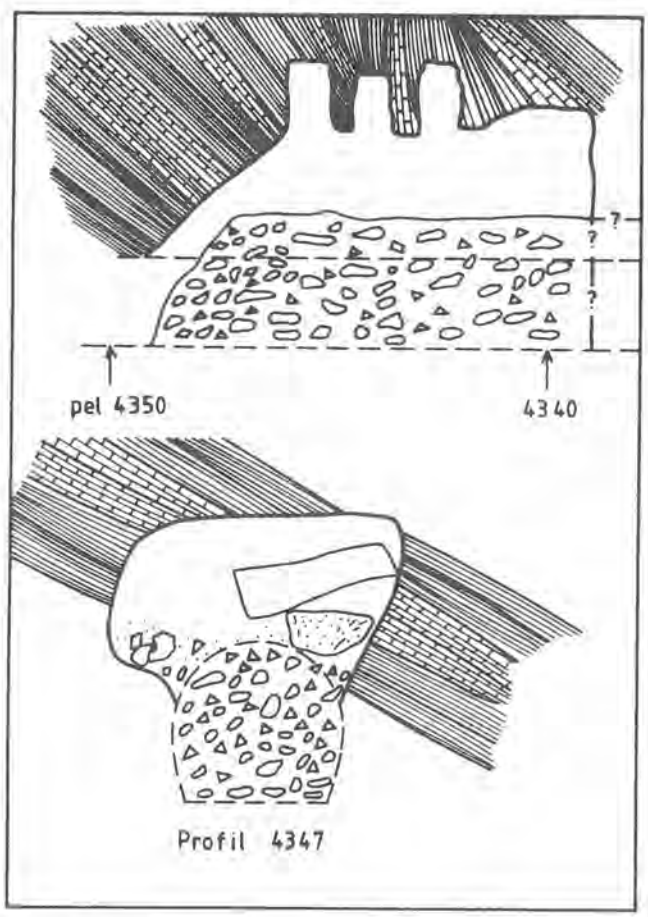


Fig. 8. Del av hovedras som blokkerte Palacio - Rioblanco tunnelen.

Mellom pel 2250 og pel 6500 går tunnelen i den såkalte Fomeque-formasjonen som domineres av skifre, men som også inneholder siltsteiner og kalksteinslag. Tett veksellagring er vanlig og partivis er bergartene kraftig foldet. Enkelte steder har det tydelig foregått skjærbevegelser langs skiferlagene idet disse er sterkt oppknust med glidespeil.

Undersøkelser av 8 bergarter fra rasstedene viser et mineralinnhold som følger:

	Gj.snitt	Max.	Min.
Leirmineraler	43%	61%	0%
Glimmer	29%	53%	11%
Kull	10%	13%	0%
Kalkspat	9%	42%	0%
Kvarts	4%	14%	0%
Svovelkis	4%	7%	2%

Av leirmineraler er kaolinitt dominerende, men illitt forekommer også. Pyrofyllitt, et talklignende mineral, er påvist i ca. halvparten av prøvene, - i et par prøver opptil 15 - 20%. Smektittmineraler er ikke påvist.

Ved Ingeniørgeologisk Laboratorium i Trondheim har vi foreløpig bare hatt anledning til å undersøke en skiferprøve fra et av rasområdene. De mineralogiske analyser viser godt samsvar med analysene gjort i Colombia. Litt kloritt fant vi, men ingen klare indikasjoner på smektitt-mineraler. Muligens kunne det spores et svakt positivt utslag på fargetest med malachitt-grønt. Kraftig egenfarge vanskeliggjorde imidlertid tolkningen. Denne svartskiferen desintegrerer i vann, men den må bearbeides i morter for å gi leirkorn. Testing av nedmalt materiale viser en fri svelling på 125%. Det synes altså som om materialet har en viss svelleevne.

Av de 4250 m tunnel som går i Fomeque-formasjonen er i alt 64 m sikret med fire korte stålutfôringer og ca. 2200 m sikret med sirkulær uarmert betongutstøpning. Det er derfor ingen tvil om at en under drivingen av denne tunnelen både var klar over og også opplevde at formasjonen kunne by på vanskelig tunnelfjell. Lange partier var imidlertid også av rimelig god kvalitet, og i alt 2000 m ble sikret med sprutbetong, både armert og uarmert. Denne sprutbetongen sto i flere år uten å vise klare tegn på svekkelse før tunnelen ble oppfylt.

Ennå har en ingen klar forståelse av årsakene til de mange og store rasene i Fomeque-formasjonen. Det som er helt klart er at alle rasene har gått i partier som var sikret med sprutbetong. I partiene med sirkulær betongutstøpning er det observert en del sprekkedannelser, men ennå har en ikke fått ras eller utfall i disse partiene. Det må videre kunne fastslås som klart at vann må være en sterkt medvirkende årsak til rasene.

Vann vil som kjent svekke styrken til en fjellmasse, men dette forhold alene kan vanskelig være forklaringen. Redusert styrke sammen med de spenninger som ca. 500 m fjelloverlagring gir, kan selvsagt gi skvisefjell-fenomener i disse forholdsvis bløte bergartene. Svelling av fjellmassen p.g.a. tilgang på vann var naturlig nok noe av det første som slo en. Imidlertid har en altså som tidligere nevnt ennå ikke klart å påvise de vanlig kjente svelleleiremineraler.

Det har vært spekulert på om kombinasjoner av svovelkis, evt. andre ennå ikke identifiserte kismineraler, sammen med kalkspat og vann (og evt. også kull) kan gi mineraler med svelleeffekt. Det er f.eks. vel kjent at anhydritt, $CaSO_4$, ved absorpsjon av vann går over til gips, $CaSO_4 \cdot 2\ H_2O$, og at

denne overgangen fører til en betydelig volumutvidelse. Gips er imidlertid ennå ikke observert i rasmassene. Dette kan selvsagt skyldes at vannet forlengst har fjernet gipsen.

Der står vi altså pr. i dag (15. oktober), - fremdeles med uløste problem. På den annen side: det er de uløste problem som gjør ingeniørgeologens arbeide utfordrende. Og utfordringer av mange slag mangler det ikke på i tunnelbyggingen i Colombia.

REFERANSER.

- Bergh-Christensen, J. & Dannevig, N.T.: "Ingeniørgeologiske vurderinger vedrørende ufôret trykksjakt ved Mauranger kraftverk." Upubl. rapp. Geoteam A/S, 1971.

- Broch, E.: "Unlined high pressure tunnels: "Water Power and Dam Construction", November 1984 (in print).

- Marulanda, A. & Brekke, T.L.: "Hazardous water inflows in some tunnels in sedimentary rocks." Rapid Excavation and Tunnelling Conference 1981, San Francisco, pp. 741 - 752, 1981.

DIMENSJONERING OG ERFARINGER FRA DYP AVSTIVET UTGRAVNING I BLØT LEIRE I SINGAPORE

DESIGN AND PERFORMANCE OF DEEP STRUTTED EXCAVATION IN SOFT CLAY IN SINGAPORE

Avd.leder Kjell Karlsrud, Norges Geotekniske Institutt
Sjefsingeniør Ove Eide, " " "

SAMMENDRAG

Artiklen omtaler en byggegrop som dekker et areal på ca. 20 mål, og hvor det skulle graves ned til 9 m dybde. Grunnen består av meget bløt plastisk leire til stor dybde Utgravingen skulle foretas innenfor en avstivet spuntvegg med foten rammet ned i et fastere leirlag i 15-20 m dybde. Etter at deler av utgravingen var nådd ned til 6 m dybde var det oppstått store deformasjoner, og arbeidene ble stoppet. Etter at NGI på dette tidspunkt ble innkalt, ble det foretatt en kritisk gjennomgang av hele prosjektet, og en fullstendig omprosjektering av utgravningen inklusive spunt og avstivning ble gjennomført. Vesentlige elementer i denne sammenheng var spørsmål om leirens virkelige skjærstyrke, stivhet og styrke av en spunt med lås i nøytralaksen og hvordan dimensjoneres en frittspennende spunt under hensyntagen til en seksjonsvis graveprosedyre. Artiklen behandler disse temaer og gir innblikk i målt oppførsel av konstruksjonene.

SUMMARY

This paper deals with a 9 m deep excavation which covers an area of 20 hectares (5 acres). The ground conditions consist primarily of soft plastic clays to large depths. The excavation was to be supported by an internally braced sheetpile wall driven down to a stiffer clay layer at 15-20 m depth. After excavation to a depth of only 6 m, large displacements occurred, and the works were stopped. After NGI at this stage were called in, a critical review of the entire project was undertaken and the entire excavation works were redesigned. Essential elements in the design were questions relating to the undrained shear strength of the clay, capacity of a sheetpile wall with interlocks in the neutral axis, and how to design a free spanning sheetpile wall taking into account a comparmental excavation procedure. The paper describes the design procedures, and presents measured performance of the structures.

INNLEDNING

Byggeprosjektet "the Gateway" er generelt beskrevet i Eide og Karlsruds (1984) foredrag ved Fellessesjonen til denne Bergmekanikk/Geoteknikkdagen. Dette foredrag tar for seg i mer detalj de geotekniske vurderinger og omprosjekteringer som er utført i tilknytning til den videre gjennomføring av utgraving og sikring av byggegropen, etter at arbeidene ble stoppet som følge av store forskyvninger under utførelse av seksjon A1 (fig. 1).

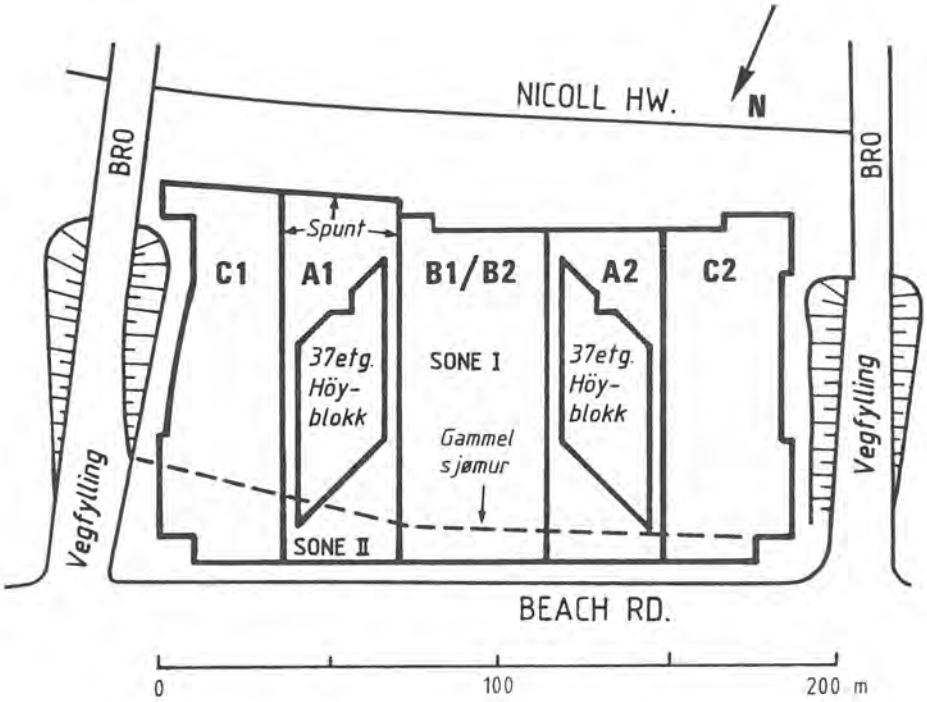


Fig. 1 . Situasjonsplan

Kort resymert var det rundt byggegropen og mellom de enkelte delene rammet en forholdsvis lett U-formet spunt av typen FSP3 som skulle avstives i fire nivåer med innvendig avstivning. Spunten var rammet ned til 22 m dybde, og sto da generelt med foten noe nede i det faste leirlaget som lå i 15 til 20 m dybde, fig. 2. Da gravingen i del A1 ble stoppet var man kommet ned til ca. 6 m dybde, og de 3 øvre stiverlag var montert. Det var da målt en horisontal innpressing av spunten på inntil 30-35 cm i søndre del av byggegropen hvor grunnforholdene var dårligst (størst dybde til fast leire og lavest skjærstyrke på den bløte leiren, fig. 2).

Da NGI på dette tidspunkt ble trukket inn i prosjektet tok vi sikte på raskest mulig å kartlegge følgende forhold:

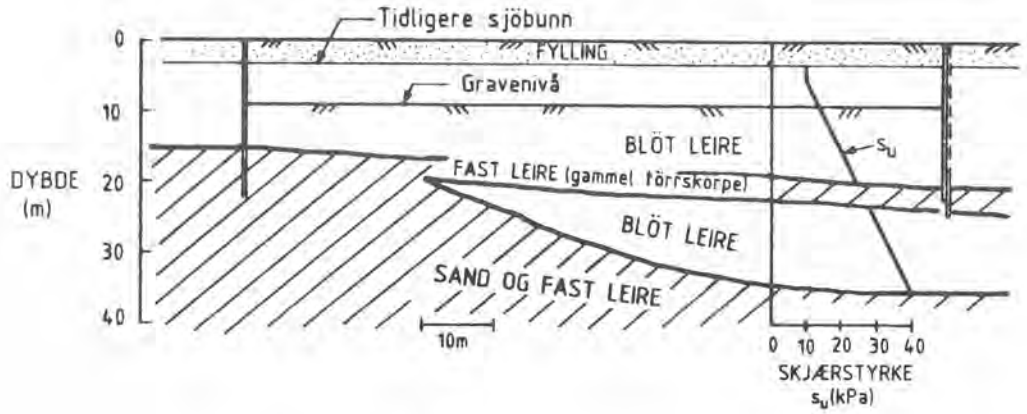


Fig. 2. Typisk snitt (N-S)

- Leirens styrkeegenskaper
- Virkelig styrke og stivhet av spunten
- Grunnleggende prinsipper for dimensjonering av spunt og avstivning.

Disse forhold er nærmere beskrevet i det etterfølgende. Det er videre gjort rede for de løsninger man kom frem til for den videre gjennomføring av gravearbeidene, samt de erfaringer som er gjort under utførelsen av seksjonene A1, A2 og B1/B2 som nå er ferdige. De vanskeligste seksjonene, C1 og C2, mot de to opptil 5 m høye vegrampene (fig. 1), har vært den største utfordringen prosjekteringsmessig, men gravearbeidene er her enda ikke påbegynt.

LEIRENS SKJÆRSTYRKEEGENSKAPER

Fig. 3 gjengir de typiske skjærstyrkeprofilene man kom frem til basert på korrigerte vingeborfastheter og treaksialforsøk. Merk at man korrigerte vingeborfasthetene

basert på s_u/p_o'forholdet som foreslått av Aas (1979) heller enn basert på plastisitetsindeksen som foreslått av Bjerrum (1973). Bakgrunnen for det var at Bjerrums I_p-korreksjon strengt tatt bare er gyldig for "gamle" leirer

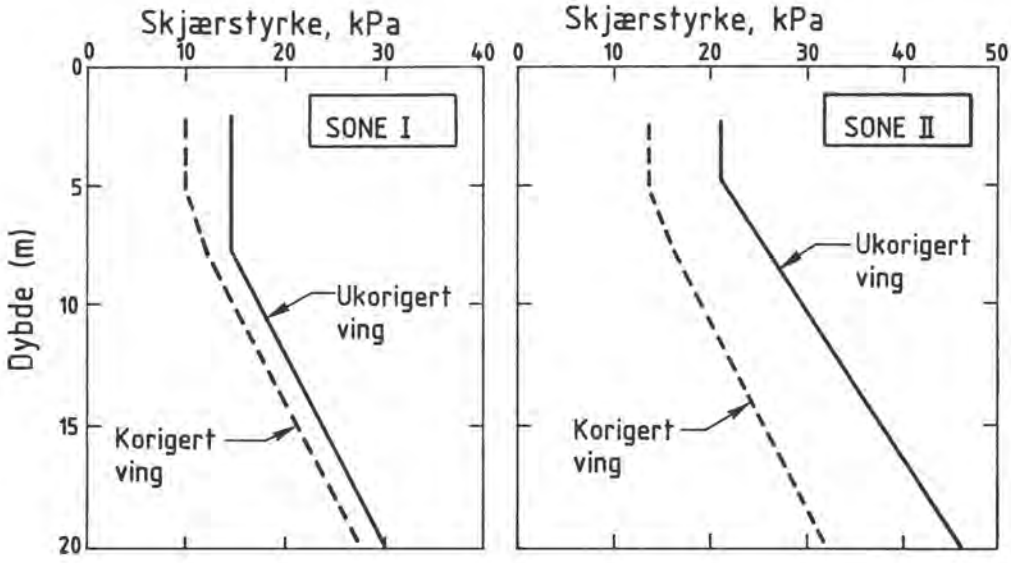


Fig. 3. Typisk skjærstyrkeprofil

som har fått bygget opp et forkonsolideringstrykk på grunn av tusener av år med sekundærsetninger. På Gateway-tomten var det flere meter med oppfylte masser. Fyllingen var gjennomført de siste 30-40 årene på det meste av tomten, og leiren var ikke engang fullt konsolidert under denne lasten. Man hadde altså i geologisk forstand nå å gjøre med en "ung" leire, som ikke kan korrigeres etter de sammen prinsipper som en "gammel" leire. Aas's korreksjon for s_u/p_o' forholdet er i denne sammenheng uavhengig av leirens alder, og gav forøvrig overraskende godt samsvar med treaksialforsøkene. Årsaken til at skjærstyrken er høyere på den nordre 1/4 av tomten (sone 2) enn forøvrig er trolig at dette området var oppfylt mye tidligere.

Et meget vesentlig spørsmål for stabiliteten var styrken og mektigheten av det stive leirlaget som skulle gi forankring for spuntfoten. Trykksonderingene gjennom dette laget viste store variasjoner i styrke såvel som i mektighet, hvilket ble fullt bekreftet ved prøvetagning. Mektigheten var generelt fra 1,5 til vel 4 m, og styrken, beregnet basert på en konfaktor på 17,5, varierte mellom 50 og 150 kPa. De dårligste partier lå naturlig nok lengst syd på tomten (nærmest havet) der dybden til det stive laget også var størst. Det stive laget representerer gammel tørrskorpeleire fra siste istid da vannstanden i havet her lå inntil 20-25 m lavere. Det var også tydelig at det fantes gjenfylte bekkeleier i den gamle tørrskorpen. På et sted manglet således tørrskorpen helt, og det ble i stedet funnet 1,5 m med sand.

BEREGNINGSPRINSIPPER

For en utgraving i såvidt bløt normalkonsolidert plastisk leire er det rimelig å dimensjonere ut ifra en antagelse om tilnærmet udrenerte forhold.

Årsaken til de store forskyvninger som inntraff allerede under utgraving til ca. 6 m dybde i seksjon A1 er selvfølgelig dårlige stabilitetsforhold. Uten hensyntagen til spunten under gravenivå er sikkerheten mot bunnoppressing gitt ved den velkjente formelen fra NGI Publ. 16:

$$F = \frac{N_s \tau_d}{\gamma D + q} \qquad N_s = f(L, B, D)$$

Den kritiske gravedybden (ved F = 1.0) var i det foreliggende tilfelle ca. 4.5 m for sone I og 5,5 m i sone II

under forutsetning av L = 110 m, B = 32 m. Det var således tydelig at de store forskyvninger som inntraff under graving til 3dje stivelag (ca. 6 m) i seksjon A1 hadde sammenheng med at man oversteg kritisk gravedybde. Når kritisk gravedybde overstiges må spunten under gravenivå oppta et ubalansert netto jordtrykk. Spunten var generelt rammet til 22 m dybde med foten nede i det faste leirlaget for å sikre mothold for det ubalanserte jordtrykket under gravebunnen. Selv om byggherren hadde valgt, levert og rammet spunten, var det ikke mulig å få brakt på det rene på hvilket grunnlag de hadde dimensjonert spunten.

Hvis man benytter klassisk jordtrykksteori er netto jordtrykk mot spunten gitt ved:

Over gravenivå: $p_{net} = p_a = \bar{\gamma} z - K_a \tau_a$

(τ_a = dimensjonerende "aktiv" skjærstyrke)

Under gravenivå: $p_{net} = p_a - p_p = \gamma D - (K_a + k_p)\tau_d$

(τ_d = gjennomsnitt av "aktiv" og passiv styrke)

Jordtrykkskoeffisientene er gitt ved

$$K_a = K_p = 2\sqrt{1+(2/3)r}^{1} \quad (r = \text{ruhet})$$

I det foreliggende tilfelle var det rimelig å anta noe redusert skjærstyrke mellom stål og leire. Med r = 0,7 blir således:

$$p_{net} = \bar{\gamma} D - 4{,}8\ \tau_d$$

Disse jordtrykksbetraktninger forutsetter en helt plan spenningstilstand, og tar således ikke hensyn til even-

tuell seksjonsvis utgraving (L <∞) eller eventuell begrenset dybde til et fast lag. Det har ikke vært noen standard praksis å ta hensyn til slike 3-dimensjonale effekter ved spuntveggberegninger. En rigorøs analyse av det 3-dimensjonale problemet er også uhyre komplisert. Som en tilnærming kan man imidlertid bruke analogien med bæreevneproblemet og innflytelsen på bæreevnefaktoren av 3-dimensjonale effekter. På dette grunnlag kan netto jordtrykk under bunn utgraving uttrykkes ved:

$$p_{net} = \gamma D + q - N_s \tau_d$$

For å illustrere dette nærmere er det i Fig. 4 vist et eksempel basert på del A1. Det er forutsatt graving til 6 m dybde uten noen seksjonsvis utførelse (N_s = 5,8) og at det deretter graves til 8,8 m dybde i seksjoner med lengde L = 16 m (N_s = 6,7). N_s-verdiene er her noe redusert for å ta hensyn til mulig redusert skjærstyrke eller ruhet mellom stålspunten og leire (r = 0,7).

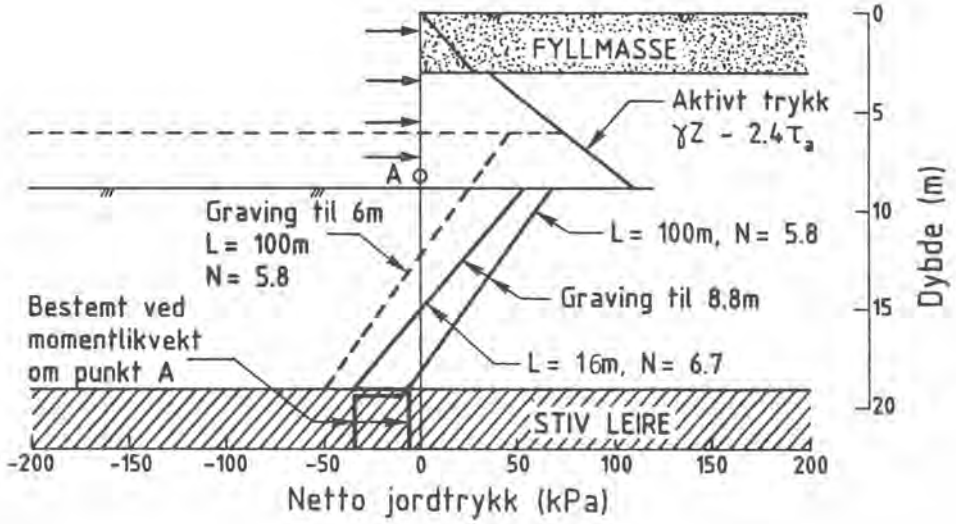


Fig. 4. Eksempel på beregning av netto jordtrykk mot spunten for grenselikevektstilstand (F = 1,0)

Merk likevel at for L = ∞ er N = 5,8 og ikke 4,8 som for klassisk jordtrykksteori (se ovenfor). Det skyldtes den begrensede dybde til det faste laget.

Merk også at ved seksjonsvis graving til 8,8 m dybde kan ikke netto jordtrykk i noen dybde være mindre enn ved graving til 6 m. Dette ville beregningsmessig skje hvis L gjøres tilstrekkelig liten (mindre enn ca. 10 m i foreliggende tilfelle).

Det statiske systemet i Fig. 4 er ubestemt. For å beregne stiverkrefter, mobiliseringsgrad i det stive laget og momenter i spunten må det gjøres forenklede forutsetninger. Basert på helningsmålinger for del A1 under graving til 6 m dybde var det rimelig å anta et infleksjonspunkt (M = 0) 1 m under nedre stivernivå. Merk at ved graving til 6 m er likevekt ivaretatt uten noen skjærmobilisering i det stive laget. Spunten ble da forenklet antatt å være avkuttet i det nivå som gir momentlikevekt om punkt A.

Det forholdsvis enkle beregningsprinsipp som er skissert ovenfor ble benyttet for de første etterberegninger av hva som hadde skjedd i del A1 under graving til 6 m dybde, og som et første grunnlag for prosjektering av de videre gravearbeider til full dybde. Etterhvert ble det imidlertid utført mer avanserte beregninger som bedre modulerer det virkelige samvirket mellom jorden, spuntveggen og avstivning.

Denne enkle beregningsmetode illustrerer imidlertid noen vesentlige poenger. For det første viser fig. 4 at netto jordtrykk under gravenivå er sterkt avhengig av gravesekssjonens lengde. Momentet i spunten er omtrent proporsjonalt med midlere jordtrykk, og for de to tilfellene som

er vist her blir M_{max} henholdsvis 510 kNm/m (L = 100 m) og 320 kNm/m (L = 16 m). Med andre ord, en reduksjon av N_s-verdien med en faktor på 6,8/5,8 = 1,17 medfører en reduksjon av maksimalt moment med en faktor på hele 510/320 = 1,60.

På samme måte er maksimalt moment svært sensitivt for antatt skjærstyrke. For L = 16 m vil således 10% reduksjon av skjærstyrken øke momentet fra 320 til 450 kNm/m eller med hele 40%.

I eksemplet i fig. 4 var det ikke tatt med terrenglaster. Introduseres en terrenglast på bare 5 kPa, øker momentet for L = 16 m fra 320 til 400 kNm/m eller med 25%.

Til sammenligning med disse momenter kan det nevnes at den U-formede FSP3-spunten som var rammet rundt hele byggegropen hadde et teoretisk flytemoment på 400 kNm/m hvis man antok "ru lås" og bare ca. 100 kNm/m for "glatt lås", fig. 5. Hva låsen egentlig kunne overføre var et annet og meget vesentlig usikkerhetsmoment. Da gravearbeidene i seksjon A1 stoppet, viste helningsmålingene en krummingsradius på 30 til 60 m (jfr. Eide og Karlsrud) langs det meste av byggegropen, unntatt nordre 1/3 hvor det er grunnest til det stive leirlaget. Uansett låsfriksjon innebar det at flytemomentet var oversteget, se fig. 5.

At man ikke kjente den virkelige stivhet og styrke av den U-formede spunten med låsen i nøytralaksen, gjorde det ekstra vanskelig å vurdere påliteligheten av de regnemetoder som ble foreslått. Beregninger etter de prinsipper som er beskrevet ovenfor gav imidlertid et maksimalt moment ved 6 m gravedybde, og forutsatt 5 kPa terrenglast, på omkring 150-200 kNm/m. Dette ble tatt som en bekref-

telse på at man ikke kunne regne med ubegrenset låsfriksjon.

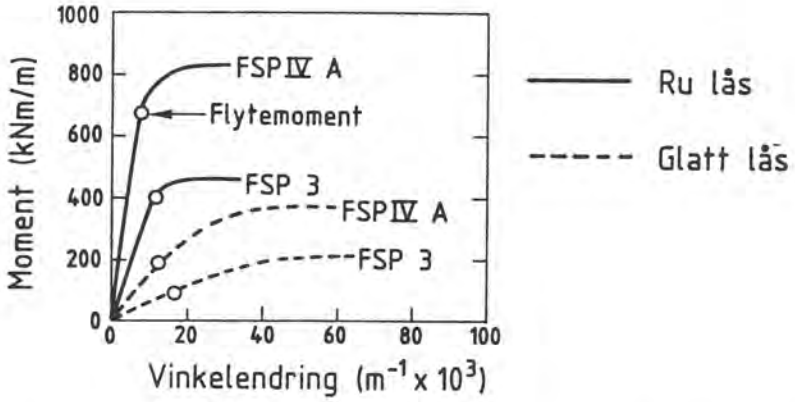


Fig. 5. Sammenheng mellom moment og bøyning av spunt, med og uten låsfriksjon.

OMPROSJEKTERING OG VIDERE ERFARINGER FRA A1, A2 OG B1/B1

Det syntes opplagt at gravearbeidene i del A1 ikke kunne fortsette uten at spesielle tiltak ble iverksatt. Spunten var allerede i flytning, og store forskyvninger var inntruffet. Flytningen i feltet innebar forsåvidt ikke noen bruddtilstand. Det kreves da utviklet plastiske flyteledd i midtspennet såvel som over nedre stiver. Som et ledd i vurdering av totalsikkerheten ble det gjort beregninger av hvilket midlere jordtrykk under gravenivået som var nødvendig for å skape to plastiske flyteledd i spunten. Dette midlere jordtrykket er vesentlig større enn det jordtrykk som skal til for å nå første flytning bare i feltet. Avhengig av forutsetningene kan nettojordtrykket som gir 2 fullt utviklede plastiske flyteledd være fra 2 til 4 ganger større enn det som gir den første flytning i feltet. Av denne grunn tillot man seg ellers

å legge små sikkerheter i selve beregningene. Følgende dimensjoneringskriterier ble lagt til grunn:

1) Jordtrykket i grenselikevektstilstanden ble beregnet etter de prinsipper som er beskrevet ovenfor og uten noen sikkerhet på udrenert skjærstyrke. Det ble imidlertid krevet en minste sikkerhetsfaktor på 1,3 på antatt skjærstyrke i det faste leirlaget. Dessuten ble det her ikke tillatt regnet med N_s større enn 4,8.

2) For spunt med lås i nøytralaksen skulle maksimalt tillatt moment i feltet tilsvare midlere flytemomement med/uten låsfriksjon dividert med materialfaktor 1,3.

Beregning av momenter og krefter ble i virkeligheten utført med et mer avansert regnemaskinprogram, "Sheetpile2", som var tilgjengelig på stedet. Dette er et meget fleksibelt og anvendelig program som modellerer samvirket jord, spunt og stivere ved hjelp av bjelkeelementer og elastiske fjærer (tilsvarende bjelke på elastisk underlag). Programmet beregnet deformasjoner, krefter og jordtrykk for et og et gravetrinn av gangen. Det kan i denne forbindelse også beskrives at stiverne skal oppspennes til en viss kraft før videre graving tar til. (En slik oppspenningsprosdyre ble gjennomført i det foreliggende tilfelle.) Fjærene som fordeler jorden er beskrevet som elastisk-plastiske. Overgangen fra elastisk til plastisk oppførsel kan beskrives i samsvar med de grenselikevektstrykkene som er beskrevet tidligere. Hvis mobilisert skjærstyrke overskrides langs deler av spunten, foretas det i virkeligheten en iterasjonsprosess og omlagring av jordtrykket.

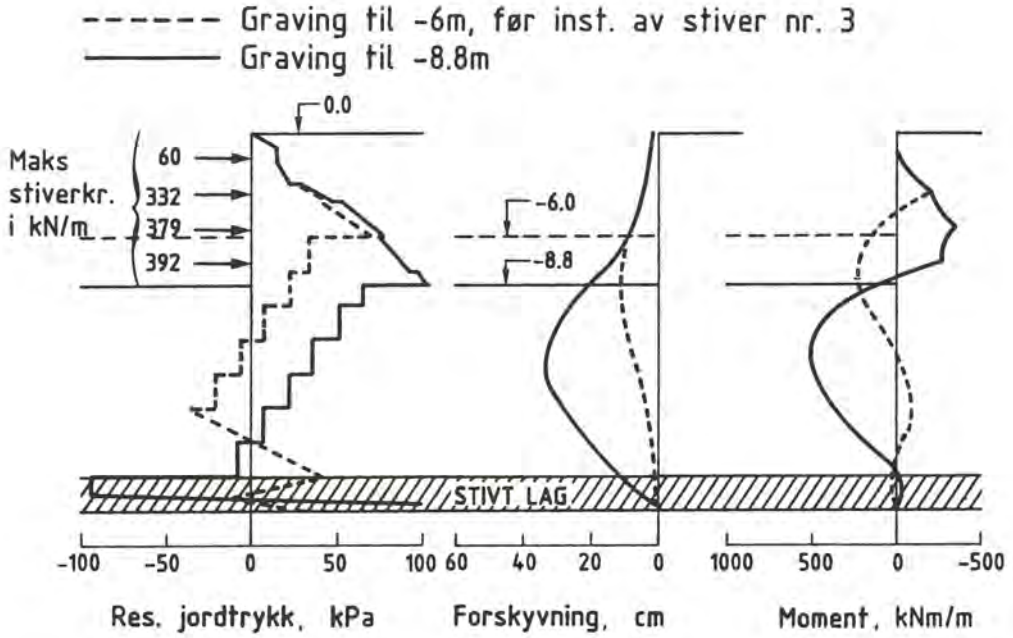


Fig. 6. Eksempel på beregning med programmet Sheetpile2 basert på bjelke på elastisk-plastiske fjærer.

Fig. 6 viser et eksempel på beregnede momenter, krefter og forskyvninger for 8,8 m utgraving i seksjon A2. Antagelsene i dette tilfellet tilsvarer ca. 30 m sekssjonslengde (N_S = 6,0) ved graving under 3. stiverlag. Det ble utført en rekke forskjellige beregninger (parameterstudier) med Sheetpile2. Fig. 7 viser f.eks. at det er ganske nær sammenheng mellom beregnet midlere jordtrykk i det bløte leirlaget under gravebunn, avstand fra nedre stiver til det stive leirlaget og beregnet maksimalt moment i spunten. Det fremgår også at momentet øker vesentlig med økende stivhet av spunten. Dette skyldes at infleksjonspunktet forskyves oppover når spunten gjøres stivere.

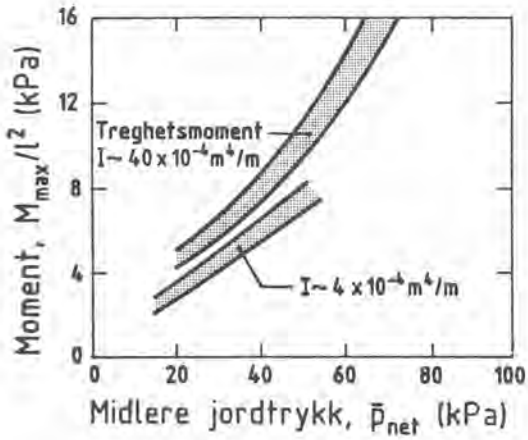


Fig. 7. Moment beregnet med Sheetpile2 som funksjon av midlere netto jordtrykk fra gravenivå til topp av stivt leirlag.

Ved omprosjekteringen av gravearbeidene hadde man to ting å spille på, nemlig å utføre gravingen under et visst gravenivå i mindre seksjoner med utstøping av bunnplaten og gjenbelastning, samt å ramme en ny spunt rundt byggegropen som ville øke momentkapasiteten av spuntveggen. Fra entrepre-nørens synsvinkel var det lite ønskelig å gå til svært korte seksjoner da dette ville medføre øket tidsforbruk og kostnader. (Bare potensielle dagbøter utgjorde stør-relsesorden 1/2 mill kroner.) Det viste seg også at den eneste spunten som var raskt tilgjengelig på stedet var en U-formet spunt med lås i nøytralaksen. Det ble valgt å benytte en FSP 4a med kapasitet som illustrert i fig. 5. I henhold til dimensjoneringskriteriet beskrevet ovenfor (pkt. 2) ville tillatt maksimalt moment på FSP3 og FSP4a tilsammen utgjøre 520 kNm/m.

På dette grunnlag ble det rammet en ny FSP 4a spunt rundt nesten hele seksjon A1, A2 og B1/B2 med unntak av den nordligste delen mot Beach Road. Det ble videre lagt opp til at all graving under 3. stiverlag (ca. 6 m) skulle

utføres i seksjoner som antydet med stiplede linjer i fig. 8.

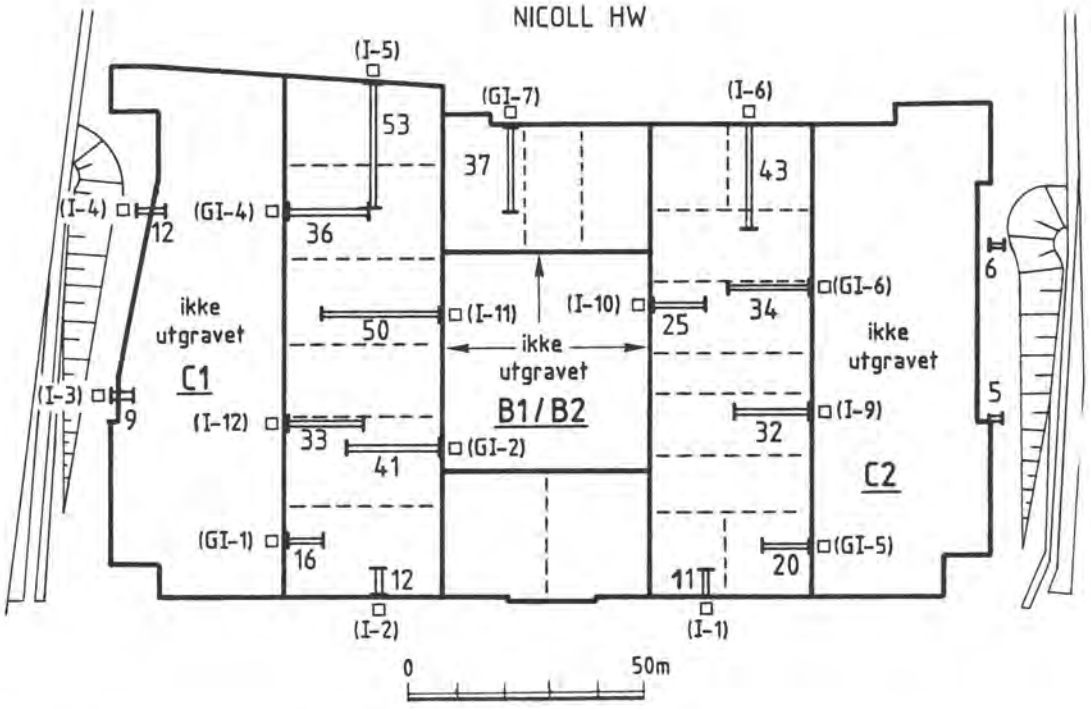


Fig. 8. Sammenstilling av målte maksimale horisontal-forskyvninger i cm

Under den videre gjennomføring av seksjon A1 viste helningsmålingene at til tross for den nye tilleggsspunten økte forskyvningene videre fra inntil 30-35 cm ved gjengraving til noe i overkant av 50 cm på de verste stedene, fig. 8 og fig. 9. Spesielt ut mot Nicoll Hw. var det en periode at forskyvningene økte såvidt raskt at man måtte legge motvekt i form av betongblokker ned i utgravningen for å stoppe bevegelsene. Det var derfor liten tvil om at sikkerhetsmarginene var små. Det ble derfor igjen stilt spørsmål om man i det hele tatt kunne regne med noe låsfriksjon i disse spuntveggene med lås i nøytralaksen. På

denne bakgrunn ble det derfor besluttet at ved A2 og B1/B2 seksjonen skulle to og to spunter punktsveises i låsene (10 cm sveis pr. lm spunt).

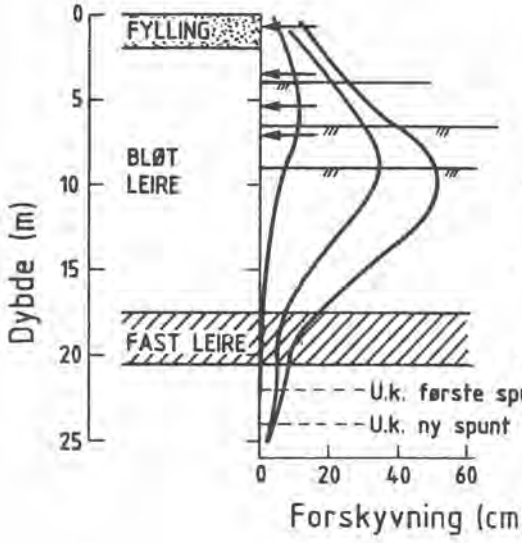


Fig. 9.

Målt horisontalforskyvning ved kanal I-11 i seksjon A1

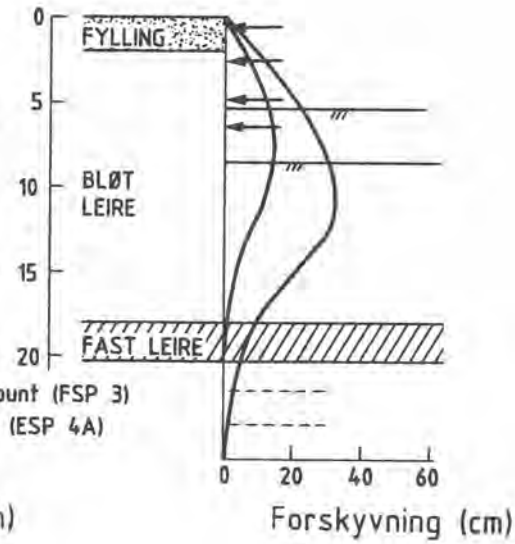


Fig. 10.

Målt horisontalforskyvning ved kanal GI-6 i seksjon A2

Dette bidro trolig også i vesentlig grad til at forskyvningene under utførelse av seksjon A2 gjennomgående ble 30% mindre enn i A1, jfr. fig. 8, 10 og 11. Mot Nicoll Hw. ble imidlertid forskyvningene i A2 uventet store. Dette hadde i vesentlig grad sammenheng med en utad-rotasjon av veggen under graving for de 2 øvre stiverlagene, fig. 11. NGI var tilfeldigvis på stedet da dette ble oppdaget. Det viste seg at forklaringen lå i at spennvidden mellom de to stiverparene inn mot spunten var gjort for stor. Man fikk dermed et ubalansert moment og derved utad-rotasjon av midtspennet. Dette ble utbedret ved å

sette inn nye skråstivere, hvilket stoppet innad-rotasjon av spunten under den videre graving (fig. 12).

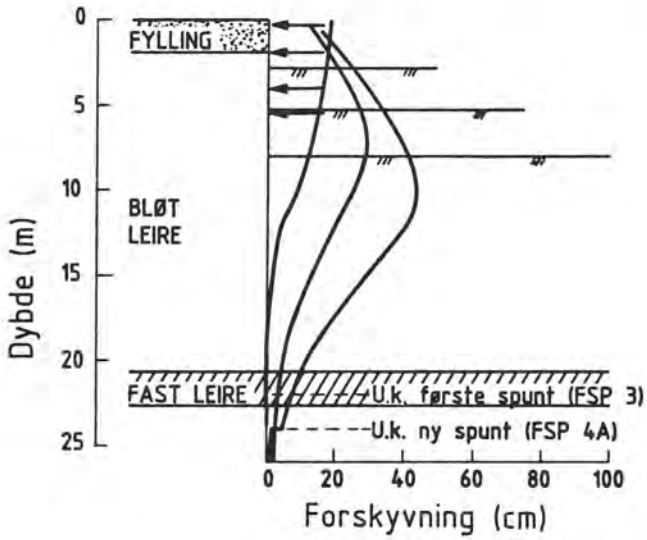


Fig. 11. Målt horisontalforskyvning ved kanal I-6, seksjon A2

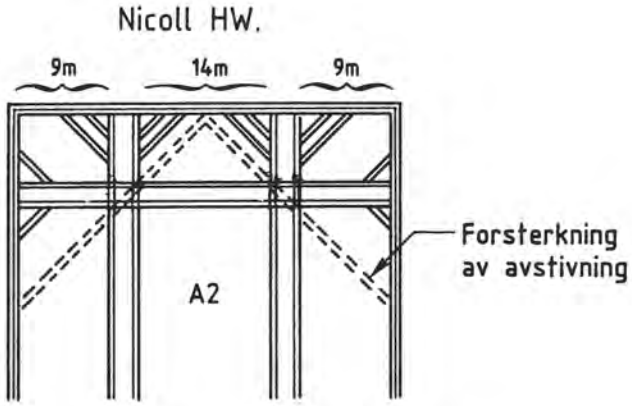


Fig. 12. Avstivningssystem mot Nicoll Hw., seksjon A2

Det kan bemerkes at forskyvningene i A2 (Fig. 10) stemmer ganske godt med de forskyvninger som ble beregnet i fig. 6.

Som en kontroll av Sheetpile2-beregningene gjennomførte NGI også en del beregninger for A1/A2 ved hjelp av elementprogrammet FEAST. Beregningene ble gjort etter de samme prinsipper som beskrevet av Karlsrud (1979 og 1981). I beregningene ble det forutsatt en plan spenningstilstand, og det er antatt elastisk-plastisk jordoppførsel med de samme antatte udrenerte skjærstyrker som angitt tidligere. Spunt og avstivning er også som for eksemplet i fig. 6. Fig 13 viser bruddsonens utbredelse. Elementberegningene bekreftet i grove trekk beregningene beskrevet ovenfor, og gav også ganske god overensstemmelse med målte forskyvninger i A1 ved 6 m gravedybde, Fig. 14.

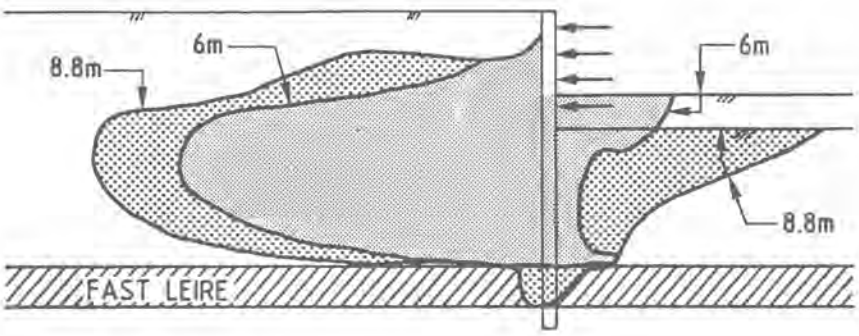


Fig. 13. Utvikling av flytesone iflg. beregninger ved hjelp av elementmetoden.

Ved graving til full dybde viste elementberegningene full bruddutvikling i den bløte leiren og nesten full mobilisering i det faste laget. Det bekreftet således at seksjonsvis graving var helt nødvendig.

Under gravearbeidene har det også vært foretatt systematisk måling av kreftene i avstivningen i 4 typiske snitt.

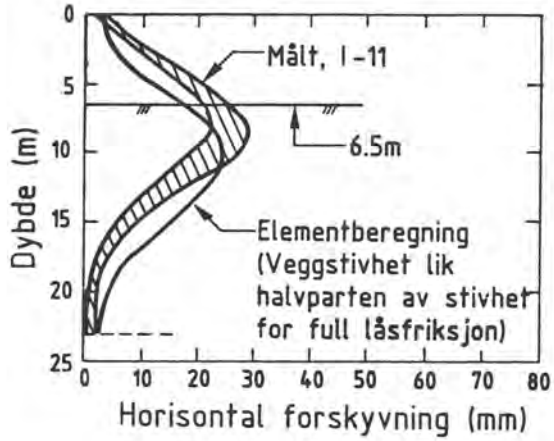


Fig. 14. Beregnet forskyvning ved 6 m gravedybde ved hjelp av elementmetoden.

Målingene er sammenliknet med beregnede krefter i tabellen nedenunder:

	Beregnet		
Stiverlag	Terzaghi & Peck	Sheetpile2	Målt
1	80	70	50-100
2	270	330	300-320
3	270	380	250-350
4	250	390	150-250

Merk at sammenlikningen her gjelder maksimale stiverkrefter under gravearbeidene. Disse opptrer generelt ikke ved det samme gravetrinnet. Det fremgår at overensstemmelsen mellom målte og beregnede krefer er ganske god.

OMPROSJEKTERING AV SEKSJON C1 OG C2 MOT BRORAMPENE

De to brorampene langs C-seksjonene (fig. 1) har en maksimal høyde på ca. 5 m. Med en målt romvekt på 21 kN/m^3

utgjør disse vegfyllingene en maksimal belastning på 105 kN/m^2. Foten av fyllingen ligger bare 6-8 m fra byggegropen, og vil således kunne gi en betydelig økt belastning på spunten.

Stabilitetsberegninger av vegfyllingen alene viste at denne lå med meget lav sikkerhet, F ~ 1,0 (kfr. Eide og Karlsrud 1984). Dette fremgikk også av beregninger ved hjelp av elementmetoden, Fig. 15. Det fremgår her at en vesentlig del av jordvolumet under fyllingen er i en bruddtilstand. At stabiliteten av vegfyllingene var dårlig har også vært bekreftet ved måling av horisontal-forskyvninger nær foten av fyllingene. De forskyvninger som er angitt i fig. 8 skyldtes for eksempel i vesentlig grad fyllingen og ikke gravearbeidene. At forskyvningene er dobbelt så store langs C1 i forhold til C2 har sammenheng med at måleperioden også er omtrent dobbelt så lang (~ 1 år kontra ~ 1/2 år).

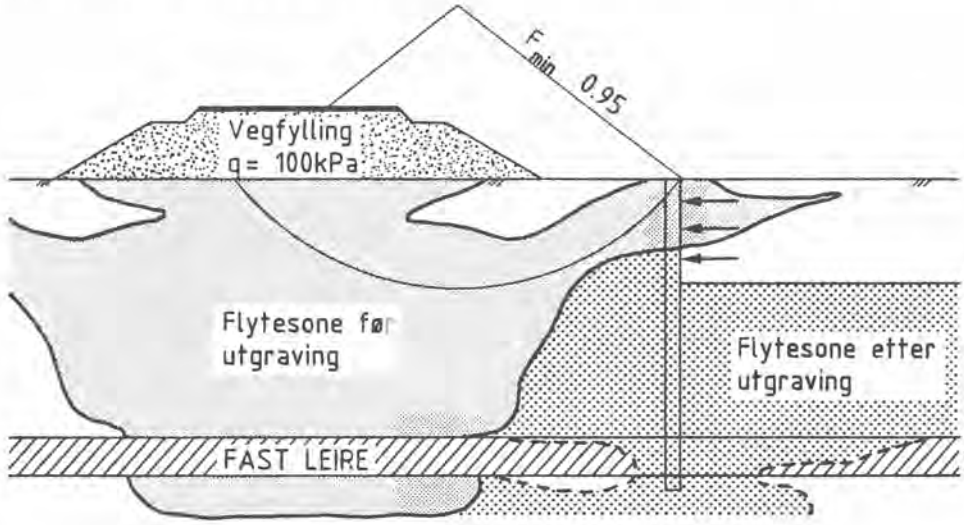


Fig. 15. Flytesoner (bruddsoner) iflg. elementberegning for typisk snitt i C-seksjonene mot brorampen

Utgravingen i C-seksjonene er noe grunnere enn i de øvrige, ca. 7 m dyp. Elementberegningene viste klart at ved en slik utgraving, og forutsatt en plan tilstand, ville et fullstendig sammenbrudd inntreffe, fig. 15. Elementberegningene såvel som plastisitetsteoretiske betraktninger viste at fyllingen ville medføre en betydelig tilleggsbelastning , $\Delta\sigma_H$, på spunten på ca. 60 kPa på det sterkest belastede parti i forhold til en situasjon uten fylling, fig. 16. Til sammenlikning med plastisitetsteoretiske løsninger er det også i fig. 16 vist jordtrykk iflg. elastisitetsteorien, som altså gir alt for lave trykk for en slik situasjon. Selv plastisitetsteoretiske betraktninger kan gi en god del spredning i resultater for $\Delta\sigma_H$. Det kan for eksempel nevnes at beregninger med sammensatte og sirkulærsylindriske glideflater gav midlere jordtrykk over den 30 m høye veggen på grunn av veg-

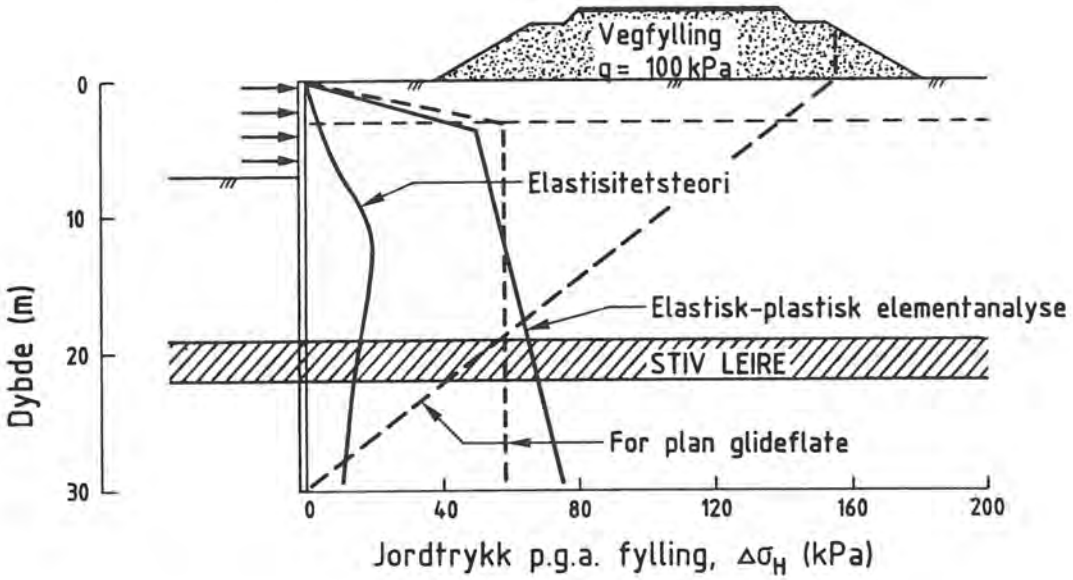


Fig. 16. Jordtrykk på grunn av brorampene

fyllingen på opptil 80 kPa ved en fyllingslast som vist i fig. 16 på 100 kPa. Det ville imidlertid være urimelig om midlere trykk, $\Delta\sigma_H$, langs veggen skulle være større enn midlere terrenglast mellom spunten og ytterkant fylling, som utgjør 58 kPa. I virkeligheten er dette problemet fra et plastisitetsteoretisk synspunkt ganske komplisert, men vi skal ikke forfølge det videre her.

Når $\Delta\sigma_H$ på grunn av fyllingen var bestemt, er netto jordtrykk mot spunten gitt ved:

$$p_{net} = \bar{\gamma}D + \Delta\sigma_H - N_s \tau_d$$

Beregninger med Sheetpile 2 viste at man med en 24 m dyp spunt såvidt ville få tilstrekkelig mothold i det faste leirlaget hvis det ble gravet i 10m lange seksjoner under 2. stiverlag (N_s = 7,0). Det var da som tidligere ikke regnet med noen sikkerhetsfaktor på skjærstyrken i det bløte leirlaget, og F = 1,3 i det faste laget. Dette ble ansett for å være noe i dristigste laget, og man valgte derfor å føre en ny spunt ned til 30 m dybde på de sterkest belastede partier og der det var mest usikkerhet knyttet til maktighet og styrke av det faste leirlaget. Maksimalt dimensjonerende flyte moment på denne spunten blir meget stort, opptil 2400 kNm/m. For å komme opp i en slik kapasitet må det benyttes spunt sammensatt av 60 cm dype I-bjelker.

Det er ikke tvil om at dette er en dyr løsning, også tatt i betraktning av at stiverkreftene også blir vesentlig større enn i A-seksjonene, opptil 500 kN/m. Videre er det tidkrevende å grave i 10 m lange seksjoner fra 2. stiverlag og vente på utstøping av bunnplate og gjenbelast-

ning før neste seksjon kan påbegynnes, som illustrert i fig. 17. Selv om man ville starte på to steder og arbeide vekselvis i begge retninger, representerer dette en forsinkelse på mange måneder sett i forhold til for eksempel slik A-seksjonene ble utført.

NGI var av denne grunn sterkt innstillet på andre løsninger. Bruk av slissevegger i stedet for spunt var et alternativ, men ville ikke kunne gi særlig stor besparelse da man fortsatt måtte arbeide i seksjoner. Det ble i tillegg vurdert å lage betongskiver som avstivning under gravenivå slik som benyttet for tunnelene gjennom Studenterlunden og på Jernbanetorget (Eide et al., 1972, Karlsrud 1977, 1981). Dermed kunne man lempet vesentlig på kravet til seksjonsvis graving. Det var imidlertid ikke mulig å overføre horisontalkreftene fra betongskivene og over i spunten på motsatt side, Spunten ville ikke

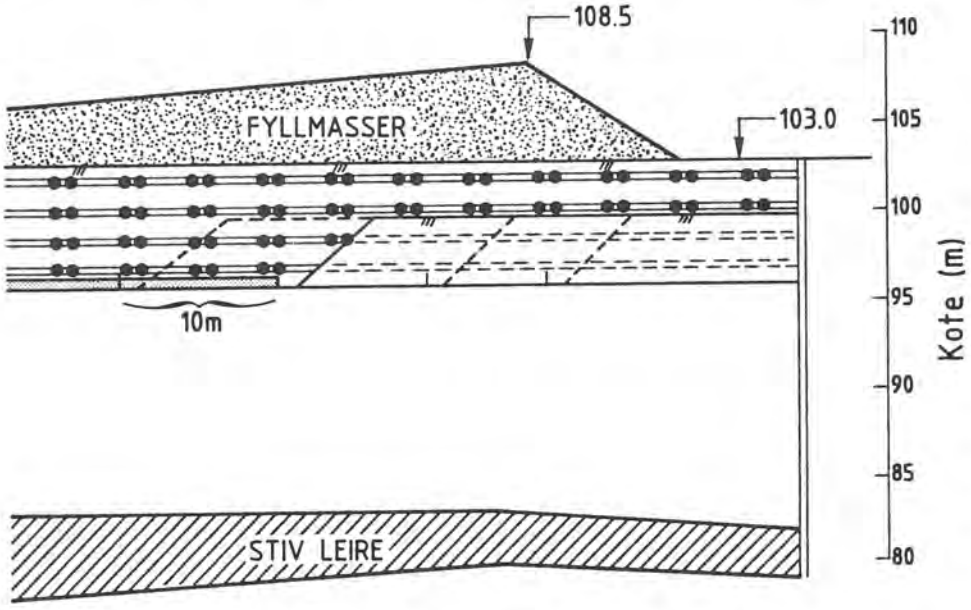


Fig. 17. Prinsipp for seksjonsvis utførelse av seksjonene (lengdesnitt)

tåle det, og det ville følgelig vært nødvendig å lage slissevegg på begge sider av utgravingen og ikke bare langsmed brurampen. En slik løsning ville bli altfor kostbar.

De løsninger som NGI satset sterkt å å få gjennmført var å bli kvitt belastningen fra brurampene. To hovedalternativer ble utarbeidet:

- Å erstatte fyllingene med en lett fylling av extruderte polystyren-blokker. Slike fyllinger har vært introdusert og bygget i regi av Veglaboratoriet en rekke steder her i landet (Dahlberg og Refsdal 1981, Rygg og Sørli 1981), og er også etterhvert blitt annerkjent i utlandet. Arbeidet kunne gjennomføres på en slik måte at i hverfall et kjørefelt kunne holdes åpent på 3-feltsrampene, fig. 18.

- Omfundamentering av fyllingen på jet-injiserte pilarer. Dette er en forholdsvis ny metode der man i prinsippet spyler ut et pilarhull i bakken og samtidig fyller det med sementmørtel. Det ville bare være nødvendig å sperre et kjørefelt av gangen. Pilarhullene ville kunne utformes med utvidet diameter i topp (underkant fylling) og i bunn, fig. 19.

