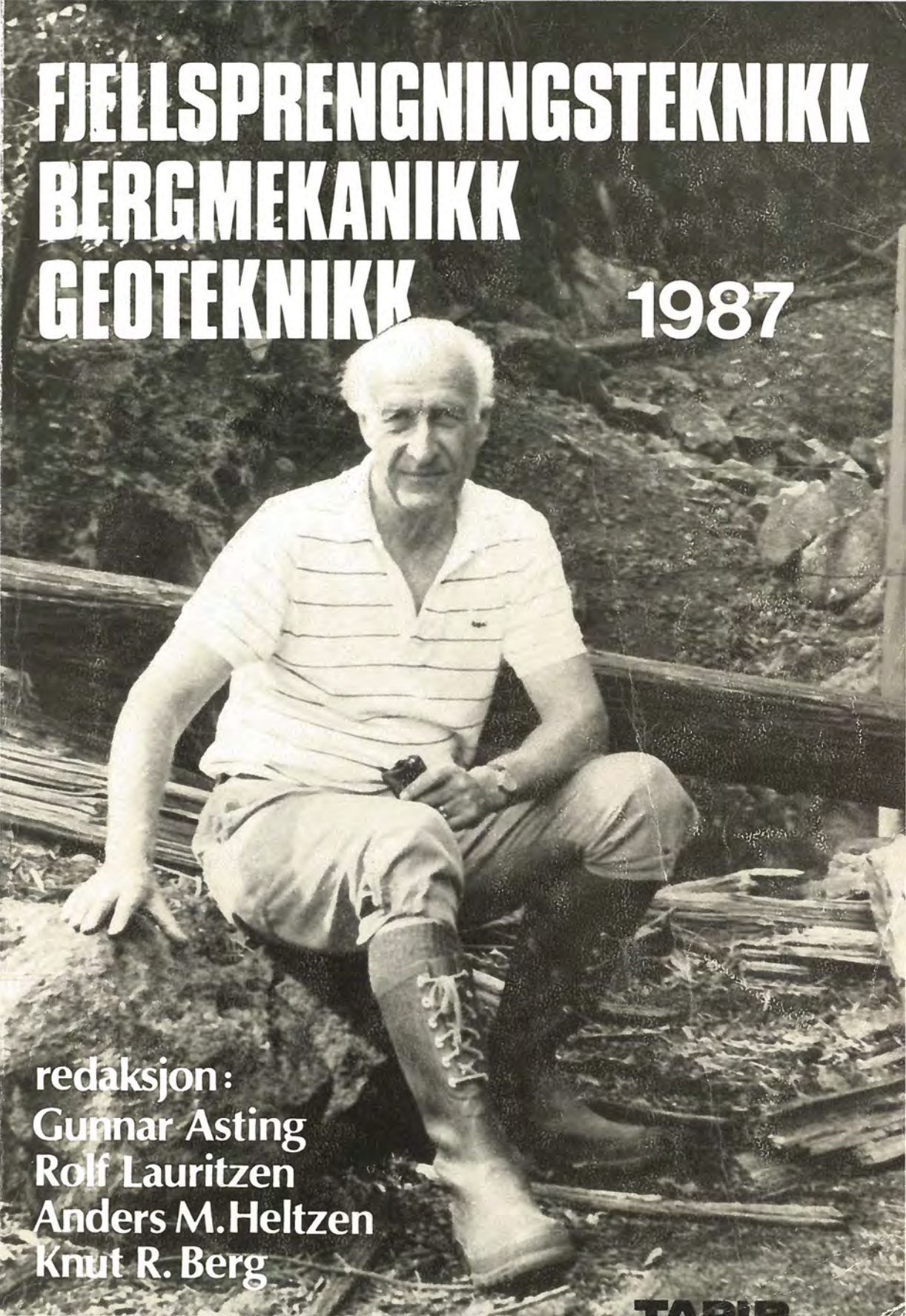
FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK

1987



redaksjon:
Gunnar Asting
Rolf Lauritzen
Anders M. Heltzen
Knut R. Berg

TABIP

Fjellsprengningsteknikk – Bergmekanikk – Geoteknikk

1987

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1987

TAPIR FORLAG

© FORFATTERNE, 1987

Trykk: Tapir Trykkeri
Bind: Sandnes Bokbinderi A/S

ISBN 82-519-0822-1

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN
19. november 1987
Arrangør: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

BERGMEKANIKKDAGEN
20. november 1987
Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe

GEOTEKNIKKDAGEN
20. november 1987
Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening

Hovedarrangør:
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

FORORD

Årets arrangement er det 25. i rekken. Som ved tidligere høst-arrangement er emnene hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet for Norsk Forening for Fjellsprengnings-teknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geo-teknisk Forening (NGF).

Boken inneholder referat fra foredrag holdt på Fjellsprengnings-konferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 19. og 20. november 1987.

I likhet med tidligere år er trykkingen basert på nedfotografering av originalmanus. Forfatterne har det hele og fulle ansvar for foredragenes innhold, ortografi og billedmateriale.

Programmet for årets Fjellsprengningskonferanse er fastlagt av en komité bestående av Anders M. Heltzen, Kai Nielsen og Eirik Øvstedal og godkjent av styret for NFF. Programmet for Berg-mekanikkdagen og Geoteknikkdagen er satt opp og godkjent av styrene i NBG og NGF.

Hovedarrangøren, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, vil benytte anledningen til å takke bergingeniør Anders M. Heltzen som i alle disse år har vært drivkraften bak arrangementet samtidig som han har vært møteleder ved Fjellsprengningskonferansen gjennom 25 år.

Oslo, 22. oktober 1987

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

Rolf Lauritzsen Knut R. Berg

DEL 1 : FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

1. Sivilingeniør Kjell Brevik, formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
   25-ÅRSJUBILEET ..... 3 sider

2. Sivilingeniør Gunnar Aas
   FORENINGENS INTERNASJONALE ENGASJEMENT ..... 4 sider

3. Sivilingeniør Rolf Naas
   UNDERSJØISKE TUNNELER ÅLESUND - VIGRA
   DRIFTSERFARINGER ..... 11 sider

4. Sivilingeniør Tore Movinkel
   PROSJEKTRAPPORT 8-87
   DYPE OG LANGE FJORDTUNNELER ..... 9 sider

5. Sivilingeniør Sigmund Hoel
   OSEBERG TRANSPORT SYSTEM
   STRANDHOGG HJARTØY. UTSLAG I SJØEN ..... 16 sider

6. Sivilingeniør Erik Dahl Johansen
   Sivilingeniør Kåre Dyrkorn
   UTSLAG FOSSVATN ..... 11 sider

7. Sivilingeniør Arild Hegrenæs
   ERFARINGER FRA FLØYFJELLSTUNNELEN I BERGEN..... 14 sider

8. Ingeniør Bjørn Johnsrud
   Ingeniør Tarald Øyen
   FULLPROFILBORING VED VINSTRA-ANLEGGET ..... 11 sider

9. Ingeniør Olav Solheim
   Sivilingeniør Rune Rake
   Sivilingeniør Per Kvarv
   FULLPROFILBORING VED JOSTEDAL-ANLEGGET..... 28 sider

10. Dr.ing. Tom Myran
    YRKESHYGIENISKE FORHOLD VED FULLPROFILBORING .. 9 sider

11/12. Sivilingeniør Thorvald Kåre Lone
    Bergingeniør Øivind Arntsen
    FRESING AV AUGLENDSHØGDA TUNNEL, STAVANGER
    PROGNOSEMODELL FOR FRESING AV TUNNELER ..... 23 sider

13. Sivilingeniør Gunder Homstvedt
    NYTT BOREKONSEPT FOR LANGE, STYRTE HULL ..... 4 sider

14. Ingeniør Karl Jakob Carstens
    DATASTYRTE BORRIGGER ..... 5 sider

15. Sivilingeniør Leif Grundt
    TERSKELSPRENGNING HOGGA ..... 9 sider

16. Sivilingeniør Ola Gunleiksrud
Sivilingeniør Ola By
UTVIDELSE AV AURLAND 1 KRAFTSTASJON..... 14 sider

17. Sivilingeniør Bjørn Helge Berge
NEDRE NEA KRAFTVERK ..... 9 sider

18. Professor Kai Nielsen
SELEKTIV BRYTING I STEINBRUDD ..... 8 sider

19. Produktsjef Arve Fauske
ELEKTRONISKE TENNERE -
FREMTIDENS TENNSYSTEM ..... 20 sider

20. Sivilingeniør Nils Midtlien
SUGENDE OG BLÅSENDE VENTILASJON
I HALLENE VED STURE ..... 16 sider

21. Overingeniør Egil Lundebrekke
SIKKERHET I VEGTUNNELER ..... 6 sider

DEL II : BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

Fellessesjon

22. Dr.ing. Tore Lasse By
VIBRASJONSFORPLANTNING I BERG OG LØSMASSER ..... 8 sider

23. Sivilingeniør Tor F. Barbo
NBG's FORSLAG TIL VIBRASJONSNORMER ..... 1 side

24. Kommuneadvokat Per Sandvik
ANSVAR I FORBINDELSE MED RYSTELSESSKADER ..... 19 sider

25. Prosjektsjef Kjell O. Berge
E18 GJENNOM OSLO - "FJELLINJEN" ..... 4 sider

26. Avdelingsdirektør Kjell Karlsrud
TETTHETSKRITERIER I FORBINDELSE MED FJELLINJETUNNELEN GJENNOM OSLO ..... 16 sider

27. Sivilingeniør Jan K. G. Rohde
TETTEMETODER VED FJELLINJEN - PRINSIPP OG FORUTSETNINGER ..... 10 sider

28. Sivilingeniør Torbjørn Johansen
FJELLINJEN - MÅLEPROGRAM ..... 14 sider

Bergmekanikk

29. FORMANNENS 10 MINUTTER ..... 1 side

30. Professor Nilmar Janbu
Sivilingeniør Stein Christensen
SETNINGER I PORØSE, SEDIMENTÆRE BERGARTER I NORDSJØEN ..... 14 sider

31. Dr.ing. Bernt Sigve Aadnøy
BOREHULLSSTABILITET I NORDSJØEN ..... 8 sider

32. Geo-ingeniør Svein Sørheim
BLOKKTEORIMETODE FOR OPTIMALISERING AV SIKRING ..... 14 sider

33. Ingeniørgeolog Rigmor Hansen
LAGRING AV INDUSTRIAVFALL I FJELL FOR NORZINK, ODDA ..... 22 sider

34. Sivilingeniør Per Magnus Johansen
VEDERLAG FOR ALTA-DAMMEN
MÅLERESULTATER FRA 1. GANGS OPPFYLLING ..... 9 sider

35. Dr.ing. Jan Bergh-Christensen
FYLLING AV UFORET TRYKKSJAKT
VED NYSET-STEGGJE KRAFTVERK ..... 13 sider

36. Sivilingeniør Axel B. Olsen
Dr.ing. O. Torgeir Blindheim
ERFARINGER MED STABILITETSSIKRING OG TETTING
AV VANNLEKKASJER FOR ÅLESUND-GISKE-TUNNELENE 26 sider

Geoteknikk

37. Sivilingeniør Albert Ølnes
Sivilingeniør Hans Petter Jensen
Sivilingeniør Jan Friis
UTGLIDNING AV KAI I MO I RANA ..... 25 sider

38. Sivilingeniør Jan Vaslestad
FULLSKALAMÅLINGER PÅ STORE FLEKSIBLE STÅLRØR
BRUKT SOM LØSMASSETUNNELER ..... 30 sider

39. Prosjektleder Dag Nafstad
NyOSLO - EN OVERSIKT OVER UTBYGGINGEN AV
VATERLAND OG GRØNLAND ..... 12 sider

40. Sivilingenør Walter Hoffmann
OSLO M - GEOTEKNIKK OG FUNDAMENTERING ..... 22 sider

41. Sivilingeniør Ola Bruskeland
Sivilingeniør Tor Saghaug
OSLO CITY - DYPKJELLER I STÅL OG BETONG ..... 31 sider

25-ÅRSJUBILEET

Formannen i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk,
sivilingeniør Kjell Brevik

Som formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk er det en stor glede for meg å ønske deltakere fra inn- og utland hjertelig velkommen til årets Fjellsprengningskonferanse.

Årets konferanse er den 25. i rekken av vellykkede høstarrangementer her i Oslo. Tallet 25 markerer i denne sammenheng en liten milepel, og styret i foreningen har funnet det riktig å feire dagen med enkelte overraskelser og innenfor de rammer som er verdig vår forening.

Den første Fjellsprengningskonferansen ble arrangert i 1963 i regi av Kontor for Fjellsprengningsteknikk. Konferansen den gang samlet 300 deltakere og foregikk i Ingeniørenes Hus med festmiddag på Continental. Tidspunktet for den første Fjellsprengningskonferansen var også nært sammenfallende med årets, nemlig 21. og 22. november.

Deltakelsen ved den første konferansen var såpass overveldende at dette ga støtet til stiftelsen av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk. Denne forening kan derfor feire sitt 25-årsjubileum neste år samtidig som dette blir det 15. året konferansen arrangeres ved SAS Scandinavia Hotel. Foreningens nyvalgte styre oppfordres derfor allerede nå til å legge litt ekstra sprengstoff i neste års arrangement. Nitroglycerin i flytende form skulle passe bra.

Utviklingen gjennom alle disse 25 arrangementene kan for den enkelte synes best anskueliggjort gjennom stadig økende deltakerantall og høyere deltakeravgift. Innholdet i konferansen har derimot endret seg lite. For de eldste i salen som har lengst fartstid i denne eksklusive forsamling, kan det være naturlig å minne om deltakeravgiften ved konferansen i 1963. Inkludert middag kom fornøyelsen på kr 275,-. Omregnet for prisstigning over disse 25 år skulle årets konferanseavgift ligget tett oppunder kr 3 000,-. Forskjellen fra årets deltakeravgift på kr 1 800,- for personlige medlemmer og firmamedlemmer må tilskrives stordriftsfordelen.
Sammenlignet med Folkevogna, som var årets mest populære bil i 1963 og kostet ca. kr 13 000,-, er Folkevogna ikke lenger å få kjøpt som nybil.

Et annet positivt og gledelig utviklingstrekk gjennom alle disse årene har vært deltakerantallet. Fra en god start med et deltakerantall på 300, som var noenlunde konstant frem til 1970, har forsamlingen vokst til ca. 800 personer idag. Dette har medført at flere lokaler er blitt for små, både Ingeniørenes Hus og Colosseum kino.

Det faglige innhold på konferansen har vært variert innenfor kjente problemområder. Alltid har konferansen vært fokusert på ny teknologi, rasjonalisering og større effektivitet, kostnadsreduserende tiltak på driftssiden og ikke minst en voldsom glede og stort engasjement i å dele gode og dårlige erfaringer med andre kollegaer. Alt fremført og foredratt i en fordragelig atmosfære hvor kunnskapstørsten har vært stor og kameratskapet enormt godt. Disse kjennetegn håper jeg vil være symbolet på Fjellsprengningskonferansen også de neste 25 år.

Gjennom alle disse år har konferansen vært årets høydepunkt for hele landets anleggsekspertise. Her har vi møttes en gang i året, stiftet nye bekjentskaper, diskutert felles problemer, den enes fortrinn og andres feiltrinn. Her har vi spist og drukket etter tradisjonelle former. Ja, det hele synes som et årlig rituale. Det er derfor nærliggende å omskrive hovmesterens trofaste lovnad om "Same procedure as last year, Miss Sophie" til "Same procedure as last year, Mr. Heltzen".

Mange mennesker og personligheter har bidratt aktivt til forberedelsen og gjennomføringen av disse konferansene. Heltzens navn som idéskaper, organisator og effektiv møteleder, har vært gjenganger i alle disse konferansene. Hans engasjement og oppofrende vilje har medført at 10 formenn er forbrukt. Han har overvært ca. 160 styremøter, og nærmere 4 årsverk er nedlagt i ekstraarbeid over disse 25 år. I tillegg har Heltzen holdt 12 foredrag på konferansen. Også her topper han statistikken over foredragsholdere med flere innlegg for denne forsamling. En alldeles utrolig og imponerende merittliste.

Styret i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk har dessuten merket seg andre enkeltpersoner som har bistått arbeidet med konferansen og foreningsarbeidet på en fortjenestefull og særdeles aktiv måte. Disse har styret funnet verdig til æresmedlemskap i foreningen. Æresmedlemskapet innebærer overrekkelse av diplom og blomsterhilsen. Æresmedlemmene gis dessuten rett til vederlagsfritt å delta på alle arrangementer i foreningens regi, også Fjellsprengningskonferansen.
Lista over enkeltpersoner som har gjort en stor og respektfull innsats i foreningen, er lang. Styret har denne gang vært meget kritisk i sin utvelgelse, men lover å utnevne nye æresmedlemmer ved en senere anledning.

Selve ryggraden og det bærende element i konferansen er alle de foredragsholdere som opp gjennom årene har bidratt til at disse sammenkomstene ble konferanser. Det har sjelden eller aldri vært nei å få når noen ble forespurt om et foredrag til Fjellsprengningskonferansen. Alle har sett det som ærefullt å stille opp. Mange av våre ca. 530 foredragsholdere har utført dette arbeidet i tillegg til lange og hektiske arbeidsdager. Likevel har vi maktet å få skriftlig materiale som sammenbundet har blitt et stort og prydelig bokverk. De seneste år har det også lyktes oss å presse foredragsholderne til å levere sitt manus god tid i forveien slik at boken ligger ferdigtrykt til utdeling ved

konferansens åpning. Det har ikke alltid vært slik, og jeg husker det kunne gå både 6, 7 og 8 mnd. før vi fikk tilsendt boken. For oss med tendenser til å sove i timene var dette en lang ventetid.

Jeg vil derfor benytte anledningen til å takke alle foredragsholdere for den store innsats og positive innstilling dere hvert år viser overfor Fjellsprengningskonferansen. Samtidig retter jeg en takk til de tekniske arrangører, i første rekke tidligere Kontor for Fjellsprengningsteknikk og Studiesenteret i Norske Sivilingeniørers Forening. Vi glemmer heller ikke SAS Scandinavia Hotel som har huset og forpleid oss i 14 år. Takk for den fine måten dere mottar oss på.

Avslutningsvis vil jeg ønske deltakere og foredragsholdere lykke til med dagen. Som vanlig vil Anders Heltzen forestå en effektiv møteledelse.

* Innlegget er noe forkortet i forhold til hva som ble fremført på konferansen

FORENINGENS INTERNASJONALE ENGASJEMENT

The international activities of the Norwegian Soil and Rock Engineering Association.

Siv. ing. Gunnar Aas
Selmer-Furuholmen Anlegg a.s

SAMMENDRAG

Siden 1981 har NFF's internasjonale komitée arbeidet med å spre kunnskap on norsk fjellsprengingsteknikk i utlandet. Den vesentligste del av virksomheten har vært å sørge for norsk deltakelse ved internasjonale møter og konferanser samt å utgi faglige publikasjoner på engelsk som kan gjøre ´ utlandet kjent med hva Norge står for i moderne underjordsteknikk.

SUMMARY

The International Comittée of the Norwegian Steel and Rock Engineering Association has since 1981 been engaged in spreading knowledge about the know-how and experience we have in Norway of advanced underground work. This work has mainly been consentrated on participation in international meeting and congress and the publishing of a number of publicatins covering norwegian technical knowledge on tunnelling work.

Det er trolig ikke så mange av de tilstedeværende som har fått særlig mye informasjon om hva NFF's internasjonale engasjement innebærer.

Som fungerende formann i NFF's Internasjonale Komité, er jeg derfor blitt bedt om å holde et kort innlegg om hva vi driver med.

I mange år besto NFF's virksomhet i vesentlig grad av å planlegge og arrangere den årlige Fjellsprengingskonferansen her i Oslo. Men i 1974 ble International Tunnelling Association, ITA, startet; det skjedde for øvrig her i Oslo. ITA har årlige møter gjerne koblet sammen med en større tunnelkonferanse, og i ITA er det opprettet arbeidsgrupper med internasjonal sammensetning innen de forskjellige problemområder av underjordsbransjen. En meget viktig del av ITA's virksomhet foregår i disse arbeidsgruppene.

Det ble da behov for å sørge for norsk deltagelse i ITA's arbeide, særlig i de viktigste arbeidsgruppene. NFF har vært ITA's kontaktorgan her i Norge.

Samtidig ble det her hjemme større interesse og forståelse for virksomhet i utlandet, og da ble det viktig å gjøre noe for at det skulle bli internasjonalt kjent hva vi står for og hva vi kan om fjellsprengingsteknikk.

I all ubeskjedenhet er vi her i Norge ganske store og ganske dyktige innen flere områder av underjordsarbeider, men vår eksport både av vår know-how og av rene entreprenørarbeider har vært ganske beskjeden på disse områder.

For å gjøre noe med disse spørsmål ble det så i 1981 dannet en arbeidsgruppe av interesserte personer, den ble kalt NFF's Internasjonale Komité, men det hele var nokså uformelt og ustrukturert.

Man opererte i tillegg til komitéen med en såkalt støttegruppe som skulle bidra med penger, det var tilsammen ca. 20 entreprenører, konsulenter og etater som hver bidro med et beløp på kr 5.000,- pr. år.

Foruten en viss styring av norsk deltakelse ved internasjonale møter og konferanser, besto en viktig del av komitéens arbeide i å få utgitt faglige publikasjoner på engelsk som presenterte hva vi drev med på tunnelområdet her i Norge.

Publikasjon nr. 1 kom i 1982 og het "Norwegian Hard Rock Tunnelling". Den presenterte 18 artikler som ga gode eksempler på norsk utnyttelse av fjellgrunnen til forskjellige typer anlegg.

I 1985 kom så Publikasjon nr. 2 som het "Norwegian Tunnelling Technology" og som bl.a. hadde flere artikler om fullprofil-boring i hardt fjell samt om moderne norsk konvensjonell tunneldrift.

Publikasjon nr. 3 kom i 1985, den het "Norwegian Hydropower Tunnelling" og presenterte den store erfaring vi i Norge har med vannkraftanlegg i fjell.

I 1984 engasjerte NFF's Internasjonale Komité seg sterkt i forarbeidet til og arrangementet av det internasjonale symposiet "Low Cost Road Tunnels" i Oslo. Etterpå ble et utvalg av de norske foredragene på dette symposiet bearbeidet og publisert i Publikasjon nr. 4 som da ble kalt "Norwegian Road Tunnelling". Den kom i 1986.

Disse publikasjonene er hver blitt trykket i 5.000 eksemplarer. Takket være at det har lykkes for komitéen å få en god støtte til utgivelsen fra Norges Eksportråd, har det blitt mulig å utdele disse publikasjonene gratis.

De er delt ut selektivt, dvs. at de er forsøkt gitt/sendt til personer som virkelig kunne forventes å være interessert i innholdet. Bl.a. er de tatt med til store internasjonale konferanser og delt ut der.

Jeg tror det er dekning for å si at disse publikasjonene har bidratt mye til å gjøre norsk underjordsteknikk, både på prosjekterings- og på utførelsessiden, kjent og anerkjent i utlandet.

Det er lagt ned mye godt arbeide for å få laget og utgitt disse publikasjonene, mange har deltatt, men det må være riktig å berømme Einar Broch, Jan Bergh-Christensen og Reidar Lien for det arbeidet de har gjort, samtidig som TAPIR i Trondheim har vist stor velvilje for å få det hele trykket.

Den Internasjonale Komitéen har tatt sikte på å fortsette utgivelsen av disse publikasjoner og Publikasjon nr. 5 er ferdig i disse dager, og behandler bl.a. det intime samarbeidet vi har fått utviklet i Norge mellom geologene, ingeniørene som prosjekterer og de som utfører jobbene. Begrepet "praktisk ingeniørgeologi" slik vi praktiserer det i Norge, er desverre et tildels ukjent begrep mange steder i utlandet.

Det foreligger konkrete planer for Publikasjon nr. 6 og 7 og siktemålet har vært og er at disse publikasjonene skulle kunne utgis omlag med ett års mellomrom. Desverre har Norges Eksportråd pga. budsjettinnskrenkninger ikke kunnet gi støtte til Publikasjon nr. 5, og det er problemer med videre støtte for nye publikasjoner. Men vi i Internasjonal Komitée tror at slik denne serien av publikasjoner nå er blitt kjent og innarbeidet, er dette trolig en av de billigste og mest effektive måtene for å gjøre norsk underjordsteknikk i videste forstand kjent i utlandet. Derfor gir vi ikke opp planene for nye utgivelser. Den Internasjonale Komitéen har også prøvd å være aktivt med i samarbeidet med International Tunnelling Association, ITA. Vi har fått norske foredragsholdere til å fremføre innlegg på viktige konferanser, og har sørget for deltagelse i flere av de såkalte "Working Groups" i ITA. I dag sitter Einar Borch som president i ITA og selvom det først og fremst skyldes ham selv at han har blitt betrodd et så ærefult verv, så ville en nordmann neppe blitt valgt hvis ikke norsk fjellsprengnings- teknikk var blitt såpass kjent og respektert i utlandet.

Den Internasjonale Komitéen har tatt seg av og arrangert turer i Norge for redaktører og journalister fra utenlandske tidsskrifter som har ønsket å skrive artikler om norsk tunneldrift. For noen år siden var det sjelden å se artikler om Norge i internasjonale tunneltidsskrifter, men onde tunger har i de siste år hevdet at et av de mest kjente tidsskriftene heller burde omdøpes til "Norwegian Tunnels & Tunnelling"

Jeg nevnte at den Internasjonale Komité i NFF hadde begynt nokså uformelt og ustrukturert i 1981. Etter hvert viste det seg at det ble større og større behov for et eget sekretariat for å ta seg av arbeidet, det måtte lages budsjetter og sikres finansiering, og relasjonene til Fjellsprengingsforeningen måtte klargjøres og formaliseres bedre.

I 1984 og 1985 ble det holdt møter med Fjellsprengingsforeningens styre om dette, og det ble diskutert forskjellige alternativer.

Det hele endte opp med at NFF bevilget penger til internasjonal komitées virksomhet. For budsjettet for 87 er denne bevilgning kr 195.000,-, og dette ga da mulighet for å få organisert et eget sekretærarbeide. Statkraft har vært meget velvillig og har stilt kontorplass til disposisjon og Per Tønder Smith, tidligere utbyggingsjef i NVE, har midlertidig tatt på seg deltidsjobben som sekretær. Det er nå satt opp et skikkelig budsjett, inntektskildene er bevilgningen fra NFF, den støtte vi hittil har fått fra Norges Eksportråd og bidragene fra firmaene i støttegruppen. Pga. prisstigningen siden 1981 og ikke minst de overhåndtagende fusjonene har vi måttet øke bidraget fra hver bedrift til kr 7.500,- pr. år.

Totalbudsjettet for 1987 er på ca. kr 400.000,-

Som dere forstår så har det vært en beskjeden virksomhet pengemessig sett, men vi føler at det dreier seg om et område som det er viktig at noen her i Norge tar seg av.

For det bør være viktig for mange typer av bedrifter og for mange typer av eksportvirksomhet at vi forsøker å gjøre kjent og å markedsføre de kunnskaper og den erfaring vi har ervervet oss gjennom mange år her i Norge når det gjelder alle typer av underjordsarbeider. Vi er som sagt ganske store når det gjelder kunnskaper om og mengden av underjordsarbeider vi utfører her i Norge, men vi er svært små når det gjelder innsats og økonomiske midler for å selge dette til utlandet. Skal vi gjøre oss kjent i utlandet og oppnå konkrete resultater må etater, konsulenter og entreprenører utad opptre mest mulig i samarbeid. hjelpe hverandre og ikke pleie separate interesser. En svært positiv ting ved arbeidet i NFF's Internasjonale Komité har hele tiden nettopp vært det gode samarbeidet vi har hatt med alle som steller med underjordsarbeider i Norge.

Jeg håper at denne korte redegjørelsen har gitt dere et innblikk i hva NFF's Internasjonale Komité driver med, og at hver enkelt av dere vil vise velvilje når vi enten kontakter dere for å bidra med å holde foredrag ved internasjonale konferanser og møter eller for å be dere om bidrag av mere økonomisk art.

UNDERSJØISKE TUNNELER ÅLESUND - VIGRA DRIFTSERFARINGER

SUB - SEA TUNNELS ÅLESUND - VIGRA WORKING EXPERIENCES

Sivilingeniør Rolf Naas, Selmer-Furuholmen Anlegg a.s

SAMMENDRAG

Ellingsøytunnelen (3500 m) og Valderøytunnelen (4200 m) på Sunnmøre er et resultat av lokalt pågangsmot og resultatorientert innsats.

Totaløkonomi har vært retningsgivende for avgjørelser underveis, deriblant avtale med hovedentreprenøren Selmer-Furuholmen Anlegg a.s om bonus for forsering av anlegget.

Som en følge av forseringsavtalen kommer utvikling av mobile støpeskjold samt en storstilet satsing for forsering av anlegget. Det ser foreløpig ut for at anleggstiden reduseres fra ca 37 til ca 22 kalendermåneder.

Driftserfaringene generelt synes å være i samsvar med anlegg over havets nivå. Risiko må i enkelte sammenhenger vurderes anderledes (vanninnbrudd/ras m.v.)

SUMMARY

The tunnels from Ålesund to Ellingsøy (island), 3.500 m long and from Ellingsøy to Valderøy (island), 4.200 m long is a result of local determination and result-oriented action.

Overall economy has been the guidelines for decisions underways, such as for instance the bonus agreement made with the main contractor Selmer-Furuholmen Anlegg a.s for reduction of construction time.

Among some of the concequences of the bonus agreement was the development of selfpropelled mobile casting shields as a part of an all-encompassing effort for higher productivity. At present, it looks as if the construction time will be reduced from approximately 37 to approximately 22 calender months.

Experiences from the construction work seem to be comparable with similar work above sea level. In some cases, the risk factors must be given special attention, such as sudden flooding, rock falls/ avalanches, etc.

PROSJEKTPRESENTASJON

Byggherre : Statens Vegvesen i Møre og Romsdal i finansielt samarbeide med Ålesund og Giske Bruselskap A/S.

Konsulent : Samarbeidsgruppen Berdal - Norconsult - Aas - Jacobsen.

Hovedentreprenør: Selmer-Furuholmern Anlegg a.s

For nærmere informasjon om geologi og stabilitetssikring vises til tidligere presentasjon på Fjellsprengningskonferansen, foredrag nr 32/86 samt nr 36 på årets konferanse.

Figur 3.1

Figur 3.1 Oversiktskart viser:

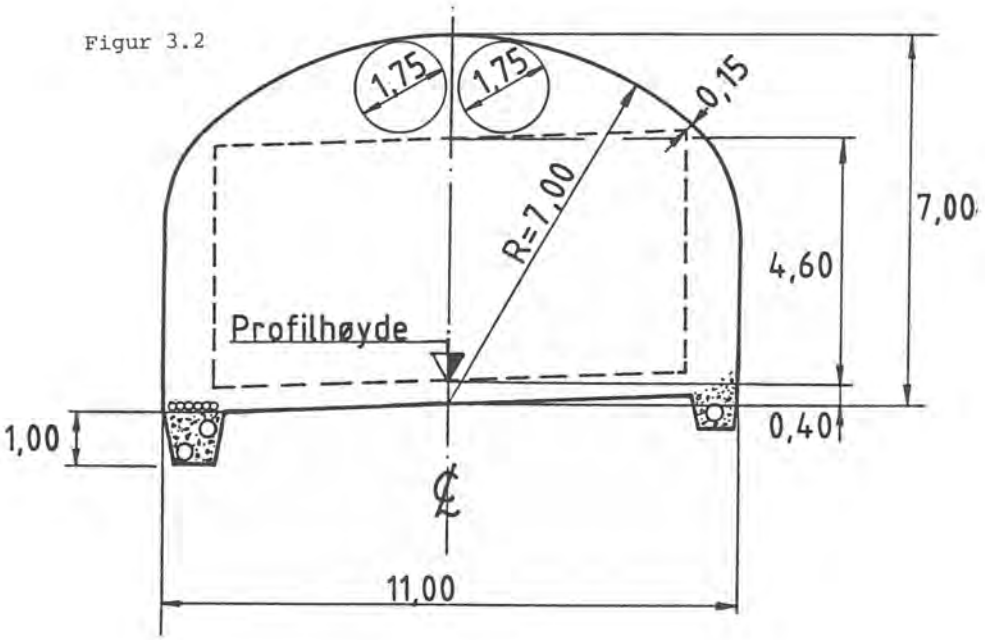
a. Ellingsøytunnelen 3500 m, tre felt (ferdig)

b. Valderøytunnelen 4200 m, tre felt (ferdig)

c. Godøytunnelen 3850 m, to felt (under anlegg)

hvor Statens Vegvesen er byggherre med Selmer-Furuholmen Anlegg a.s som hovedentreprenør.

Figur 3.2



Figur 3.2 viser typisk snitt for Ellingsøytunnelen og Valderøytunnelen som skal omtales i det etterfølgende. Tunnelene har fall ca 1:12, og lavbrekk ligger ca cote - 140 m. Sålene har ensidig tverrfall og gjennomgående kombinert grøft for hovedkabeltrekkrør, drensledning og pumpeledning i ene side. På motsatt side der det er nødvendig, etableres ekstra drenasje m/tverrgrøfter til hoveddren. Det er også anlagt grøft for pumpeledninger. Vegbanen er bygget opp av knust forsterkningslag 21,5 cm/ 20 - 120 mm penetrert bærelag 10 cm/32-63 mm og 8,5 cm asfalt.

DRIFTSOPPLEGG

Krav til framdrift (sammen med dagmulkt på kr 60.000,- pr stuff) resulterte i at vi valgte separat drift for alle innslag.

Antatt produksjonstid for borerigg/laster på stuff utgjør ca 50% av total og resulterte i valg av 3 boms borerigg (AC Boomer H 175) og 30 tonns hjullaster (Cat 980 C).

Hvert hovedarbeidssted disponerte eget utstyr for sonder- og injeksjonsboring samt injeksjonsutstyr, våtpsrøyterigg og støpeskjold. Dette avhensyn til den totale sikkerhet (mannskap, prosjekt) og under henvisning til tidligere erfaringer fra undersjøiske tunneler.
Avtale med byggherren om forsering av anlegget med tilhørende bonus fortidligere ferdigstillelse, resulterte i at det i stedet for 4 slepeskjold ble levert 1 slepeskjold og 2 mobile til bruk ved sikringsstøp ved anlegget.

Tunneldriften ble gjennomført på tradisjonelt vis med under-entreprenører på uttransport, veg og tipp. Videre ble sprøyte-betong satt bort til under- entreprenør. Forøvrig ble aktivitetene på stuff og foran stuff utført i egen regi og med den ordinære bemanning.
Med unntak av visse innkjøringsvansker er arbeidene gjennomført til vår og byggherrens tilfredshet.

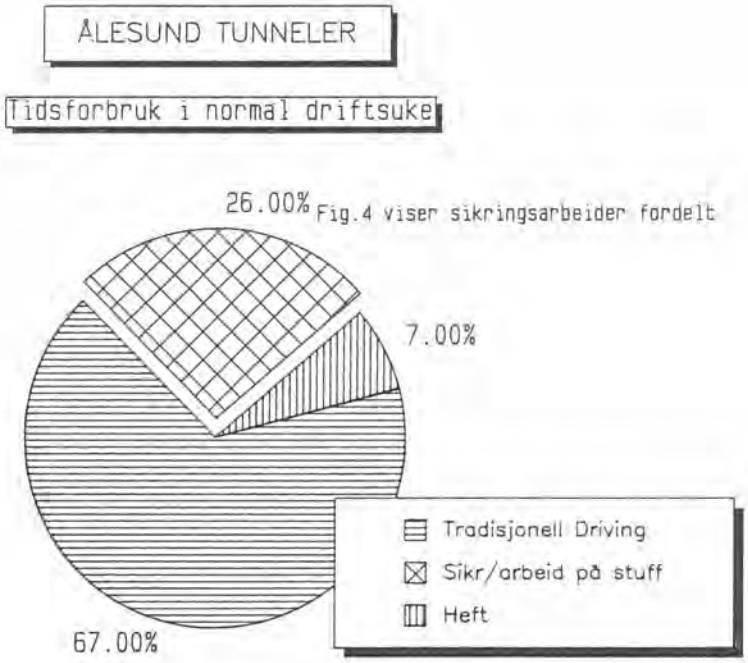
Bemanningen ved hvert innslag besto generelt av 5 mann + 1 formann pr skift med skiftordning "2 + 1". Videre 1 elektriker og 1 stikningsingeniør.(Den generelle bemanning var i underkant, og elektrosiden bør økes til 1 mann/skift)

DRIFTSERFARINGER

Vi mener å ha foretatt et riktig utstyrsvalg og en riktig dimensjonering av dette for det prosjektet som er fullført (midlere framdrift i området 30 - 35 m/uke).