Disse alternativer var omtrent like dyre og ca. 30% rimeligere enn spuntvegg-løsningen. I tillegg ville man unngå graving i korte seksjoner og derved spare mye tid. Dessuten fikk man derved løst probelemet med de store setningene på brorampene som utgjorde hele 20 cm pr. år. Disse løsninger krevde imidlertid myndighetenes godkjenning. Selv om myndighetene helt klart innså de teknisk/

økonomiske fordeler ved lett vegfylling eller omfundamentering på pilarer, fikk man beskjed om at "publikum" ville reagere om man begynte å røre ved disse brorampene nå, som bare var 3 år gamle.

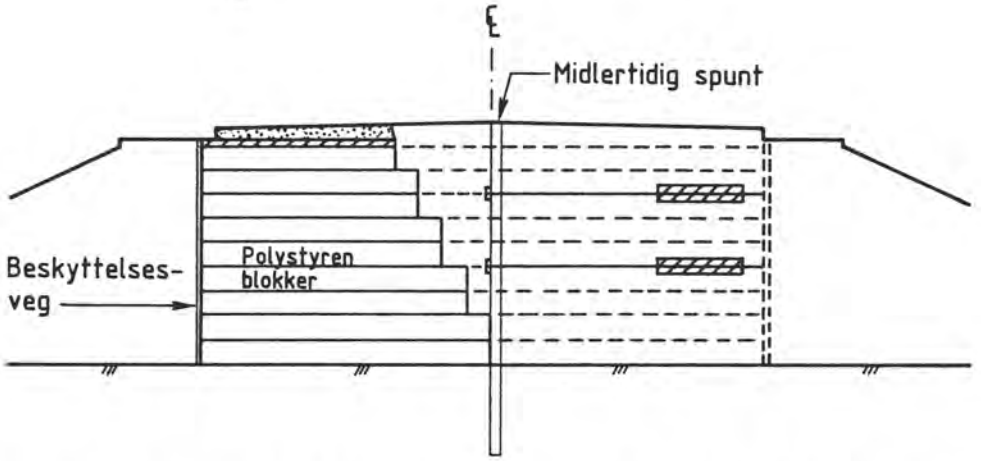


Fig. 18. Snitt som viser alternativ med utskifting av vegfylling med polystyrenblokker i to trinn

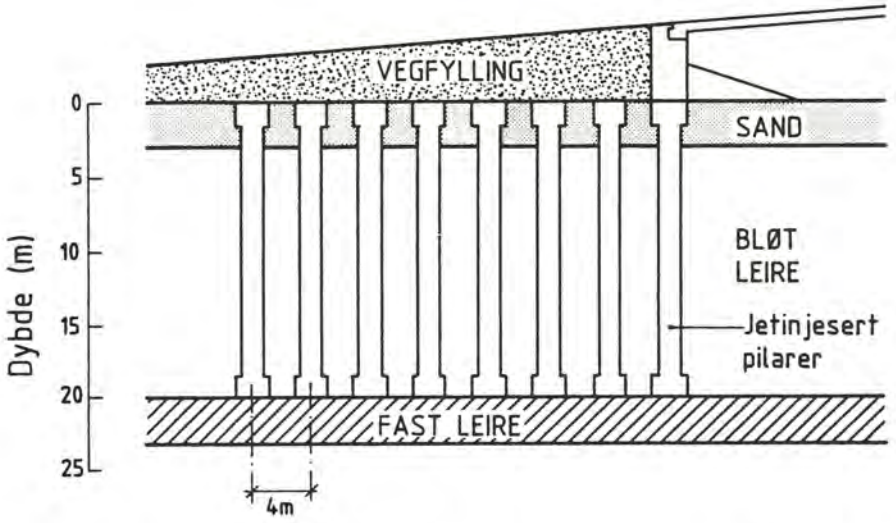


Fig. 19. Alternativ med omfundamentering av fylling på jet-injiserte pilarer, sett i lengdeprofil

Spuntløsningen var derfor til syvende og sist den eneste aktuelle løsning. Disse arbeidene, som nå er i startfasen, vil bli spesielt nøye overvåket. Blant annet vil det i tillegg til deformasjonsmålinger og måling av stiverkraften, måles jordtrykk mot spunten i et snitt.

SLUTTKOMMENTAR

Dette prosjektet har vært spesielt utfordrende både fordi det rent teknisk var komplisert og fordi tidspresset og økonomiske konsekvenser var store. Det er også et dristig prosjekt med meget små sikkerhetsmarginer. At man kunne tillate seg å arbeide med såvidt små sikkerhetsmarginer har sammenheng med et nært tillits- og samarbeids forhold mellom NGI og entreprenøren som er vår oppdragsgiver.

Til slutt skal det understrekes at en rekke medarbeidere ved NGI i tillegg til forfatterne har bidratt ved dette prosjektet. En spesiell takk til Gunnar Aas og Torbjørn Johansen.

REFERANSER

Aas, G.(1979)
Vurdering av korttidsstabilitet i leire på basis av udrenert skjærfasthet.
Nordiska geoteknikermötet. Helsinki 1979.Föredrag och artiklar, s. 585-596.
Også publ. i: Norges geotekniske institutt. Publikasjon, 132.

Bjerrum, L. (1973)
Problems of soil mechanics and construction on soft clays. State-of-the-art report to session IV. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8. Moskva 1973. Proceedings, Vol. 3, s.111-159.
Også publ. i: Norges geotekniske institutt. Publikasjon, 100.

Dahlberg, R.G. og G. Refsdahl (1979)
Polystyrene foam for leightweight road embankments.
Permanent International Association of Road Congresses, PIARC. XVI World Congress. Wien 1979.
Også publ. i: Veglaboratoriet, Oslo. Meddelelse, 53, s. 27-33.

Eide, O., G. Aas og T. Jøsang (1972)
Special application of cast-in-place walls for tunnels in soft clay in Oslo.
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5. Madrid 1972. Proceedings, Vol. 1, s. 485-498.
Også publ. i: Norges geotekniske institutt. Publikasjon, 91.

Eide, O. og K. Karlsrud [1984]
Dyputgraving i Singapore.
Fjellsprengningsteknikk - Bergmekanikk - Geoteknikk. Oslo 1984. Foredrag. (I trykk)

Karlsrud, K. (1979)
Eksempler på målt og beregnet oppførsel av noen slisse-veggkonstruksjoner.
Norges geotekniske institutt, Oslo. Rapport, 52300-1.

Karlsrud, K. (1977)
Instrumentering av slissevegger ved fellestunnelen gjennom Studenterlunden.
Fjellsprengningsteknikk - Bergmekanikk - Geoteknikk. Oslo 1976. Foredrag, s. 17.1-17.12, Trondheim, Tapir.

Karlsrud, K. (1981)
Performance and design of slurry walls in soft clay.
American Society of Civil Engineers. Spring Convention. New York, N.Y. 1981. ASCE preprint, 81-047. 14s.
Også publ. i: Norges geotekniske institutt. Publikasjon, 149.

Rygg, N.O. og A. Sørlie (1981)
Polystyrene foam for lightweight road embankment.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10. Stockholm 1981. Proceedings, Vol. 2, s. 247-252. Rotterdam, Balkema.

UTGLIDNING I EN SKRÅNING I SVELLELEIRE. ÅRSAKSSTUDIE OG REETABLERING. MOMBASA I KENYA.

LANDSLIDE IN RESIDUAL SWELLING CLAY EMBANKMENT. CAUSES AND REPAIR WORKS. MOMBASA, KENYA.

Jan A. Roti, NOTEBY A/S, Oslo.

SAMMENDRAG

En glidning inntraff i en skråning ved Mikindani, utenfor Mombasa, hvor hovedveien og jernbanen mellom Mombasa og Nairobi er lagt på en fylling. Glidningen er en langsom transversell glidning (retrogressivt kryp) som startet i form av alvorlige deformasjoner i veien i siste måneder av 1982. I tiden desember -82 til juli -83 ble horisontalforskyvningen av veien registrert til ca. 2.5 m. Undersøkelsene har vist at "glideflaten" ligger i en residual leire som er et in situ forvitringsprodukt av en leirskifer. Leiren sveller ved tilgang på vann. Hovedårsakene til glidningen er en kombinasjon av høyt poretrykk i grunnen og svelling med tilhørende fasthetsreduksjon av leiren. Stabiliseringstiltakene består i å redusere poretrykkene ved dypdrenering, og i å øke overlagringstrykket og effektiv skjærstyrke i leiren ved å legge ut motfyllinger.

SUMMARY

A landslide occured in a combined road and railway embankment at Mikindani, outside Mombasa in Kenya. Both the road and the railway are major connections between Mombasa and Nairobi. The landslide is a slow moving translational slide, (retrogressive creep) which started as serious deformations of the road during last months of 1982. In the period December -82 til July -83 a horizontal displacement of some 2.5 m was measured. The investigation of the landslide has disclosed that the failure zone is located in a residual clay which is a decomposed shale. The clay is susceptible of swelling. The major causes of the landslide is a combination of high pore water pressure and the swelling properties with corresponding shear strength reduction of the clay. The means beeing used for the stabilization of the area are a combination of deep drains to reduce pore pressure, and counterfill to stabilize the swelling clay and increase effective shear strength on the lower part of the landslide area.

INNLEDNING

En utglidning i en slak skråning brøt hovedvei- og jernbaneforbindelsen fra havnebyen Mombasa til hovedstaden Nairobi og øvrige Kenya og Uganda høsten 1982. Glidningen skjedde ved Mikindani i kanten av et platå ved flyplassen like utenfor Mombasa (se Fig. 1). Glidningen var en langsom transversell signing som startet med betydelige deformasjoner i veibanen noen måneder før veien måtte stenges for trafikk. I tiden desember -82 til juli -83 forskjøv veien seg ca. 2.5 m, med en forskyvningshastighet opp mot 8 cm pr. døgn, eller 20 cm pr. uke. Glidningen kunne ikke uten videre forklares ut fra tradisjonelle beregningsprinsipper idet grunnen i hovedtrekk består av en meget fast leire.

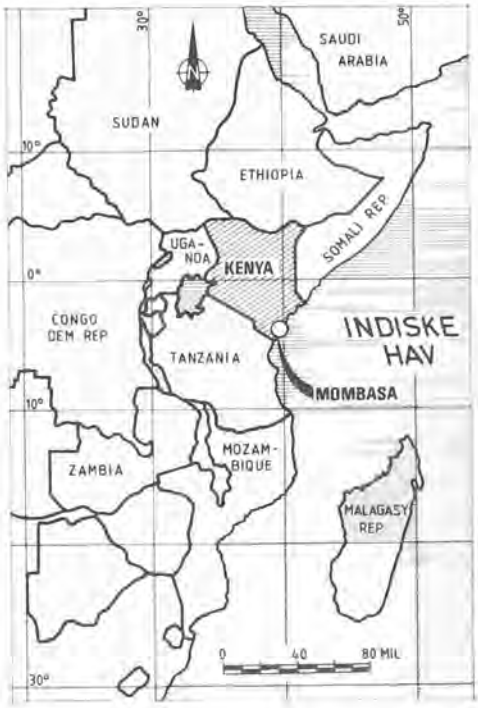


Fig. 1. "Hvor i verden".

NORAD ble anmodet om økonomisk støtte til den nødvendig årsaksstudie og planlegging av utbedringsarbeidene. Norconsult påtok seg å gjennomføre oppgaven i samarbeide med Foundation Section of Materials Branch i Ministry for Transport and Communication. Denne avdelingen er gjennom mange år bygget opp til en velutstyrt og slagkraftig enhet for grunnundersøkelser, inklusive avanserte geotekniske laboratorieundersøkelser, ved hjelp av midler fra NORAD. (Forfatteren av dette foredraget foresto denne virksomheten som NORAD-ekspert i tiden 1971-73).

Studiene av utglidningen, med tilhørende grunn- og laboratorieundersøkelser ble benyttet i opplegget for opplæring av utvikling av Materials Branch.

Prof.dr. Nilmar Janbu ble tilknyttet prosjektet osm spesialrådgiver. Enkelte spesielle laboratorieforsøk ble utført ved Instituttet for Geoteknikk ved NTH.

BESKRIVELSE AV UTGLIDNING

Glidningen skjedde i en forholdsvis slak skråning hvor det i 1956 var lagt ut en fylling i øvre del av en erosjonsdal. Fyllingen var lagt ut for å føre hovedveien og jernbaneforbindelsen Mombasa-Nairobi over erosjonsdalen. I tillegg til veiene, lå også hovedvanntilførselen til Mombasa i fyllingskanten. En kulvert for gjennomføring av overflatevann lå i bunnen av erosjonsdalen. Et oversiktsfoto over utglidningsområdet er vist på fig. 2. En plan over området er tegnet på fig. 3. Enkelte detaljer fra glidningsområdet er vist på fig. 4 til fig. 9.

Fig. 2. Oversiktsfoto av glidningsområdet.

Tatt fra ordinært rutefly under innflyvning til Moi International Airport, Mombasa.

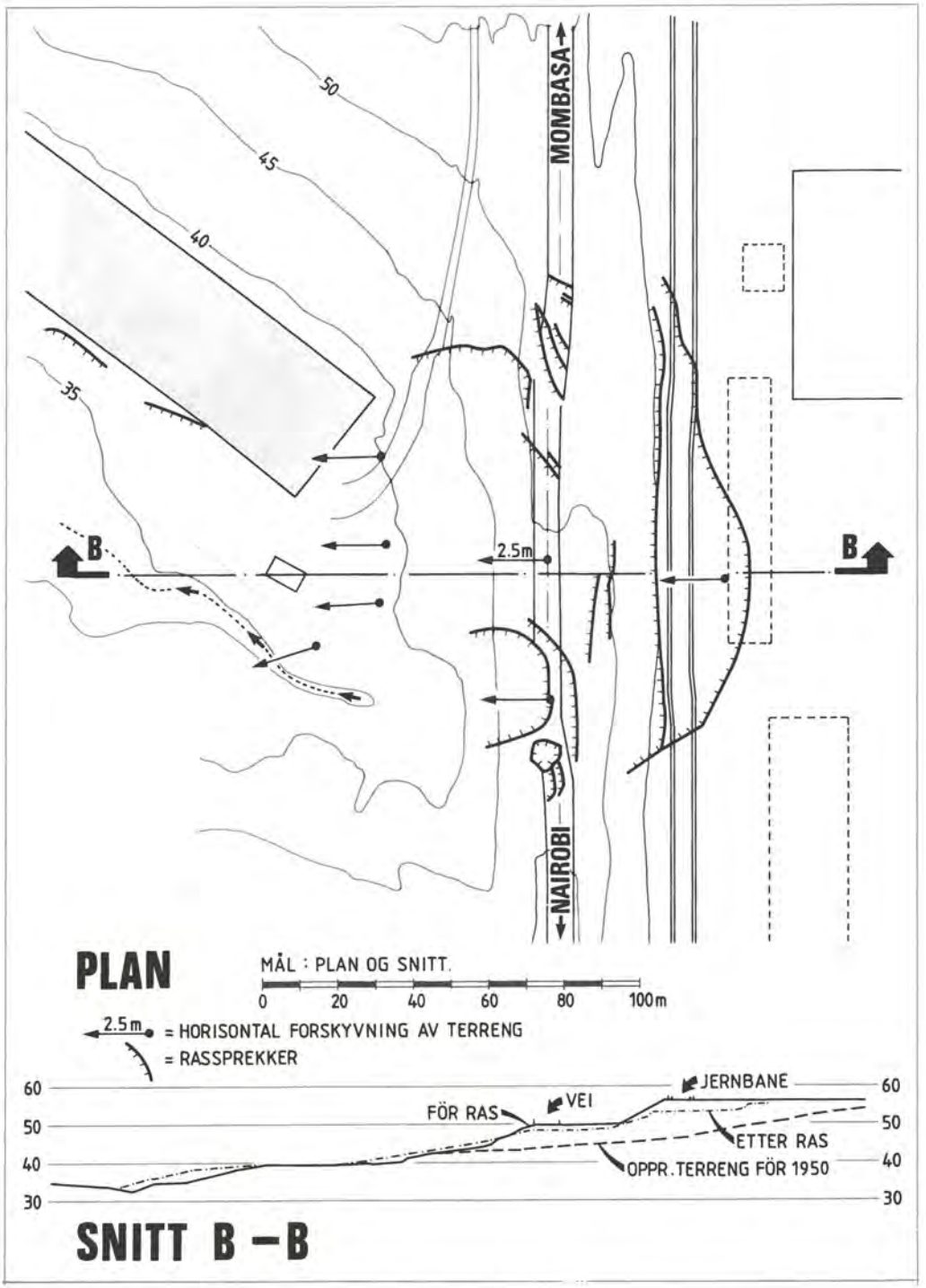


Fig. 3. Glidningsområdet i plan og snitt.

Fig. 4. Jernbanen mai 1983.

Fig. 5. Veien mai 1983.

Fig. 6. Oversikt fra jernbanen.
Materials Branch borrigg i arbeide.

Fig. 7. Detalj fra veien 1983.

Fig. 8. Glidningen sett nedenfra, med rester av hovedvanntilførselen til Mombasa.

Fig. 9. Forskjøvet fabrikkbygning.

Glidningen startet høsten 1982 som alvorlige deformasjoner i vegbanen. Det har imidlertid over flere år vært visse deformasjoner som har gitt spesielle vedlikeholdsbehov både på veien og jernbanen. Jernbanen har hatt daglig kontroll av skinnegangen, og redusert hastighet over lengre tid, uten at noen har tenkt på muligheten for mer alvorlige ting enn setninger. Et halvt års tid før man merket de alvorlige deformasjonene, som bl.a. medførte en dødsulykke, ble det utført noen mindre gravearbeider i foten av skråningen ved en fabrikkbygning.

Glidningen er en transversell signing med en horisontalforskyvning av veibanen på ca. 2.5 m over 6 mndr., med en maksimal registrert forskyvningshastighet på 8 cm/døgn. Vertikalt har veibanen i samme tidsrom sunket opptil 1 m. Glidningen går inn under fabrikkbygnginen, og har stuket denne noe sammen i enden. Blokkmurer i utforede søylefelter er stuket, og søylene som bærer taket har brukket (se foto fig. 9). Gulvet i bygningen har hevet seg noe.

Glidningen er kompleks. I øvre del er det tydeligvis en helt tradisjonell rotasjonsglidning i jernbanefyllingen, mens andre deler av glidningen har rene transverselle forskyvninger.

Deformasjonen høsten 1982 førte til brudd på vannledningen, hvilket medførte betydelige utvaskninger. Kulverten under fyllingen i bunnen av erosjonsdalen ble skadet, og lekkasjer i denne førte igjen til utvaskninger og nedfall av veibanen.

GRUNNFORHOLD

Grunnundersøkelsene i felten ble utført av Materials Branch, Ministry of Transport & Communications, Nairobi. Ved hjelp av tyngre og moderne borerigger ble det tatt opp uforstyrrede prøver av grunnen med 54 mm prøvetaker i ca. 15 borhull. Prøvene ble i det alt vesentligste undersøkt ved laboratoriet i Nairobi. Enkelte prøver ble undersøkt ved NOTEBY's laboratorie i Oslo, og enkelte ved Insitutt for Geoteknikk ved NTH.

Utglidningsområdet er i en erosjonsdal i kanten av et horisontalt platå. Veien og jernbanen ligger på en fylling i øvre del av dalen. Den naturlige skråningshelning i dalsidene varierer i området 1:5 - 1:8. Fyllingshelningen er ca. 1:2. Topografien fremgår forøvrig av Fig. 3. total høydeforskjell i rasområdet er ca. 20 m.

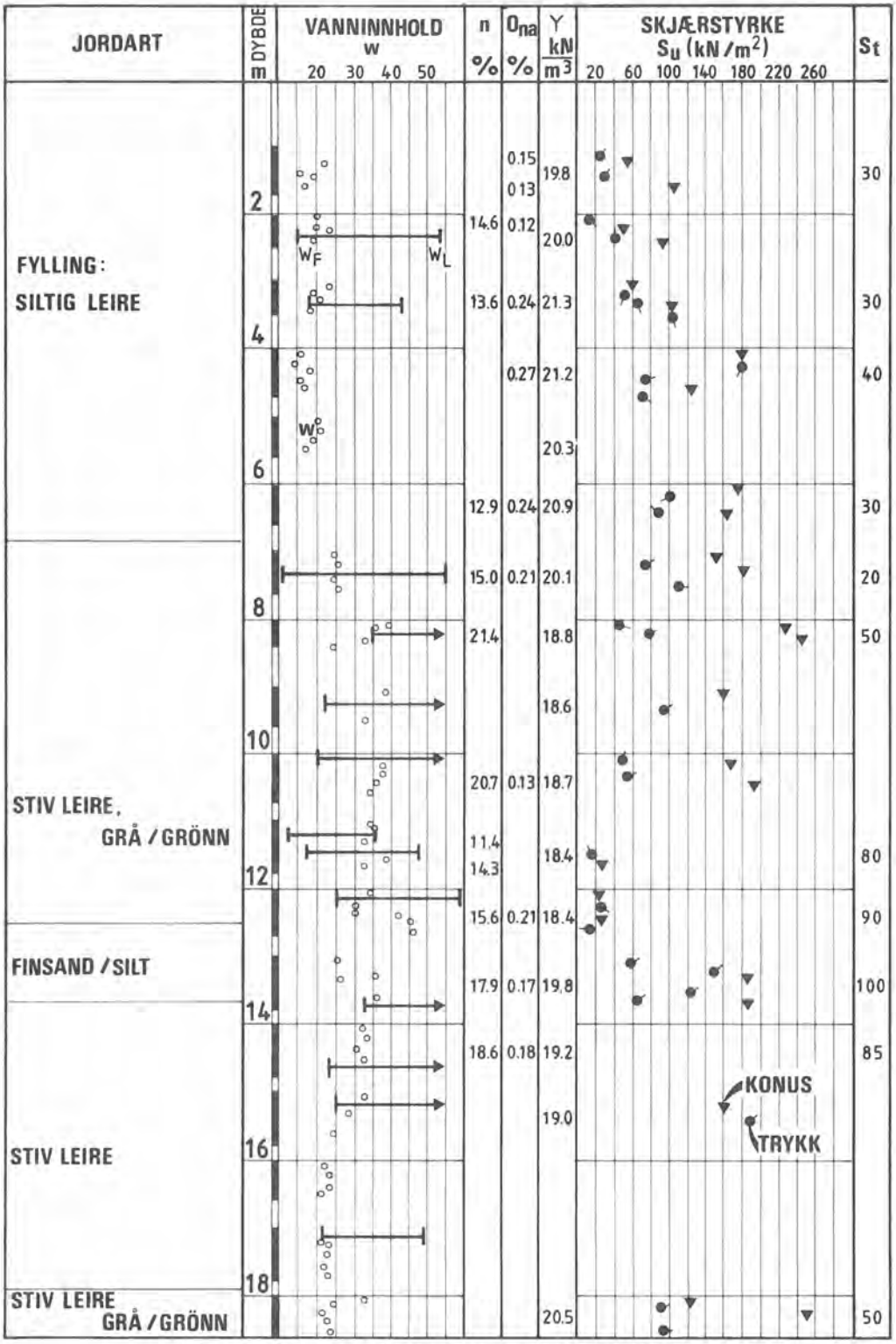


Fig. 10. Typiske geotekniske data.

Grunnen under fyllingen er en residual leire. Den er dannet på stedet, ved forvitring/nedbrytning av en leirskifer som geologisk sett tilhører øvre jura (ca. 150 mill. år). Tykkelsen på dette residuale forvitringsjordlaget varierer mellom 8 og 12 m innenfor rasområdet. I nedre del av området kiler det inn ett opptil 3 m tykt lag siltig finsand, også residual, i dybde ca. 5-8 m under opprinnelig terreng. Fig. 10 viser typiske geotekniske data.

Den residuale leiren er det interessante materialet i sammenhengen med glidningen. Materialet er gjennomgående meget fast, og kan visuelt sett sammenlignes med en meget fast tørrskorpeleire. Den virker imidlertid enda fastere, tettere og noe fetere (høyere innhold av leirpartikler). Leirmineralene er, i alle fall delvis, montmorillonitt som her sveller ved tilgang på vann. Det naturlige vanninnholdet er gjennomgående 30-35 % i øvre deler, og i nedre parrti ca. 20 %. I 4-5 m dybde fra opprinnelig terrengnivå har leiren visse spesielle egenskaper. Vanninnholdet øker her til 40 %, noe høyere flytegrense (ca. 80 % mot forøvrig 40-50 %), høyt svellepotensiale (fri svelling ca. 100 %), og høyt svelletrykk. Svelletrykket her er spesielt interessant, fordi det i et begrenset lag er høyere enn vekten av overliggende masser. Prøver fra sonene over og under dette laget har et lavere svelletrykk enn overliggende vekt. Svelletrykket er bestemt i svelleødometer. Dette laget har også lavere udrenert skjærfasthet S_u, bestemt til 20-30 kPa.

Poretrykket i finsand/silt-laget, som i nedre del av skråningen ligger rett under den ovennevnte spesielle leirsonen, er relativt høyt, og i skråningsfoten har det en stighøyde til over terrengnivå. Poretrykket påvirkes av nedbørforholdene.

ÅRSAKSSAMMENHENG

Stabilitetsberegninger gjennomført på vanlig måte med gjennomsnittlige fasthetsverdier for den meget faste leiren kunne ikke uten videre forklare glidningen. Gjennomsnittlig mobilisert skjærspenning lå i størrelsesorden 25 kPa, mens udrenert skjærfasthet på den faste leiren ble bestemt i variasjonsområdet 60 - 180 kPa. I et par av de første boringene fant man imidlertid enkelte fasthetsverdier i størrelsesorden 20 kPa. Det var imidlertid ikke mulig å spore leire med så lav fasthet som et gjennomgående lag gjennom hele området. En systematisk testing av alle prøver, med bl.a. svelleegenskapene som nevnt i foregående avsnitt, avdekket imidlertid spesielle felles egenskaper for leiren i en bestemt dybde. Det var ikke mulig visuelt å utpeke prøvene fra dette materialet, unntatt der hvor

vanninnholdet var betydelig høyere. Et studium av glidningsgeometri, blant annet etterhvert underbygget av registrerte bøyning av piezometerrør o.l., viste at glideflaten (eller sige-flaten) lå i den sonen hvor materialet hadde et svelletrykk (ved konstant volum) høyere enn overlagringstrykket. Triaksiale skjærforsøk ble utført etter konsolidering under svelletrykkbetingelser som ute i naturen. Skjærforsøkene viste at prøvene nettopp fra den omtalte sonen fikk en udrenert skjærstyrke på størrelsesorden 20 kPa (noe avhengig av konsolideringstrykket). Under forutsetning av at dette laget fikk tilgang til vann, ville fastheten under det rette overlagringstrykket bli redusert til en verdi som i stabilitetsberegninger ga sikkerhetsfaktor F = 1.0.

Utviklingen av glidningen har antagelig skjedd ved at det først har oppstått svelling og fasthetsreduksjon i nedre deler av skråningen. Deformasjonene både fra svelleprosessen og kryp p.g.a. høy skjærspenningsmobilisering i forhold til fastheten, har medført sprekkdannelser som har gitt vanntilførsel fra overflaten til det aktuelle kritiske laget videre bakover. På denne måten har det dannet seg en glidning som i prinsippet er et retrogressivt kryp.

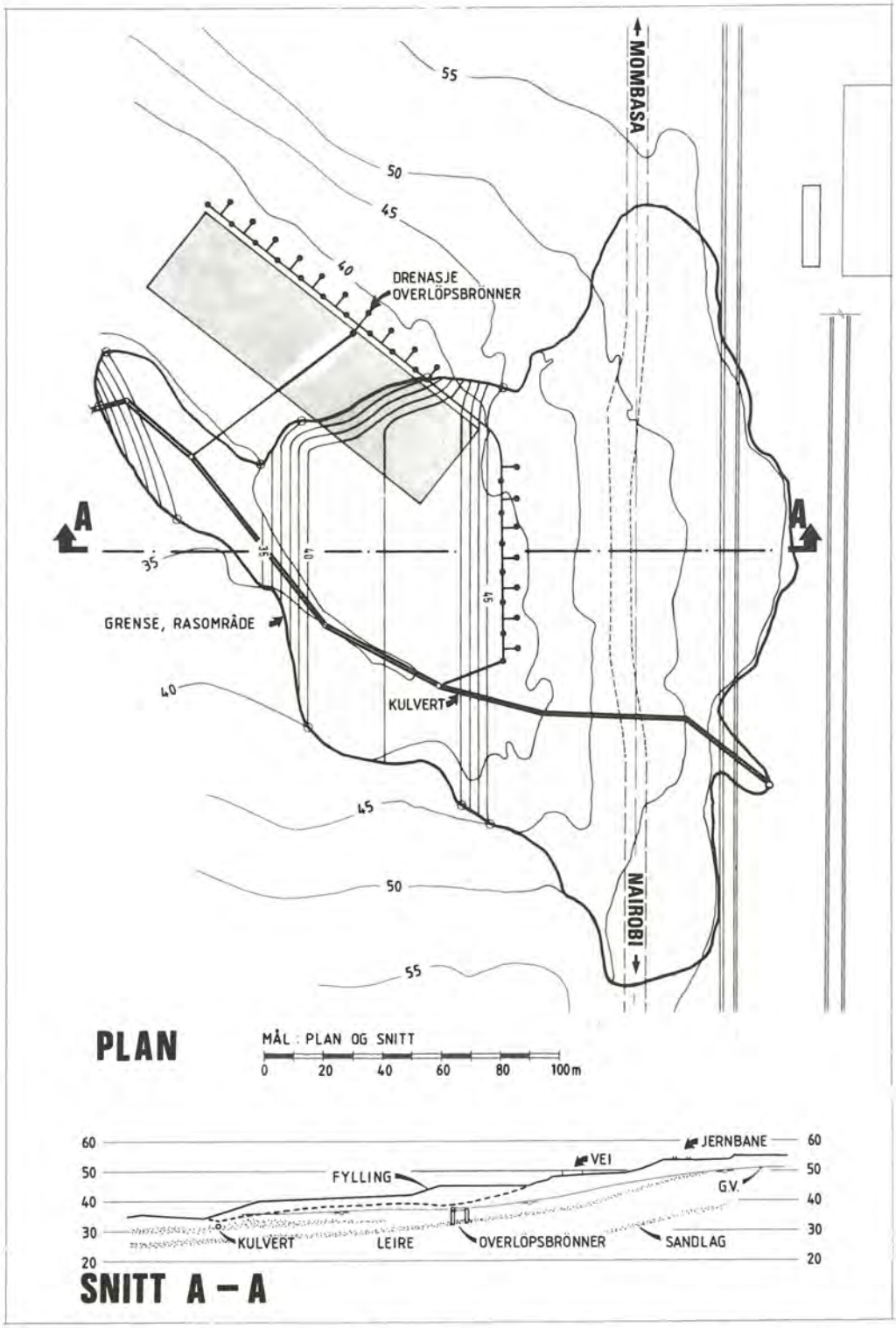


Fig. 11. Stabiliserende tiltak: Fylling og drenasje.

STABILISERING AV GLIDNINGSOMRÅDET.

Prinsippene for stabilisering av området går ut på å øke det effektive overlagringstrykket i laget med det ekstra høye svellepotensialet, og å redusere poretrykket i finsand/siltlaget.

Økning av overlagringstrykket oppnås ved å legge ut kontrafyllinger over hele nedre del av glidningsområdet, og poretrykket reduseres ved installasjon av overløpsbrønner. Fyllingen og brønnene er vist på fig. 11. Dette arbeidet utføres nå (høsten 1984).

Utforming av fyllingen har vært en optimaliseringsprosess. Med utgangspunkt i bestemmelse av skjærfasthetsparametere for de forskjellige aktuelle materialer/jordarter er det stillet krav om tilfredsstillende sikkerhet ved tradisjonelle stabilitetsberegninger. Dertil har man med utgangspunkt i den de facto labile kryptilstanden skråningen befant seg i stillet krav om en beregningsmessig forbedring av sikkerhetsfaktor på 25 %. Videre har man tilstrebet å oppnå fyllingsvekter opp mot det i laboratoriet bestemte svelletrykket. Her måtte man imidlertid inngå kompromiss både på grunn av lokale stabilitetsproblemer i fyllingsfoten, og på grunn av mengden tilgjengelige fyllmasser og kostnader.

Resultatet av stabilitetsberegningene er fremstillet i spenningsdiagram i fig. 12, sammen med materialparametere. Skjærfasthetsparametere forøvrig, og en utdypning av disse er gitt i det følgende foredraget av Professor Nilmar Janbu. Tilhørende glideflater trukket gjennom den omtalte sonen i leiren er vist på fig. 13.

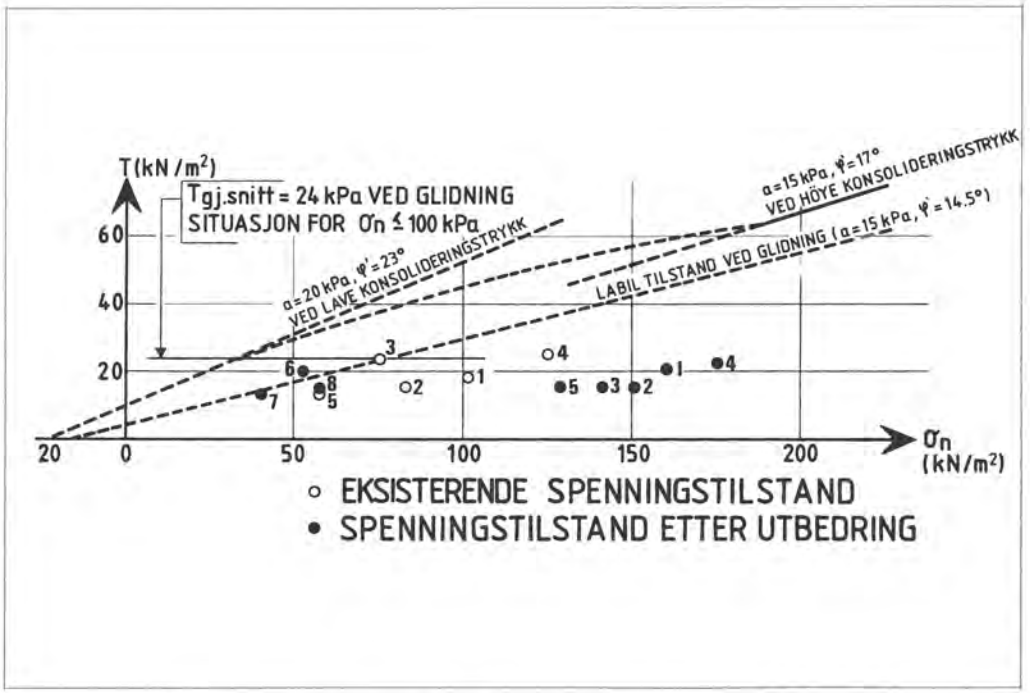


Fig. 12. Resultat stabilitetsberegninger.

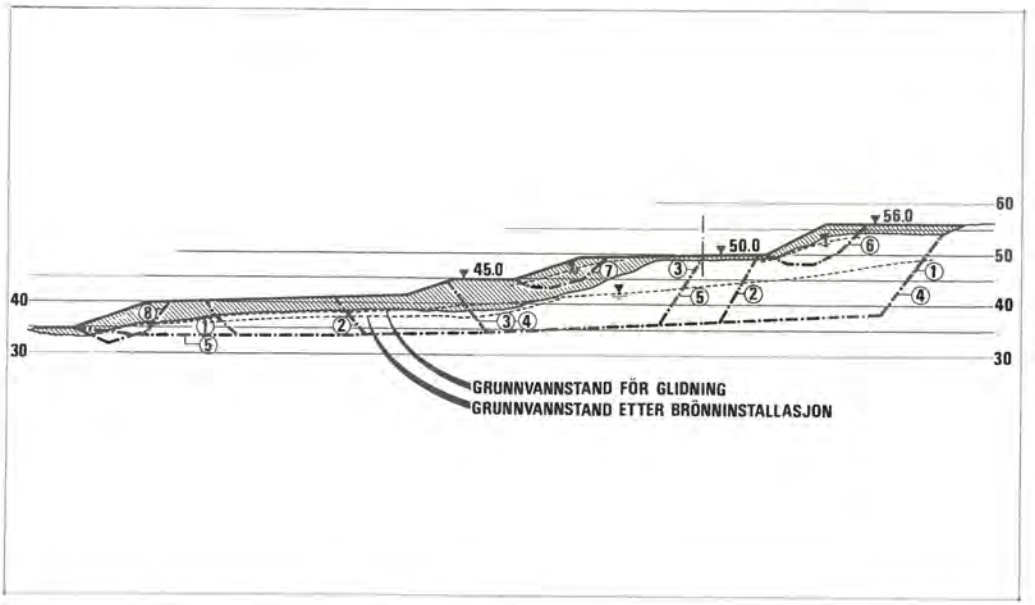


Fig. 13. Profil gjennom skråningen, med angitte glideflater.

SLUTTKOMMENTAR

Oppgaven som er beskrevet i dette foredraget har vært utfordrende og interessant. Det er en glede for forfatteren å kunne fremheve den meget fine innsatsen fra Materials Branch ved Ministry of Transport and Communications, under nåværende ledelse av Siviling. Johannes Klem. Både markarbeidet og laboratorieundersøkelsene ble utført av en stab som fikk sin grunnopplæring i et omfattende treningsprogram bekostet av NORAD i 1971-72. Både feltutstyr, avansert laboratorieutstyr og årlige treningsprogram er bekostet av NORAD som en del av den tekniske bistand til landet. Som geotekniker er det gledelig å se at dette bistandsprosjektet er vellykket.

Samarbeidet med Prof.dr. Nilmar Janbu ved NTH har vært interessant og givende også i denne saken.

Referanser:

Professor Dr. Nilmar Janbu: Spesielle geotekniske undersøkelser ved Mombasa-raset. Foredrag nr. 26. Geoteknikkdagen 1984.

SPESIELLE GEOTEKNISKE UNDERSØKELSER VED MOMBASARASET
SPECIAL GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS OF THE MOMBASA SLIDE

Professor Nilmar Janbu, NTH

SAMMENDRAG

Rundt årsskiftet 1982/83 ble vei- og jernbaneforbindelsene mellom Mombasa og Nairobi brutt pga. store terrengforskyvninger under fyllingen for disse sentrale trafikkårene. Sommeren 1983 var de største forskyvningene blitt ca.2,5 m.

Norconsult ble våren 1983 engasjert av NORAD til å finne årsakene til utglidningen og senere til å fremme forslag til gjenoppbygging. I denne forbindelse ble jeg engasjert som spesialrådgiver for NORAD. Min samlede rådgiving ble basert på: geotekniske analyser sommeren 83, befaring sept. 83 og supplerende laboratorieforsøk jan.84.

SUMMARY

From the late fall of 1982 on to the Spring of 1983 the embankment for the combined highway and railway connections between Mombasa and Nairobi susided gradually, up to 2.5 m. Therefore, all traffic had to be rerouted, on two by-passes.

In the Spring of 1983 Norconsult was engaged by NORAD to explore the causes of this slow sliding mechanism, and hence to recommend a final design for rebuilding the combined embankment. In this connection I was asked by NORAD to act as their special advicer, based on: independent analyses during the Summer of 1983, site inspection in Sept. 83, and supplementary laboratory tests in Jan.84 for the final redesign. Some of the results of these investigations are reported herein.

1. INITIAL ANALYSES

For a general description of the location of the slide and its size and development, reference is made to the foregoing lecture, No.25, by Jan Roti, of Noteby.

During the early phase of studing the slide, it soon became clear that this fairly flat slope had moved laterally for several months. This observation led to the following question:

- How deep is the seat of the main sliding, z_c = ?
- How large is the shear stress in the zones of shear failure, or the zones of large shear strain, τ_c = ?

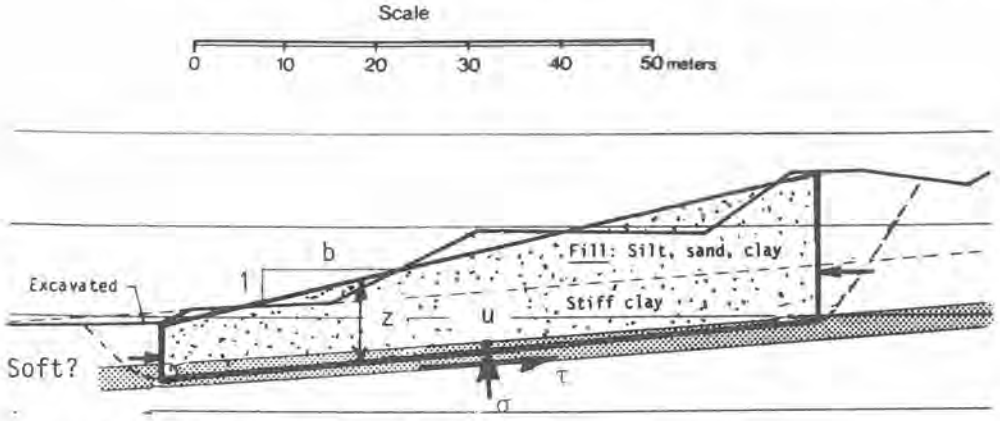


Fig.1 Idealized sliding mechanism

A simplified model for the envisaged sliding mechanism was used for the analyses, see Fig.1. By deriving the equilibrium conditions for the sliding body it was found that the shear stress τ and the effective normal stress σ' were both functions of the average depth $\bar{z}$. By mathematics the maximum shear τ_c was obtained for a certain average depth $\bar{z}_c$ corresponding to an effective stress σ_c'. The mathematical derivations are contained in a separate Appendix. The final results of the analysis are:

$$\bar{z}_c = \frac{H}{(1-r_u)K_r}\left[1-\frac{aK_r}{\gamma H}\right] \quad (1)$$

$$\tau_c = \frac{b\gamma z_c}{2(1+b^2)}\left[1-\frac{aK_r}{\gamma H}\right] \quad (2)$$

$$\sigma'_c \simeq \left(\frac{b^2+0.5}{b^2+1} - r_u\right)\gamma z_c \quad (3)$$

wherein

H = slope height
γ = unit weight of soil
$K_r = K_p - K_A$ = resulting earth pressure coeff.
$r_u = u/\gamma z$ = pore pressure ratio
a = soil attraction
$b = \cot.\beta = B/H$ = slope ratio

Introducing the average values: γ = 20 kN/m^3, H = 17.5 m, b = 4.4 and a conservative value of K_r = 2.0 one obtains corresponding values of the critical depth z_c and the maximum shear τ_c for each pore pressure ratio r_u. The result is shown in Fig.2, for r_u = 0, (i.e. u = 0) and up to r_u = 0.5 (ie. u= hydrostatic pressure from terrain). To cover soil variations, attraction values of a=0 to 20kPa are used.

Over time, with variable rain and climate it is likely that the pore pressure varies within fairly wide limits, say from r_u = 0.2 to r_u = 0.4. If so, Fig.2 shows that the critical depth varies from about 10 to 14 m, corresponding to max. shear stress of 18 to 30 kPa. In overall average, therefore, the theoretical analysis have led to the following :

- The critical depth $\bar{z}_c \approx$ 12 m, where
- Maximum shear stress $\approx$ 24 kPa

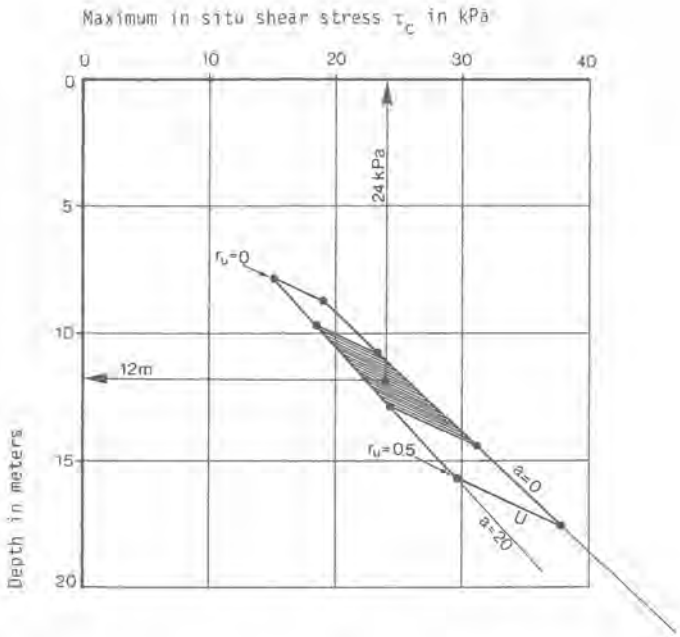


Fig.2. Maximum average shear stress versus depth.

Hence, it is concluded that the seat of the main sliding is located in natural ground, below the embankment fills.

Because the average shear stress is fairly low (τ_c = 24 kPa) and that the slope movement was gradual , and not abrupt, it is indicated that the soil layer which suffered the largest shear deformations must have been subjected to some internal changes prior to the yielding.

One possible cause could be a low effective stress level due to excess pore pressure. Theoretically, plastic yield will start when F = 1, or $\tau_c = \tau_f = (\sigma_c' + a) \tan\phi$. From Eqs.(2) and (3) one will obtain the pore pressure $u = r_u \gamma z$ required to produce such yield. The mathematical derivations of $\Delta u = u - \gamma_w z$ is included in the Appendix.

The result is that plastic yielding requires an excess pore pressure Δu equals

$$\Delta u \cong (b^2-b\cot\phi) \frac{\gamma_w z}{1+b^2} + a \qquad (4)$$

For the average depth z_c of 12 m one finds $\Delta u \sim 50$ kPa for $a = 0$, ie. 5 m of excess pore water pressure. Locally, however, yielding could start at much lower excess pore pressure.

For instance, at the toe of the slope, where the dept z_c to an initial, local slide may not be more than 4-6 m, the excess pore pressure required for yielding is only about 2 m, or 20 kPa. It is therefore quite likely that local yielding started at or near the toe.

Whether the actual soil conditions were such that the theoretical requirements for sliding or local yielding are present could only be answered by the soil investigations.

2. LABORATORY INVESTIGATIONS

The result of the soil investigation is reported by Norconsult in 2 volumes dated Sept.1983. Only those features which are believed essential to the analyses of the causes of the slide will be commented on below.

Swelling potential

First of all the maximum swelling pressures, measured in the laboratory in Nairobi, are plotted in Fig.3 versus depth of sample, irrespective of which boring it comes from. The same plot also contains effective overburden = $\gamma' z$ for comparison. The plot shows that over a depth of 8 to 14 m some of the measured swelling pressures are larger than the effec-

tive overburden. Thus one condition for swelling is present within this depth interval. If excess pore pressure could exist during rainperiods, and $\Delta u \cong 0.4\ \gamma_w z$ as theoretically required for plastic yielding, the measured swelling pressures are more than twice the value of σ_c'. Under such conditions, substantial swelling could take place.

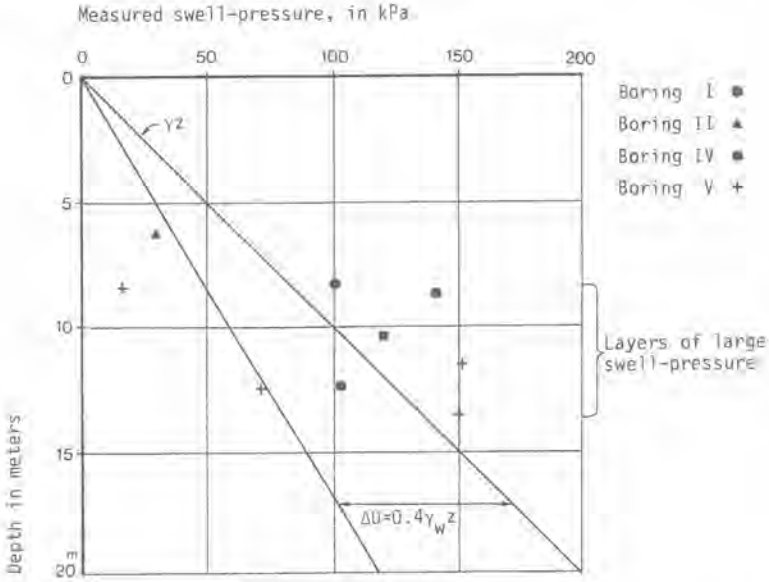


Fig.3. Measured swell-pressures versus depth for boring I,II,IV and V

The laboratory in Nairobi also measured percent free swell of the various samples, and the results are presented in Vol.II of Norconsult's report.

Fig.4 is a plot of % free swell with depth below embankment surface. The plot shows clearly that large free swell is measured for all samples within the layers from 7.5 m to 14.5m depth. The fill above and the dryer soil below, have much lower free swell, just about one third of the middle layer. Fig.4 is another strong indication of the swelling potential of the critical layers in question.

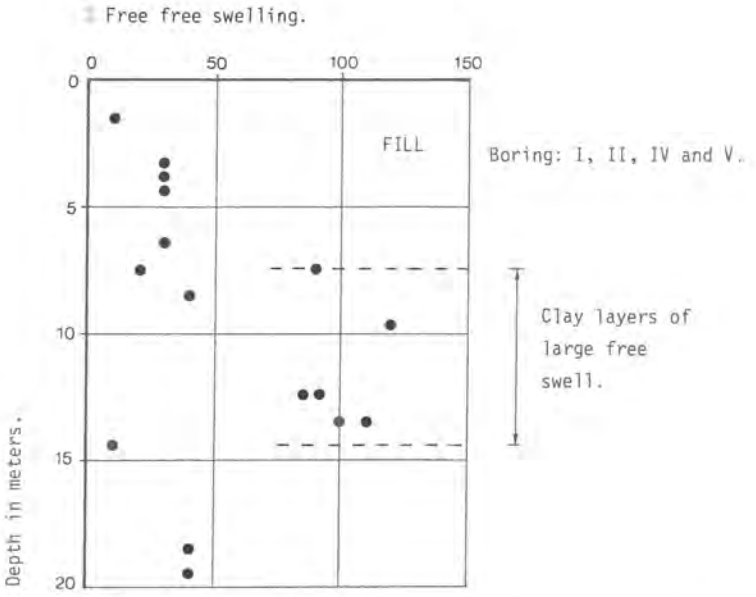


Fig.4. Per cent free swell versus depth for borings I,II,IV and V

Clay content

From grain size distribution curves in Vol.II of Norconsult's report, I have plotted in Fig.5 the clay fraction (% ≤ 2μ) versus depth for the four borings taken from the embankments. This plot shows clearly that in average the clay fraction in the fill material is about 25%±, while the average clay fraction in original ground is about 60%± between depths 8 m and 15 m. Below 15m depth, the clay fraction again drops down to roughly 25%±.

Since swelling potential is partly linked to clay content, it is thus clear that it is the layers of roughly 8 to 15 m depth that is most susceptible to swelling. Swelling potential is also linked to mineral activity (plasticity over clay content) as an expression for the ability to absorb water around the mineral surfaces. The activity of the swelling clay layer is roughly 0.7 to 1.0, which indicates medium activity, corresponding to illite particles.

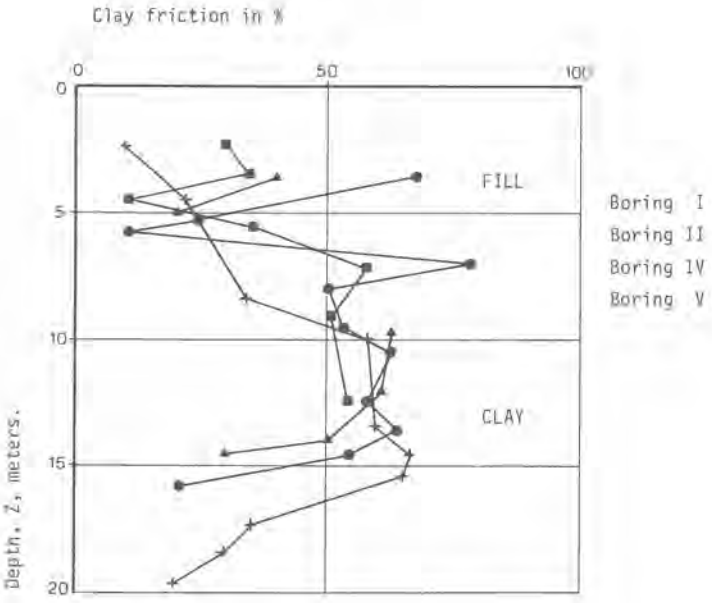


Fig.5. Clay content versus depth for boring I,II,IV and V.

Water content

The range of measured values of natural watercontent is plotted versus depth below embankment surface in Fig. 6. The shaded area covers most of all measurements in borings I, II, IV and V. This statistical diagram shows that the layers of highest watercontent is located between 10 to 13 m depth, and that the water content decreases to both sides of this layer. Thus the water content variation should indicate that some noticeable swelling might have taken place in the layer of 10 - 13 m depth. About 5 m to both sides of this layer the water content drops gradually. In the upper 5 m of fill and in the layers deeper than 17 - 18 m no swelling seem to have taken place.

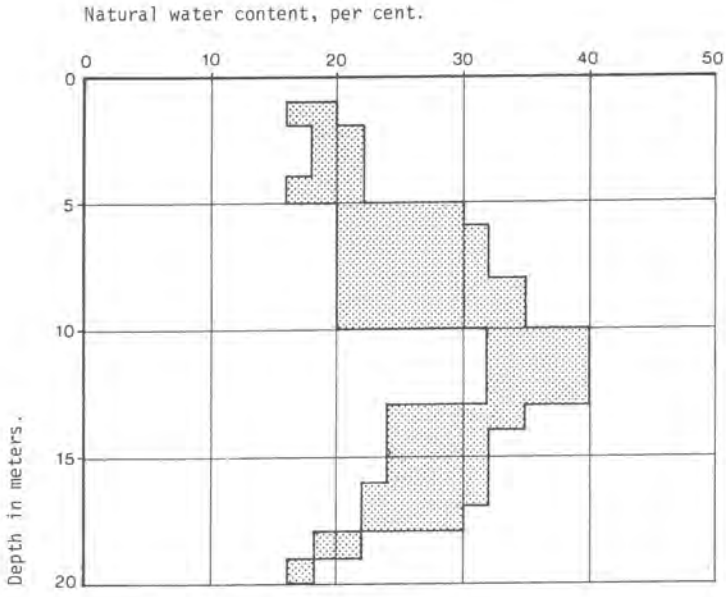


Fig.6. Natural water content versus depth for borings I,II,IV and V.

Toe conditions

Borings III and VI are located near the toe of the slope. The results of these borings are plotted versus depth for clay fraction, water content and swelling potential in Fig. 7.

In brief, Fig. 7 shows clearly that it is the upper 5 m that has the largest clay fraction, the largest water content, and the highest swelling potential. These 5 meters are natural ground. Most likely, the shear failure zone is 3 - 5 m deep in this region, and since part of the toe region has been exposed to weathering by excavations, it is likely that the first swelling took place at the toe, and thus initiated a retrogressive movement.

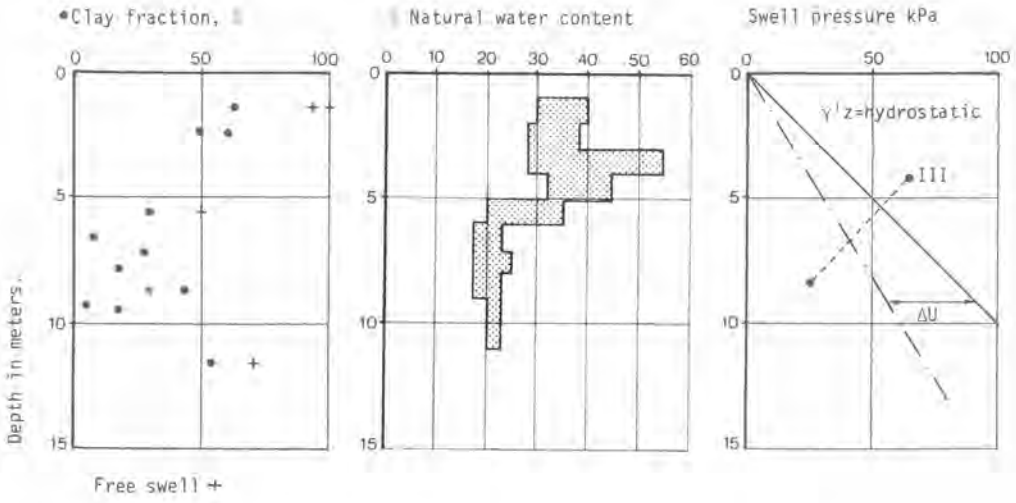


Fig.7. Soil properties near the toe, from borings II and VI.

3. STABILITY ANALYSES

The theoretical analysis based on a plane shear surface, in a homogeneous soil (one slice system) led to an average depth of 12 m and a maximum average shear stress of 24 kPa.

In reality, the soil is layered and the slope profile is more complex than the idealized analysis. Therefore, several other trial shear surfaces are investigated in Fig. 8(a).

The simplest shape of trial surfaces are circles for which numerical solutions exist in simple diagrams for rapid hand calculations. Such analyses lead to the average equilibrium shear stress and effective normal stress for the circle that gives the minimum safety factor. By plotting τ_c versus σ' in a diagram one obtains the resistance envelope, or the critical equilibrium curves, Fig. 8b.

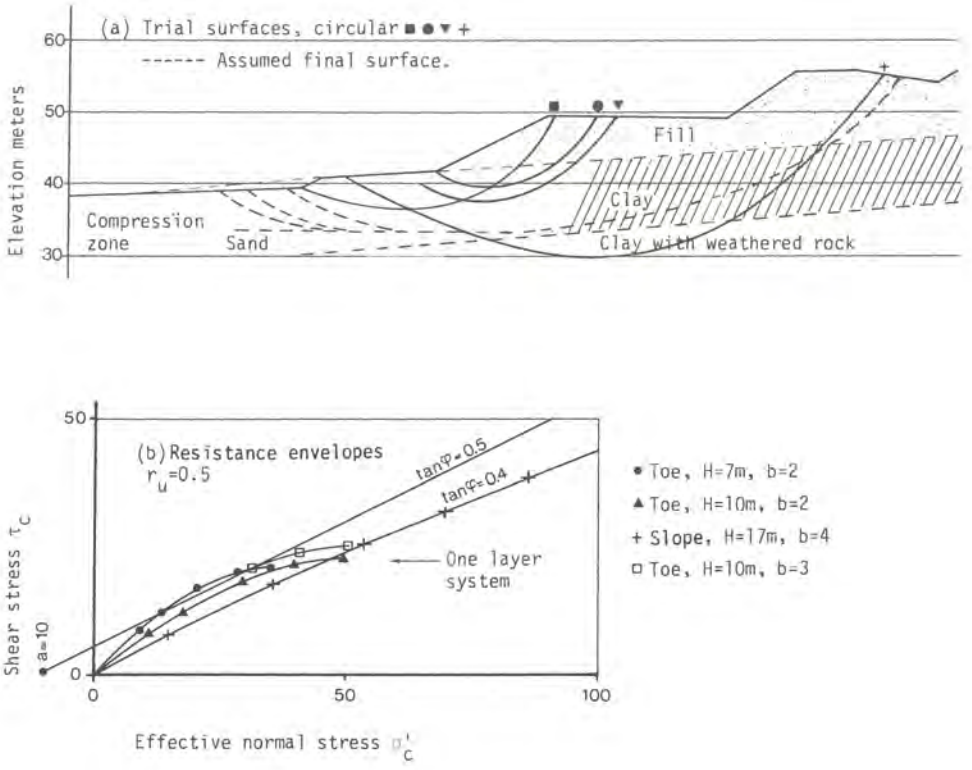


Fig.8. Slope stability analysis. (a)Shear surfaces, (b)Resistance envelopes

The diagram in Fig. 8b, shows that the envelopes for the toe conditions lies between the strength limits $\tan\phi$ = 0.4 to 0.5 when a = 10 to 15 kPa. These limits covers almost all in situ strength of similar clays obtained from numerous case records of slides in such clays. Moreover, Fig. 8b, shows that the critical conditions near the toe corresponds to a low stress level, mostly $\sigma' \leq 50$ kPa, and $\tau_c \leq 25$ kPa. The value of $\sigma' \sim 50$ kPa corresponds to roughly 5 m depth in average for hydrostatic pore pressure conditions, and 7-8 m depth for 2 to 3 m excess pore pressure after prolonged rain.

The resistance envelope for the whole slope lies in average along the lower strength limit. Hence, it is clear that the toe conditions were somewhat more critical than the whole slope considered as a block. Therefore, the result of these analyses confirm the indication from field observations, namely that the movements started at the toe and retrogressed gradually to encounter the whole slope.

4. SITE INVESTIGATIONS

Norconsult's investigations at the site consisted of measurements of slope movement since late May, and pore pressure measurements, in addition to soil exploration and surveying.

Slope movements

Details of the slope movements are given in Norconsult's report. The sketch in Fig. 9 illustrates the order of magnitude (2.5 m±) and the average direction of movement since May 25th 1983. The rate of movement has been up to 10 cm/day but it is now less than 1 cm/day, and it is steadily decreasing slowly.

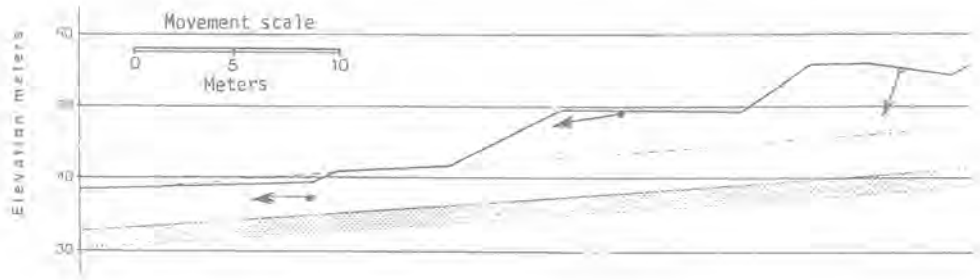


Fig.9. Approximate movements, since May 25.

In situ pore pressure

The details of the pore pressure measurements are given in Norconsult's report. The main trends in these observations are illustrated in Fig.10. In late May it appears that there existed an excess overpressure at the toe region, and practically hydrostatic pressure from terrain at other parts of the slope. During the next 6 weeks or so the internal pore pressure dropped appreciably below the toe and under the railway embankment. A much less reduction occured in the toe section of the slope.
The steep drop in many pore pressure measurements in late May, indicate that the pore pressures must have been larger say in early May, or even much earlier.

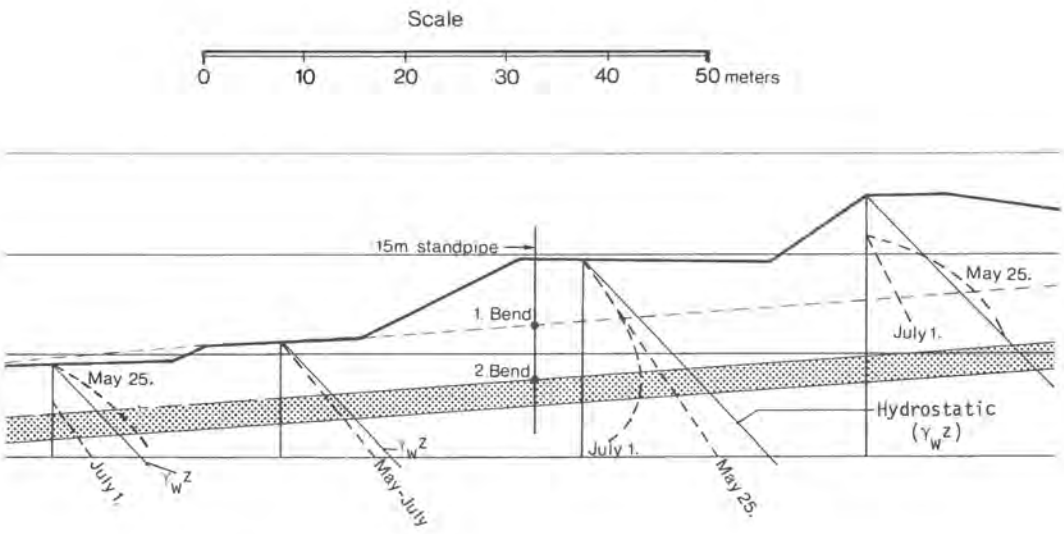


Fig.10. Pore pressure measurements, May - July.

Site inspection

On Sept. 20th, 1983, the site was inspected together with Roti, Mørkrid and Klem. A very important observation was made in an open 15 m long standpipe at the crest of the road embankment. An 1 m long steel rod was lowered into the pipe. This stopped at about 5.5 to 6 m below ground. This indicated a loctior of the 1. bend in Fig.10. The steel rod was then cut to half length, and again lowered into the pipe. It now slipped past the first bend, but stopped again about 12 m below ground, indicating the 2. bend shown in Fig.10. The second bend is therefore sharper than the 1. bend. It is believed that this 2. bend is located in the middle of the zone where the largest shear strains have been developing, that is the main seat of sliding.
While at the site, we tried to summarize the dates of main happenings. I made the following brief notes:

- The factory was built in 1976.
- More than usual rain in all 1982.
- Very first crack in factory column, April 1982.
- Mid-November 1982, "crack meeting".
- Gabions excavated Nov. 82.
- Washout, late Nov. 82.
- Jan. - February, several pillars cracked.

From this rough schedule of events, it appears quite clear that the movements started at the toe, perhaps early in 1982. It progressed throughout the wet 1982, and was accelerated by high pore pressure levels and partly softening of the ground. By November 1982 the movements had progressed all the way to the embankments which now subsided gradually, causing pipelines and sewage to break.

5. SUPPLEMENTARY SOIL TESTING

In connection with the remedial works required for reestablishing the road-railway embankment at Mikindani, our Institute at NTH carried out a laboratory investigation for NORAD on samples taken by Norconsult from the foot of the slope, where the counterberm has to be placed.

The laboratory test program consisted of:

- a number of routine tests (64) on water contents, plasticity, densities, grain size distributions and organic content.
- a number of undrained strength deformations (13)
- 4 swell tests
- 5 selected triaxial tests

The overall results obtained from the routine tests are as follows:

- The upper 1.5 m is slightly organic, sandy, course clay with a water content of 30-35%
- Then follows a 3.5-4.0 m layer of stratified clay with layers of sand and shell fragments, slightly organic, with water contents within 30-40%, near the plastic limit. The clay content is likewise 30-40%.
- The underlying soil, deeper then 5 m, is very stiff, with alternating layers of sand, and clay with calcium inclusions.

Altogether, it is the layer between 1.5 to 5 m depth that needs to be protected by drains and overburden in this region of the toe.

Swelling potential

The 4 swell tests showed a net swell pressure of 50 to 80kPa for depths of 2 to 5 m. The undrained strength of the unsaturated natural state was found to be large. If, however, the samples were given the possibility for succing up water, they swelled and thereby softened. Separate testing showed that the undrained strength dropped to less than half its value by saturating the samples, corresponding to an increase of the water content of about 4%.

Triaxial tests

Three of the triaxial tests on clay were carried out after saturating the samples. The following average value were obtained:

$a = 20$ kPa = attraction
$\tan\phi = 0.44$ = friction
$D = -0.22$ = pore pressure parameter

As shown in Table 1 the results obtained are very consistent. The table also shows that the clay sample at 3.2m depth, which was not saturated prior to testing, reveals higher strength and a much larger D-value.

Table 1. Triaxial tests. Summary. Borehole 5

Dept	Type	a kPa	tanφ	τ_{max} at break	τ_{max} 5%	D	Remark
2.25m	CU,SAT	16	0.42	17	22	-0.17	Clay
3.20	CU	20	0.56	38	45	+0.12	"
4.25	CU,SAT	25	0.44	22	30	-0.25	"
4.35	CU,Creep	20	0.46	23	28	-0.24	"
6.45	CU,SAT	0	0.87	45	>200	-0.10	Sand
Average, Clay, SAT		20	0.44	21	27	-0.22	

Regarding average values of τ_{max} along the stress path one found

τ_{max} = 21 kPa at first path break

τ_{max} = 27 kPa at 5% strain, on failure line

Hence, for softened (saturated) state a total value of shear that may lead to long term (creep) failure would be located between 21 to 27 kPa, or 24 kPa $\pm$ 3 kPa. This is exactly the average total shear stress during the failure that took place.

Seen from an effective stress point of view one considers

$$\tau_f = (a+\sigma') \tan\phi$$

Since a = 20 kPa and $\tan\phi$ = 0.44 in the softened state, an average σ' = 30 to 40 kPa will give τ_f = 22-26 kPa. This means that the long term shear failure could have taken place at a depth of 3 to 4 m at the toe of the slope, if excess pore pressure was zero. For an excess pore pressure of 10-20 kPa at the toe the critical depth would be 4 to 5 m, and that is exactly where the largest net swell pressures are found at the toe.

Creep tests

The triaxial test at depth 4.35 m was subjected to undrained creep for a constant τ_{max} of 18 kPa, see Fig.11. Dispite the fact that the clay was saturated and the degree of mobilization was high (0.85), the clay did not creep to undrained failure at this level. Quite on the contrary, pore pressure decreased corresponding to a stabilization of the clay with time, at least temporarily.

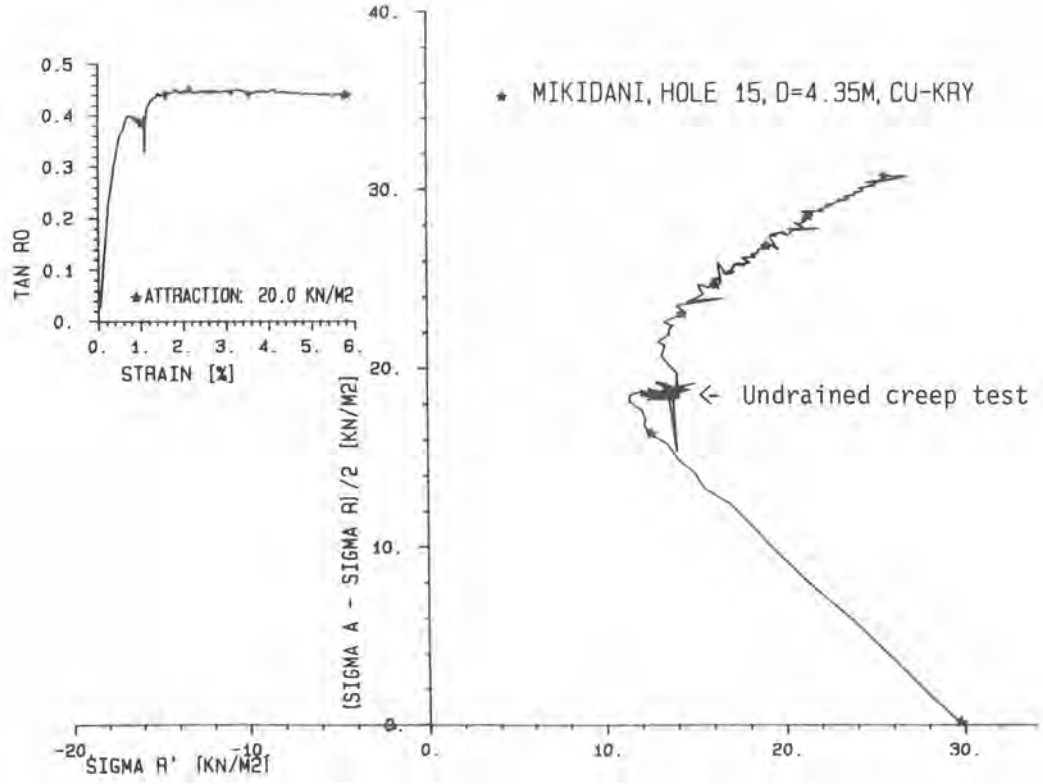


Fig.11.a Triaxial test results, including creep test.

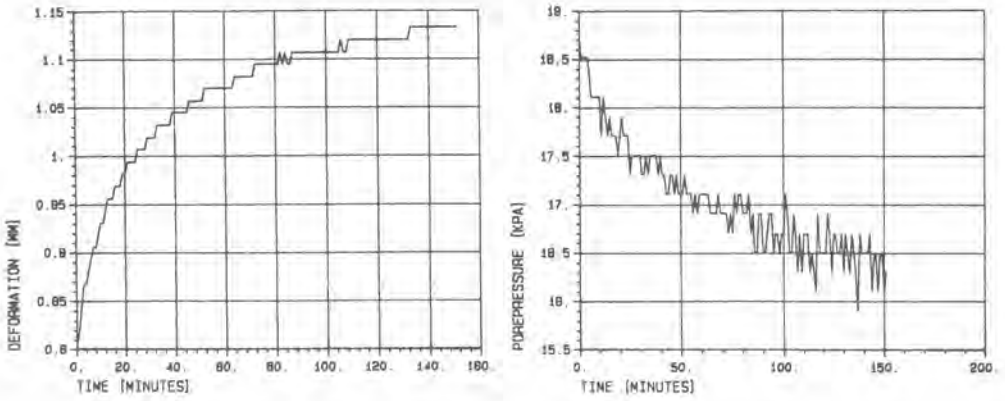


Fig.11.b Deformation and pore p ressure during creep.

A detailed study of the creep behaviour is shown in Fig.11.b. The deformation resistance is quite large, (r_ε ~ 1000) and the strain increment is hence small, about 0.35%.

The pore pressure resistance (Fig.8) is also large (r_u=-60) corresponding to a fairly small suction in the pore pressure (-2kPa). This is a very important observation in the sense that the undrained creep, even near failure, reflects a dilatant behaviour, that means a tendency to delay or prolong a failure. Consequently, it is logical that the actual creep failure at Mikindani occured for an average shear stress (24kPa$\pm$) larger than this test value, 18kPa.

Undrained creep tests on other clays have indicated that long term creep failure may develop for shear mobilization of about 90% or more, but is not likely for mobilizations of 85% and lower.

For drained creep tests indications are that long term creep failure will not occur unless the mobilization exceeds 95%. The real in situ conditions at Mikindani are neither fully undrained or fully drained. Under such conditions it is concluded that long term creep failure is unlikely for mobilizations lower than about 85%. The final redesign should hence be based on an 80% mobilization, or an overall safety factor of 1.25.

6. CONCLUSIONS

The causes of the Mombasa landslide at Mikindani can be summarized as follows:

- The slide is in principle a retrogressive creep failure, located in a softened clay layer in natural ground, below the embankment.
- The almost horizontal movement has most likely started at the foot of the slope, near the factory, and is caused by swelling of the underlying clay layer to some 5 - 8 m depth in this vicinity.
- The swelling of the clay has been made possible by a low overburden pressure, and an excess pore pressure, leading to a suction of water into that clay layer from the ground water and/or the infiltrated rain and surface water.
- The lateral movement of the sliding mass above the softened layer has gradually progressed backwards from the foot until it reached the embankment, after which the embankment started subsiding and thereby pushing the sliding mass towards the foot at a larger rate.
- The maximum speed of the movement has been up to several centimeters a day, but is now reduced to millimeters a day, due to the fact that the driving forces are reduced after the embankment subsided more than 2 meters.

Since the causes of the slide is a softened clay layer due to low overburden and excess pore pressure, the repair work and the rebuilding of the embankments should be based on those principles which will counteract the causes, namely, see Fig.12.

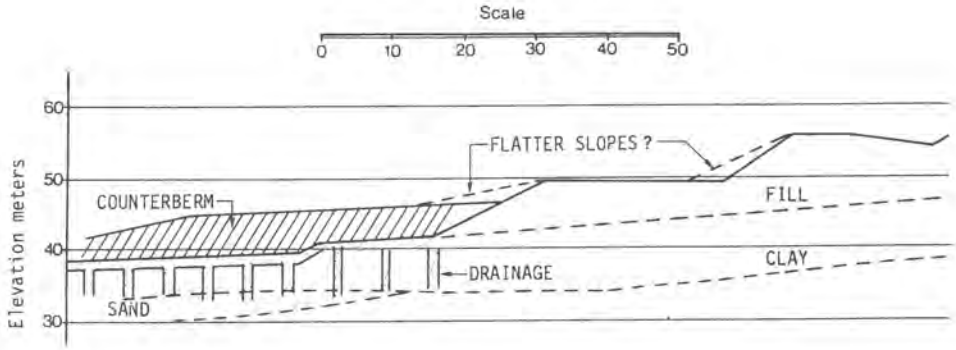


Fig.12. Principles of redesign.

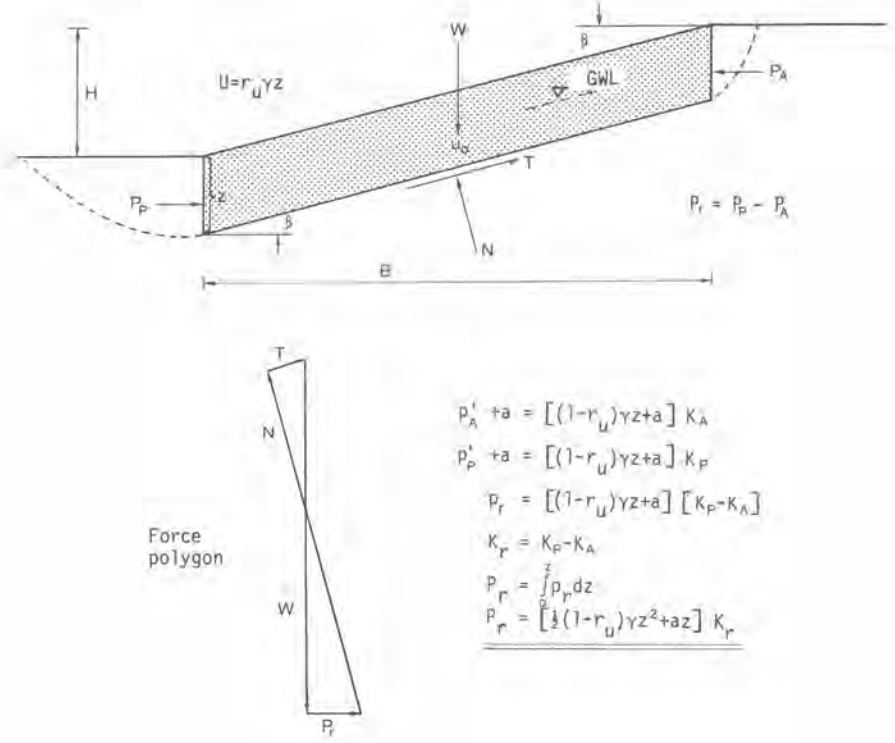
- Increase the overburden, and reduce the shear stress, by placing a counterberm at the foot of the slope.
- Reduce the pore pressure level by installing large sand drains into the swelling layer, and install a drainage system to minimize water infiltration.

The actual stress level under which the creep failure took place is now known. To avoid future creep failure after redesign this shear stress level should be reduced by say 20% corresponding to an increase in safety factor of 25%. As an example, such an increase could be achieved by a counterberm 4-5 m high.

The results reported herein, regarding causes of slide and principles of redesign, are in all essential features in full agreement with Norconsult's findings. The detailed proposal for final redesign is carried out by Noteby of Norconsult.

7. APPENDIX

In this Appendix formulas are derived for the stability conditions of a monolithic soil body (one slice) inclined at an angle β, and being acted upon by a gravity force W and a resulting horizontal force $P_r = P_p - P_A$ as shown in Fig.A1.



$$P_A' + a = [(1-r_u)\gamma z + a]\, K_A$$

$$P_p' + a = [(1-r_u)\gamma z + a]\, K_p$$

$$P_r = [(1-r_u)\gamma z + a]\, [K_p - K_A]$$

$$K_r = K_p - K_A$$

$$P_r = \int_0^z p_r\, dz$$

$$P_r = [\tfrac{1}{2}(1-r_u)\gamma z^2 + az]\, K_r$$

Fig.A1 Notations of the "one-slice model" for stability analysis of flat slopes.

Equations of equilibrium

The equations of vertical and horizontal equilibrium are:

$$W\sin\beta - P_r\cos\beta = T \qquad (A1)$$

$$W\cos\beta + P_r\sin\beta = N \qquad (A2)$$

where T and N are the tangential and total normal force along the plane shear surface of inclination β. When T and N are expressed as average stresses one gets

$$\sigma' = \frac{N-U}{B} \cos\beta \tag{A3}$$

$$\tau = \frac{T}{B} \sin\beta \tag{A4}$$

The gravity force W is equal to

$$W = \gamma Bz = \gamma Hz\cot\beta \tag{A5}$$

and the shear force, T, is according to (A3)

$$T = \frac{\tau H}{\sin\beta} \tag{A6}$$

because

$$B = H\cot\beta.$$

Introducing (A5) and (A6) into (A1) one gets

$$\gamma Hz - P_r = \frac{\tau H}{\sin\beta\cos\beta} \tag{A7}$$

From Fig.A1 one observes that

$$P_r = \left[\tfrac{1}{2}(1-r_u)\ \gamma_z{}^2 + az\right] K_r \tag{A8}$$

for z = constant along the plane shear surface. Hence, by combining (A7) and (A8) one arrives at

$$\tau = \sin\beta\cos\beta \left\{\gamma z - \frac{K_r}{H} \left[\tfrac{1}{2}(1-r_u)\gamma_z{}^2 + az\right]\right\} \tag{A9}$$

which in basic principle says that the equilibrium shear stress is a function of z, or $\tau = f(z)$.

Derivation of z_c and τ_c

The maximum value $\tau = \tau_c$ is obtained from Eq.(A9) from the requirement

$$\frac{d\tau}{dz} = 0$$

leading to

$$\gamma - \frac{K_r}{H}\left[(1-r_u)\ \gamma z + a\right] = 0$$

which is solved for $z = z_c$, hence

$$z_c = \frac{H}{(1-r_u)K_r}\left[1 - \frac{aK_r}{\gamma H}\right] \qquad \text{(A10)}$$

Introducing z_c into (A9) one obtains

$$\tau_c = \tfrac{1}{2}\gamma z_c \sin\beta\cos\beta\left[1 - \frac{aK_r}{\gamma H}\right] \qquad \text{(A11)}$$

Equations (A10) and (A11) represent the solution to this problem, as far as the critical depth z_c and maximum shear τ_c is concerned. However, in terms of effective stress interpretations the effective normal stress σ'_c must be obtained.

Effective normal stress σ_c'.

From Eqs.(A2) and (A3) one obtains

$$\sigma' = \frac{N\cos\beta - U\cos\beta}{B} = \frac{W\cos^2\beta}{B} + \frac{P_r \sin\beta\cos\beta}{B} - \frac{U\cos\beta}{B}$$

Introducing for $W = \gamma Bz$ and $U = r_u \gamma z B/\cos\beta$ one gets

$$\sigma' = (\cos^2\beta - r_u)\gamma z + \sin\beta\cos\beta\ \frac{P_r}{B}$$

Introducing for P_r from (A8) and introducing $z = z_c$, see (A10), one finds

$$\sigma_c' = (\cos^2\beta - r_u)\ \gamma z_c + \tfrac{1}{2} f_c \cdot \sin^2\beta \gamma z_c \qquad (A12)$$

where the coefficient f_c is an abbreviation for

$$f_c = \left[1 + \frac{2a}{(1-r_u)\gamma z_c}\right] \left|1 - \frac{aK_r}{\gamma H}\right| \qquad (A13)$$

For the entire range of values possible for the Mombasa slide f_c is very close to 1.0, say from 1.00 to 1.05 so that $f_c = 1$ is good enough for all practical purposes.

Values of K_r

If one considered the monolithic soil body where z = constant, as in Fig.A1, then

$$K_r = K_p - K_A \qquad (A14)$$

where K_p and K_A are conventional earth pressure coefficients for passive and active state, respectively.

However, if the thickness of the soil mass varies along the shear surface, as in Fig.1, one can use a modified expression of (A14), namely

$$K_r = K_{pc} - K_{Ac} \qquad (A15)$$

where K_{pc} and K_{Ac} are corrected values. For, rough estimates

$$K_{pc} = \left(1 - \frac{\Delta z}{z_m}\right) K_p$$

$$K_{Ac} = \left(1 + \frac{\Delta z}{z_m}\right)^2 K_A \qquad (A16)$$

when z_m = average z, and $\pm \Delta z$ is the difference from z_m at both ends.

Limiting excess pore pressure

If excess pore pressure develops beyond hydrostatic pressure

$$\Delta u = u - \gamma_w z \qquad (A17)$$

Since $u = r_u \gamma z$ and $\gamma \sim 2\gamma_w$ one gets

$$\Delta u = (2r_u - 1)\ \gamma_w z \qquad (A18)$$

The r_u that causes plastic yield is derived from the condition

$$\tau_f = \tau_c = (\sigma_c' + a)\ \tan\phi \qquad (A19)$$

Introducing for τ_c and σ_c' from Eqs. A11 and A12 with $f_c = 1$ one obtains

$$\tfrac{1}{2}\gamma z\ \sin\beta\cos\beta\left(1-\frac{aKr}{\gamma H}\right) = \left|(\cos^2\beta+\tfrac{1}{2}\sin\beta-r_u)\,\gamma z+a\right|\ \tan\phi$$

whereof

$$r_u = \cos^2\beta+\tfrac{1}{2}\sin^2\beta+a/\gamma z-\tfrac{1}{2}\cot\phi\sin\beta\cos\beta\left(1-\frac{aKr}{\gamma H}\right)$$

leading to

$$2r_u-1 = \cos^2\beta-\sin\beta\cos\beta\cot\phi + \frac{2a}{\gamma z} + \frac{aKr}{\gamma H}\sin\beta\cos\beta\cot\phi$$

Introducing this value of $(2r_u-1)$ into A18 one gets

$$\Delta u = (\cos^2\beta-\sin\beta\cos\beta\cot\phi)\ \gamma_w z_c + f_u a \qquad (A20)$$

where the abreviation f_u when $\gamma = 2\gamma_w$

$$f_u = 1 + \frac{K_r z}{2H}\ \sin\beta\cos\beta\cot\phi \qquad (A21)$$

For the geometry of the Mombasa slide $f_u \sim 1$ is a conservative approzimation, since the maximum value of f_u is about 1.3 and the minimum is 1.0, for $z = 0$.

REFERENCES

Norconsult (1983): "Road A109 Mikindani, (Mombasa) - Slide of road embankment". Report on site inspection with recommendations. Reported by O.S. Holm and J.E. Sørlie, March 21., 1983.

Norconsult (1983): "Road A109 Mikindani, Mombasa landslide of road/rail embankment". Geotechnical study and investigations, 2 volumes. Report No 2943/24512, September 1983.

Janbu, N. (1977): "Slopes and excavations in normally and lightly overconsolidated clays". State of the art paper, 9. ICSMFE, pp. 549-566, Tokyo.

Janbu, N. (1982): "Slope stability evaluations". 7. SEAGC. Invited lecture for Opening Session, Nov. 82. Proc. Vol. 2, Hong Kong.

Mitchell, J.K. and R.K. Katti (1981): "Soil Improvement - State-of-the-Art Report, 10. ICSMFE, Session 12, pp. 261-318, Stockholm, 1981.

Eggestad, Å. (1983): "Improvement of cohesive soils". State-of-the-Art Report. Main Session A. 8. ECSMFE, Vol. 3, Helsinki.

Janbu, N. (1983): "The Mombasa Landslide at Mikindani, Road A109, Kenya". Report to NORAD, Oct.83.

Geoteknikk,NTH (1984): "Results of laboratory tests on samples obtained from the toe of the slope. Mombasa Landslide". Report to NORAD, Febr.-March 84.

Norconsult (1984): "Geotechnical study. Remedial works. Mombasa Landslide". Report to Ministry of Transport and Communications. Nairobi, Kenya.

PREPARERING AV DAMFUNDAMENT HADITHA DAM, IRAK INJISERING OG DRENASJE

PREPARATION OF FOUNDATION FOR HADITHA DAM, IRAQ GROUTING AND DRAINAGE

Sivilingeniør Arne Sande
Ingeniør Chr. F. Grøner A.S.

SAMMENDRAG

Haditha kraftanlegg som er under bygging i elven Euphrat i Irak, skal i tillegg til kraftproduksjon og flomsikring sørge for vann til irrigasjonsanlegg i de sentrale og sydlige deler av landet. Prosjektet består av en 8.7 km lang fyllingsdam og en kraftstasjon med 6 aggregater på tilsammen 570 MW.

Berggrunnen, i det vesentlige kalkstein, har vist seg å være sterkt oppsprukket, karstifisert og vannførende. Grunnarbeidene er derfor blitt meget omfattende. I denne artikkel er overflatepreparering, injiserings- og drenasjearbeider for kraftstasjon og flomløp beskrevet.

SUMMARY

Haditha powerplant, which is under construction on the Euphrat river in Iraq, will in addition to the power production and flood control function provide irrigation water for the central and southern parts of the country. The project consists of a 8.7 km earthfill dam and a power station which will generate 570 MW through 6 units.

The bedrock, mainly limestone, is strongly fissured, carstified and leaky which resulted in a very comprehensive foundation work. This paper deals with treatment of the surface layer of the rock formation and grouting and drainage work for the power station and spillway area.

INNLEDNING

Haditha kraftanlegg som for tiden er under bygging i elven Euphrat i Irak skal i tillegg til kraftproduksjon og flomsikring skaffe vann for irrigasjon av større ørkenområder i den sentrale og sydlige del av landet. Prosjektet består av en 8,7 km lang jordfyllingsdam som ved elven slutter an mot en betongkonstruksjon som omfatter kraftstasjon og flomløp. Fyllingsdammen har en maks. høyde på 57 m og et volum på 26 mill m3. I kraftstasjonen installeres 6 aggregater med total effekt på 570 MW. Flomløpet som har 6 luker og en lengde på 134 m er beregnet for en maks. flom på 11.000 m3/s, fig. 2.

Norconsults oppdrag vedrørende Haditha betegnes som "Design Control" og omfatter primært kontroll og godkjenning av tegninger og beregninger av kraftstasjon og flomløp samt bistand til stedlig kontrollstab. Organisasjonsplan er vist i fig. 1.

I det følgende omtales fjellprepareringen i kraftstasjonsområdet. På grunn av særdeles dårlige fjellforhold ble dette arbeid meget omfattende. Prepareringen har vært nødvendig med henblikk på såvel erosjon som lekkasje. Grunnarbeidene inkluderer også et drenasjesystem av betydelige dimensjoner som skal kunne redusere vanntrykket under betongkonstruksjonene.

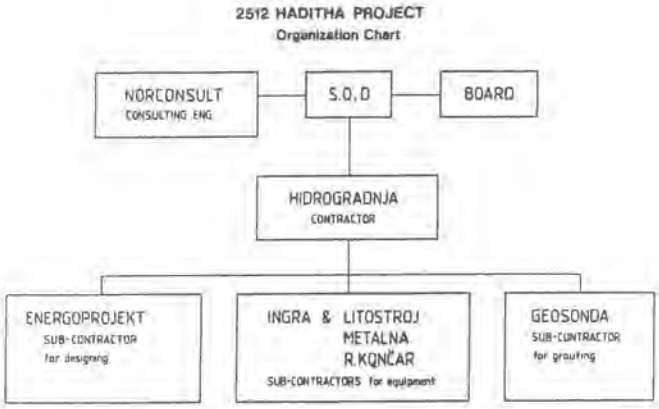
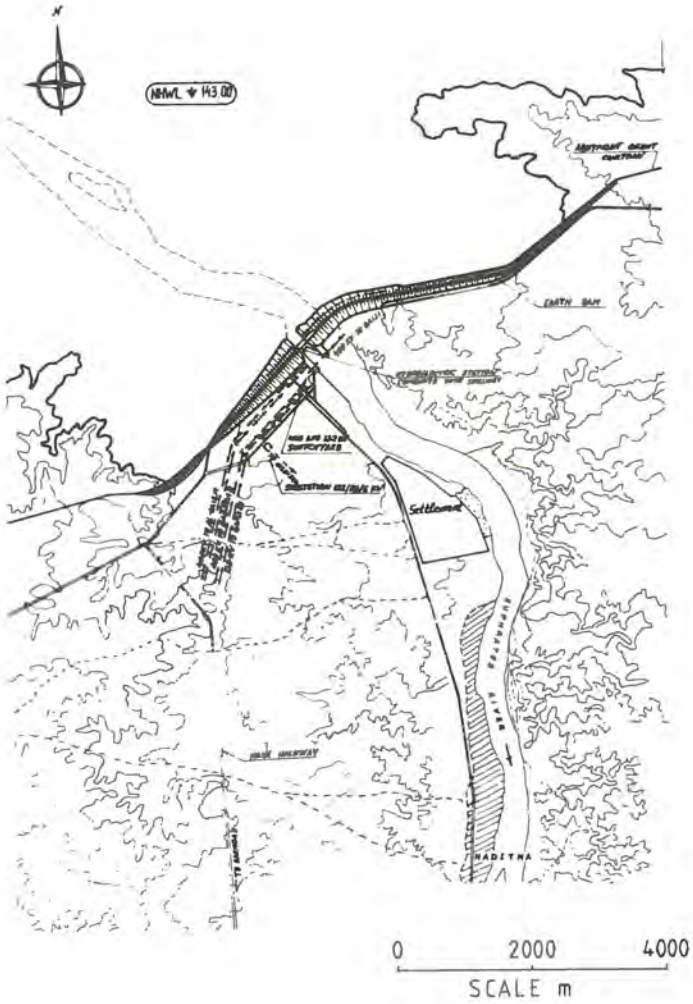


FIG.27.1 ORGANISASJONSPLAN



MAGASIN:
Lengde L = 155 km
Gj.snitt B = 4 km

DAM:
Maks. H = 57 m
Lengde = 8 700 m
Vol = 26 mill m^3

FLOMLÖP:
Lengde: 134 m
Antall luker 6
Maks. kapasitet 11 000 m^3

KRAFTSTASJON:
Installasjon 570 MW
Maks. h = 46,5 m
Min. h = 18,5 m

TAPPELÖP:
2 stk. D = 11,3 m
Q maks = 2 × 2500 m^3/s

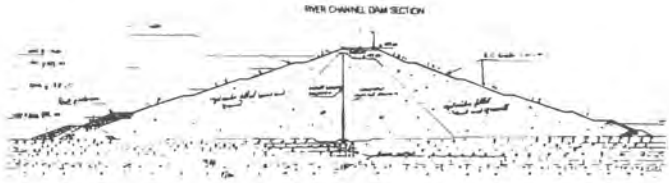


FIG.27.2 DAM HADITHA

PROSJEKT

Som vist i fig. 3 er flomløpet lagt over kraftstasjontaket. For å sikre vannveien nedstrøms for kraftstasjonen mot erosjon er det foretatt utstøping i en lengde av ca. 300 m. Anleggsområdet for kraftstasjon og avløp, dvs. området tildekket med betong utgjør ca. 100.000 m2.

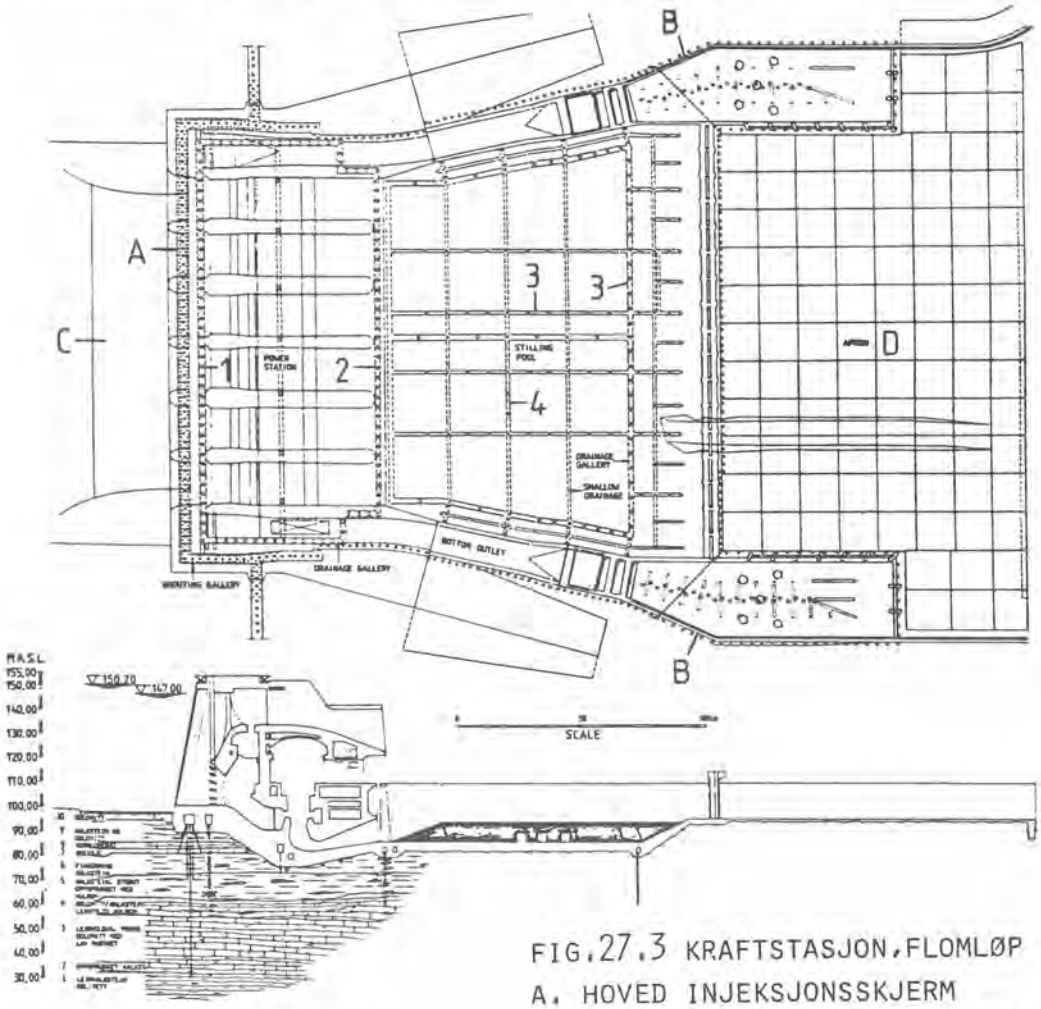


FIG.27.3

FIG.27.3 KRAFTSTASJON, FLOMLØP

A. HOVED INJEKSJONSSKJERM

B. SEKUNDÆR INJEKSJONSSKJERM

C. "SLUSH" INJISERING

D. KONTAKTINJISERING

1 OG 2. DYPDRENASJE KRAFTSTASJON

3. DYPDRENASJE STILLINGPOOL

4. FLATEDRENASJE STILLINGPOOL

I løpet av de 3 år arbeidet har pågått er man etter hvert blitt relativt godt kjent med de geologiske forhold i området. Likevel får man til stadighet nye overraskelser. Som et eksempel for belysning av geologien er i tabell 1 vist typisk resultat fra kjerneborhull hvor vanntapsmålinger er utført.

Benk Nr. moh	TÆRTIÆR LAGREKKE	Perm.		Kjerne/borlog		
		q l/min m2	k m/døgn	leire	mergel	karst
9. 85 ▽	Kalkstein og dolomitt Middels styrke Oppsprukket m/hulrom	4,15	0,46			x
8. 83 ▽	Konglomerat/breksje av kalkstein i Karbonatholdig grunnmasse	4,15	5,2	x		x
7. 81 ▽	Leirholdig grunnmasse. Konglomerat breksje		12,4	x	x	
6. 75 ▽	Finkornig kalkstein Middels sterk. Karst langs sprekker	0,09				
5. 62 ▽	Sterkt oppsprukket kalkstein med tykke mergellag	0,12	3,25	x	x	
4. 54 ▽	Dolomitt. Lav styrke Leirfylt hulrom Delvis kalkstein	8,92	5,33	x		x
3. 37 ▽	Leirholdig, porøs utett dolomitt med lav styrke	0,15	0,63	sand, grus		
2. 34 ▽	Utett kalkstein middels styrke Leirholdig	2,02				
1. 20 ▽	Leirkalkstein middels styrke tett	0,001		x	x	

Tabell 1.

Det man spesielt merket seg under klargjøring av fundamentet var en betydelig vannlekkasje inn i byggegropen og en intens svovellukt.

Takket være en omfattende grunnundersøkelse som hadde pågått i flere år hadde man et solid grunnlag for prosjekteringen. De forandringer som er gjort underveis med hensyn til opplegg for grunnarbeidene må sies å være beskjedne.

Som det fremgår av fig. 3 omfattes injiseringsarbeidene av følgende oppgaver:

a. Hovedinjeksjonsskjerm langs oppstrøms begrensning av kraftstasjon og tilknyttet injeksjonsskjerm under fyllingsdam. Skjermen består av 5 rader hvorav midtraden bores til ca. 70 m dybde, de to utenforliggende til ca. 30 m dybde og ytterradene til ca. 20 m dybde.

b. Sekundærskjerm til 20 m dybde som følger byggelinjen på nedstrøms side av dammens injeksjonsskjerm.

c. "Slush" injisering under oppstrøms betongdekke. Dvs. sprøyting av rengjort fjelloverflate med sand-sement-bentonittmørtel.

d. Kontaktinjisering under Apron til 1 m ned i fjell. Utført etter at 30 cm av den 1 m tykke platen er støpt og forankret.

e. Injisering av synlige sprekker og slepper som er vannførende.

I tillegg til nevnte tetting av berggrunnen er det funnet nødvendig med et omfattende drenasjesystem.

1 og 2. Dypdrenasje rundt kraftstasjonen innenfor injiseringsskjermen. Hulldybden varierer fra 20 til 30 m.

3. Dypdrenasje ved Stillingpool.

4. Overflatedrenasje av Stillingpoolområdet. Borhull 3 m ned i fjell.

Injeksjonsskjermer og dypdrenasje utføres fra gallerier i betongkonstruksjonene.

FJELLPREPARERING

Grunnundersøkelsene som ble utført under ledelse av russiske geologer, hadde pågått en 10-årsperiode før anleggsarbeidet ble startet opp. Det var bl.a. utført en rekke kjerneboringer og i borhullene var utført vanntaps- og vannstandsmålinger. Prosjekteringsgrunnlaget var således godt, selv om det også var klarlagt at det var store lokale variasjoner. Under utførelsen av injiseringsarbeidet er det derfor lagt opp til å skaffe ytterligere data ved at det i injeksjonsskjermene er boret prøvehull med innbyrdes avstand 24 m for følgende data:

- Geologisk beskrivelse av borkjerner.

- Vanntapsmålinger med 3 varierende trykk innen området 2-10 kg/cm2. Lekkasjen er målt for både økende og avtagende trykk.

- Prøveinjisering med varierende blandinger og trykk.

Typisk eksempel på prøvehull er vist i fig. 4.

Utførelsen av injiseringsarbeidet avviker i prinsippet lite fra det man kjenner fra norske anlegg. Arbeidets omfang har gjort krav på et betydelig antall bormaskiner, blandeverk og pumper og tildels er automatiseringen mer markert, men forøvrig kjenner man seg igjen. Det er derfor liten grunn til detaljbeskrivelse av arbeidet. I det følgende er imidlertid gitt noen nøkkeldata som en indikasjon på såvel metode som omfang.

Boring for injisering

- Rotasjonsboring D = 46 mm. For undersøkelses- og kontrollhull D = 66 mm. Borhullengde 20-70 m.

- Hammerboring er benyttet ved korthull for kontaktinjeksjon.

- Total borhulllengde for injiseringsarbeider i kraftstasjonsområdet ca. 40.000 m.

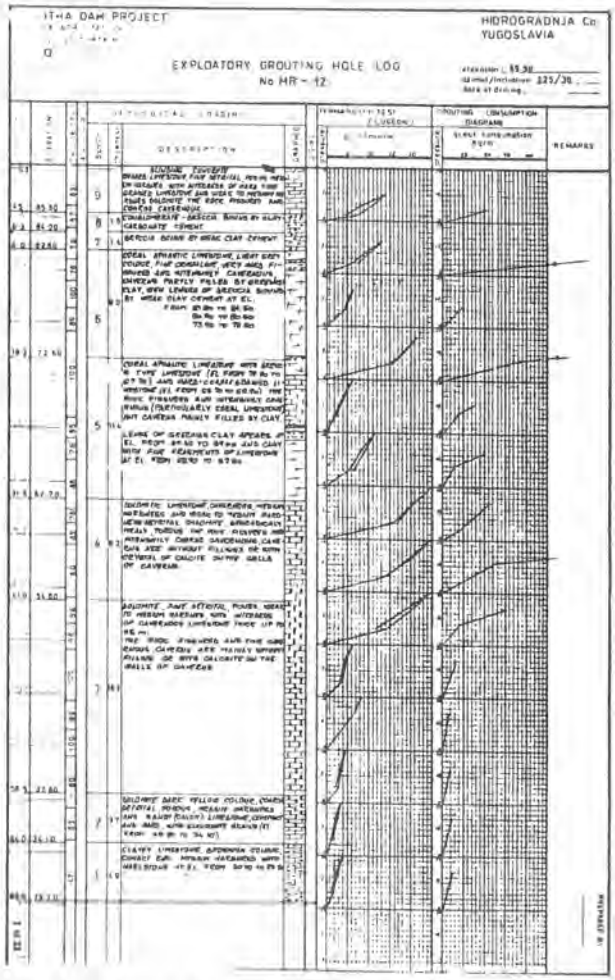


FIG.27.4
PRØVEHULL MED RESULTAT AV VANNTAPSMÅLING OG INJISERING

Vanntapsmåling

- Utføres i alle undersøkelseshull, c/c 24 m og alle kontrollhull.
- Gjennomsnittlig k-verdi i fjell $10^{-1} - 10^{-3}$ cm/sek.
- Krav til tetthet 2×10^{-4} cm/sek. (ca. 20 l).

Injisering

- Injiseringen utføres i 5 m etapper fra topp av hull mot bunnen. For mellomliggende hull ble det injisert nedenfra og opp.
- Injiseringsmasse består av 93-98 % sement og 2-7 % bentonitt og untagelsesvis sand. Blandingsforhold sement/vann varierer i området 1:5 - 1:0,8.

- Injiseringen avsluttes når masseinngangen ved foreskrevet trykk er mindre enn 20 l/m målt over en periode på 5-20 min.

- Data for gjennomsnitt sementinngang.

	Sementinngang kg/bormeter				
	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Kontr	Gj.sn.
H.skjerm	94	64	45	12	58
Sek.skjerm H	366	149	147		200
Sek.skjerm V	137	79	65		86
Konsolidering inj. Apron					321
Konsolidering inj. still. pool					342
Kontaktinjisering					70

Resultatene gir en klar indikasjon på at sementforbruket er størst i topplagene.

Injiseringstrykk

For de første 5 m fra 1 til 5 kg/cm2. Videre i dybden økning med 0,3 - 0,4 kg/cm2 pr. m.

Laboratorieforsøk

Det utføres følgende regelmessige forsøk i laboratorium på anleggstedet:

- Viskositet (Marsh cone)
- Spesifik vekt
- Dekanteringsforsøk, 120 og 240 min.
- Trykkfasthet, 7, 28 og 52 dager
- Kornfordelingsanalyse av sand, sement og bentonitt
- Bestemmelse av vanninnhold, flytegrense og plastisitetsindeks for bentonitt.

Karstproblemer

Under arbeidet med fundamentet har man støtt på en rekke små og store hulrom i fjellet som har skapt problemer for entreprenøren, ikke minst med fremdriften. Et typisk eksempel er vist i fig. 5. Denne karstgrop som ble påtruffet ved sprengning i inntaksområdet for bunntappeløpet hadde et volum på ca. 350 m3. På grunn av stort vanninnsig i gropen, måtte man før støping injisere sprekkesystemer i området rundt gropen og i tillegg anordne en midlertidig drenasje med pumpekum. Drensrørene ble tettet ved injisering etter at betongen var herdnet.

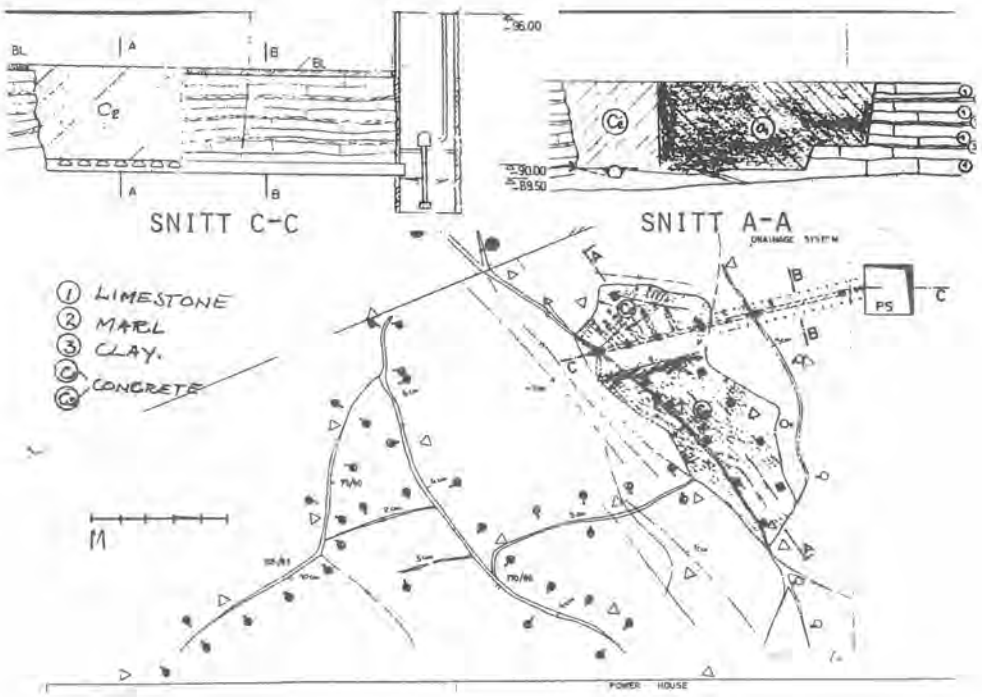


FIG.27.5 FUNDAMENTPREPARERING I FORBINDELSE MED KARSTGROP

DRENASJE

I de stabilitetsberegninger og vurderinger som ligger til grunn for prosjektet er det en forutsetning at vanntrykket under de forankrede betongkonstruksjoner kan begrenses. Som vist på fig. 3 er det derfor lagt opp til et omfattende drenasjesystem. Hoveddrenasjen består av 146 mm drensbrønner boret fra galleri. Rundt kraftstasjonen hvor det skal foregå en kontinuerlig drenasje er brønnene plassert med innbyrdes avstand 4 m.

For stillingpool området vil pumping bare være aktuelt når bassenget tømmes for eventuell revisjon. Brønnavstanden er her 6 m. Hovedbrønnene er utført med slissede plastrør, 146 mm diameter. Hulrommet mellom plastrør og fjell er fylt med sand.

Under prøvepumping viste det seg at man hadde særdeles stor vannføring i et dypere-liggende lag, mellom benk 4 og 5. På bakgrunn av en hydrogeologisk vurdering som konkluderte med fare for erosjon i dette skikt, ble det bestemt å redusere innstrømmingen i brønnen ved bruk av finmasket plastduk rundt røret. Etter noe forsøksvirksomhet er man kommet frem til en drenasjekapasitet som er tilfredsstillende både med henblikk på erosjon i sprekkesystemene og vanntrykk mot betongkonstruksjonene.

Som supplement til dypdrenasjen av fjellet under stillingpooldekket er det i et rutemønster boret 3 m dype hull som på toppen er forbundet med 200 mm halvrør av plast som munner ut i drensgalleriet.

PIEZOMETERMÅLINGER

I kraftstasjonsområdet er installert måleutstyr for kontroll av deformasjoner både i fundament og overbygg. I fjellet er det i tillegg satt ned et stort antall piezometere som til enhver tid kan gi opplysninger om vanntrykket under kraftstasjon og stillingpool. En oversikt over installasjoner og resultater av målinger er vist på fig. 6.

De måleresultater som hittil er utført synes å indikere at drenasjesystemet har tilfredsstillende kapasitet, tatt hensyn til den tetning som er oppnådd ved det utførte injiseringsarbeid.

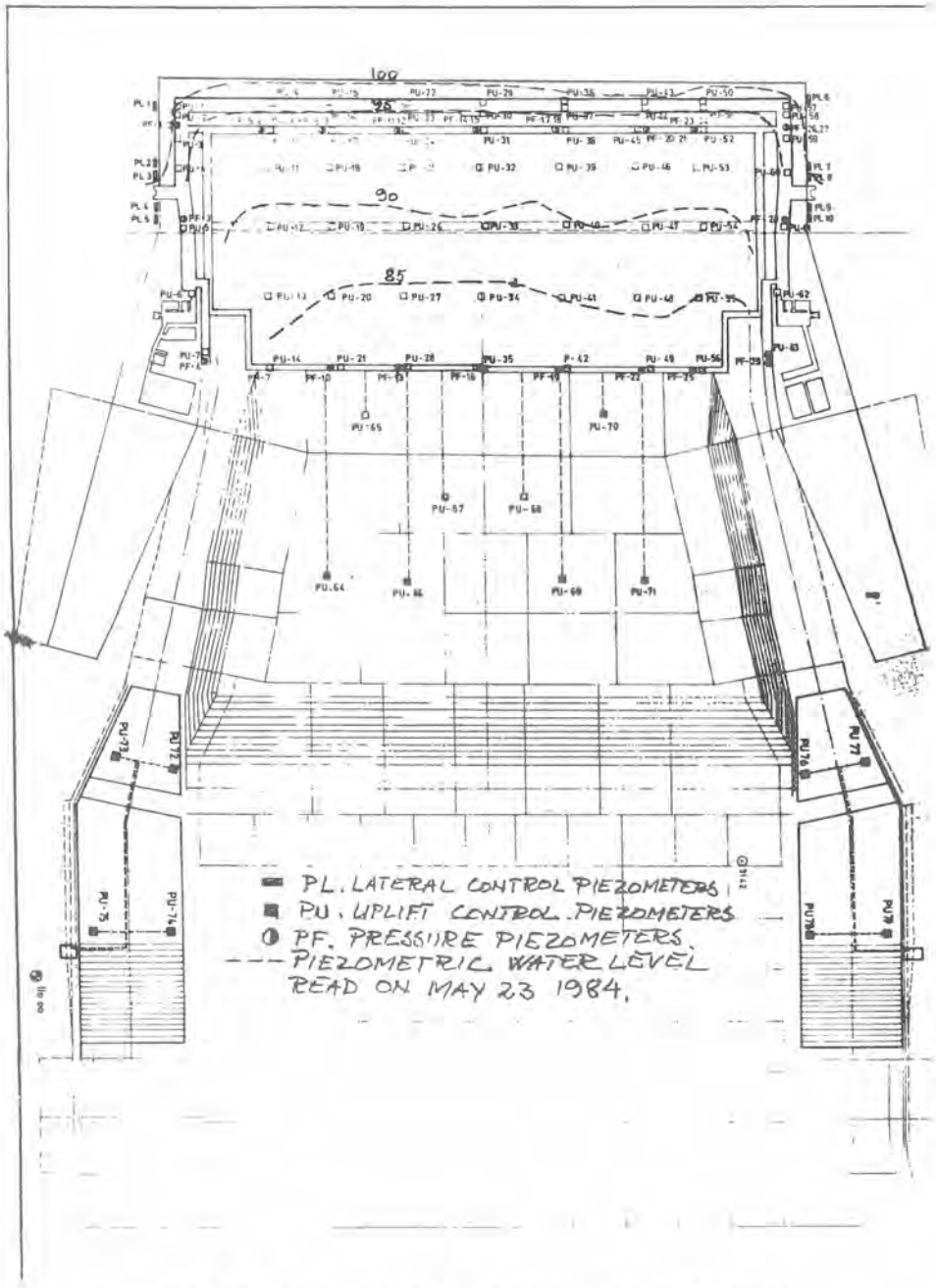


FIG.27.6 RESULTATER AV PIEZOMETERMÅLINGER

KONKLUSJON

Forundersøkelsene i kraftstasjonsområdet viste store variasjoner i fjellets permeabilitet. Mer enn halvparten av de målte k-verdier var av størrelsesorden 100 Lugeon. Etter nøye vurderinger ble kravet til tetthet satt til 20 Lugeon selv om injiseringsforsøk hadde antydet 50 Lugeon som mer realistisk.

På denne bakgrunn var det overraskende å konstatere at kontrollresultatene for primærskjermen viste et gjennomsnitt på ca. 5 Lugeon med bare et fåtall verdier opp mot 10 Lugeon. Årsaken til dette meget tilfredsstillende resultat må i stor grad tilskrives de rike erfaringer fra tilsvarende forhold som den jugoslaviske konsulent og entreprenør kunne bygge på. Man vil også fremheve den vilje som ble vist med hensyn til å forsøke nye veier når det bød på vanskeligheter å oppnå akseptable resultater.

Utpumpet vannmengde fra drenssystemet før oppdemningen settes igang, dvs. for et vanntrykk på ca. 15 m, er under injiseringsarbeidet blitt redusert til noen 10-talls l/s. Dette tilsvarer størrelsesorden 5 % av den vannmengde som ble pumpet ut før tetningsskjermen ble etablert. Det gode resultat gjenspeiles i piezometermålingene som indikerer at kombinasjonen injisering-drenering på en effektiv måte har løst problemer med hensyn til lekkasje, erosjon og høyt vanntrykk under betongkonstruksjonene ved Haditha-anlegget.

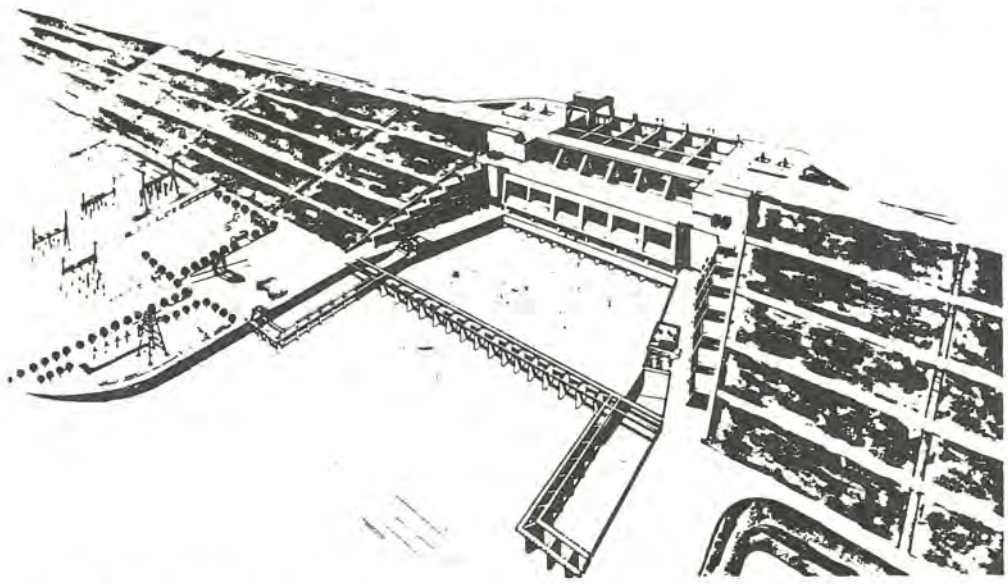


FIG.27.7 HADITHA-ANLEGGET I PERSPEKTIV

GEOTEKNISK PROSJEKTERING AV HAVNEANLEGG PÅ KORALL, SEYCHELLENE

Geotechnical design of harbour project on coral, Seychelles

Sivilingeniør Knut Espedal og sivilingeniør Svein-Erik Mortensen, A/S Geoteam (NORPLAN A/S)

SAMMENDRAG

Et haveanlegg er planlagt ved Victoria på øya Mahé, Seychellene, i et område som er dekket av korallrev. Anleggsarbeidene vil bestå av mudring og oppfylling og bygging av kaier med tilhørende anlegg. Artikkelen beskriver utførte felt- og laboratorieundersøkelser samt geotekniske aspekter ved mudring, oppfylling, stabilitet av kaiskråninger, og pelefundamentering av kaier.