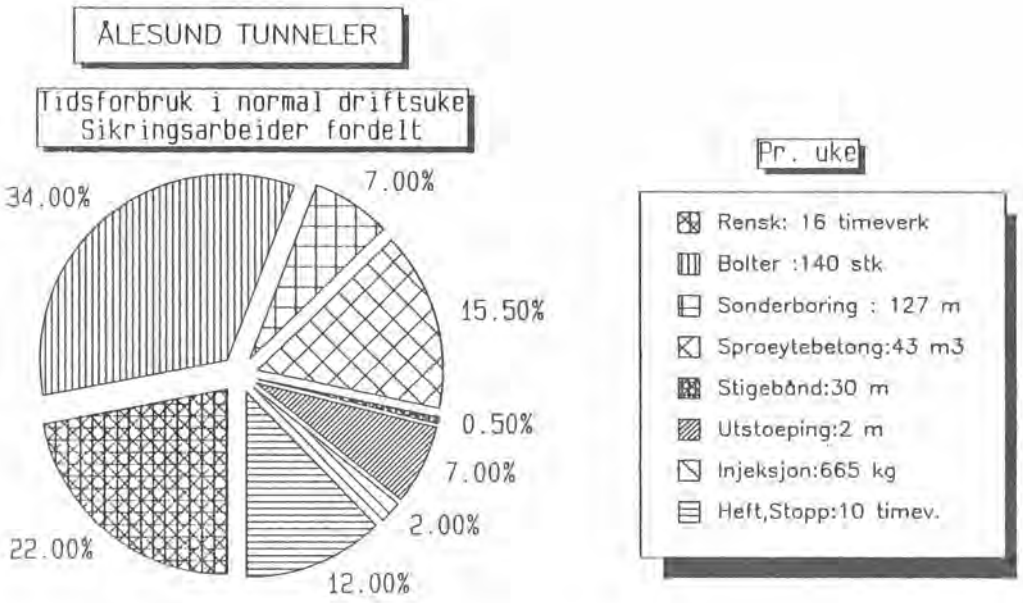
Bortsett fra sikkerhetsaspektet avviker ikke driving av undersjøisk tunnel fra driving av tunnel over havets nivå. Erfaringstall vil variere noe fra et prosjekt til et annet. For Ålesund tunneler vises følgende:

Figur 3.3



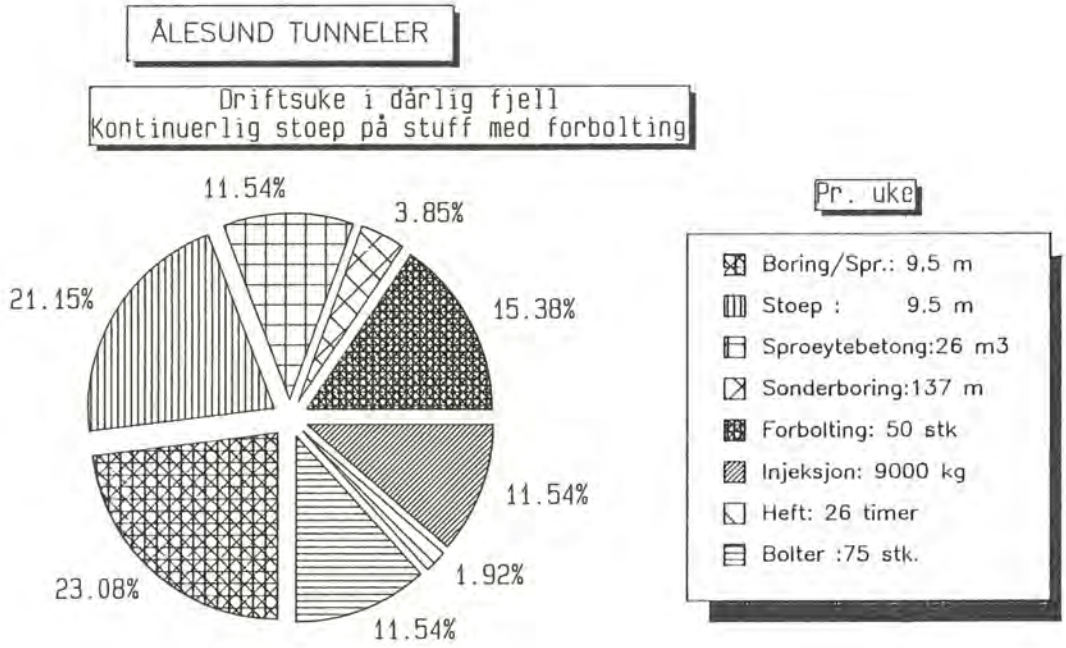
Figur 3.3 viser ut fra middelverdier over anleggstiden fordeling av tidsforbruk på tradisjonell driving, sikring på stuff og foran stuff arbeider samt heft.

Figur 3.4



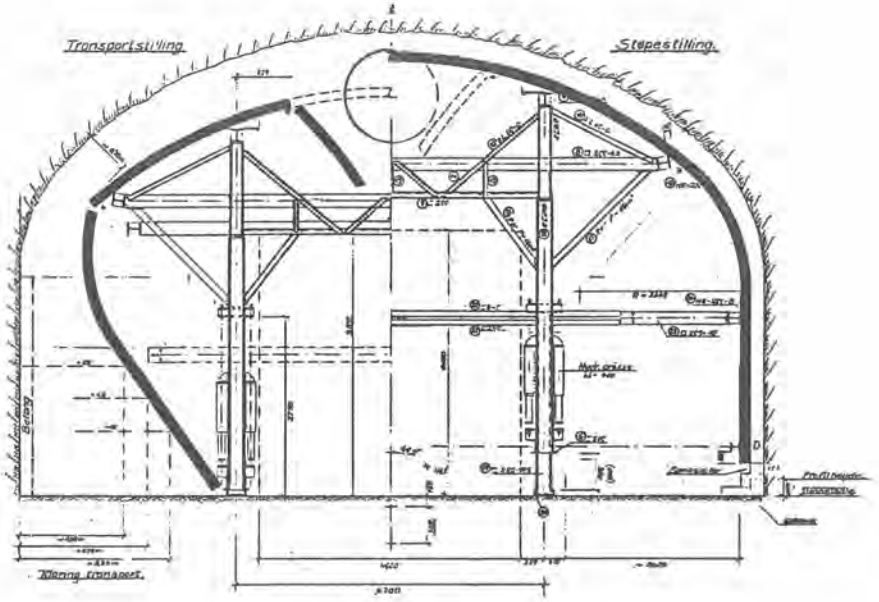
Figur 3.4 viser, ut fra middelverdier over anleggstiden, en detaljering av arbeidssikring/arbeider foran stuff.

Figur 3.5



Figur 3.5 viser tidsforbruk ved kontinuerlig støp på stuff med "spiling". Middelverdier fra en periode er benyttet.

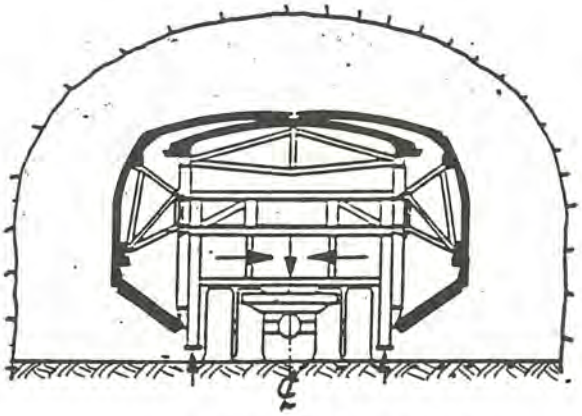
For prosjektet var det samlet forutsatt ca 900 m sikringsstøp. Når ressultatet ble ca 300 m så skyldes det også en bevist satsing på sprøytebetong (så langt dette var forsvarlig) ut fra ønsket om og prioritering av framdrift.



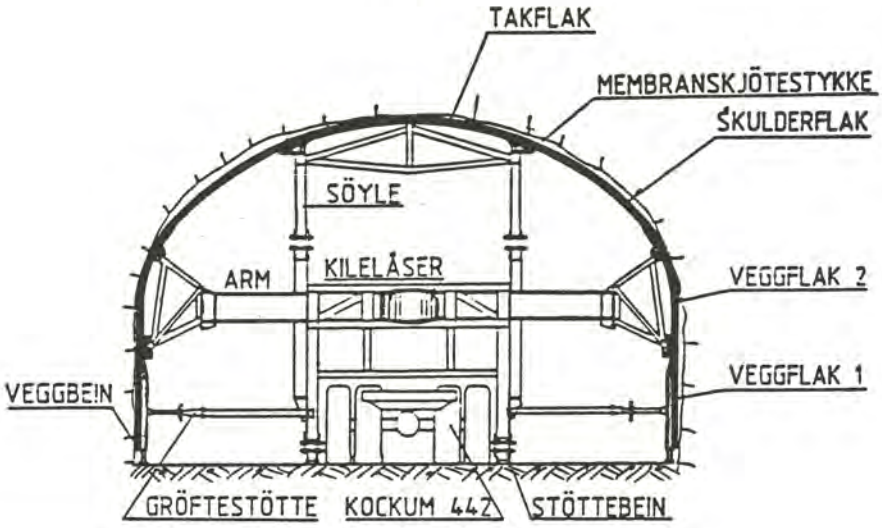
Figur 3.6

Figur 3.6 viser snitt av slepeskjold levert til anlegget.
Skjoldet ble aldri benyttet på anlegget da behovet ble dekket av de 2 mobile skjold.
Vekt ca 30 tonn. lengde 6,0 m, kostnad ca 0,5 mill kroner.

Figur 3.7



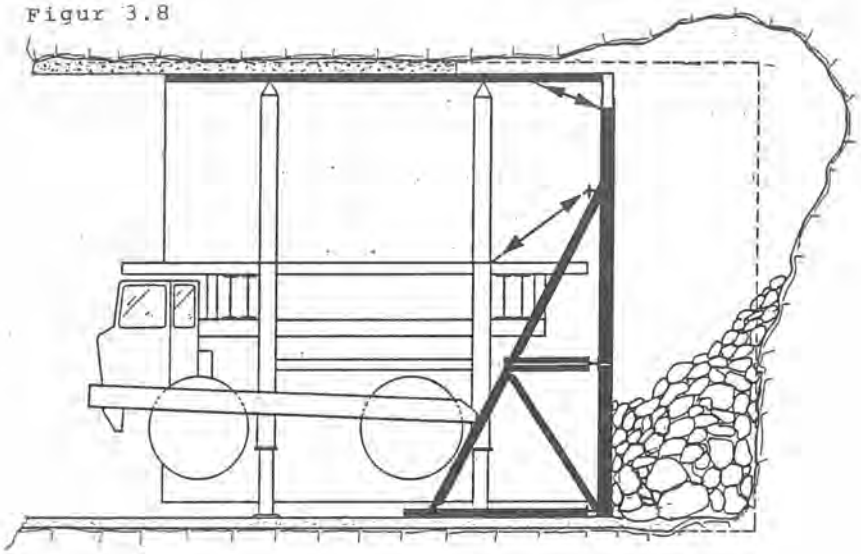
Transportstilling



Figur 3.7 viser snitt av mobilt støpeskjold levert til anlegget. Skjoldet er bygget over dumper KL 442. Total vekt ca 45 tonn, lengde 6,0 m, kostnad ca 1,5 mill kroner.

Ved gjennomføring av anlegget oppsto nedfall utenom teoretisk profil således at det for ett tilfelle må klassifiseres som ras på stuff. Dette tilfelle resulterte i diskusjoner og vurderinger på anlegget som konkluderte med at det snarest ble bygget et eget skjold for å kunne mestre større problemer med selve stuffen.

Figur 3.8



Figur 3.8 viser skjold for gjenstøping av stuff, eventuelt plugging av tunnel. Skjoldet må kombineres med mobilt støpeskjold for gjennomføring av støp i øverste del av tverrsnittet. Skjoldet er ikke benyttet.
Vekt ca 6 tonn, kostnad ca 0,2 mill kroner.

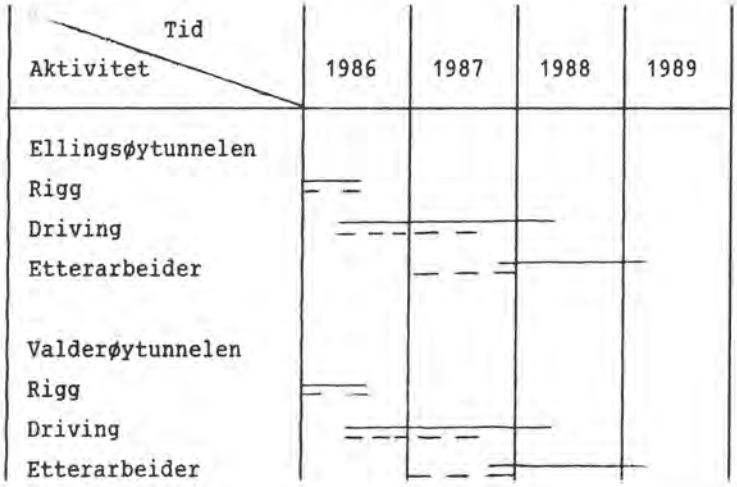
Framdrift er et vesentlig element ved presentasjon av driftserfaringer fra Ålesund tunneler. I utgangspunktet var en samlet anleggstid på 3 år fordelt med:

ca 1/4 år til forberedende arbeider,
ca 2 år til driving av tunnel og
ca 3/4 år til etterarbeider/vegbygging.

For å sikre framdriften samt skape et grunnlag for forhandling om forsering, ble det valgt å satse på skiftordning "2+1". Denne medfører ca 108 brutto produksjonstimer pr uke, mot 72 etter byggherrens opplegg. Resultatet ble en reduksjon av anleggstiden for tunnel på kritisk veg med nær 50%, og forsering framkommer i dette tilfelle som et direkte resultat av flere produksjonstimer pr uke.

Avvik fra forutsatt framdriftsplan er blitt stort også for etterarbeidene. Grøft og ledningsarbeider, permanent sikring og etterrensk er for en stor del utført parallelt med drivingen. Nevnte arbeider er videre gjennomført noe raskere enn forutsatt. Grovt kan en angi at 1/3 av etterarbeidene er utført etter gjennomslag.

Figur 3.9



Figur 3.9 viser skjematisk framdriftsplan for tunnelene.

———— hel strek kontraktfestet framdrift.

--------- stiplet strek virkelig framdrift.

SPESIELLE ANBEFALINGER

Av hensyn til etterarbeidene bør hovedtyngden av all sikring medtas på stuff. Kun suplerende bolting og mindre sprøytebetongarbeider bør slippes bak stuff.

Arrangement for de permanente anlegg (belysning, ventilasjon, pumping) synes fortsatt på utviklingsstadiet og har neppe funnet "sin løsning". Det er derfor viktig at partene i byggeprossessen kobles så tidlig som mulig for nødvendig tilpasning. Spesielt må det forhold avklares at de permanente anlegg må tas i bruk før hovedentreprisen er ferdig og arbeidene overlevert. Dette har ikke minst en ansvarsside som ingen er tjent med forblir uavklart.

PROSJEKTRAPPORT 8-87 DYPE OG LANGE FJORDTUNNELER

Project Report 8-87 Deep and long Strait Crossing Tunnels

Siv.ing. Tore Movinkel ,Institutt for anleggsdrift, NTH

1. SAMMENDRAG

Prognosemodell for planlegging av fjordtunneler blir presentert. Anvendelse av rapporten for tid- og kostnadsregning blir vist gjennom eksempel.

1. SUMMARY

A prognosis model for planning of Strait Crossing Tunnels is presented. An example on use of the report for time and cost estimate is shown.

2. INNLEDNING

Prognosemodellen er beskrevet i prosjektrapport 8-87 Dype og lange fjordtunneler.

Rapporten er et ledd i instituttets prosjektpakke om tunneldrift. Gjennom disse prosjektene har vi ajourført og systematisert et betydelig materiale om tunneldrift til bruk ved

- økonomisk dimensjonering
- valg av alternativ
- tidplanlegging
- kostnadsoverslag, anbudsregning, budsjettering og kostnadskontroll
- valg av drivemetode og utstyr

Prosjektet er støttet faglig og økonomisk av Vegdirektoratet.

3. ANVENDELSE

Rapporten er et praktisk redskap ved planlegging av fjord-tunneler, herunder beskrivelse av forundersøkelser og sikrings-metoder, kriterier for valg av overdekning og stigningsforhold, anleggsventilasjon, drivemetoder etc.

Rapporten gir metode og data for grove tids- og kostnadsoverslag, beregnet på "idestadiet". For mer detaljert kostnadsregning henvises til instituttets øvrige rapportserie.

Rapporten er særlig rettet mot vegtunneler, men vil også være nyttig ved andre undersjøiske tunnelprosjekter.

4. FORUNDERSØKELSER

Rapporten beskriver hvilke grunnundersøkelser som bør utføres på de ulike stadier i planleggingen. Denne fasen av et prosjekt bør planlegges omhyggelig med tanke på å få mest mulig relevante opplysninger om fjellforholdene uten at undersøkelsene blir for omfattende.

5. OVERDEKNING

Valg av overdekning er et viktig dimensjoneringselementet ved undersjøiske tunneler. Overdekningen får direkte betydning for tunnellengden, og dermed kostnadene.

De parametre som i første omgang bestemmer overdekningen er

bergtrykksforholdene (minste hovedspenning må være større enn porevannstrykket), og omfang og kvalitet av svakhetssonene.
Ved anslag over minste hovedspenning er det viktig å være klar over at enkelte partier kan være spenningsavlastet. Dette er illustrert i fig. 1.

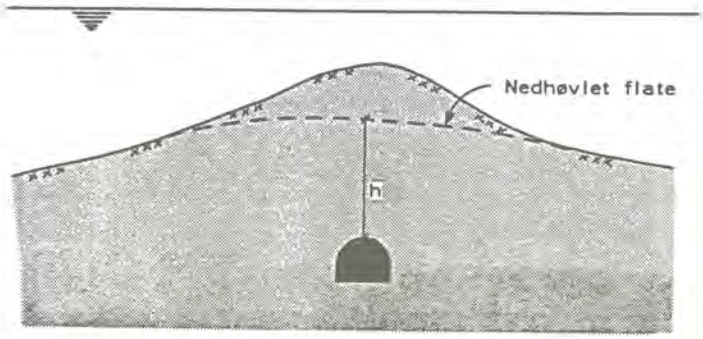


Fig. 1 Terrengmodell ved kupert bunntopografi

Basert på erfaringer fra utførte undersjøiske tunnelanlegg i Norge er det presentert en veiledende kurve over nødvendig fjelloverdekning som funksjon av dybde til fjell, fig. 2.

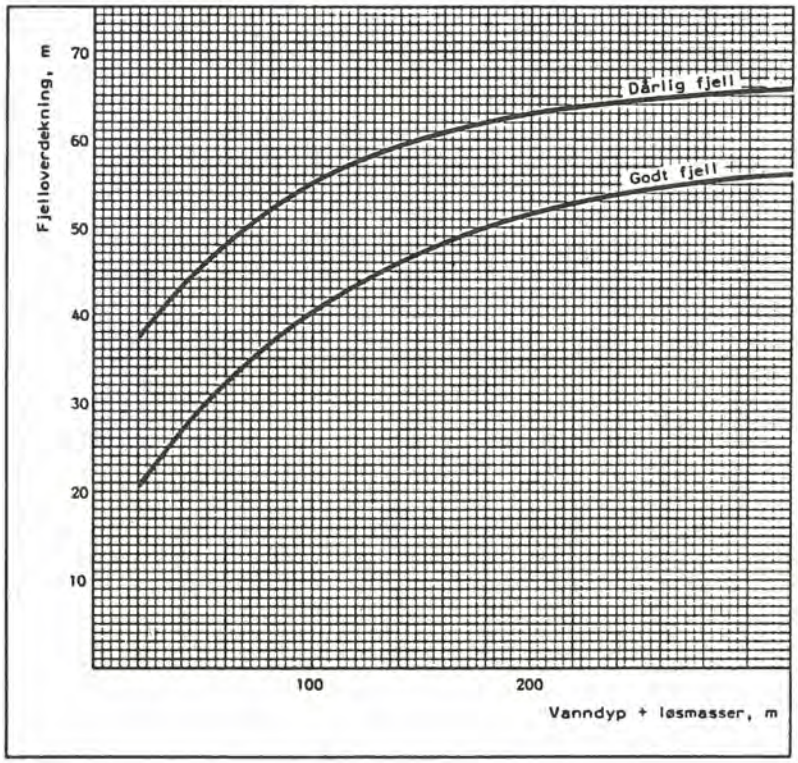


Fig. 2 Overdekning som funksjon av dybde til fjell

6. ANLEGGSVENTILASJON

Mange av de fremtidige undersjøiske vegtunnelprosjektene vil kreve svært lange stufflengder. Ventilasjonsbehovet kan i mange tilfelle bli kritisk.

Fig. 3 viser nødvendig dukdiameter ved ulike stufflengder og stigningsforhold.

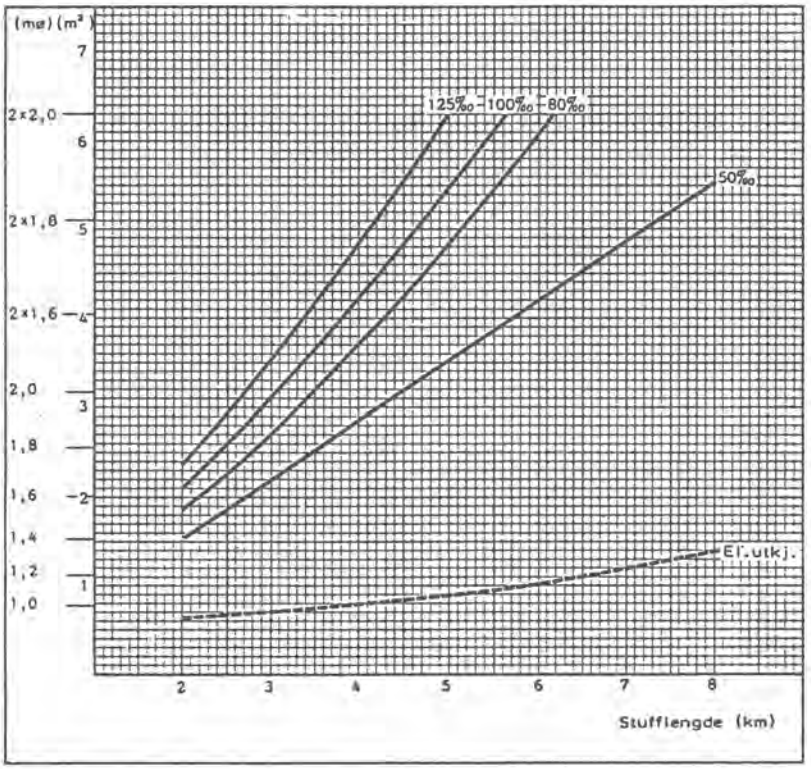


Fig.3 Nødvendig duktverrsnitt som funksjon av tunnellengde og stigningsforhold.

7. KOSTNADER

Rapporten gir grunnlag for overslagsmessige kostnadsberegninger. Dette materialet må benyttes med skjønn, hvor en tar hensyn til stedlige forhold etc.

Noen eksempler på dette materialet er vist i de følgende figurer.

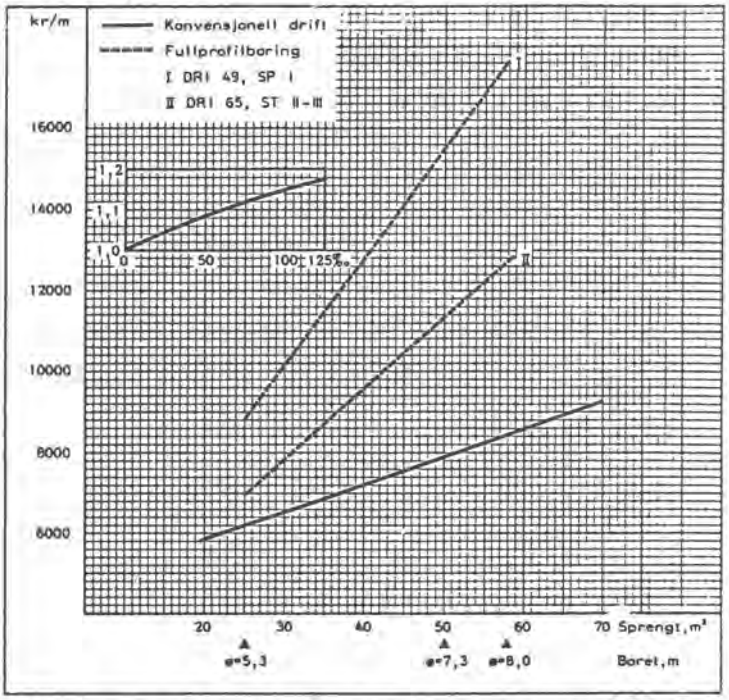


Fig.4 Drivekostnader som funksjon av tverrsnitt og fjellforhold. Korr. for stigning. Kurvene gjelder for stufflengde 6 km.

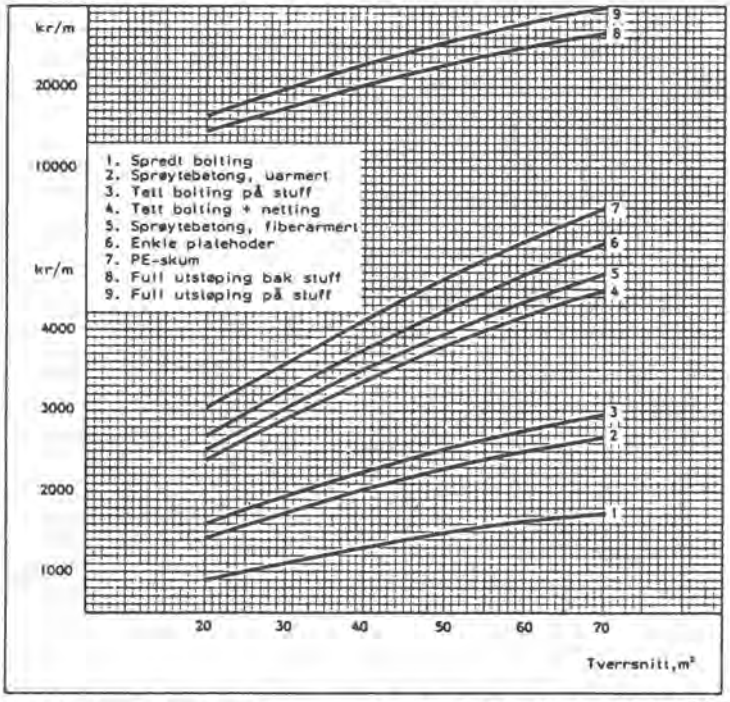


Fig. 5 Sikringskostnader som funksjon av tverrsnitt. Konv. drift

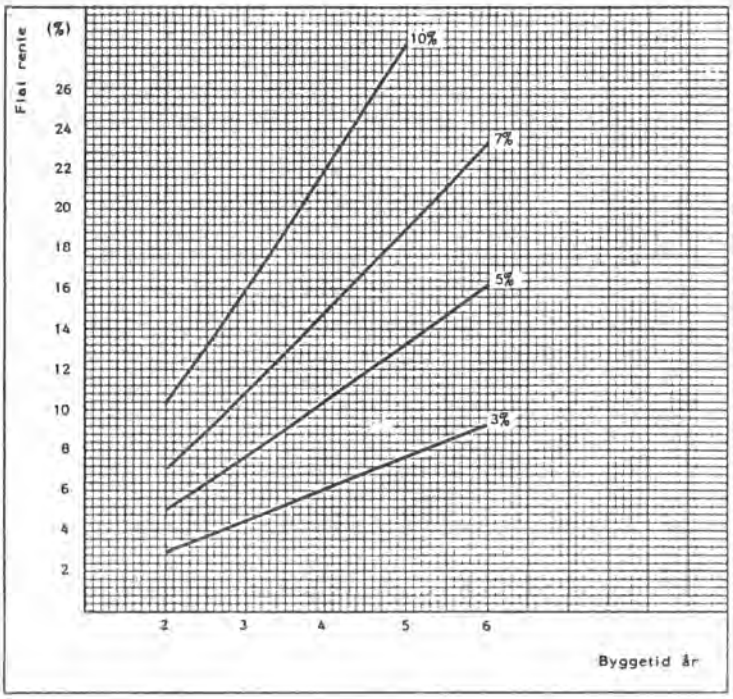


Fig. 6 Flat rente som funksjon av byggetid og rentesats.

8. EKSEMPEL

Som eksempel på anvendelse av rapporten har en tatt for seg fastlandsforbindelsen Sula - Hareid, vist i fig. 7.

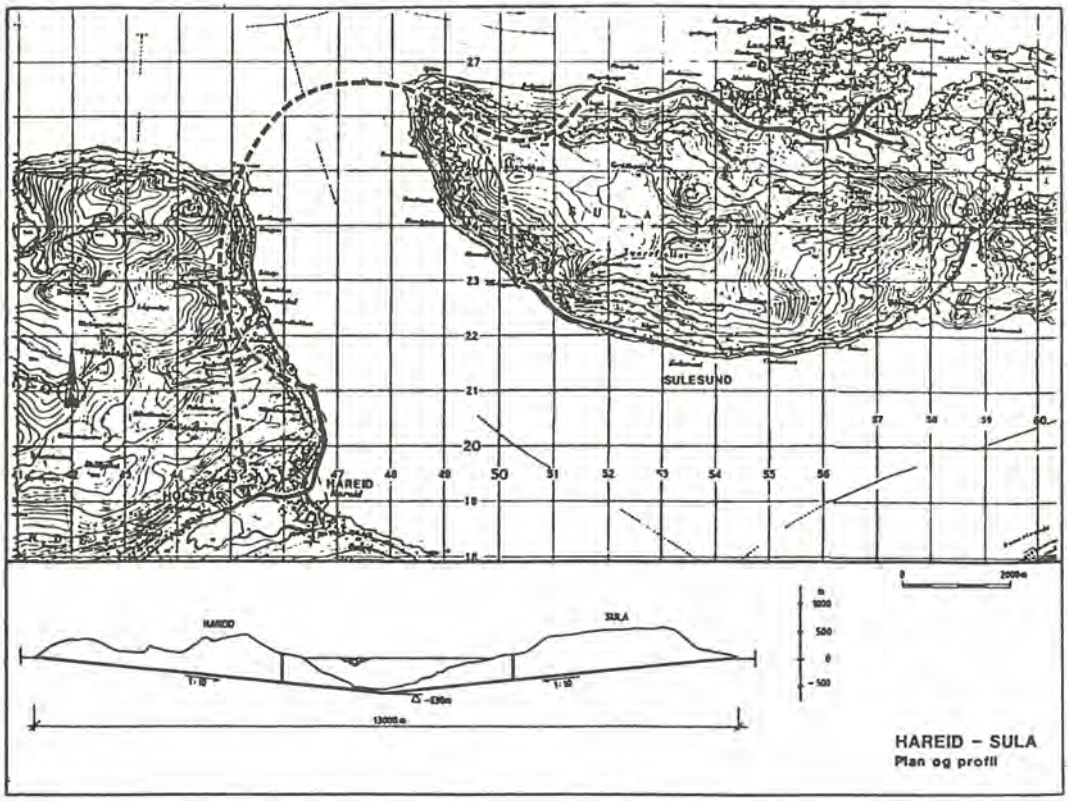


Fig. 7 Aktuell tunneltrase under Sulafjorden

Fjorden er typisk V-formet, med dybde til fjell ca 550 m på det dypeste. Tunnellengden blir direkte proporsjonal med overdekning og stigningsgrad, henholdsvis 15,0 og 9,6 km for 80 0/00 og 125 0/00.

8 ulike alternativ med hensyn på tverrsnitt og stigning er behandlet.

Fig. 8 viser sammendrag av tidforbruk og kostnader for de ulike alternativer.

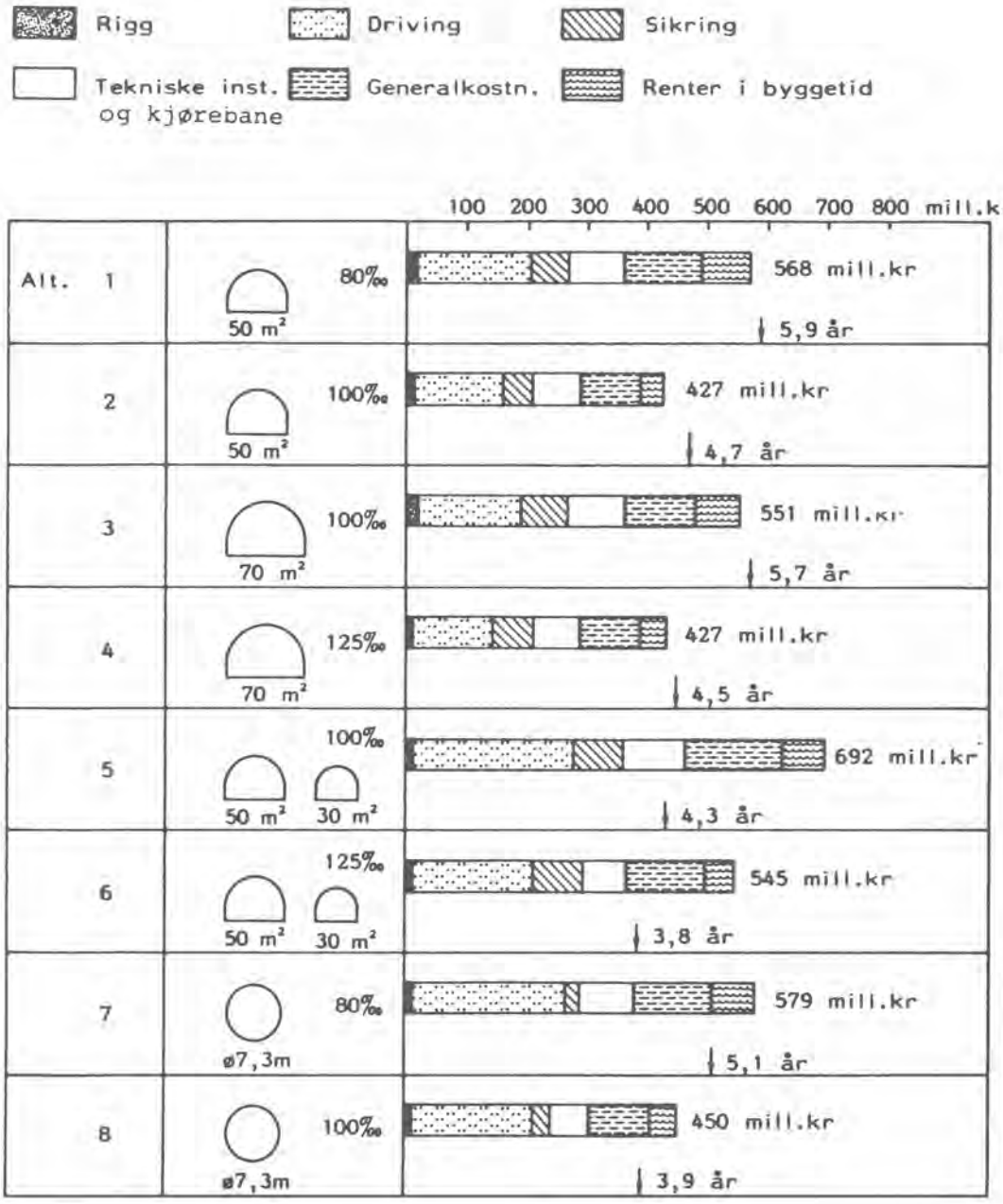


Fig. 8 Tidforbruk og kostnader for fastlandsforbindelsen Sula - Hareid.