SUMMARY

A harbour project is planned at Victoria on the island of Mahé, Seychelles, in an area which is covered by coral reefs. The construction works will consist of dredging and reclamation works and construction of quays with related facilities. The paper describes the field and laboratory investigations carried out, and discusses the geotechnical aspects of dredging, reclamation, stability of quay slopes, and pile foundation for quays.

INNLEDNING

Seychellene er navnet på en øygruppe bestående av 115 små og større øyer som er spredt over et område større enn 1 million kvadratkilometer mellom ekvator og den nordøstre delen av Madagaskar i Det Indiske hav, ca. 200 mil ut for østkysten av Afrika. Dette store havområdet mellom og rundt øyene representerer også øyrikets økonomiske sone med hensyn til fiskeressurser m.m.

De egentlige Seychellene består av granittiske øyer som hever seg fra en undersjøisk rygg ved 5-6 graders sydlig

bredde og 55-56 graders østlig lengde, og de er aldersbestemt til ca. 650 millioner år. Nærmere Madagaskar finnes noen yngre koralløyer.

Disse granittøyene er ganske enestående i verden idet de bryter med den vanlige regel om at alle oceaniske øyer er av vulkansk eller koralloppbygget opprinnelse. Mange teorier er blitt fremsatt om opprinnelsen av øyene, om det har vært et eget kontinent eller en del av en gammel forbindelse mellom Afrika og Asia - det siste er sannsynligvis det riktigste, men at det er et fantastisk sydhavsparadis med fantastiske hvite korallstrender og palmesus kan alle fort bli enige om. Det kan nevnes at klimaet på Seychellene er enestående med en behagelig temperatur mellom 20 og 30° hele døgnet hele året.

PROSJEKTET

Mahé er den største øya i øyriket, og her ligger hovedstaden Victoria, tidligere kalt Port Victoria under kolonitiden. Nær en fjerdedel av Seychellenes befolkning på 63000 innbyggere bor her og Victoria er det eneste vi med våre øyne vil kalle for by innenfor hele øyriket. Totalt bor ca. 50000 av innbyggerne på Mahé, og det er derfor naturlig at all kontakt med omverdenen går via Mahé og Victoria. Her finnes den eneste internasjonale havnen og den eneste internasjonale flyplassen, der det for øvrig også lander Boing 737 Jumbo Jet maskiner.

All videre trafikk ut til de andre øyene går med Inter Island Scoonere og småfly til små landingsstriper som er ryddet på mange av øyene.

Turisttrafikken har i lang tid vært Seychellenes viktigste inntektskilde, men i de senere år har den stagnert på grunn av politisk uro, kupp og kuppforsøk samt en sterk inflasjon som har gjort det relativt dyrt å feriere der.

I slutten av 70 årene og begynnelsen av 80 årene begynte derfor den Seychelleanske stat å se seg om etter andre inntektskilder, og det var naturlig å kartlegge fiskeressursene innenfor den store økonomiske sone man rådet over. Det ble igangsatt flere Fisheries Feasibility Studies hvor også norsk eksperter var involvert.

Disse konkluderte med at det fantes store nyttbare fiskeressurser i dette havområdet, spesielt var tunfisk-forekomstene store.

Til nå har inntekten fra disse fiskeressursene vært små og hovedsakelig kommet fra lisensavgifter fra utenlandske moderne tunfiskebåter for å få fiske innenfor den økonomiske sonen. Litt fiskemottak for frysing og eksport har man hatt, men inntektene fra dette har vært ganske ubetydelige.

Myndighetene bestemte seg så på grunnlag av konklusjonene fra disse fiskeressurs-kartleggingene å satse på The East Coast Project, det klart største utviklingsprosjekt i øyrikets historie, et utbyggingsprosjekt til ca. 300-400 millioner norske kroner.

Verdensbanken står som koordinator for finansieringen av såvel prosjekteringen som utbyggingsarbeidene, og Norge gjennom Norges Eksportråd finansierer alle prosjekteringskostnader.

Tilbud på prosjekteringen ble innhentet fra flere norske konsulentgrupperinger sommeren / høsten 1983 og NORPLAN A/S gikk seirende ut av denne konkuransen og kunne underskrive kontrakten i oktober i fjor.

Vi hadde da ca. 9 måneder på oss frem til fullstendige anbudspapirer for alle arbeider skulle fremlegges, og det sier seg selv at det ikke var noen tid å miste med å sette igang.

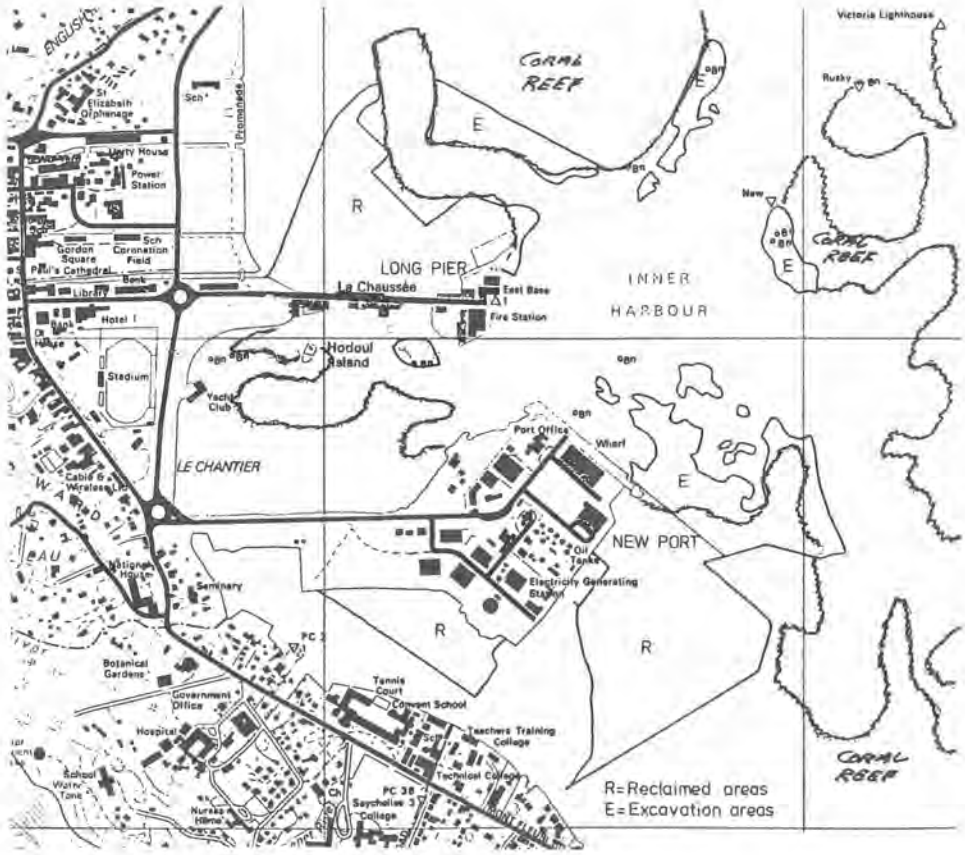


Fig. 1 Oversikt over havneområdet med planlagte utvidelser

I grove trekk består prosjektet av følgende utbyggingsoppgaver:

A. Fiskerihavnen, Long Pier

1. Mudringsarbeider rundt fremtidig fiskerihavnområde, og innvinning av store arealer tørt land ved innspyling av mudringsmassene som for det meste består av korall.

2. Bygging av nye kaier for tunfiskmottak, supply- og bunkringskaier, Inter-Island Scooner-trafikken samt kai for flåten av små lokale fiskebåter.

3. Bygging av fryse / kjølelagere, service-bygg, fiskeforedlingsanlegg m.m.

B. Trafikkhavnen, New Port

1. Rehabilitering og modernisering av eksisterende anlegg for lasting / lossing og lagring av gods, herunder også containertrafikken.

2. Forlengelse av eksisterende kai med 120 m.

3. Mudring utenfor kaifront og innvinning av større arealer tørt land ved innspyling av mudringsmasser.

Inklusive utvidelse av innseilingskanalen gjennom korallrevet inn til havneanleggene vil det i alt bli mudret i størrelsesorden 850000 - 1.0 mill. m^3 masser hvorav den overveiende delen er korall. Totalt vil det bli innvunnet ca. 100.000 m^2 landarealer.

Pelefundamentering er valgt for alle kaier bortsett fra forlengelsen av kaien i trafikkhavnen der også et alternativ med cellespuntkai er beskrevet for prissetting. For en cellespuntkai må korrosjonsbeskyttelse tas med i betraktningen.

GRUNNFORHOLD

Grunnforholdene i havneområdet i Victoria er vist skjematisk på Fig. 2.

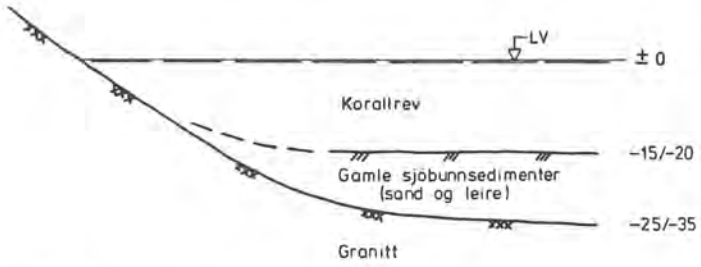


FIG. 2 Grunnforholdene i havneområdet (skjematisk)

Fjellgrunnen, som øya Mahé er bygget opp av, består av granitt. Over fjellet er det tidligere avsatt gamle sjøbunnsedimenter. Disse er forvitrings- og erosjonsprodukter av øyas granitt, og de er brakt ut i havnebassenget av en rekke små elver og bekker. Sedimentene består av uregelmessig vekslende lag av til dels grusig sand og siltig leire. Over de gamle sjøbunnsedimentene er det i dag et korallrev, som strekker seg langs så å si hele østkysten av øya. Revet er brutt av dypere kanaler som sannsynligvis står i forbindelse med elveutløpene, men ellers danner revet en mer eller mindre sammenhengende flate fra opprinnelig strandlinje og ca. 1 km ut i havet. Revet når opp til lavvannsnivået, og det har således en tykkelse på ca. 15-20 m.

Siden det aller meste av konstruksjonsarbeidene vil foregå i og på korallrevet, og siden korall er et uvant materiale for norske geoteknikere, er det naturlig å se litt nærmere på hvordan korallrevet er dannet og hvordan det er bygget opp. Det skal her nevnes at det finnes forholdsvis lite litteratur om koraller fra et geoteknisk synspunkt, både når det gjelder geotekniske egenskaper og når det gjelder undersøkelsesmetoder.

KORALLREVET

Beskrivelser av korallrev fra et ingeniørgeologisk synspunkt er gitt i Ref. 1 og 2, som særlig baserer seg på erfaringer fra The Great Barrier Reef i Australia. Begge disse referansene inneholder utførlige litteraturlister. Opplysninger om revet ved Mahé er funnet i Ref. 3.

Korallrev er dannet av små dyr som omgir seg med et skjelett av kalsiumkarbonat (kalsitt). Korallene vokser på sjøbunnen i atskilte grupper eller kolonier. Mellomrommene eller hulrommene mellom korallkoloniene fylles etter hvert med korallbruddstykker, korallsand og skjell, og til en viss grad med sedimenter fra land. De døde korallskjelettene herdner ofte med tiden til korallkalkstein (indurasjon), og løsmassene mellom korallkoloniene sementeres ofte sammen av kalsitt-utskillende alger. På den annen side kan det også foregå en kjemisk oppløsning av kalk, noe som kan føre til dannelse av nye hulrom. Som et resultat av alle disse prosessene - over et geologisk tidsrom - fremstår korallrevet i dag som en porøs kalksteinsmasse. Korallkalken kan variere fra massiv kalkstein i de eldre delene av revet til spinkle, grenformede

nydannede koraller. Hulrommene mellom de opprinnelige korallkoloniene kan fremdeles være åpne og vannfylte, eller de kan være helt eller delvis fylt igjen av mer eller mindre sementerte sedimenter. Det sier seg selv at noe av det mest karakteristiske ved korallrev fra et geoteknisk synspunkt er den store variasjonen i egenskaper over korte avstander, både i horisontal og vertikal retning.

Typiske undervannsfotografier fra korallrevet i havneområdet i Victoria er vist på Fig. 3, 4 og 5.

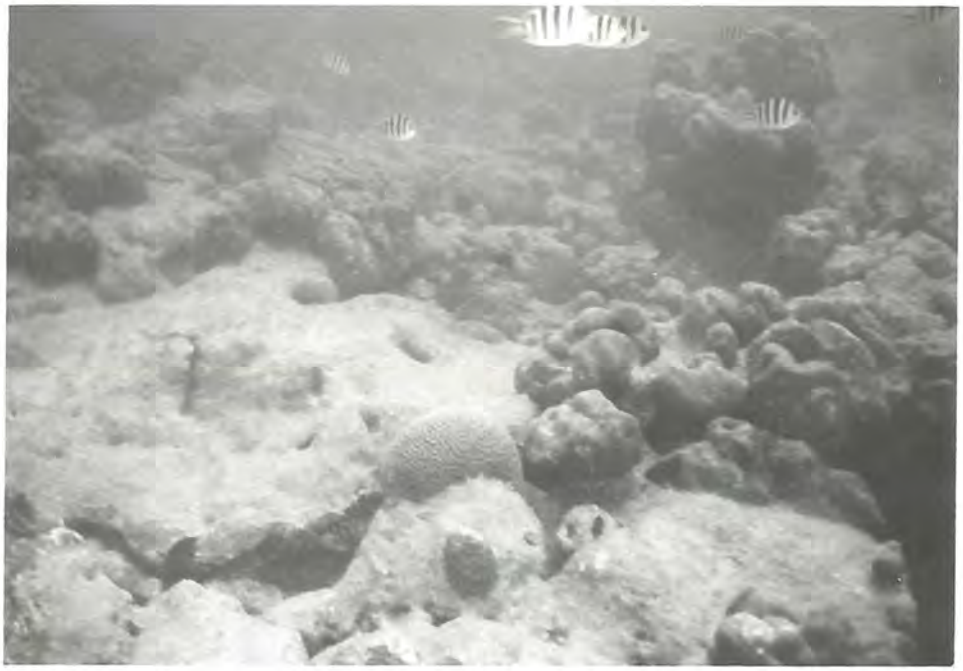
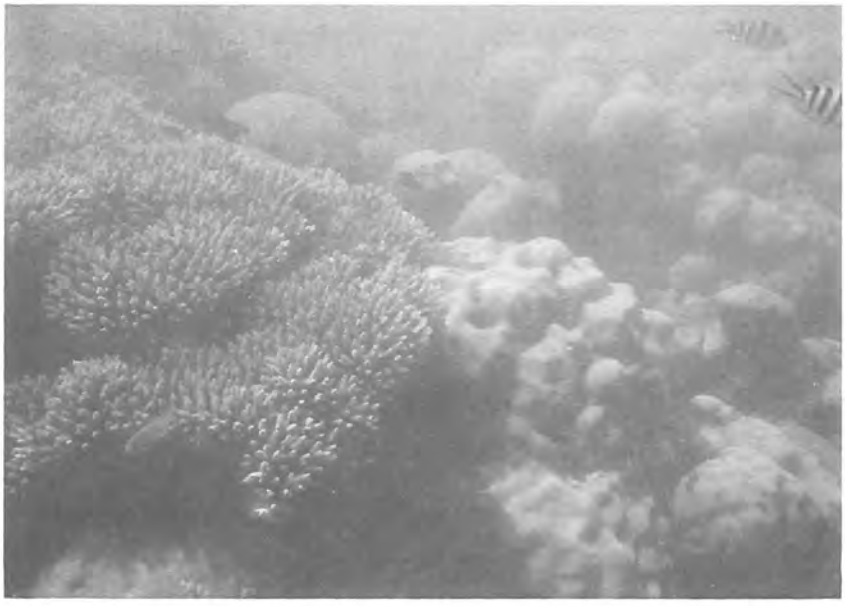


Fig. 3 viser død korall i forgrunnen og levende, massiv korall i bakgrunnen.

Fig. 4 og 5, som er tatt på nærmere hold, viser forskjellige koralltyper, både massiv og grenformet, som vokser på død korall. En får også et inntrykk av hulrommene mellom korallkoloniene.



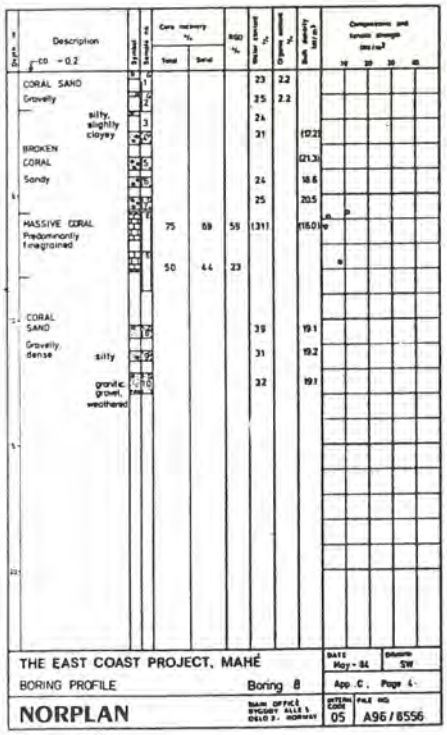


Fig. 6 Borprofil 8

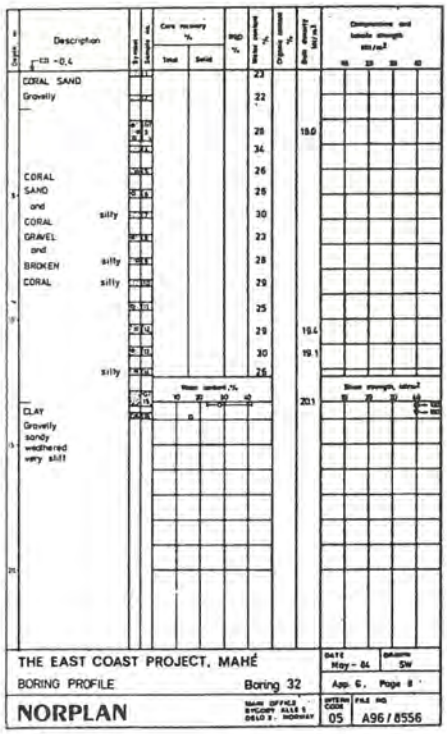


Fig. 7 Borprofil 32

Typiske borprofiler fra korallrevet er vist på Fig. 6 og 7. Det karakteristiske ved Boring 8 er at en har ca. 2.5 m med massiv korall som hviler på korallsand. Over den massive korallen er det ca. 5.5 m med korallsand og korallbruddstyker. Gjennom den massive korallen er det brukt kjerneboringsutstyr, ellers er det brukt modifisert prøvetaker. Som en ser, har en funnet det praktisk å tegne opp borprofilet i prinsippet som et kjerneboringsprofil, med angivelse av en del bergmekaniske parametre. Boring 32 er ført gjennom korallrevet og ned i de underliggende sjøbunnsedimenter, som her er påtruffet i en dybde på vel 13 m. I denne boringen er det brukt modifisert prøvetaker hele veien. Ved overgangen til sjøbunnsedimentene, som her består av fast leire, har en for opptegningen funnet det hensiktsmessig å gå over til et normalt geoteknisk borprofil. Typiske fotografier av korallkjerner tatt opp ved hjelp av kjerneboring er vist på

Fig. 8 og 9. De to fotografiene viser henholdsvis finkornet tett korall og grovkornet porøs korall, som var de to hovedtypene av massiv korallkalk som ble påtruffet under boringene.

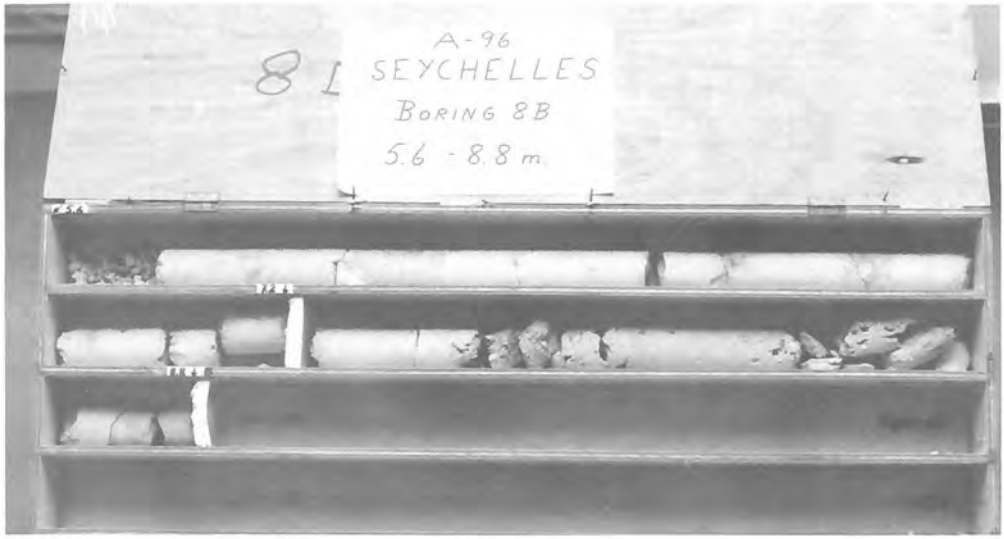


Fig. 8

Fig. 9

FELTUNDERSØKELSER

Ved geotekniske undersøkelser av korallrev er det viktig å velge bore- og sonderingsutstyr som kan gi opplysninger både om de faste og om de løse delene av revet, og også om massene under revet. For mudringsarbeider er opplysninger om massiv korallkalk av stor interesse, derimot når det gjelder fundamentering og stabilitet er det vel så viktig å skaffe oplysninger om de løse massene og hulrommene i revet.

Ved tidligere undersøkelser av korallrev har det ofte vært vanlig å bruke kjerneboringer (Ref. 1 og 2). Disse gir gode prøver av massiv korallkalk, men lite opplysninger om de løse massene. Dessuten er denne boremetoden forholdsvis kostbar og tidkrevende. Ved tidligere undersøkelser i havneområdet i Victoria har det vært brukt vanlige SPT-boringer (SPT = Standard Penetration Test). Boringene ble ført ned ved hjelp av den såkalte "shell and auger"-metode og foringsrør. En klarte imidlertid ikke å ramme SPT-prøvetakeren gjennom massiv korall, slik at en her måtte meisle seg ned. Kjerneboringsutstyr ble også brukt i disse borhullene, men bare for å påvise granitten under sjøbunnsedimentene. Disse tidligere boringene har således gitt representative prøver og penetrasjonsmotstand fra de løsere deler av revet og fra de underliggende sedimenter, men lite opplysninger om den massive korallen.

På grunnlag av erfaringer fra The Great Barrier Reef i Australia referert i litteraturen (Ref. 1 og 2), ble det for våre undersøkelser valgt å bruke ramsondering, for å få et sammenhengende sonderprofil gjennom korallrevet og de underliggende sjøbunnsedimenter helt ned til fjell. Ramsonderutstyret var av samme type som det som er i vanlig bruk i Norge, med loddvekt 63.5 kg og fallhøyde 0.75 m, men med den forskjellen at det ble benyttet en mindre spiss, med diameter 41 mm og tverrsnittsareal 13 cm^2, for å få bedre penetrasjon gjennom fastere korall. For å få gode prøver både av faste og løse masser ble det benyttet henholdsvis en liten Pixie 51 diamantbormaskin og NGIs modifiserte 54 mm prøvetaker med sandfanger. Kjerneprøvetakeren hadde dobbelt kjernerør med splittet innerrør, og ga en nominell kjernediameter på 48 mm. Disse to prøvetakerne ble brukt i samme borhull, fremstilt ved hjelp av den hydrauliske, beltegående Geotech 504 og Odex borutstyr, og foret med 3" foringsrør. På denne måten var det mulig å ta opp så å si sammenhengende prøver gjennom

korallrevet. Alle boringene ble utført fra flåte bygget på stedet. Fig. 10 viser boreutstyret.

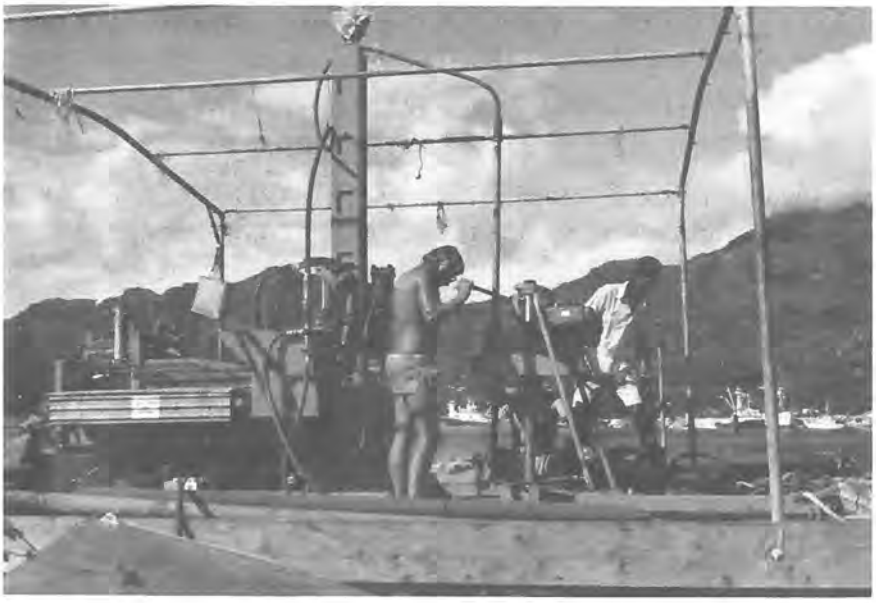


Fig. 10 Geotech 504 borvogn til venstre, Pixie 51 diamantbormaskin til høyre på flåten

Det valgte boreutstyret er et forholdsvis lett utstyr, med en samlet vekt på ca. 4000 kg, vel egnet til flyfrakt, og innenfor den tidsrammen som sto til rådighet, var flyfrakt den eneste realistiske transportmuligheten.

Erfaringene med det valgte borutstyret har vært gode. Ramsonderutstyret klarte i de aller fleste tilfellene å trenge gjennom også de faste delene av korallrevet. Et typisk eksempel på et sonderprofil gjennom korallrevet og de underliggende sjøbunnsedimenter ned til antatt fjell er vist på Fig. 11.

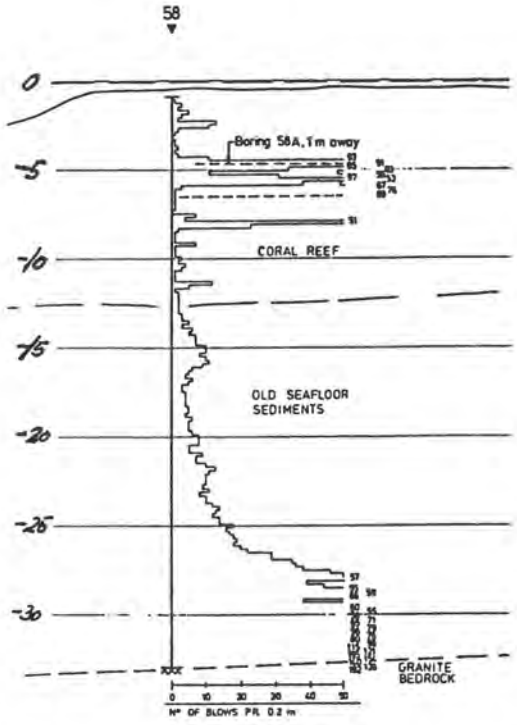


Fig. 11 Typisk ramsonderingsprofil

Et spesielt forhold ved ramsonderingene skal nevnes: På grunn av stor ramme-energi og lite spissareal er spenningene under spissen store, og det er en tendens til at hard korallkalk splittes under rammingen, avhengig av volum og innspenningsforhold for den harde korallen. Når rammemotstanden plutselig faller, kan det således bety at korallkalken splittes, og ikke nødvendigvis at overgangen fra hard korallkalk til løsere masser ligger akkurat her. Når det gjelder prøvetaking med modifisert prøvetaker av de løsere delene av revet, må det nevnes at på grunn av massenes art var det bare mulig å oppnå forstyrrede prøver. Disse delen av revet består vesentlig av korallsand, korallgrus og korallbruddstykker, og selv der hvor det var en del finstoff tilstede (korallslam), var dette så bløtt at det ikke bedret prøvenes kvalitet. Korallbruddstykkene kan enten ha vært bruddstykker in situ, eller de kan ha blitt brukket løs under prøvetakingen. Endelig skal det nevnes som en generell erfaring at korrelasjonen mellom nærliggende boringer var dårlig, på

grunn av korallrevets spesielle oppbygning og den store variasjonen i materialer og egenskaper over korte avstander. Opprinnelig ble det forsøkt å ta prøver nær en ramsondering for å få en direkte og detaljert korrelasjon, men dette var ikke vellykket. Derimot var det mulig å etablere generelle korrelasjoner mellom sondermotstand og geotekniske egenskaper for begrensede områder og spesielle materialtyper innen korallrevet.

I tillegg til sonderinger og boringer ble det foretatt akustiske seismiske målinger ved hjelp av penetrasjons-ekkolodd. Dette utstyret, som er karakterisert ved at det sender ut lite energi, ble valgt på grunn av at det er det eneste brukbare utstyr som kan benyttes ved små vanndybder og uregelmessig bunntopografi. Penetrasjonsekkoloddet registrerte godt begrensningen av korallrevet mot naturlige kanaler, noe som var særlig nyttig i tidligere mudrede områder i havnebassenget, og dessuten ved grunne strukturer i revet, f.eks. konsentrasjoner av hard, massiv korallkalk i form av "peak reflectors". Ekkoloddet ga også opplysninger om slamlag på sjøbunnen der dette var til-stede, men det må sies at utstyret ga lite med entydige data fra større dyp. Det er for øvrig referert i litteraturen (Ref. 2) at seismikk er dårlig egnet på korallrev, fordi den seismiske energien lett absorberes i revets porøse struktur.

LABORATORIEUNDERSØKELSER

På kjerner av massiv korall ble det gjort følgende bergmekaniske laboratorieforsøk:

- Kjernetapsbestemmelse
- RQD (= Rock Quality Designation)
- Romvekt
- Vanninnhold
- Enaksialt trykkforsøk
- Brazilianerforsøk } (indirekte strekkforsøk)
- Punktlastforsøk }

Hensikten med disse forsøkene, først og fremst bestemmelse av trykkfasthet, var å få data til vurdering av mudrings-mostanden, samt rammemotstanden ved peling.

På løsere masser fra korallrevet, og også på de underliggende sjøbunnsedimenter, ble det gjort følgende geotekniske laboratorieforsøk:

Vanninnhold
Plastisitet
Organisk innhold
Romvekt
Kornstørrelsesfordeling
Enaksialt trykkforsøk
Konusforsøk
Triaksialforsøk

Disse forsøkene ble gjort med tanke på fundamenteringen av kaikonstruksjonene, først og fremst for å vurdere de mudrede massene som fyllmasser, og for å vurdere stabiliteten av kaiskråningene.

MUDRING OG OPPFYLLING

Praktisk talt alle mudringsarbeidene vil foregå i korallrevet. Når det gjelder mudring av korall, så er det først og fremst mengden av massiv korallkalk og dennes egenskaper som er bestemmende for mudringsmotstanden eller det nødvendige energibehov for mudringsutstyret.

For bergarter, som massiv korralkalk må henregnes til, er det vanlig å vurdere mudringsmotstanden først og fremst på grunnlag av enaksial trykkfasthet. Den massive korrallkalken som ble påtruffet under våre undersøkelser, kan etter geotekniske - eller bergmekaniske - egenskaper deles inn i to hovedgrupper, nemlig finkornet tett korall og grovkornet porøs korall. Den finkornede korallen har trykkfastheter i området 10-20 MPa, mens den grovkornede stort sett varierer mellom 5 og 15 MPa. På tilsvarende måte kan en angi variasjonsområder for ramsondermotstanden for de to materialtypene: 0-100 slag pr. 0.2 m nedtrengning for finkornet korall, og 0-30 slag pr. 0.2 m for grovkornet korall. Noen nærmere korrelasjon mellom trykkfasthet og sondermotstand er det vanskelig å etablere, på grunn av den store variasjonen over korte avstander. Det kan virke overraskende at sondermotstanden går ned mot 0 for begge typene av massiv korall. Dette henger sannsynligvis sammen med splitting av korallkalken under ramming, som nevnt tidligere. Når det gjelder mudringsmotstanden i løsmasser, er det vanlig å vurdere denne ut fra sonderresultater, fortrinnsvis fra SPT-boringer. De delene av korallrevet som ikke består av massiv korallkalk, kan i denne forbindelsen regnes som løsmasser. Det finnes en korrelasjon mellom SPT og ramsondering, slik at våre ramsonderinger her kan brukes direkte for å vurdere mudrings-

motstanden. Det skal nevnes at ramsondermotstanden for de løsere delene av korallrevet stort sett varierte mellom 0 og 30 slag pr. 0.2 m, faktisk samme rammemotstand som for grovkornet, porøs korallkalk.

For vurdering av mudringsmotstanden, spesielt som funksjon av mengde og egenskaper av massiv korallkalk, ville det kanskje vært ønskelig å ha hatt flere prøveserier og færre ramsonderinger enn tilfellet var ved våre undersøkelser. Dette er imidlertid noe vi håper å lære av erfaringene fra de kommende mudringsarbeidene.

Oppfyllingen av kaiområdene vil foregå ved hjelp av hydraulisk fylling av mudrede masser fra korallrevet. Korngraderingsanalyser fra tidligere mudrings- og oppfyllingsarbeider viser at massene var velgraderte og vesentlig besto av sand og grus med noe stein, altså gode fyllmasser. Ved de tidligere arbeidene lot en for en stor del finstoffet gå på sjøen. Dette vil antagelig ikke bli tillatt under de planlagte arbeidene på grunn av miljøvernhensyn (hensyn til levende korall). Fyllmassene vil derfor inneholde noe finstoff - silt og leire - som delvis kommer fra finstoffrike deler av korallrevet (korallslam), delvis fra et slamlag på sjøbunnen. For å sikre kvaliteten av fyllmassene er det stilt opp krav om begrensning av finstoffinnholdet, avhengig av hva fyllingene skal brukes til. For eksempel: For områder hvor det skal fundamenteres bygninger vil vi begrense finstoffinnholdet til maksimalt 10%, for områder som skal få fast dekke til maksimalt 15%.

Fyllmasser som legges ut ved hydraulisk fylling har like etter utlegging et stort vanninnhold og liten tetthet, slik at en må vente en del konsolideringssetninger. Vi regner med at det har liten hensikt å forsøke å komprimere massene før en vesentlig del av konsolideringen har funnet sted. På den annen side vil det i kalkholdige masser foregå en viss selv-sementering med tiden, og komprimeringen bør utføres før sementeringsprosessen er kommet for langt. Vi har derfor foreslått at komprimeringen utføres i løpet av tidsrommet 2 til 4 uker etter at fyllingen er lagt ut. For å unngå knusing av det forholdsvis svake korallmaterialet, vil vi begrense både vekten av komprimeringsutstyret og antall passeringer. Vi har foreløpig tenkt oss en 10 t vibrerende slepevalse, og at den nøyaktige komprimeringsprosedyren - inkludert antall passeringer - bestemmes ved komprimeringsforsøk ved begynnelsen av arbeidene.

Vi regner med at med en fremgangsmåte som beskrevet ovenfor vil setningene av fyllingene - som vil få en tykkelse på ca. 3 m - etter komprimering være forholdsvis små. Vi regner videre med at setningene i det uforstyrrede korallrevet under fyllingene vil være små. Vi antar at for små belastninger vil korallrevet oppføre seg som et forholdsvis stivt materiale. Det har imidlertid vært vanskelig å finne opplysninger om de geotekniske egenskaper for korall, både in situ og som fyllmateriale, så vi håper at erfaringene fra de kommende arbeidene vil vise om våre antagelser har vært riktige.

STABILITET AV KAISKRÅNINGER

Kaiskråningene vil bli dannet enten ved mudring av det eksisterende korallrevet, eller ved fylling av mudrede korallmasser utenfor kanten av revet.

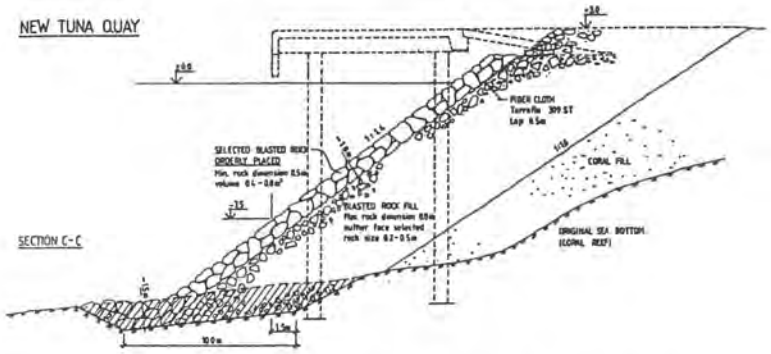


Fig. 12 Kaitverrsnitt pelekai

Mudringsskråningene vil få en gjennomsnittlig helning 1:2. Fyllingsskråningene bør i prinsippet gis samme helning, men vi ser ikke bort fra at en vil forsøke å la skråningene bli stående med den helning de innstiller seg på under utfyllingen. Utenfor korallskråningen - mudret eller utfylt - vil det bli plassert en erosjonsbeskyttelse av sprengstein med skråningshelning 1:1.4. Sprengsteinen, som består av granitt, vil komme fra steinbrudd på land.

Når en tenker på hvordan korallrevet er dannet, er det ikke umiddelbart innlysende hvilken skjærfasthet en skal bruke ved stabilitetsberegning i korall. Vi har kommet

frem til at det mest realistiske er å betrakte korallrevet som bestående av et materiale med både friksjon og kohesjon. Vi har utført triaksialforsøk på korallsand og korallslam, som er de svakeste materialene i korallrevet, og basert delvis på disse forsøkene har vi valgt $\varphi'=35^{o}$ ($tg\varphi'=0.70$) som en realistisk - og kanskje noe forsiktig - gjennomsnittlig friksjonsvinkel både for korallrevet in situ og for mudrede fyllmasser av korall.

For utfylte skråninger har vi brukt denne friksjonsvinkelen sammen med en kohesjon $c'=0$, det vil si vi har regnet med et rent friksjonsmateriale. Det skal her nevnes at vi kan kontrollere kvaliteten av fyllmassene ved å begrense finstoffinnholdet, og at massene i skråningene vil bli plassert ved dosing og ikke ved hydraulisk fylling. For å få en beregningsmessig tilfredsstillende sikkerhet for de utfylte skråningene må erosjonsbeskyttelseslaget av sprengstein gjøres så tykt at en vesentlig del av den kritiske glideflaten passerer gjennom sprengsteinslaget.

For mudrede skråninger i korallrevet har vi tatt med en viss kohesjon i stabilitetsberegningene. Dette er fordi en antatt glideflate gjennom korallrevet vil måtte skjære gjennom en viss mengde massiv korallkalk. Nå er det en nesten umulig oppgave å angi nøyaktig hvor stor kohesjon dette i gjennomsnitt vil utgjøre langs en gitt glideflate, ikke minst fordi kohesjonsdelen og friksjonsdelen av skjærfastheten vil mobiliseres i forskjellig grad med deformasjonen. Det en kan gjøre er å utføre beregningene med forskjellige verdier av c' for å se hvilken innvirkning dette har på resultatet. Våre beregninger viser at en økning av kohesjonen c' fra 0 til 10 kN/m^2, som vi regner som en forsiktig verdi, fører til en betydelig økning av beregningsmessig sikkerhet. Hulrommene i korallrevet vil ikke ha noen innvirkning hverken på gjennomsnittlig skjærspenning langs glideflaten eller på antatt friksjonsvinkel. Hulrommene fører bare til en noe større påkjenning - både når det gjelder skjærspenninger og når det gjelder normalspenninger - på korallmassene mellom hulrommene langs glideflaten.

PELER

Alle horisontalkrefter fra pullerstrekk og støt blir ført inn til horisontale ankerplater slik at alle peler skal stå vertikalt med noen få unntak.

Vi dvelte en stund ved tanken om å slå korte spissbærende peler ned i korallrevet, men da pelelastene blir relativt store og korallrevet best kan sammenliknes med en svamp bestående av porøs kalksteinsmasse med hulrom tok vi ikke sjansen på lokale gjennomlokninger og tilhørende lokale setninger ved at materialet under pelespissen kunne bli overbelastet på grunn av de statiske og dynamiske belastninger fra kaidekket, og vi valgte å prosjektere med spissbærende peler til fjell eller fast lagret sand/grus over fjell i dybder varierende stort sett mellom ca. 25 og 35 meter. Pelene må først penetrere korallrevet som har en mektighet på ca. 15-20 meter deretter gjennom de gamle sjøbunnssedimentene som hovedsakelig består av granittiske sand- og leirmaterialer med mektigheter på ca. 10-20 meter før fjellet nås. Det sier seg da selv at det må settes store krav til pelene, og valg av peletype ble derfor viet stor oppmerksomhet.

Man sto til slutt igjen med 2 alternative peletyper, en kraftig stålrørspel med konisk fot og fjellsko, peldiameter Ø 500-700 mm avhengig av belastningene, og en mer utradisjonell kombinasjonspel bestående av en overdel av den samme rørpel med en konisk utformet overgangdel en underdel bestående av en sirkulær Ø 200 mm massiv underpel av stål påsveiset fjellsko.

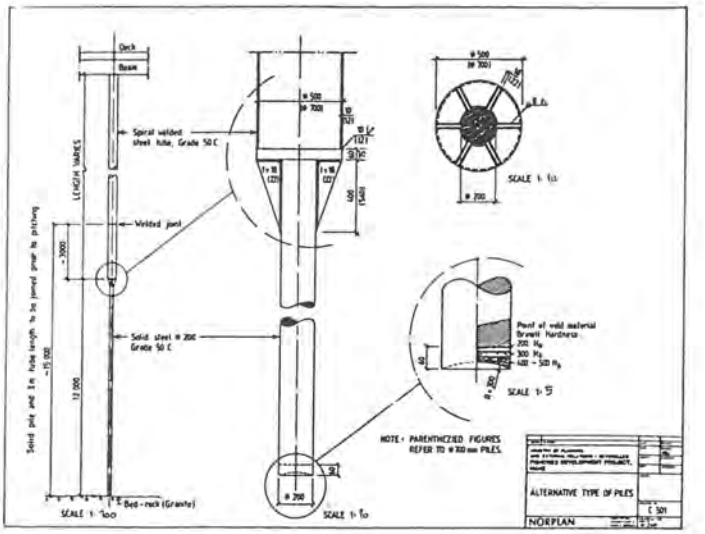


Fig. 13 Kombinasjonspel

Denne siste peletypen vil ha den fordelen at den penetrerer korallformasjonen forholdsvis lett i forhold til den store rørpelen og forboring og eventuell forsprengning for neddrivning blir sannsynligvis ikke aktuelt ved bruk at denne. Det knytter seg likevel et betydelig problem til nedrivningsarbeidet, idet skjøter i selve massivstålet kan bli utsatt for meget store strekkspenninger under rammingen når underpelen har kommet ned i de løsere lagrede sedimentene under korallformasjonen samtidig som man slår hardt på overpelen for å komme gjennom korallformasjonen. Disse skjøtene vil derfor bli viet spesiell oppmerksomhet under prøverammingen som antakeligvis vil foregå med begge peletyper forut for hovedpelingen.

Rørpelene vil etter installasjon bli fylt med betong til et sikkert nivå under korrosjonssonen dvs. ca. 4-5 meter under sjøbunnen.

AVSLUTNING

Prosjektet er i skrivende stund ute på anbud, finansieringen i første rekke gjennom arabiske finansinstitusjoner er brakt i orden og anleggsstart er beregnet til våren 1985 og det skal under de forestående oppfølgingsarbeidene bli svært interessant å se om de valgte løsninger holder mål med tanke på nye utfordringer med fundamenteringsarbeider på korall.

LITTERATURREFERANSER

1. Bock, H. and E.T.Brown:
Foundation properties of coral reefs, Site investigation techniques and preliminary results.
International Conference on Structural Foundations on Rock, Sydney, 1980.

2. Bock, H.: Zur Ingenieurgeologie von Korallenriffen.
Geologisch-geotechnische Untersuchungen auf dem Grossen Bassiere Riff Australiens.
Berichte, 4. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, Goslar, 1983.

3. Rosen, B.R.: Principal features of reef coral ecology in shallow water environments of Mahé, Seychelles.
Symposium, Zoological Society of London, No.28, 1971.

GRUNNUNDERSØKELSER I LATERITTJORDARTER GENERALPLANSTUDIE FOR VANNKRAFT, RUFIJI BASIN - TANZANIA

GROUND INVESTIGATIONS IN LATERITIC SOIL HYDROPOWER MASTERPLAN, RUFIJI BASIN, TANZANIA

Sivilingeniør Jan K.G. Rohde, Ingeniør Chr. F. Grøner A.S.

SAMMENDRAG

Store forvitringsdybder (over 36 m) påvist ved grunnundersøkelser foretatt ved potensielle reservoirdamsted. Forvitringsjordarten, hovedsakelig lateritt, er dannet ved kjemisk forvitring, utvasking av mineraler og anrikning av oksyder, hovedsakelig jern og/eller aluminium. Store løsmassemektigheter vil føre til store avdekkingsvolum ved damsted og andre større fundamenter.

Flere raviner og utglidninger indikerer dårlig stabilitet av naturlige avsetninger i fremtidige reservoirområder.

SUMMARY

Considerable weathering depths (more than 36 m) proved by ground investigations performed at future reservoir damsites. The soil, mainly lateritic soil, is formed by weathering, leaching of basic minerals and accummulation of oxides, mainly Fe and Al. Large excavation volumes are expected at dams and major foundations due to the soil overburden depth. Several ravines and landslides indicate low stability of banks in future reservoirs.

INNLEDNING

De grunnundersøkelser som her skal omtales er utført som et ledd i en generalplanstudie for vannkraft, ialt 10 større kraftverksprosjekter beliggende i Rufiji Basin, Tanzania.

Oppdragsgiver er RUBADA (Rufiji Basin Development Authority), oppdraget er finansiert av NORAD og utført av Norconsult A/S.

Tanzania ligger ved Afrikas østkyst rett syd for ekvator. Med et areal på 177 000 km2 dekker Rufiji Basin størstedelen av Tanzanias søndre halvdel (fig. 1).

Fig. 1 Rufiji Basin

TOPOGRAFI OG GEOLOGI

Berggrunnen består hovedsakelig av prekambriske bergarter, noe yngre sedimentbergarter samt innsjø- og elveavsetninger.

Såvel topografisk som geologisk er Rufiji Basin delt i to, Øvre og Nedre Rufiji Basin.

Delingen har foregått ved landhevning av det nordvestre platå (Øvre Rufiji Basin) i forhold til søndre og østre del. Delingen følger langs Tanganykia Scarp, en fjellkjedeformasjon med et dramatisk relieff hvor terrenget stiger fra 3-400 m.o.h. til opp mot 2000 m.o.h. Topper med høyde 2500 m.o.h. forekommer.

Berggrunnen i nedre Rufiji Basin består i grove trekk av prekambriske gneisser, noe yngre sedimentbergarter (Karooformasjonen) samt innsjø- og elveavsetninger (sand, silt, leire).

Berggrunnen i øvre Rufiji Basin består hovedsakelig av prekambriske gneisser og granitter. Store deler av berggrunnen er dekket av en mantel med residualjord, hovedsakelig laterittjordarter. Meget store løsmassemektigheter er påvist ved grunnundersøkelser.

LATERITTJORD

Lateritt dannet ved kjemisk forvitring, utvasking av mineraler og anrikning av oksyder, hovedsakelig jern og aluminium.

Laterittjord er dannet ved forvitring av bergmasser under spesielle klimatiske omstendigheter (fig. 2). Fordeling av laterittjordarter er vist i fig. 3.

Lateritt dannes i grove trekk ved kjemisk nedbrytning av bergmasser, utvasking av oppløselige mineraler og akkumulering av oksyder (vesentlig Fe og Al, men også Mn og Ti). Forenklet skisse av prosessen er vist i fig. 4.

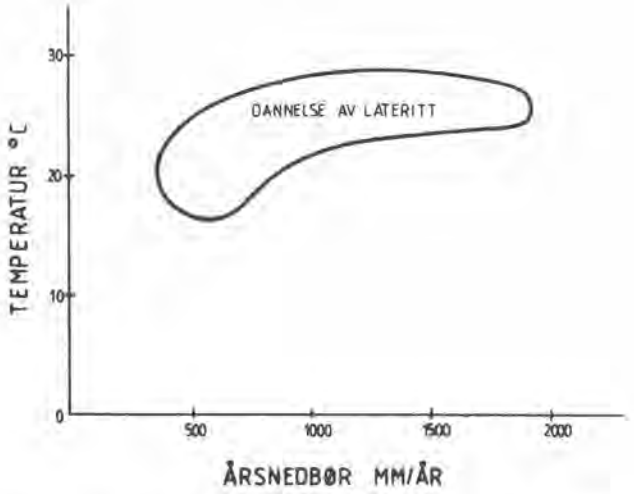


Fig. 2 Klimatiske betingelser for dannelse av lateritt (Persons 1970)

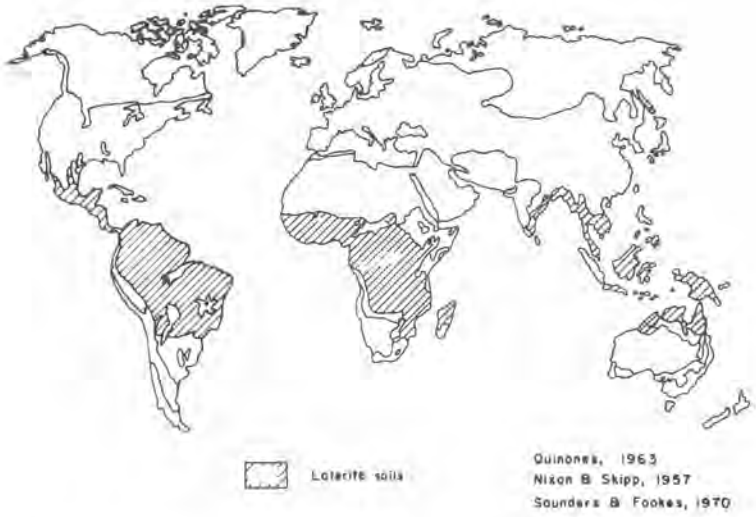


Fig. 3 Fordeling av laterittjordarter (Gidigasu 1976)

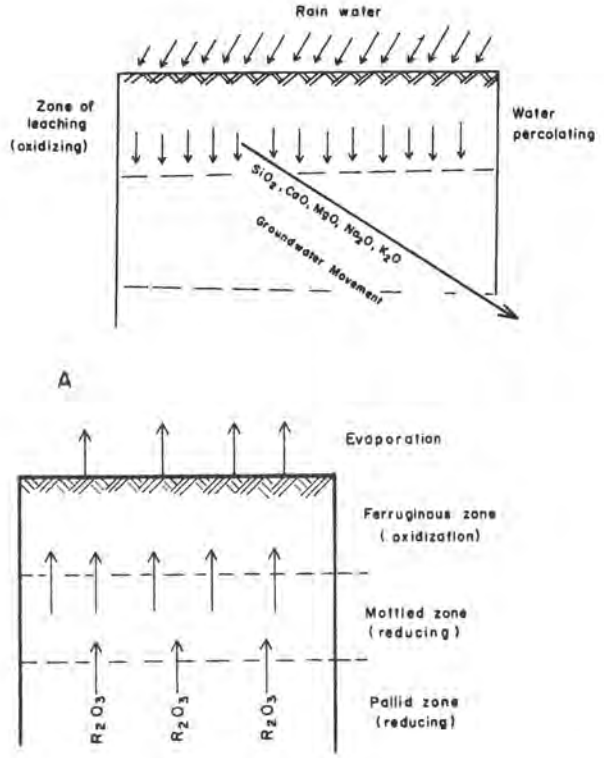


Fig. 4 Dannelse av lateritt (Gidigasu 1976)

Relativt stor fordamping i lavlandet og stor høydeforskjell ved Tanganykia Scarp gir relativt stabil og god årsnedbør i områder langs fjellkjeden. Med en årsnedbør varierende fra 800 til 2000 mm pr. år og temperaturer i området 15-30^{o} C, ligger forholdene godt tilrette for dannelse av laterittjordarter.

GRUNNUNDERSØKELSER

Boring ned til 36 m dybde uten påvisning av berggrunn, forvitringsdybder størst i åsrygger og høydedrag. Jordarten har relativt høy fasthet.

Grunnundersøkelser i forbindelse med generalplanstudiet er alle utført ved potensielle reservoirdamsted.

De fleste av disse damstedene ligger ved Tanganykia Scarp hvor de klimatiske forhold er ideelle for dannelse av lateritt. Grunnundersøkelsene er primært utført på grunn av store usikkerheter mht. løsmassemektighet, og for å ha et rimelig godt grunnlag til kostnadsoverslag for dammer og flomløp. Som et ledd i grunnundersøkelsene inngår også en vurdering av jordartens geotekniske egenskaper og egnethet som bygningsmateriale i f.eks. fyllingsdam.

Til klassifisering av jord-/bergmassene er benyttet et system hvor jord-/bergmassene deles i 6 etter forvitringsgrad. Inndelingen er vist i tabell 1 (Little 1967).

Forvitringsgrad	Beskrivelse
VI	Residualjord, ingen synlig bergartsstruktur
V	Fullstendig forvitret, bergartsstruktur synlig
IV	Meget forvitret, bergartsstruktur tydelig, større stykker kan knuses/brytes med hand. Mindre enn 50 % berg
III	Moderat forvitret, større stykker uforvitret berg (60 - 90 %)
II	Lettere forvitret, noe forvitring langs sprekkeplan og i enkelte mineralgrupper. Mere enn 90 % uforvitret berg
I	Frisk berg, forvitring langs sprekkeplan kan forekomme i overgang til bergmasser av høyere forvitringsgrad

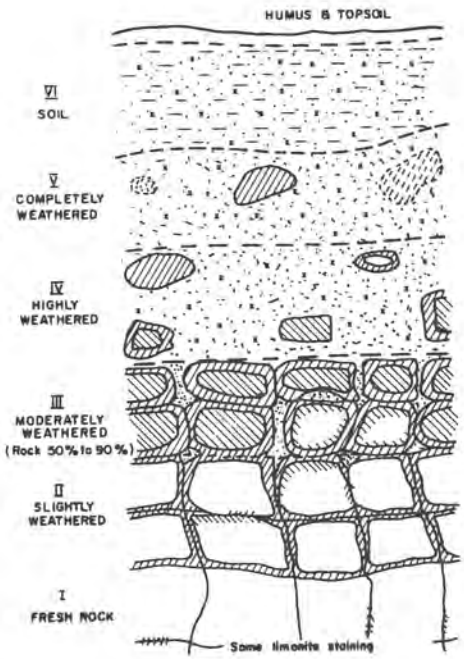


Fig. 5 Typisk forvitringsprofil (Little 1969)

Forvitringsgrad V og VI betegnes vanligvis som jord, grad II-IV som forvitret berg og grad I som friskt berg.

Et typisk forvitringsprofil er skjematisk vist i fig. 5.

Samtlige borhull (ialt 42 stk) er boret med handauger. Det er tatt prøver for hver 3. m i borhull for klassifisering av jordart/forvitringsgrad.

Kjerneboring er utført i bunnen av utvalgte hull for å kunne påvise bergoverflaten.

Standard Penetration Test (SPT) er utført for hver 6. m i borhull. SPT-test er utført for å kunne vurdere jordartens fasthet og bæreevne. Samtlige borhull er avsluttet med SPT-test som en indikasjon på bergets fasthetsegenskaper og forvitringsgrad.

Boringene har påvist store forvitringsdybder. Boring med handauger ned til 20-30 m dybder har ikke vært uvanlig, og hulldybder ned til 36 m er oppnådd uten påvisning av fast berggrunn.

Boringer har vist at løsmassemektigheten generelt sett er størst i åsrygger og høydedrag. Dybden til fjell kan være relativt liten langs elve- og bekkedrag på grunn av erosjon.

SPT-tester viser relativt god fasthet i materialet. Penetrasjonsmotstanden varierer jevnt mellom 10 og 15 i jordarter av forvitringsgrad IV, 25-40 i jordarter av forvitringsgrad V. Det har ikke vært mulig å bore dypere enn forvitringsgrad V med handauger. Penetrasjonsmotstanden i bunn av borhull varierer jevnt fra 54 til 68. Verdier på 34 og 80 er registrert.

Klassifisering av jordartens fasthet som funksjon av SPT-verdi er vist i tabell 2.

Jordartens bæreevne som funksjon av penetrasjonsmotstand er vist i fig. 6.

Kjerneboringer er utført i materiale av forvitringsgrad IV og lavere. Kun i få av tilfellene har man vært i stand til å få kjerneopptak. Tap av spylevann under boring har vært vanlig, hvilket indikerer stedvis høy permeabilitet i jord-/berg-massene.

Relativ tetthet av sand		Leires konsistens og styrke	
Penetrasjons-motstand N*	Relativ tetthet	Penetrasjons motstand N*	Konsistens
< 4	meget løs	< 2	meget bløt
4 - 10	løs	2 - 4	bløt
10 - 30	middels fast	4 - 8	middels fast
30 - 50	fast	8 - 15	fast
> 50	meget fast	15 - 30	meget fast
		> 30	hard

* N - penetrasjonsmotstand, antall slag av et 63,5026 kg (140 lbs) lodd, fallhøyde 0,762 m (30") pr. 0,3048 m (1') nedtrengning. "Split spoon sampler", 2" OD, 1 3/8 ID benyttet.

Tabell 2 Relativ fasthet av leire og sand som funksjon av penetrasjonsmotstand (SPT) (Terzagi og Peck 1948)

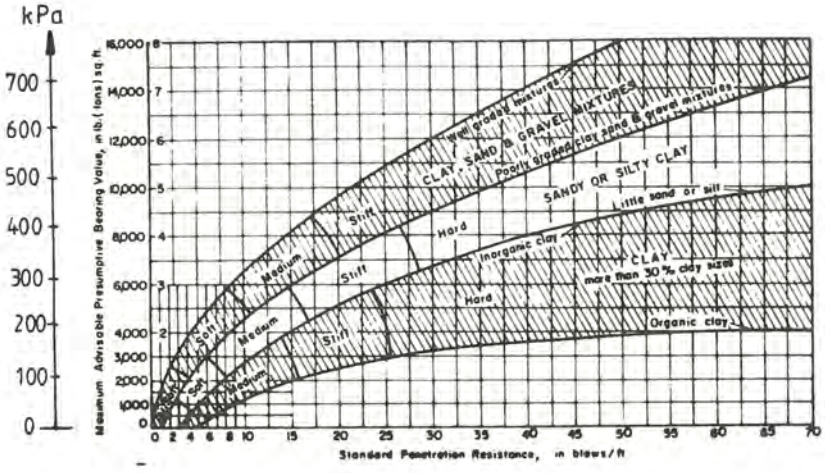


Fig. 6 Antatt bæreevne for kohesjonsjordarter som funksjon av Standard Penetrasjonsmotstand (Hough 1957)

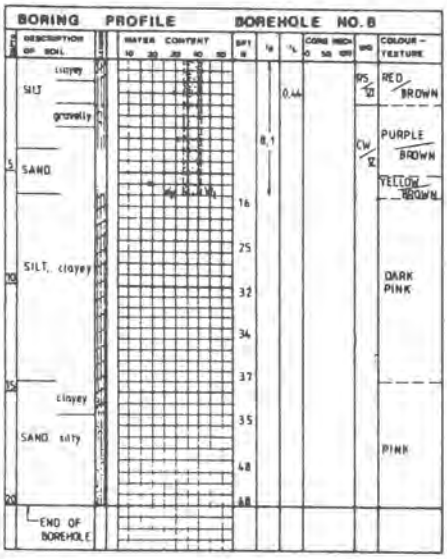


Fig. 7 Typisk borprofil

LABORATORIEFORSØK

Dispergerende (oppløselige) egenskaper påvist i jordarten. Relativt høyt optimalt vanninnhold og tilsvarende lav tørrdensitet ved Standard Proctor Komprimeringsforsøk.

Et enkelt feltlaboratorium er benyttet til bestemmelse av jordartens vann- og finstoffinnhold samt kornfordelingskurve.

Utvalgte prøver er bragt til Norge for bestemmelse av jordartens komprimeringsegenskaper (Standard Proctor) permeabilitet, kornfordeling inkl. siltfraksjonen, dispergerende egenskaper og Atterbergs grenser. Jordartens dispergerende egenskaper er beskrevet ved å sammenligne det prosentvise innhold av partikler mindre enn 0,005 mm oppnådd ved falling drop-test av materiale, med og uten bruk av dispergeringsmiddel.

Jordartens naturlige vanninnhold (forvitringsgrad V og VI) varierer fra 15 til 40 %, plastisitetsgrensen 25 til 43 % og flytegrensen fra 31 til 59 % (tabell 3). Fremstilling av forholdet mellom plastisitetsindeks og flytegrense er vist i fig. 8. Diagrammet viser at samtlige prøver ligger under "A-linjen".

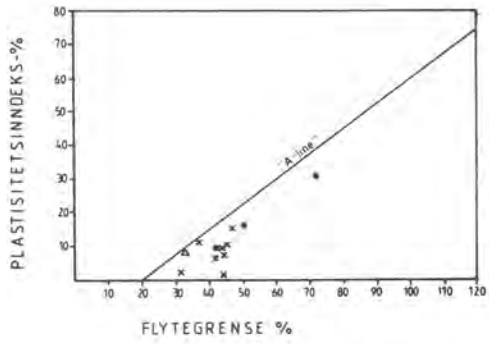


Fig. 8 Forhold mellom plastisitetsindeks og flytegrense

Forvitrings-grad	Plastisitets-grense W_p (%)	Flyte-grense W_l (%)	Plastisitets-indeks Ip
VI	42	72	30
VI	32	47	15
VI-V	33	42	9
V-VI	29	31	2
V	43	59	16
V	25	33	8
V	35	45	10
V	37	44	7
V	43	44	1
V	36	42	6
V	36	37	1
V	33	43	10

Tabell 3 Atterbergs konsistensgrenser

Typiske kornfordelingskurver av materiale med forvitringsgrad V og VI er vist i fig. 9.

Dispergeringstest utført på prøver viser generelt meget høy dispergerende tendens.

Prøvenes optimale vanninnhold bestemt ved Proctor Standard-forsøk er jevnt over høyt (18 - 26 %) og prøvenes maksimale tørromvekt tilsvarende lavt (1,48 - 1,62 g/cm3).

Jordartens permeabilitet varierer i området $3,5 \cdot 10^{-5}$ - 10^{-6} cm/s. Eksempel på Standard Proctor/permeabilitetskurve er vist i fig. 10.

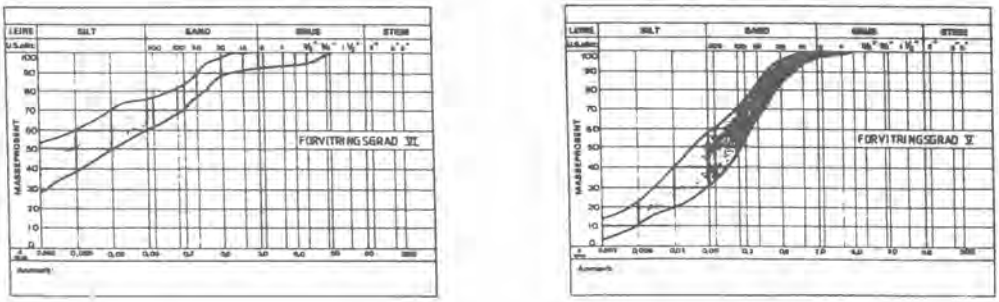


Fig. 9 Kornfordeling av laterittjord, forvitringsgrad V og VI.

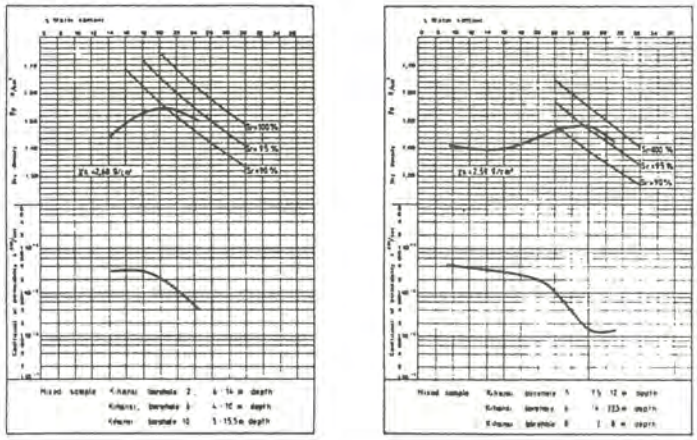


Fig. 10 Standard Proctor - Permeabilitet

En visuell vurdering av jordartens farve og konsistens har vært viktig for klassifisering av jordart og forvitringsgrad. Av karakteristiske egenskaper for de forskjellige forvitringsgrader kan nevnes

- grad VI, residualjord, lateritt rød til rødbrun av farve, leirig, siltig. Kan bores med handauger.

- grad V, fullstendig forvitret, farven er bergartsavhengig, ofte rosa og fiolett med lysere flekker, bergartens struktur synlig. Materialet mere sandig enn grad VI - residualjord. Kan bores med handauger.

- grad IV, meget forvitret, farven oftest grå, grålig brun og gul, bergartsstruktur tydelig. Materiale sandig/-grusig. Kjerneopptak mindre enn 50 %. Tap av borvann indikerer tildelt høy permeabilitet. Kjerneboring benyttet.

Boring og prøvetaking dypere enn til jord/bergmasser av forvitringsgrad IV er ikke foretatt.

ERFARING/OPPSUMMERING

Store avdekkingsvolum ved damsted, større fundamenter og tunnelpåhugg. Jordartens dispergerende egenskaper kan gi problem mht. materialets egnethet som tetningskjerne. Større grus/sandforekomster ikke påvist, få gode muligheter til steinbrudd pga. dypforvitring.

Erfaringer fra de utførte grunnundersøkelser og resultat fra laboratorieforsøk er koblet sammen med data fra litteraturen og benyttet til vurdering av fundamenteringsforhold ved dammer og flomløp, materialenes egnethet til bygningsformål, stabilitet ved tunnelpåhugg og stabilitet av naturlige avsetninger i magasinområdet.

Beregning av avdekkingsvolum ved damfundament er basert på tverrsnitt vist i fig. 11. Jordart av forvitringsgrad VI er fjernet i hele damfundamentet og kjernefundament er ført ca. 5 m ned i bergmasser av forvitringsgrad III. Graveskråning i jord av forvitringsgrad IV, V og VI er satt til 30°. Graveskråning i residualjord som funksjon av skråningshøyde er vist i fig. 12.

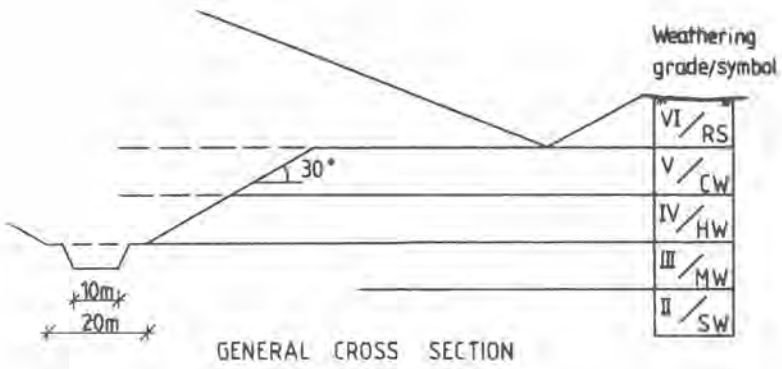


Fig. 11 Avdekking i damfundament

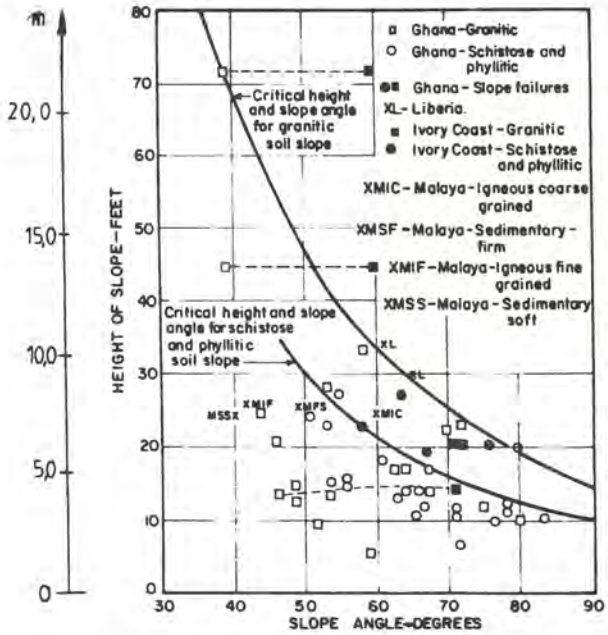


Fig. 12 Graveskråning som funksjon av vertikal høyde (Liauteaud 1970)

Store forvitringsdybder har resultert i overslagsmessig meget store avdekkingsmasser for dam- og flomløpsfundament. Således kan nevnes et avdekkingsvolum på ca. 1,5 mill. m3 for en 95 m høy dam. Dammens totale volum er på ca. 5 mill. m3. Avdekking volumet utgjør inn til 75 % av damvolumet (tabell 4)

Dam	Max Damhøyde m	Dam volum m3	Avdekkings-volum m3	$\frac{\text{Avdekk.vol.}}{\text{Damvol.}} \times 100\%$	Dam type
Ruhudji	65	ca.2×10^6	ca.$0,4 \times 10^6$	20	stein
Ikondo	95	" $5,2 \times 10^6$	" $1,5 \times 10^6$	28	jordf
Kihansi	65	" $2,4 \times 10^6$	" $0,6 \times 10^6$	25	"
Mpanga	55	" $0,8 \times 10^6$	" $0,6 \times 10^6$	75	"
Lukose	75	" $3,5 \times 10^6$	" $1,2 \times 10^6$	34	"

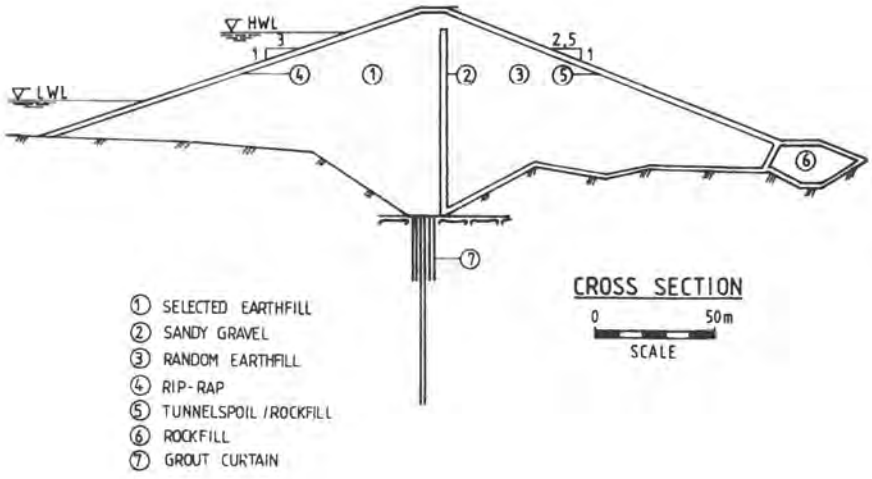
Tabell 4 Hoveddata for fyllingsdammer

Større reservoirdammer er foreløpig tenkt bygget som jord- og steinfyllingsdammer. Foreløpige utkast til damtverrsnitt er vist i fig. 13.

Som materiale til tetningskjerne er tenkt benyttet materiale av forvitringsgrad V. Stor mulighet for dispergering og utvasking vil sette store krav til filter. Stabilisering med kalk e.l. må vurderes.

Sand og grus er kun registrert i ubetydelige mengder. Grovere materiale (sandig grusig) finnes normalt i bergmasser av forvitringsgrad III og IV. Fremstilling av filter av dette materialet eventuelt blandet med siktet/knust tunnelstein burde være mulig.

Som materiale til overgangssone bør tunnelmasse kunne benyttes.



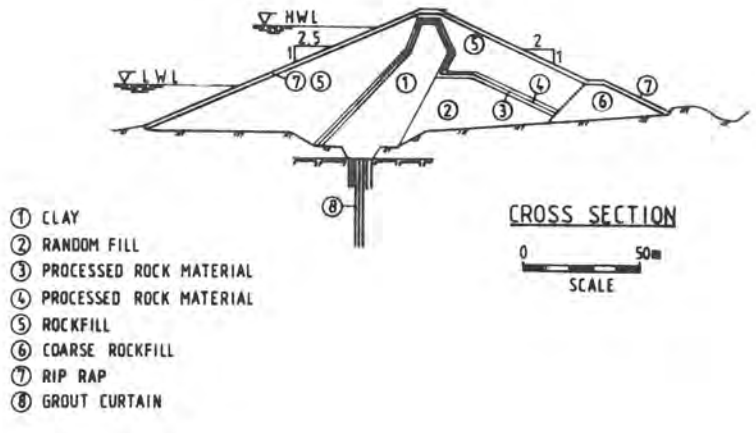


Fig. 13 Typiske damtverrsnitt
1. jordfyllingsdam
2. steinfyllingsdam

På grunn av de store forvitringsdybder har det vært vanskelig å lokalisere forekomster av bergmasser egnet som steinbrudd til produksjon av støttefylling, skrånings- og kronevern. Kun en av de store reservoirdammer er tenkt bygget som steinfyllingsdam.

Stor løsmassemektighet vil også forårsake store avdekkingsvolum og/eller omfattende sikringstiltak ved tunnelpåhugg. Tunnelinntak er utformet som sjakter for å oppnå størst mulig fjelloverdekking og redusere fare for stabilitetsproblemer i tunnelnivå på grunn av de store forvitringsdybder.

Store løsmassemektigheter og relativt kupert, bratt terreng preger reservoirområdene. Flere raviner og utglidninger er observert ved befaringer.

Enkelte av disse utglidninger ser ut til å ha en sammenheng med dispergering og utvasking av finstoff med påfølgende sammenbrudd i kornstruktur (kan i prinsippet sammenlignes med kvikkleirefenomen).

Andre utglidninger kan forklares ved tilsig av grunnvann i relativt permeable jordarter av forvitringsgrad III, IV og evt. V. I skråninger hvor topplaget består av relativt impermeable jordarter av forvitringsgrad VI vil grunnvannstilsiget føre til økende poretrykk, redusert stabilitet og eventuelt utglidning (fig. 14).

Et pulserende vannspeil i et fremtidig reservoir vil kunne øke effekten med utvasking av finstoff og oppbygging av poretrykk bak tette lag av residualjord ved hurtig nedtapping av magasin.

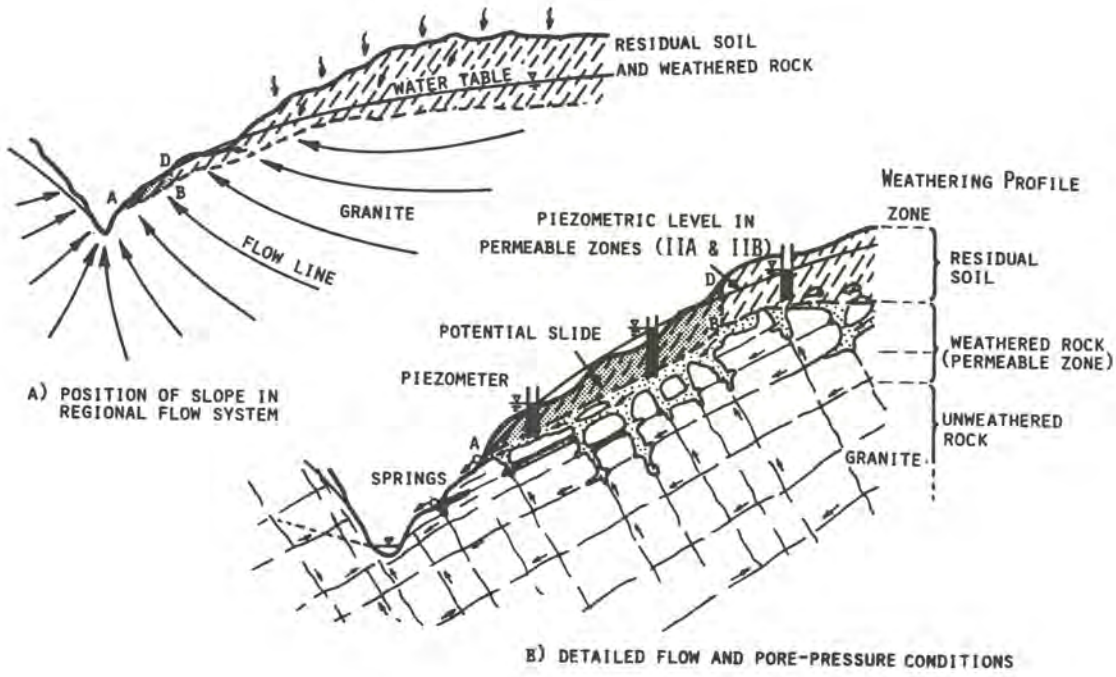


Fig. 14 Grunnvannsstrøm og skråningsstabilitet i forvitret berg (Deere and Patton 1971)

Stabilitet av naturlige avsetninger i reservoir ansees derfor å være lav.

REFERANSER

M.D. Gidigasu	Laterite Soil Engineering Pedogenesis and Engineering Principles (Elsewier 1976)
Lyon Associate, Inc.	Laterite and Lateritic Soils and other problem soils of Africa (AID 1971)
George F. Sowers	Engineering Properties of Residual Soils Derived from Igneous and Metamorphic Rocks
R.E. Grim and W.F. Bradley	Clay Mineral Composition and Properties of Deep Residual Soils from Sao Paulo, Brazil
W.R. Dearman F.J. Baynes and T.Y. Irfan	Engineering Grading of Weathered Granite (aug. 1977, rev. feb. 1978)
P.J. Forbes A.Sheerman-Chase and J. Birrell	Control of Dispersion in the Mnjoli Dam (Water Power & Dam Construction Dec. 1980)
D.U. Deere and F.D. Patton	Slope Stability in Residual Soils (June 1971)

NYTT FRA IAEG OG FORENINGEN

Cand.real. Eystein Grimstad, formann i Norsk Bergmekanikkgruppe

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

STABILITETSANALYSE AV FLOMLØPSKANAL, PAUNGLAUNG HYDROPOWER PROJECT

ANALYSIS OF SPILLWAY STABILITY, PAUNGLAUNG HYDROPOWER PROJECT

Dr. ing. Bjørn Nilsen,
NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

SAMMENDRAG

Flomløpet ved Paunglaung Hydropower Project er planlagt som en råsprengt, åpen kanal med 4 stk. 35-45 m høye trinn langs kanalens lengderetning. Største høyde av sideveggene er ca. 100 m. Skråningsvinkelen for trinnene er opprinnelig planlagt til 87,4^{g} (helning 5:1), totalvinkelen for sideveggene til 70,5^{g} (helning 2:1). Det er utført skråningsstabilitets-analyser for å bestemme den endelige utforming av veggene i flomløpskanalen. Artikkelen beskriver i hovedsak de grafiske analyser og likevektsanalyser som er utført for trinnene. Det er lagt spesiell vekt på å analysere innvirkningen av sprekkevannstrykk og jordskjelvbelastning samt effekten av mulige, stabilitetsforbedrende tiltak. På grunnlag av de utførte stabilitets-analyser er det foreslått enkelte endringer av den opprinnelig planlagte utforming av flomløpskanalen.

SUMMARY

The proposed ungated spillway consept at the Paunglaung Hydropower Project involves four riser walls having heights

between 35 and 45 m and side walls having maximum heights of approx. 100 m. As a basis for planning a slope angle of $87,4^g$ (5:1 slope) was proposed for the riser walls, an overall slope angle of $70,5^g$ (2:1 slope) for the side walls. For deciding the final design of the spillway, slope stability analyses have been carried out. This paper is primarily presenting graphical and limit-equilibrium analyses carried out for evaluating the stability of the riser walls. Particular emphasis has been made on the influence that water pressure and seismic activity have on stability and on the effect of measures for stabilizing. Based on results from the analyses, some modifications of the spillway design have been suggested.

INNLEDNING

Den store, uforede flomløpskanalen er et av de mest spesielle trekk ved det planlagte Paunglaung Hydropower Project i Burma (se foredraget til Storruste (1984) for en generell beskrivelse av prosjektet). Største delen av de utsprengte massene i flomløpet (i alt ca. 7 mill. m^3 fast fjell) er planlagt benyttet ved bygging av den nærliggende hoveddammen, se fig. 1.

Den planlagte flomløpskanalen har 4 stk. 35-45 m høye trinn langs lengderetningen, og vil således gi en trinnvis reduksjon av flomvannets kinetiske energi. Største høyde av sideveggene i kanalen er ca. 100 m. På grunn av gunstige topografiske og ingeniørgeologiske forhold er flomløpskanalen i dette tilfellet planlagt bygget uten omfattende betongforsterkning.

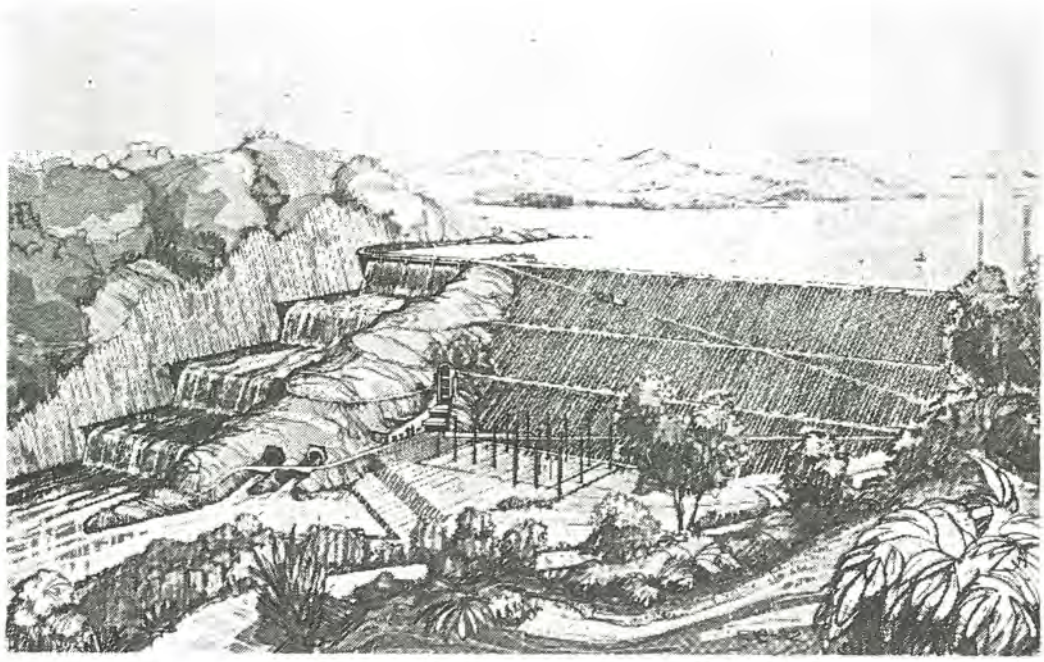


Fig. 1. Perspektivskisse av planlagt anlegg med hoveddam og flomløpskanal

Som et grunnlag for videre planlegging ble det opprinnelig foreslått skråningsvinkel lik 87,4^{g} (helning 5:1) for trinnene i kanalen, total-vinkel lik 70,5^{g} (helning 2:1) for sideveggene. Minste bredde av bunnen i det planlagte flomløpet er ca. 100 m. Se for øvrig fig. 2.

Design-flommen for flomløpskanalen er 5000 m^3/s. Kanalens utforming har vært gjenstand for omfattende modellstudier ved Vassdrags og Havnelaboratoriet (Norconsult, 1981). For å komme fram til den endelige utformingen er det dessuten utført analyser av skråningsstabilitet og vurderinger av driftsforhold med tanke på kanalens tiltenkte funksjon som steinbrudd i anleggsperioden.

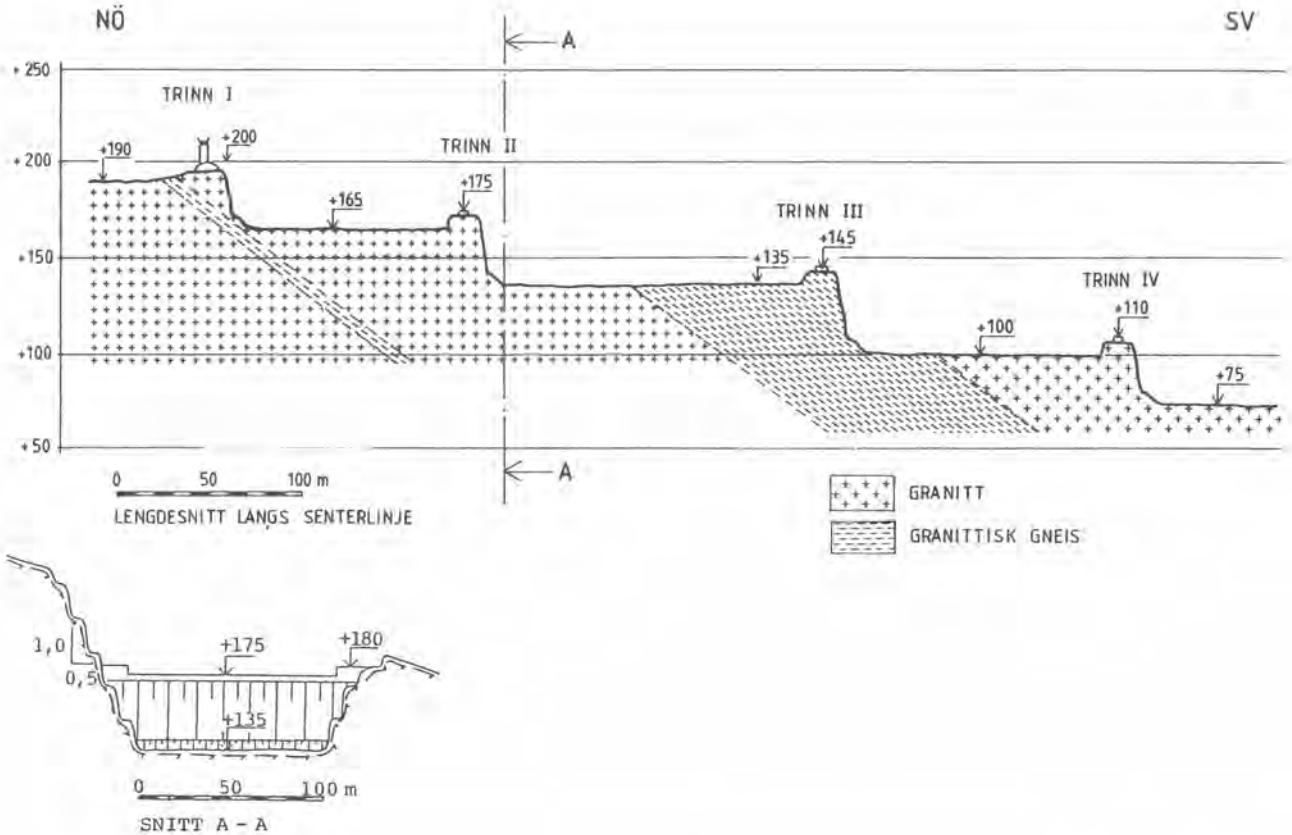


Fig. 2. Lengde- og tverrsnitt langs opprinnelig planlagt flomløpskanal

I det følgende vil det bli gitt en presentasjon av en del av de utførte analyser av skråningsstabilitet. Hovedvekten vil bli lagt på stabilitetsanalyser av trinnene langs kanalens lengderetning og på de parameter-studier som er utført i denne sammenheng.

GEOLOGI

De utførte stabilitetsanalysene er basert på foreliggende ingeniørgeologiske data fra undersøkelser som i hovedsak har omfattet flyfotostudier, detaljert feltkartlegging og boring av 6 stk. kjerneborhull med samlet lengde ca. 500 m. I tillegg er det benyttet innsamlede data fra en ca. 50 m lang undersøkelsesstoll som er drevet like Ø for den planlagte flomløpskanalen.

Bergarter

Berggrunnen i området består i hovedsak av grovkornet granitt. I den nordøstre og sentrale delen krysses den planlagte kanalen av to soner av mer finkornet granittisk gneis, se fig. 2. Begge bergartene er av antatt, mesozoisk alder. Overgangene mellom granitt og granittisk gneis er jevnt over gradvise og uten skarpe grenser. Foliasjonen i granittisk gneis er orientert med strøkretning nær vinkelrett flomløpkanalens lengdeakse (se også fig. 3).

Granitten og den granittiske gneisen har nær den samme mineralsammensetning med kvarts og feltspat som hovedmineraler og dessuten ca. 10% glimmer (biotitt). Hovedforskjellen mellom bergartene er at granitten er homogen og massiv mens den granittiske gneisen er tydelig foliert med

glimmeranrikning langs tynne bånd og tett oppsprekning langs foliasjonen. Trykkfastheten for granitt er målt til ca. 130 MPa (52 mm borkjerner testet i vannmettet tilstand). Forvitringen i fjellet utenom sleppesoner når sjelden større dyp enn 10 m.

På grunnlag av de utførte undersøkelsene kan det slås fast at det i første rekke er orienteringen og karakteren av diskontinuiteter i fjellet (sprekker, slepper og svakhetssoner) som vil være bestemmende for stabiliteten, i mindre grad bergartenes mekaniske styrke.

Oppsprekning, svakhetssoner

Det finnes enkelte, mindre svakhetssoner innenfor området. Disse sonene vil kunne komme til å forårsake lokale stabilitetsproblemer der de krysser veggene i flomløpskanalen. Sonenes beliggenhet, orientering og karakter er imidlertid slik at de vanskelig kan tenkes å ha innvirkning på totalstabiliteten. Sonene har derfor ikke influert på det endelige valg av skrånings-vinkler og -høyder i kanalen.

Oppsprekningsmønstret i fjellet fremgår av fig. 3, som viser at det finnes tre hovedsprekkeretninger innenfor området:

A. Sprekker med midlere strøkretning N140^{g}Ø (N120-160^{g}Ø), midlere fallvinkel 45^{g}SV (30-60^{g}SV). Hovedsakelig foliasjonssprekker i granittisk gneis, stedvis med glidespeil og talk-belegg. Også enkelte leirslepper med tykkelse opptil ca. 20 cm.

B. Sprekker med midlere strøkretning N85^{g}Ø (N60-110^{g}Ø), fall 90^{g}NV (75^{g}NV-80^{g}SØ). Gjennomsettende og ofte plane.

C. Sprekker med midlere strøkretning N190^{g}Ø (N175-215^{g}Ø), fall 85^{g}Ø (70-100^{g}Ø). Gjennomsettende og ofte plane.

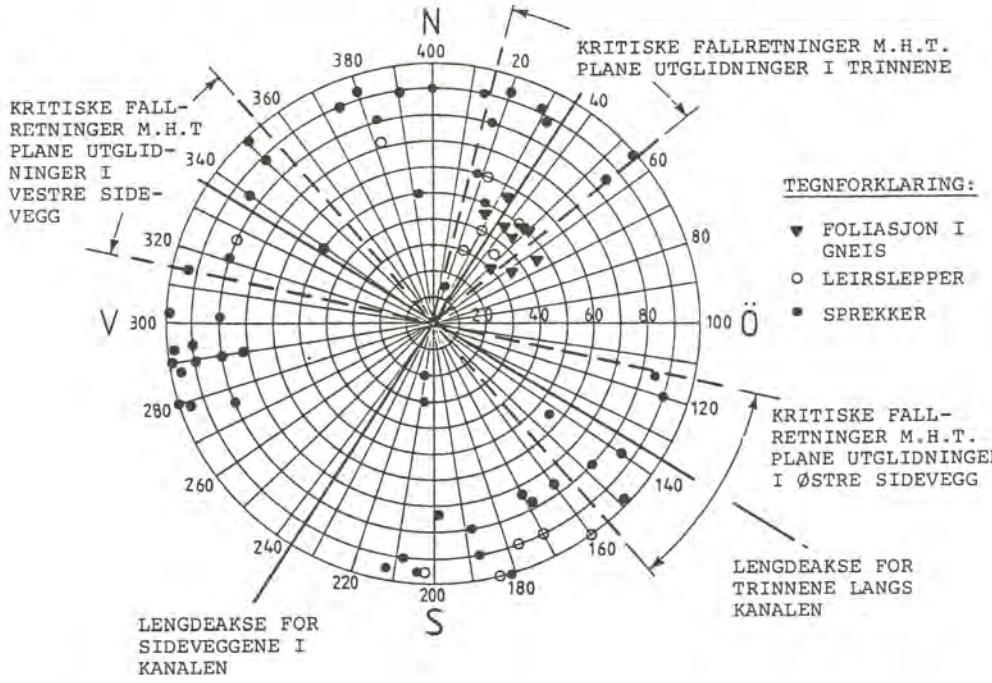


Fig. 3. Sprekkediagram (sprekkepoler plottet i flatetro polar-projeksjon, nedre halvkule)

Granitten kan generelt karakteriseres som middels til lite oppsprukket (som regel RQD >60). Den granittiske gneisen er jevnt over tett oppsprukket, særlig langs foliasjonen (ofte RQD <40).

SKJÆRFASTHET LANGS SPREKKEPLAN

Det er utført laboratoriemålinger av skjærfasthet langs sprekkeplan ved Ingeniørgeologisk Laboratorium, NTH. Den benyttede skjærboksen gir noe usikre resultater ved lave normalspenninger, men har likevel vært til stor hjelp ved en samlet vurdering av skjærparametre. For beskrivelse av skjærboksen og undersøkelsesprosedyrene henvises til Ross-Brown & Walton (1975).

De viktigste resultatene fra målingene fremgår av fig. 4, hvor sprekkenes maksimale skjærfasthet (τ) er plottet som funksjon av normalspenning (σ_n). Som prøvestykker er benyttet Ø52 mm borkjerner med gjennomsettende sprekkeplan. Målingene er utført for vannmettede prøver. Med unntak av den feil som skala-effekten innebærer, er prøvene antatt å være representative for potensielle glideplan i begge de aktuelle bergartene. Prøve I og II har middels til liten ruhet og tynt belegg av talk. Prøve III har middels til stor ruhet og tynt belegg av kalkspat.

Det finnes som tidligere nevnt også enkelte leirslepper i området. Basert på feltkartlegging og kjernelogging synes det imidlertid klart at eventuell utglidning vil innebære betydelig grad av kontakt mellom sprekkeveggene. Ved stabilitetsanalysene er det derfor forutsatt at sprekkeveggenes friksjons-parametre er de dimensjonerende for stabiliteten.

Normalspenningene på potensielle glideplan vil være liten i dette tilfellet (i størrelsesorden 0,1-0,2 MPa). Ved dette lave normalspenningsnivået vil det ved skjærbevegelse skje praktisk talt ingen avskjæring av ujevnheter langs sprekkeflaten. Sprekkeflaten vil følgelig ikke ha noen kohesjon,

men den aktive friksjonsvinkel vil være høy p.g.a den dilatans som ujevnhetene vil forårsake.

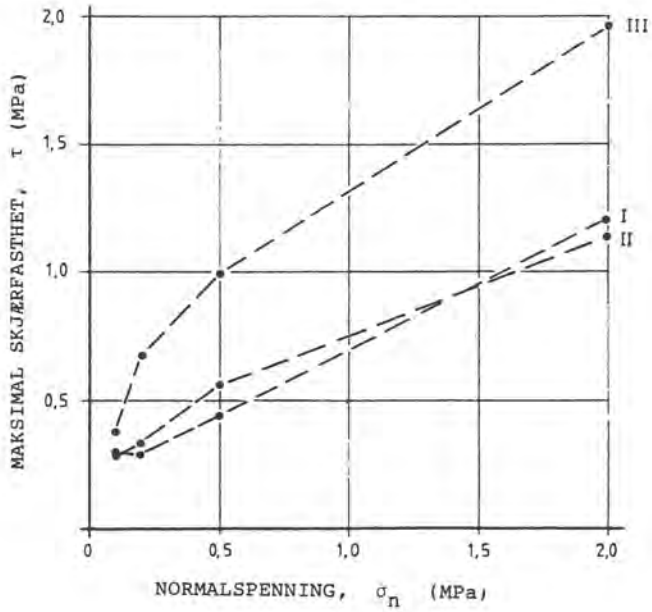


Fig. 4. Resultater fra laboratorie-målinger av skjærfasthet langs sprekkeplan

Den aktive friksjonsvinkelen (ϕ_a) kan beregnes ved den modifiserte Coulomb-ligningen:

$$\tau = \sigma_n \cdot \mathrm{tg}\phi_a \quad \text{d:} \quad \phi_a = \mathrm{arctg}\,\frac{\tau}{\sigma_n}$$

Den aktive friksjonsvinkel er i stor grad en funksjon av normalspennings-nivået. For normalspenning i området 0,1-0,2 MPa innebærer den modifiserte Coulomb-ligningen at den aktive friksjonsvinkel for prøve I og II, som antas å være

de mest representative for stabilitetsanalyser, ligger i området 64^g-80^g.

Hoek & Bray (1981) har publisert en sammenstilling av aktive friksjonsvinkler som tidligere er målt for sprekkeplan i ulike bergartstyper. Av sammenstillingen fremgår at ved lave normalspennings-nivåer (0,1-0,5 MPa) er det selv for "lite ru lagdelings-sprekker" målt aktive friksjonsvinkler på 80-85^g.

Basert på resultater fra laboratorie-målinger og litteratur-studier er det ved de utførte stabilitetsanalysene forutsatt følgende skjærparametre:

Kohesjon:	$c = 0$
Aktiv friksjonsvinkel:	$\phi_a = 72^g$

JORDSKJELVBELASTNING

Anlegget ligger innenfor et seismisk aktivt område. På grunnlag av omfattende analyser utført av NGI (Norconsult, 1982) er det i de etterfølgende stabilitetsanalysene forutsatt følgende jordskjelvbelastning:

Seismisk akselleràsjon: $\alpha = 0{,}25 \cdot g$

Det er også utført stabilitetsanalyser for tilfellet ingen jordskjelvbelastning ($\alpha = 0$).

POTENSIELLE UTRASNINGSTYPER

Trinnene langs kanalens lengderetning

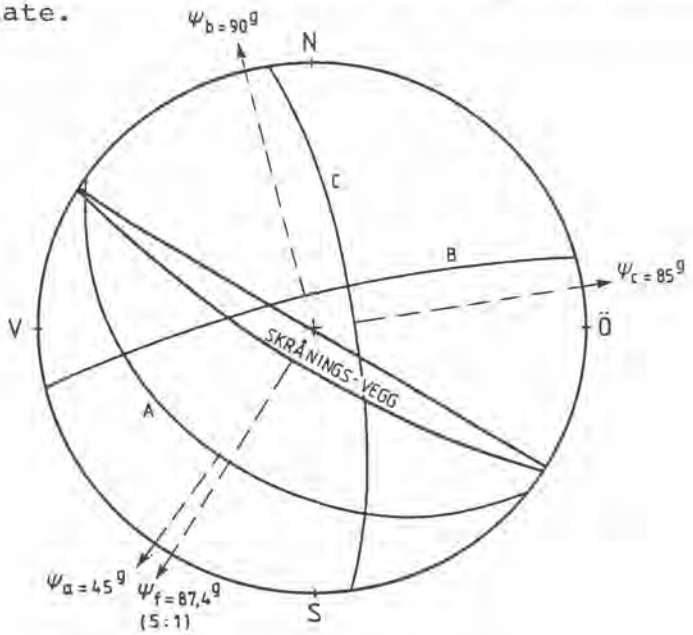
De planlagte trinnene er orientert med lengdeakse i retning N136^{g}Ø og med fallvinkel for skråningsveggen lik 87,4^{g}SV, se fig. 2 og 3.

Trinn I og III kommer begge i berøring med de tidligere omtalte gneis-horisontene, se fig. 2. Detaljert feltkartlegging i disse områdene har vist at maksimal fallvinkel for gjennomsettende foliasjons-sprekker i gneisen (ψ_a) er 45^{g}SV. Av sprekkediagrammet (fig. 3) framgår det at foliasjonen i gneis plotter innenfor det kritiske området med hensyn til plane utglidninger i trinnene. (Det "kritiske området" er definert ved maksimalt 20^{g} forskjell mellom skråningens lengderetning og sprekkenes strøkretning, og fallretning for sprekkene som innebærer utgående i skråningens-veggen).

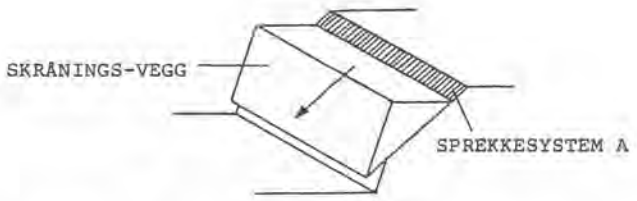
I trinn I og III er det følgelig en potensiell fare for plane utglidninger langs foliasjons-sprekker. Ved den endelige utforming må det også tas hensyn til sprekker med steilt fall mot SV (80-100^{g}SV), etter som plan utglidning utvilsomt vil inntreffe dersom disse underkuttes. Sprekkediagrammet viser for øvrig at faren for utvelting ("toppling") er liten.

Analyse av potensielle utrasningstyper er også foretatt ved hjelp av en forenklet utgave av den såkalte "Markland's test" (beskrevet av Markland, 1974), se fig. 5. Formålet med denne undersøkelsen er å fastslå om oppsprekningsmønstret i en gitt fjellskråning gir muligheter for utglidning langs én eller to plane flater. Kort forklart kan det fastslås at muligheten for utglidning langs to plane flater er til stede dersom

fallvinkelen til skjæringslinjen mellom to sprekkesystemer er slakere enn skråningens fallvinkel i skjæringslinjens retning. Dersom fallretningen til noen av sprekkesystemene ligger mellom skråningens fallretning og skjæringslinjens retning, vil imidlertid en eventuell utglidning følge det steileste av disse, og følgelig skje som utglidning langs én plan flate.



LAMBERT FLATE-TRO PROJEKSJON, NEDRE HALVKULE
ψ = FALLVINKLER FOR SPREKKESYSTEMER OG PLANLAGTE TRINN



POTENSIELL UTRASNINGSTYPE: PLAN UTGLIDNING

Fig. 5. Forenklet Markland's test for trinnene langs flomløpskanalen

I stereogrammet på fig. 5 er det inntegnet storsirkler som representerer hovedsprekkeretningene A, B og C samt de planlagte trinnene. De respektive fallvinkler er angitt (henholdsvis ψ_a, ψ_b, ψ_c og ψ_f). Det fremgår av stereogrammet at hovedsprekkeretningene i dette tilfellet ikke ligger til rette for utglidning langs to plane flater, men at det er utglidning langs én plan flate (sprekkesystem A) som representerer den potensielle faren for stabiliteten av trinnene.

Sideveggene

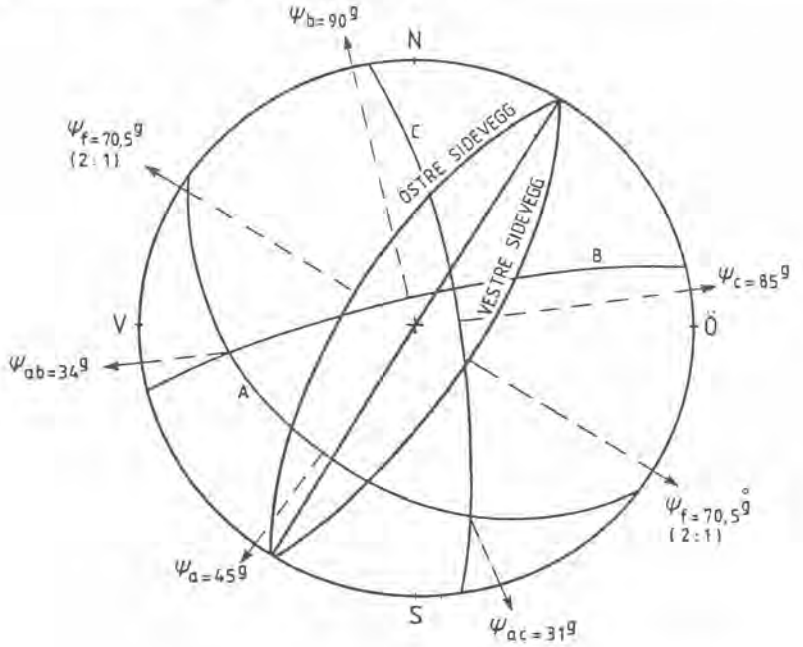
De planlagte sideveggene har lengderetning N36^{g}Ø, og totalvinkel 70,5^g (mot henholdsvis Ø og V) se fig. 2 og 3.

Det fremgår av sprekke-diagrammet (fig. 3) at relativt få sprekker plotter innenfor de kritiske områder med hensyn til plane utglidninger i sideveggene. Ved den endelige utforming må det imidlertid tas hensyn til et mindre markert system av steiltstående sprekker (fallvinkel 80^{g}Ø-80^{g}V) med strøkretning nær parallelt sideveggene. Underkutting av disse vil utvilsomt medføre plane utglidninger.

På grunnlag av sprekke-diagrammet kan det ikke utelukkes at det kan forekomme mindre stabilitetsproblemer i sideveggene pga. utvelting. Slike problemer kan imidlertid vanskelig tenkes å ville representere noen fare for totalstabiliteten.

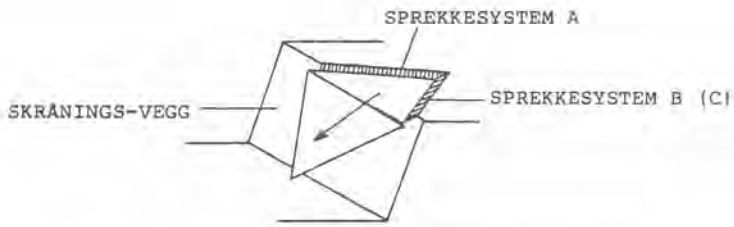
I stereogrammet på fig. 6 er det på tilsvarende måte som for trinnene inntegnet storsirkler som representerer hovedsprekkeretningene A, B og C samt de planlagte fjellskjæringene for sideveggene. Det fremgår at hovedsprekkeretningene i dette tilfellet ikke ligger til rette for utglidninger langs én plan flate. I østre sidevegg er det imidlertid potensiell

fare for utglidning langs to plane flater representert ved sprekkesystemene A og B. I vestre sidevegg er det tilsvarende fare for utglidning langs to plane flater representert ved sprekkesystememe A og C. Fallretninger og -vinkler (henholdsvis ψ_{ab} og ψ_{ac}) for de respektive skjæringslinjer mellom sprekkesystemene fremgår av fig. 6.



LAMBERT FLATE-TRO PROJEKSJON, NEDRE HALVKULE

ψ = FALLVINKLER FOR SPREKKESYSTEMER OG PLANLAGTE SIDEVEGGER (TOTALVINKLER)



POTENSIELL UTRASNINGSTYPE: UTGLIDNING LANGS TO PLANE FLATER

Fig. 6. Forenklet Markland's test for sideveggene

STABILITETSBEREGNINGER FOR TRINNENE

Beregningsmodeller

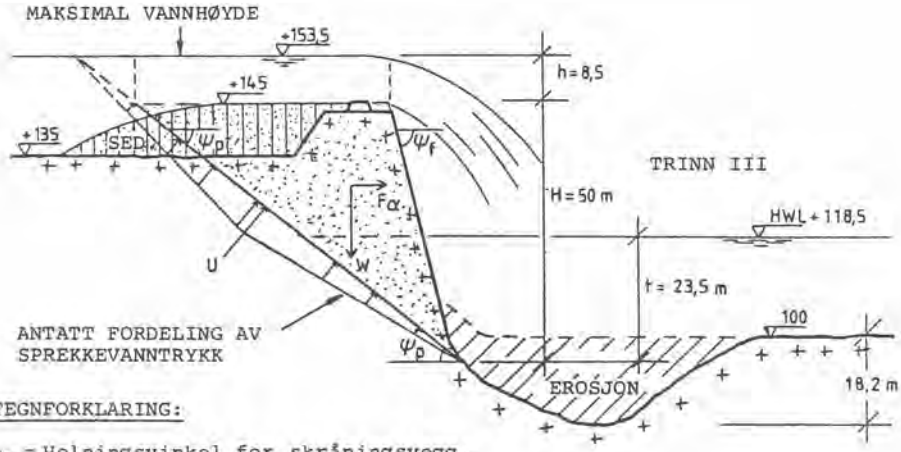
På grunnlag av analysene av potensielle utrasningstyper er det foretatt stabilitetsberegninger for trinn I og III med hensyn til muligheten for plane utglidninger langs foliasjonssprekker (sprekkesystem A). Trinn II og IV ligger innenfor granitt-massivet hvor foliasjonssprekker ikke forekommer, og omfattes ikke av de etterfølgende analyser.

Det er foretatt beregninger for en rekke skråningsmodeller. Den modellen som gir lavest sikkerhetsfaktor er den som er basert på vannføring tilsvarende kanalens "design-flom" (5000 m^3/s eller ca. 50 $m^3/s \cdot m$), se fig. 7. De videre beskrivelser er derfor i hovedsak basert på de resultater som er oppnådd for denne modellen (betegnet "flom-modell"). I tillegg er det medtatt en del resultater som er oppnådd for en modell med samme skråningsgeometri, men uten flomvann i kanalen, se fig. 8.

I begge modellene er det tatt hensyn til den maksimale erosjon nedstrøms trinnet og den sedimentasjon foran terskelen som er funnet ved de tidligere omtalte modellforsøk som er utført ved Vassdrags og Havnelaboratoriet. Geometri og størrelse for erosjon/sedimentasjon fremgår av fig. 7 og 8, som også viser at erosjonen forårsaker ca. 5 m senkning av lavest mulige utgående for potensielt utglidningsplan.

For modellen uten flomvann (fig. 8) er det for vannmettet tilstand forutsatt en jevn trekantfordeling av sprekkevannstrykket. Denne fordelingen antas å være representativ for de ekstreme forhold som kan oppstå ved sterk, langvarig nedbør

(se f. eks. Hoek & Bray, 1981).



TEGNFORKLARING:

ψ_f = Helningsvinkel for skråningsvegg.

ψ_p = Fallvinkel for potensielt utglidningsplan.

H = Skråningshøyde over potensielt utglidningsplan (m).

h = Vannhøyde tilsvarende vannføring 50 $m^3/s \cdot m = 8,5$ m.

$$W = \tfrac{1}{2}\gamma H^2\left(\frac{1}{tg\psi_p} - \frac{1}{tg\psi_f}\right) - \tfrac{1}{2}\gamma_w \cdot t^2 \left(\frac{1}{tg\psi_p} - \frac{1}{tg\psi_f}\right) + \gamma_w \cdot h \cdot H\left(\frac{1}{tg\psi_p} - \frac{1}{tg\psi_f}\right)$$

$$= \left(\frac{\gamma H^2}{2} - \frac{\gamma_w t^2}{2} + \gamma_w \cdot h \cdot H\right)\left(\frac{1}{tg\psi_p} - \frac{1}{tg\psi_f}\right) = \text{vekt av potensiell rasmasse (t/lm).}$$

t = Vanndyp ved skråningsveggen ved vannføring 50 $m^3/s \cdot m = 23,5$ m.

γ = Midlere romvekt for potensiell rasmasse = 2,6 t/m^3.

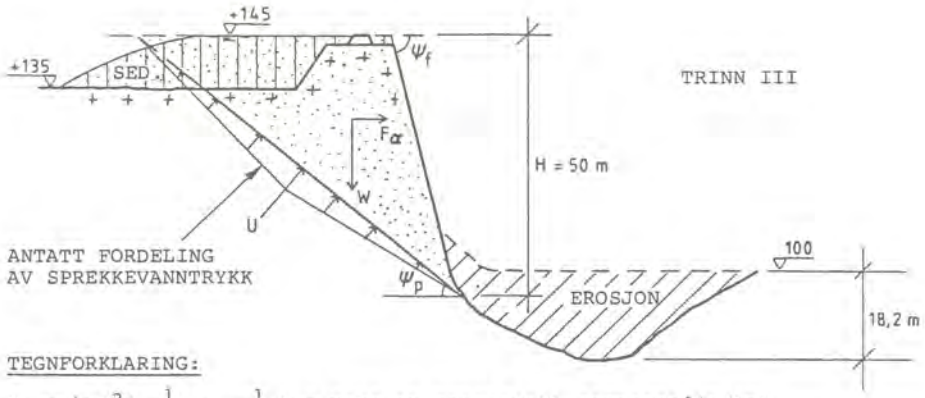
$F_\alpha = m \cdot \alpha$ = jordskjelvbelastning (t/lm)
= 0,25 W for seismisk aksellerasjon α = 0,25g, 0 for α = 0.

$$U = \frac{\gamma_w}{2 \cdot \sin\psi_p}\left(\frac{H\,(H+h)}{2} - h^2\right) = \text{resultant av sprekkevanntrykk (t/lm).}$$

γ_w = Densitet for vann = 1 t/m^3

$$F = \frac{(W \cdot \cos\psi_p - F_\alpha \cdot \sin\psi_p - U)\ tg\,\phi_a}{W \cdot \sin\psi_p + F_\alpha \cdot \cos\psi_p} = \text{sikkerhetsfaktor mot utglidning.}$$

Fig. 7. "Flom-modell" for beregning av faren for plane utglidninger i trinn I og III



TEGNFORKLARING:

$W = \frac{1}{2}\gamma H^2 (\frac{1}{tg\psi_p} - \frac{1}{tg\psi_f})$ = vekt av potensiell rasmasse (t/lm).

$U = \frac{\gamma_w \cdot H^2}{4 \cdot \sin \psi_p}$ = resultant av sprekkevanntrykk for vannmettet skråning (t/lm).

Se for øvrig fig. 7.

Fig. 8. Modell uten flomvann

Også for "flom-modellen" er det antatt en jevn trekant-fordeling av sprekkevannstrykket. For denne modellen er det i tillegg medtatt flomvann med høyde h = 8,5 m over trinnet og med høyde t = 23,5 m over utgående av det potensielle utglidningplanet nedstrøms trinnet. De respektive høyder tilsvarer design-flommen (50 $m^3/s \cdot m$). Flomvannet over trinnet forårsaker en økning av sprekkevannstrykket, og gir også en økning av tyngden av den potensielle rasmassen, mens flomvannet nedstrøms trinnet forårsaker en oppdrift av den potensielle rasmassen.

Jordskjelvbelastning er i modellene regnet som en ekvivalent statisk kraft, $F_\alpha = \alpha \cdot m$, hvor α er den seismiske akselleraSjon og m er vekten av den potensielle rasmassen. Dette er en sterk forenkling av de påkjenninger som skråningen i virkeligheten utsettes for under et jordskjelv. I følge

Hoek & Bray (1981) vil imidlertid den ekvivalente statiske kraft i de aller fleste tilfeller representere en belastning som er større enn den som i virkeligheten inntreffer, slik at eventuelle feil vil komme inn som en ekstra sikkerhet i beregningene.

Detaljer i skråningS-modeller og input-data for øvrig fremgår av fig. 7 og 8.

Sikkerhetsfaktoren mot utglidning defineres generelt som forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter. I dette tilfellet er kohesjonen langs sprekkeplanet satt lik 0. De stabiliserende krefter vil dermed være lik resultanten av normalkrefter på det potensielle glideplanet ganger den aktive friksjonsvinkel (ϕ_a). De drivende krefter vil være lik resultanten av krefter parallelt glideplanet. For begge modeller blir dermed sikkerhetsfaktoren mot utglidning:

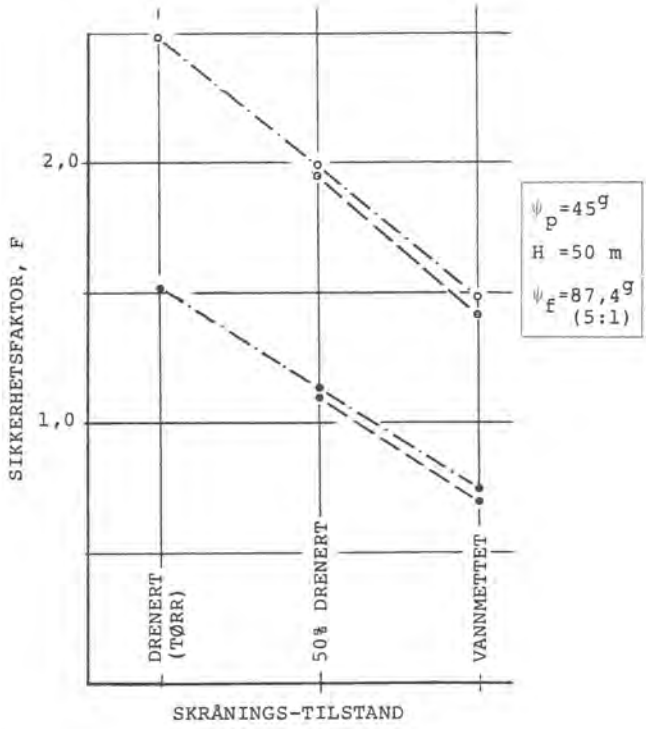
$$F = \frac{(W \cdot \cos \psi_p - F_\alpha \cdot \sin \psi_p - U) \operatorname{tg} \phi_a}{W \cdot \sin \psi_p + F_\alpha \cdot \cos \psi_p}$$

Resultater

Diagrammet i fig. 9 viser en sammenstilling av resultater fra stabilitetsberegningene. Alle beregninger er basert på skråningsvinkel $\psi_f = 87{,}4^g$, høyde H = 50 m og fallvinkel for potensielt glideplan $\psi_p = 45^g$. For "50% drenert" skråning er det forutsatt et sprekkevannstrykk lik U/2, hvor U for de to aktuelle modeller er definert i fig. 7 og 8.

På grunnlag av resultatene i fig. 9 kan følgende konklusjoner trekkes:

- Sikkerhetsfaktorer beregnet på grunnlag av "flom-modellen" er noe lavere enn de tilsvarende faktorer beregnet for modellen uten flomvann (3-6%).