Betydningen av stigning og overdekning

De fleste norske fjorder har en markert dypål og steile fjordskråninger. Stigningsgraden har da direkte betydning for tunnellengden, og dermed kostnadene.

Figur 8 illustrerer stigningens betydning for kostnadene. En økning av stigningen fra 80 til 100 0/00 gir en kostnadsreduksjon på ca 25% (alt. 2 kontra alt. 1).

Eksemplet viser at det er mye penger å spare på å operere med så bratt stigning som mulig. Det bør derfor være en viktig oppgave framover å finne ut mer om de trafikkmessige aspekter ved stigningsgraden.

Overdekningens betydning for kostnadene er adskillig mindre dramatisk. En reduksjon i overdekningen på 10 meter gir 200 m redusert tunnellengde ved 100 0/00 stigning. Hvis en antar en marginal kostnad på 50.000 kr/m alt inklusive gir 10 m redusert overdekning en kostnadsreduksjon på 10 mill kr, eller vel 2% i forhold til alt. 2. Den prosentvise besparelsen vil imidlertid være større ved mer gruntliggende anlegg.

9. AVSLUTTENDE BEMERKNINGER

Rapporten gir seg ikke ut for å presentere data med stor nøyaktighet. Poenget er å begynne et sted, og heller prøve å forbedre materialet etterhvert som erfaringene fra ulike anlegg kommer.

I tillegg til å høste erfaringer fra igangværende anlegg bør en videre utvikling ta sikte på anvendelse av ny teknologi innen undersøkelsesmetoder, tetnings- og sikringsmetoder samt driveutstyr. Det siste gjelder særlig med tanke på å utvikle fullprofilutstyr som er egnet til vegtunneler. Dette er en forutsetning for å kunne forsere de dypeste og bredeste fjordene med vegtunneler.

OSEBERG TRANSPORT SYSTEM
STRANDHOGG HJARTØY. UTSLAG I SJØEN

Oseberg Transportation System
Shore Approach at Hjartøy. Piercing to the Sea

Siv.ing. Sigmund Hoel
Norsk Hydro a.s

OPPSUMMERING

Råoljen fra Osebergfeltet skal føres i en ledning fra feltet til Sture i Øygarden. Strandsonen passeres ved å legge røret i tunnel. Tunnelen er 2,3 km lang og går ut i sjøen på 80 m dyp.

På Fjellsprengningskonferansen 1986, ble det gitt en orientering om tunneldrivingen fram til og forberedende arbeider i utslagsområdet. I dette innlegget presenteres arbeidene i utslagsområdet og sprengning av utslagssalven. Det er gitt en beskrivelse av inspeksjonen og etterarbeider fra sjøsiden etter utslagssalven.

Sjøledningen er nå trukket inn i tunnelen og knyttet sammen med tunnelledningen. Utslagssalven var meget vellykket. Ilandføring med et tunnel-konsept har gått bedre enn forventet. Det er fullført til rett tid og til vesentlig lavere kostnader enn opprinnelig antatt.

SUMMARY IN ENGLISH

Crude Oil from the Oseberg Field will be transported thru a pipeline from the oil field to the terminal at Sture in Øygarden. The shore section is crossed by a 2,3 km long tunnel, piercing at 80 m water depth.

In the Rock Blasting Conferance in 1986, there was presented a discription of the tunneling works and works in the piercing area. In this section, a presentation of the piercing works and the final blast are given. Complementary works are described. Inspection works and post blast works from the sea side are discribed.

The offshore pipeline has been pulled into the tunnel and the Tie-in to the tunnel pipeline is completed. The final blast was a success. A tunnel concept for a shore approach has been completed in a better way than expected. It has been completed within the time schedule and to lower cost than originally estimated.

OSEBERG-PROSJEKTET

Fra myndighetene er Norsk Hydro blitt tildelt ansvaret for utbygging av Osebergfeltet på vegne av partnerne i lisensen.

Osebergprosjektet er delt i 4 del-prosjekter. A-prosjektet omfatter betongplatformen med boligmoduler på feltet. B-prosjektet omfatter en stålplatform med boretårn. S-Prosjektet omfatter 2 undervanns installasjoner. T-Prosjektet omfatter en rørledning på 114 km fra feltet og inn til Sture i Øygarden.

Sture ligger 65 km nord for Bergen. På Sture sprenges lagerhaller i fjell og det bygges nødvendige fasiliteter og infrastuktur for lagring og eksport av råolje.

STRANDHOGG HJARTØY

Strandsonen i Øygarden har et meget hardt klima. Denne sonen krysses med en tunnel, Strandhogg Hjartøy. Bakgrunnen for å velge en tunnelløsning og beskrivelse av tunnelarbeidene ble gitt i Fjellsprengingskonferransen 1986.

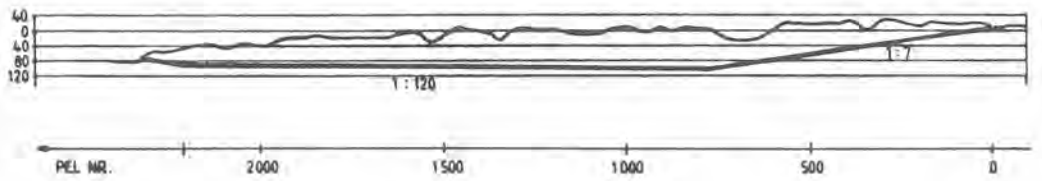


Fig. 5.1 Lengdeprofil av Strandhogg Hjartøy

Tunnelen har en lengde på 2335 m og utslagsområdet ligger på 80 m vanndyp. I driftsfasen skal tunnelen være vannfyllt. Fra Selsøy er det boret en sjakt ned til tunnelens lavbrekk ved - 110 m. Her kan det senkes ned en pumpe for tømming av tunnelen.

Oljerøret som installeres har en innvendig diameter på 670 mm. Det har 6 mm asfaltbelegg og 4 cm betongkappe og ligger direkte på tunnelsålen.

UTSLAGSLØSNING

Den prinsippielle løsningen for inntrekking av oljerøret ble fastlagt i en tidlig fase. Oljerøret skulle kunne trekkes direkte fra et leggefartøy inn i en sluse mellom to betongplugger. Den ytre pluggen har tetninsbelger for å tette mellom olje- og foringsrør. Slusen utstyres med ventiler og rørarrangement slik at den skal kunne fylles eller tømmes med vann etter behov.

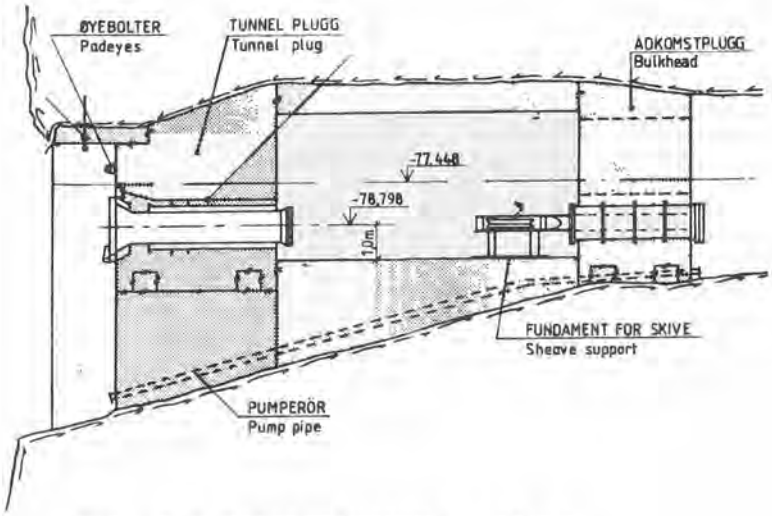


Fig. 5.2 Betongplugger og sluse

Konseptet var i utgangspunktet en ytre betongplugg som skulle bygges på sjøsiden og tunnelen skulle sprenges ut mot denne. Løsningen er tidsmessig uavhengig av tunnelarbeidene men ville medføre store undervannsarbeider som boring, sprengning, grabbing, montasje og støping. Kostnadene var forutsett å bli svært høye og ha stor usikkerhet (undervannsarbeider, værforhold, standby, etc.).

Ideen om å bore og sprenge en utslagssalve fra tunnelsiden, ble lansert i prosjektet av Arne Vangstein fra Norsk Hydro. Det var tilgjengelig tid for å utføre arbeidene før inntrekking av sjøledningen 1.07.87. Med en slik løsning, kunne betongplugger og sluse bygges tørt under atmosfærisk trykk i tunnelen og utslagssalven kunne sprenges etterpå. Mengden av undervannsarbeider var helt vesentlig redusert.

SJAKTLØSNING

Tunnelen var drevet til utslagsområdet før sommerferien 1986 og det var rikelig med tid for stålinstallasjoner og støp av begge pluggene før utslagssalven som var planlagt 16. mars 1987.

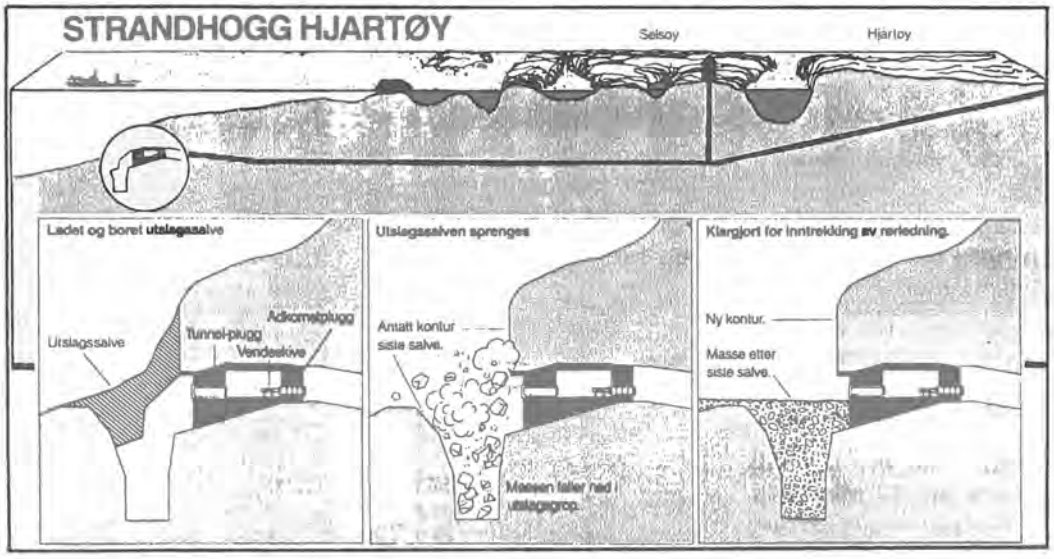


Fig. 5.3 Utslag i sjøen

Etter vudering av tilgjengelig tid, ble det besluttet å sprenge en "groptunnel" og et sjaktarrangement for å samle stein fra utslagssalven. Dermed var det siste større undervannsarbeidet eliminert. De prinsipielle linjer var fastlagt med trinn i utviklingen som skissert i fig. 5.3.

I utgangspunktet var salven ca. 600 tfm^3. Massen måtte synke ned i sjakten, slik at den ikke kom i konflikt med røret som skulle trekkes inn. Rasvinkelen innover i groptunnelen og effekten av innspylingen fra vannmassene var rene gjetninger. Utviklingen skjedde trinnvis fram til den endelige formen som er vist i fig. 5.4.

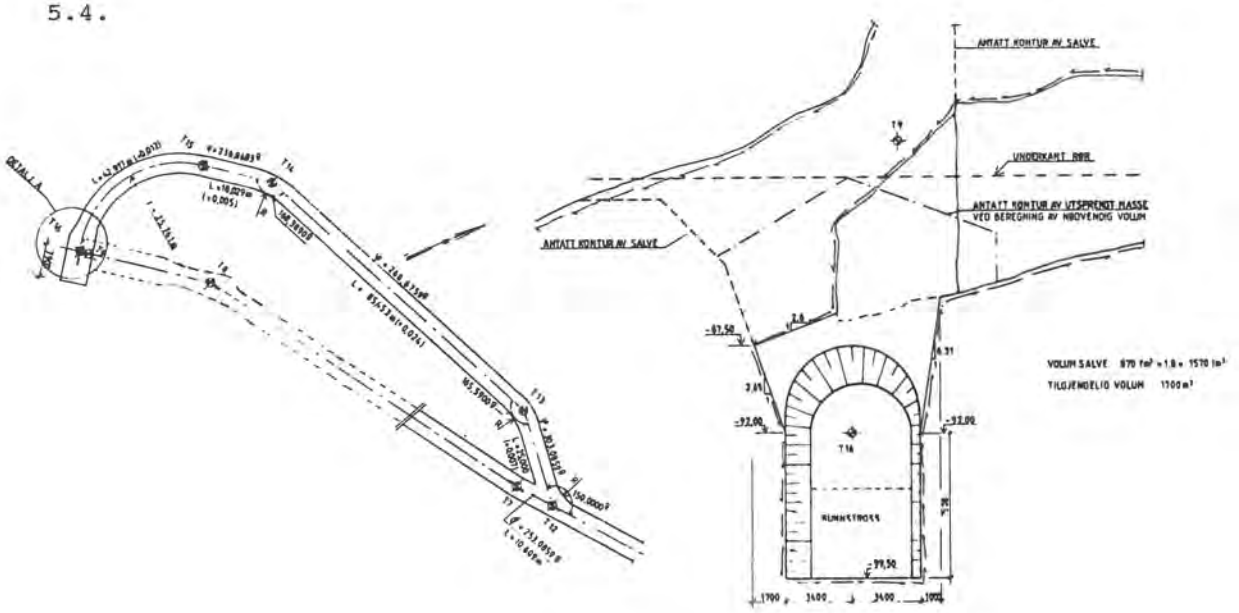


Fig. 5.4 Sjakt og Groptunnel

KARTLEGGING, FORSIKTIG SPRENGNING

Bathymetrikartene fra området bygger på undervanns posisjonering med systemavvik og refleksjon i skråninger, etc. Trinn og sprang i fjellflaten var ikke kartlagt nøyaktig nok. En gennomboring til sjøen startet ca. 30 m bak sjøflaten. Hullene ble tettet med en

pakker utviklet av Astrup Høyer. Den ble montert på borstangen og blåst opp med ca. 20 bar trykk fra riggen. Gjennomboringer skjedde trinnvis før og under salveboringen. Totalt ble det boret igjennom ca. 60 hull for å detaljkartlegge fjelloverflaten. Noen av salvehullene ble ufrivillig boret igjennom. Ut fra målte hull-lengder, ble lengden av de planlagte salvehullene endelig justert.

For hovedtunnelen mot utslaget ble det brukt reduserte salvelengder og delte salver. Samme opplegget ble brukt for siste del av groptunnelen og sjakten. Arbeidene ble hele tiden fulgt opp av rystelsesmålinger. Grensen for rystelser ble satt til 100 mm/sek og 200 my. Sprengstoffmengden pr. salve var i området 50-80 kg.

Man har vært meget heldig med fjellforholdene i området. Selv om fjellet har vært godt, har man uten tvil hatt meget stor effekt av delte salver og reduserte salvelengder. Man har unngått opprivning og oppbomming av fjellet. Flatene er blitt meget jevnt og fint skåret i fjellet.

UTSLAGSSALVEN

Den planlagte utslagsalven var spesiell av 2 grunner :

- Avstand til konstruksjoner
- Salvens form og bormønster.

Salven måtte ha form som en forskjæring. Avstanden til betongproppen var ca. 12 m fra tyngdepunktet av salven. Nærmeste borhull var 2 m fra Ytre betongplugg. Skjæringen måtte sprenges ut med nesten 20 m lange horisontale hull for å gi plass til oljerøret.

Bakveggen som ville bli 15 m høy, måtte være stabil, slik at dykkere kunne gå inn og arbeide etterpå.

Salven ble boret med horisontale og vertikale hull. Man fikk en 3-kant i fjellflaten mot sjøbunnen. Tenner-rekkefølgen ble planlagt slik at salven skulle åpnes i denne 3-kanten og blas ut mot sjøen med parvis horisontale og vertikale raster. Samtidig med salven åpnet mot sjøen, skulle horisontale hull bla ned mot sjakten. Tenner-nummerne ville være ca. samtidig ved bunnen av skjæringen.

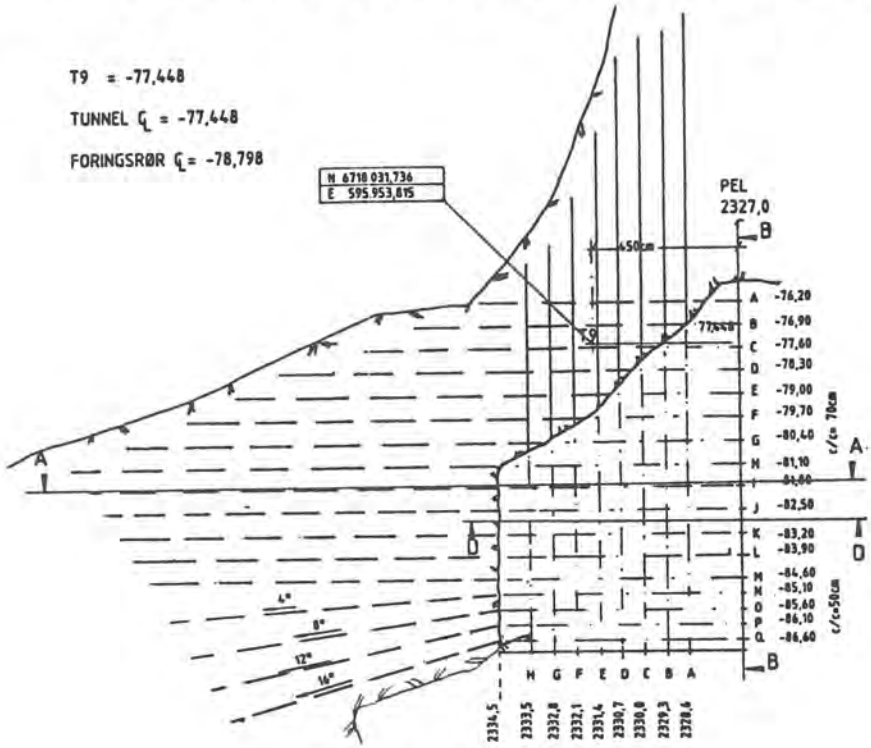


Fig. 5.5, Bormønster

Ut over denne kilkutt-effekten, ble det ikke boret noen form for kutt og en hadde ikke en utslagssalve i vanlig forstand. Salven ble planlagt som en terskelsprengning på 80 m dyp. En tradisjonell utslagssalve er nærmest en kanonavfyring med 7 - 8 kg/m^3 med sprengstoff. Med den planlagte løsningen, ville spesifik ladning være ca. 3.0 kg/m^3. Påkjenningen på fjellet og konstruksjoner burde bli moderat. Etter en del justeringer, fikk salven sin endelige form og karakteristiske date er listet i følgende tabell :

Teoretisk fast volum	870 tfm^3
Borkrone	2 1/2"
Horisontale hull	1797 bm
Vertikale hull	630 bm
Totalt antall hull	222 stk
Sprengstoffmengde	2600 kg

Fjellet i området er skifrig og viste en konsentrasjon av spalter i foten av skråningen. Før salveboring, ble nesen over pluggen sydd med 6 m bolter. Stuffen ble sydd med glassfiberbolter og sprøytet for å hindre utfall.

Bormønsteret ble satt opp til 0.7 x 0,7 m både for de horisontale og de vertikale hullene. Det ble boret til 0,5 m fra fjellflaten i sjøen. De lengste hullene var 16 m. Avviksmålinger viste et svakt systematisk avvik mot nord og en synk av borspissen. I gjennomsnitt var avviket ca. 40 cm ved 10 m borlengde.

Salven ble boret med tunnelriggen (3-boms Strømstad-rigg). Det ble brukt Guide-bit kroner som er en kombinasjon av skjær og vorter. For hullengder over 6 m ble det brukt styrerør. Hele salven ble boret ferdig før sjakten ble sprengt igjennom fra Groptunnelen og før betongpluggene ble støpt. Etter salven var boret, var lekkasjen fra området 18 l/min. Denne sto uforandret i de 3 mnd det tok å bygge pluggene med installasjoner.

For undervannsprengning og utslagssalver brukes millisekundtennere. Ut fra rekkefølgen som gitt foran, ble salven delt opp med tennernummer fra 1 til 16. Sprengstoffmengden pr. tenner ble kontrollert og planen ble endelig justert. Det ble brukt 2 tennere i hvert hull. Tennerne ble koblet i 4 parallelle og uavhengige serier.

Antall tennere	222 x 2	=	444 stk
Antall tennere pr. serie		=	111 stk
Motstand pr. serie	111 x 3,6 ohm	=	400 ohm
Motstand serie/paralelltkoblet		=	100 ohm
Motstand skytekabel (14/100 x 2500/2)		=	17,5 ohm
Totalmotstand		=	117,5 ohm
Tennapparat :			Dynocon 30
Oppladningsspenning			1100 volt
Strømgjennomgang	1100/117,5	=	9,4 amp
Grenstrøm	9,4/4	=	2,35 amp

Tennertype : Tyske millisekundtennere gruppe 1 med 20 m ledning forsterket med strømpe.

De 4 tennerkretsene ble koblet til kabler som var støpt inn i pluggene. Videre ble tenner- og reservekabel ført ut til forskjæringen (2500 m), hvor tennerapparatet ble plassert.

Sprengstoffet som ble brukt var 35 x 600 mm Extra Dynamitt. Både tennere og sprengstoff ble testet for 90 m vanntrykk etter spesielle prosedyrer av Dyno.

SJOKKLASTER, FORKOMPRIMERING

Avstand fra salvens tyngdepunkt til betong-/stålkonstruksjon var 12 m og til nærmeste ladede hull 2 m. Faren for riss i fjellet og lekkasjer ble funnet akseptable ut fra oppgitt sprengstoffmengde. Som kriterier ble satt maks. svingehastighet 450 mm/sek og maks. amplitude 1500 my.

Betongpluggen og stållokkene var dimensjonert for 25 bar ut fra foreløpige overslag. Hengsler, stag og boltehoder ville få slag fra steinsprut. Det var helt nødvendig med en skikkelig tildekning av konstruksjonene. Etter sprengningen måtte den kunne fjærnes enkelt

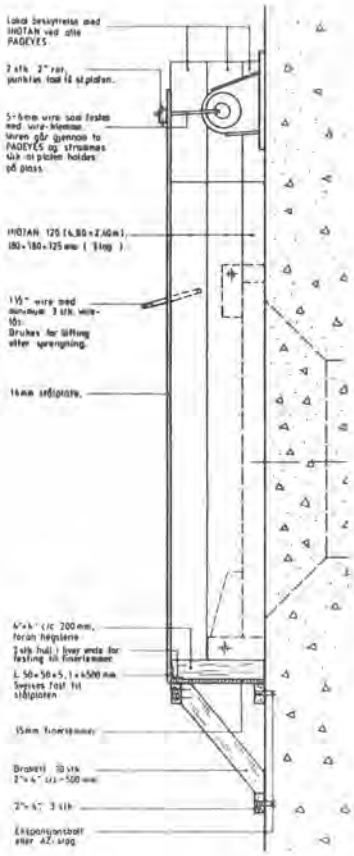


Fig. 5.6, Tildekking av betongplugg

av dykkere. Det ble valgt en 20 mm stålplate med 0,5 m skumplast mellom stålplaten og konstruksjonen. Strukturen i materialet måtte tåle vanntrykket uten å klappe sammen. Det ble valgt en styrodur av typen Inotan 120 som har en trykkfasthet på 1,4 MPa (14 kp/cm^2).

De første beregninger fra NHL, viste at forkomprimering ikke var nødvendig. Da sjakten og grentunnelen kom inn, viste beregningene at trykket ville stige over 25 bar som lokkene var dimensjonert for. Et lavt initialtrykk ville gi en kraftig innstrømning etterpå som kunne gi en vannhammer-effekt som var kritisk. Volumet av sjakt og groptunnel (plassering av betongplugg) ble justert til 3.500 m^3.

Det var forskjellig syn på vurderingene. Med den aktuelle kutten, ville en del av sprenggassene utvides mot sjøen før salven slo gjennom mot sjakten. Friksjons- og innstrømningstap var i liten grad tatt med i regnestykket. Man hadde eksplosjonslast og tillatte spenninger kan økes vesentlig.

Ut fra beregningene og anbefalinger ble det valgt å forkomprimere til 4.5 bara. Ut fra denne forkomprimeringen ble maks. trykk beregnet til 25 bara uten friksjon og 17,5 bara med moderat

friksjon under innstrømningen. Viskositeten er en helt annen for luft enn for vann og man valgte å utføre en test-komprimering opp til 3.5 bara. Testen ble utført etter salven var ferdig ladet. Det ble brukt 16 m^3 presse utenfor påhugget og 3" ledning i tunnelen. Testen viste at det anbefalte trykket skulle kunne nås uten problemer. Tid for komprimering ble beregnet til ca. 24 timer.

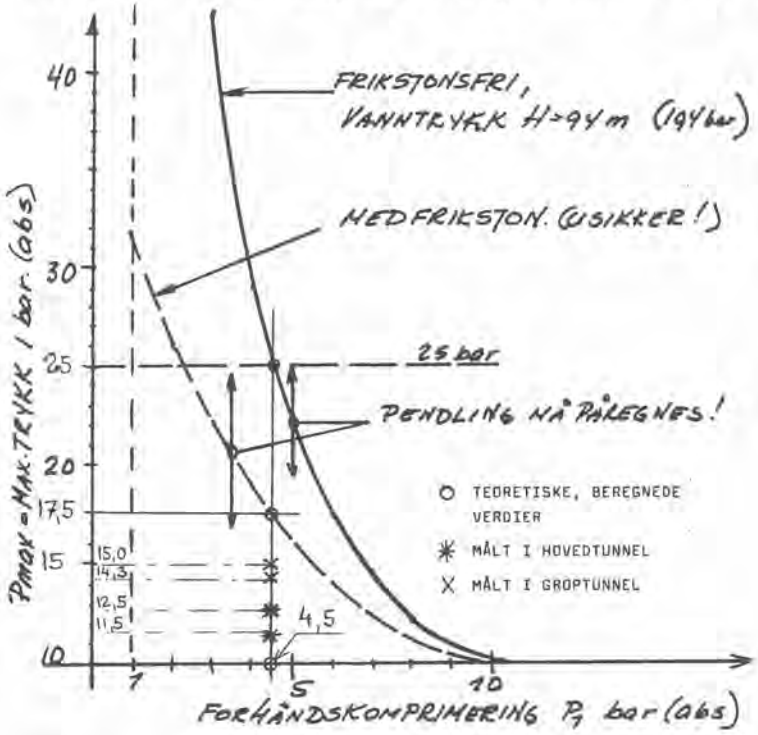


Fig. 5.7 Trykkstigning i sjakt og groptunnel

For å registrere det som virkelig skjedde, ble det montert rystelsesmålere på innsiden av den ytre pluggen. 1" rør ble støpt inn i pluggen og trykkmålere ble montert på tunnelsiden. Det ble montert 2 sett i både hoved- og groptunnelen. Målerne ble koblet til båndspiller for registrering. Fra sprengningen, viser målingene følgende resultater:

	Hovedtunnel	Groptunnel
Svingehastigheter (sjokk)	280 mm/sek	
Amplitude	700 my	
Maksimaltrykk (gass)	12,5/11,5 bar	15,0/14,3 bar
Tidsforsinkelse		4,3 sek.

Målingene ligger godt under det teoretisk beregnede maksimal-trykket. Med de faktorer man var klar over synes beregninger og målinger å stemme overens. Det er lite sannsynlig man ville nådd kritiske trykk uten å forkomprimere.

LADING, SPRENGNING

Stålinstallasjoner og plugger ble inspisert og kammeret avstengt. Dekningsplaten med Inotan ble montert. Alle lade- og koblings-arbeider skjedde ved adkomst gjennom pluggen i groptunnelen. Fra bunnen i sjakta til salvehullene måtte sprengstoffet løftes 25 m.

Fra salveboringen var samtlige borhull foret med 50 mm plastrør for å hindre at de raste sammen, eller gikk tette hvis injeksjon ble nødvendig. De vertikale hullene ble ladet først. Hull-lengden ble kontrollmålt med 40 mm plastrør. Det ble sendt ned på sålen hvor det ble kappet og ladet ferdig med sprengstoff og tennere. Deretter ble røret heist opp til salvenivå og presset opp i borhullet.

De horisontale hullene ble ladet på vanlig måte med pølser og tennere og stappet med la-kjepp. Borhullene ble tettet med koniske treplugger med spor for tennerledningen. Ladingen gikk over 3 skift.

For lading, kopling og komprimering var det satt opp prosedyrer som var gjennomdiskutert på forhånd. De ble fulgt meget nøye med

sjekkpunkter som ble signert ut underveis. Spesielt under kopling av salven, ble strømkretsene målt og sjekket helt fram til salven ble avfyrt. Scotchlok hurtigklemme type UR ble brukt til koplingen. Den var meget effektiv. Hele salven var koblet på 1 langskift.

16. mars 1987 kl 1052, trykket ordføreren i Øygarden, Kjell Alvheim på knappen. Sikten var dårlig i snøbyger som gikk over området og avstanden ut til utslaget er ca. 2 km. Fra Hjartøy kunne det ses en kuppel som løftet seg ca. 5 - 10 m på havflaten. Det var ingen samlet gasslomme som slo igjennom opp til overflaten. En melkehvit flate utvidet seg til en radius på ca. 300 m. Spreng-gassene og luften fra forkomprimeringen, totalt ca. 20.000 m^3, var finfordelt og kom opp til overflaten over noe tid og med spredning over et stort areal. Etter 5 min. var alle spor forsvunnet. Man hadde et synlig bevis for at sprengningen måtte ha hatt nær full omsetning.

Signaler på lekkasjer/skader ble sjekket idet man gikk inn i tunnelen. Porten til slusen ble åpnet og man fikk synlig bevis for at det ikke var oppstått skader eller lekkasjer. Vanntrykket var kommet direkte på pluggene. Total lekkasje i området var øket fra 18 til 70 l/min.

INSPEKSJON AV SALVEN

Større etterarbeider etter sprengningen ville kommet på kritisk linje med risiko for utsettelse på Leggefarttøyet. Det hastet å få klarlagt omfanget av rensk og eventuell etterspreng ning i skjæringen.

Første inspeksjon med ROV (Remotely Operated Vehicle) ble utført 18. mars 1987, 2 dager etter sprengningen. En ny inspeksjon ble foretatt 26. mars 1987. Sikten i vannet var ennå meget dårlig men man fikk bekreftet at det var full åpning. Dekningsplaten var blåst bort. På video-skjermen kunne en se at betongpluggen og lokkene var

uskadet. Man kunne såvidt se skraper i malingen. Betong/fjellmassen over konstruksjonen virket stabil.
Fra gjennomgang av video-tapen, kunne en registrere at det lå igjen en terskel foran sjakten som var 0,5-1,0 m for høy. En kunne stille spørsmål om et par overheng.

Omfanget av rensk og rydding kunne beskrives ganske nøyaktig. Videre var det klart at terskelen måtte fjærnes. Man viste ikke om det var fast fjell, blokker eller løsmasser. Det ble satt igang forberedelser til å kunne bruke rettede ladninger av typen Perfolit (6- og 16 kg ladninger) fra Dyno.

Dykkerskipet Norskald stanget seg fra Stavanger til Hjartøy i stiv kuling 18. mai 1987. Sikten i sjøen var fantastisk og fra ROV-en fikk en fin oversikt over hele utslagsområdet. Sjakten var imponerende med en 15 m høy bakvegg. Man kunne se borpipene i hele bakveggen. Kuttet mot opprinnelig fjellflate var rent, uten oppriving.

Fig. 5.8 Sjaktvegg og lokk

Formen på gropen ble kontrollert. Sideveggene og bakveggen var sprengt ut som forutsatt. Toppen på massene var forutsatt å ligge under rørnivå. Den var kommet 12 m ned i sjakten. Innspyling av masser inn i sjakten og groptunnelen har vært langt mere effektiv enn antatt. Fra gropa kunne en se at fraksjoneringen var meget fin og største delen av massene var under neve-størrelse.

Det ble funnet en del plastrør med sprengstoff som viste at det var en del forsagere. Mye tyder på at de lange horisontale hullene ble klippet av. Avrundingen i sjaktfronten ble ikke som planlagt. Fronten ble slått i mere rett linje vinkelrett hullene.

På sjøsiden var kanten forran sjakten som etter en snøplog som hadde løftet skjæret. Ut mot spissen var takene blitt for tunge. Massen var løftet og oppknust. Dykkerne startet med å lempe stein for hånd. Senere ble brannslangen fra skuta brukt. Finmassene ble spylt vekk og røysa sank sammen til akseptabelt nivå. Steinstørrelsen var ca. 10-30 cm med innblandet skjellsand og finknust masse.

Renskeoperasjonen gikk over 3 døgn med ca. 1 døgn for rensk og profilering, 1 døgn på steinrøysa og 1 døgn til diverse treningsaktiviteter. Kostnadene var i overkant av 3 mill. kr. og bekrefter forskjellen i kostnadsbildet på sjø- og tunnelside.

KONKLUSJONER

Tunnel-konseptet med utslagssalve i sjøen har vært meget vellykket som konsept. Etter renskearbeidene har det vært utført en vellykket inntrekking. Viktige milepæler er nådd til rett tid.

Totalkostnadene for Strandhogg Hjartøy er ca. 90 mill. kr. Det omfatter tunnelarbeider og utslag, stålinstallasjoner og

rørlegging, men ikke undervannsarbeider. Kostnadene er vesentlig lavere enn de opprinnelige estimater.

Det har vært lagt ned mye energi i å utnytte muligheter til justeringer og forbedringer underveis.

Ilandføringen har vært spesiell, med blanding av offshore og landbasert virksomhet. Det har vært et "multi-disiplin" prosjekt hvor man har beveget seg over fagområder som fjell, betong, stål, rørlegging, etc. Norsk Hydro har valgt å gå sterkt inn i styringen av dette samspillet. Denne styringsfunksjonen har vært og vil alltid være en vesentlig nøkkel til en vellykket gjennomføring av et prosjekt.

UTSLAG FOSSVATN

The Fossvatn Lake Tap

Siv.ing. Erik Dahl Johansen
Siv.ing. Kåre Dyrkorn
Statkraft, Kobbelv-anlegget

SAMMENDRAG

Ved Kobbelv-anlegget er det skutt 6 utslag på 70 til 119 m dyp. Utslaget i Fossvatn er det dypeste i verden, med 119 m vanntrykk mot luka.

Ved utslag under vann er det viktig med nøye planlegging og oppfølging av forarbeider og arbeidet med selve utslaget. Det er viktig at ansvarsforhold er entydig og at det finnes folk med nødvendig kunnskap på stedet slik at eventuelle uforutsette situasjoner kan vurderes straks.

Med riktig planlegging og forarbeid er det ikke værre å skyte utslag på 120 m dyp enn på 20 m, men konsekvensene er større om noe går galt.

Utslaget i Fossvatn gikk bra, selv om det oppstod uventede luftlekasjer. Det gikk bra fordi det var gjort et godt forarbeid, og fordi det var folk tilstede som kunne bidra til å ta de rette avgjørelser.

SUMMARY

There have been 6 underwater piercings at Kobbelv water power prosject, widt dept ranging form 70 to 119 m .

The lake tap at Fossvatn is at 100 m deep, and the gate is located 119 m below waterlevel. This is the deepest lake tap in the world.

A successfull piercing depends on good planning and exact work during construction of the tunnel under the seafloor and the work with the piercing . It is of great importance that there are people with the nesessarry knowledge at the site. If anything unexpected happends the plans may have to be changed during the final work with the piercing.

KOBBELV-ANLEGGET

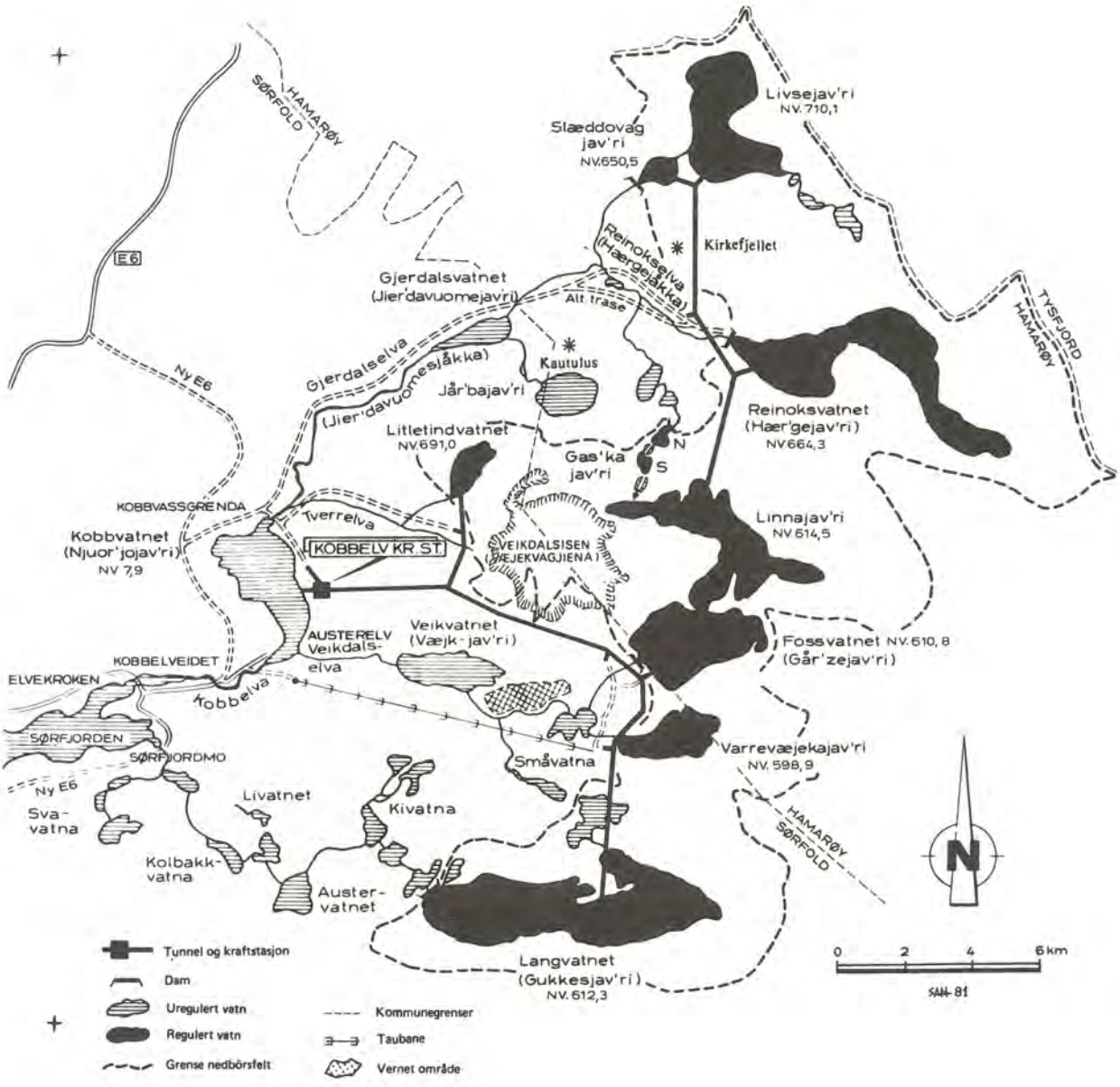
Om kvelden den 3. april 1987 ble det satt verdensrekord ved Kobbelv-anlegget. Utslaget i Fossvatn ble skutt på 100 m dyp og med 119 m vanntrykk mot luka.

Kobbelv-anlegget ligger i Sørfold og Hamarøy kommuner i Nordland Fylke, ca 10 mil nord-øst for Bodø. Anlegget er et typisk høgtrykksanlegg med tilløpstunnel, trykksjakt og kraftstasjon i fjell.

Kart over utbygningen er vist i fig. 1. Hoveddata for anlegget er gjengitt nedenfor.

Fallhøyde,	maks	622 m
	min.	520 m
	midlere	602 m
Installert effekt		2 x 150 MW
Vannforbruk ved maks last		2 x 29 m3
Magasinvolum		1.500 mill m3
Magasinprosent		309 %
Midlere produksjon		710 GWH
Tilført fastkraft i samkjøringsystemet		940 GWH
Bygggetid		1982-1987
Bygekostnader ekskl.renter, prisnivå 1987		ca 2.000 mill.kr
Samlet tunnellengde		42 km
Antall magasin		6 stk
Dammer	betong hoveddammer	2 stk
		47.000 m3
	betong sperredammer	3 stk
		ca 2.000 m3
	steinfyll. med bet.tetting	1 stk
		ca 50.000 m3

Statkraft har forestått planlegging og utbygging av Kobbelv-anlegget i egen regi.



Figur 1. Oversikt over Kobbelv-anlegget

UTSLAG VED KOBBELV-ANLEGGET.

Magasinene ved Kobbelv-anlegget har store reguleringshøyder og det meste av reguleringen ligger under normalvannstand. Dette har medført en rekke utslag på stort dyp, med utslaget i Fossvatn som det dypeste med 119 m vanntrykk mot luka. Fossvatn er regulert 10 m opp og senket 90 m i forhold til normalvannstand, slik at total regulering er 100 m.

Tabellen nedenfor viser oversikt over utslagene ved Kobbelv-anlegget.

Utslag	Type utslag	Tverrsn. tunnel (m2)	Vanndyp utslag (m)	Vanndyp luke (m)	Tverrsn. propp (m2)	Volum propp (fm3)	Avstand fra luke (m)	Sprengs. mengde (kg)
Lievsejav're	Lukket	18	40	70	10	50	550	350
Reinoksvatn	Lukket	16	65	85	10	50	465	350
Fossvatn	Apent	51	100	119	40	270	370	1100
Varravajekajav're	Apent	35	34	52	30	150	90	1100
Langvatn vest	Apent	18	62	90	10	50	450	350
Langvatn øst	Apent	18	77	90	10	50	340	350
U-tunnel Kobbvatn	Apent	51	6	8	51	425	10/600	2000
Utslagene Langvatn vest og Langvatn øst skytes samtidig.								

UTSLAG FOSSVATN

Figur 2 viser arrangementet ved utslaget i Fossvatn.

Utforming av utslagsalve, grop for steinmasser osv. var gjort av anlegget og Statkrafts egen planavdeling i samarbeid med Jan Sandvik ved NHL. Dyno Konsult har utarbeidet bore- og ladeplan for utslagsalva.

Selve utslagsalva var 40 m2 og ca 6.5 m lang. Volumet var beregnet til ca 270 fm3. Utvendig vanntrykk på utslagsalva var 100 m, det gir en total kraft på 4000 tonn på den siste fjellproppen.

Valg av trace ut under vannet og plassering av selve utslaget var bestemt ut fra seismikk og loddekart. Bergarten er en massiv granittisk gneis med seismisk hastighet på ca 5000 m/s. Seismiske profiler viste 1-3 m løsmassse ved utslaget. Lodding viste god overenstemmelse med seismiske profiler.

Arbeidet med å drive tunnelen ut under 100 m vanntrykk gikk greit. Det ble foretatt systematisk sonderboring de siste 100 m fram mot utslaget. Sonderboring viste god overestemmelse med seismiske profiler.

Det ble boret et 20 m langt hull ca 70 opp og framover i traseen for hver salve. Det ble supplert med flere hull i hengen og ut til siden da tunnelen nærmet seg utslaget.

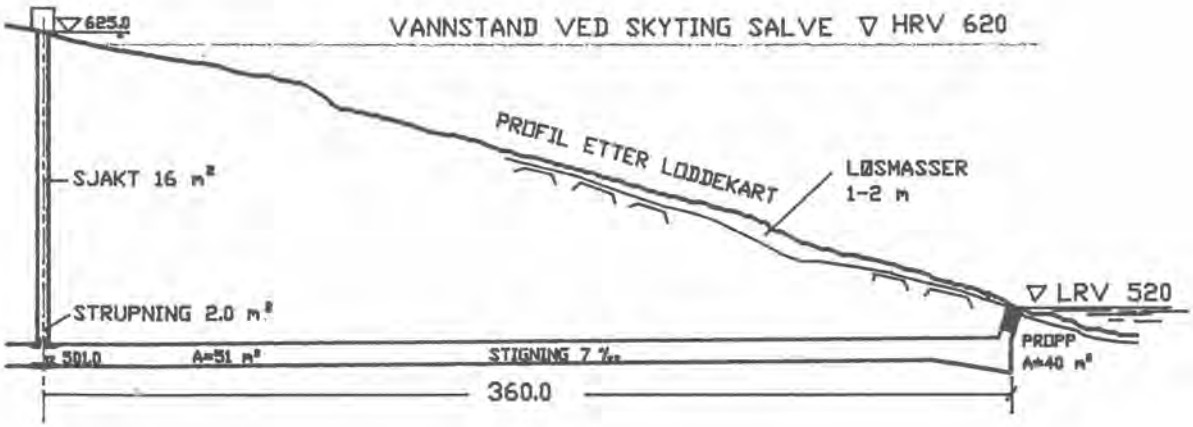
Fjellet var endel oppsprukket de siste 4-5 salvene . Det ble injisert ca 15 000 kg cement. Det var alikevel en lekasje på ca 4.5 m3/min etter at utslagsalva var ferdig boret .

Tunnelen fram mot utslaget ble drevet med full salvelengde med unntak av de siste to - tre salvene. Sjakta opp mot utslaget ble skutt i små salver. Utslagsalva ble trimmet og boret ferdig. Gropa under utslaget ble deretter skutt og lastet ut. Gropa er på ca 600 fm3, den ble skutt i 5 salver.

Utslagsalva og gropa var ferdig etablert i august 1985, og stod og "ventet" under arbeid med lukesjakt og luke.

STATKRAFT KOBBELVANLEGGET

PRINSIPPSKISSE
UTSLAG FOSSVATN 03.04.87



Figur 2. Arrangement ved utslag Fossvatn.

LUKA

Luka ligger 370 m fra utslaget. Luka er en tradisjonell konstruksjon med hovedluke og revisjonsluke. Lukesjakta vil være vannfylt. Den er drevet med Allimak, 16 m2 i tverrsnitt og 115 m høy.

Luka er levert og montert av Kone. Luke og platekasse er montert sammen på stedet av seksjoner på maks. 3 tonn pga. at transporten måtte foregå med taubane. Hoveddata for luka er gitt nedenfor.

Kone la ned sin virksomhet på lukesektoren på den tiden luka ble montert. Dette har gitt store problemer for anlegget under lukemontasjen.

	Hovedluke	Revisjonsluke
Type	Rulleluke	Glideluke
Lysåpning	3 x 5.6 m	3 x 5.6 m
Opptrekk	Hydraulisk med opptrekkstenger	Wire - spill
Ventiler	-	4" tappeventil i luka
Manøvrering	Bare mot likt trykk på begge sider av luka	d.o.

Beregninger viste at det var nødvendig å redusere tverrsnittet i sjakta for å begrense oppsvinget når salva ble skutt.

Struping ble oppnådd ved å montere stålbjelker HEB 500 og HEB 600 tett i tett i sjakta på toppen av lukekonstruksjonen, slik at tverrsnittet ble redusert til ca 2.9 m2.

UTSLAGET

Prosedyren for utslaget var bassert på en fjærende luftpute ved utslaget og en vannsøyle i sjakta for å dempe oppsvinget. Utslaget ble skutt mot stengt hovedluke som var dimensjonert for en maks belastning på 181 m vanntrykk.

Oppstillingen nedenfor viser hoveddata for utslaget. Beregninger som var gjort på forhånd er vist i den ene kolonnen og virkelige verdier og måleresultater er vist i den andre kolonnen.

	Beregninger	Resultat
Salvestørrelse	270 fm3	
Antall borhull, 45 mm	159 stk	
" 100 mm	8 "	
Sprengstoffmengde	1200 kg	1100 kg
Spes. sprengstoff forbr.	4.62 kg/fm3	4.23 kg/fm3
Antall tennere	318 stk to i hvert hull	
Innfylt vannmengde	ca 20.000 m3	ca 19.000 m3
Innfylt luft	6150 Nm3 620 m3(9.9 bar)	3200 Nm3 420 m3(7.5 bar
Maks. lufttr. v. innfyl.	9.9 bar	7.5 bar
" v. sprengn.	14.3 "	12.5 "
Aktuelle kotehøyder		620.0
Vannstand Fossvatn	620.0	620.0
Lukehusgulv	624.3	
Luketerskel	501.0	
Oppfylling i sjakt	600.0	572.8 *
Oppsving i sjakt		624.2 *
Oppsving i sjakt		51.4 m *
Trykk mot luke		
Maks tillatt	18.1 bar	
Maks. trykk mot luke ved sprengning	17.7 bar	17.3 bar

Opplegget for lading, vannfylling osv. var bassert på det som er nevnt ovenfor.

Stillas	Det ble bygget stillas av tre i gropa for atkomst for lading. Stillaset var 15 m høgt. Det ble bygget uka før utslaget skulle taes.
Sprengstoff	Extra dynamitt, 35 x 600 Spesialbestillt for 100 m vanntrykk i 72 timer.
Tennere	Tyske Gr. 1 tennere Spesialbestillt for 100 m vanntrykk i 72 timer
Lading	Ladetetthet 1.35 kg/m To tennere i hvert hull Isoporpropper i uladet del av hullet Spesielle treplugger med spor for tennerledning ble slått i hullene
Kobling	Scotchlok, type UR koblings og isolasjonsklemmer Bunn og topptenner i hver sin serie.
Skyteledning	2 x 2.5 mm2 To serier og en ledning for avskyting av skyteledning og pumpeslange. Lengde for hver skyteledning ca 530 m. Skyteledning var ført opp sjakta.
Tennapparat	Dynocon 140
Vannfylling	2 pumper a 1000 m3/time Vannfylling fra Fossvatn via lukesjakta gjennom to 30 m lange 10 " slanger
Luftfylling	1 stk. 16 m3 elektrisk kompressor 1 stk. 9 m3 diesel kompressor Maks. lufttrykk 10 bar 2" slange ned sjakta.
Måling av vannstand i tunnel	Spesialinstrument. Montering og avlesning av NHL
Måling av trykk mot luke	Trykksensor, montert og avlest av NHL

Det var planlagt å pumpe tom gropa ved utslaget under arbeidet med lading, klargjøring og riving av stillas. Pga. problemer med jordfeilvernet og dermed risiko for overslag og utilsiktet tenning, ble alt elektrisk opplegg rigget ned og tatt ut. For atkomst til salva ble det brukt en 14' plastbåt. Dette medførte endel forsinkelse med ladearbeidet og arbeidet med riving og borttransport av stillaset ble langt mer arbeidskrevende enn om det hadde vært tørt slik at hjullaster kunne vært benyttet.

Bortsett fra dette gikk arbeidet med lading av salva greit. Alle borhull var kontrollert før ladearbeidet startet. Hull med stor vannlekasje var foret med 45 mm plastrør.

Luka ble satt fredag 3.4. kl.03.00 knapt to døgn etter at ladingen startet. Vannfylling startet straks. Oppfyllingen gikk planmessig i starten. Etter hvert som vannstanden steg i sjakta og trykket økt i luftlomma på stuff ble det gjennom måletekniske innretninger konstatert at det var mindre luftlekasjer ut i fjellmassivet.

Ved en vannstand på kt 568 i sjakta var luftlekasjene større enn den kapasiteten vi hadde for innfylling av luft.

I tillegg til luftlekasjer hadde vi også konstatert at det var betydelige vannlekasjer gjennom luka. Lekasjene var i skjøtene mellom de enkelte lukedelene og skyldes konstruksjonsfeil i pakningsystemet.

Det var nå oppstått en kjedelig situasjon. Etter beregninger gjort på forhånd gjenstod enda ca 32 m oppfylling i sjakta, dvs en ytterliger økning av lufttrykket ved stuff med 3.2 bar. Dette ville medføre større lekasjer og fare for at luftlomma ville bli borte. Dersom salva skulle skytes direkte i vann uten luftlomme ville det medføre ekstreme trykk på lukekonstruksjonen og den ville trolig bli ødelagt.

I en slik situasjon var det en betryggelse å ha eksperter involvert. Regnemaskiner og EDB - anlegg med spesialprogrammer gikk for fullt og forskjellige alternativ ble vurdert. Løsningen ble å fylle vann i sjakta til kt. 572.8. Dette ville gi et optimalt forhold mellom vannstand i sjakta og det luftvolum som da var innestengt.

Beregninger viste at oppsvinget i sjakta ville gå 10 cm over lukehusgulvet, dette ble akseptert. Videre viste beregninger at belastninger på luka ville bli nært opptil det som var tillatt, men også dette ble akseptert. Beregninger var gjort ut fra idealisert forhold uten demping i tunnelen mellom utslag og luke.

Ruheten i tunnelen vil dempe trykkbølgen og oppsvinget noe, i dette lå det en liten ekstra sikkerhet i forhold til de beregningsmessige resultater.

Samtidig som EDB - maskiner og kloke hoder arbeidet på spreng, jobbet kompressorerene for fullt for å kompensere for luftlekasjer mens pumpene pøste inn de siste meterene med vann. Stemningen blandt de 30-talls "tilskuerene" var spent.

Da vannstanden i sjakta nådde kt. 572.8 som forutsatt ble det gjort klar for skyting. Salva ble avfyrt i solnedgangen, kl 20.08 den 3. april, 62 timer etter at lading begynte og 17 timer etter at luka var satt og vannfylling startet.

Det tok 2 minutter fra salva ble avfyrt til den 1.2 meter tjukke isen på Fossvatn ble brutt opp fire hunde meter ut fra land.

Måling viste at trykket mot luka ble 17.3 bar, det var beregnet til 17.8 bar og luka kunne tåle 18.1 bar. Oppsvinget i sjakta ble 47.4 m, dvs bar 10 cm under lukehusgulvet, og 20 cm lavere enn beregnet. Utslaget var vellykket, men marginene var små.

KONKLUSJON.

Et utslag under vann er alltid spennende. Skytingen av selve utslaget er finalen, og det som trekker mest oppmerksomhet. Før en kommer så langt er det mange detaljer som skal klaffe. Driving av tunnelen ut under vannet og etablering av utslagssalve og grop er vanskelige opperasjoner som krever nøyaktighet i planlegging og utførelse.

Ved alle de utslag vi har skutt ved Kobbelv-anlegget har vi hatt bistand av Dyno, NHL og vår egen planavdeling for planlegging og for selve utførelsen av utslagene.

Utslagene er nøye beregnet og planlagt på forhånd. Dersom alt går etter planene kan det synes unødvendig å ha med fremmed ekspertise. Dersom noe avviker fra forutsetningen er det imidlertid av avgjørende betydning at en har kunnskapen på stedet slik at en kan få vurdert den nye situasjonen og truffet de tiltak som er nødvendig for å unngå å komme i kritiske situasjoner. Det at noe uforutsett kan oppstå, f.eks med luftlekasjer, er mer en regel enn et unntak.

Arbeidet med selve utslaget, lading, klargjøring, vann- fylling osv, er en travel og hektisk periode hvor arbeidet må gå døgnet rundt. Ofte er det vannlekasjer og en våt og utrivelig jobb og holde på fremme ved salva. Dette stiller store krav til innsatsvilje og utholdenhet blandt alle de som er involvert.

Erfaringer fra Fløyfjellstunnelen i Bergen. Boring av ny Eidsvågstunnel.

Experiences from the Fløyfjell tunnel i Bergen. Fullface drilling of the Eidsvåg tunnel II.

Sivilingeniør Arild Hegrenæs
Statens vegvesen Hordaland.

SAMMENDRAG

Fløyfjellstunnelen i Bergen, som består av to parallelle fullprofilborete tunneler med lengde ca. 3,5 km, skal settes under trafikk høsten 87 (sydgående tube). Driftsopplegget er beskrevet på Fjellsprengingskonferansen 1985. Siden den gang er imidlertid prosjektet på det nærmeste fullført, og det gis en oversikt over samlete resultater, tekniske og økonomiske.

Etter boringen var ferdig i Fløyfjellet, er maskinen bygget om fra ⌀ 7,8 til ⌀ 8,5, og er for tiden i gang og borer Eidsvågstunnel II i Bergen, ca 840 m.

SUMMARY IN ENGLISH

The Fløyfjell tunnel in Bergen, which is a fullface bored twin-tube road tunnel of length appr. 3,5 km, is going to be opened for traffic (southbound tube) autumn -87. The works are described in the paper of the 85-conference. Since that, however, the project is nearly completed, and in this paper is given a review of technical and economic results.

After finishing of boring the Fløyfjell tunnel, the TBM is enlarged from ⌀ 7,8 to ⌀ 8,5 m and is now boring another road-tunnel in Bergen; the Eidsvåg tunnel II, appr. 840 m.

INNLEDNING

Fullprofilboring har hittil vært brukt på 3 forskjellige vegtunnelprosjekter i Norge. Det er Glomfjordstunnelen i Nordland (delvis), Fløyfjellstunnelen og Eidsvågstunnelen i Hordaland. De to sistnevnte ligger begge på Rv. 14, Nordre innfartsåre til Bergen (se flyfoto).

På Fjellsprengingskonferansen 1985 ble fullprofildriften av Fløyfjellstunnelens 1. løp gjennomgått. Når det gjelder orientering om prosjektet samt beskrivelse av selve fullprofilmaskinen og driften av denne, vises til kompendiet fra Fjellsprengingskonferansen 1985, kap. 4. Det skal her bare nevnes at Fløyfjellstunnelen består av 2 parallelle tuber med lengde h.h.v. 3,2 og 3,7 km. Begge tunnelene ble fullprofilboret fra syd.

Høsten 1985 var 2. tube ennå ikke påbegynt, og total-resultatene var derfor ikke klare, hverken de tekniske eller de økonomiske. I det etterfølgende skal vi prøve å oppsummere resultatene fra Fløyfjellet, og se på driften i Eidsvågstunnelen så langt.

Indre del av Nordre innfartsåre

FORBEREDELSE FOR TUBE 2

Etter gjennomslaget av tube I 2. september 1985, ble borhodet demontert og bakriggens to deler skilt fra hverandre. De to "dekkene" kunne så slepes tilbake gjennom tunnelen med hjullastere.

For å få selve boremaskinen (uten borhode) tilbake, var det nødvendig å ta i bruk et spesielt system av boggi-understell og "glidetrau" (se fig. 1).

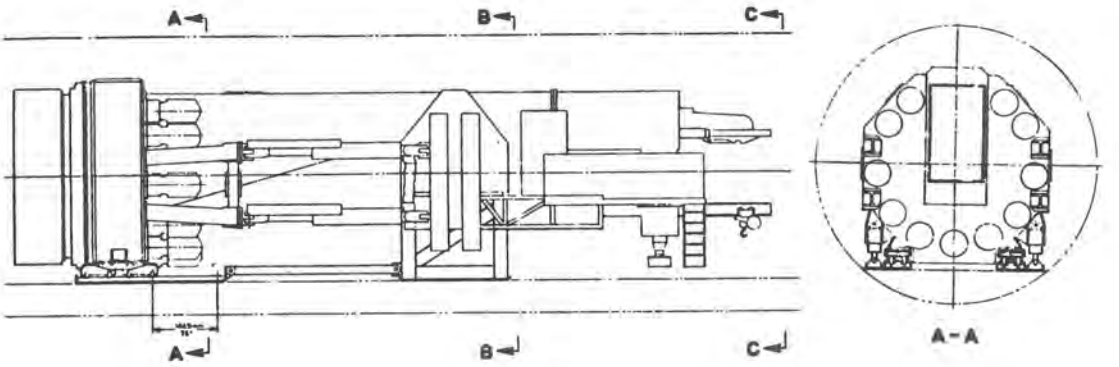


Fig. 1 Tilbaketrekkingssystem

Dette systemet gjorde kun bruk av maskinens ordinære matesylindere som flyttekraft. Systemet fungerer slik at lasten fra maskinfronten vekselvis føres til boggiene og til bakken via to støtter utenfor "trauet". Når matesylindrene står i ytterposisjon, vil boggien ta lasten. Ved sammentrekking av matesylinderne vil boggiene rulle i trauet. Etter full slaglengde vil vekten fra maskinfronten overføres til bakken utenfor "glidetrauet" ved hjelp av løftesylindere. Når nå matesylinderne skyves ut igjen, vil den store friksjonen under frontplaten gjøre at det er "grippertrauet" som skyves bakover og ikke maskinfronten som skyves forover. Når matesylinderne er kommet i ytterposisjon, vil dermed glidetrauet ha beveget seg så langt at boggiene nå står ved fronten av dette, og vi er dermed klare for en ny syklus.

Etter at maskinen var kommet tilbake til utgangspunktet, ble den sideforskjøvet ca. 15 m til tube 2. Dette skjedde ved hjelp av et innleid "walking-beam"-system, som tidligere er kjent fra skipsbyggingsindustrien. Se fig. 2.

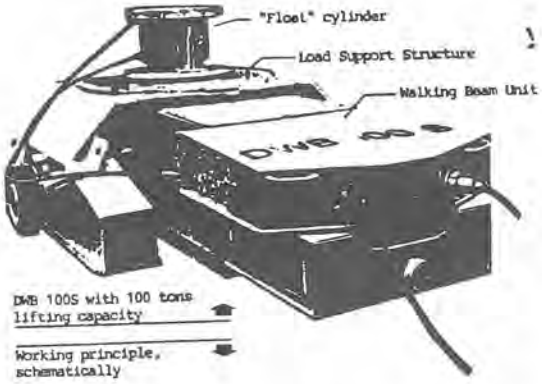


Fig. 2 "Walking beam"-system

Etter at bakrigg og boremaskin var kommet ut i dagen igjen, kunne de til dels omfattende overhalingsarbeider ta til. Særlig mye arbeid var det i forbindelse med cuttersetene. Hele utstyret var klart for oppstart på den nye tuben medio desember 1985. Det var da gått 13 uker etter gjennomslag i tube 1. Vi hadde brukt 2 uker mer enn planlagt på disse operasjonene, og det skyldtes i hovedsak merarbeid med overhalingen.

DRIFTSRESULTATER

Resultatene fra tube 1 er gitt i foredraget fra 1985. Gjennomsnittlig inndrift var 1,60 m/t, og utnyttelsesgraden var i snitt 48 %.

Vi syntes den gang at disse resultatene var ganske bra, hensyn tatt til at det var første gang vegvesenet hadde fullprofilboret en tunnel. Ikke desto mindre hadde vi på bakgrunn av nettop de erfaringer vi hadde gjort i tube 1, regnet med at driften i tube 2 skulle gå bedre enn i tube 1.

Dette slo også til. Særlig på maskinutnyttelsessiden dro vi nå nytte av rutinerte mannskaper og eliminerte barnesykdommer på maskinen.

Den gjennomsnittlige utnyttelse i tube 2 kom opp i ca. 59% (inkl. takskifte) (se fig. 3), altså en forbedring i forhold til tube 1 på mer enn 10 prosentpoeng.

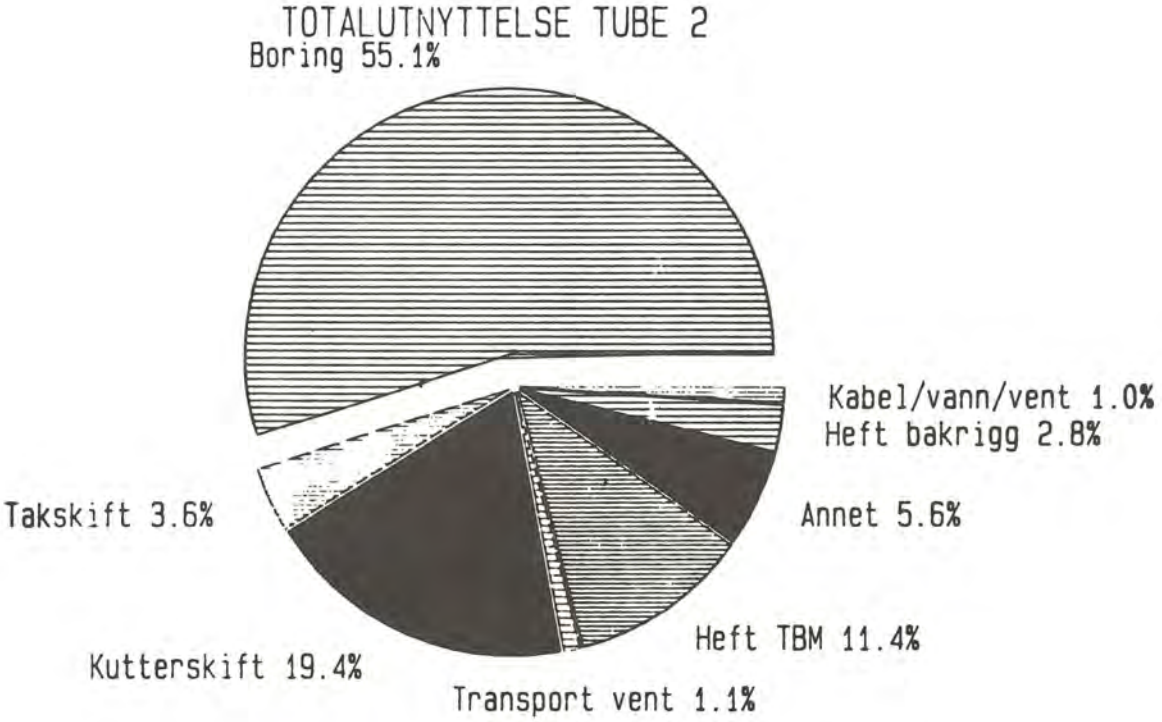


Fig. 3 Gjennomsnittlig utnyttelse i tube 2

Forbedringen skyldtes i første rekke mindre tidforbruk på cutterskiftet, men også mindre stopp på utstyr. Bl.a. gikk vi over til mekanisk spleising av transportbåndet i stedet for vulkanisering. Videre fikk vi installert en egen kraftpakke til silofordelingsbåndet, slik at dette og selve bakriggen kunne manøvreres samtidig.

Når det gjelder nettoinndriften pr. meter er bildet noe mer uklart. Som vi ser av fig. 4 er inndriften dels høyere og dels lavere i tube 2 i forhold til tube 1. Nå er lengden av den homogene gneisen så stor at gjennomsnittet for hele tube 2 blir lavere enn tube 1 (se fig. 5).

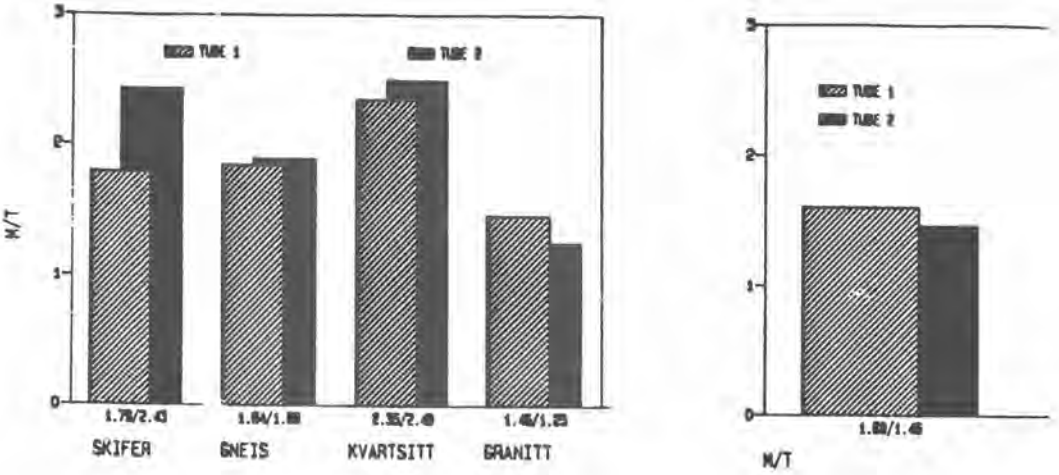


Fig. 4 og 5 Inndrifter

Ser vi nærmere på årsakssammenhengen til disse forskjellene, vil vi kunne si at i den folierte gneisen og kvartsitten er forskjellene så små at vi kan se bort fra dem.

Når det gjelder forbedringen i inndriften i skiferen, må dette skyldes at vi hadde innkjøringsproblemene i skiferen i tube 1, som også slo ut på nettoinndriften. Tilsvarende problemer hadde vi ikke i tube 2.

Nedgangen i nettoinndrift for den homogene gneisen skyldes antakelig hovedsakelig at vi lot facecutterne slites mer ned i tube 2 enn i tube 1. Dette gir særlig utslag i inndrift på harde og tette bergarter. En annen medvirkende årsak kan og være at dreneringseffekten fra tube 1 har hatt en negativ innflytelse på inndriften i tube 2 ved at denne er blitt tørrere.

Produktet av disse to parametrene, timeinndrift og utnyttelsesfaktor, gir den virkelige gjennomsnittlige inndrift, eller døgndriften/ukeinndriften om man vil. Det er her vi har forbedringen fra tube 1 til tube 2. Som vi ser av figuren er gjennomsnittlig ukeinndrift gått opp fra 67,8 til 81,3 m, som representerer en forbedring på 20 %.

Når det gjelder boreverktøysforbruket har vi oppnådd gunstigere resultatet i tube 2 enn i tube 1. Se fig. 6. Gjennomsnittslevetiden er økt fra 101 m^3/cutter til 115 m^3/cutter. Hovedårsaken til dette ligger i at man har latt facecutterne slites mer ned i tube 2 enn i tube 1. Videre må også bedre rutiner og større erfaring både på cutterverksted og ved selve cutterskifteoperasjonen krediteres.

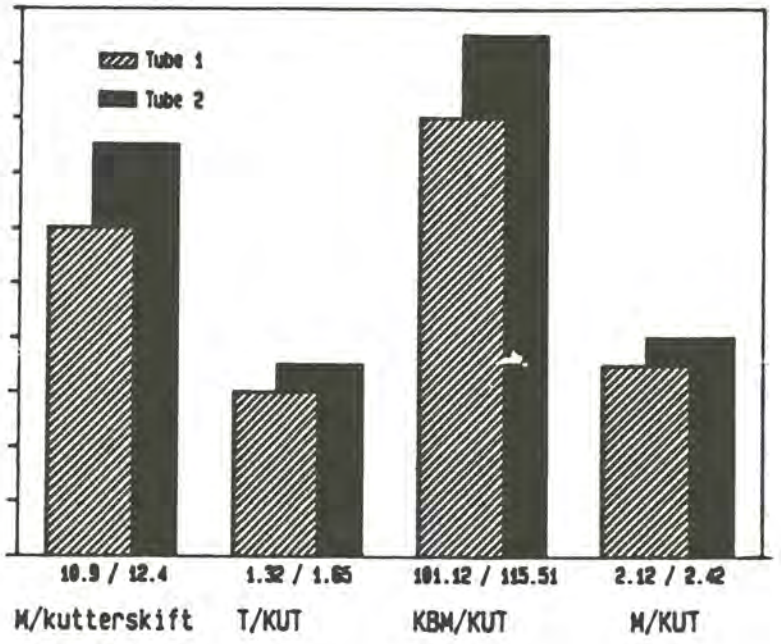


Fig. 6 Cutterforbruk

ETTERARBEIDENE

Som det framgår av fig. 7 er det borete profilet ikke stort nok til å tilfredsstille kravet til en to-felts veg med full høyde. Profilet må strosses i nedre hjørner med tilsammen ca. 11 m^2. Dette utgjør tilsammen ca. 80.000 m^3. Sprenging av tverrslag mellom tunnelene (hver 300 m) utgjør tilsammen ca. 10.000 m^3.