STABILITETS-BEREGNINGER BASERT PÅ:

—·— MODELL UTEN FLOMVANN (FIG. 8)

—— "FLOM-MODELL" (FIG. 7)

• JORDSKJELVBELASTNING TILSVARENDE α = 0,25g

° INGEN JORDSKJELVBELASTNING (α = 0)

TEGNFORKLARING FOR ØVRIG: SE FIG. 7 OG 8

Fig. 9. Sikkerhetsfaktorer beregnet for ulike sprekke-vanntrykk og jordskjelvbelastninger

- Jordskjelvbelastning tilsvarende seismisk aksellerasjon α = 0,25g vil redusere sikkerhetsfaktoren med 40-50%.

- For tilfellet med jordskjelvbelastning tilsvarende α = 0,25g er sikkerhetsfaktoren for vannmettet skråning ca. 55% lavere enn for tørr (drenert) skråning. Uten jordskjelvbelastning er tilsvarende forskjell ca. 45%.

Flomløpskanalens utforming er som tidligere beskrevet basert på en "design-flom" tilsvarende den i "flom-modellen" og samtidig en seismisk aksellerasjon på α = 0,25g. Av fig. 9 fremgår det at sikkerhetsfaktoren for dette tilfellet bare er ca. 0,7. For å oppnå tilfredsstillende stabilitet i de aktuelle trinnene må det derfor iverksettes stabilitetsforbedrende tiltak.

Stabilitetsforbedrende tiltak

I teorien finnes det tre mulige metoder for å bedre stabiliteten av de planlagte trinnene:

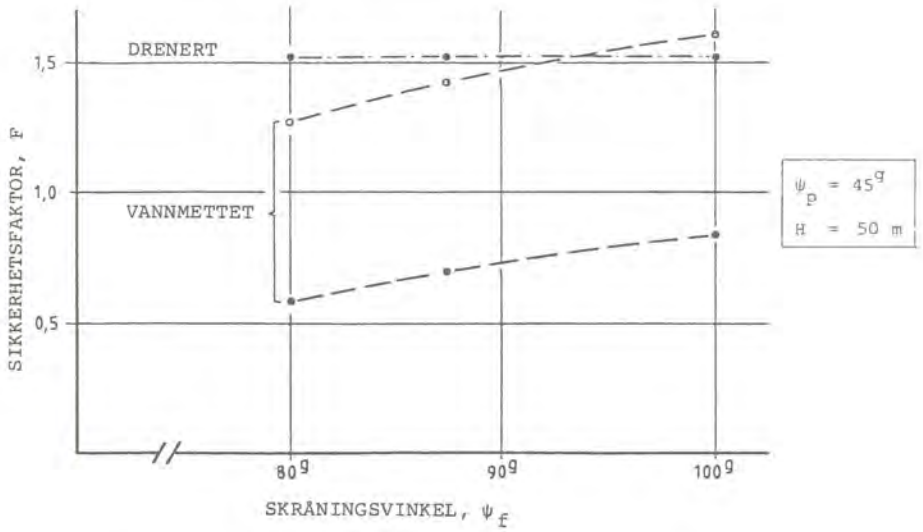
1. Endring av skråningsgeometrien (i praksis utflating eller reduksjon av skråningshøyden).

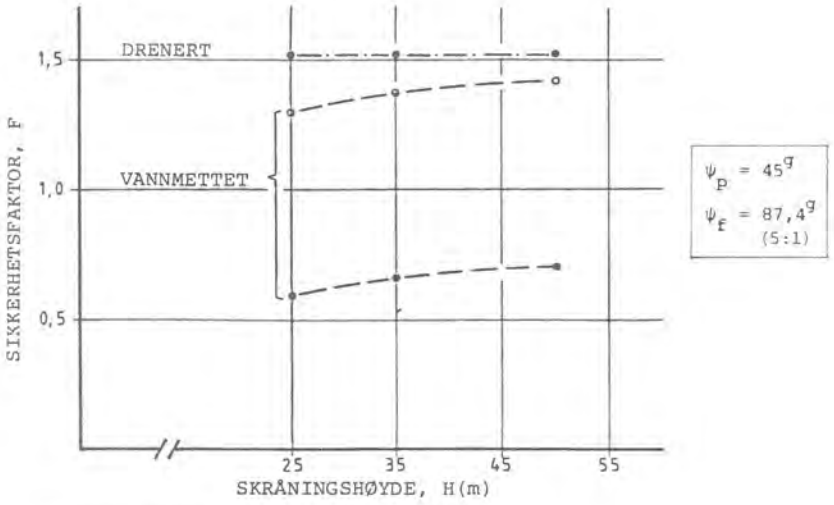
2. Forsterkning av fjellet (bolter eller fjellankre er mest aktuelt i dette tilfellet).

3. Drenering.

- Utflating/høyde-reduksjon

Virkningen av utflating/høyde-reduksjon er analysert ved å variere henholdsvis ψ_f (skråningsvinkel) og H (skråningshøyde) i sikkerhetsfaktorformelen, mens ψ_p (fallvinkelen for potensielt glideplan) er holdt konstant lik 45^g.





STABILITETS - BEREGNINGER BASERT PÅ:

—·— MODELL UTEN FLOMVANN (FIG. 8)

—— "FLOM-MODELL" (FIG. 7)

• JORDSKJELVBELASTNING TILSVARENDE $\alpha = 0{,}25g$

∘ INGEN JORDSKJELVBELASTNING ($\alpha = 0$)

TEGNFORKLARING FOR ØVRIG: SE FIG. 7 OG 8

Fig. 10. Effekt av utflating/høyde-reduksjon

På grunnlag av resultatene fra analysene, se fig. 10, kan følgende konklusjoner trekkes:

- For drenert (tørr) skråning har utflating ingen stabiliserende effekt. For vannmettet skråning vil en utflating til f. eks. 80^g redusere sikkerhetsfaktoren. Dette kanskje noe overraskende resultatet skyldes at sprekkevanntrykket vil forbli konstant ved en utflating, mens de stabiliserende krefter p.g.a. friksjon vil bli redusert.

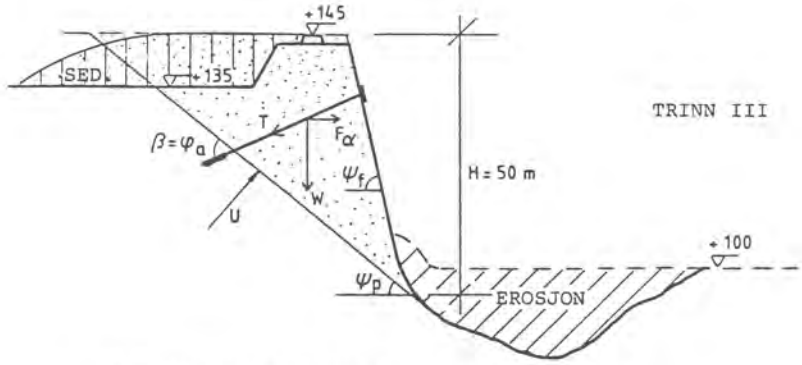
- Reduksjon av skråningshøyden har ingen innvirkning på sikkerhetsfaktoren for drenert skråning. For vannmettet skråning vil en høydereduksjon redusere sikkerhetsfaktoren.

Det kan altså konkluderes med at verken utflating eller høyde-reduksjon innenfor akseptable grenser vil gi noen bedring av stabiliteten. Ved høyde-reduksjon vil imidlertid omfanget av nødvendig forsterkning bli redusert p.g.a. at resultanten av de drivende krefter vil bli redusert.

Også resultatene i fig. 10 illustrerer den dominerende innvirkning på stabiliteten som sprekkevannstrykk og jordskjelvbelastning i dette tilfellet har.

- Forsterkning med fjellankre

Den optimale vinkel for innsetting av forspente fjellankre vil være lik den aktive friksjonsvinkel (ϕ_a) som vist i fig. 11 (se f. eks. Hoek & Bray, 1981). Med fjellankre innsatt som angitt på figuren, vil sikkerhetsfaktoren mot utglidning være:

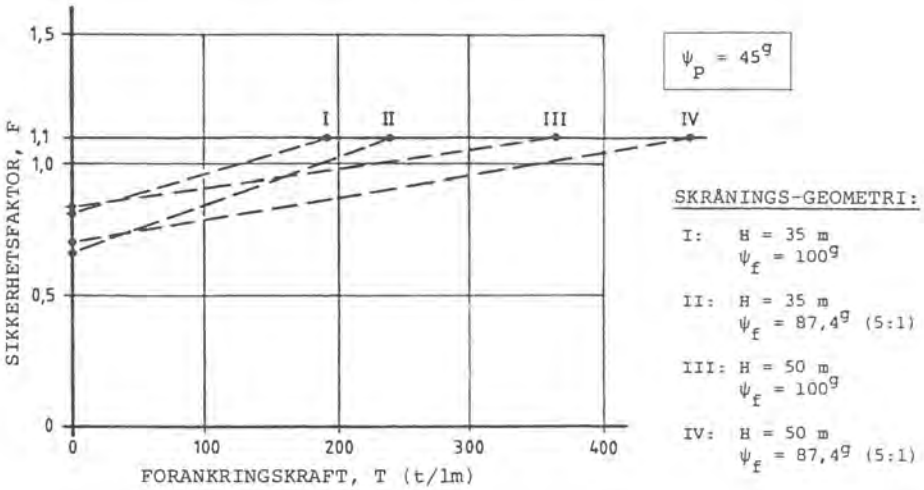


TRINN III

T = FORANKRINGS-KRAFT

$\beta = \phi_a$ = OPTIMAL FORANKRINGS-VINKEL

$$F = \frac{(W\cdot\cos\psi_p - F_\alpha\cdot\sin\psi_p - U + T\cdot\sin\beta)\,\mathrm{tg}\,\phi_a}{W\cdot\sin\psi_p + F_\alpha\cdot\cos\psi_p - T\cdot\cos\beta} = \text{sikkerhetsfaktor med fjellankre}$$



BEREGNINGER BASERT PÅ "FLOM-MODELL" (FIG. 7), VANNMETTET TILSTAND.

JORDSKJELVBELASTNING TILSVARENDE α = 0,25g.

SE FIG. 7 FOR TEGNFORKLARING FOR ØVRIG.

Fig. 11. Stabilisering ved hjelp av fjellankre

$$F = \frac{(W \cdot \cos \psi_p - F_\alpha \cdot \sin \psi_p \pm U + T \cdot \sin \beta) \operatorname{tg} \phi_a}{W \cdot \sin \psi_p + F_\alpha \cdot \cos \psi_p - T \cdot \cos \beta}$$

For det ekstreme tilfelle at skråningen er vannmettet, at det er flom med vannføring 50 $m^3/s \cdot m$ og at det samtidig inntreffer jordskjelv med seismisk akselleråsjon lik 0,25g er det vurdert at en sikkerhetsfaktor lik 1,1 vil være tiltilfredsstillende. F = 1,1 er innsatt i formelen over, og beregninger av nødvendig forankringskraft er utført for en rekke skråningsgeometrier som vist i fig. 11. På grunnlag av resultatene kan følgende konklusjoner trekkes:

- En reduksjon av skråningshøyden (H) fra 50 m til 35 m vil redusere nødvendig forankringskraft med ca. 50%.

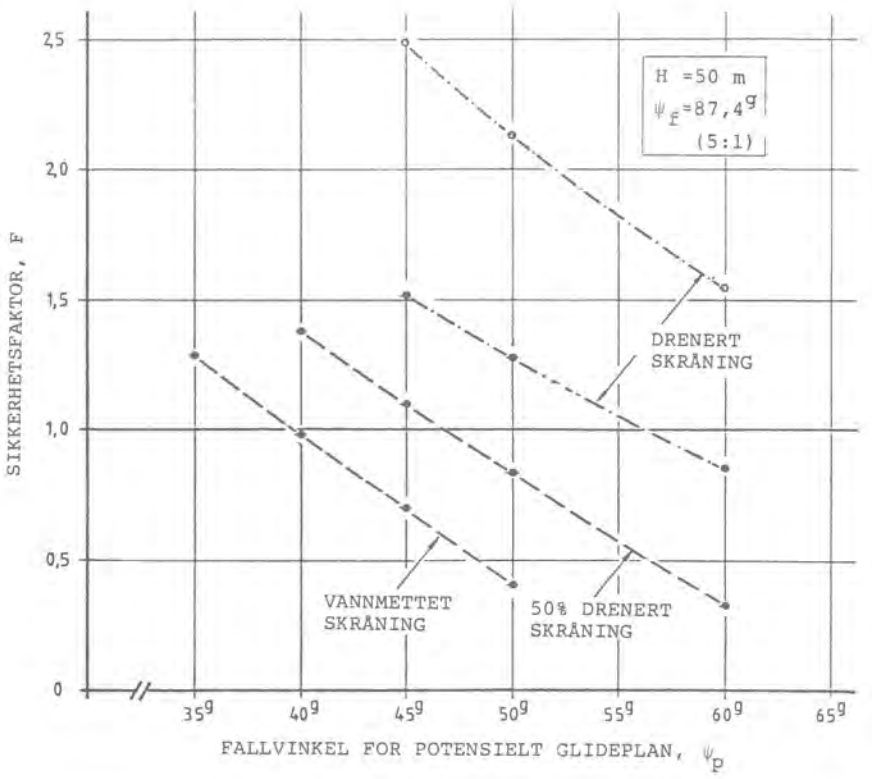
- Vertikale skråningsvegger vil gi en reduksjon i forankringskraft på ca. 20% sammenlignet med den foreslåtte helningsvinkel (ψ_f) på $87,4^g$ (helning 5:1).

Av de aktuelle geometrier vil H = 35 m og $\psi_f = 100^g$ gi det minste behov for forsterkning. Resultatene i fig. 11 viser klart at dersom fjellankre velges for stabilisering bør skjæringene i dette tilfellet utsprenges så steilt som de anleggsmessige forhold tillater.

- Drenering

Effekten av drenering er analysert for skråningsmodellene i fig. 7 og 8 ved å variere fallvinkelen for potensielt utglidningsplan (ψ_p) mens skråningshøyde og -vinkel er holdt konstant, og lik henholdsvis H = 50 m og $\psi_f = 87,4^g$.

Resultatene fra beregningene viser at for vannmettet skjæring med jordskjelvbelastning tilsvarer kritisk likevektstilstand (F = 1,0) en fallvinkel $\psi_p = 39^g$. For 50% drenert og tørr skråning er de tilsvarende vinkler henholdsvis 47^g og 56^g, se fig. 12.



STABILITETS-BEREGNINGER BASERT PÅ:

—·— MODELL UTEN FLOMVANN (FIG. 8)

—— "FLOM-MODELL" (FIG. 7)

• JORDSKJELVBELASTNING TILSVARENDE α = 0,25g

○ INGEN JORDSKJELVBELASTNING (α=0)

TEGNFORKLARING FOR ØVRIG: SE FIG. 7 OG 8

Fig. 12. Stabilisering ved hjelp av drenering

I flom-tilstand kan det selvsagt ikke oppnås noen fullstendig drenering av skjæringen. Diagrammet viser imidlertid at også for en "50% drenert" skråning vil den kritiske fallvinkel for potensielle glideplan (ψ_p tilsvarende F = 1,0) være større enn fallvinkelen for de aktuelle foliasjonssprekker i gneisen ($\psi_a = 45^g$).

I flomtilstand vil det sannsynligvis i praksis være vanskelig også å oppnå en 50% drenering. På grunnlag av de utførte beregningene synes imidlertid drenering kombinert med forsterkning med fjellankre å kunne være et aktuelt tiltak for bedring av stabiliteten.

STABILITETEN AV SIDEVEGGENE

På grunnlag av resultatene i fig. 6 er det foretatt analyser av faren for utglidninger langs to plane flater i sideveggene. Disse analysene vil ikke bli detaljert beskrevet her. Resultatene har imidlertid vist at for vannmettede skråninger, og med jordskjelvbelastning tilsvarende 0,25g, er sikkerhetsfaktoren mot de tidligere omtalte, potensielle utglidningene henholdvis 1,4 i østre sidevegg og 1,9 i vestre sidevegg.

KONKLUSJONER

På grunnlag av de utførte stabilitetsanalysene er det anbefalt følgende utforming av flomløpskanalen (se fig. 2):

- For trinn III, som vil komme i berøring med den største gneissonen, bør høyden ikke overskride 30 m (skråningss-

høyde iberegnet erosjon, H = 35 m). Skjæringen bør gis en steilest mulig helningsvinkel (tilnærmet vertikal). For å oppnå tilfredsstillende stabilitet (F = 1,1 under ekstreme forhold) vil det bli nødvendig med systematisk forsterkning med fjellankre, eventuelt kombinert med drenering.

- Trinn I vil komme i berøring med den mindre gneissonen dersom den opprinnelig foreslåtte plassering beholdes. Den enkleste, og beste løsningen med hensyn til stabiliteten, ville være å plassere trinnet ca. 30 m lenger nedstrøms. Dersom denne løsningen velges kan trinnet gis en utforming tilsvarende som for trinn II og IV. Hvis ikke, vil utforming og sikringstiltak bli som beskrevet for trinn III.

- Trinn II og IV bør ikke gis en steilere veggvinkel enn 80^g, etter som det ellers vil skje en underkutting av markerte, steile sprekker. For veggvinkel mindre enn 80^g synes det ikke nødvendig med systematiske sikringstiltak. Høydene for trinn II og IV må tilpasses de valgte høyder for trinn III og I.

- Av samme årsak som for trinn II og IV bør heller ikke sideveggene gis veggvinkel steilere enn 80^g. Men hensyn til stabilitet og anleggsmessige hensyn vil en utforming med en ca. 10 m bred hylle for hver 30 m høyde være gunstig.

I følge stabilitetsanalysene vil totalstabiliteten av flomløpskanalen være tilfredsstillende dersom veggene utformes som beskrevet ovenfor. Det understrekes imidlertid at stabilitetsanalysene er basert på midlere eller fremtredende hovedsprekkeretninger, og at formålet med analysene har vært

å bestemme den optimale utforming for hver enkelt skråning sett som en helhet.

Selv om store utrasninger i følge analysene ikke skal kunne inntreffe, kan det ikke utelukkes at ugunstige kombinasjoner av sprekkeretninger kan skape lokale problemer i deler av veggene. For å forhindre mindre utrasninger og steinsprang må det derfor i tillegg til den ovennevnte forsterkning med fjellankre påregnes å ville bli nødvendig med en del spredt sikring, i første rekke i form av bolting.

REFERANSER

Hoek, E. & Bray, J.W. (1981): "Rock Slope Engineering". Inst. Min. Met., London. 358 s.

Markland, J.T. (1972): "A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge sliding type of failure is expected". Imperial Rock Mech. Res. Rep. no. 19, London. 10 s.

Norconsult (1982): "Paunglaung Hydropower Project, Evaluation Report" Vol. 5 (intern).

Storruste, K. (1984): "Generell beskrivelse av Paunglaung Hydropower Project". Bergmekanikkdagen 1984.

Ross-Brown, D.M. & Walton, G. (1975): "A portable shear box for testing rock joints". Rock Mech., vol. 7, no. 3, s. 129-153.

FORUNDERSØKELSER FOR UNDERSJØISK TUNNEL FOR OLJERØRLEDNING UNDER HJELTEFJORDEN

ENGINEERING GEOLOGICAL INVESTIGATIONS FOR A SUBSEA TUNNEL FOR OIL PIPELINE ACROSS HJELTEFJORDEN

Sivilingeniør Olav Ustad, A.R. Reinertsen, Rådg. ing.
Professor Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH

SAMMENDRAG

Tunnel under den ca. 6 km brede og 375 m dype Hjeltefjorden var planlagt som en del av STATOIL's ilandføringskonsept for råolje til Mongstad-raffineriet (GULLPIPE). Planlegging og forundersøkelser ble utført i tre faser i tidsrommet mai 1983 til mai 1984. Denne artikkel omhandler de ulike typer forundersøkelser som ble utført samt de resultater, tolkinger og anbefalinger som ble gjort i prosjekteringsfasen for denne undersjøiske tunnelen.

SUMMARY

A subsea tunnel across the approx. 6 km wide and 375 m deep Hjeltefjorden was planned to be part of STATOIL's concept for transportation of crude oil to the Mongstad refinery (GULLPIPE). The planning and engineering geological investigations were carried out in three phases from May 1983 to May 1984. This article deals with the different engineering geological investigations made, the results obtained, the evaluation and the recommendations made in connection with this subsea tunnel.

1. INNLEDNING

Våren 1983 satte STATOIL igang de såkalte GULLPIPE-studiene for å utrede alternative løsninger for ilandføring av råolje fra feltene Gullfaks og Oseberg til et utvidet terminalanlegg på Mongstad i Nord-Hordaland. En trace som innebar kryssing av den mer enn 350 m dype Hjeltefjorden mellom Øygarden og fastlandet pekte seg tidlig ut som svært interessant. Vanndyp og bunnforhold var imidlertid så ufordelaktige for legging av rørledning på bunnen at arbeidet med å utrede en undersjøisk tunnelløsning straks ble igangsatt. Tunnelens geografiske plassering og horisontaltrace er vist på fig. 1.

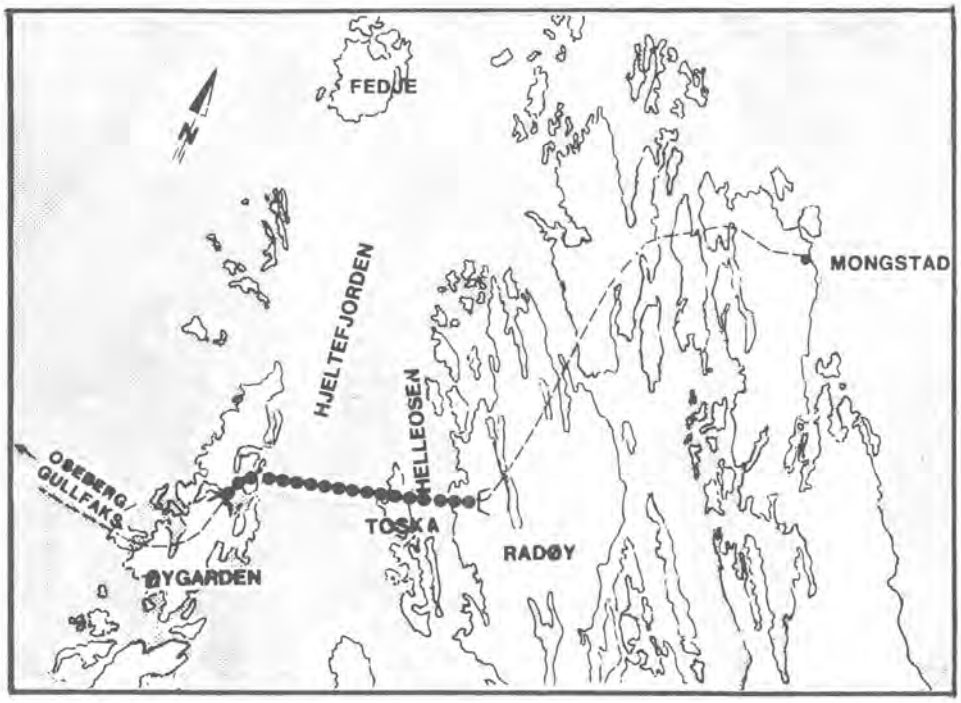


Fig. 1 Oversiktskart

De funksjonskrav som ble stilt til denne tunnelen var at både installasjon, drift og fremtidig inspeksjon og vedlikehold av oljerørledningen (Ø 36") skulle kunne utføres effektivt og sikkert etter nærmere spesifikasjoner. En slik "tørr" driftsfase innebar at tunnelen måtte utstyres med permanente pumpestasjoner, lys, ventilasjon og kjørebane. Et typisk tunnelsnitt er vist i fig. 2.

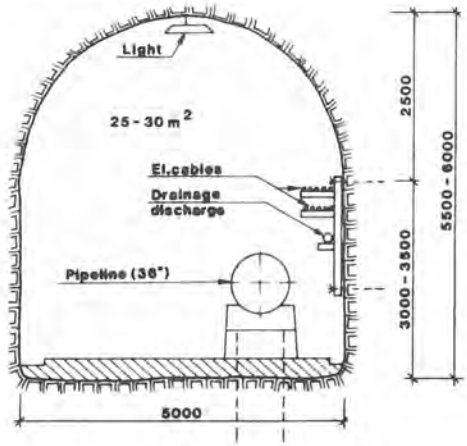


Fig. 2 Typisk tverrsnitt

2. FREMDRIFT OG PLANFASER

Med de investeringsbeløp og den daglige produksjonsverdi det her handler om, sier det seg selv at tidsplaner må spille en helt sentral rolle i slike prosjekter. Det ble tidlig klart at etablering av denne tunnelen med nødvendige installasjoner ville ligge på kritisk veg for det totale GULLPIPE-prosjektet. Både forundersøkelsene og planleggingen av horisontaltrace, lengdeprofil, driftsmetoder og prosedyrer ble derfor helt fra starten preget av den overordnede målsetting som gikk ut på å redusere total byggetid.

De ulike planfasene prosjektet gjennomgikk fra mai 1983 til planlagt byggestart 1/8 1984 er vist på fig. 3. Som kjent

er prosjektet pr. idag fremdeles ikke igangsatt etter at Stortinget i mai/juni 1984 valgte et annet ilandførings-konsept. I og med den politiske beslutning som da ble tatt, havnet dessverre Norges til nå både lengste og dypeste undersjøiske tunnelprosjekt foreløpig i arkivskuffene.

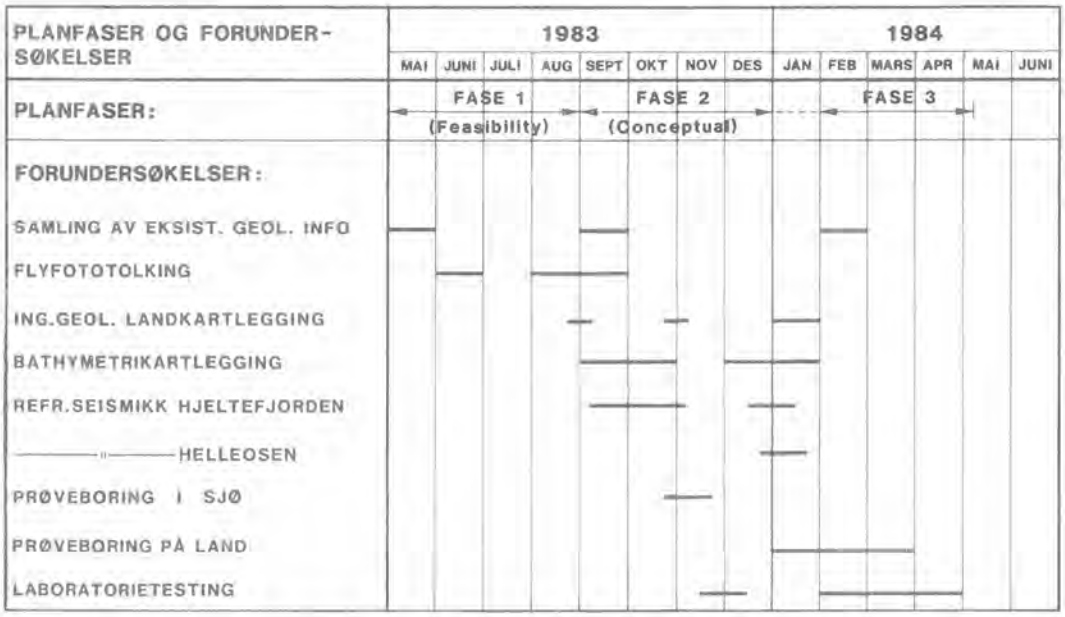


Fig. 3 Planfaser og forundersøkelser

Gjennom alle de tre skisserte planfasene var det STATOIL som var oppdragsgiver for de studier og undersøkelser som ble utført.

Fase 1 og 2 ble kjørt etter et tradisjonelt planleggingsmønster der firma A.R. Reinertsen som part av RGP-Consultants i Trondheim sammen med IKU og spesialrådgivere fra NTH-miljøet var engasjert. Felt- og laboratoriearbeid (akustikk, seismikk, boring, analyser) ble utført av ulike spesialfirma.

Fase 3 ble gjennomført etter en noe annen modell. STATOIL valgte da å innvitere til totalprosjektkonkurranse på den gjenstående forprosjektering, samt detaljprosjektering og bygging av tunnel med alle tilhørende installasjoner.

Tilsammen 3 grupperinger av entreprenører/konsulenter fikk delta i denne fase som i mai 1984 endte opp med innlevering av prosjektløsninger med fast pris samt garanti om fast byggetid. Byggherren har pr. dags dato valgt ikke å offentliggjøre resultatene fra denne konkurransen. De noe spesielle tolkinger og vurderinger av de geologiske forundersøkelsene som måtte være foretatt av grupperingene i denne fase, vil derfor ikke bli omtalt i det etterfølgende.

3. PLANFASE 1

3.1 Generelt

Denne planfase (Feasibility Study) ble som vist utført i tidsrommet mai - august 1983. Målsettingen i denne fasen var å vurdere gjennomførbarhet for flere rørtraceer fra nærmere definerte punkt utenfor Øygardenområdet til Mongstad. I alt fem områder hvor undersjøiske oljerørstunneler ville være aktuelle ble studert, derav en ca. 10 km bred sone på tvers av Hjeltefjorden mellom Seløy og fastlandet nord for Manger. Aktuelle traceer og lengdeprofiler måtte spesielt vurderes ut fra krav om kortest mulig byggetid.

3.2 Forundersøkelser

De ingeniørgeologiske forundersøkelsene i denne fase besto i:

* Studie av foreliggende geologiske kart og rapporter
* Studie av topografiske kart i M = 1:5000
* Studie av en del bathymetrikart i M = 1:5000
* Studie av sjøkart i M = 1:20000
* Studie av flyfoto
* Studie av en del videoopptak fra bunninspeksjon med undervannsfarkost (R.O.V)

Som det fremgår ble det i denne fase ikke utført spesielle kartleggingsoppgaver eller feltmålinger bortsett fra noe datainnsamling og videoopptak (ROV). Denne bunninspeksjon som primært ble utført langs potensielle ledningstraceer, lå dessuten noe perifert i området sett fra et tunnelsynspunkt.

Når det gjelder Hjeltefjord-tunnelen som spesielt er emne for denne artikkelen, skal det bemerkes at bathymetrikart med data om løsmassemektighet manglet for det østligste og dypeste partiet av fjorden som her var ca. 4,5 km bred, samt i den ca. 1,5 km brede Helleosen mellom øya Uttoska og fastlandet. De forutsetninger som ble gjort med hensyn til fjelloverflatens beliggenhet, må derfor sies å ha vært noe usikre på daværende stadium. Imidlertid, ut fra et antatt største vanndyp på 375 m og 35-40 m løsmassetykkelse, ble minste anbefalte fjelloverdekning satt til 80 m. Laveste tunnelnivå ble da liggende på - 500 m og total tunnellengde ble 9300 m.

3.3 Tolking/konklusjon

Tilgjengelig geologisk informasjon gjorde det klart at man på vestsiden av fjorden har formasjoner av Prekambriske gneiser (såkalt Øygardsgneis) med noe intrusiv granitt. Arealene på østsiden av fjorden tilhører de såkalte Bergensbuene med anortositt og gabbro som dominerende berg-

arter. Disse to formasjonene må møtes en plass under Hjeltefjorden. For klarest mulig å kunne forutsi problemer som vil oppstå ved driving av denne tunnelen, ble det ansett nødvendig å klarlegge nøyaktig hvor og hvordan denne overgangen arter seg.

De svakhetssonene som ble observert fra flybildetolking og topografiske kart, syntes både å stå relativt steilt samt ha en gunstig orientering i forhold til den planlagte tunneltrace som i hovedsak gikk øst-vest. Tilsvarende forhold ble antatt å gjelde også for de ca. 6000 m av traceen under sjø, hvor flybilder og eksisterende kart ikke kunne gi relevant informasjon. En del av svakhetssonene ble antatt å kunne gi relativt store vannlekkasjer.

Vurderinger foretatt på bakgrunn av foreliggende informasjon omkring fjellkvalitet og - struktur syntes ikke å indikere spesielt store stabilitetsmessige eller drivetekniske problemer. Omfanget av injiserings- og sikringsarbeider ble vurdert til ikke å bli mer omfattende enn det en til da hadde erfart på Kårstø-tunnelene.

3.4 Undersøkelsesprogram

For å få bekreftet de vurderinger og foreløpige konklusjoner som ble foretatt i denne fase ble det satt opp et program for videre ingeniørgeologiske undersøkelser samt kartleggingsarbeider. Innholdet i programmet som beskrives nedenfor, var lagt opp etter tradisjonelt mønster for fjellanlegg hvor en gradvis tyr til "tyngre" og mer ressurskrevende metoder etter som planprosessen går fremover mot anleggsstart. Med det tidspress og de økonomiske aspekter en hadde ved dette prosjektet ble det imidlertid snart klart at det ville bli aktuelt å omprioritere eller forsere deler av

dette undersøkelsesprogrammet som inneholdt følgende elementer:

a) Bathymetrikartlegging

Det ble anbefalt å utarbeide detaljerte kart i målestokk M = 1:5000 med 5 m ekvidistanse av sjøbunnen langs den foreslåtte tunneltrace i en bredde av minimum 2 km. Dette ville tilsammen utgjøre ca. 12 km^2. Datainnsamling skulle foregå ved bruk av både ekkolodd og overflatetauet boomer/sparker med hensiktmessig profilavstand, åpningsvinkel og penetrasjonsevne, slik at den ønskede informasjon omkring bunntopografi, sedimenttykkelse, fjellets lineasjon og svakhetssoner kunne oppnås. Bruk av dyptgående sparker ble ansett nødvendig der sedimentlagene var spesielt tykke eller faste.

b) Ingeniørgeologisk kartlegging på land

Detaljert kartlegging av de aktuelle tunnelstrekningene både på Seløy, Uttoska og fastlandet inkl. nødvendige befaringer og prøvetaking.

c) Seismikk

Det ble anbefalt å utføre en del refraksjonsseismikk på de dypeste partier av både Hjeltefjorden og Helleosen for å fastlegge fjelloverflatens eksakte beliggenhet, samt avsløre eventuelle svakhetssoners omfang og karakter. Programmet antydet et behov på ca. 3400 profilmeter. Plassering av de langsgående profilene og eventuelle tverrprofiler var forutsatt gjort med bakgrunn i de nye bathymetrikartene.

d) Prøveboring

Det ble anbefalt å foreta en del skråhullsboring med prøve-

taking og vanntapsmålinger på land.

Evt. behov for og plassering av tidkrevende og kostbare kjerneborhull i sjøen skulle avgjøres når resultater fra kartlegging og seismikk forelå.

4. PLANFASE 2

4.1 Generelt

Som tidligere vist, gikk prosjektet direkte over i neste fase (Conseptual Study) som ble utført i tidsrommet september-desember 1983. Målsettingen var nå å få utført så mye tilleggsundersøkelser at prosjektets gjennomførbarhet innenfor en økonomisk og tidsmessig forsvarlig ramme kunne avgjøres.

4.2 Forundersøkelser

Følgende feltarbeid av marin karakter ble utført i denne fase av prosjektet:

* Bathymetri- og sedimentkartlegging
  - 4 km^2 Hjeltefjorden (1 x 4 km)
  - 2,3 km^2 Helleosen (1,5 x 1,5 km)

* Refraksjonsseismikk
  - 5,2 km Hjeltefjorden (max dybde = 370 m)
  - 1,5 km Helleosen (max dybde = 120 m)

* Prøveboring
  - 5 hull på 3 ulike lokaliteter.

Forundersøkelsenes lokalisering er vist på det ingeniørgeo-

logiske kartet på neste side, fig. 4. En del kommentarer til innhold, utførelse og vurderinger av de utførte feltoperasjonene vil bli gitt i de etterfølgende avsnitt.

De øvrige ingeniørgeologiske forundersøkelsene besto i denne fase av følgende elementer:

* Laboratorieanalyser og testing av kjernemateriale.
* Detaljert flyfototolking.
* Studie av geologisk kildemateriale.
* Kort befaring.

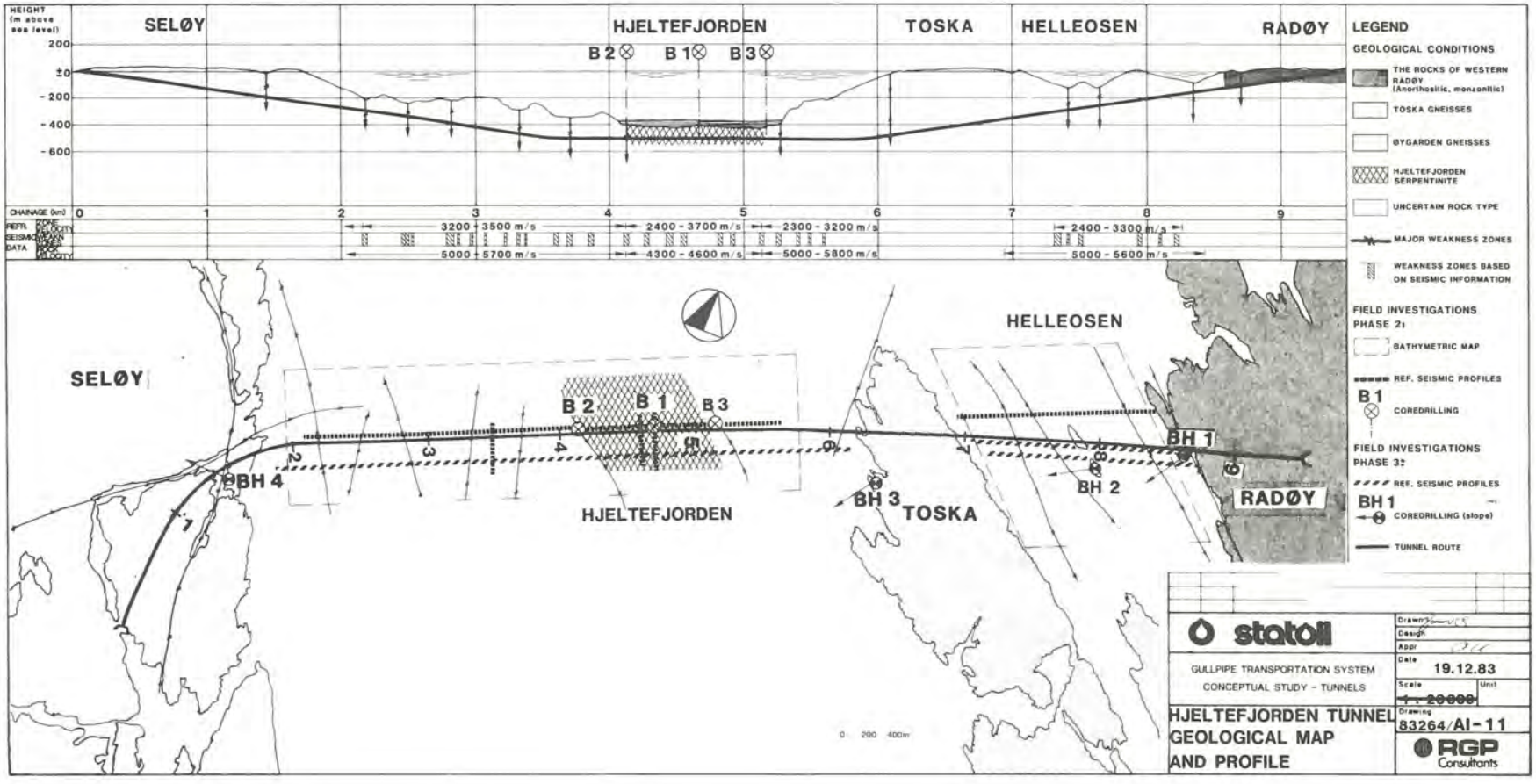
4.3 Bathymetri- og sedimentkartlegging

Feltarbeid for denne kartlegging ble utført av firma NOTEBY A/S i løpet av september og oktober 1983. Ved datainnsamling ble benyttet en kombinasjon av flere typer akustisk profileringsutstyr med tilhørende automatisk registrerings- og posisjoneringsutstyr. Hovedkomponentene i datainnsamlingen var ekkolodd av type Deso 20 samt overflatetauet boomer & sparker av type EG & G.

På grunn av en del klare begrensninger ved det utstyr som ble benyttet, måtte det renonseres noe på nøyaktighet i kartleggingen i de dypeste og røffeste partiene av Hjeltefjorden.

Tyding av sparkerregistreringene fra de samme områdene viste seg også å være vanskelig og gav rom for alternative tolkings muligheter. Tidlige indikasjoner på eventuell horisontal lagdeling under det tykke sedimentbassenget midt i fjorden (kunne skyldes forekomst av sedimentære bergarter) førte bl.a. til at behovet for prøveboring og et enda mer intensivt seismikkprogram ble ytterligere forsterket.

Fig. 4 Geologisk kart/profil



4.4 Refraksjonsseismikk

Feltarbeid i forbindelse med gjennomføring av refraksjonsseismikk ble også utført av NOTEBY A/S i september og oktober 1983, delvis parallelt med det før omtalte lettseismikkprogram. Registreringene ble utført ved hjelp av instrumentbåt samt to hjelpebåter utstyrt med avansert posisjoneringsutstyr. Utstyr beregnet til å tåle mer enn 400 m vanndyp bestående av 2 x 215 m geofonkabler med tilsammen 88 geofoner samt skytekabel ble senket ned på bunnen ved hjelp av de to hjelpefartøyene. Deretter ble kablene posisjonert og inspisert ved hjelp av ROV, før detonasjon og registrering fant sted. Prinsippet er vist i fig. 5. (For mer utførlig beskrivelse av utstyr og prosedyrer henvises til firma Noteby A/S <1>).

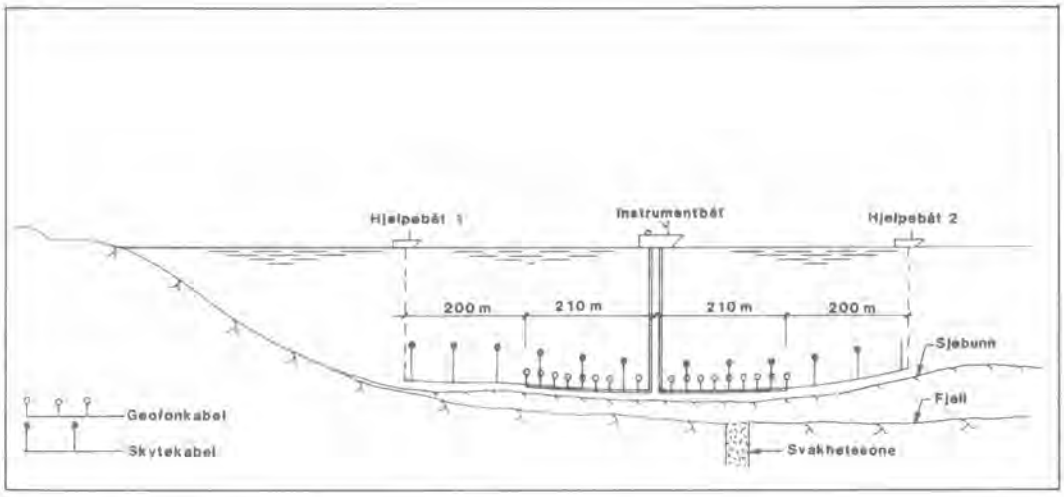


Fig. 5 Refraksjonsseismikk-prinsipp

Det opprinnelige programmet besto i seismisk profilering av 3400 m på det dypeste partiet av Hjeltefjorden. Etter at de første vansker oppsto med boomer/sparker-tolking ble dette utvidet med 200 m i lengderetningen samt et parallell-profil

på 400 m og tre tverrprofiler a 400 m (se fig. 4). Det ble også skutt profil kontinuerlig over en strekning på 1500 m i Helleosen. Det skal her bemerkes at dette sannsynligvis er første gang i verden slikt utstyr er benyttet med hell på vanndyp ned til 375 m. De utførte målinger synes bl.a. å gi grunnlag for tolking av lavhastighetssoner ned til 10 m bredde.

Sammendrag av resultatene fra refraksjonsmålingene i Hjeltefjorden og Helleosen er vist på vedlagte ingeniørgeologiske kart/profil, fig. 4, samt i tabellen nedenfor.

OMRÅDE	LENGDE (m)	VANNDYP (m)	SEDIMENT TYKKELSE (m)	LYDHASTIGHET		BREDDE PÅ SVAKHETS-SONER (m)
				"Normalt" fjell (m/s)	Svakhets-soner (m/s)	
Hjeltefjorden vest	2000	130-365	0-12	5000-5700	2200-3500	10-50
Hjeltefjorden sentralt	1000	350-375	25-50	4300-4600	2400-3700	30-60
Hjeltefjorden øst	500	200-365	0-25	5000-5800	2300-3200	10-50
Helleosen	1500	10-160	0-12	5000-5600	2400-3300	5-50

Tabell 1: Refraksjonsseismikk - sammendrag

Ut fra de målte lydhastighetene synes det riktig å dele Hjeltefjorden i tre hovedområder. Området vest for det flate, sedimentfylte bassenget sentralt i fjorden synes å ha samme karakter som det østlige partiet, samt Helleosen (5000 - 5600 m/s).

Disse hastighetene synes også å være representative for de gneisene en har i Øygardsområdet, samt for den anortositten

som dominerer de vestlige områder av Bergensbuene øst for Hjeltefjorden. Det ca. 1 km brede flate sentralområdet i fjorden med observerte lydhastigheter mellom 4300 og 4600 m/s er av en helt annen karakter (De første rapportene viste dessuten enda lavere hastigheter). Ulike teorier om bergartstype og - egenskaper, samt dannelsesmåte ble lansert:

* De akustiske profilene som forelå først, gav antydning om horisontal lagstilling. Dette kunne tolkes som et parti med sedimentere bergarter. (Mindre nedsunkne partier med mezosoiske sedimentbergarter er påvist i flere brede norske fjorder).

* Området kunne ut fra observerte lydhastigheter bestå av en ekstremt forvitret og oppsprukket Prekambrisk eller Kambrosilurisk bergart.

* De lave hastigheter kunne også ha sin årsak i en sterkt skifrig bergart med stor fallvinkel.

4.5 Prøveboring

For vurdering av tunnelprosjektets gjennomførbarhet ble det ansett absolutt nødvendig å få klarlagt hvilken bergart som skjuler seg under sedimentbassenget i dypet av Hjeltefjorden. Bare prøveboringer med kjerneopptak kunne gi de nødvendige informasjoner om bergartens egenskaper samt svakhetssonenes karakter.

21. oktober 1983 ble borskipet M/V Pholas fra det engelske firma Coe Metcalfe Shipping Ltd. mobilisert for prøvetaking i Hjeltefjorden. I løpet av perioden fram til 23. november ble det boret i 5 ulike posisjoner på de tre hovedlokalitene B1, B2 og B3 som vist på det geologiske kart/profil i fig. 4.

Lokalitet B1 ble valgt i antatt homogent fjell i den sentrale del av området (Skjæringspunkt mellom to refraksjonsseismiske profil). Lokalitet B2 ble valgt i den svakhetssonen som var antatt å utgjøre skillet mellom det "ukjente" området og den vestenforliggende Øygardsgneisen. Lokalitet B3 ble valgt for om mulig å kartlegge områdets begrensning mot øst.

BOREHOLE No.	COORDINATES NGO KNB	UTM Zone 32	UTM Zone 31	WATER DEPTH (m)	THICKNESS QUATERNARY SEDIMENTS (m)	OPERATION PERIOD (1983)	OBTAINED RESULTS/COMMENTS
B1	-64174E 296832N	274872E 673217N	602748E 6726626N	373.3	~30 m	Oct.26 (0000) Oct.29 (1730)	3 hammersamples, indication of serpentinite. Coring probl. due to damaged bit (36cm core) Termination at 31.3 m below mudline due to weather.
B1A	-64182E 296829N	274863E 6732214N	602740E 6726622N	373.6	~30 m	Oct.31 (1530) Nov.2 (0830)	API drilling and hammer sampling to 39.6 m below mudline. 5 hammersamples (serpentinite) Termination due to weather.
B1B	-64193E 296891N	274852E 6732205N	602730E 6726612N	373.9	~29.5 m	Nov.15 (1000) Nov.19 (2200)	API drilling to 33 m below mudline. Full face drilling to 88.8 and HQ corring to 103. below mudline. (Serpentin.) Penetration rate measurements. Samples of cutting γ-logging. Termination due to weather.
B2	-64703E 296635N	274334E 6732044N	602229E 6726404N	372.2	~25 m	Nov. 2(1450) Nov. 3(2310)	API drilling to 27.7 m below mudline. Two hammer samples. Coring to 47.0 m below mudline (total 19.3 m). Serpentinite. Termination due to technical breakdown.
B3	-63717E 297017N	275337E 6732381N	603196E 6726831N	376.7	~26 m	Nov. 22(0000) Nov. 22(0015)	API drilling to 26 m below mudline. One hammersample. Amphibolitic gneiss, assumed to be bedrock. Termination due to weather.

Tabell 2: Boroperasjoner - sammendrag

Tabellen ovenfor viser en sammenstilling av de utførte boringer med eksakt posisjon, vanndyp, sedimenttykkelse, borutrustning og oppnådde resultater. Boringene ble utført etter den såkalte "piggyback"-metoden, ref. fig. 6 på neste side. Hammerboring ble utført inntil opptak av kjerneprøver (diameter 61 mm og max lengde 3,15 m) kunne starte. Prosedyren ombord omfattet i tillegg til føring av detaljert borlogg også beskrivelse av prøvene samt fotografering og forsegling før forsendelse til laboratoriet. Et hull ble dessuten testet v.h.a. gammalogging for å skaffe tilleggsinformasjon om fjellet der kjernetap kunne forekomme. Fig. 7

viser et eksempel på en slik borhullslogg (Hull B2). (For mer detaljert informasjon henvises til rapport fra RGP-Consultants <2>).

4.6 Analyser og tolking

Både hammerprøver og kjerneprøver fra de to borhullene B1 og B2 viser at en her har å gjøre med en tydelig lagdelt serpentinitt. Mineralinnholdet er helt dominert av serpentin med noe innhold av talk. Foliasjonen står med fall 35°-60° i hull B1 og 60°-70° i hull B2. Resultatene fra laboratorieanalyser og testing viser at en har å gjøre med en mekanisk svak, glatt og noe plastisk bergart. Tabellen nedenfor viser en del typiske data fra utførte undersøkelser på kjernemateriale fra borhull B1.

Prøvedyp under havflate / Analyser	462,67-462,82	462,82-462,97	462,97	463,32	474,97	475,07-475,27	475,30-475,45	475,45-475,60
Lydhastighet, m/s								
-aksialt, vannmettet	4258	4146					3973	3841
-parallelt foliasjon, vannmettet			4583		4678			
-normalt foliasjon, vannmettet			4051		4342			
-parallelt foliasjon, tørt			3529		4472			
-normalt foliasjon, tørt			3448		3362			
Foliasjonens fall α_n, °						38		
Densitet, g/cm^3								
-inklusive porer			2,87		2,50			
-korrigert for porevolum			2,57		2,57			
Porevolum, %			6,1		4,5			
Enakset trykkfasthet, MPa [1]	8,3	6,2					13,3	8,9
E-modul, $\times 10^6$ MPa	0,012	-					0,021	0,017
Poissons forhold	0,14	-					-	0,07
Punktlaststyrke, MPa (par.fol.)						1,45		
Punktlaststyrke, MPa (norm.fol.)						0,67		
Sievers J-verdi (30° i forhold til fol.)				82				
Differensialtermisk analyse				Serpentin				

1) Bruddene går langs lagdelingsplanene

INGENIØRGEOLOGISK LABORATORIUM
GEOLOGISK INSTITUTT
NORGES TEKNISKE HØGSKOLE

Tabell 3: Resultat fra lab.undersøkelser av kjernemateriale fra borhull B1.

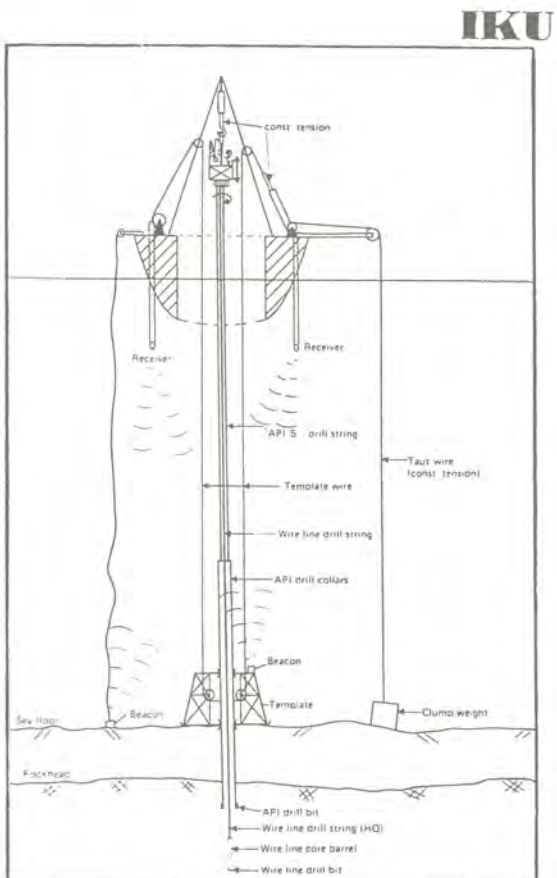


Fig. 6 Prøveboring-prinsipp

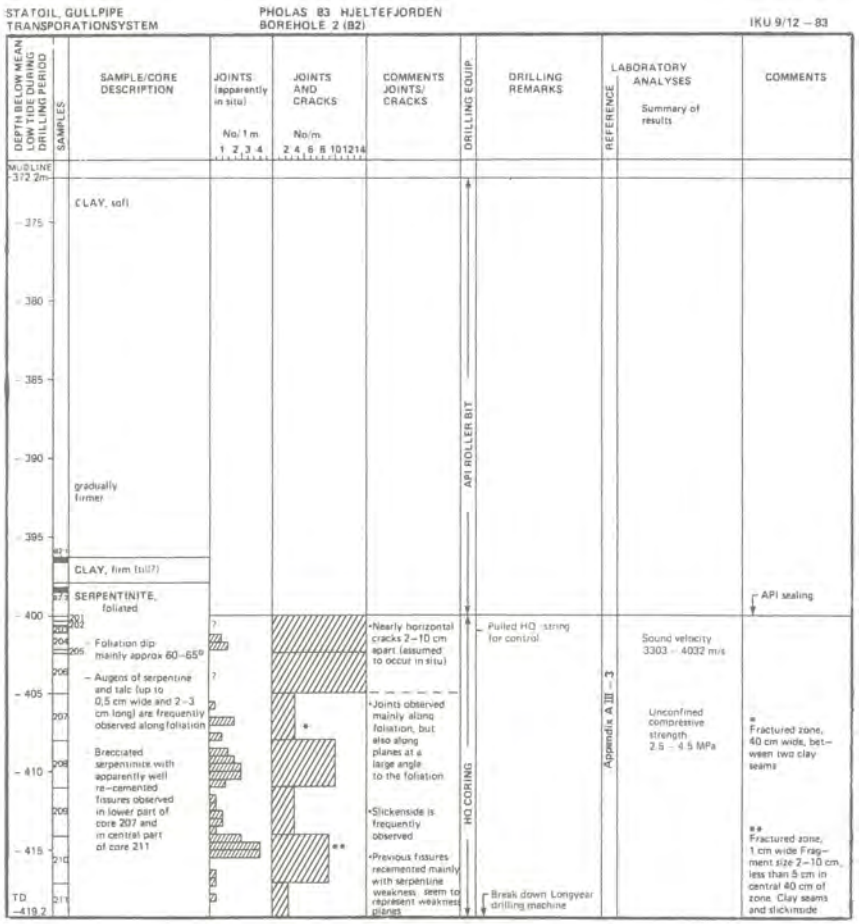


Fig. 7 Borhullslogg (B2)

De utførte prøveboringer synes å gi en rimelig forklaring på de lave lydhastighetene som ble registrert i fjordens midtparti. En samlet vurdering av seismikk og utførte prøveboringer gav følgende tolkingsresultat:

* Hull B1 er lokalisert i den sentrale delen av serpentinittkroppen hvor lydhastigheten ble målt til 4600 m/s. Denne prøve ble derfor antatt å være representative for de ca 750 m med fjell med registrerte hastigheter mellom 4300 og 4600 m/s. De resterende 250 m av det ca 1 km brede lavhastighetsområdet utgjøres av 7 soner med registrerte lydhastigheter varierende fra 2400 - 3700 m/s. Informasjonene fra borhull B2 som ble satt i en markert svakhetssone med hastighet 2900 m/s, ble antatt å gjelde for alle disse sonene. Analyse av sleppemateriale og belegg på sprekker har ikke avslørt aktiv svelleleire i denne sonen. Det skal også bemerkes at det ikke forekom kjernetap ved de utførte prøveboringer.

En serpentinittkropp med ca. 1 km utstrekning er klart større enn de forekomster som til nå er registrert i Bergensbuene.

4.7 Videre undersøkelsesprogram

Med bakgrunn i de foreliggende informasjoner ble det utarbeidet en del tunnelkonsepter som syntes å kunne tilfredsstille byggherrens krav til sikkerhet og ferdigstillelse. Disse forutsatte imidlertid et videre undersøkelsesprogram samt detaljerte prosedyrer for sonderboring, injisering og sikringsarbeider gjennom drivefasen.

Det foreslåtte program omfattet mer refraksjonsseismikk, mer detaljert bathymeterikartlegging, prøveboring fra land samt

supplerende ingeniørgeologisk kartlegging. Dette var ansett nødvendig for den videre forprosjektering inklusive utarbeidelse av detaljerte sikringsprognoser.

5. PLANFASE 3

5.1 Generelt

Prosjektorganisasjonen endret som tidligere nevnt noe karakter i denne planfase (Pre-engineering) som varte fra februar til mai 1984. Det nødvendige undersøkelsesprogram for utarbeidelse av mer detaljerte sikringsprognoser, arbeidsbeskrivelse, samt entreprenørens nødvendige tids- og kostnadskalkyler ble utført i regi av STATOIL i tidsrommet desember - 83 til april -84. (Utførende firma var Noteby A/S og Geoteam A/S for supplerende refraksjonsseismikk i h.h.v. Hjeltefjorden og Helleosen. Kjerneboring på land samt supplerende ingeniørgeologisk kartlegging ble utført i regi av A.B. Berdal A/S)

5.2 Feltundersøkelser

Følgende feltarbeid av marin karakter ble utført i denne fase:

* Refraksjonsseismikk
  - 4,0 km Hjeltefjorden (max dybde = 370 m)
    (200 m sør for tidligere skutt profil)
  - 3,0 km Helleosen (max dybde = 130 m)
    (2 parallelle profil langs tunnelakse)

På land ble det utført kjerneboring på skrå gjennom en del representative svakhetssoner. Det ble benyttet bordiameter 35 mm og utført vanntapsmåling. Oversikt med en del data

fra boringene er vist i tabellen nedenfor. (For mer utførlig beskrivelse av undersøkelser og resultater vises til rapporter fra A.B. Berdal <3>.)

BORHULL	STED	BERGART	HELNING (g)	LENGDE (m)
BH1	RADØY	Anorthositt	50	350
BH2	LANGHOLMENE	Gneis	55	300
BH3	UTTOSKA	Gneis	55	250
BH4	ØYGARDEN	Gneis	55	250

Tabell 4: Skråhullsboring - oversikt

I tillegg ble det utført supplerende ingeniørgeologisk kartlegging for de tre tilgjengelige områdene langs den prosjekterte tunnelen; Øygarden, Uttoska og Radøy.