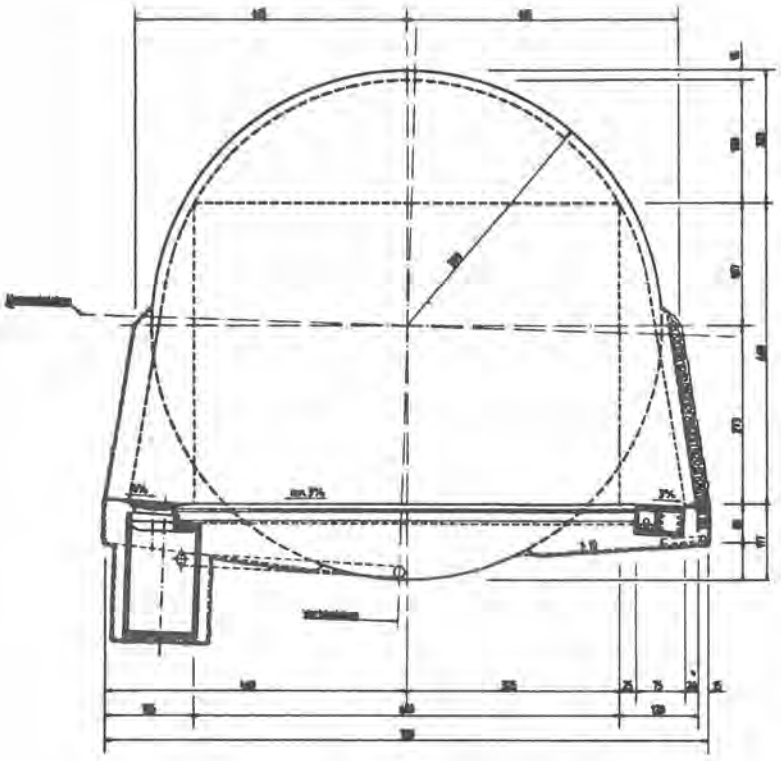


Fig. 7 Profilet i Fløyfjellet

Disse arbeidene startet opp rundt 1. november 1985, og ble utført med henholdsvis 1 to-boms og 1 tre-boms tunnelrigg, og det ble drevet med opptil 5 stuffer samtidig. Det ble boret 18' liggere med 45 mm kroner og ladet med rørladning.

Sprengingsarbeidene ble organisert med boring/lading på dagtid og opplasting/utkjøring på kveld. parallelt med sprengingen gikk masseutskifting av anleggsvegen, som var sterkt nedknust.

I rimelig avstand bak sprengingsarbeidene gikk fjellsikringen, som i hovedsak besto av rensk og bolting. Kun noen få steder var det behov for sprøytebetong.

I tillegg til fjellsikringen er det i en vegtunnel nødvendig å sikre mot vanndrypp på vegbanen. I Fløyfjellstunnelen har dette arbeidet hatt stort omfang med et vannsikringsbehov på ca. 75.000 m^2. Sikringen er utført med polyetylenplater. Disse er på forhånd limt sammen til store flak som boltes direkte til fjellet. Platene isolerer samtidig som de leder vannet langs profilet ned i grøft. Dette er en rimelig, hurtig og effektiv metode for vannsikring.

I skrivende stund pågår en diskusjon om brannsikkerheten til disse platene. Brannmyndighetene har stilt en del spørsmål omkring forholdet brann i tunnel og lange, sammenhengende partier med polyetylenplater. En forsøksserie er i gang i regi av vegvesenet og brannlaboratoriet, og en avklaring om brukskriterier er ventet i løpet av høsten 1987.

Vegkroppen bygges opp av sementstabilisert grus og asfalt (se fig. 8). Grusen som var brukt til Cg var fullprofilmasser som var finsiktet fraksjon + 35 mm. Slitelaget består av 7 cm Topeka med max steinstørrelse 45 mm.

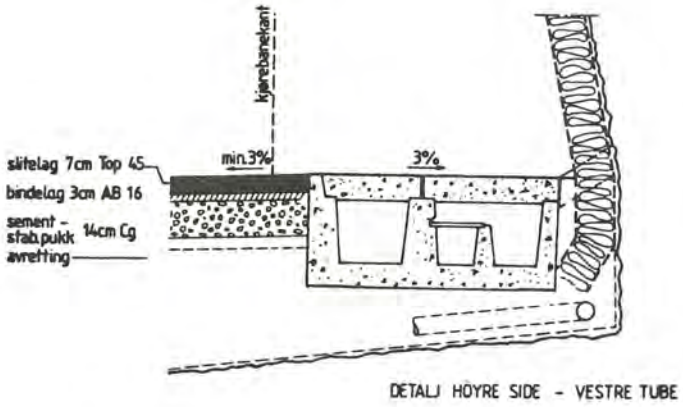


Fig. 8 Vegoppbygging i Fløyfjellet

VENTILASJONSSYSTEMET

Tunnelene skal i prinsippet langsluftes, det vil si at ventilasjonsluften blåses gjennom tunnelen aksialt ved hjelp av impulsventilatorer i tunnelhengen. På grunn av bebyggelse like utenfor begge portalene, er det imidlertid ikke gitt anledning til å la den forurensete luften slippe ut direkte. Derfor har det vært nødvendig å sprenge en ventilasjonssjakt for hver tube, ca. 500 m innenfor utløpsportalen (se fig. 9).

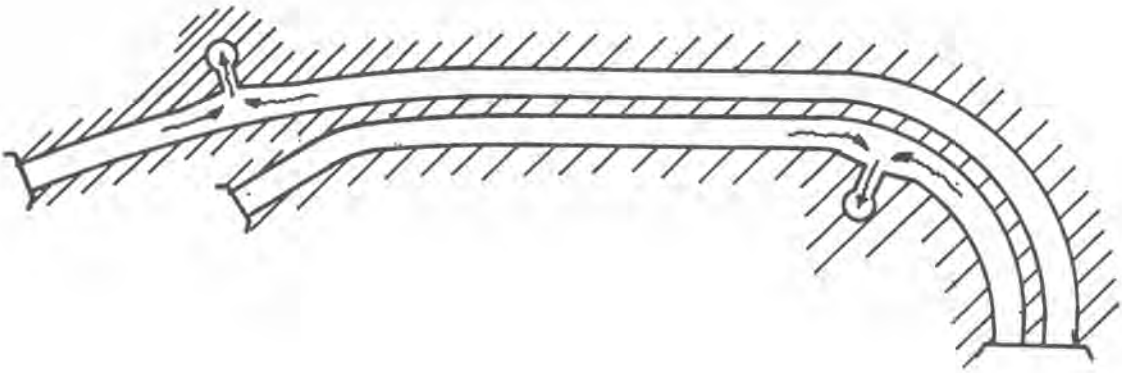


Fig. 9 Ventilasjonsprinsipp i Fløyfjellet

For sørgående tunnel er dette en 375 m lang skråsjakt (45^0), mens nordgående er en loddsjakt med 140 m lengde. Begge sjaktene har et profil på 50 m^2, og på toppen er de utstyrt med en betongpipe på ca. 10 m høyde. Sjaktene er utført i to entrepriser.

Brødrene Hauge/A/S Veidekke har bygget sjakt for sørgående løp, mens A/S Eeg-Henriksen bygger loddsjakten. Begge jobbene er utført med en ca. 8 m^2 Alimak-pilot. For skråsjakten skjedde strossingen ovenfra med en spesiell skinnegående to-boms rigg som boret aksielle strossehull, mens loddsjakten blir strosset nedenfra med radielle hull fra Alimak-heisen.

Ved foten av hver sjakt blir det installert 3 sjaktventilatorer, hver på 160 kW.

KOSTNADER

Fløyfjellstunnelen blir en høytrafikkert bytunnel med spesielt ventilasjonssystem og avansert styrings-/overvåkingssystem. Det er derfor naturlig at kostnadene på denne tunnelen ligger over det som er vanlig for norske vegtunneler. Som tabell nr. 1 viser, er de totale kostnader ca. 275 mill. (86) kr. Dette tilsvarer 39.000 kr/m. Av dette er 40 % kostnader knyttet til fullprofilboringen.

		1983		1984		1985			1986				1987 (x)						1988 (x)			SUM(86kr)
		(50) MOK		(50) MOK	86KR	(51) MOK	(50) MOK	86KR	(51) MOK	(50) MOK	(52) MOK	86KR	(51) MOK	(52) MOK	(50) MOK	(54) MOK	(53) MOK	86KR	(53) MOK	(54) MOK	86KR	
02	BR.LEDELSE		0.0	0.8	0.9	0.2	2.9	3.4	1.6	2.1		3.7	2.0				1.5	3.3	1.0		0.9	12.2
03	PLANLEGGING		0.0	0.2	0.2		0.8	0.9	0.3	0.7		1.0	0.5				0.4	0.9	0.1		0.1	3.0
04-19	INDIREKTE KOSTN.		0.0	4.5	5.1	0.4	3.5	4.3	1.7	7.2		8.9	1.8				1.5	3.1	1.3		1.2	22.6
24.6	FULLPROFILBORING	15.8	18.6	13.2	15.0		44.2	48.2		28.0		28.0			3.4			3.2			0.0	113.1
34	TRANSPORT(F.PR.)		0.0	1.7	1.9		4.8	5.2		6.0		6.0						0.0			0.0	13.2
24	STR./UTSK./STEINLAG		0.0		0.0	0.9		1.0	11.4			11.4					10.2	9.7			0.0	22.1
4	INNRETNING		0.0		0.0			0.0	1.5	0.3		1.8	0.2				2.0	2.1	1.0		0.9	4.8
72	FJELLSIKR.		0.0	0.3	0.3			0.0	4.0	8.2		4.2					6.0	5.7	1.0		0.9	11.2
72.6	VANNSIKR.		0.0		0.0			0.0	2.0			2.0	8.0				1.5	9.0	9.0		0.2	19.2
5	AVRETTING/INNELAG		0.0		0.0			0.0	0.6			0.6	1.7					1.6	2.5		2.3	4.5
6	BEKKE		0.0		0.0			0.0				0.0	3.0					2.9	5.5		5.0	7.9
	SJAKTER		0.0		0.0			0.0			4.2	4.2		9.9		3.6		12.9	2.0	3.6	5.1	22.1
	KIOSKER/KANALER M.M.		0.0		0.0			0.0	2.2			2.2	2.3					2.2			0.0	4.4
	EL.INST.		0.8		0.0			0.0	1.0			1.0	7.6					7.2	8.0		7.3	15.5
	SUM	15.8	18.6	20.7	23.5	1.5	56.2	62.9	26.3	44.5	4.2	75.0	27.1	9.9	3.4	3.6	23.1	63.9	31.4	3.6	31.8	275.8

Tab. 1 Kostnadsfordeling

Det er sannsynlig at tunnelen kunne vært drevet noe billigere med konvensjonelle metoder. Derimot ville problemene i anleggsperioden vis å vis omgivelsene midt i Bergen sentrum blitt av en helt annen størrelsesorden.

NYE PROSJEKTER FOR FULLPROFILMASKINEN

I leieavtalen mellom Robbins og Statens vegvesen var det tatt med et punkt om opsjon på overtakelse av maskinen etter fullføring av Fløyfjellet. For at vi skulle gjøre bruk av denne opsjonen, var det selvfølgelig nødvendig at vi hadde klar nok prosjekter som kunne bores på løpende bånd etter Fløyfjellet, og som egnet seg for boring. Dette hadde vi ikke på det tidspunkt det var nødvendig å ta avgjørelsen, (og vi har det forøvrig heller ikke i dag). Statens vegvesen bestemte seg derfor til å avstå fra å overta maskinen etter Fløyfjellet.

Imidlertid hadde vi et prosjekt som nær sagt var nærmeste nabo til Fløyfjellet, nemlig Eidsvågstunnelens tube nr. 2. Denne tunnelen skal drives parallelt med eksisterende tunnel i avstand ca. 10 m.

Trafikkmengden i tunnelen er ca. 25.000 ÅDT, og det tåles ytterst lite forstyrrelser for denne trafikken før det blir store avviklingsproblemer med kilometerlange køer. Det har derfor lenge vært vurdert hvordan man skulle drive tunnelen på mest mulig skånsom måte. Når vi så hadde fullprofilmaskinen stående ca. 1 km borte, var det svært naturlig å se nærmere på hvilke økonomiske og praktiske muligheter det var for å benytte denne til jobben.

Vi gikk derfor inn i forhandlinger med Robbins (på fritt

grunnlag) om leie til denne tunnelen, som er ca. 850 m lang. Vanligvis vil det ikke være lønnsomt med fullprofil-boring på så korte tunneler, men her var altså forholdene meget spesielle.

Etterhvert ble våre ønsker for Eidsvågstunnelen samordnet med Statkraft sine ønsker for en 6 km lang vanntunnel i Svartisprosjektet. Såvel Statkraft som Vegvesenet var mest interessert i en diameterutvidelse på maskinen; Statkraft for å få optimale hydrauliske forhold, og Vegvesenet for å få redusert strossingen.

Resultatet av forhandlignene var at det ble gjort avtaler mellom Robbins og Vegvesenet om leie for Eidsvågstunnelen, og mellom Robbins og Statkraft om leie for et prosjekt i Svartisen som skal bores etter Eidsvågstunnelen. Innbakt i avtalene er at maskinen skal bygges om fra 7,8 m til 8,5 m i diameter.

OMBYGGINGSARBEIDENE

Som vi allerede har vært inne på, vil man måtte bore et hull med 9,5 - 10 m diameter hvis strossing skal unngås. Ved 7,8 maskin må 11,5 m^2 strosses, med 8,5 maskin må 5 m^2 strosses. I Fløyfjellet gikk strossingen godt og vel til "ekvator", med stedvis behov for relativ tett bolting i overgangen. I 8,5 m alternativet vil strossingen holde seg lavere (se fig. 10) og behovet for sikring blir redusert. Ved siden av kostnadene er tidsaspektene sentrale ved vegbygging. Det hadde derfor vært gunstig å få til et arrangement slik at vi fikk tatt ut "trekantene" i forbindelse med boringen, f.eks. med en eller annen form for delsnittmaskin e.l. Det er på gang utviklingsarbeid på denne saken, men det er ennå ikke utviklet et fullgodt konsept. En annen mulig løsning var å få i alle fall boret opp hull for senere sprenging. Disse måtte i så fall være stendere. Denne saken var nøye vurdert i forbindelse med ombygging til 8,5 m, men det viste seg å være såpass komplisert at Eidsvågstunnelens lengde ikke sto i forhold til investeringene. Dermed vil strossingen bli utført i egen operasjon etter boringen er avsluttet, analog med Fløyfjellet.

Maskinen var fra starten av forberedt for en slik eventualitet, og det var derfor egentlig ganske beskjedne arbeider som måtte til for å få maskinen bygget om. De enkelte deler som bygges om er følgende:

1) Borhodet. 4 nye segmenter
   Antall cuttere økes fra 57 til 61

2) Nye sidestøtter og takstøtte

3) Nye gear som endrer RPM fra 6.13 til 5.81. Dermed blir perioferihastigheten omtrent som før.

4) Forlengelse av bakstøtten

5) - og på bakriggen - forlengelse av takstøttene

EIDSVÅGSTUNNELEN

Eidsvågstunnelen skal drives med den samme bemanningen og skiftordningen som i Fløyfjellet. Vi regner med at selve boringen skal ta 10 uker.

Profilet i tunnelen blir som vist på fig. 10. Som vi ser vil det fortsatt være behov for litt strossing (ca. 5 m^2).

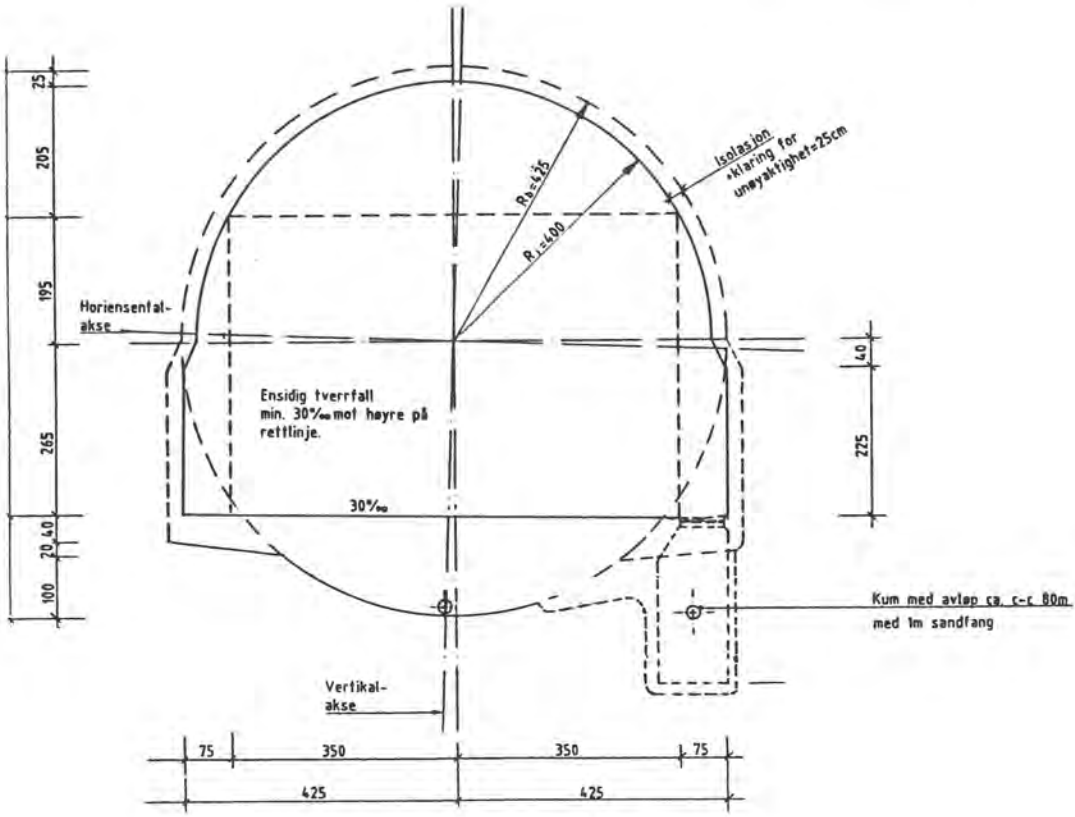


Fig. 10 Profil Eidsvågstunnelen

Når det gjelder kostnadene for tube 2 i Eidsvågstunnelen har vi kalkulert forskjellen mellom det konvensjonelle alternativ og fullprofilalternativet til å være 3 mill. kroner, i favør av førstnevnte. Selv om dette er et stort beløp, vil det være vesentlig mindre enn det samfunnet ville tape på trafikkavviklingsproblemer på nordre innfartsåre hvis vi skulle drevet konvensjonelt.

Hele tunnelanlegget skal gjøres ferdig til -88, og vi vil da samtidig sette trafikk også på nordgående Fløyfjells-tunnel og 4 felt gjennom Eidsvågstunnelene, slik at vi får sammenhengende 4 felt ca. 8 km fra Bergen sentrum mot nord.

AVSLUTNING

Vi vil ved utgangen av 1987 ha fullprofilboret vel 7,5 km vegtunnel i Bergen. Erfaringene er positive når det gjelder tekniske forhold og framdrift. Når det gjelder de rene anleggskostnader er konklusjonen noe mer betinget.

Produktet etter fullprofilboringen er et rør med vanligvis bemerkelsesverdige glatte fine vegger. Desto mer beklagelig er det at deler av profilet må ødelegges med strossing for at profilet skal bli stort nok for vegformål. Den dagen man har kommet fram til et konsept som kan få ut et stort nok profil med boring/fresing, evt. en maskin med stor nok radius til å dekke kravet for en to-felts veg uten strossing, vil fullprofilboring bli et interessant alternativ ved enda flere vegprosjekter i Norge, særlig i tettbygde strøk.

REFERANSER

1. Steinar Grimsmo: Driftsoppf. Fløyfjellstunnelene (Hovedoppgave NTH)

2. Arild Hegrenæs: Fullprofilboring av vegtunnel i Bergen (Fjellsprengingskonferansen 1985)

FULLPROFILBORING VED VINSTRA ANLEGGET

TBM-TUNNELING AT VINSTRA HYDRO POWER PROJECT

Ingeniør Bjørn Johnsrud, Site Manager, Selmer-Furuholmen Anlegg a.s

Ingeniør Tarald Øyen, Selmer-Furuholmen Anlegg a.s

SAMMENDRAG

Arbeidsfellesskapet Veidekke - Selmer-Furuholmen (VSF-Gruppen) skal bore tilsammen 17 km TBM-tunnel med diameter 4,75 m, som en del av kontrakten med Vinstra Kraftselskap.
Bergartene består hovedsakelig av fyllitt med sandsteinslag og har til nå gitt gunstige driftsforhold.

SUMMARY

The joint venture Veidekke - Selmer-Furuholmen (the VSF-Group) are excavating 17 km tunnel with a fullface tunnelboring machine, 4,75 m diameter at Vinstra Hydropower project.

The tunnel goes mainly through phyllite with some sandstone intercalations. The working conditions has so far been good.

INNLEDNIG

Nedre Vinstra Kraftverk ligger i Nord-Fron Kommune, ca. 100 km oppover Gudbrandsdalen fra Lillehammer.

Nåværende prosjekt består av 1 km 35 m^2 avløpstunnel med nytt utløp i Lågen, utvidelse av kraftstasjon i forlengelsen av eksisterende kraftstasjonshall med ett aggregat på 100 MW, sprengning av ca. 6 km 35 m^2 trykktunnel fra stasjon til Tverrslag 5, 330 meter svingesjakt 20 m^2 samt fullprofilboring av 17 km ny tilløpstunnel, d = 4,75 m.

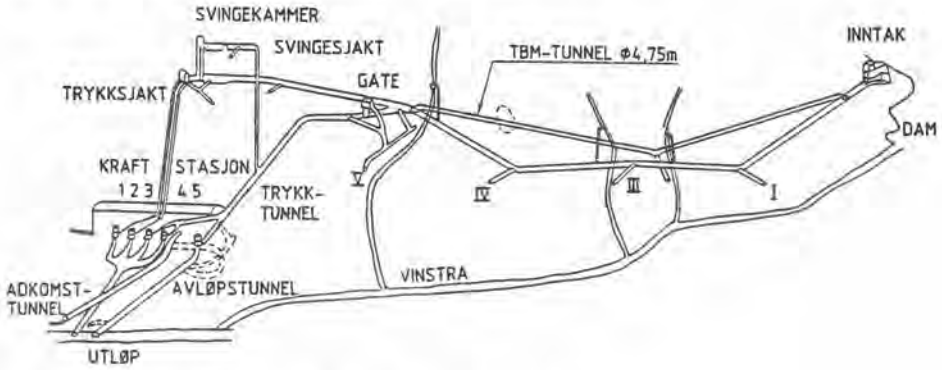


Fig. 8.1 Vinstra Kraftanlegg - Alternativ

Boringen utføres med 2 stk. tunnelbormaskiner fra Tverrslag 3. Høyre maskin skal bore 6900 meter på stigning 3,5 o/oo mot inntak Olstappen mens venstre maskin skal bore 9970 meter med stigning 0,9 o/oo mot trykktunnel Tverrslag 5.

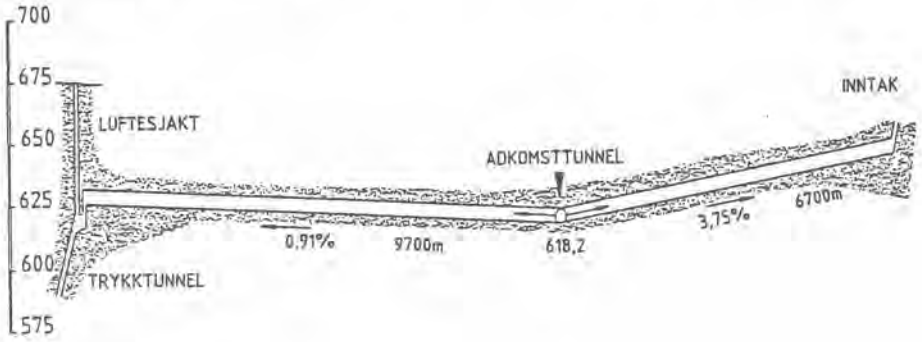


Fig. 8.2 Lengdesnitt TBM-drift

Anbudet forutsatte strossing av eksisterende tilløpstunnel fra 32 til 52 m^2 mellom inntak og Tverrslag 5. Dette skulle utføres på en, alternativt to sesonger à 26 uker. VSF-Gruppen utarbeidet sammen med anbudet et alternativ som gikk ut på fullprofilboring av ny tilløpstunnel. Dette gir klare besparelser, da sammenkobling av gammelt og nytt tunnelsystem ved inntak og Tverrslag 5 kun medfører 4 ukers driftsstans ved kraftverket, og ble derfor valgt av byggherren Vinstra Kraftselskap.

GEOLOGI

Bergartene i tunneltracéen består hovedsaklig av fyllitt og sandstein. Disse ligger lagvis med varierende mektighet fra ca. 5 cm til over 4,75 m. (diameteren på tunnelen).
Oppsprekkingens orientering er tilnærmet konstant med vinkel til tunnelaksen på henholdsvis $0^0 \pm 5^0$ for venstre stuff og $20^0 \pm 5^0$ for høyre stuff. Oppsprekkingen er ut fra "Prosjektrapport 1 - 83 fullprofilboring av tunneler" hovedsaklig oppsprekkingsklasse III, dvs. ca. 10 cm stikkavstand.

UTSTYR

Følgende utstyr ble valgt:

a) Tunnelboremaskiner:

2 stk. Robbins tunnelboremaskiner, diameter 4,75 m.
Modell 148-212 borer mot Tverrslag 5, og 148-213 borer mot Olstappen.

Maskinene har tidligere boret ved Orklaanleggene og er leid inn for dette prosjektet. Begge ble ombygget fra d = 4,50 meter til d = 4,75 meter.

Spesifikasjoner:

	TBM 148 - 212	TBM 148 - 213
Maskin diameter	4,75 m	4,75 m
Cuttere	31 stk. 17"	32 stk. 15,5 "
Sentercuttere	4 stk. 15,5"	4 stk, 12"
Borhodedrift:		
Effekt	1200 HK	1200 HK
Omdreining	8,0 r/min.	8,0 r/min.
Slaglengde matersylinder	1,83 m	1,83 m
Total vekt TBM	ca. 210 Mp	Ca. 210 Mp

b) Bakrigg

Bakriggene er av sveitsisk fabrikat LEWA, og består av 16 stk. 6 m lange seksjoner med hjulganger for 750 mm sporvidde. Total lengde av bakrigg inklusive oppkjøringsrampe er 112 meter.

I bakriggene er det 2 parallelle spor, hvert spor med plass for 10 vagger.

Lasting av vaggene kan foregå til begge sider ved hjelp av en tverrgående conveyor. Vaggene trekkes under lasting frem og tilbake med kjettingtrekk, slik at et lok kan betjene to vaggsett for utkjøring.

Når transportlengden nødvendiggjør et tredje vaggsett, monteres Californiapens i tunnelen. Denne kan flyttes med til ønsket avstand fra bakriggen. Lok nr. 2 må da tas i bruk.

c) Vagger og lok

Vaggene er LEWA 5 m^3. Disse ble ombygget og utstyrt med hydrauliske sylindre for tipping. Ett sett på 10 stk. er koblet sammen slik at alle tømmes samtidig. Dette gir en tippemetode som er rask og samtidig skånsom mot vaggene. Det kreves imidlertid at tippstasjonens lengde tilsvarer ett vaggsett, i vårt tilfelle 51 meter.
Tippstasjonen har to spor, slik at begge stuffer betjenes samtidig. Massene lastes opp og kjøres fra tippstasjon til tipp med biler. Det brukes AGV 14 tonns diesellok med hydrostatisk drift.

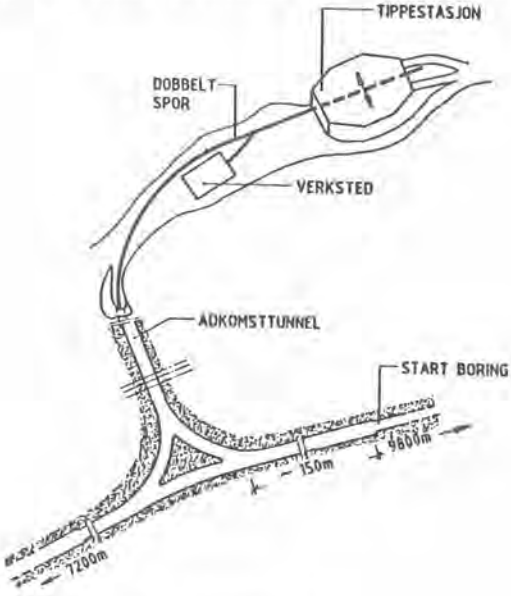


Fig. 8.3 Opprigging tverrslag TBM

d) Skinnegang

Det legges skinnelenk på 10 m lengde med sporvidde 750 mm, bygd av 25 kg's skinner. Under svillene legges skråttskårne treklosser. Dette systemet har vist seg å fungere godt både ved dette prosjektet og ved tidligere TBM-jobber.

e) Bemanning

Fra oppstart boring har driften foregått med 3 skift, d.v.s. såkalt 2 + 1 ordning med 2 uker på anlegget og 1 uke fri. Arbeidstid er mandag - fredag 0600 - 0200. Med denne skift-ordningen får vi 95 timer tilgjengelig boretid pr. uke.

BEMANNING PR. SKIFT PR. MASKIN:
1 TBM-operatør (bas)
1 reparatør og reserve operatør
1 elektriker + diverse
1 laster
1 lokfører (2 mann etter ca. 3500 m)

Felles bemanning for begge maskiner:
2 cutterreparatører
2 reparatører
1 tippmann pr. skift.

MONTERING

Maskinene ble fraktet til monteringsstedet i 4 hovedkomponenter, hvorav det tyngste veier 40 tonn. Total vekt TBM ca. 210 tonn. Monteringen foregikk ute på støpt plattform og i rubbhall.

VENSTRE MASKIN

Denne ble montert først, satt på dollier og skjøvet inn tverrslaget til startklossene, en strekning på ca. 800 meter. Oppsetting av bakrigg foregikk også ute på skinnegang.

Deretter ble den skjøvet seksjonsvis inn til TBM'en og montert. For å redusere behovet for tyngre kranhjelp mest mulig under montering, ble det lagt vekt på tilrettelegging av forholdene på monteringsstedet med hensyn til plassering og rekkefølge av komponentene.

Montering av hoveddeler med 2 stk. 50 tonns mobilkraner tok 2 dager, og etterpå var kun en mindre kran nødvendigg for videre montasje.

HØYRE MASKIN

Arbeidet med denne ble startet opp umiddelbart etter at venstre var ferdig.

Monteringsprosedyre for maskin og bakrigg var forøvrig som for venstre side.

Tidsforbruk (uker)	Venstre	Høyre
Montering TBM	4	4
Totalt fra start montering) til borestart)	8	7

IGANGKJØRING

Venstre maskin startet med støpte startklosser for grippere på vanlig måte.
Det viste seg at skinnegangen på startstrekning i sprengt tunnel må være nøyaktig lagt, ellers vil det oppstå problemer på bakriggen med kjettingtrekk og innjustering av transportbånd i denne del av tunnelen.

På høyre side ble det besluttet å sløyfe startklosser. Det ble derimot lagt vekt på å bore og sprenge "startbåsen" så nøyaktig som mulig. Resultatet med å starte fullprofilboringen mot råsprengt tunnel var vellykket, første uke fra igangkjøring ble det boret 65 meter.

Det har forøvrig ikke vært innkjøringsproblemer av betydning.

DRIFTSRESULTATER

Boringen startet: Venstre maskin uke 17 / 87
Høyre maskin uke 25 / 87

Driftsdata fra start boring til og med uke 39 fremgår av figurene 8.4 til 8.7 samt følgende tabell:

		Høyre	Venstre
Totalt drevet	(meter)	2007,0	2712,0
Gjennomsnitt pr. uke	"	167,0	129,0
Beste dag	"	62,2	47,0
Beste uke	"	275,0	210,0
Beste måned	"	884,0	759,0
Gj.snittlig inndrift pr. maskintime (meter)		3,0	3,1

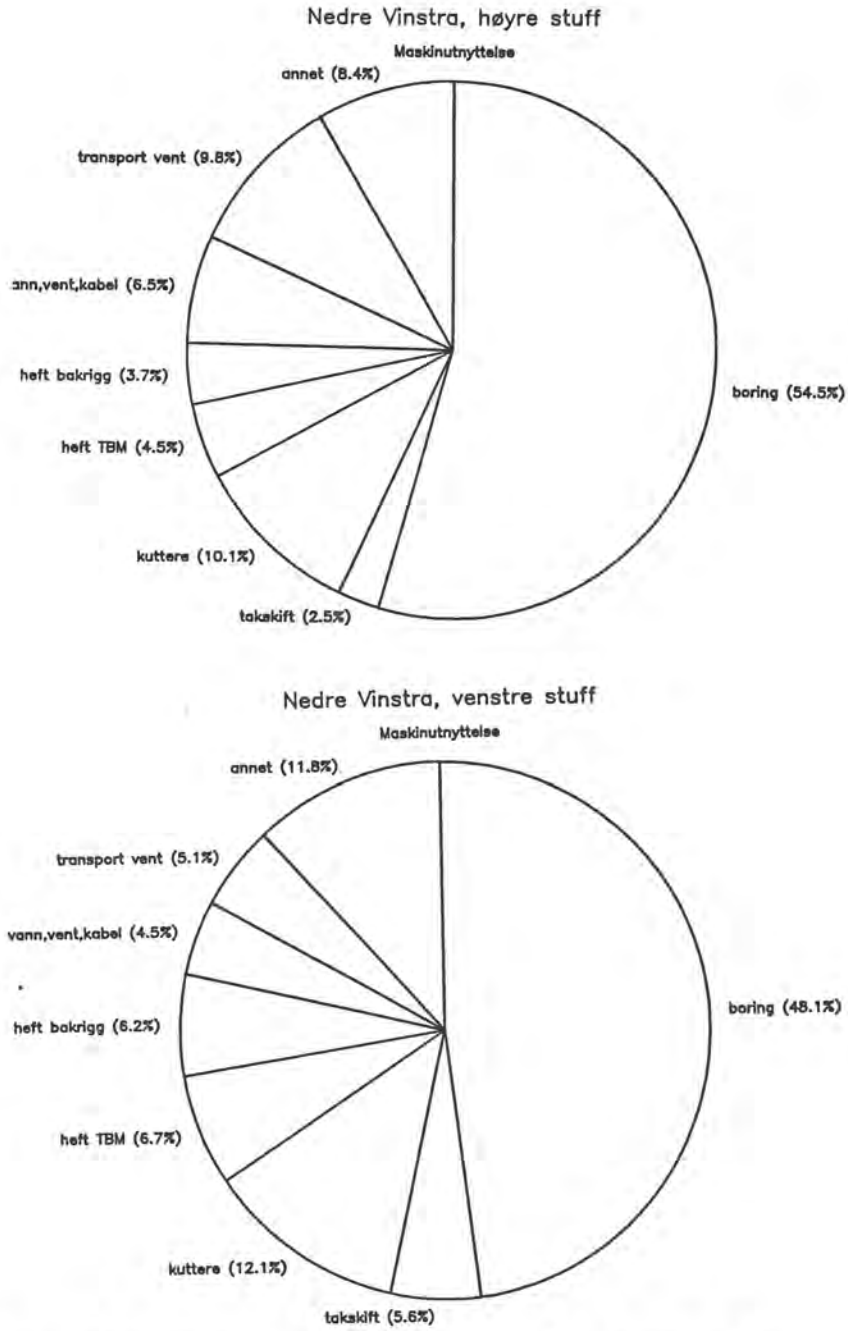
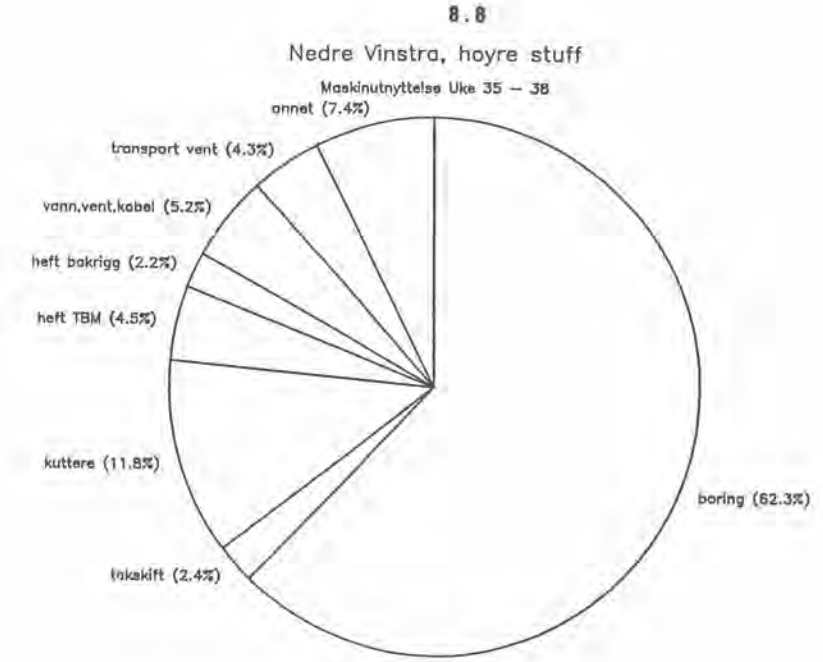


Fig. 8.4 Maskinutnyttelse fra borestart t.o.m. uke 38 1987


Nedre Vinstra, høyre stuff
Maskinutnyttelse Uke 35 – 38
annet (7.4%)
transport vent (4.3%)
vann,vent,kabel (5.2%)
heft bakrigg (2.2%)
heft TBM (4.5%)
kuttere (11.8%)
takskift (2.4%)
boring (62.3%)

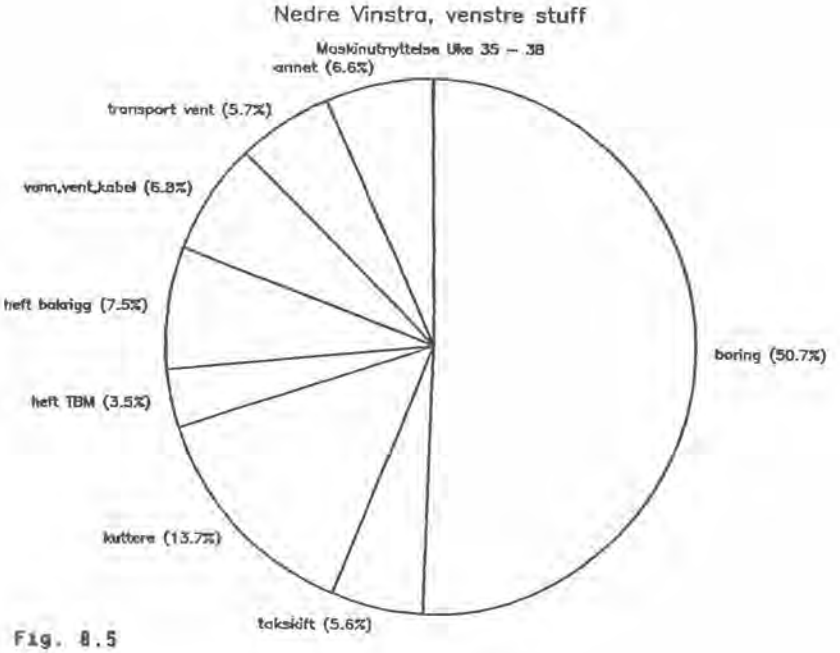
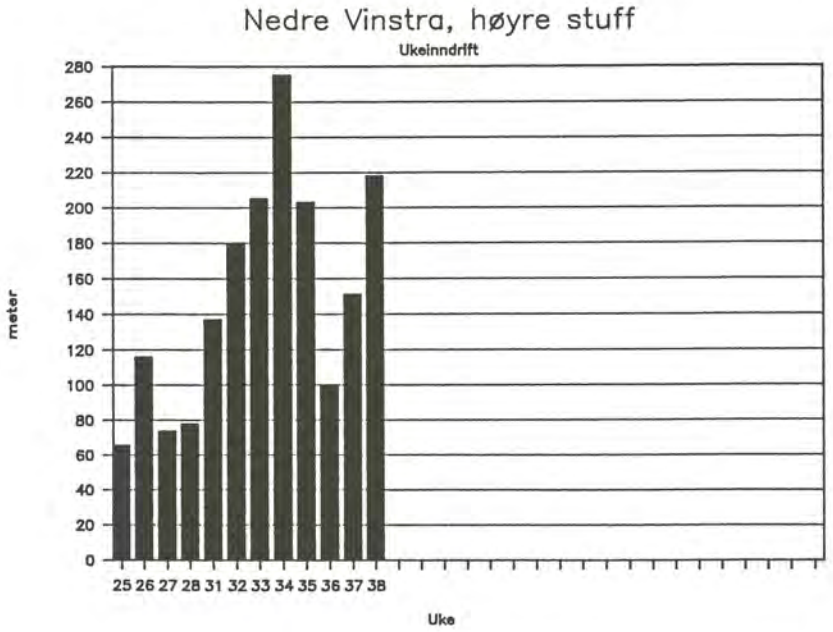

Nedre Vinstra, venstre stuff
Maskinutnyttelse Uke 35 – 38
annet (6.6%)
transport vent (5.7%)
vann,vent,kabel (6.8%)
heft bakrigg (7.5%)
heft TBM (3.5%)
kuttere (13.7%)
takskift (5.6%)
boring (50.7%)

Fig. 8.5


Nedre Vinstra, høyre stuff
Ukeinndrift
meter
280
260
240
220
200
180
160
140
120
100
80
60
40
20
0
25 26 27 28 31 32 33 34 35 36 37 38
Uke

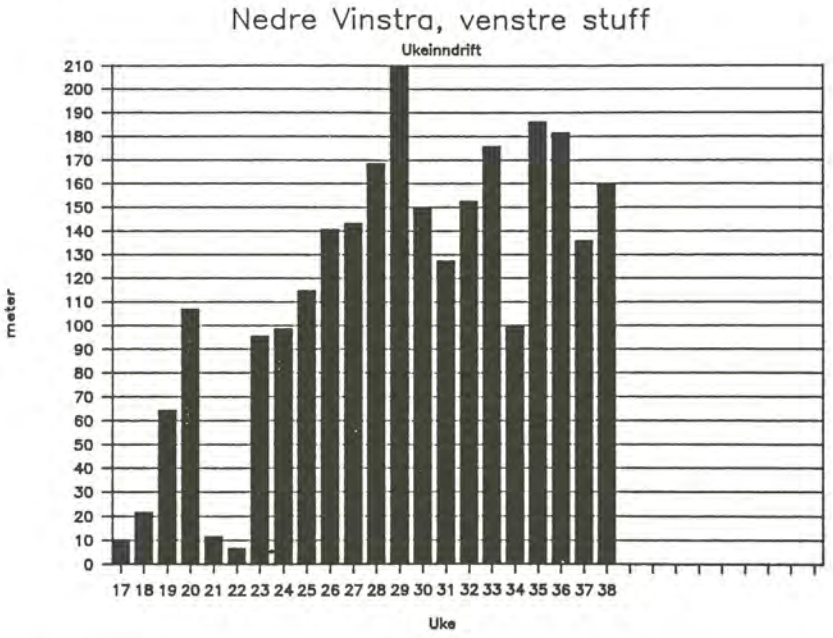
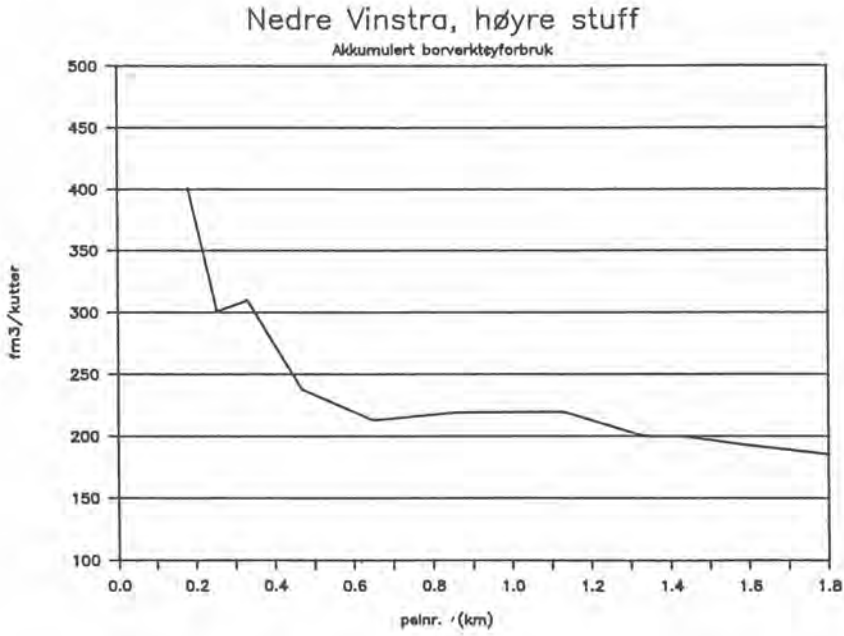

Nedre Vinstra, venstre stuff
Ukeinndrift
meter
210
200
190
180
170
160
150
140
130
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38
Uke

Fig. 8.6


Nedre Vinstra, høyre stuff
Akkumulert borverkteyforbruk
fm3/kutter
500
450
400
350
300
250
200
150
100
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.4
1.6
1.8
pelnr. (km)

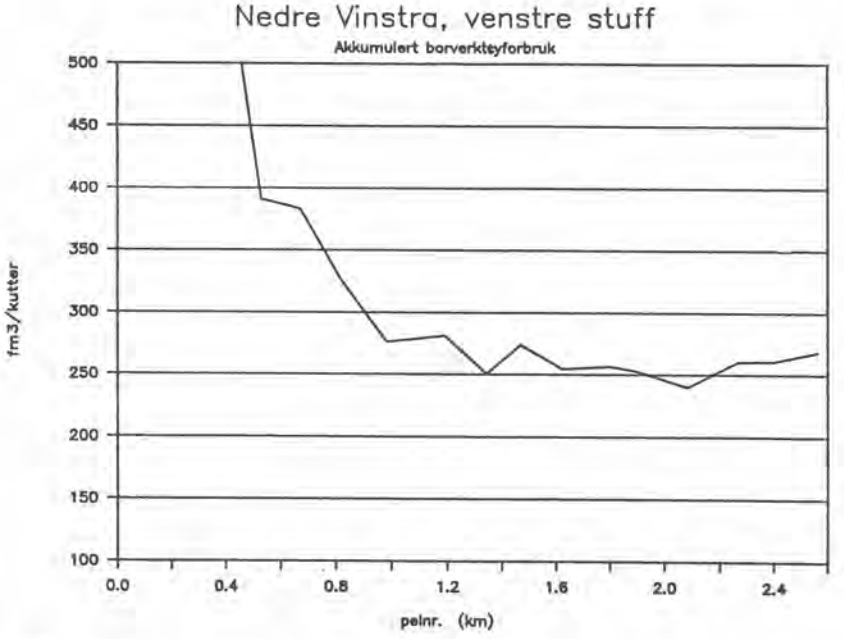

Nedre Vinstra, venstre stuff
Akkumulert borverkteyforbruk
fm3/kutter
500
450
400
350
300
250
200
150
100
0.0
0.4
0.8
1.2
1.6
2.0
2.4
pelnr. (km)

Fig. 8.7

SIKRINGSARBEIDER

Da vi ut ifra geologiske rapporter ikke forventer mye sikring, er sikringsarbeid på begge TBM maskinene basert på bolteboring med luftdrevne knematere. Vi har også på anleggsplassen Bernholdplater, men disse er foreløbig ikke tatt i bruk. To slepper med en avstand av ca. 5 meter og mellomliggende sone med dårlig fjell er sikret med bolter, nett og stålbuer. Sprutbetong er pr. idag lite benyttet, men utstyr for dette står i beredskap.
Som permanent sikring brukes hovedsaklig innstøpte bolter. På grunn av den horisontale lagdelingen har det til tider vært mye rensk av fjellet.

Det har til nå ikke vært noen store stabilitetsproblemer. Sikringsomfanget på de første 5 km er:

Buer og netting	:	6 lm tunnel
Bolter	:	265 stk.
Sprutbetong	:	10 m^3
Rensk	:	300 tv.

ERFARINGER SÅ LANGT

Framdriften har til nå vært meget tilfredsstillende. Planlagt nødvendig inndrift var 106 meter pr. uke.

Pr. uke 39 ligger vi for høyre og venstre maskin henholdsvis 8 og 10 uker foran denne planen.

Det har vært lite problemer både med hensyn til driftsopplegg og maskiner. Spesielt kan nevnes vårt ombygde tippsystem for vaggene som har fungert meget godt.

Fjellets borbarhet har vært god og har gitt få sikringsproblemer.

FULLPROFILBORING VED JOSTEDAL-ANLEGGET.

FULLFACEBORING AT THE JOSTEDAL HYDRO POWER PROJECT.

Ing. Olav Solheim, siv.ing Rune Rake og siv.ing Per Kvarv,
Statkraft Jostedal-anlegget.

SAMMENDRAG

Ved Jostedal-anlegget har man kjøpt inn to stk. TBM-er, en fra WIRTH GmbH og en fra Atlas Copco a/s, begge med diameter 4.5 m. Erfaringene så langt er delte. WIRTH-maskinen fungerer idag rimelig bra, mens Atlas Copco-maskinen fremdeles sliter med store problemer. Denne maskinen er bygget etter et helt nytt konsept.

Fjellet har vist seg å være vesentlig mer tungboret enn prognosene tilsier.

SUMMARY

At the Jostedal hydro power project there was bought two new TBM's, one from WIRTH GmbH and one from Atlas Copco a/s, both with diameter 4.5 m. The impression so far is that while the WIRTH-machine now is working rather well after half a year with problems, the Atlas Copco-machine still has big problems one year after the start of boring. This machine is built after a totaly new concept.

1. INNLEDNING.

Jostedal-anlegget ligger i Luster kommune i Sogn og Fjordane fylke. Se fig. 1. Byggherre for utbyggingen er Statskraftverkene.

Konsesjon for utbyggingen ble gitt våren 1984. Arbeidene med tilrigginger og anleggsveger ble oppstartet umiddelbart.

Ca 50 % av anleggsarbeidene er satt bort på entreprise. Den andre halvparten blir drevet i egen regi.

JOSTEDAL–ANLEGGET

Fig. 1 Oversiktskart over anleggsområdet.

En del data for utbyggingen:

Byggherre	: Statskraftverkene
Planlegging byggeteknisk	: Statskraftverkene
Hovedentreprenører	: Statskraftverkene (egen regi) Astrup Høyer A/S Veidekke A/S Lau-Eide A/S
Kostnadsoverslag eks renter	: 2.5 milliarder kr i 1984
Byggetid	: 6 år
Installasjon	: 1 aggregat, 275 MW
Årlig produksjon	: 877 GWh
Maks fallhøyde	: 1186 m
Tilløpstunnel	: 25 km, F = 29 m^2 8 km, F = 15.9 m^2, fullprofil
Overførings-/tappe-og senkningstunneler	: ca. 11 km, F = 15-18 m^2
Avløpstunnel	: ca. 5 km, F = 44 m^2 ca. 9 km, F = 15.9 m^2, fullprofil ca. 1 km, F = 30 m^2
Adkomst-/tverrslagstunneler	: ca. 4 km, F = 30-40 m^2
Sjakter	: ca. 5 km, 28 stk.
Regulert nedbørsfelt	: 145 km^2
Midlere årlig avløp	: 320 mill m^3
Magasinprosent	: 156 %
Vannforbruk	: 28.5 m^3/sek
Fyllingsdam, Styggevassdammen	: 2.5 mill m^3 m/asfalttetning
Kraftstasjon, utprengt volum	: 37.000 m^3
Betongforbruk	: 25.000 m^3

Anlegget er spredt over et stort geografisk område fra fjorden til øverst i Jostedalen. Fra anleggssenteret som ligger nede i Gaupne, og opp til magasinområdet og Styggevassdammen er det ca. 60 km. To større arbeidssteder ved anlegget blir drevet vegløst. Det er Austdalsvatn og Kupvatn.

Kraftverket er planlagt satt i drift november 1989.

2. BEGRUNNELSE FOR VALG AV TBM KONTRA KONVENSJONELL DRIVEMETODE.

2.1 STEGEGJERDET:

-Plasseringen av tverrslag Stegegjerdet var fastlagt da avløpet fra det eksisterende Leirdøla kraftverk skal føres inn på avløpstunnelen fra Jostedalen kraftverk her. Dermed er også lengden, 10.300 m, på denne tunnellengden fastlagt.

-Med TBM kan denne bores fra en stuff. Konvensjonell drift krever driving på to stuffer.

-Ved konvensjonell drift var det nødvendig med egen kabeltunnel, eller betydelig utvidelse av tverrsnittet på adkomsttunnelen, som da seksjoneres for kabelføringer.

-Sprengning i avløpet medfører problem med arbeidsmiljø, og ekstra kostnader for betong- og montasjearbeidene i kraftstasjonen.

-Topografien langs tunneltraseen tilsa store sprakproblemer. En stor del av traseen har vertikal overdekning på ca. 1000 m. Dermed antok man omfattende sikring ved konvensjonell drift.

-Ved konvensjonell drift måtte man rigge brakker for ca. det dobbelte av TBM-drift.

Summen av dette, samt prognoser og kalkyler fra Institutt for anleggsdrift ved NTH, tilsa en gevinst ved valg av fullprofilboring.

2.3 FAGREDALEN:

-Lengden av tunnelen mellom Styggevatn og Fagredalen er ca. 11.2 km. På grunn av lang anleggsveg som måtte bygges til Styggevatn, regnet man bare med å rekke å drive ca 2 km fra Styggevatn. Alternativet da var å etablere et tverrslag i Sprongdalen. Ved TBM-drift fra Fagredalen regnet man med å kunne sløyfe dette tverrslaget. Dette ville totalt gi økonomisk gevinst.

-Prognoser og kalkyler fra Institutt for anleggsdrift gikk også her ut med gevinst til fordel for TBM.

3. GEOLOGI

Berggrunnen langs trasèene består for det meste av ulike typer granitt og gneis.

Fjellet er relativt lite oppsprukket. Det mest markerte systemet har strøkretning nord-vest til nord med forholdsvis steilt fall.

Fjellet er tildels svært slitende. Borbarheten varierer fra dårlig til middels. Forholdene må karakteriserers som nokså krevende for fullprofilboring. Sikringsmessig har metoden klare fordeler. Stufflengden gjør prosjektet egnet for boring.

Prognosert geologi Stegegjerdet :

Sone	1	2	3	4	5
Bergart	Granitt	Stripet Gneis	Glimmer-Gneis	Granitt	Glimmer-Gneis
Lengde m	1000	1500	1900	3400	2500
DRI	48	37	50	42	38
CLI	6.7	12.4	17.0	9.8	6.2
Kvartsinnh.	26	33	17	27	33
Oppspr. sys I	0-I	0-I	I-II	I-	I-II
Vinkel sys I	0	0	62	7	27
Oppspr. sys II	0-I	0-I		0-I	
Vinkel sys II	39	43		59	
Enkeltspr.			E		E

Prognosert geologi Fagredal :

Sone	1	2	3	4
Lengde m	2345	1400	3300	1755
DRI	53	44	45	39
CLI	6.2	8.2	8.9	6.7
Kvartsinnh.	23	26	19	21
ks	1.05	1.05	1.25	1.05

Fig 2. og 3. viser hvilke DRI-verdier man har kommet fram til ved etterkartleggingen og hvordan disse stemmer med prognosen. Man ser her klare uoverenstemmelser og da spesielt på Stegegjerdet.

Når det gjeld oppsprekking samsvarer denne bedre med prognosen enn DRI-verdiene gjør. Jevnt over ligger imidlertid verdiene noe under prognosene. Spesielt gir dette utslag i sone 3 på Stegegjerdet som hadde en forventet inndrift på over 3.0 m/t i snitt.

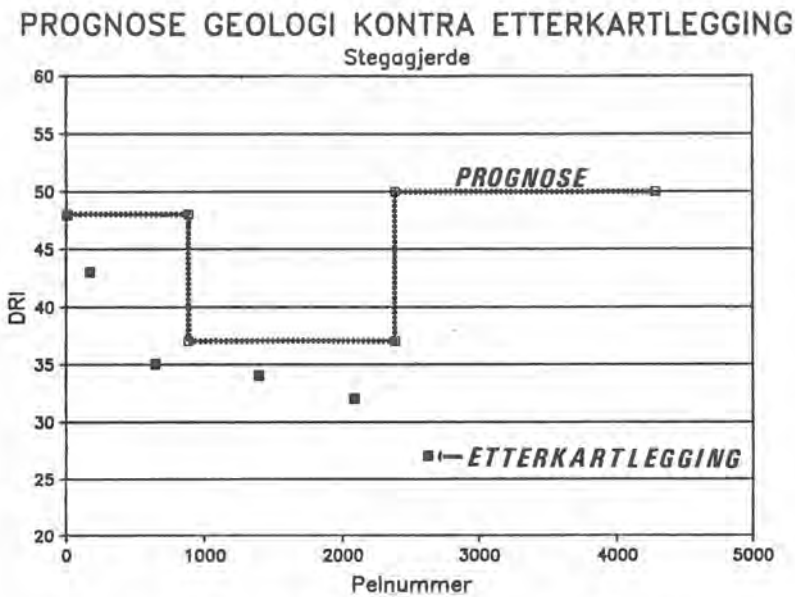


Fig. 2 viser målte DRI-verdier sammenlignet med prognoserte verdier.

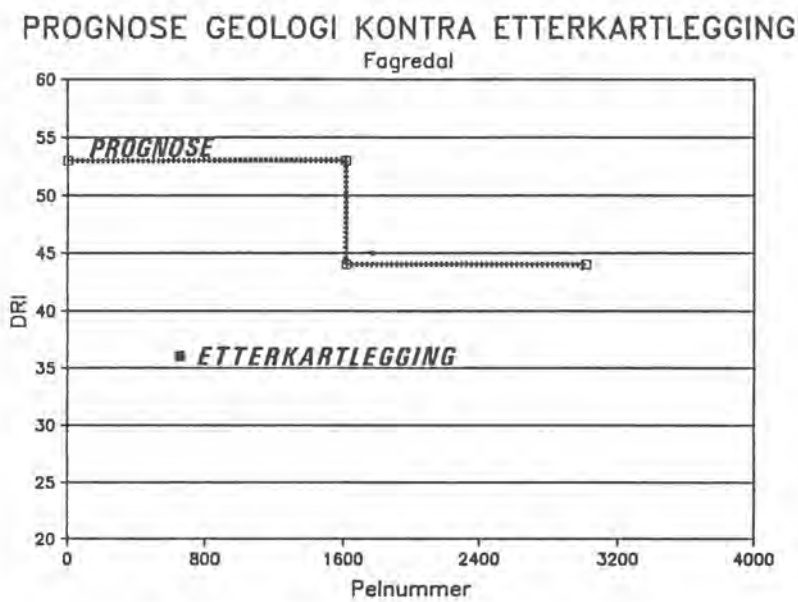


Fig. 3 viser målte DRI-verdier sammenlignet med prognoserte verdier.

4. TVERRSLAG STEGEGJERDET.

Tverrslag Stegegjerdet ligger ca. 5 km oppover dalen fra Gaupne. Herfra skal drives ca 9 km av utløpstunnelen. Utløpet fra Leirdøla kraftverk, som ligger rett på andre sida av Jostedøla, skal føres i kulvert under elva og inn i tverrslaget.

Tippmassene skulle plasseres ute i fjorden på Gaupnegrandane for fremtidig industriområde.

4.1 VALG AV MASKINLEVERANDØR.

Det ble gått ut med forespørsel til tre aktuelle leverandører på TBM høsten 1984. Det var Atlas Copco a/s, The Robbins Co, og Wirth GmbH. Tilbudsfristen var satt til 1. desember 1984 og samtlige leverandører gav inn tilbud. Utstyret som ble tilbudt fra Wirth var klart billigst. Det ble da regnet ut fra følgende kurser:

1 USD = 9.00 NOK 1 SEK = 1.00 NOK 1 DEM = 3.00 NOK

4.2 BESKRIVELSE AV UTSTYRET:

4.2.1 MASKINEN

Maskinen	: Wirth TBM 450 E
Diameter	: 4500 mm
Kuttere, senter	: 8 stk 255 mm
Kuttere, face/gage	: 32 stk 360/411 mm
Matekraft, brutto	: 8500 kN
Rotasjonsmotorer, vannavkjølte	: 4 stk a 310 kW - 1240 kW
Totalt instalert effekt	: 1650 kW
Primærspenning	: 10 kV
Driftsspenning	: 660 V
Omdreiningstall	: Normalt 9.4 omdr./min. -kan varieres fra 5.0 - 12.0 omdr./min
Matesylindrer	: 4 stk plassert i bakkant av maskinen
Steglengde	: 1500 mm
Total lengde inkl. bakrigg	: 225 m
Total vekt inkl. bakrigg	: 500 tonn

Borhodet er bygget slik at kutterne kan skiftes fra baksiden av borhodet.

Maskinen er i tillegg levert med høytrykkspyleanlegg. Det er montert en spyledyse for hvert kutterspor på borhodet. Spyletrykket kan settes opp til 150 bar.

Det er bygget inn frekvensomformer på strømforsyningen til rotasjonsmotorene slik at omdreiningstallet på borhodet kan varieres fra 5.0 til 12.0 omdr./min.

4.2.2 BAKRIGGEN.

Bakriggen er konstruert og bygget av Wirth. Den er ca. 200 m lang. Spesielt for denne bakriggen er at operatørkabinen er plassert på en slede fremst på riggen. Man slipper dermed unna den kraftige støyen og vibrasjonene som man har hatt på tidligere maskiner.

I bakriggen er det ett gjennomgående spor som går helt fram til skinneleggingsområdet. Alle tekniske installasjoner er plassert på høyre side av bakriggen, sett mot stuff.

Lasteren er plassert ved hydraulikkaggregatet og sitter omtrent midt i bakriggen. Han styrer oppfyllingen av masse i vagger, via monitor. Oppfyllingen skjer ca 50 m lenger bak i bakriggen. Rangering av vagger fra oppstillingsspor til opplastingsplass skjer ved hjelp av hydrauliske kjedetrekk via fjærbelastet pens.

4.2.3 VAGGER.

Vaggene består av 9 m^3 stålkasser som er forbundet til hverandre med boggier. Utstyret er levert av Fosdalens Bergverks a/s. Bakgrunnen for størrelsen var at fullprofilmassene måtte fraktes på offentlig veg med tillatt akseltrykk på 10 tonn for å plasseres i tipp.

Utstyret har vist seg å ligge godt på sporet og tåler høye hastigheter. Ulempen er at det ved avsporinger er vanskeligere å få det på sporet igjen, i og med at vaggsettet bare består av løse komponenter.

Store problemer med at fullprofilmassen "klabbet" i vaggene, førte til forsøk med forskjellige metoder for å unngå dette. Man kom fram til en metode med en "pose" av transportbåndgummi i bunn av vaggene. 180 cm bred transportbåndgummi ble festet i vaggene ca 50 cm over vaggbunn. Systemet har fungert bra i ca et års tid.

4.2.4 SKINNEGANG

Skinnegangen er bygd opp av 33 kilos skinner på stålsviller. Svillene blir produsert ved et lokalt verksted, Sogndal Maskin og Delindustri, og er sammensatt av tre kanaljern. Ett UNP 100 ligger i midten med bunnen opp. På hver side av dette er det sveist på et UNP 120 med bunnen ned og med en vinkel på 11.6 grader i forhold til midtstykket. I sidene på kantstykkene er det skjært ut et spor som passer til skinnefoten.

Når det skal legges skinnegang i tunnelen, legges svillene ut med ca. 1 m avstand og rettes inn. Med en løpekatt som går over skinneleggingsområdet, løftes skinnen på plass i sporet i svillene og laskes sammen til skinnen som er lagt tidligere. Fordelen med å legge skinner på denne måten er at man kan ligge med et større lager av skinner inne i bakriggen.

Skinnene blir levert kappet på 8.8 m, og sporavstanden er 90 cm.

Skinnene er tatt fra gammel skinnegang som har vært brukt på Saltfjellet. Ved riving av skinnegang er de tatt opp i 19 meters lengde. Da skinnegangen opprinnelig besto av 24 meters lengder, vil en stor del av skinnene få en uheldig plassering av laskene.

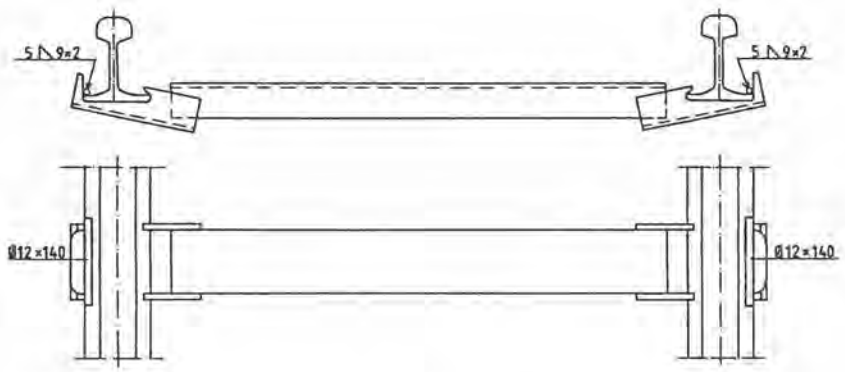


Fig. 4 viser den spesielle svillekonstruksjonen.

4.2.5 LOK.

Det er kjøpt inn 2 stk. Schøma diesellok. Vekten er 22 tonn og de ytre mål er 7.35 m langt, 1.3 m bredt og største høyde er 2.3 m over skinnetopp. Lokene har boggihjul med boggi-avstand på 3.55 m.

Motoren er luftavkjølt, 8-sylindret Deutzmotor som yter 185 hp.

Lokene har vist seg å ligge meget godt på skinnegangen, og man kan derfor holde hastigheter på ca. 30 km/h.

4.2.6 TIPPESYSTEM.

Tippesystemet som blir brukt er produsrt og levert av Fosdalens Bergverks a/s som også har konstruert det etter ide fra mask.ing. A.Aune fra Statkraft.

Systemet er en hydraulisk løfte/tippeanordning som er manøvrert med en programerbar styringsenhet.

Vaggsettet kommer ut med fullprofilmasse fra maskinen. Loket trekker settet forbi tippeanordningen så langt at den siste vaggen i settet står på høyde med tippeanordningen. Her kobler loket seg fra vaggsettet, kjører over på et parallelt spor og tar med seg et tomsett som står på dette sporet. Underveis starter lokføreren opp automatikken for tippingen.

Et kjedetrekk heves opp og når tak i en medbringer som ligger under hver boggi. Kjedetrekket plasserer vaggsettet i riktig posisjon og to løftegafler kjøres fram og inn i gaffel-føringer i vaggkassen, løfter kassen fri fra boggiene og opp til kassen ligger horisontalt 4 m over bakken. Fra denne utgangsposisjonen besørger lastebilsjåføren at massen tømmes ned i lastebilen gjennom en føringsrenne.

Sjåføren styrer denne operasjonen med et brytertablå som bare han har nøkkel til å betjene. Når han tar nøkkelen ut av panelet, fortsetter den automatiske syklusen:

Vaggkassen settes ned på hjulboggiene som står på sporet og som blir holdt i posisjon ved at de hele tiden er i inngrep med kjedet i framtrekket.

Løftegaflene trekkes tilbake og det hydraulisk drevne kjedet trekker vaggsettet fram slik at neste vaggkasse kommer i posisjon for løfting til horisontal stilling hvor automat-syklusen stoppes.

Når vaggene i settet er tømt, vil et kjedetrekk i sidesporet trekke hele settet over i dette sporet slik at hovedsporet er klart for neste vaggsett.

Tippeanordningen har etter at det ble tatt i bruk, blitt vesentlig forsterket. På grunn av at fullprofilmasse har lett for å klabbe seg i bunnen av kassen, ble det forsøkt å riste massen ut ved hjelp av tilten. Dette ga naturlig nok langt større belastning på konstruksjonen enn den var dimensjonert for.

Etter en litt for lang innkjøringsperiode med store problemer med endebrytere og automatikk, fungerer tippeanordningen nå tilfreds-stillende. Det har imidlertid vist seg at det er viktig å holde området rent for masser som ryr ned og legger seg i sporet.

4.3 TILRIGGING OG MONTERING

Tverrslag-Monteringskammer

Tverrslag 470 m, F=30 m^2 i synk 1:15, montasjekammer 90 m, F=50 m^2 samt 200 m, F=44 m^2 av avløpstunnel mot utslag i sjøen ble drevet konvensjonelt fra februar til oktober 1985. Driften ble avsluttet i oktober for å benytte utstyret andre steder på anlegget. Levering av TBM var satt til slutten av januar 86. Rigging til TBM-driften ble utført av 3-4 mann på dagtid over 3-4 mnd. da en her hadde romslig med tid.

Montering

Maskinen ankom Jostedalanl.	31.01.86
Montasje TBM ferdig	28.02.86
Testing og framkj. til stuff	01.-07.03.86
Start boring	10.03.86

Montasjen av TBM og bakrigg foregikk i eget montasjekammer. I området hvor tverrslaget kommer inn på avløpstunnelen ble denne utvidet til ca 50 m^2 over en lengde på 90 m. Her ble montert to taljer hver på 20 tonn. Kranbjelkelengde 20 m. Montasje av maskinen gikk greit og tidsplanen for arbeidene ble holdt. Montasjen gikk på 2 skift 5 dager i uka.

Det ble ikke støpt startklosser. Startstrekningen på ca 10 m var råsprengt tunnel med støpt såle. I ettertid ser vi at en mer nøyaktig sprengning av startstrekningen kunne spart oss for endel arbeid. Det måtte nemlig fores mellom grippere og fjellvegg med trevirke.

Da bakriggen er veldig lang - ca 200 m - ble bare halvparten montert i første omgang. Seksjonen bak lasteplass ble først montert etter at maskinen hadde boret ca 100 m. Montasjen av bakerste del av bakriggen gikk parallellt med boringen. I denne perioden ble det lastet direkte fra transportbånd på lastebil. Fig 5 viser tidsplan for konvensjonell drift, rigging og montering.

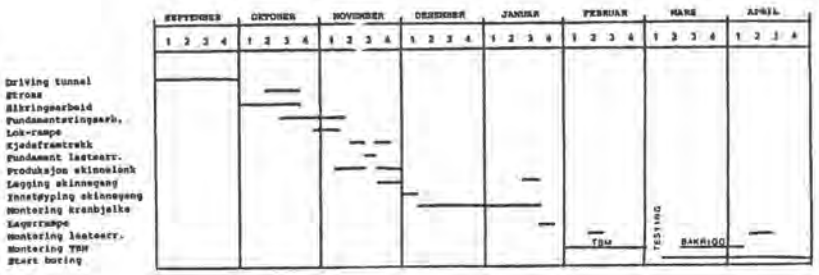


Fig. 5 Tidplan for rigging og montering.

4.4 SKIFTPLAN/BEMANNING

PÅ begge arbeidsstedene er det samme skiftplaner og bemanning. Hvert lag jobber 2 uker og har en uke fri. Det arbeides 105 timer/uke. I denne tiden er det inkludert faringstid til og fra maskinen fra tverrslag. Spisepause er inkludert i arbeidstiden. Mannskap har akkord på boringen.

Bemanningsplan :

	Pr skift	Totalt
Operatør	1	3
Reparatør	1	3
Elektriker	1	3
Laster	1	3
Lokkjører	1	3
Sum på TBM	5	15
Tverrslagsreparatør	1	3
Kutterverkstad dagtid		1.5
Sum timelønte		19.5
Skiftoppsyn	1	3
Maskiningeniør		0.5
Avdelingsleder		0.5
SUM TOTALT	7	23.5

Kutterverkstad er felles for begge maskinene og er bemannet med 3 mann. Disse går "utvidet dagtid" med friukeordning. Maskiningeniør er felles for begge maskinene. Avdelingsleder har også andre oppgaver i tillegg til TBM-drifta og er derfor ført opp som 0.5 i bemanningsplanen.

4.5 SIKRING

På avløpstunnelen har en passert partier med noe sprakfjell. En del av dette skyldes stor overdekning på opptil 1000 m og høyt bergtrykk. Det mest intense sprakfjellet fikk vi fra pel 1690-1820 hvor tunnelen krysset en dalbunn med liten overdekning og høye fjell på begge sider. Det ble på denne strekningen boltet bak skjoldet for hvert tak som ble boret. Da det på Wirth-maskinen ikke er fingerskjold bak borhodet og sprakingen til tider var meget intens, var det nødvendig å stoppe boringen under sikringsarbeidet. Sikringsarbeidet på denne strekningen ble utført med håndholdte luftmaskiner fra plattform bak borhodet. Det ble satt inn bolter på 1.5-2.0 m. Fjellbånd og grovmasket strekkmetallmatter ble benyttet i tillegg til boltene.