5.3 Vurdering/tolking

De nye informasjoner en fikk fra supplerende bathymetrikartlegging, refraksjonsseismikk og kjerneboringer støttet godt opp under de vurderinger og foreløpige anbefalinger som tidligere var gjort. Det innsamlede datamaterialet gav imidlertid et sikrere grunnlag for utarbeidelse av de nødvendige prognoser for sikringsarbeid og tidsforbruk.

Et eksempel på en slik sikringsprognose for denne tunnelen er vist i tabell

SIKRING (Type/Metode)	MENGDE	% AV TUNNEL-LENGDE
Sonderboring	27.500 bm	87
Kjerneboring	650 m	7
Injeksjon	400 m	4
Utstøping	2.030 m	21
Sprutbetong	3.180 m	34
Bolter	1-1,5 stk./m	-

Tabell 5: Sikringsprognose

6. ERFARINGER

I forbindelse med dette prosjektet er det en rekke faktorer som har hatt innflytelse på program og gjennomføring av de ingeniørgeologiske forundersøkelsene.

- Manglende bakgrunnsmateriale
- Manglende tilgjengelighet
- Økonomisk aspekt
- Tidsmessig aspekt

Det foreliggende datagrunnlag var ved prosjektstart svært tynt. Både dybde- og bunnforhold i Hjeltefjorden var på det nærmeste ukjent. I tillegg var det lite eller ingen erfaring fra bygging av underjordsanlegg i dette området.

Når det tales om dagens manglende tilgjengelighet, tenkes det ikke på at dette er et planlagt tunnelprosjekt. Den del av tunneltraceen som kan dekkes av landkart, flyfoto og vanlig befaring, er imidlertid svært lav. Så mye som 70 %, eller 6500 m av en total tunnellengde på 9300 m, ligger nemlig under vannspeilet. De tilsvarende tall for den

lengste Kårstøtunnelen er 45 % og for Vardøtunnelen 60%. Dybdeforholdene er også i rekordstørrelse i og med max. vanndyp på - 375 m (Kårstøtunnelen - 130 m, og Vardøtunnelen - 30 m). At så mye av tunnelens lengde ligger under vann må føre til svært mye interpolasjon og tolking selv med relativt omfattende datainnsamling. Den usikkerhet som dette medfører må derfor kompenseres ved et omfattende sonderingsprogram fra tunnelfront sammen med helt spesielle drive- og sikringsprosedyrer.

De økonomiske aspekter ved denne type prosjekter må kunne sies å være noe spesielle. Prosjektets rentabilitet var nemlig hevet over tvil dersom det kunne gjennomføres sikkert og til riktig tid. Økonomien var derfor aldri noen bremsende faktor i undersøkelsesfasen.

At tidsfaktoren måtte spille en helt avgjørende rolle, illustreres best ved at det fra første trace-ide ble lansert på kartet til planlagt anleggsstart, ville gå bare ca. 15 mnd. Omfang og rekkefølge på feltundersøkelsene måtte selvfølgelig bli påvirket av dette. Prosjektets størrelse og konsekvens tatt i betraktning måtte det å kunne fastslå gjennomførbarhet få topp prioritet. Dette førte bl.a. til at bunnkartlegging, refraksjonsseismikk og kjerneboring ble utført til samme tid, og delvis i omvendt rekkefølge av det normale. Det skal også bemerkes at en del av disse undersøkelsene ble utført under tildels ekstreme vind- og strømforhold sent på høsten, som normalt ikke anses som beste tidspunkt for slike arbeider.

Til tross for dette må det sies at de resultater en har oppnådd, synes å være av svært god kvalitet når en ser bort fra de helt tidlige bathymetrikart som ble produsert. Så langt det har vært mulig å kontrollere refraksjonsseismikk-

tolkningene ved hjelp av prøveboringer, viser disse god overenstemmelse m.h.t. fjelloverflatens beliggenhet og registrerte svakhetssoner. Ytterligere bekreftelse på nøyaktighet og tolking har en av før omtalte årsaker ikke kunnet få.

Med bakgrunn i mer tradisjonelle fjellanlegg kan både tidspunkt og rekkefølge av de utførte forundersøkelsene umiddelbart kunne synes ulogisk. For både dette og tilsvarende prosjekter hvor det er helt avgjørende tidlig å kunne fastslå teknisk gjennomførbarhet, vil imidlertid den valgte fremgangsmåte kunne forsvares. Mens helt vitale og ofte tidkrevende undersøkelser gjennomføres, vil det være riktig å utnytte tilgjengelig tid og ressurser slik at den endelige beslutning kan tas etter en samlet vurdering fra ulike informasjonskilder. I tillegg til det som før er omtalt, synes det her riktig å fremheve den intense aktivitet som ble utvist senhøsten 1983 både i felten og hos oppdragsgiver. Situasjonen krevde at det til stadighet måtte tas raske og økonomisk betydelige avgjørelser.

Vi vil med dette få takke vår oppdragsgiver STATOIL for et nært og tillitsfullt samarbeid gjennom en hektisk og interessant prosjekteringsfase.

7. LITTERATURHENVISNINGER

<1> Paulsson, S. og Bertnes, J.H, Noteby A/S: "Deep-water refractionseismic investigations". International Symposium on Low Cost Road. Tunnels, Oslo, juni 1984, P-279

<2> RGP-Consultants: Interne rapporter til Statoil, Desember 1983

<3> A.B. Berdal A/S: Internrapporter til Statoil, Januar - april 1984

NATM - BESKRIVELSE AV METODEN - ER DEN BRUKBAR I NORGE?

NATM - Description of the method - May the method be used in Norway?

Dr.ing. Arne Myrvang
Institutt for gruvedrift, NTH

SAMMENDRAG

The New Austrian Tunnelling Method - NATM - er et konsept eller filosofi for tunneldrift utviklet i Østerrike. Hovedtanken bak NATM er at materialet rundt en tunnel gjøres til en lastbærende ring der materialet selv er det viktigste elementet. Metoden impliserer sikringsmetoder som gjenoppretter likevekten i berget slik at stabilitet oppnås selv ved store deformasjoner. Ut fra målinger av deformasjoner og spenninger etter driving kan forsterkninger justeres etter de til enhver tid rådende forhold. De viktigste forsterkningselementer er sprøytebetong og bolter. Metoden kan også være aktuell i Norge ved driving i svakere bergarter, og uansett bør tunnelfolk sette seg inn i prinsippene i forbindelse med oppdrag i utlandet.

SUMMARY

The New Austrian Tunnelling Method - NATM - is a concept or philosophy for tunnelling developed in Austria. The main idea is that the ground around a tunnel is transformed to a load carrying ring where the ground itself is the most important element. The method implies support methods that maintains equilibrium in the rock mass in such a way that stability is achieved even at large deformations. Based on accurate measurements of deformations and stresses, the support system can be adjusted to the actual ground conditions. The most important support methods used in NATM are shotcreate and rock bolting. The method may in the future also be used in Norway in connection with tunnelling in soft grounds and also in connection with contracting jobs abroad.

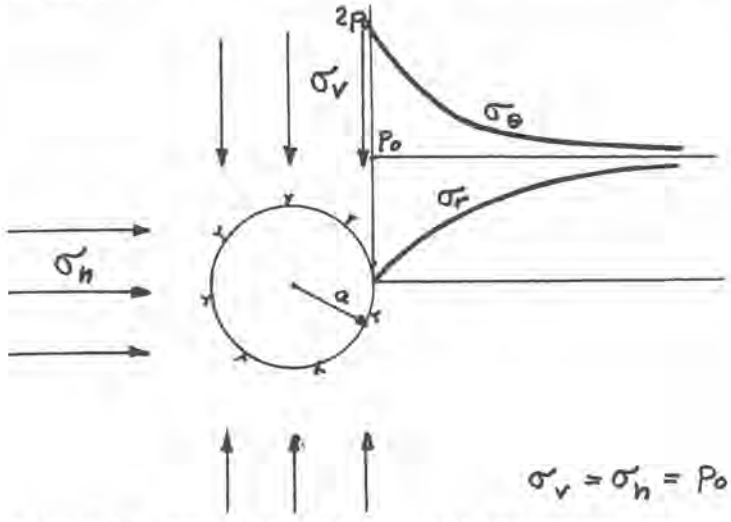
INNLEDNING

NATM står for "The New Austrian Tunnelling Method" og ble først systematisert og nøyaktig beskrevet av professor Rabcewicz i midten av sekstiårene [1]. Ifølge Rabcewicz selv er NATM kanskje mere et konsept eller en filosofi enn en strengt definert metode.

Hovedgrunnlaget for NATM er at materialet (berg eller jord) rundt en tunnel gjøres til en lastbærende ring der materialet selv er det viktigste elementet. Metoden er først og fremst brukt i svake bergarter (og tildels i jordarter) med store deformasjoner av tunneltverrsnittet. Metoden impliserer sikringsmetoder som gjenoppretter likevekten i berget slik at stabilitet oppnås selv ved store deformasjoner.

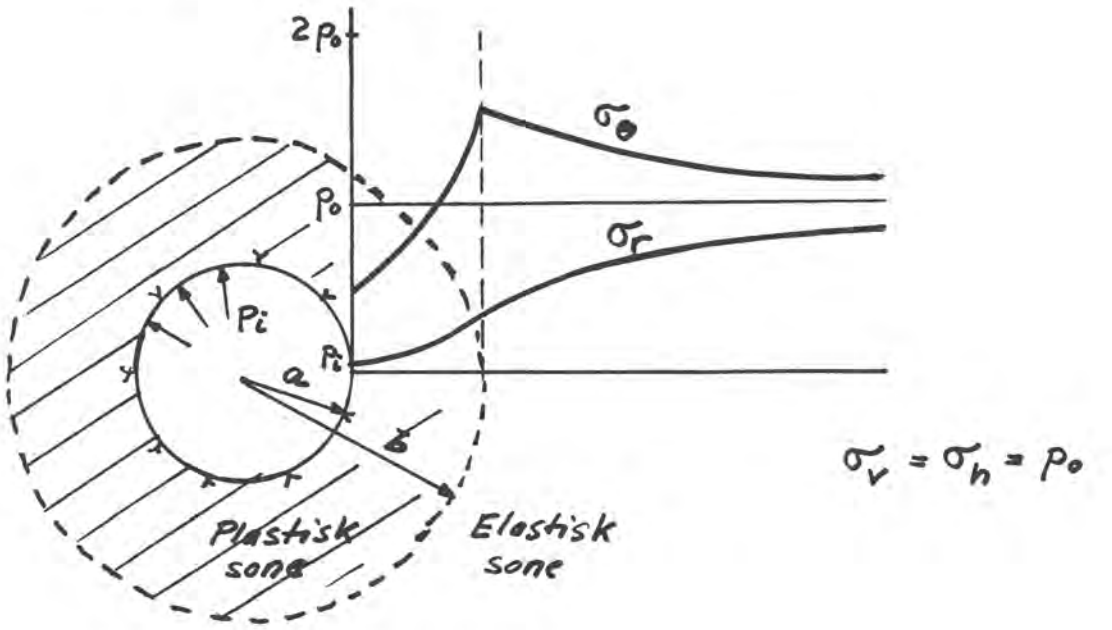
BERGMEKANISK GRUNNLAG

For å kunne forstå filosofien bak NATM er det nødvendig å klargjøre noen bergmekaniske begreper. Når en tunnel drives, vil dette føre til en forandring av spenningsfeltet i den omgivende massen. I mange svake bergarter vil denne spenningsforandringen forårsake at massene deformeres inn i tunnelen på en sakte og tidsavhengig måte. Dette kalles "squeezing" eller "tyting". Squeezing er altså et spenningsrelatert fenomen, i motsetning til svelling som forårsakes av en volumøkning av visse mineral ved opptak av vann. Squeezing og svelling kan imidlertid forekomme samtidig. Hvis fenomenet ikke behandles på en riktig måte, oppstår store forskyvninger i massene og med tilhørende store deformasjoner og eventuelt sammenbrudd av eventuelle forsterkninger. For å belyse forholdene nærmere kan en tenke seg en sirkulær tunnel som drives i en bergmasse hvor horisontalspenningen er lik vertikalspenningen (fig. 1) og hvor massen i utgangspunktet er elastisk i alle punkter rundt periferien.



FIGUR 1. Opprinnelig spenningsfordeling.
Original stress distribution.

I det øyeblikk tunneltverrsnittet dannes skjer en omlagring/ oppkonsentrering av spenningene rundt tverrsnittet. Er bergets styrke lav nok, skjer det brudd når spenningene overskrider bergets styrke. Derved dannes etterhvert en plastisk sone rundt tunnelen, og fra et teoretisk synspunkt kan squeezing betraktes som en bevegelse av massene på grunn av dette. I vårt tilfelle vil den plastiske sonen være sirkulær og konsentrisk med tunnelen som vist i fig. 2.

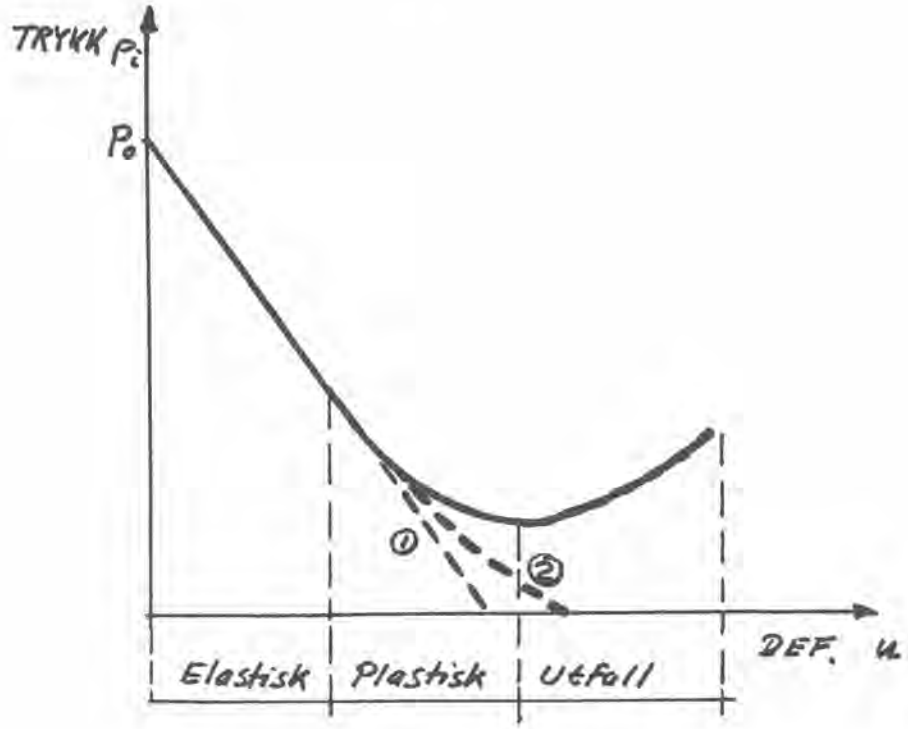


FIGUR 2. Spenningsfordeling etter at en plastisk sone er dannet.
Stress distribution after formation of plastic zone.

Fordelingen av tangential- og radialspenningene σ_θ og σ_r vil bli som på figuren. Den relative størrelsen a/b av den plastiske sonen er bl.a. avhengig av den indre friksjon av massen og styrkeparametere. Når forsterkning av berget skal vurderes, må en prøve å karakterisere samvirket mellom forsterkning og berg. Dette kan gjøres ved å studere bergets responskurve ("ground reaction curve") mot forsterkningens responskurve.

Bergets responskurve er en idealisert last/deformasjonskurve som beskriver hvordan tunneloverflaten deformeres ved ulike trykk mot veggen. Eller med andre ord: Kurven viser hvilket trykk en forsterkning må gi mot veggen for at en skal oppnå likevekt.

Figur 4 viser forløpet i et tilfelle hvor det etterhvert dannes en plastisk sone som beskrevet foran.

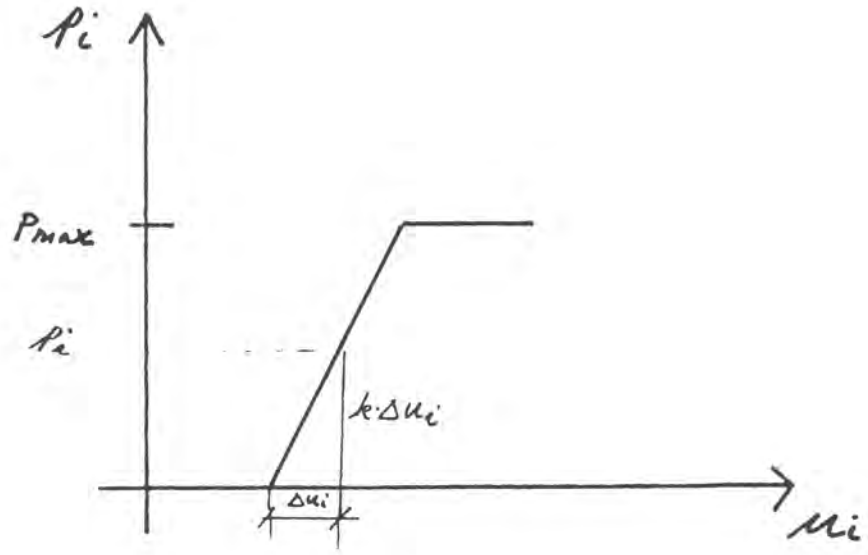


FIGUR 4. Bergets responskurve (Ground reaction curve).

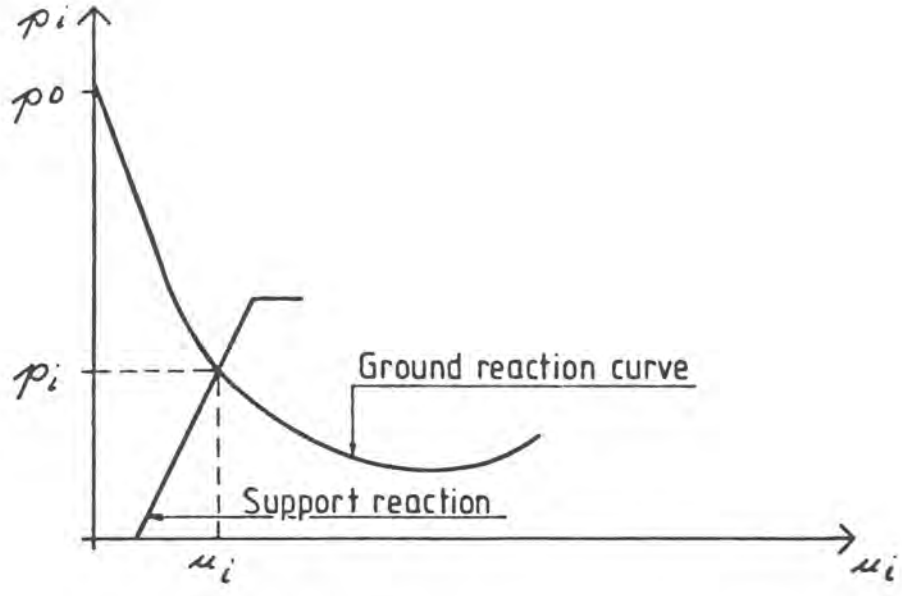
Etterhvert som deformasjonene øker minsker det nødvendige trykket for å skape likevekt. Hvis berget oppførte seg elastisk ville det nødvendige trykket være null etter en viss deformasjon (antydet med stiplet linje 1 på figur 4) og berget vil være i likevekt uten forsterkning. Dette kan også være tilfelle med en viss plastisk deformasjon (linje 2), men hvis berget kryper eller hvis den plastiske sonen er utpreget, vil en etter en viss tid få et forløp som den heltrukne linjen. Når deformasjonen har nådd en viss størrelse må forsterkningstrykket økes for å få likevekt. Uten forsterkning får en da utfall.

Forsterkningens responskurve beskriver hvordan lasten mot forsterkningen varierer med tunneloverflatens deformasjon (fig. 5.).

Forsterkningen kan belastes opp til en bestemt last P_{max} før brudd inntreffer. Plottes bergets responskurve og forsterkningens responskurve i samme diagram fås en skjæring som angir trykket på forsterkningen (fig. 6).



FIGUR 5. Eksempel på responskurve av forsterkning. (Support reaction curve). (Etter Stille et al.).

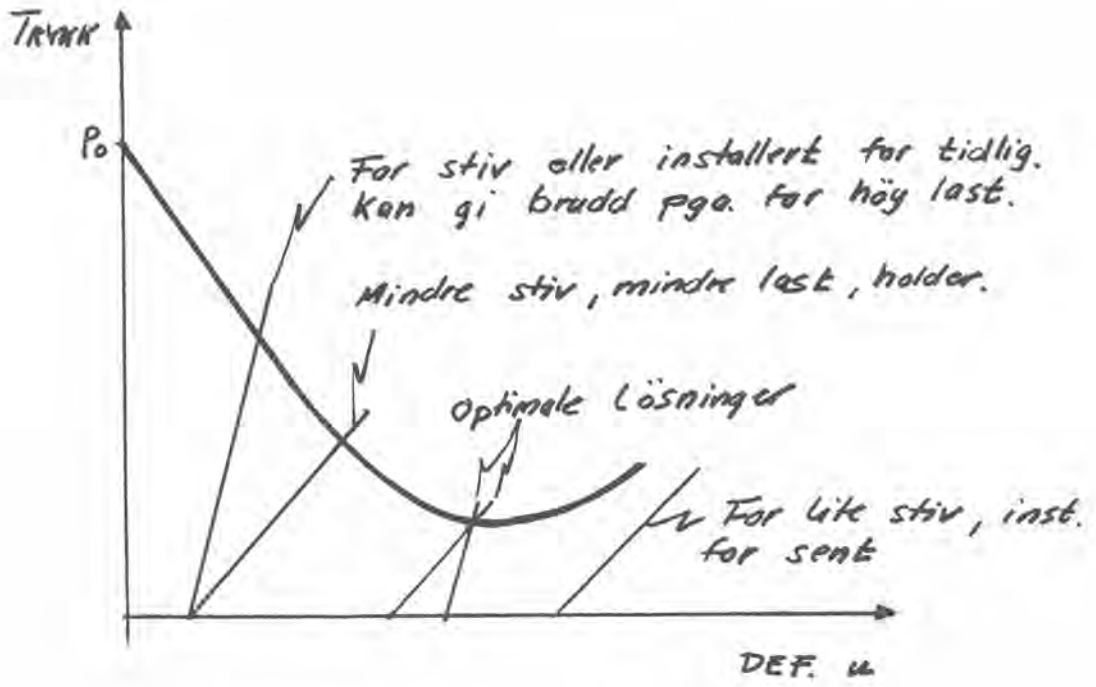


FIGUR 6. Samspillet mellom bergets og forsterkningens responskurver. (The rock/support interaction). (Etter Stille et al.).

På grunn av samvirket mellom berg og forsterkning er det meget viktig at forsterkningen settes inn

- på riktig tidspunkt
- med tilstrekkelig styrke
- med riktig stivhet

På figur 7 er det tegnet inn en del forsterkningskarakteristikker som belyser disse forholdene.



FIGUR 7. Forskjellige forsterkningskarakteristikker. (Different support characteristics).

En for stiv forsterkning kan gå i brudd mens en mer fleksibel og svakere forsterkning kan holde. Det optimale er derfor å la berget deformere seg nok før forsterkningen settes inn.

Dette innebærer at berget bærer så stor del av lasten som mulig.

Settes imidlertid forsterkningen inn for sent eller den er for lite stiv fås kollaps. I den forbindelse er begrepet "stand up time" dvs. tiden fra driving til nedfall skjer, svært viktig.

Forsterkningsfilosofien i NATM går nettopp ut på at en hele tiden forsøker å holde seg på den venstre del av kurven.

PRINSIPIELT OPPLEGG AV NATM

I utgangspunktet er NATM er metode som baseres på observasjoner. I dette ligger for det første at det foretas grundige registreringer og observasjoner før sprengning og deretter foretas grundige observasjoner i form av måling av deformasjoner (og spenninger) over en viss tid etter sprengning. Sammenlagt gir disse observasjonene grunnlag for å dimensjonere den endelige forsterkning. Skjematisk kan opplegget deles opp i følgende trinn:

1. Innsamling av geologiske og bergmekaniske data (sprekker, vann, bergtrykk osv.). For NATM er det utviklet et eget klassifiseringssystem som deler inn bergmassen i 5 hovedklasser. Innen hver klasse finnes igjen en rekke underklasser. Tabell 1 viser en forenklet oversikt over systemet.

2. På grunnlag av pkt. 1 lages det en preliminær plan for drift og foreløpig forsterkning inklusive en forhåndsbestemmelse av deformasjonene. (Basert på responskurver for berg og sikring. Disse kan bestemmes ut fra styrkeparametere, indre friksjon og deformasjonsparametere).

3. Tunneldriften startes ifølge den preliminære plan.

4. Måling av deformasjoner og/eller spenninger for å kontrollere de forhåndsbestemte deformasjonene/spenningene.

5. Forandring av driftsmåte og/eller foreløpig forsterkning hvis de målte verdier avviker fra de forhåndsbestemte.

6. Den endelige forsterkning (om nødvendig) bestemmes ut fra hvordan den foreløpige forsterkning har virket.

Grovt sett er de forsterkningssystemer som anbefales brukt basert på praktiske erfaringer fra mellom-europeiske tunneler.

Som omtalt i forrige avsnitt er drivemetode og forsterkning basert på i så høy grad som mulig å mobilisere bergets egen boreevne. Derved kan forsterkningsbehovet minimeres. Videre forsøkes spenningene (gjennom kontrollert deformasjon) fordelt slik at det skjer en overføring av spenninger innover i bergmassen, og endelig forsøker en også å forbedre bergets materialegenskaper.

Forsterkningen er normalt basert på bruk av sprøytebetong som det sentrale element. Ofte kombineres sprøytebetong med innstøpte bolter og armeringsnett, og i mange tilfeller brukes også lette stålbuer. Tykkelsen av sprøytebetongen ligger i området 5-25 cm. Boltelengden kan variere mellom 1,5 m og 12-15 m, med kapasitet 15-25 tonn.

Tabell 1. Forkortet sammendrag av NATM klassifisering.

Klasse	I	II	III	IV	V
Bergets tilstand	Solid berg	Noe utfall	Utfall og lett squeezing	Squeezing	Sterk squeezing
Drifts-metode Salve-lengde RL	Fullt tverrsnitt RL = 4 m (begrenset av utstyr)	Fullt tverrsnitt RL = 3 m	Fullt tverrsnitt RL = 1,5 m eller toppstoll + palling RL = 3 m	Toppstoll + palling (1-2) RL = 1,0-1,5 m	Toppstoll + palling Ingen sprengning
For-sterkning	Lokal bolting Kapasitet 15 t Lengde 1-3 m Nett- eller sprøytebetong i tak	Sprøytebetong 5-10 cm Sveiset nett 1,8 kg/m^2 i tak Forspente, innstøpte bolter. Kapasitet 15 t L = 3-4 m 1 bolt pr. 4-6 m^2	Sprøytebetong 10 cm Sveiset nett 3,1 kg/m^2 Forspente, innstøpte bolter rundt periferien. L = 4 m 1 bolt pr. 3 m^2	Sprøytebetong 15 cm Sveiset nett 3,1 kg/m^2 Stålbuer 21 kg/m Avstand 1,0-1,5m Innstøpte bolter L = 4,0-6,0 m Kapasitet 25 t 1 bolt pr. 2 m^2	Sprøytebetong 20 cm Sveiset nett 3,1 kg/m^2 Stålbuer 21 kg/m Avstand 0,7-1,5 m Innstøpte bolter L > 6 m 1 bolt pr. 1,5 m^2

En meget viktig detalj i mange NATM prosjekter er at også sålen sprøytes og/eller boltes slik at forsterkningen danner en lukket ring rundt tverrsnittet. Dette gir i mange tilfeller en langt sterkere konstruksjon enn bare bruk av buer.

Den foreløpige sikringen utføres i prinsipp som en ytre, fleksibel ring. Denne kan ta opp relativt store deformasjoner. Hvis deformasjonene overskrider ca. 1,5% av tunneldiameteren, bør det lages slisser i sprøytebetongen for å ta opp ytterligere deformasjoner. Disse lages opptil 20 cm brede med 3 m avstand langs periferien. I de fleste tilfeller bør også sålen sikres.

Umiddelbart etter hver salve (hvis stand-up time tillater det) logges berget og klassifiseres. På grunnlag av dette er det mulig å modifisere forsterkningssystemet på kort varsel hvis det skjer signifikante endringer i forholdeene. En meget viktig del av NATM-konseptet er et nøye gjennomført måleopplegg. Dette gjelder både konvergensmålinger (dvs. diameterendringer), deformasjonsmålinger innover i bergmassen ved hjelp av borhullsekstensometere, samt trykkmålere for måling av radielle og tangentielle trykk.

Fig. 8 viser et typisk opplegg.

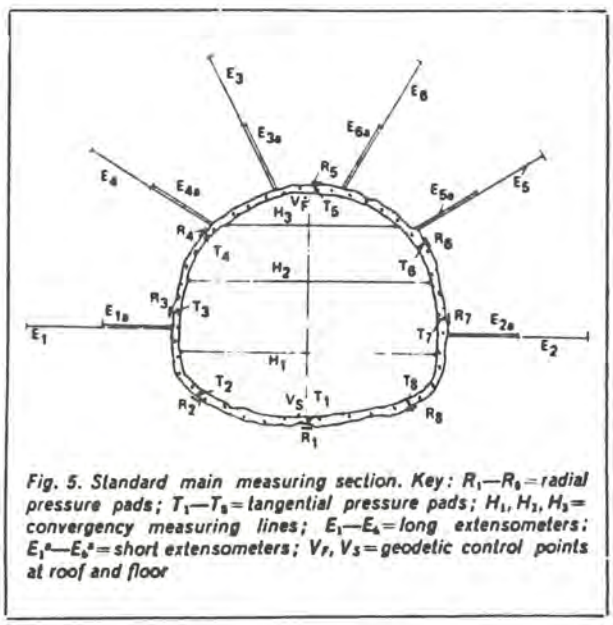
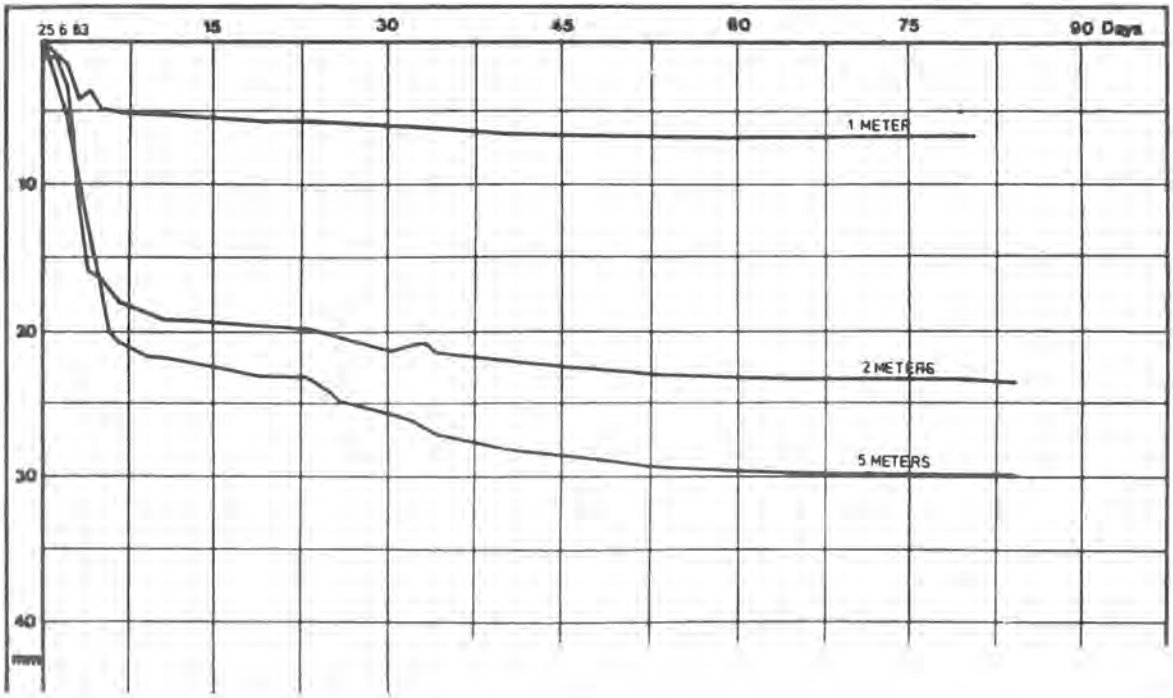


Fig. 5. Standard main measuring section. Key: R_1—R_8 = radial pressure pads; T_1—T_8 = tangential pressure pads; H_1, H_2, H_3 = convergency measuring lines; E_1—E_4 = long extensometers; E_1^a—E_6^a = short extensometers; V_F, V_S = geodetic control points at roof and floor

FIGUR 8. Måleopplegg for spennings- og deformasjonsmålinger. (Etter Rabcewicz et al.)
(Measuring station for stress- and convergence measurements).

For en erfaren person er det mulig ut fra deformasjonsmålingene å avgjøre om forsterkningen er tilstrekkelig eller ikke i løpet av et par dager. Innen 4-5 dager kan en ofte bestemme den endelige deformasjon med en usikkerhet på ± 20%. Figur 9 viser et eksempel på ekstensometeravlesning.



FIGUR 9. Eksempel på ekstensometeravlesninger (etter Garshol). (Extensometer readings).

Konvergensmålinger bør foretas for hver 50 m tunnel, men ved særlig dårlig berg kan avstanden mellom målestasjonene gå ned til 10 m. Første måling tas om mulig 3-4 timer etter sprengning. Deretter tas avlesninger med 1 til 2 dagers mellomrom i ca. to uker, og videre med økende intervall til den endelige forsterkning er installert.

Den permanente forsterkningen (om nødvendig) plasseres når deformasjonshastigheten er nedi 4-6 mm pr. måned. Hvis den foreløpige, ytre forsterkning når likevekt med bergmassene, skulle en videre forsterkning egentlig ikke være nødvendig. Ofte gjøres dette likevel for å etablere eller øke sikkerhetsfaktoren.

Figur 10 viser en sammenligning mellom en vegtunnel drevet iflg. NATM og en konvensjonelt drevet tunnel slik det ble gjort tidligere bl.a. i Alpelandene. NATM skiller seg ut med mindre totalt tverrsnitt, mye tynnere betong og lengre bolter.

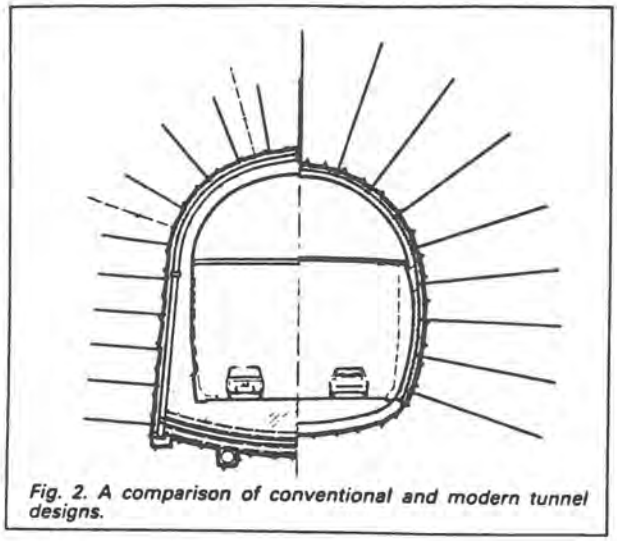


Fig. 2. A comparison of conventional and modern tunnel designs.

FIGUR 10. Sammenligning mellom konvensjonelt drevet og tunnel drevet iflg. NATM.
(A comparison of conventional and NATM tunnel design).

KAN METODEN BRUKES I NORGE?

Det er klart at i utgangspuktet kan metoden brukes i Norge, og prinsippet er vel kanskje allerede brukt ubevisst. Gjennom bruk av en foreløpig såkalt arbeidssikring før den endelige sikring foretas har en sikkert i mange tilfeller oppnådd en effekt omtrent som NATM foreskriver.

Ved driving i solide norske bergarter er imidlertid deformasjonene svært lave sammenlignet med det en opplever i løsere bergarter. Mens en i mange tilfeller kan ha deformasjoner på 20-30 cm og mer i løse bergarter, er det ofte snakk om millimeter eller sogar deler av millimeter i skikkelig harde bergarter. Et sofistikert måleopplegg vil i slike tilfeller ha lite for seg. I de senere år har vi imidlertid hatt en rekke eksempler på driving i svake bergarter også i Norge, og på lengre sikt kan det komme på tale med meget betydelig drift

i svake bergarter (oljegruvemetoden etc.). Her vil filosofien fra NATM i aller høyeste grad være aktuell.

En økende oppdragsmengde i utlandet betinger også at tunnelfolk bør sette seg inn i konseptet slik at NATM uten store problemer kan tas i bruk ved slike anlegg. Vi vet at de metoder som brukes i Norge er gode og relativt billige. Men i "det store utland" er det meget vanskelig å få gehør for vår relativt enkle filosofi, selv der hvor det hadde vært mulig å bruke norske metoder. Derfor bør vi lære oss NATM (og andre lignende metoder) hvis vi skal være konkurransedyktige.

LITTERATUR

Rabcewicz, L.v.:	The New Austrian Tunnelling Method. Water Power, nov.des. 1964, jan. 1965.
Rabcewicz, L.v. og Golser, J.:	Principles of dimensioning the supporting system for the "New Austrian Tunnelling Method". Water Power, mars 1973.
Muir Wood, Cooper and Kidd:	Dams and their tunnels. Water Power, mars 1980.
Golser, J.:	Another View of the NATM. Tunnels & Tunnelling, mars 1979.
Golser, J.:	Recent developments in the NATM. Water Power, febr. 1980.
Hoek, E. & Brown, E.T.:	Underground excavations in Rock. Institution of Mining and Metallurgy 1980.
Tse, Edward C.:	Principles of Design and Construction of Tunnel Supports in Squeezing Grond.
Oppgave til Tor Brekke	U.C. Berkeley.
Garshol, K.:	Norsk tunneldrift i svakt fjell. Bergmekanikk 1983.
Stille, K. et al:	Undermarksbyggande i svagt berg - del 3. Stabilitet och förstärkning.

NORSK TILLEMPING AV NATM I HELLAS.

NORWEGIAN APPLICATION OF NATM IN GREECE.

Daglig leder Knut Garshol, Resconsult A/S

SAMMENDRAG

Driftsmetode, fjellforhold og sikring ved avløpstunnel for Pigai Aoos Kraftverk i Hellas ble grundig beskrevet ved Bergmekanikkdagen i 1983 (foredrag 32.83). En sammenligning mellom de valgte metoder og praksis etter NATM, blir diskutert i det etterfølgende foredrag. Hovedprinsippene for NATM gjennomgås, sammen med en detaljert beskrivelse av hvordan anvendelse av NATM ville blitt gjennomført for denne tunnelen konkret. Ved vurdering av tillempninger og avvik, kan det konstateres at norsk praksis i dette tilfellet avviker bare marginalt fra NATM. Dette skyldes at den grunnleggende filosofi er felles.

SUMMARY

Excavation method, rock conditions and rock support for the Pigai Aoos tailrace tunnel in Greece, was described in detail at this conference, last year (paper no. 32.83). This follow-up contains a comparison of the procedures used at the jobsite and an approach according to NATM. The basic principles of NATM and their application for this tunnel is described. When evaluating the similarities and descrepancies between norwegian practice at this tunnel and the NATM approach, they are only marginally different. This fact is explained as a result of common basic design philosophy.

INNLEDNING

Forfatteren er bedt om å beskrive de metoder som er anvendt for stabilitetskontroll, ved drift av avløpstunnelen for Pigai Aoos Kraftverksprosjekt i Hellas.

Hensikten er å relatere de valgte prosedyrer til NATM og diskutere hvilke tillempninger som er gjordt.

Prosjektet og særlig avløpstunnelen, er grundig beskrevet ved Bergmekanikkdagen i 1983. For ikke å ergre den oppmerksomme leser med gjenntakelser, henvises det til denne artikkelen for grunnlagsbeskrivelse av driften og fjellforholdene på stedet. Det anbefales at denne og foregående artikkel vurderes i sammenheng.

For å kunne diskutere hva som er gjordt av tillempninger og hvordan NATM ble vurdert som metode, skal det først beskrives hva anvendelse av NATM ville bety konkret for denne tunneldriften.

HOVEDPRINSIPPER VED ANVENDELSE AV NATM

Grunnlaget for metoden, består i å sørge for at fjellet som omgir bergrommet blir aktivert som et bærende element sammen med sikringen.

I løpet av den tiden det tar å drive ut en tunnel, blir spenningene omlagret gjennom flere stadier, til en ny, sekundær spenningstilstand. Hensikten med bruk av NATM er å påvirke denne tidsavhengige prosessen slik at en stabil situasjon kan oppnås med lettest mulig primær sikring.

Deformasjonene skal holdes så små at ikke fjellets in-situ-styrke forringes og samtidig være store nok til å mobilisere den selvbærende effekt. For å nå dette målet, er det flere momenter som bør nevnes:

- En tunnel er en komposit-konstruksjon, som inkluderer fjellet selv, sammen med sikringen.

- Tunnelprofilet må velges slik at det tas hensyn til sprekkesystemer, styrkeparametre og primær spenningstilstand.

- Treaksiell spenningsfordeling skal bevares, eller skapes og deformasjoner som kan gi styrkereduksjon skal unngås.

- Innvendig utforing må ha fleksibilitet som står i forhold til de deformasjoner som ventes. Overfjell må mest mulig unngås for at en slank, fleksibel sikring skal virke etter hensikten.

- Det må skapes direkte kontakt mellom fjell og sikring, for at lastoverføring skal bli som ønsket.

- Drivingen må tilpasses skiftende fjellforhold, stabil usikret tid, salvelengde og de krav metoden som sådan stiller til driftsopplegget.

- Sikring må kunne anbringes umiddelbart og i riktig rekkefølge.

- Når det kreves en sluttet ring av innvendig sikring, må tiden for lukking og avstanden fra stuff, tilpasses fjellets rheologiske egenskaper og sikringens stivhet.

- Resultatet av samvirke mellom fjell og sikring skal kontinuerlig overvåkes ved hjelp av målinger.

Det statiske system består av et tykkvegget rør av bolteforsterket fjell og en innvendig, tynnvegget, semi-stiv utforing. Fjellet er på samme tid last på systemet og bærende element. For noen vil dette virke som en selvmotsigelse, men det er i full overenstemmelse med norsk tankegang.

Normalt er det ønskelig med en meget tidlig lukking av den primære innvendige utforing. Bare ved spesielt høye bergtrykk vil en kalkulert utsettelse bli benyttet for å redusere belastningene.

Hovedprinsippene i NATM fullføres ved at den primære utforing følges med måling til en konstatert, stabil situasjon. DERETTER anbringes den permanente sikring, som derfor normalt gjøres relativt tynnvegget og uarmert.

MÅLEOPPLEGG I TUNNELEN I FØLGE NATM

Målinger inne i tunnelen er en absolutt forutsetning i NATM, for å kontrollere de prognoser som er benyttet for bæreevne av sikring og tillatte deformasjoner. Målingene vil på kort tid fortelle om installert sikring er tilstrekkelig og i tråd med forutsetningene.

Installasjon av måleutstyr skal skje så fort som mulig og så nær stuff som mulig og uansett innen 12 timer etter at stuffen har passert. Første avlesning skal også skje så fort det er mulig. Alle instrumenter skal avleses daglig den første uken. Senere er det nok med en gang pr. uke,

eller måned avhengig av de resultater som registreres.

Alle målinger skal plottes umiddelbart og unormale tendenser skal følges opp spesielt.

For Pigai Åoos avløpstunnel vil et måleopplegg bestå av følgende komponenter (kfr. fig. 1):

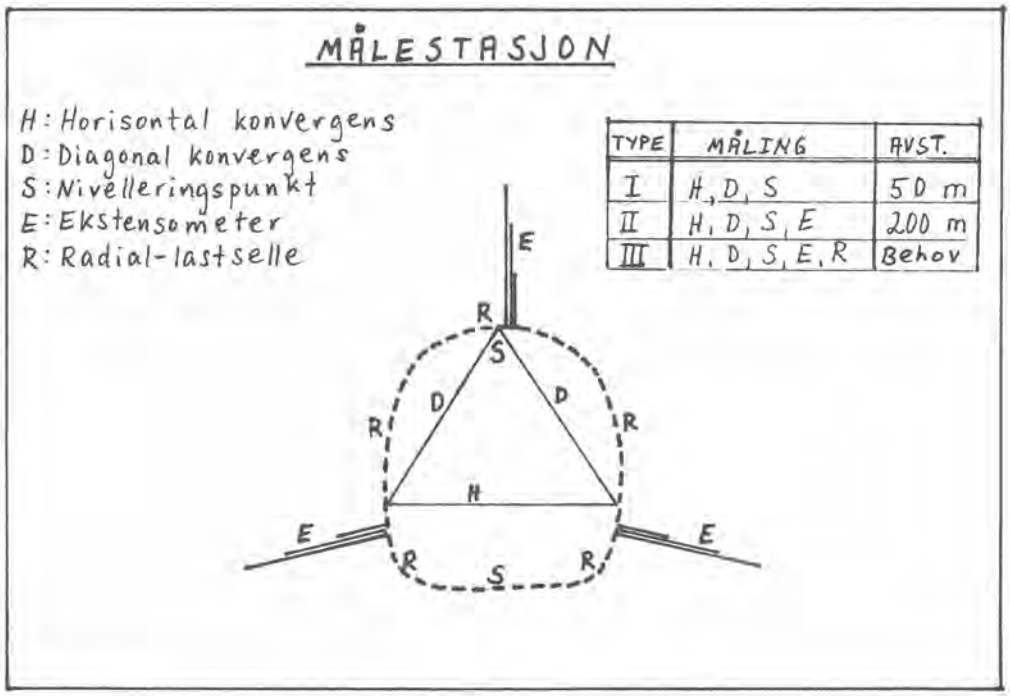


Fig. 1. Målestasjoner etter NATM.

Målestasjon type I	:	Hver 50 m tunnel
Målestasjon type II	:	Hver 200 m tunnel
Målestasjon type III	:	I spesialtilfeller etter behov

Type I omfatter horisontal og diagonal konvergensmåling, samt at setning av hengen og løfting av såle kontrolleres av stikningsmann.

Type II betyr installasjon av ekstensometere i tillegg. Passende lengde til målehoder er 1, 3, og 6 m.

Ved en type III stasjon, installeres lastceller for måling av radiallast på sikringen, i tillegg til tiltakene under I og II.

GRUPPERING AV FJELLKVALITETER OG TILHØRENDE SIKRINGS-PROGNOSE ETTER NATM.

Det følgende er et forslag fra Geoconsult i Østerrike, ved Dipl. ing. Daller og fremkom etter at driften var godt i gang og måledata allerede forelå, samt personlig befaring av tunnelen.

Fjellklasse A:

Moderat oppsprukket fjell med litt tendens til dryss og oppløsning.

-	Sprøytebetong	10-15 cm
-	Nettarmering 3-4 kg pr. m2	1 lag
-	Stigebånd 2 x 16 mm i 2 m avstand	
-	Bolter 3-4 m, c/c 2,0 x 1,5 m	10 bolt. /rast

Kuttelengde pr. syklus settes til ca. 2,0 m. For å motvirke radialdeformasjon, skal det kuttes 5 cm utenfor teoretisk tverrsnitt. Armeringen og siste lag sprøytebetong må fullføres på nest siste seksjon, sammen med første lag ved stuff. Fjellboltene skal ikke ligge mer enn 4 m bak stuff.

Fjellklasse B:

Oppsprukket fjell som løses opp og drysser.

-	Sprøytebetong	15 cm
-	Nettarmering som foran	
-	Stålbue, 20 kg pr. m	1 pr. seksjon

-	På steder hvor det må benyttes spiling, påføres mer sprøytebetong	5 cm
-	Sprøytebetong på øvre del av stuff	5 cm
-	Bolter 4 m, c/c 1,5 x 1,0 m	14 pr. rast
-	Spiling med 2" rør, 3 m lange, c/c 60 cm	8 pr. seksjon

Kuttesekjonen begrenses til 1,5 m og det må benyttes sålesikring. For å kompensere radialdeformasjon, kuttes det 10 cm utenfor tverrsnittet. Spiling benyttes etter behov for å hindre større utfall og overmasse under kutting. Full sprøytebetongtykkelse på 15 cm må anbringes før ny seksjon påbegynnes. Boltingen skal maksimum være 3 m bak stuff.

Fjellklasse C:

Meget løst og "squeezende" fjell.

-	Sikring som foran beskrevet for klasse B, pluss:	
-	Sprøytebetong på hele stuffen	5 cm
-	Bolter 5 m, c/c 1,0 x 1,0 m	14 pr. rast
-	Spiling c/c 50 cm	10 pr. seksjon

Seksjonslengden begrenses til 1,0 m og det må utføres sålesikring. Kutting utenfor tverrsnittet økes til 15 cm. En må regne med å benytte spiling i stor utstrekning og armeringen i sprøytebetongen plasseres da i de indre 5 cm betong. I klasse C-fjell, må det ikke kuttes fullt tverrsnitt. Undre halvdel bør ligge min. 2 m bak stuff. Betongbue i sålen må være lukket innen 2 uker etter at stuffen har passert. Sålebuen kan kuttes i 10 m lengde i en operasjon og f. eks. lukkes i helgen.

DRIVE- OG SIKRINGSOPPLEGG FORESLÅTT PÅ ANBUDSSTADIET

Som beskrevet i foredrag nr. 32 ved Bergmekanikkdagen 1983, var det beskrevet 5 sikringsklasser som skulle benyttes etter som fjellet endret seg langs tunnelen. I praksis ble det ikke behov for de klassene som passet for det beste, forventede fjellet og allt er til nå utført med variasjoner rundt beskrevet sikring i foredraget.

En skal merke seg at de 5 klassene ble valgt og beskrevet for anbudslevering og at den praktiske utførelsen som er beskrevet i foredrag 32.83, ble utviklet upåvirket av Geoconsult, eller andre utenforstående

Det samme gjelder for den beskrevne bruk av Q-systemet for klassifisering og vurdering av sikring. Det valgte, beskrevne måleprogram med konvergensmåling og bruk av Hoek and Brown "Rock Support Interaction Analysis" for belastnings- og deformasjonsprognose var også et resultat av norsk initiativ. For detaljer henvises det til foredrag 32.83.

VURDERING AV NORSK PRAKSIS OG TILLEMPNING SAMMENLIGNET MED NATM

Det som blir stadig mer klart ettersom en gjør sammenligninger, er at det er en forbausende overens-stemmelse mellom den praksis som anlegget har anvendt og de prosedyrer som et østerisk spesialfirma innen bruk av NATM, foreskriver for samme tunnel. Den anvendte sikring pendler mellom klassene B og C.

Det viser seg også at måten å bestemme hvilken klasse som skal legges til grunn for beslutninger på stuff (hvor beslutningene MÅ tas), er helt lik. Det som er hoved-kriteriet i så dårlig fjell som det aktuelle, er rett og slett mulig kuttelengde, eller stabil, usikret tid ("stand-up time"). Kvalitativ vurdering av eksponert fjell, vannforhold og evt. spesielle svakhetsplan benyttes selvfølgelig også, basert på oppsamlet erfaring i tunnelen.

En annen del av normal praksis ved bruk av NATM, er beregninger for å danne prognose over belastninger, nødvendig sikring, forventede deformasjoner og utvikling over tid. For å sitere Dipl. ing. Daller på dette punktet: "For these calculations, any suitable method may be used". Som nevnt ble Q-metoden og Hoek/Brown benyttet av

anlegget. I tillegg ble det utført en del beregninger av sprøytebetongens bæreevne og tilsvarende for stålbuer.

Geoconsult tilførte beregninger basert på skjærbrudd-teori og også FEM-analyse, uten at dette førte til noen endringer av opplegget.

Det er verdt å merke seg at NATM ikke legger så stor vekt på slike beregninger utover at de skal utføres. Det viktige og avgjørende er at det utføres målinger i tunnelen for å kontrollere beregningene.

Anlegget hadde allerede gjennomført konvergensmåling i omtrent det omfang som senere ble foreslått av Geoconsult. Avviket oppstår når en kommer til installerte ekstensometer, som det er vesentlig færre av og lastceller er overhodet ikke benyttet. Dette er mer et spørsmål om forskjell i grundighet, enn forskjellige meninger om behov og hensikt.

De innarbeidede prinsipper i NATM, som er basert på årelang erfaring i svake bergarter og delvis høye bergtrykk, viser en mye mer bevisst holdning til utforming av tverrsnittets fasong. Kontraktens tegninger viste relativt høye, rette vegger og resultatet i praksis var at sikringen buklet inn i tunnelen. Konvekse og avrundede former er et prinsipp i NATM. På dette punktet var vi noe uoppmerksom inntil skadene begynte å komme.

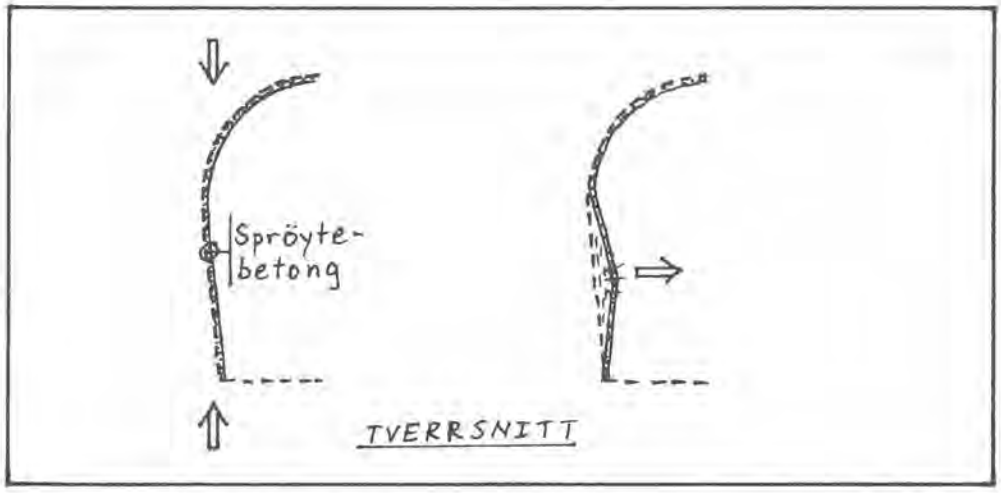


Fig. 2. Betydning av kurvede vegger.

Behovet for såleutforing ble ikke forstått av norsk personell før det hadde oppstått en hel del skader i form av hevninger i sålen med så mye som 50 cm. Lokalt ble også fot av vegger trykket inn over den utstøpte vegbane. Det viste seg naturlig nok at en flat betongplate for vegbane, ikke kunne stå mot kreftene fra løfting av sålen. En måtte derfor følge råd etter NATM og utføre sålestøpen buet.

KONKLUSJONER

Det har vært og er et prinsipp i norsk tunneldrift at fjellet skal sikres etter behov og at fjellets selvbærende kapasitet skal utnyttes. På dette punktet har NATM ikke bragt noe nytt til vår praksis.

Det som er nytt gjelder systematikken, grundigheten og den tildels utstrakte bruken av instrumentering. Erfaringsgrunnlaget i Østerrike når det gjelder svake bergarter og høye bergtrykk, er vesentlig mer omfattende enn vårt og NATM er derfor mer fullstendig.

Likevel kan en konstatere at norsk ekspertise har kommet til et resultat som avviker bare marginalt fra et opplegg etter NATM, ved avløpstunnel for Pigai Aoos Kraftverk.

Hovedgrunnen til denne overensstemmelse er det felles grunnlag for vurdering av fjell og sikring. Det viktige punktet er at våre beregningsmetoder for på forhånd å dimensjonere sikring, aldri kan bli så gode at de erstatter empirisk dimensjonering basert på in-situ målinger og observasjoner. Kombinert bruk av flere hensiktsmessige verktøy, gir det beste resultatet.

Ved måling inne i tunnelen inneholder måleresultatene effekten av alle kjente og ukjente fjellparametre, samtidig som tidsfaktoren kommer med. Ved overraskende endringer av forholdene, kan en ta hensyn til dette ved plassering av måleseksjoner.

Særlig ved tunnelarbeider utenlands, hvor sjansen for svake bergarter er stor, kan det trygt anbefales å legge noe mer arbeid i sikring og kontroll enn her hjemme. Tenker man på muligheten av å benytte NATM, er det kanskje lettere å prøve, når en vet at skrittet egentlig ikke er så stort.

RESULTATER FRA SYMPOSIET "LOW COST ROAD TUNNELS"

RESULTS OF THE SYMPOSIUM ON LOW COST ROAD TUNNELS

Avd.dir. Kaare Flaate, Vegdirektoratet

SAMMENDRAG

Et symposium om Low Cost Road Tunnels ble holdt på Universitetet i Oslo 20.-23. juni 1984. 235 deltakere fra 32 nasjoner diskuterte den beste utforming av tunneler under hensyn til trafikk, sikkerhet, geologi og byggemetoder. Det kan konstateres en økende interesse for den enkle filosofi at også tunneler totalt sett bør bygges så "billig som mulig". Symposiet skapte en kontakt mellom fagfolk som er meget verdifull for den videre utvikling på området.

SUMMARY

A symposium on Low Cost Road Tunnels was held at the Oslo University on June 20 - 23, 1984. 235 participants from 32 nations were discussing the best way to build tunnels, taking account of traffic, safety, geology and construction methods. There is an increasing interest in the simple philosophy that even road tunnel construction should aim at the most reasonable solution. The symposium opened up for contact between professionals in this field, which is very promising for future development.

HENSIKT

Symposiet setter søkelyset på nødvendigheten av at utformingen av en tunnel i hvert enkelt tilfelle vurderes ut fra den trafikk som den skal betjene. Standarden må balanseres ut med standarden på det tilstøtende vegnett. Konstruksjoner og utførelse gjøres avhengig geologi, anleggsmetoder, krav til sikkerhet og vedlikeholdsrutiner. Optimalisering av dette gir Low Cost Road Tunnels.

Ved at dette gjøres til emne for et symposium kan en få fram erfaringer og synspunkter fra en rekke land. Symposiet vil også skape kontakt mellom fagfolk på dette feltet internasjonalt. Det er her uten tvil mye å lære for alle parter og for de norske arrangører var det også viktig å markere Norge på kartet i denne sammenheng.

BAKGRUNN

Antallet tunneler på riksvegnettet var 440 ved utgangen av 1983 og de hadde en samlet lengde på 213 km. Det antas at det på fylkesveger og kommunale veger er ytterligere ca. 150 tunneler. Samlet for riksveger og fylkesveger bygges det for tiden ca. 15 km tunnel hvert år. I våre nordiske naboland er vegtunneler en sjeldenhet.

Innen kraftverksektoren har Norge vært kjent som et tunnelland i internasjonal sammenheng. Det samme har ikke vært tilfelle når det gjeder vegtunneler selv om tradisjonene er lange. Det er oftest

landene i Mellom-Europa og Japan som har markert seg som store tunnelnasjoner på dette feltet. De spesielle norske løsningene har ikke kommet fram i den grad vi mener det er berettiget.

ORGANISERING

Statens vegvesen og NTNF sto som arrangør av symposiet, der Vegvesenet sto for det praktiske arbeidet. Det ble nedsatt en nasjonal organisasjonskomité med representanter fra entreprenørene, konsulentene, NGI og Statens vegvesen. Samtidig fikk man istand en internasjonal komité med representanter fra landene Norge, England, Japan, Colombia og USA.