Vi har i senere tid fått endel nedfall på noen partier som vi ikke fant nødvendig å sikre under drivingen. Nedfallet har kommet hvor en har hatt stikk mot slepper/sprekker. Dette nedfallet har blitt liggende på skinnegangen og forårsaket avsporinger. På disse partiene har det vært nødvendig å gå tilbake for å sikre.

4.6 ERFARINGER FRA DRIFTEN

Wirth-maskinen ble levert med 360 mm (14 1/4") kuttere i "face og gage"-posisjon. Senterkutterne, 8 stk hadde d. lik 255 mm (10").

Etter få meters boring ble en klar over at kutterringene ikke holdt mål. Ringene ble raskt nedslitt og ringbrudd opptrådde ganske hyppig. Wirth hadde tydlegvis ikke erfaringer fra å bore i tilsvarende fjell (granitt og gneisgranitt). Vi satt med en følelse av at Wirth den første tiden "famlet i blinde" for å finne ut av problemet. De første månedene av boringen ble det testet ut kutterringer med forskjellig stålkvalitet og form. Kuttere med hårdmetallstifter av forskjellige legeringer og utforming ble også utprøvd uten særlig hell. Etter ca 3 mnd drift og testing, fant en fram til en stålkvalitet og ringform som viste seg å være brukbar.

Det tyske produksjonsapparatet tok sin tid og først i uke 36/86 ble det levert et komplett sett kuttere slik at dette kunne monteres på maskinen (etter 610 m). De nye kutterene har samme diameter på hub som 360 mm-kutterne men ringen er høyere slik at disse har en diameter på 411 mm.

Senterkutterne med diameter på 255 mm og glidelager holdt heller ikke mål. Ved matetrykk på over 7500 kN brutto oppsto det sprekkdannelse i ringene. Dette var vanskelig å oppdage og det endte ofte med at samtlige senterkuttere havarerte. For å hindre slike havari, har det stort sett blitt boret med matekraft under 7500 kN, selv om en har hatt tilgjengelig matekraft på 8500 kN. Å bygge om borhodet til større senterkuttere har vist seg vanskelig og svært tidkrevende.

Det har også vært problemer med lagerlevetiden på "face- og gagekuttere". Lagerlevetiden har vært under det halve sammenlignet med Robbinskuttere med Timkenlager.

Borhodet er konstruert slik at kutterene kan byttes fra baksiden. Kuttersetet sitter i en rørgjennomføring i borhodet. Kutteren blir plassert på en slede, skjøvet gjennom "røret", kutteraksling blir vridd 90° og kutteren blir så dratt tilbake på plass i setet. Som en forstår er borhodet "perforet" av rør (32 stk) for kutter-gjennomføringer. Dette har utvilsomt svekket konstruksjonen og med de krefter og påkjenninger som oppstår har det ført til oppsprekkinger på borhodet. Etter 3/4 års drift ble det gjort omfattende forsterkingsarbeider. Likevel har oppsprekkingen fortsatt, om enn i mindre omfang. I mars ble det tatt avgjørelse om at Wirth skulle levere nytt "kompakt" borhode. Levering er satt til oktober 1987. Dette borhodet vil bli levert med 6 stk senterkuttere d = 15 1/2".

Maskinen ble levert med høytrykkspyleanlegg for spyling av hvert kutterspor. Rørsystem og vannsvivel var dimensjonert for et trykk på 150 bar. Spylesystemet ble testet uten at det ble bevist at det hadde noen positiv innvirkning på inndrift eller kutterlevetid. Under testingen/utprøvingen var det problem med dyser og filter som gikk tett p.g.a. partikler i vannet.

Maskinen ble levert med frekvensomformer som gjør det mulig å kjøre borhodet med variabelt turtall fra 5.0 o/min - 12.0 o/min. Ved å kjøre uten omformer innkoblet har maskinen et omdreiningstall på 9.4 o/min. Erfaringer som er gjort viser at det er gunstigs å kjøre på 9.0-10.0 o/min. Maskinen vil da få minst vibrasjoner.

Operatøren for maskinen er plassert i egen operatørkabin som er plassert på bakriggen ca. 30 m bak borhodet. Her slipper han unna støy og vibrasjoner som har vært til stor sjenanse på tidligere maskiner.

Sett bort fra problemer med kuttere og sprekker i borhodet, så har maskinen fungert tilfredsstillende.

Svake kuttere har medført at tilgjengelig matekraft ikke har blitt utnyttet. Dermed er ønskelige inndrifter heller ikke oppnådd.

Med bedre kuttere kunne tid til kutterbytte vært kraftig redusert. Dette ville igjen gitt mer disponibel tid til boring.

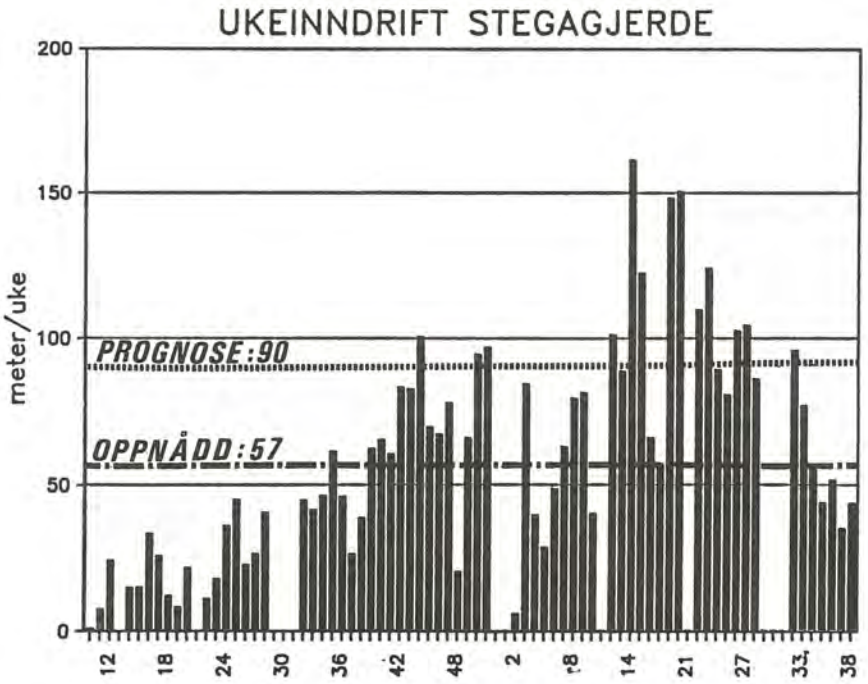


Fig. 6 viser ukeinndrifter Stegegjerdet.

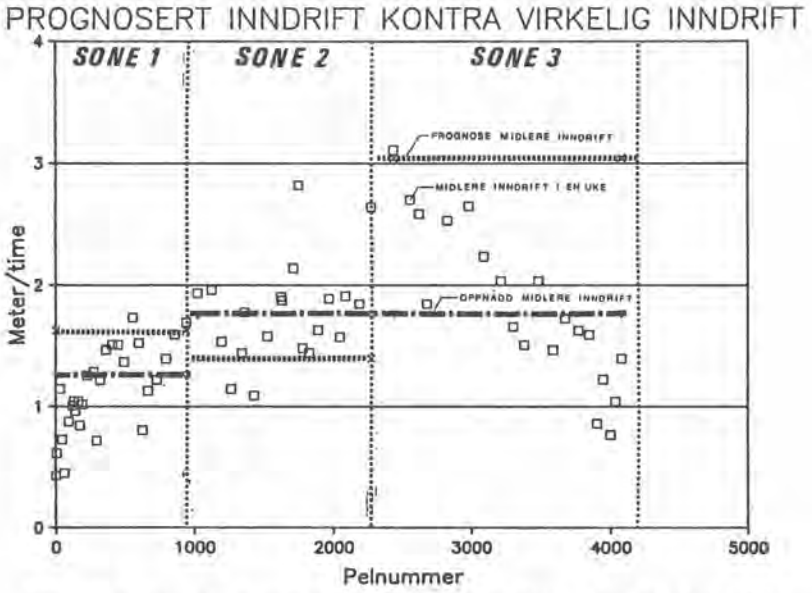


Fig. 7 viser en sammenligning mellom teori og virkelighet når det gjelder inndrift målt i m/h.

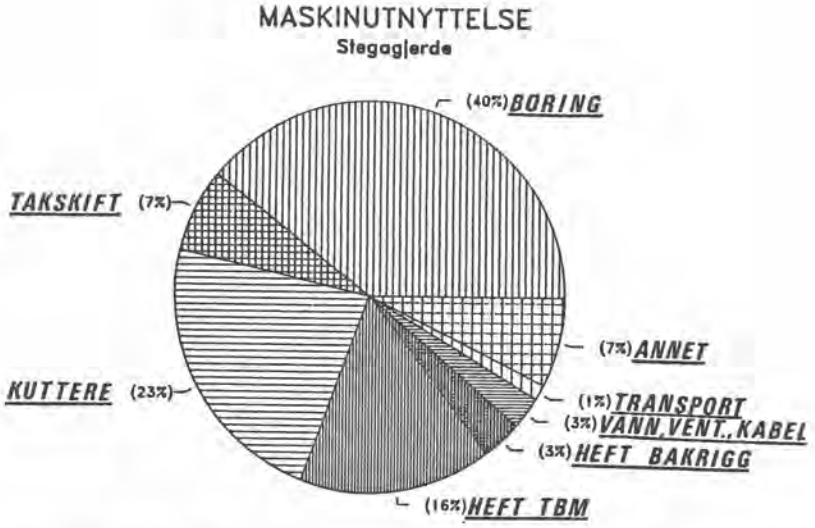


Fig. 8 viser maskinutnyttelse fra og med uke 10/86 .

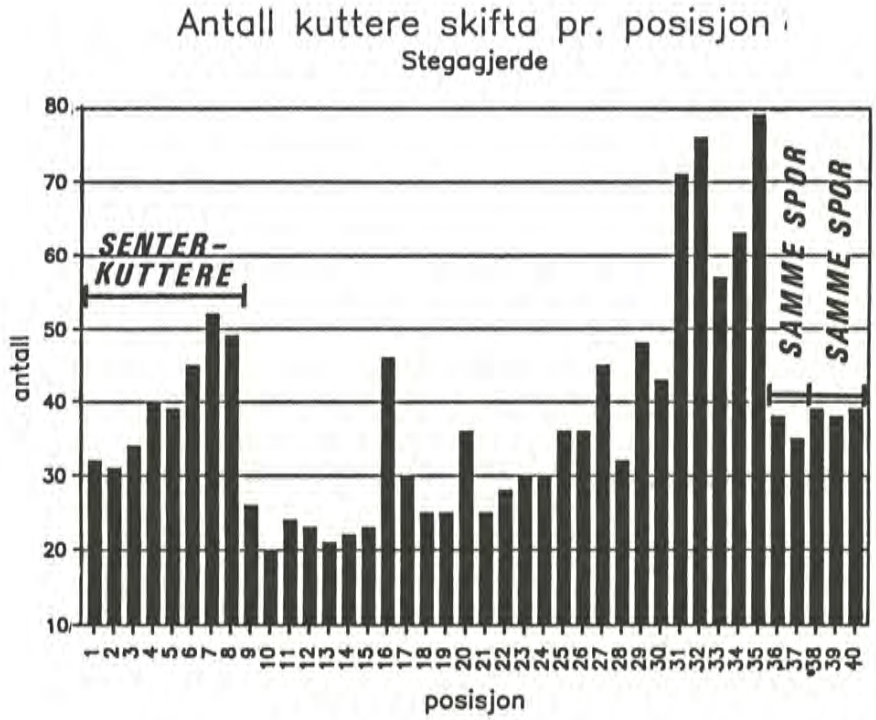


Fig. 9 viser antall kuttere skiftet pr. posisjon.

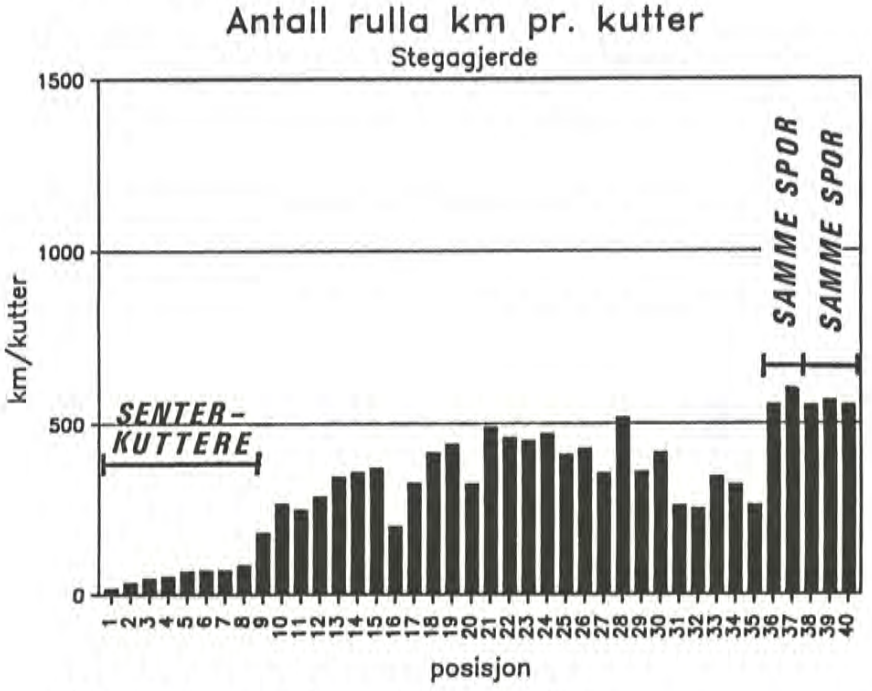


Fig. 10 viser antall rulla km pr. kutter.

5. TILLØPSTUNNEL,TVERRSLAG FAGREDALEN

I Fagredalen er drevet tverrslag på 510 m,tverrsnitt 31.8 m^2.Fra tverrslagskrysset skal det drives ca. 2.500 m konvensjonelt mot Vanndalen, tverrsnitt ca. 29m^2, og ca. 8.800m fullprofilboret tunnel mot Styggevatnet, diameter 4.5 m, og stigning ca. 0.5 %. Tunnel mot Styggevatn inkluderer også 4 avgreininger for inntakssjakter.

Tippen i Fagredalen var av landskapsmessige hensyn lagt høyere enn tverrslaget. Dette betydde at en var nødt til å etablere en omlastestasjon. En beliggenhet på ca. 1000 meter over havet, med forventede store snømengder, tilsa at omlastingen burde skje inne i tunnelen. Det ble besluttet å kombinere omlastestasjonen med montasjekammer.

5.1 VALG AV MASKINLEVERANDØR

Det var kommet tilbud på maskiner fra de samme tre leverandørene av maskiner som på Stegegjerdet. Atlas Copco leverte denne gang tilbud på en ny maskin som skulle bygges hos Kværner Brug i Oslo.

Prismessig var Atlas Copco og Robbins omtrent like, og etter en teknisk-økonomisk vurdering kom man til at maskinen fra Robbins burde velges. Imidlertid har man i Statskraftverkene en bestemmelse som sier at man skal velge norske produkter dersom disse ikke er mer enn 10% dyrere enn utenlandske, og de ellers kvalitetsmessig holder mål. Ut fra dette ble maskinen fra Atlas Copco valgt.

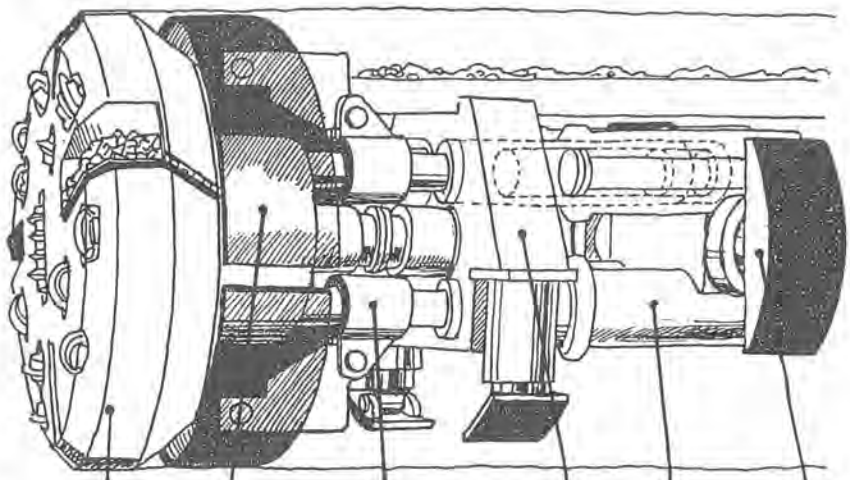


Fig. 11

5.2 BESKRIVELSE AV UTSTYRET

5.2.1 MASKINEN: Atlas Copco FORO 1500-4.5

Maskindata:

- Diameter		4.50 m
- Kuttere		31 stk 16.25"
		4 stk 15.5"
- Matekraft	bakre system	9.340 kN maks
	fremre system	4.820 kN maks
- Slaglengde	bakre system	1.500 mm
	framre system	300 mm
- Omdreining		11.4 omdr/min
- Drivmotorer, vannavkjølte		5 stk a 300 HK
- Dreiemoment		940 kNm maks
- Grippertrykk	bak	27.320 kN
	foran	17.340 kN
- Driftsspenning		660 V
- Styrespenning		220 V
- Primærspenning		10 kV

Beskrivelse:

Atlas Copco´s FORO 1500-4.5 tunnelboremaskin er bygget etter et nytt konsept som fraviker andre TBM-er på flere vesentlige punkter.

-Kort maskinlengde.

- -Dette skulle være en fordel i muligheten for å bore kurver med radius ned til 100 m.
- -Lettere og billigere transport og montering.

-Dobbelt grippersystem.

- -Dette ville forbedre hodestabiliteten og derved forlenge kutterlevetidene.
- -Muligheten for kontinuerlig boring, uten tidstap for flytting av gripperne
- -Muligheten til å styre maskinen til en hver tid.
- -Et automatisk matesystem som skulle gi kontinuerlig optimal utnyttelse av instalert motoreffekt.

Maskinen består av tre hovedseksjoner som er sammenkoblet via aksielt monterte sylindere, slik at sekasjonene aksielt kan bevege seg fritt i forhold til hverandre.

Den framste av disse seksjonene er kutterhodet, som kontinuerlig roterer og presses forover under boring.

De to øvrige seksjonene er henholdsvis framre og bakre gripper system, som under enkeltvis eller i kombinasjon, er spent fast mot tunnelveggen. Gripperseksjonene understøtter også maskinens vekt.

Det framre grippersystemet består av øvre og nedre gripperring, framre grippersylindre og framre matesylinder.

Grippersylindrene er sammenkoblet parvis, som øvre og nedre par, med en forbindelsesstruktur som utgjør frontmaterens kropp. Hydraulisk trykk kan presse frontmaterens sylindersøyle forover for å avansere TBM-ens arbeidsseksjon.

En typisk borsyklus vil være:

1. Rett før bakre matesylindernår full forlengelse blir framre gripperring forflyttet til framre posisjon. Derfra vil den kunne forlenges og mate kutterhodet 300 mm framover. Fremre gripperring låses mot tunnelveggen i denne posisjon.

2. Når bakre matesylinder når full forlengelse, senkes støtte-benene mot tunnelsålen og bakre grippere avlastes.

3. Mens framre matesylindre fortsetter å mate kutterhodet, reverseres bakre matesylindre og bringer bakre gripperseksjon 1500 mm forover. Bakre matesylindre kan deretter overta matingen etter at de bakre gripperne er trykksatt igjen.

4. Ved enden av den 300 mm forlengelsen av framre matesylindre, trykkavlastes det øvre paret av framre grippersylindre, og framre matesylindre reverseres for å bringe gripperseksjonen 300 mm forover. Deretter aktiviseres de øvre grippersylindre igjen. Fordi de nedre grippersylindre ikke er aktivisert under denne sekvensen, befinner kutterhodet seg fortsatt i samme høyde.

Beskrivelsen av maskinen som her er gjengitt, er slik maskinen opprinnelig var ment å virke. I det året som er gått siden maskinen begynte å bore, har man måttet gjøre en rekke forandringer og modifikasjoner. De viktigste forandringene er:

-Det framre matesystemet er kuttet ut slik at maskinen nå skyver framre gripperring med seg under boringen. øvre gripperring ligger nå bare med et lavt stabiliseringstrykk. Årsaken til at de framre matesylindrene er låst fast var at maskinen ikke hadde kraft nok til å resette gripperringen.

-Som følge av dette ble det automatiske kjørepanelet kuttet ut, slik at man nå kjører maskinen manuelt.

-På grunn av styringsproblemer er framre grippersylindre forandret slik at en nå kan kjøre hver grippersylinder separat.

-Hydraulikkskap og el-skap som hang på bakre grippertønne, er flyttet bak på bakriggen. Dette ble gjort for å få bort vibrasjonen.

-Fordi man fryktet at de bakre matesylindrene som sammen med støtterammen utgjør maskinkroppen, ikke var stiv nok, har man redusert slaglengden fra 1500 mm til ca 1200 mm.

5.2.2 BAKRIGGEN.

Bakriggen er levert av Fosdalens Bergverks a/s i Malm. Den består av totalt 26 seksjoner:

-10 seksjoner med enkeltspor for plassering av operatørkabin, verksted, trafoer, apparatskap, nødstrømsaggregat, kabeltrommel, luftkompressor, boosterpumpe, støvrenseanlegg, spisebu, kabin for bakriggsoperatør og magasin for ventilasjonsduk.

-2 seksjoner med dobbeltspor, hvorav en seksjon med vaggframtrekk.

-2 seksjoner med penser for sporskifte.

-9 seksjoner med dobbeltspor, hvorav en seksjon med vaggframtrekk.

-2 seksjoner med pens i rampe.

-1 seksjon rampe fra tunnelspor.

Bakriggen er levert med 3 stk. transportbånd, ett som ligger mellom maskin og bakrigg, og to som bringer massen bakover bakriggen til lastepunktet. Alle bandene har samme lengde, og

det er lagt opp til å kunne skifte bandene ferdigvulket. Dette har vist seg å være svært tidsbesparende. Å skifte et band tar ca. 4 timer.

Lastingen foregår ved at tomsettet kjøres inn på høyre spor, trekkes gjennom en pens over på venstresporet så langt fram at hele settet er kommet gjennom pensen. Deretter kjøres settet bakover på venstresporet til første vaggen står under lastepunktet klar til lasting. Vaggframtrekkene og pensene blir styrt av en bakriggsoperatør som sittet i en lydisolert kabin. To kameraer er montert opp for å gi operatøren oversikt over lastepunktet og sporet bakover.

Støvrenseanlegget er en våtvasker av merke Sepax.

Total lengde på bakriggen er ca. 156 m. Fra stuff til bakkant bakrigg er lengden ca. 174 m.

Også på bakriggen har man underveis måttet gjøre endel forandringer. Transportørene som kom var alt for svake og måtte skiftes ut. Hydraulikkaggregatet for kjedetrekkene hadde alt for liten kapasitet og måtte byttes ut.

5.2.3 VAGGER.

Vaggsystemet er det samme som det som blir brukt på Stegegjerdet. Det kjøres med tre sett a 8 vagger.

5.2.4 SKINNEGANG.

Skinnegangen er bygd opp på samme måten som på Stegegjerdet. I Fagredalen blir imidlertid skinnene bygd sammen til lenk ute i tverrslaget og fraktet inn hele.

5.2.5 LOK.

Det benyttes to stk 22 tonns Schøma diesellok. Disse er kjøpt inn nye.

5.2.6 TIPPSYSTEM.

Det blir benyttet tippbukk levert fra Fosdalens Bergverks a/s, lik den som blir brukt på Stegegjerdet.

5.3 TILRIGGING OG MONTERING

TBM fra Atlas Copco og bakrigg fra Fosdalen skulle etter planen leveres ferdig montert til ferien 1986. For å få minst mulig stopp i tunneldrivingen ble det drevet lengst mulig konvensjonelt, og bare rigget til det som var strengt nødvendig for å ta imot og montere maskinen. Resten av tilriggingen var tenkt å gjøre parallellt med monteringen. En annen fordel med dette var at en dermed kunne drive den ene sjakteavgreiningen, sjakt Bruvollelvi, fra en konvensjonelt drevet tunnel.

Dessverre var leveringen av maskinen ca. 2 måneder forsinket. Den ankom Gaupne 31. august med Statkrafts båt ELEKTRON. Transporten fra kai og opp til Fagredalen tok to dager. Maskinen var da delt i to hovedeler:

- Nedre gripperring med lagerhus,hovedmotorer og deler av kutterhodet.
- Bakre gripperseksjon med matesylindre.

Hver av delene var i underkant av 70 tonn. Vektbegrensningen var en bro som måtte forseres nede i Jostedalen.

Siden krankapasiteten bare var 40 tonn mens hovedkolliene var ca 70 tonn, måtte man finne andre løsninger på monteringen. Nedre gripperring ble kjørt på plass på en hydraulisk henger. I øvre stilling ble det bygd understøttelse for gripperringen, hengeren ble senket ned og så kjørt vekk. Ved hjelp av hydrauliske jekker ble så gripperringen jekket ned i rett høyde. Etterpå ble bakre gripper-seksjon kjørt inn på en annen henger og på samme måte plassert ca. en meter fra gripperringen. Ved hjelp av et hydraulisk aggregat ble så matesylindrene kjørt ut og forbundet med gripperringen.

Etter 3 uker var maskinen klar til å spasere inn mot stuff. Parallelt med monteringen av maskinen ble det lagt ned skinnegang, og bakriggen ble montert så langt som plassen tillot det.

29.september boret maskinen for første gang. På grunn av plassmangel måtte de første 80 metrene lastes direkte opp i lastebiler. Imens ble tippeapparatet montert og resten av bakriggen satt på sporet og sammenkoblet. Fig.12 viser tidsforløpet for tilriggingen og montasjen.

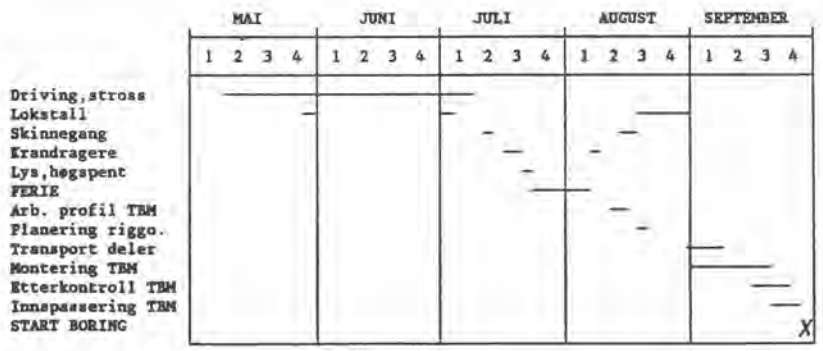


Fig. 12 viser virkelig tidsforbruk for rigging, montering.

5.4 ERFARINGER FRA DRIFTEN.

Fig. 13 viser ukeinndriftene fra starten av. Som det framgår av diagrammet har man hatt to lange stopper som begge har skyldes maskinhavari.

Den første kom etter 65 m boring og den varte i 13 uker. Omfattende og tidkrevende utbedringer ble utført. Maskinen ble dradd tilbake til montasjekammeret og nærmest plukket fra hverandre igjen. Hovedlageret ble skiftet, nye slurekoblinger ble innsatt, pakninger i framre matesylinder måtte skiftes, i tillegg til en hel del andre forandringer.

Det andre maskinhavariet skjedde i uke 33. En bolt som går fra borhodet, gjennom hovedlageret og til medbringeren for tannkransen, knakk og kom inn i tannkransen. Den ødela både tannkransen og alle pinionene. Skifte av tannkrans gikk bra, men man måtte vente på pinionene som ble laget i Tyskland.

Fig.14 viser prosentvis fordeling mellom boring og forskjellige stoppårsaker. Figuren gjelder kun i fra uke 12 og til uke 39. Dette fordi at fra uke 12 begynte en tilgjengelighetsgaranti fra leverandøren å gjelde. Også her gjenspeiles maskinproblemene tydelig.

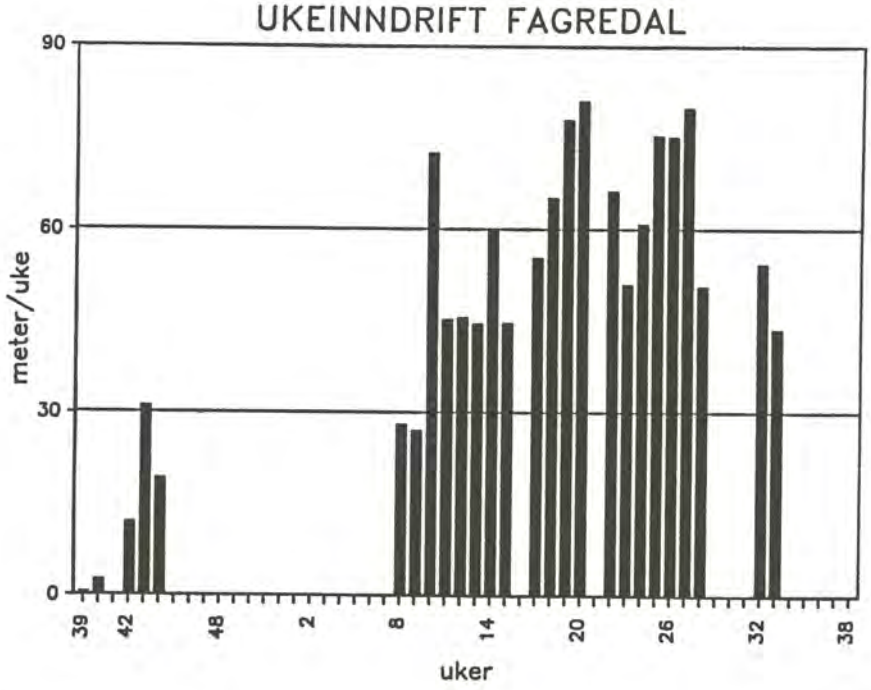


Fig. 13 viser ukeinndrift Fagredal.

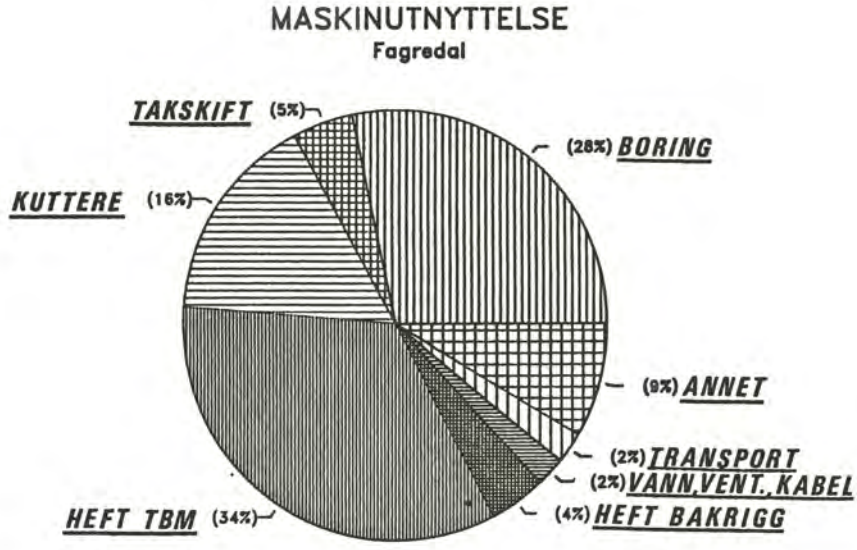


Fig. 14 viser maskinutnyttelse fra uke 12/87.

5.5 KUTTERFORBRUK.

Kutterne som er brukt til nå, er levert fra Avosverkene i Ørebro i Sverige. Det er også gjort et forsøk med dobbeltringete hardmetallkuttere fra Sandviken. Dette forsøket falt ikke heldig ut.

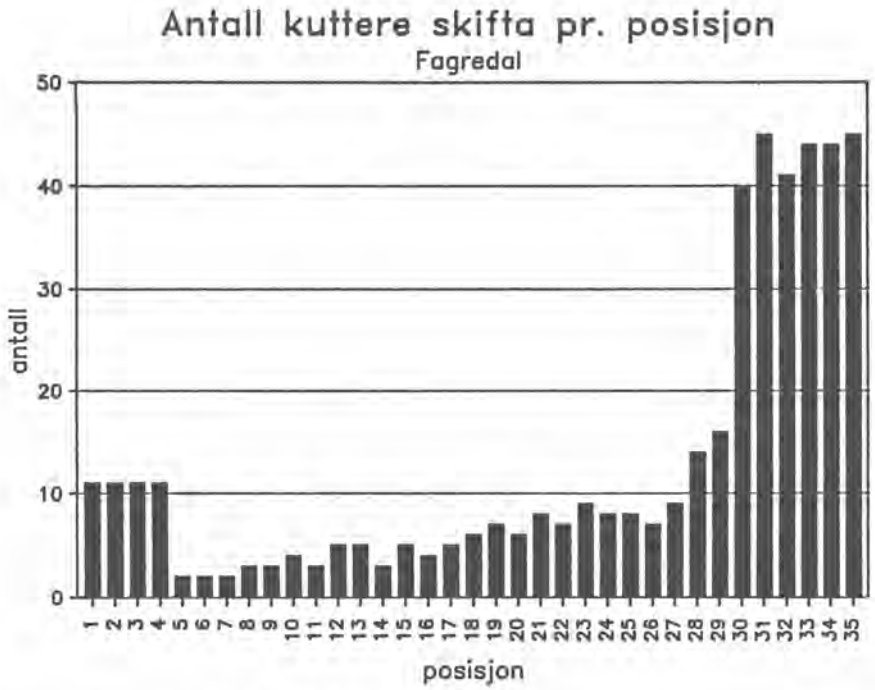


Fig. 15 viser antall utskifta kuttere pr. posisjon.

Slitasjen på kutterne har variert mye etter hvor på hodet kutteren sitter. I senter har man et noenlunde normalt forbruk, i face meget gode resultater og i gage er forbruket katastrofalt. Det finnes flere mulige forklaringer på dette store forbruket av gagekuttere:

-Mye tyder på at sporavstanden i periferien er for stor. Sporavstanden er 64 mm bortsett fra avstanden mellom de to ytterste kutterne som er 32 mm. Med to eller tre ekstra kuttere i gage ville disse kutterne ha hatt lettere for å bryte ut fjellet.

-Omdreiningstallet kan være for stort. Hastigheten,og dermed også varmeutviklingen, på periferikutterne blir så stor at temperaturen i kutteringen overstiger herdetemperaturen i ringene.

-De 4 ytterste kutterne sitter i en ny type svingbare sadler. Disse sadlene kan være for svake slik at de blir vridd under belastning. Dersom det er tilfelle, vil kutterne få en vridning i forhold til rullebanen og av den grunn slites unormalt mye.

På grunn av den lave kutterlevetiden man har hatt på gagekutterne, har man redusert matertrykket fra maks 345 bar til ca. 290 bar, d.v.s. en reduksjon på brutto kutterbelastning fra 27 tonn/kutter til 22.5 tonn/kutter. Dette har igjen hatt stor betydning på oppnådd borsynk.

I tillegg til kutterslitasjen har det vært et alt for stort forbruk av kutterbolter. Disse boltene er ofte svært vanskelig å få ut, slik at man har brukt nesten like lang tid på å skifte ut brukne bolter som på skifte av kuttere.

5.6 SIKRING

På de første 1300 m har det ikke vært sikring i tunnelen. Fjellet har vært hardt og homogent og det har ikke vært antydning til sprakfjell. Dette var heller ikke forventet.

Dersom fjellet blir så dårligt at det er nødvendig å bolte eller sprute rett bak borhodet, er dette simpelthen umulig. Maskinen er så kort og komprimert at man bare må håpe at fjellet holder seg stabilt.

5.7 GENERELT INNTRYKK.

TBM-en som ble valgt i Fagredalen har til nå dessverre vært en stor skuffelse. Det var forventet en del barnesykdommer siden maskinen var den første av denne typen, men når man i løpet av et år har boret i 26 uker med et gjennomsnitt på knappe 50 m/uke, må man ha lov til å være skuffet. Dersom man regner gjennomsnittet over antall uker til disposisjon, får man 28 m/uke. Tunnelen mellom Fagredalen og Styggevatn er blitt kritisk vei for ferdigstillelsen av kraftstasjonen.