GJENNOMFØRING

Symposiet ble arrangert i tiden 20.-23. juni 1984, og arrangementssted var Universitetet på Blindern. Symposiet samlet 235 deltagere fra 32 nasjoner, og Norge hadde med ca. 90 representanter. Av utlendinger var det tilstede en japansk kontingent på ca. 40 deltagere. Ellers var Iran sterkt representert med 15 deltagere.

Symposiet var delt inn i fire grupper med følgende emner:

- Trafikk og sikkerhet
- Planlegging og konstruksjoner
- Anleggsmetoder og utførelse
- Vedlikehold og drift

Vel 60% av bidragene var innen planlegging og utførelse.

Totalt kom det inn 73 skriftlige bidrag, og 57 av disse ble framført muntlig. Av disse 57 foredragene var snaut halvparten norske. Det var lagt opp til en stram gjennomføring av foredragene der hver representant ble tildelt 8 minutter til sin framføring. Takket være god disiplin hos foredragsholderne og dyktige møteledere holdt man tidsskjemaet.

Etter symposiet ble det gjennomført en teknisk tur til Vestlandet, og denne samlet 55 deltagere vesentlig fra utlandet. En tilsvarende tur ble arrangert for symposiet for de deltagende japanere, før symposiet startet. Vi fikk på begge disse turene meget profesjonell assistanse fra vegkontorene i Hordaland, Sogn og Fjordane og Buskerud.

Ellers bør det nevnes at man arrangerte en formiddagsekskursjon til Holmestrandtunnelen der man kunne vise norsk tunnelbygging i praksis. Det var også stor interesse for den demonstrasjon av den datastyrte borriggen som fant sted i Tømmeråsen tunnel i Oppegård.

Sist, men ikke minst, bør vi også nevne de sosiale arrangementer som viktige treffpunkt slik som middag på Holmenkollen og mottagelsen på Akerhus Slott.

RESULTATER

Det var langt fra alle foredragene som kan sies å omhandle "Low Cost". Imidlertid spandt foredragene over store spektre av temaer innenfor hvert emne, og norske foredrag var sentrale innenfor alle de

fire gruppene eller "sessions".

Av de norske foredragene vil jeg spesielt nevne to. Det første var symposiets åpningsforedrag der E. Lundebrekke tok for seg tunnelen som et element i vegsystemet. Lundebrekke hevder at "Low Cost" bør relateres til tunneler der valg av standard både økonomisk og funksjonelt er balansert til standarden på det tilstøtende vegnett.

I et foredrag under tittelen "Vedlikehold og økonomiske konsekvenser av vannlekkasjer i Bryn tunnelen" tok T. Taugbøl for seg vedlikeholdskostnader kontra anleggskostnader. I Bryn tunnelen har man diskontert vedlikeholdsutgiftene tilbake til investeringsøyeblikket og sett hvilken økning som kunne vært gjort i anleggsfasen.

De utenlandske foredragene viste i første rekke det mangfold av ytre betingelser som er tilstede for vegtunneler sett i global sammenheng. Det legges stor vekt på sikkerhet og miljøspørsmål, vurderinger som også er av stor interesse for oss på de sterkest trafikkerte delene av vegnettet og for lengere tunneler.

Jeg fikk et inntrykk av at ettersom den økonomiske situasjonen har blitt vanskeligere, har de store tunnellandene i Europa og Japan også sterkere gått inn på filosofien "så billig som mulig". Enkelte av de metoder man bruker i Norge for vann- og frostsikring vakte interesse hos utlendingene, og befaringene var viktige for å illustrere metodene.

Mange andre land har også startet sin tunnelbygging på samme måte som vi, det gjaldt å lage et hull i fjellet som kunne gi passasje. Av økonomiske grunner hadde de heller ikke idag kunnet gå inn for de såkalt perfekte og kostbare løsninger. Derfor var det kanskje representantene for Iran, Irak og Marokko som reiste hjem fra Norge med den mest verdifulle informasjon.

Symposiet tjente utvilsomt til å skape god kontakt mellom fagfolkene, noe som vil ha verdi inn i framtiden. Vi maktet vel også å markere Norge på kartet i denne sammenheng. En av de utenlandske deltakerne har bl.a. foreslått at de norske bidragene samles i ett hefte og gis ut spesielt. Dette vil bli gjort, og så får vi se om næringsinteressene er gode nok til å følge opp.

Alle foredragene som ble levert til "Low Cost Road Tunnels" er forøvrig trykket i to bøker, Proceedings, som en kan bestille ved henvendelse til Veglaboratoriet.

METANGASS - BARE ET KULLGRUVEPROBLEM?

Methane - only a coal mine problem?

Dr.ing. Tom Myran
SINTEF, Avdeling for bergteknikk

SAMMENDRAG

Metangass har tradisjonelt blitt oppfattet som et kullgruve-problem. Mindre kjent er det at metan også kan påtreffes i andre bergarter enn kull. Antennelse og eksplosjon av metan-gass har forekommet bl.a. ved TBM-drift, også i Norge.

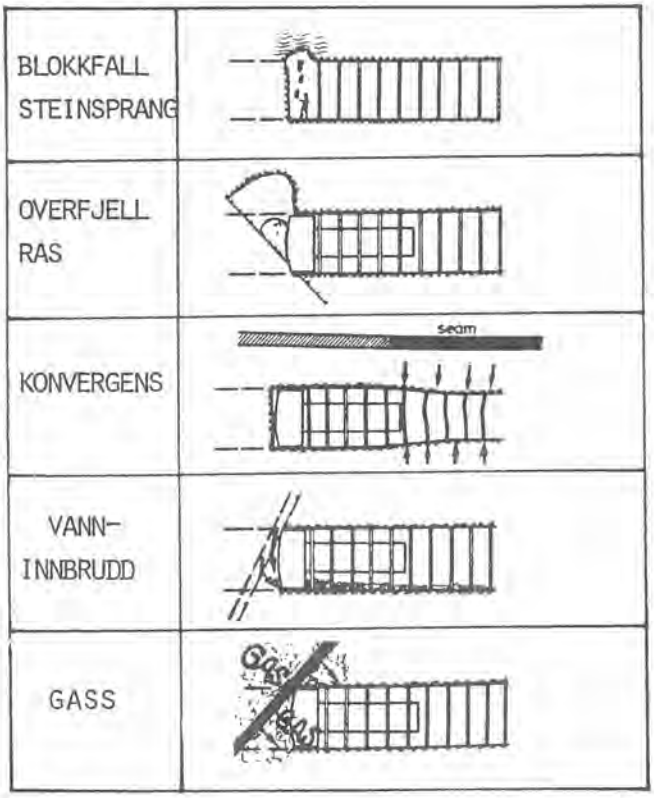
I dette foredrag gis en generell oppsummering av egenskaper for metan. I form av eksempler omtales tilfeller hvor antenn-else og eksplosjon av metangass har forekommet i ikke-kullgruver.

SUMMARY

Methane emission has traditionally been looked upon as a coal mining problem. However, experience has shown that methane can occur in a wide variety of underground mines and tunnels. In this paper are given a description of proporties of methane, and examples where combustion and explosion of methane have occured in noncoal mines and tunnels.

INNLEDNING

Vanskelige eller spesielle fjellforhold kan resultere i en rekke uheldige og farlige situasjoner under tunneldriving. De vanligste kan grupperes som vist i figur 1:



FIGUR 1. Farlige situasjoner ved spesielle fjellforhold.

I dette foredraget skal faremomenter og tiltak knyttet til gassutstrømning, og da spesielt metangass i TBM-tunneler, diskuteres.

METANGASS

I naturgass eller jordgass finnes metan (andel 60-80%), etan (andel 5-9%), propan (andel 3-18%), butan m.fl. Med unntak av metan er de øvrige gasser tyngre enn luft. Under normale forhold, eksempelvis i en tunnel, vil derfor metan ha en tendens til å samle seg under hengen, mens de andre gassene anrikes mot liggen.

Metangass (sumpgass, gruvegass) har vært en risikofaktor ved kullgruvedrift i alle tider. En rekke alvorlige eksplosjonsulykker har skjedd pga. antennelse av gassen.

Metan dannes ved forråtnelse av planterester uten tilstedeværelse av oksygen, dvs. den er et produkt av en pågående forkullingsprosess.

Aktuelle karakteristiska for metan er nevnt i tabell 1.

Kjemisk symbol	CH_4
Spesifikk vekt (luft = 1)	0,56
Egenskaper	Eksplosjonsfarlig. Ikke giftig. Luktfri, fargeløs og uten smak.
Eksplosjonsfarlig konsentrasjon	4,5-14,5 volum % i luft. Optimalt blandingsforhold 9,5%.
Forekomst i fjell	Der innkullede organiske stoffer er tilstede.
Deteksjon	Ved ulike metoder

Tabell 1. Data for metan.

Metan medfører ingen selvstendig helserisiko, men vil i høyere konsentrasjoner fortrenge luftens oksygen og kan resultere i livstruende surstoffmangel i dårlig ventilerte områder under jord. Men pga. eksplosjonsfaren søker man der arbeid pågår å holde konsentrasjonen under 1-1,5 vol % til enhver tid.

Metan har liten affinitet til vann. Gassen vil derfor ikke løses i vann, men kan diffundere som bobler gjennom vannførende sprekker og forkastninger. Metanlommer kan også påtreffes av eksempelvis vanlige salveborhull, diamant- eller initieringsborhull.

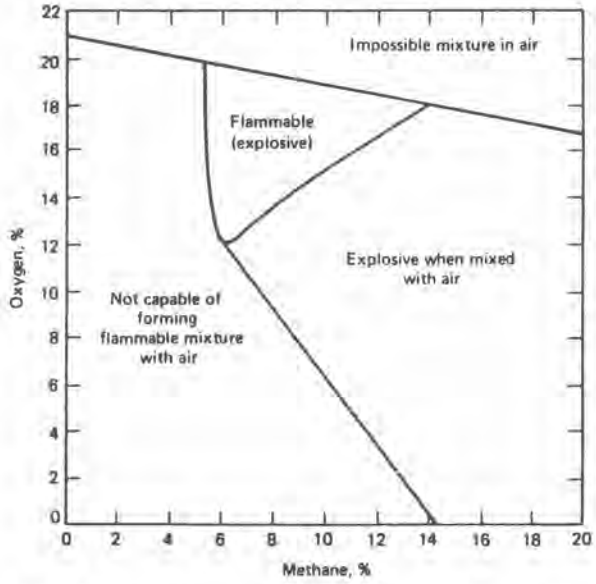
Da metan har en egenvekt noe over halvparten av egenvekten for luft, vil gassen på steder med dårlig ventilasjon samle seg i lommer og hulrom under hengen. Dette må spesielt bemerkes der det drives tunneler på stigning.

Ved Institutt for gruvedrift har vi ved flere tidligere anledninger registrert metan i både gruver og tunneler i Norge. Dette har skjedd under ulike geologiske forhold, i bergarter av type glimmer/fyllittskifer og gneisgranitter med sprekkesoner intrudert av svartskifer. Metankilden i disse tilfeller er sannsynligvis knyttet til sedimentære rester i omvandlede bergarter. Eksempelvis ble i et 80 m langt nedadrettet diamantborhull i en norsk gruve registrert et innhold på 36% metan i den gass som boblet sammen med vann ut av borhullet. I tillegg ble påvist bl.a. hydrogensulfid (H_2S), svoveldioksyd (SO_2), kulloksyd (CO), kulldioksyd (CO_2), etan (C_2H_6) og radon (Rn_{222}).

Den karakteristiske råtne lukten fra H_2S kan ofte representere et advarende forvarsel om at man har påtruffet en metanlomme.

I tektonisk aktive områder vil bergtrykk og svakhetssoner, bevegelse og ras normal føre til økt gassutstrømning. Ekstreme lavtrykk vil også kunne gi økt utstrømning av gass fra rasområder pga. den økte trykkgradienten mellom gass i kullfløtsen, heng- eller liggbergartene og atmosfæren. Flere av de store eksplosjonsulykker i kullgruvene på Svalbard har sin årsak i økt metanutstrømning under ekstreme lavtrykk.

Eksplosjonskriteriene fra en blanding av metan og oksygen i luft er vist i figur 2.



FIGUR 2. Eksplosjonsgrenser for metan (Coward og Jones,1972).

EKSEMPLER FRA PRAKTISK DRIFT

(A) Gruve, Vest-Tyskland

Under boring med en Robbins TBM i en gruve i Vest-Tyskland oppstod en metangassantennelse på stuff. Episoden ble bagatellisert som en unik hendelse. I januar 1981 skjedde så en ny metangassantennelse som resulterte i en stor gruvebrann. Dette forårsaket store ødeleggelser på TBM'en og annet utstyr i gruva, og et totalt driftsavbrudd på 6 måneder.

(B) Vannpumpeanlegg, England

I mai 1984 skjedde en eksplosjon i et ferdigbygd underjordisk vannpumpeanlegg i nordvest England. Årsaken var metanutstrømning fra omgivende kull-lag rundt tunnelsystemet. 15 personer omkom.

(C) Kraftanlegg, Norge

I mai 1984 skjedde en eksplosjon på stuff under boring med en Robbins TBM. De dominerende bergarter langs tunneltraséen var glimmerskifer og Trondhjemitt lagvis. I stuffområdet var det overveiende glimmerskifer. Lokale soner med svartskifer ble observert. Forut for eksplosjonen hadde man kjent antydning til råtten lukt på stuff.

Boroperatøren hørte pga. støyen fra maskinen ikke selve smellet, men registrerte en stikkflamme i 3-4 m's lengde under hengen fra stuff og forbi støvskjoldet. I løpet av brøkdeler av ett sekund trakk flammen seg tilbake, for deretter påny etter surstofftilførsel å komme tilbake med omtrent samme intensitet. TBM'en ble så stoppet, og trukket tilbake og det ble observert at det brant på stuff. Flammehøyden ble anslått til 30-40 cm. Gassutstrømningen, som til å begynne med kunne høres som en fresende lyd, kom fra en sprekk på tvers av tunnelaksen. Sprekkens lengde var nærmere 3 m, og det brant i hele sprekkens lengde.

15-16 timer etter eksplosjonen viste målinger som Institutt for gruvedrift utførte et maksimalt innhold av metan på 0,5 %, målt under hengen
helt på stuff, dvs. ca. 10% av nedre eksplosjonsgrense. Flammehøyden i sprekken var nå redusert til 5-10 cm. Fortsatt var metanutstrømningen større enn det som brant opp. Surstoffinnholdet i hele stuffområdet lå på et tilfredsstillende nivå (20,4-20,5%).

Flammen i sprekkesystemet døde ut etter ca. 50 timer, og det ble ikke registrert målbare utslag av metan lenger unna sprekken enn 3-4 cm. Gasslommen var nå i stor grad tømt, og den gass som fortsatt kom ble raskt tynnet ut v.hj.a. hovedventilasjonen.

På bakgrunn av de geologiske forhold og de indikasjoner som forelå om gassutstrømningen, ble det lagt opp en fast rutine for metangassmåling på stuff. Ved påvisning av metan ble det påsatt en hjelpeventilasjon på stuff (bak støvskjoldet) inntil det aktuelle sprekkesystemet var passert. Dette opplegget fungerte tilfredsstillende til tunnelen var ferdigdrevet.

(D) Kraftanlegg, Hellas

I juni 1984 skjedde en eksplosjon under boring med en Woest-Alpine AG roadheader. Bergartene langs tunneltracéen var leirstener (leirskifer, svelleleire) med innslag av sandstein og konglomerat.

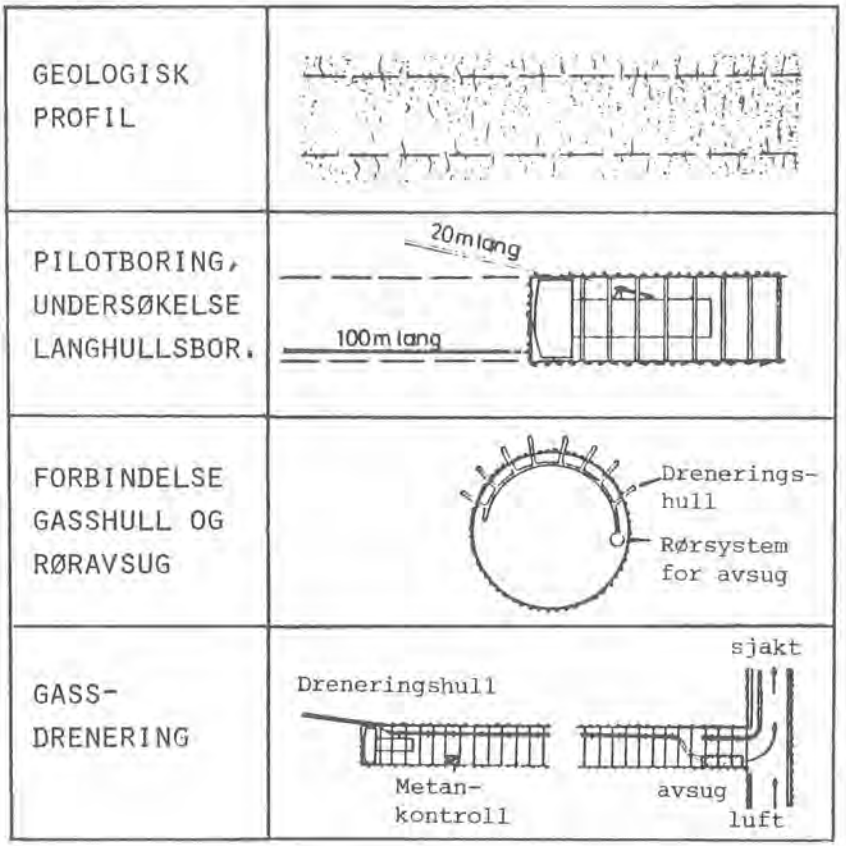
Metangassutstrømningen på stuff var betydelig. Målinger Institutt for gruvedrift utførte noen dager etter eksplosjonen, viste konsentrasjoner av metan i det eksplosive området, under hengen på stuff. Utstrømningen var så stor

at luftens innhold av oksygen ble sterkt redusert. Det ble målt oksygeninnhold under hengen helt ned i 7%, hvilket er ned mot dødelig konsentrasjonsnivå.

Metanutstrømningen på stuff lot seg ikke holde i sjakk v.hj.a. hovedventilasjonen. Det ble derfor foreslått å bruke luftkanon (trykkluftdrevet ejektor) som hjelpeventilasjon. Ejektoren ble bygd på verkstedet på anlegget. Forsøk og målinger ble gjennomført ved at ejektoren vekselvis ble forsøkt på sug og blås. Sugende ejektor ga ikke tilfredsstillende resultat, mens derimot blåsende ejektor renblåste det aktuelle og gassutsatte stuffområdet tilfredsstillende. Det ble lagt opp til en fast rutine for metangassmåling. Disse tiltak fungerte tilfredsstillende under de rådende forhold. Etter ca. 3 uker avtok gassutstrømningen ned til et relativt ubetydelig nivå.

(E) Tunnel, Vest-Tyskland

Under driving av en vegtunnel med Robbins TBM med diameter 6,1 m ble det påtruffet betydelige mengder metan. Bergarten



FIGUR 3. Prinsipp drenering av metangass.

bestod av en oppsprukket sandstein, og overdekningen var ca. 1100 m. Følgende tiltak ble iverksatt. Først ble det boret et 100 m borhull langs tunnelaksen, deretter 7 stk hull opp til 20 m lange rettet på skrå frem og oppover i vifteform. Viftehullene ble så knyttet til et dreneringssystem med avsug av gass fra stuffområdet via en sjakt til et gasstankanlegg. Prinsippet er vist i figur 3.

Metandetektorer montert på borhodet kuttet ut bormotorene ved en konsentrasjon på 0,8% metan. Ved 1,0% metan ble frakoblet alle elektriske installasjoner. CO-detektorer ble benyttet som branndetektorer. I tilfelle brann aktiviseres alternativt kraftige vanndyser, et pulverslukkingssystem eller et system basert på tilførsel av nitrogen for å kvele brannen.

SAMMENDRAG

Metangass har tradisjonelt blitt oppfattet som et kullgruveproblem. I så måte kom derfor flere av de gasseksplosjoner, som er nevnt som eksempler i dette foredrag, overraskende. Det er imidlertid rimelig å tro at metan påtreffes oftere enn man er klar over både ved tradisjonell tunnelsprengning og fullprofilboring. Det bores og sprenges i gasslommer knyttet til sedimentære rester i omvandlede bergarter uten at symptomer eller tegn på gassutstrømning blir registrert.

Den gode ventilasjon man normalt har i norske tunneler forebygger i de fleste tilfeller eksplosjoner. En noe større årvåkenhet spesielt i forbindelse med fullprofilboring, der gasslommer lett kan samle seg foran støvskjoldet er nok generelt på sin plass. Ut fra observasjoner av bergartstype og sprekkesystem kan mulige gasslekkasjer fra tilsvarende sprekker senere under drivingen påpekes. Der gass påvises må systematiske målerutiner legges opp, og bruk av hjelpeventilasjon (luftejektor, trykkluftspyling) benyttes. I de fleste situasjoner vil man ved disse tiltak i tilfredsstillende grad kunne holde problemet under kontroll med tanke på metan ved tunneldrift "on-shore" i Norge.

Derimot vil man ved tunneldrift "off-shore", eksempelvis under Nordsjøen, kunne få større problemer med å holde kontroll med høye gasskonsentrasjoner bare ved ventilasjonen alene. Etter som gassproblemene ofte øker mot dypet har man for enkelte gassrike gruver kommet opp i et luftforbruk på 15-20 tonn luft pr. tonn brutt kull. Dette er så kostbart at man har måttet finne andre løsninger. Her kan nevnes direkte vanninjeksjon i det gassrike området. Forsøk har vist at det med denne metode er mulig å redusere gassutstrømningen med opptil 80%. Metoden er også gunstig støvmessig sett under drivingen. Kombinert avsug av gass og vanninjeksjon, eller drenering av gass v.hj.a. borhull evt. med avsug til et gassrørsystem, er metoder som kan benyttes der gassutstrømningen er svært høy.

ANBEFALING

I USA benyttes i gruvesammenheng termene "gassy" og "non-gassy". Det eksplosive området for metan er som tidligere nevnt fra 5 til 15%. Allikevel skal man i en ikke-kullgruve i USA ikke måle mer enn 0,25% før klassifiseringen forandres fra "non-gassy" til "gassy".

Her hjemme vil det være en åpenbar fordel for sikkerheten generelt om det ble innført et klassifiseringssystem som i rimelig grad, under f.eks prosjekteringsfasen for en tunnel, kunne gi et begrep om sannsynligheten for antennelse/eksplosjons-fare knyttet til gassutstrømming.

Et klassifiseringssystem basert på f.eks termene

- ingen eksplosjonsfare
- mulig eksplosjonsfare
- stor eksplosjonsfare

ville relativt enkelt kunne la seg etablere basert på den foreliggende kjennskap til geologi, bergartenes porøsitet og permeabilitet, sannsynlighet for gasslommer og forkastninger, sprekkemønster, grunnvannsnivå og dypet under dagen.

Termen "mulig gassfare" vil være en indikasjon på at farlige situasjoner vil kunne oppstå, dersom ikke nødvendige sikker-hetsrutiner blir fulgt. På dette grunnlag kan aktuelle tiltak (måleprosedyre, instrumentering, hjelpeventilasjon o.l.) planlegges før driften settes igang.

SPREKKETOLKING VED HJELP AV DATAMASKIN

COMPUTERIZED ROCK JOINT SURVEYING

Sivilingeniør Tor Harald Hanssen, Institutt for gruvedrift-NTH

SAMMENDRAG

Resultatene fra sprekkemålinger kan presenteres i stereografisk projeksjon, sprekkerose, isonometrisk tegning og ved perspektivtegning av utgående for sprekken. Samtidig må data for sprekkelengde- og sprekkeavstand-fordelinger oppgis. Stereografisk projeksjon synes å være den best egnede formen å oppgi orienteringsdata på. Andre presentasjonsformer kan være egnet for å gi ikke-fagfolk oversikt over viktige sprekkesystem og soners orientering.

Institutt for gruvedrift arbeider for tiden med et system for innsamling av feltdata. Ved systematisk innsamling av data kan datamaskin anvendes som såkalt loggeskjema. Dataene leses inn på lommedatamaskin i felt og med jevne mellomrom overføres dataene til kassett-stasjon for permanent lagring. Ved analyse av de innsamlede data leses de først over på en mikromaskin og lagres på diskett. Resultatene fra datainnsamlingen kan nå prosesseres på den måte som er ønskelig. Foreløpig kan bare dataene skrives ut og plottes i stereografisk projeksjon.

SUMMARY

The best way to represent rock joints is to plot them in stereographic projections. Length and spacing distributions for each joint set must be given.

At Division of mining, The Norwegian Institute of Technology has work been undertaken to establish a system for logging field data directly on handheld computers. Field data are presently automatically stored on handheld computers and transferred to mass storage in field. When required are data transferred to main computer (microcomputer) for further prosessing. At present only print-out of field data and plotting of joint attitudes in stereographic projections are possible. Further work with model will be continued when necessesary at the division.

PRESENTASJONSFORMER

Det finnes i hovedsak tre former for presentasjon av stukturelements orientering.

* stereografisk projeksjon
* sprekkerose
* perspektivtegning

Det finnes flere utgaver av stereografiske nett; vinkeltro, flatetro og skråttstillte nett. Hoek og Brown (1981) har vist at det er likegyldig om vinkeltro eller flatetro projeksjoner benyttes ved stabilitetsanalyser. Priest (1980) viser at skråttstillte stereografiske nett er svært nyttige ved undersøkelser av utrasningsfenomener.

Plotting og konturering av sprekkepoler/observasjoner i stereonett er den mest arbeidskrevende operasjon ved tolking. Resultatene (nøyaktigheten ved tolkingen) er avhengig av de kontureringsrutiner som benyttes. En del dataprogram som benyttes ved konturering arbeider etter svært forenklede rutiner. Dette fører til unøyaktig opptegning av intensiteter. Den manuelle tolking er i disse tilfellene langt å foretrekke. Dårlig konturerte stereogram må betraktes som dårlig tegnede sprekkeroser, og kan tildels være villedende.

Den riktig tegnede sprekkerose kan inneholde svært mye informasjon. Sprekkelengde, -avstand/intensitet, -strøk og -fall er data som oftest inngår ved denne presentasjonsformen. Sprekkerosen gir dessuten utmerket informasjon for ikke-geologisk skakkyndige.

Perspektivtegninger av sprekker eller hovedsprekkesystem nyttes enkelte ganger, men er uegnet dersom mye data skal presenteres.

Nå som datamaskinen kan anvendes av geologer, burde nye konsept for sprekketolking også undersøkes nærmere. De langt fleste analyser blir utført på selve stereonettet. Dette er en enkel, men grei måte å studere fenomener i felt. I og med at datamaskinen er tilgjengelig bør redskaper som geostatistikk og konvensjonell statistikk tas i bruk sammen med matematiske modeller. Når datamengden øker og kravet til dokumentasjon stiger, blir det en nødvendighet å benytte de redskaper som er tilgjengelige. O.Stephansson fortalte under bergmekanikk-dagen 1983 om Computer Aided Design. Han hevdet at det var noe som var på vei. CAD blir idag benyttet ved bruk av element metoder. Utenfor Norge utvikles og benyttes stadig mer sofistikerte metoder for hjelp under utforming av fjellanlegg.

DATAMASKIN I FELT

Enhver aktivitet hvor systematisk innsamling av data er nødvendig kan forenkles vesentlig ved datamaskinassistert innsamling. Metoden kan benyttes innen følgende fagfelt;

* geofysiske målinger
* geoteknisk kartlegging
* strukturgeologisk kartlegging
* kartlegging av transportkapasiteter og syklustider

Første krav som feltdatamaskinen må tilfredstille, er å kommunisere med bruker på en meningsfylt måte. Den må stille spørsmål ! Videre bør datainnsamlingsystemet tilfredstille følgende punkter;

* være bærbart og robust, dvs. kunne brukes overalt
* hjelpe feltarbeideren i å samle komplette (og brukbare) data
* sjekke data under innlesing for logiske feil
* gjøre det mulig å presentere dataene umiddelbart etter innsamling uten tidkrevende arbeid
* inneholde overføringsprogram til større datamaskin
* tillate en viss prosessering i felt

T.J.McAuley (1984) hevder følgende regler for bruk av datamaskin innen bergmekanikk (fritt oversatt av artikkelforfatter)

Regel 1
Det finnes ikke noe generelt loggeskjema.

Regel 2
Uansett hvor godt et datamaskinprogram er skrevet, så finnes det alltid en bedre måte.

Regel 3
Dersom en operatørfeil kan intreffe, så vil den skje.

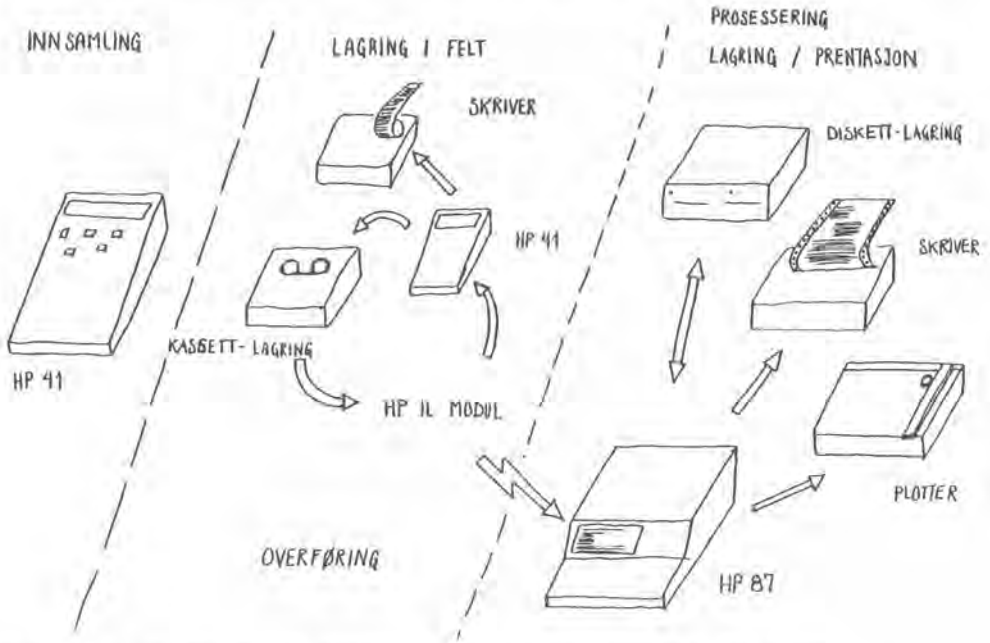
Regel 4
Uansett hvilket datautsyr som blir anskaffet, så kommer det alltid noe nytt og bedre umiddelbart på markedet.

Corrolar til regel 4
Uansett hvor lenge en venter, så gjelder alltid regel 4

Regel 5
Datamaskiner kan ikke gjøre alt -- ennå !

PROGRAMUTVIKLING

Ved institutt for gruvedrift - NTH arbeides det for tiden med et større prosjekt vedrørende dagbruddstabilitet. Oppdragsgiver er A/S Sydvaranger. Da det ble klart at sprekkedata for en statistisk evaluering skulle samles inn, startet arbeidet med et datamaskinassistert innsamlingssystem. Det er nå utviklet et foreløpig programsystem for innsamling, overføring og enkel behandling av sprekkedata. Samme konsept kan benyttes for annen datainnsamling også. Systemet er vist i figur 1. På prøvestadiet ble det også utviklet et tilsvarende system for HP 41 / HP 85*) Det finnes et system for manuell innlesing for HP 41 / HP 87.



Figur 1 Utstyr og oppsett for innsamling av data

Det blir benyttet såkalt linjemålinger ved sprekkeinnsamling. For å få et estimat over sprekkesystemene og deres karakteristika, måles 150 påfølgende sprekker på et sted innen samme domène. Målinger fra flere steder kan settes sammen for å eliminere usikkerhet og vinkeleffekt (R.D.Terzaghi(?)).

*) HP 41, HP IL, HP 85, HP 87 er datamaskiner fra Hewlett Packard.

I felt leses følgende data inn og lagres;
Generelle data:

* startkoordinater for målelinje
* orientering av målelinje
* bergartstype

Data for det enkelte strukturelement:

* sprekketype
* strøk
* gjennomsnittsfall
* minimumsfall
* sprekkelengde
* sprekkeavstand (indirekte)
* åpning/tykkelse
* innfyllingsmateriale
* vannforhold

Inntastede data sjekkes for logiske feil før lagring i felthukommelsen. F.eks. MInimumsfall må være mindre eller lik gjennomsnittsfall, som igjen må være mindre eller lik 90^{o}. Slik blir alle innleste data sjekket.

Etter en linjemåling kobles feltdatamaskinen(HP 41 CV + EX.M) sammen med kassettstasjonen via HP IL-sløyfe. To kopier av dataene blir lagret permanent på separate kassetter samtidig som en papirkopi av dataene blir skrevet ut. Deretter blir feltdatamaskinen automatisk klargjort fornye målinger. Nå kan de lagrede data via HP41 og HP IL sløyfe leses over på borddatamaskinen (HP 87) og lagres permanent på disketter. Disse dataene kan nå skrives ut, som vist i figur 2, og behandles på en slik måte som er ønskelig. Foreløpig finnes det bare en rutine for plotting av sprekkenormaler i stereografisk projeksjon, som vist i figur 3.

RESULTATER OG FORELØPIGE KONKLUSJONER

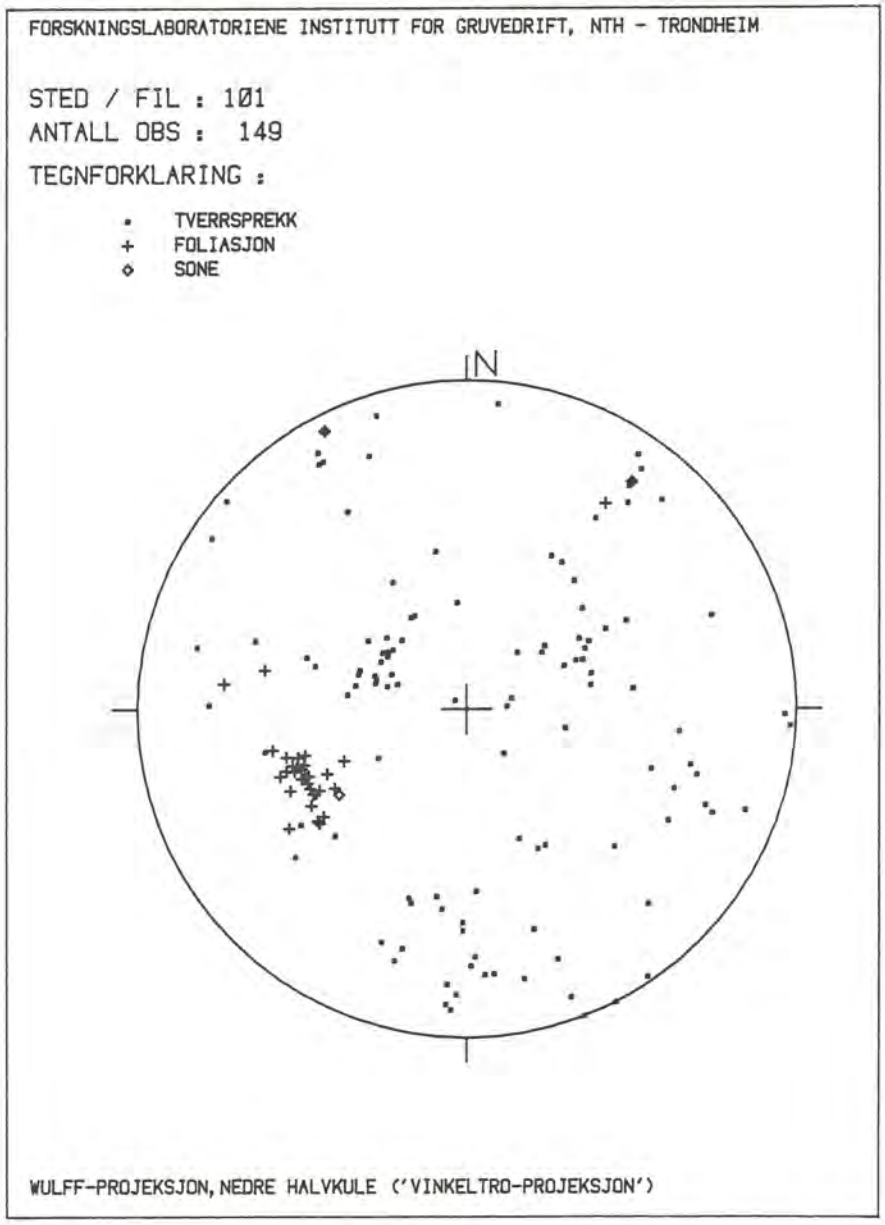
Med forholdsvis enkle midler er det mulig å etablere et tilfredstillende robust system for innsamling av feltdata. Kun vanlig tilgjengelig utstyr er benyttet for systemoppbygging.

Samtidig med programutviklingen er det utviklet en sprekkemåler for bruk i områder med sterk magnetisk påvirkning. Måledataene fra dette instrument kan også leses direkte inn på feltdatamaskinen.

LINJENUMMER: 101
LINJERETNING: 204
VINKEL MED VERTIKAL: 97
BERGART: 3
START-KOORDINATER FOR LINJE:
X: 185078
Y: 37179
Z: 57

NR	TYPE	STROK	FALL	MFALL	DIST	LENGDE	BREDDE	FYLL	VANN
1	1	164	43	37	1.5	.5	0	1	1
2	1	266	78	75	0	.3	0	1	1
3	1	287	62	53	0	.2	0	1	1
4	1	249	90	85	.2	.3	0	1	1
5	1	253	70	70	.1	.2	0	1	1
6	1	60	48	48	.5	.6	0	1	1
7	1	319	69	66	1.5	.5	0	1	1
8	1	202	76	70	1.5	4	0	1	1
9	2	344	56	54	1.6	.1	0	1	1
10	2	340	62	62	2	.2	0	1	1
11	1	20	25	25	1.5	.1	0	1	1
12	1	264	78	77	1	.2	0	1	1
13	1	16	28	27	2	.4	0	1	1
14	2	124	74	67	2	.2	0	1	1
15	1	25	28	27	2.7	.5	0	1	1
16	1	18	38	36	3	1	0	1	1
17	1	12	38	34	3.2	1	0	1	1
18	1	201	68	68	3.3	.5	0	1	1
19	1	20	33	33	3.2	.2	0	1	1
20	1	128	77	70	3.3	.1	0	1	1
21	1	269	76	70	2	.3	0	1	1
22	1	272	82	76	1.8	.2	0	1	1
23	2	326	66	65	4.4	.1	0	1	1
24	1	151	46	46	4	.3	0	1	1
25	1	20	38	36	3.5	.2	0	1	1
26	2	348	62	60	4	.3	0	1	1
27	2	335	61	57	4.2	.2	0	1	1
28	1	34	86	80	3.4	.3	0	1	1
29	1	7	40	33	4.4	.5	0	1	1
30	1	186	66	58	4.3	1.5	0	1	1
31	1	166	16	10	4.4	.3	0	1	1
32	1	16	32	28	4.2	.5	0	1	1
33	1	39	32	32	4.8	.2	0	1	1
34	1	286	63	63	4.3	.2	0	1	1

Figur 2 Utskrift av data



Figur 3 Stereografisk projeksjon av innleste feltdata

Denne utvikling i retning av automatisk innlesing av feltdata og bruk av datamaskin i forundersøkelser er på vei også til Norge. Idag finnes det flere oversikter over programvare innen bergmekanikk. International Society for Rock Mechanics arbeider med utgivelse av en oversikt over tilgjengelig programvare. Denne er beregnet å være ferdig ultimo 1984. US Bureau of Mines presenterte primo 1984 en rapport over tilgjengelig programvare for den amerikanske gruveindustri. Her er det også en del programvare med bergmekanisk tilsnitt som er referert. Flere oversikter finnes også i endel av den internasjonale fagpresse.

ETTERORD

Takk til A/S Sydvaranger for tillatelse til å bruke de opplysninger som er innhentet under feltarbeid i Bjørnevatn. Videre rettes en stor takk til Norsk Forening for Fjell-sprengningsteknikk som har støttet arbeidet med utviklingen av den foreløpige feltpakke. Kolleger ved Institutt for gruvedrift takkes for oppmuntring og inspirasjon underveis.

REFERANSER

Hoek,E.&brown,E. (1981) Underground excavations in rock, IMM; London
Priest,S.D.,1980, The use of inclined hemisphere projections methods for the determination of kinematic feasibility, slide direction and volume of rock. Int.J. Rock Mech.Min.Sci.& Geomech.Abstr. 17,1-23
McAuley,T.J. 1984, Portable data collection at remote sites Proc. 18. APCOM, IMM, London
Terzaghi,R.D. ?,Sources of error in joint surveys, Geotechnique pp 287-304

RYSTELSESMÅLINGER I FORBINDELSE MED UTFØRELSE AV FELLESANLEGGET KYKKELSRUD-FOSSUMFOSS

Cand.real. Olav Ihlen Sopp

Vannkraften ved Kykkelsrud-Fossumfoss har vært bygget ut i flere faser fra 1870 og utover. For øyeblikket foregår utvidelsen med et aggregat på 80 MW. Prøvedrift på det siste aggregat, FKF 3, settes i gang i mars 1985.

FKF 3 er bygget mens det praktisk talt hele tiden har vært full strømproduksjon på aggregat 1 og 2 (når en ser bort fra vedlikeholdsarbeider).
Totalt har det vært utsprengt ca. 70 000 m^3 f.m., til dels helt inn til aggregat 2. Ved bestemmelse av rystelseskriterier måtte en ta særlig hensyn til at det på et tidlig tidspunkt under drift av aggregat 2 var oppstått deformasjoner i løpehjulskammeret, slik at det oppsto berøring mellom løpehjul og kammer. Blant annet ble flere 2" bolter nærmest slipt bort. Dette første til skader i løpehjulskammeret og en var bekymret over hva som kunne hende om aggresgatet ble påført for sterke vibrasjoner. Grensen ble derfor satttil 100 µm, 45 mm/s, målt på generatorfundament for aggregat 2. Et enkelt dekke i bygningen var en del oppsprukket på grunn av svinnspenninger utløst under en flom i 1967, uten at dette kan ses å ha hatt noen merkbar innflytelse på bygningens bruksverdi. For de øvrige bygningselementer, som overløp, kjørebroer osv, var tillatt rystelsesnivå satt vesentlig høyere: 150-400 µm, 100-200 mm/s. Ett mulig unntak kunne være det gamle tilfluktsrom, hvor en (for øvrig uten grunn) var noe engstelig for taknedfall. For tunge, massive betongkonstruksjoner godkjente en under arbeidets gang ofte meget høyere verdier.

Målepunkter ble opprettet flere steder, bl.a. på lagerbukk og generatorfundament for aggregat 2. Ved spesielle, større sprengninger f.eks. av fangdammer ble det opprettet målepunkter også på lukepilarer og

vederlag, samt målt trykkfall i sammenheng med boblegardiner. Trykkmålingene ble utført av VHL, Trondheim, de øvrige målinger av A/S Geoteam, Oslo. Som måleutrustning ble anvendt 1-2- og 3-kanalers AVA og Miltec selvregistrerende rystelsesmålere, samt 24-kanalers DHR-1632 seismisk registreringsinstrument for registrering av det totale salveforløp, og for senere databehandling.

Ved fangdamssprengninger ble aggregatene stanset, men med delvis opprettholdt oljetrykk på lageret.

Ellers under sprengning gikk generatorene normalt. Ved rystelser over ca. 60 μm på generatorfundamentet slår det automatiske vibrasjonsvernet ut, og det var nødvendig å holde utløsningsmekanismen manuelt i sjakk. Det hendte også at oljetrykkspakninger løsnet, slik at trykket falt og temperaturen økte. Driftsmessig var dette svært uheldig. Etter en samlet vurdering av risikomomenter både driftsmessig og med hensyn på løpehjulskammeret besluttet en seg til etter noen tids sprengningsarbeide å senke tillatt rystelsesnivå til 60 μm, 20 mm/s.

På grunn av de vekslende fjellforhold og den kompliserte geometri var det vanskelig å finne sikre sammenhenger mellom ladning, avstand og rystelser. Best var korrelasjonen til svingehastighet, men korrelasjonsfaktoren var likevel ikke bedre enn 0,78. Ved utarbeidelse av skytetabell for forsiktig sprengning nær (utenfor) aggregat 2 ble likevel resultatene fra disse beregningene forsøksvis benyttet.

På grunn av den meget sikre sammenheng mellom utfall av aggregat og rystelser målt i utsving på generatorfundament besluttet en seg senere til i noen grad å se bort fra svingehastighet som kriterium. Høyeste målte rystelse på noen bygningskonstruksjon hittil (18.oktober 1984) har vært 1250 μm på høyre (venstre) lukkevederlag under sprengning av nedstrøms fangdam, uten at dette medførte observerbare skader av noen art.

RYSTELSESMÅLINGER I GLOMFJORD

VIBRATION MEASUREMENTS IN GLOMFJORD

Sivilingeniør Anders Dahl Johansen, Ingeniør A.B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

I forbindelse med tunnelsprengning ca. 6 m over gammel kabeltunnel fra Glomfjord kraftverk i Nordland, ble rystelsesmålinger utført for å kontrollere spregningsarbeidene. Måleresultatene viser stor spredning, og klare konklusjoner kan ikke trekkes. Enkelthullenes forsetning synes imidlertid å ha en klar virkning på rystelsene.

SUMMARY

When excavation of a tunnel 6 m above an old cabletunnel from Glomfjord powerstation in Northern Norway, the vibrations from blasting was continuesly measured. The measurements show great diverging. It seems that burden of each hole is of great importance.

INNLEDNING

Ny vegforbindelse Glomfjord - Kilvik i Holandsfjord bygges for tiden for Statens Vegvesen, Nordland Fylke. Fra Glomfjordsiden er:

Entreprenør: Astrup & Aubert A/S (Nå Astrup/Høyer A/S)

Konsulent : Ingeniør A.B. Berdal A/S

Prosjektet består blant annet av vegtunnelen "Fykan tunnel" (fig. 1)

Fykan tunnel er delvis utvidelse av en eksisterende tunnel fra Glommen til Glomfjord kraftverk, og delvis ny tunnel.

For å kvitte seg med utsprengte masser ble det drevet et tverrslag ut i dagen ca. midtveis inne i "gammel tunnel". Tverrslaget krysser over eksisterende kabeltunnel fra Glomfjord kraftverk til Glommen (fig. 2).

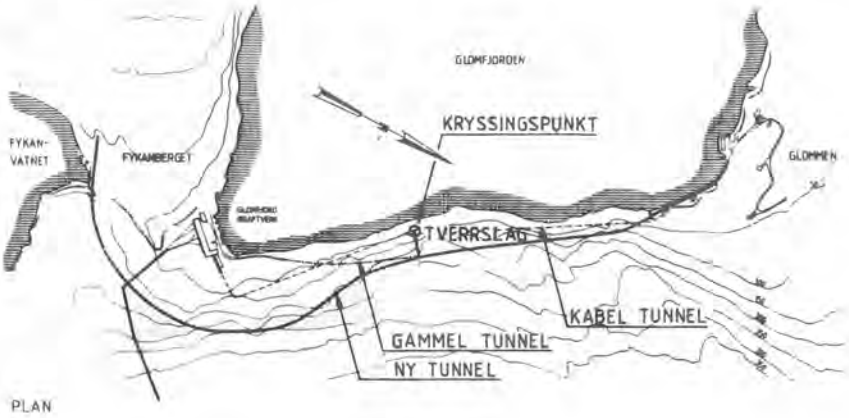


Fig. 1 Oversikt

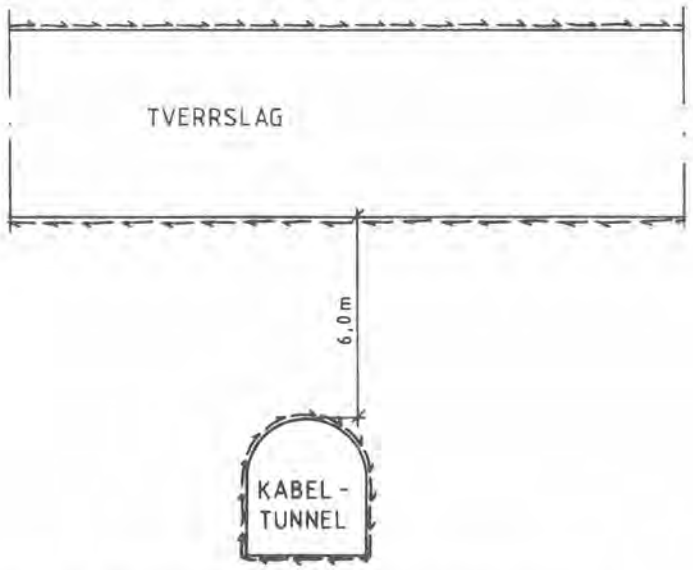


Fig. 2 Tverrslag krysser over kabeltunnel

Kabeltunnelen ble tatt i bruk ca. 1920, og drevet etter prinsippet håndboring og "brenning". Dette har ført til at hengen i tunnelen er relativt kraftig oppsprukket. Hengen er ikke rensket på mange år. Minste avstand mellom såle i tverrslag og heng i kabeltunnel er ca. 6 m. Kablene ligger åpent på kabelbroer og er svært utsatt for nedfall.

Ved kryssing av kabeltunnelen ble det satt grense for maksimalt tillatte rystelser. Største tillatte svingehastighet ble satt til 130 mm/s. Mens sprengningsarbeidene pågikk ble rystelsene målt.

Bergarter i området er granittisk gneis. Oppsprekking med strøk normalt på CL tverrslag og fall tilnærmet horisontalt, sprekkeavstand > 20 cm.

MÅLINGENE

Måleinstrumenter (Bell & Howell seismometer med integrerende forsterker, båndopptaker og UV-skriver. Alt utleid fra NGI) ble montert i hengen i kabeltunnelen, og målinger utført for hver salve. Måleinstrumentet var tilkoblet båndopptaker samt utskriftsenhet slik at både frekvenser og svingehastigheter kunne registreres kontinuerlig. I tillegg ble to andre (AVA-71 og Vibragraf 90) måleinstrumenter montert for kontroll. Avvik i måleresultater var ved enkelte tilfelle betydelig.

Frekvens for svingningene lå i området 400 - 650 Hz, fig 3 viser målte maksimale svingehastigheter.

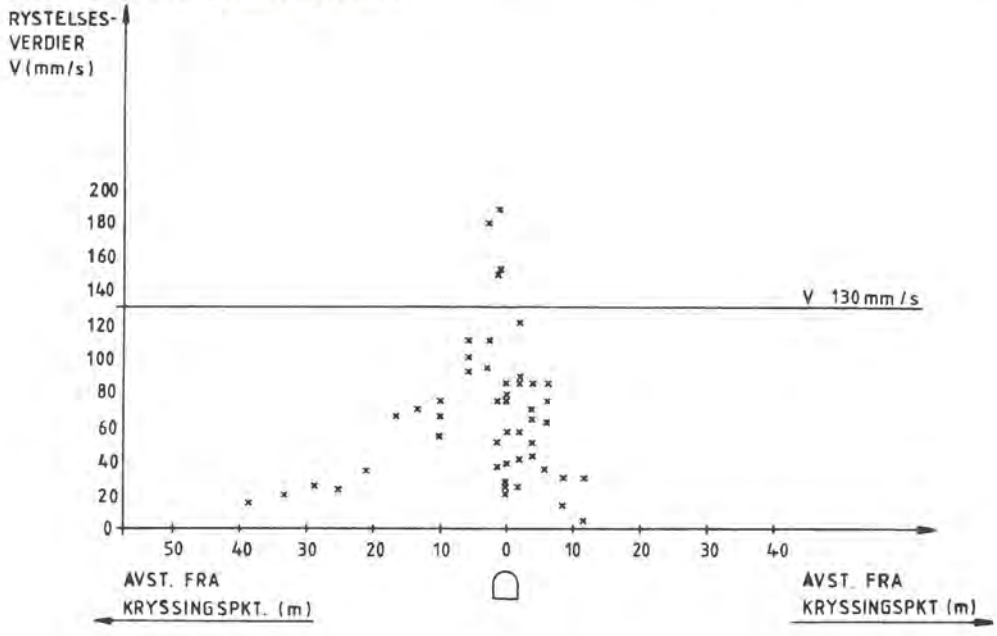


Fig. 3 Målte svingehastigheter

Ladningsmengder ble kontinuerlig vurdert mot måleresultater og stadig justert. Fig. 4 viser ladningsmengder pr. tennernummer relatert til avstand fra målepunktet.

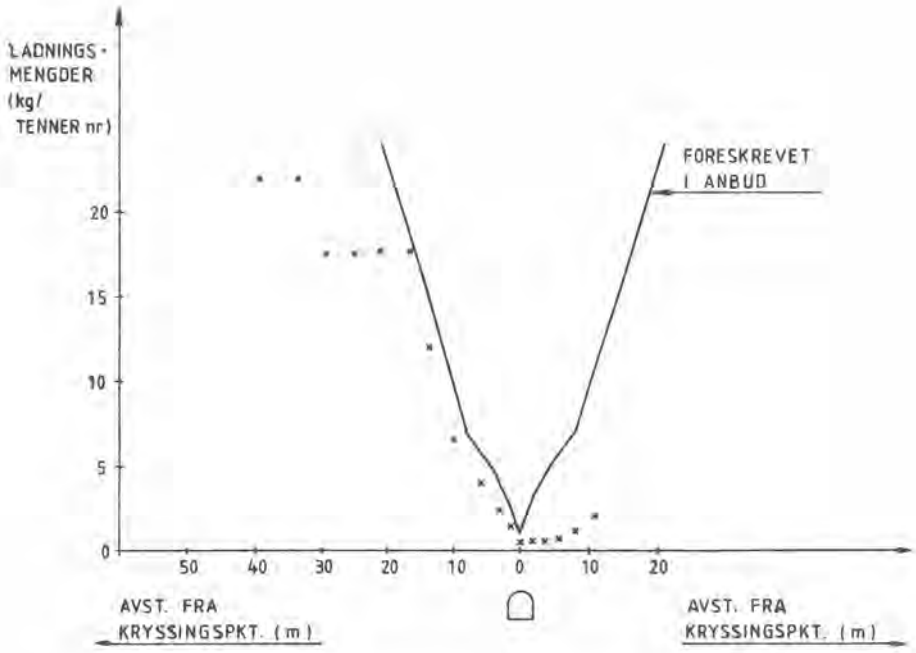


Fig. 4 Ladningsmengde pr. tennernummer

METODER FOR Å REDUSERE RYSTELSER

For å redusere rystelsene ble flere metoder prøvet.
Reduksjon av ladningsmengde var selvsagt det viktigste. Mindre sprengstoff pr. borhull ble oppnådd ved å korte inn salvene samt ved å benytte et tettere hullmønster. Fig. 5 viser ekstremt hullmønster.

I tillegg ble dynamitt og glynitt i stor grad byttet ut med rørladning (19 mm), slik at flere salver ble skutt med nesten bare rørladning. I kryssingsområdet ble således hele tverrsnittet tatt ut ved maksimal ladning ca. 0,6 kg/tennernummer. For å oppnå dette måtte tverrsnittet skytes i flere omganger. F.eks. først kutten og de første strosshull, så ladning og skyting av liggere osv. Fig 5 viser typisk oppdeling.

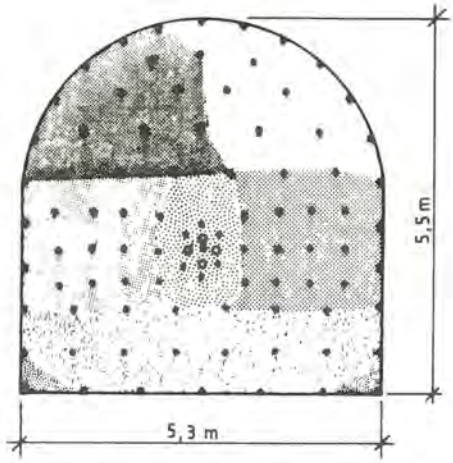


Fig. 5 Ekstremt borhullsmønster med eksempel på oppdeling av salve.
Borhulldiam.: 45 mm
Tverrsnitt : 26 m2

SAMMENHENG SVINGEHASTIGHET/LADNINGSMENGDE

Fig. 6 viser beregnede fjellkonstanter k, ved bruk av formelen:

$$V = k \frac{Q}{R}$$

V = svingehastighet (mm/s)

k = fjellkonstant

Q = ladningsmengde pr. tennernummer (kg)

R = avstand fra målepunkt (m)

Som det sees er verdien på fjellkonstanten tydelig avstandsavhengig. Mindre avstand gir høyere K-verdi. Den store spredning i måleresultater viser også at andre forhold må være svært avgjørende. Vårt inntrykk er at reduksjon av forsetning for hvert enkelt hull kanskje var det som ved siden av reduksjon i ladningsmengde, gav best resultat. Dette er forhold som ikke tas hensyn til i noen av de formlene som idag er vanlig å benytte for beregning av rystelser.

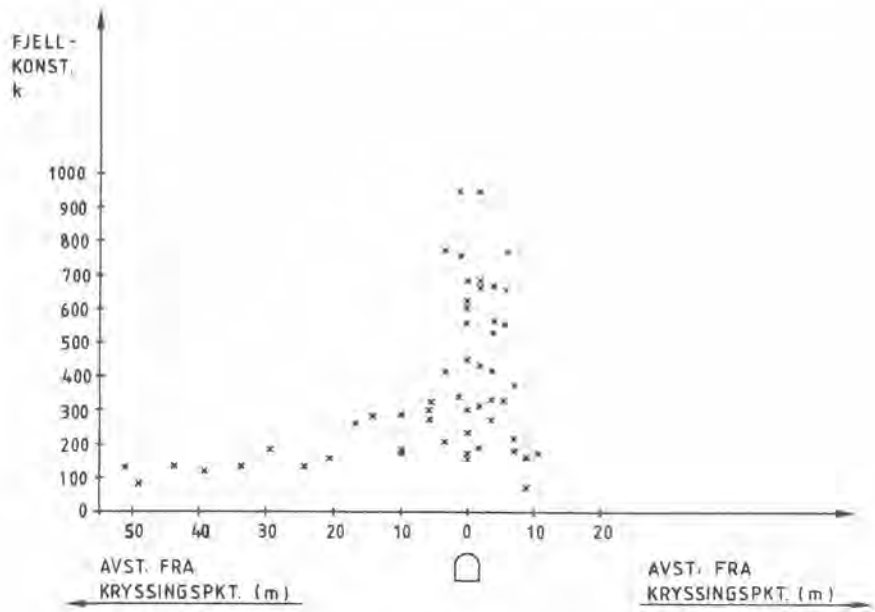


Fig. 6 Beregnet verdi for fjellkonstant, k

KONKLUSJON

Sprengningsarbeidene ble utført uten å påføre skader på kablene i kabeltunnelen. Allerede ved svingehastigheter på 30 - 40 mm/s begynte støv og småstein å falle ut av hengen. I et tilfelle falt en stein på 25 kg ut. Maksimal svingehastighet ble da målt til 187 mm/s, og K-verdi ble beregnert til K = 950, hvilket var ekstremt høyt.

Valget av grenseverdi (V_{max} = 130 mm/s) syntes fornuftig.

Det ble nødvendig å redusere ladningsmengde noe i forhold til det man antok på forhånd.

Ved en senere anledning er det utført sprengningsarbeider rett over kabeltunnelen en gang til. Måleresultatene herfra viser urimelig små rystelser, og er derfor ikke behandlet her.