Heldigvis kom drivingen av tunnelen fra Styggevatn igang et halvt år tidligere enn planlagt, og driften hittil har vært bra. Dette gjør at dersom maskinen etter de forbedringer som er gjort, fungerer som planlagt resten av tunnelen, har man en liten sjanse til likevel ferdigstille tilløpstunnelen i henhold til terminplanene. Man vil da ha drevet ca. 5.200 m konvensjonelt og boret ca. 6.000 m.

YRKESHYGIENISKE FORHOLD VED FULLPROFILBORING

Environmental control for fullface boring machines

Dr.ing. Tom Myran
SINTEF, Avd. for bergteknikk, 7034 Trondheim

SAMMENDRAG

I foredraget er beskrevet typiske miljøproblemer knyttet til fullprofilboring (TBM) i Norge. Spesielt er omtalt støv- og ventilasjonsforholdene. For å møte dagens miljøkrav er det nødvendig med en oppjustering av miljøstandarden på flere av dagens TBM. Undersøkelser viser imidlertid at betydelige miljøforbedringer kan oppnås ved relativt små justeringer og modifikasjoner av dagens opplegg for ventilasjon og støvavsug.

SUMMARY

Examples of typical environmental problems concerning dust and ventilation by operating full face, hard rock tunnel boring machines in Norway are described. They demonstrate how obstacles can be removed by modifications, safety related measures and organizational procedures.

The specific performances of TBM's have reached a high standard. But it is still possible to make TBM more suitable for special environmental demands and generally improve their design and construction.

1. INNLEDNING

Den første fullprofilmaskin for tunnelboring (TBM) ble satt i drift i Norge i 1972. Siden den gang er det boret ca. 175 km. I 1986 ble det boret litt over 14 km. De siste årene har utboret volum med TBM vært av størrelsesorden 10 % av den totalt utdrevne årlige tunnelmasse. Pr. i dag er 5 TBM i drift i Norge.

Bruk av TBM har, sammenlignet med konvensjonell tunnelsprengning, redusert eller eliminert miljøfaktorer som sprenggass, diesel-eksos, steinsprang, men har samtidig gitt økt belastning av andre. Dette gjelder særlig støy, støv, vibrasjoner , varme, monotont arbeid, samt visse ergonomiske problemer.

Erfaring viser at miljøproblemer knyttet til TBM ofte er lokalt betinget, og vanskelig å forutsi på forhånd. Disse må derfor finne sin individuelle løsning basert på erfaring og kunnskap på stedet.

2. TYPISKE MILJØPROBLEMER VED TBM-DRIFT

Spørreundersøkelser viser at TBM-operatører rangerer de mest dominerende miljøproblemene slik:

- støy
- støv
- vibrasjoner
- varme
- monotont arbeid
- belastninger knyttet til ergonomiske forhold

2.1 Støy

På en TBM er normalt boroperatøren utsatt for den høyeste støy-belastningen. På ikke innebygd operatørplass fremme på borhodet er det målt støynivå på opptil 114 dBA over 8 timers skift. Dette er et meget høyt støynivå. 114 dBA er en lydintensitet som eksempelvis er 800 ganger sterkere en 85 dBA. Dette betyr igjen at øret da mottar samme støybelastning fra 114 dBA i 45 sekunder som fra 85 dBA i 8 timer. Når det i tillegg ofte opereres med 10-12 timer skifttid er det av aller største betydning at man tar støyproblemene alvorlig. Her bør gode ørepropper benyttes i kombinasjon med øreklokker med maksimal dempning. Der boroperatøren er trukket tilbake fra borhodet til bakriggen, og i tillegg plassert i en støyisolert operatørbu, viser støymålinger av størrelsesorden 80 dBA.

Et godt maskinvedlikehold har betydning for støysituasjonen. En dårlig vedlikeholdt maskin kan ha et støynivå som ligger 5-10 dBA høyere enn godt vedlikeholdte maskiner. Dette henger sammen med generell slitasje av lagre, tannhjul og øvrige maskindeler, dårlig tilstrammede skruer/muttere og utbalansering/dempning av roterende deler, dårlig eller gal smøring og skitt eller stein som kan kortslutte vibrasjonsisoleringen. Slaglyder kan reduseres ved å bruke dempende materiale. Boroperatørplassen bør flyttes vekk

fra selve borhodet, og både operatørplass og hvilebu bør være innebygd og forskriftsmessig støyisolert. Jobbrotasjon benyttes i stor grad. Dette gir redusert støybelastning for den enkelte operatør.

2.2 Støv

Støv er også en dominerende miljøfaktor ved bruk av TBM. Dette gjelder særlig under boring i harde bergarter med høyt kvartsinnhold. Målinger viser at støvkonsentrasjonene ved bruk av TBM overskrider administrativ norm for støv i ca. 50 % av tilfellene.

Støyproblemene kan angripes ved en kombinasjon av ulike tiltak. De viktigste er:

- primær- og lokalventilasjon
- støvsug fra kutterhodet til en støvavsetningsenhet plassert på bakriggen. I Norge er to prinsippielt forskjellige typer støvavsugsystem i bruk, nemlig tørrfilter og vannscrubber. I vannscrubberen (type Rotovent eller SEPAX) utfelles støvet i en vanntank. mens i tørrfilteret (type Turbofilter) avsettes støvet i et dertil egnet filtermateriale.
- bruk av vann direkte på støvkilden. Eks. vann på kuttere og omlastepunkt, spyling av tunneltak og vegger, samt de områder av TBM'en der støv avsettes. Spyleeffekten avtar sterkt med partikkelstørrelsen.

Kutterhodet er avskjermet fra bakriggen ved hjelp av et stålskjold, med en tetningskappe av gummi mot tunnelperiferien for å forhindre at støv trenger ut og støver ned TBM'en. Ventilasjonsopplegg og støvavsug er vist i prinsipp i figur 1.

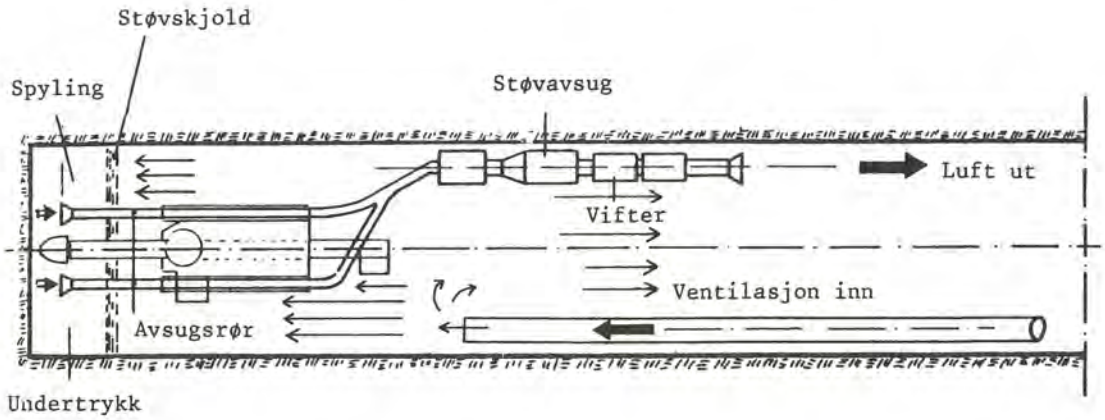


Fig. 1. Layout for ventilasjon og støvavsug

Støvkonsentrasjon i borhoderommet er av størrelsesorden 2000-3000 mg/m³. For å holde de administrative normer (yrkeshygieniske grenseverdier) for støv må dette reduseres ca. 1000 ganger, dvs. ned til 2-6 mg/m³ før støvet når arbeidsplassen.

Fra kutterhodet suges støvet gjennom støvskjoldet ved hjelp av vifter via et eller flere avsugsrør til utfelling i støvavsugsystemet. Avsugsåpningen i støvskjoldet bør ligge i den øvre tredjedelen av skjoldet for å unngå at for grove partikler følger med i avsuget. Tørrfilteret (Turbofilter) har den fordel fremfor våtscrubber (Rotovent/SEPAX) at de ikke bidrar til å øke luftfuktigheten i arbeidsmiljøet. Tørrfilteranlegg har en oppsamlingseffektivitet for støv på 99.9 %, med god effekt også i finstøvområdet. Våtscrubbere har til sammenligning en effektivitet på 90 til 95 %, med sterkt avtagende effekt i finstøvområdet, dvs. på den delen av støvet som er potensielt helsefarlig [1, 2, 3, 4]. Det selvrensende turbofilteret har fordeler fremfor vannscrubberen når det gjelder effektivitet, trykktap og vedlikehold.

2.3 Vibrasjon

TBM gir tildels store vibrasjoner (helkroppsvibrasjoner). Spesielt gjelder dette borhodet. På maskinrammen der boroperatørens stolsete er opplagret overskrides anbefalt grenseverdi for "helsefare" ofte allerede etter 1-4 timer. Enkelte stolseter gir brukbar dempning. Det er imidlertid foretatt målinger som viser høyere vibrasjonsnivå i stolsetet enn på selve risten/rammen hvor stolen er opplagret. Dette beror på resonanseffekter. Riktig stolsete må derfor velges ut i fra vibrasjonsnivå og frekvens.

Der operatørplassen trekkes bort fra borhodet og plasseres på bakriggen reduseres vibrasjonsnivået betydelig. Vibrasjonsmålinger viser at normen for "helsefare" først overskrides etter ca. et døgn sammenhengende påvirkning.

Det må her bemerkes at man foreløpig kjenner relativt lite til de faktiske helseeffekter knyttet til vibrasjon over lang tid. Men høye vibrasjonsnivå fører i alle fall til at den fysiske og psykiske arbeidsbelastningen øker, og det samme gjør også påkjenningene på maskindeler og instrumenter.

Av den grunn bør permanent arbeid/opphold i den grad det er mulig reduseres eller unngås, og flyttes til bakriggen. Gangbaner og arbeidsplattformer må vibrasjonsdempes. Godt vibrasjonsdempede stoler med ergonomisk riktig utforming må velges.

2.4 Varme

Dette kan være et problem, særlig etter en tids boring hvor olje og gods er opphetet. Problemet er størst ved skifting av kuttere, Ved oppstart kutterskift er målt temperaturer på opptil 35° C. Arbeid i høy fuktighet ved dette temperaturnivå representerer en stor påkjenning. Prestasjonsevne avtar dramatisk og ulykkesfrekvensen øker.

Varmeproblemet kan avhjelpes noe under kutterskift ved at ventilasjonsluft føres frem til på borhodet.

3. MÅLERESULTATER

3.1 Støv

Støv- og ventilasjonsmålinger er foretatt systematisk siden den første TBM ble satt i drift i 1972. Erfaring fra TBM med diametre fra 2,3 il 7,8 m viser at støvsituasjonen ofte er vanskelig å holde under tilfredsstillende kontroll ved kvartsinnhold i støvet på over 10-15 %. I noen grad henger dette imidlertid sammen med feil dimensjonering og dårlig utnyttelse av ventilasjonsanlegg og støvavsug. Bruken av vann for støvdempning er også generelt for dårlig.

Med økende kvartinnhold i støvet forverres støvsituasjonen raskt. Overskridelser av 8 timers administrativ norm med en faktor 5 kan forekomme.

Betydelige støvmengder kan komme fra andre kilder enn selve kutterhodet. Spyling med vann, kontroll av tetninger, omlastepunkter etc. må foretas med omhu. Undersøkelser viser at opptil 50 % av støvet langs TBM'en kan komme fra andre kilder enn kutterhodet.

En direkte sammenligning av den støvdempende effekten for Rotovent vannscrubber og Turbofilter ble foretatt i en tunnel hvor to identiske 3,0 m diameter TBM var i drift på motsatt stuffer. Bergartstype, borsynk, ventilasjonsforhold osv. var tilnærmet identiske. Typiske støvkonsentrasjoner fremgår av tabell 1.

Tabell 1. Støvkonsentrasjoner for 3.0 m diameter. TBM

Målepunkt	Støvkonsentrasjon, mg/m³	
	Totalstøv	Respirabelt støv
ROTOVENT VÅTSCRUBBER		
Boroperatør	12,4	4,0
Lasteoperatør	4,1	2,3
Lokomotiv, førerplass	6,1	2,7
TURBOFILTER		
Boroperatør	6,3	2,3
Lasteoperatør	2,7	1,2
Lokomotiv, førerplass	2,0	0,9

Turbofilterets bedre støvdempningseffekt sammenlignet med Rotovent'en fremgår klart av tabell 1. Også målinger på andre TBM bekrefter at Turbofilter normalt er et bedre system for støvdempning enn våtscrubber. En vanlig feil ved støvavsugsystem på TBM er for lav avsugskapasitet. For å unngå settling av støv i avsugsrørene fra kutterhodet og frem til avsugsenheten bør transporthastigheten i røret være av størrelsesorden 23 m/sekund. Lavere hastighet kan føre til gjentetting av avsugsrør på grunn av settling av fuktig støv. Lav avsugskapasitet reduserer undertrykket i borhoderommet, og mer støv presses ut langs periferien av støvskjoldet og belaster arbeidsatmosfæren.

I våtscrubberen felles støvet ut i et vannbad. Blandingen av luft/vann/støv settes i en roterende bevegelse i en radial diffusor for utfelling av slamvannet. Ved dårlig utfelling av støv stiger andelen av fine partikler i scrubbervannet, og effekten av anlegget reduseres. Samtidig får man en reduksjon i vannets PH-verdi, og en større overflatespenning på vannpartiklene, noe som vanskeliggjør kontakten mellom vann- og støvpartikler med økt støvutslipp etter scrubberen som resultat.

I det selvrensende Turbofilteret avsettes støvet i et kammer med et stort antall filterstaver. Stavene rengjøres ved hjelp av en systematisk trykkluftimpuls, og støvet skruemates til et kammer hvor det blandes med vann. Dette slammet pumpes så ut. På et par TBM er det funnet hull i filtermaterialet. Dette gjør at store mengder støv tillates å strømme gjennom avsugssytemet, for deretter å gi uakseptable støvkonsentrasjoner i tunnelen. Dette antas å henge sammen med skade påført filteret under innsett og uttak av nye filterstaver. Det er også rapportert om spyling med vann direkte på filterstavene.

Dette ødelegger filtermaterialet og nedsetter virkningsgraden for Turbofilteret dramatisk.

3.2 Ventilasjon

Forholdet mellom tilført luftmengde til TBM'en og avsugd luftmengde fra borhodet er av stor betydning for å oppnå gode støvforhold.

På oppdrag fra Statkraft er omfattende støv- og ventilasjonsundersøkelser foretatt på TBM på Ulla-Førre, Kobbelvanleggene og Jostedalsanlegget.

I tabell 2 fremgår ventilasjonskapasiteter målt på seks ulike TBM de siste 3 år. Tre TBM hadde våtscrubber og tre Turbofilter.

Tabell 2. Ventilasjonskapasiteter TBM

Maskin	Ventilasjonskapasitet m³/minutt/m²		Overskuddsluft m³/minutt/m²	
	Avsugd luft	Tilført luft	m³/min/m²	%
6,25 m dia. April 84	240 / 30,8 = 7,8	570 / 30,8 = 18,5	10,7	137
6,25 m dia. Juli 84	180 / 30,8 = 5,8	520 / 30,8 = 16,9	11,1	191
3,5 m dia. Sept. 85	100 / 9,6 = 10,4	120 / 9,6 = 12,5	2,1	20
6,25 m dia. Sept. 85	210 / 30,8 = 6,8	575 / 30,8 = 18,5	11,7	172
3,5 m dia. Nov. 85	72 / 9,6 = 7,5	170 / 9,6 = 17,9	10,4	139
3,5 m dia. Febr. 87	100 / 9,6 = 10,5	170 / 9,6 = 17,9	7,4	76
4,5 m dia. Apr. 87	72 / 15,9 = 4,5	100 / 15,9 = 6,3	1,8	40
4,5 m dia. Apr. 87	75 / 15,9 = 4,7	150 / 15,9 = 9,4	4,7	100
4,5 m dia. Apr. 87	170 / 15,9 = 10,7	430 / 15,9 = 16,3	16,3	152

Tabell 2 viser at det er store forskjeller på ventilasjonskapasitet og overskuddsluft for de forskjellige TBM. Dette gir seg også utslag i betydelige forskjeller i støvkonsentrasjon fra TBM til TBM. Tilført luftmengde må være så stor at det i tillegg til avsuget fra borhodet også gir overskuddsluft til å overvinne hastighetsvirkningen av transportbåndet slik at det kan opprettholdes en konstant og entydig luftstrøm utover langs TBM'en i hele tunneltverrsnittet.

De utførte undersøkelser indikerer at tilført luftmengde til TBM bør være minst 14-15 $m^3/min/m^2$. Overskuddsluften bør være minst 50 % høyere enn avsugd luftmengde. Prinsippielt bør alle TBM være forsynt med vannspyling på kutterne. Ved tørrboring vil de anbefalte ventilasjonsnormer måtte justeres.

På grunn av bend, kroker og tverrsnittsendringer i rørsystemet mellom støvskjoldet og avsugsviftene, er det ofte betydelig større trykktap en forutsatt. Opptil 300 mm vannsøyle statisk trykk over 60 m rør er målt. Dette fører til redusert transporthastighet i avsugsrør og lavere undertykk i borhoderommet enn ønskelig, med høyere støvkonsentrasjoner som resultat.

4. SAMMENDRAG

Der boroperatøren er åpent plassert fremme på borhodet er miljøbelastningen knyttet til støy, vibrasjon og støv langt høyere enn på TBM med operatørhytte (med overtrykksventilasjon) plassert på bakriggen.

De betydelige støvproblemene som er påvist ved flere TBM er knyttet til følgende forhold:

- høyt kvartsinnhold
- feil dimensjonering av tilført luftmengde i forhold til utsugd mengde luft fra borhodet
- støvavsuget "virker ikke" på grunn av:
  - for lav sugehastighet i avsugsrør (minimum 20 m/sek)
  - avsugsrør tettes igjen på grunn av feil dimensjonering og uheldige utformede bend og tverrsnittsendringer
  - for lite undertrykk i borhoderommet på grunn av for lavt avsug eller for dårlig tetning mellom støvskjold og tunnelprofil
- dårlig rengjøring av TBM og tunnelvegger, og for lite bruk av vann generelt
- uheldige strømningstekniske forhold langs TBM'en
- filtermaterialet i Turbofilteret skades under innsett av nye filterstaver
- feil dimensjonering av Turbofilterets overflateareal og gjennomstrømshastighet
- støvavsuget i skjoldet mot borhodet er plassert for lavt
- vannet i våtscrubberen har et for høyt innhold av fine støvpartikler

Betydelige reduksjoner i støvkonsentrasjon kan oppnås med beskjeden innsats og kostnad. Eksempelvis viser undersøkelser at en enkel overhaling av støvavsug og trimming av luftmengdene tilført TBM og utsugd fra borhodet kan gi reduksjoner i støvkonsentrasjonen på opptil 40-50%.

REFERANSELISTE

[1] H.D. Korfmann: Ventilation and Dust Suppression in The Federal Repoblic of Germany. World Mining Equipment, June 1986

[2] A. E. Hall : Environmental Control for Full Face Boring Machines. Foredrag 2nd Mine Ventilation Congress.

[3] A. E. Hall : Personlig meddelelse

[4] T. Myran : Tunnel Boring Machines in Norway. Ventilation an Dust Problems. Foredrag 2nd Mine Ventilation Symposium, Reno, September 1985.

Forøvrig er også følgende rapporter benyttet:

J. Haverstad og K.J. Rødseth : RVO-rapport. Fullprofilboring - arbeidsmiljø. Distrikt 4/8, 1986

B. Madsen : Fagredalen, tunneldrift med tunnelmaskin - tiltak mot støv. Årsoppgave ved kurs for verneingeniører, NAF, mai 1987

Prosjektrapporter fra Avdeling for bergteknikk, SINTEF

FRESING AV AUGLENDSHØGDA TUNNEL. STAVANGER
PROGNOSEMODELL FOR FRESING AV TUNNELER

PROGNOSIS MODEL FOR TUNNELING
BY USE OF SECTIONAL BORING MACHINE

Siv.ing. Thorvald Kåre Lone
Statens vegvesen Rogaland

Bergingeniør Øivind Arntsen,
Geologisk Institutt NTH

SAMMENDRAG

Ved driving av vegtunneler i byområder og tettbygde strøk vil drivemetode kunne innvirke på valg av alternative planløsninger, kostnad og kvalitet.

I bergarter med relativet liten trykkstyrke ønsket Vegdirektoratet i samarbeid med Statens vegvesen Rogaland og Entreprenør Selmer Furuholmen A/S å gjennomføre et prøveprosjekt med delsnittmaskin som drivemetode i fullskalaforsøk.

Målsettingen med prøveprosjektet var å finne ut om metoden kunne være et alternativ til konvensjonell sprengning og bruk av fullprofilbormaskin som drivemetode i bløtere, norske bergarter. Forsøket ble gjennomført i 2 faser på en 340 m lang motorvegtunnel i Stavanger, parallelt til en eksisterende tunnel. Bergarten besto hovedsaklig av fyllitt med relativt høyt innhold av kvartslinser.

Maskinen som ble brukt var av type WAV 178 Westfalia Lünen med med en total installert effekt på 340 KW, hvorav 200 KW i kutterhodet.

I prøvefase I ble hele tunneltverrsnittet på 63 m^2 utfrest. Volumet av massen utgjorde 150 fm^3, tilsvarende 2,5 m inndrift. Forsøket ga ikke tilfredstillende driftsresultat og ble avbrutt.

De foreliggende prognosemodellene som er utarbeidet i mellomeuropiske land er i første rekke anvendt på sedimentære bergarter. Den metamorfe bergarten i Auglendstunnelen avvek vesentlig i struktur og homogenitet fra en sedimentær bergart. Det vil derfor være avgjørende ved videre forsøk med delsnittsmaskin i norske, metamorfe bergarter å utvikle prognosemodeller som tar spesiellt hensyn til slike bergarter.

Det er i første rekke to faktorer man søker å klarlegge i

forbindelse med fresing. Disse er fresekapasitet og verktøyforbruk.

Disse vil ofte følge hverandre i den forstand at lav fresekapasitet og høyt verktøyforbruk opptrer sammen. Det er likevel ting som tyder på at dette ikke alltid behøver å være tilfelle. Dette fordi en sterk bergart med bløte mineraler (f.eks. kalkstein) kan gi lav fresekapasitet og lavt verktøyforbruk.

Som tidligere omtalt brukes ofte bergartens enaksiale trykkfasthet som parameter for bestemming av fresekapasiteten og verktøyforbruket. Dette falt uheldig ut ved Auglendshøyden. Ved trykktesting fikk man brudd langs foliasjonsflater-, altså lave verdier for trykkfasthet. Derfor klarte ikke modellen å avsløre de potensielle problemene som lå i de grovkrystalline kvartslinsene. Disse armerte bergarten og ble egentlig den begrensende faktor for drifta.

Det er selvfølgelig for mye forlangt av en prognosemodell utviklet for sedimentære bergarter, at den fullt ut skal kunne anvendes i metamorfe bergarter. Muligheten for lignende feilprognoser er også i sedimentære bergarter til stede. Disse inneholder ofte lagdelingsflater som gjør bergarten sårbar i håndstykke, men ikke tilsvarende svekket på stuff.

Prognosemodeller tilpasset konvensjonell drift og fullprofilboring bygger på standard laboratoriemetoder utarbeidet ved NTH. DRI (Drill Rock Index) og BWI (Bit Wear Index) har vist seg godt egnet til å beskrive styrke- og slitasjeforhold i det vide spekter av bergarter vi har i Norge.

Med utgangspunkt i dette er utenlandske prognosemodeller i det følgende adoptert, men de forbehold at DRI og BWI erstatter den enaksiale trykkfastheten som testemetoder.

Metoden som ble testet i fase II av prøveprosjektet med kombinert sprengning og fresing av kontur kan ut fra en helhets-vurdering neppe sies å være en lønnsom drivemetode sammenlignet med sprengning i denne bergarten. Selv om kostnadene ved arbeidssikring, rensk og permanent bolting blir betydelig redusert, oppveier neppe dette de økte kostnader som faller på rigg- og kapitalsiden ved bruk av delsnittsmaskin.

Sikringsvurdering i en fullprofilboret tunnel med freset kontur skiller seg fra en sprengt tunnel ved at sprekker og spalteplan i en meget stor utstrekning skjules av den behandlende overflaten eller synes som rette eller krumme linjer uten at selve spalteflatene er frilagte. Dette gjør at det kan være lett å overse ustabile partier.

Ved stabilitetsvurdering av denne type tunneler er det derfor nødvendig å vurdere fjelloverflaten meget grundig.

SUMMARY

The method of tunneldriving choosen in urban areas, will influences on the type of construction, the construction cost, and the quality and finish of the tunnel.

The Directorate of Public Roads, in cooperation with the County Road Office and the Contractor Selmer-Furuholmen A/S, were interested to carry out a full scale project using a Sectional Boring Machine on soft rock. The purpose of the project was to find an alternative to the methods of conventional blasting and of full profile boring.

The experiment was carried out in two different phases on a 340 meter long highway tunnel in Stavanger. The completion of the tunnel would add two additional lanes to highway E18. The machine used for this project was a WAV 178 Westfalia Lünen. The total power output of this machine is 340 KW of which 200 KW are applied to the rotating head of the sectional cutter.

In Phase I,the entire profile of the tunnel, approximately 63 square meters, was cut out for a length of 2,5 meters, i.e. 150 cubic meters rocks were excavated. The progress made by this method was not satisfactory and therefore discontinued. This method proved to be successfull on a project in the Mediterranean where sedimentiary rock had to be removed. However, the rock in the Auglend is metamorphic phyllite,which is substanially harder.

In Phase II of the experiment the major part of the tunnel section was driven using the conventional blasting method. Whereas the Sectional Cutting Machine was used only on the outer part of the tunnel profile. Compared to conventional tunnel driving methods, this method used in Phase II of the experiment proved to not be economically feasable. It should be pointed out, however, there are some advantages to use this method: the stake out required is reduced. Temporary and permanent safety measures such as rockbolting require less work. However, these advantages do not offset the extra capital costs.

There are two factors in the cutting process that are important to observe; cutting capacity and tool wear. The two factors are generally related to each other in the following way. Low cutting capacity and high tool wear occur simultaneously.
However, there are exceptions. One example would be; a strong resistant rock with layers of softer material, like limestone, will will give low cutting capacity and low tool wear. The value of the direct axial compressive stress of the rock is a parameter that indicates the cutting capacity and tool wear. In the Auglend tunnel experiment,the conditions were unfavorable. In the laboratory tests, the value obtained for the compressive stress was quite low.
The reason for this low value was because the breakage occurred along the foliation planes. The model did not take into account the hard coarse crystaline quarts in the rock. This hard rock limited the cutting capacity.

The prognosis model was developed from cutting in sedimentary rock and it was therefore not expected to be 100% applicable for use in metamorphic rock. Different results may occur even when cutting in different types of sedimentary rock. The results obtained from a rock specimen in the laboratory could have a much lower value than the results obtained from the same rock in situ.

Prognosis models adapted for conventional working methods and full profile boring are based om standard laboratory tests developed at N.T.H., The Norwegian Institue of Technology. DRI, Drill Rock Index, and BWI, Bit Wear Index, have proven to give accurate information about strength and wear conditions for a wide variety of rock found in Norway.

Estimates of cutting capacity are based on foreign prognosis models, only with one difference. DRI and BWI are substituted by the value of direct axial compressive stress og the rock.

When inspecting for saftey measures; in a conventional worked tunnels, fissures and cracks are easily visible, while for tunnels worked by sectional cutters, the surface is smooth and weaknesses are not so easy to notice. However, it is important to carry out this inspection thoroughly.

FRESING AV AUGLENDSHØGDA TUNNEL, STAVANGER

INNLEDNING

I byer og tettsteder rundt om i landet har det vært en tiltagende økning i utbygging av anlegg i fjell. Problemer med rystelser, bebyggelse og liten fjelloverdekning fører som regel til merkostnader ved bruk av vanlige sprengningsmetoder. Når vegtunneler bygges i byområder, må ofte viktige trafikkårer legges om og trafikk stanses i forbindelse med sprengning og luftsjokk. Ved driving av vegtunneler i tett bebyggelse og trafikerte områder vil valg av drivemetode kunne ha betydelig innvirkning på mulighetene for valg av alternative planløsninger.

Andre kostnadsfaktorer vil også være avhengig av drivemetode ved et vegtunnelanlegg i byområder. Det er arbeidssikring, permanent fjellsikring og vann- og frostsikring av anlegget.

Vegdirektoratet i samarbeid med Rogaland vegkontor og Selmer Furuholmen A/S ønsket derfor å gjennomføre et prosjekt med tunneldriving ved fresing med en såkalt delsnittsmaskin i bergarter med relativt liten trykkstyrke.

MÅLSETTING

Hensikten med prøveprosjektet var å finne ut om fresing med delsnittsmaskin i bløtere norske bergarter er en egnet driftsmetode ved gjennomføring av aktuelle vegtunnelanlegg, særlig i byer og tettsteder.

DELSNITTSMASKINEN - VIRKEMÅTE/BEGRENSNING

Teknologien med delsnittsmaskin er nærmest ukjent i Norge untatt ifm. gruvedrift. Til forskjell fra fullprofilmaskinen freses tunneltverrsnittet ut i en eller flere omganger ved hjelp av et roterende universalhode utstyrt med et større antall meisler.

Meiselhodet sitter på en hydraulisk styrt bom som er bevegelig i både horisontal og vertikalplanet. (Fig.1)

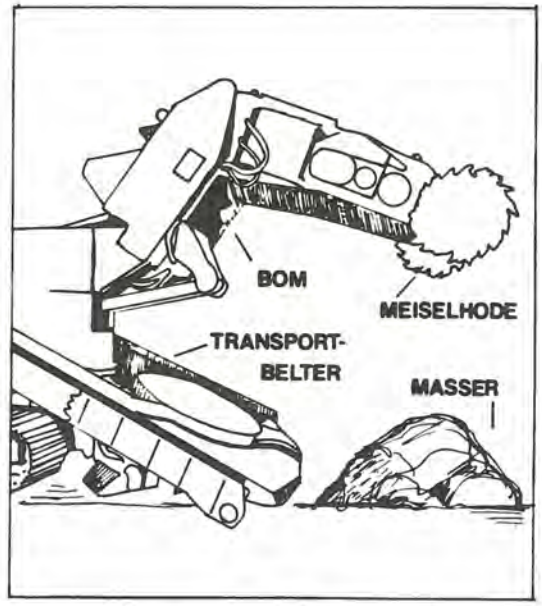


Fig. 1: Delsnittsmaskin(front)

Massene faller ned på sålen og transporteres på belter direkte over i dumper. (Fig.2)

Delsnittsmaskinen egner seg best i bløte bergarter (leirskifer, kalkstein, fyllitt etc.) med lavt kvartsinnhold og sterk skiftighet.

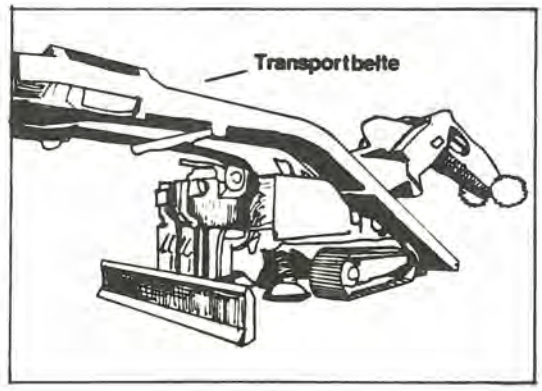


Fig. 2: Delsnittsmaskin
(transportbelter)

Ved sprengning tilføres som kjent energien ad kjemisk vei, mens delsnittsmaskinen løsner fjellet ved hjelp av mekanisk energi. Meiselinngepet er illustrert i Fig. 3:

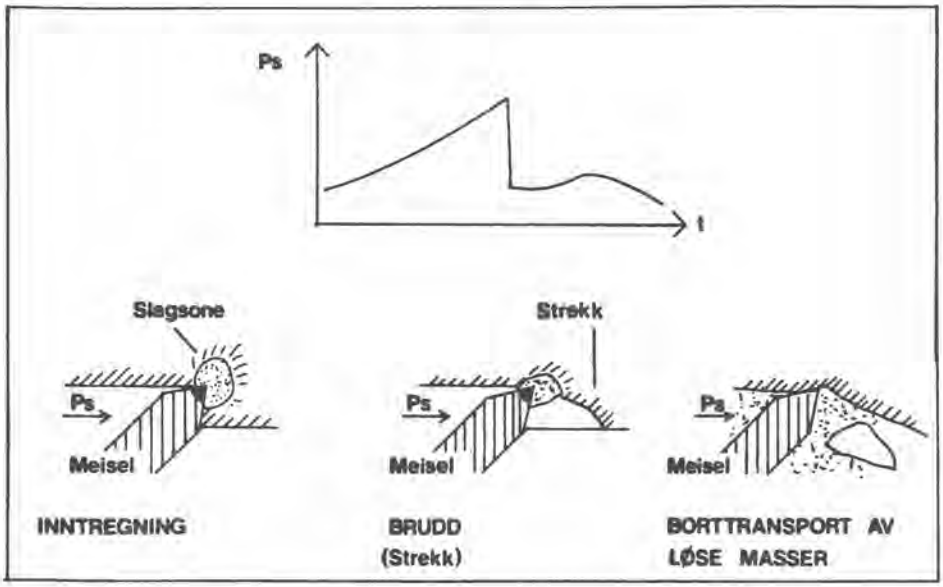


Fig. 3: Snittkraft - tid diagram ved meiselinngrep i bergmassen.

Følgende forhold må taes i betraktning ved vurdering av fresing som drivemetode:

Inhomogenitet (Bergartens vekslende egenskaper innenfor ett og samme lag i bergmassivet).

Diskontiunitet (Materialveksling fra lag til lag i bergmassivet).

Anisotropi (Bergmassivets egenskaper varierer avhengig av angrepsretning).

Følgende parametre vil normalt ha innflytelse på driftsresultatene:

- Trykk-, strekk- og skjærfasthet.
- Elastisitetsmodul
- Deformasjonsmodul v. brudd
- Meiselgeometri
- Potensiell bruddflategeometri
- Snitthastighet
- Meiselangrepsposisjon
- Mineralogisk sammensetning og struktur.

FORUTSETNINGER FOR PRØVEPROSJEKTET

Forsøk med delsnittmaskin som driftsmetode ble besluttet gjennomført i Auglendshøgda tunnel på E 18 motorvegen mellom Stavanger og Sandnes. Forsøket ble igangsatt som et prøveprosjekt i samarbeid mellom Vegdirektoratet, Statens vegvesen Rogaland og Entreprenør Selmer-Furuholmen A/S i september 1986.

Forsøkstunnelen var 350 m lang og ble planlagt 11 m fra eksisterende paralell tube som et ledd i utvidelse av motorvegen fra 2 til 4-felts veg.

Eksisterende tunnel ble sprengt ut konvensjonelt og ferdigstillt i 1973. Tunnelen ble fullt utstøpt med membran mellom indre og ytre hvelv.

Trafikkbelastningen på eksisterende tunnel var under prøvedriften vel 30 000 kjøretøyer pr.dag. Det var ønskelig å unngå stengning av motorvegen som følge av driften. Overdekningen var helt ned til 5 m i forskjæringsområdene, som blc antatt å være forholdsvis ustabile etter ferdigstillelse i 1973. Det ble foretatt registreringer med tanke på skader ved sprengning på 4 hus før driften ble igangsatt.

Avstanden på min. 11 m mellom tunnelene ble prosjektert ut fra hensynet til en rasjonell drift med sprengning for ikke å skade betonghvelvet i paralell tube.

Bergarten er fyllitt. Trykkstyrken var testet på forhånd og mineralogiske undersøkelser var gjort med tanke på bruk av delsnittsmaskin. Verdiene varierte innenfor maskinens oppgitte kapasitet. Trykkfastheten for bergarten lå innenfor grensene 35MPa - 85 MPa.

Råtverrsnittet som skulle freses var 63 m2. Det ble avtalt at inntil max. 50 lm tunnel skulle freses. Maskinen ble innleid fra Selmer-Furuholmen A/S etter medgåtte utgifter med takpris. Etter en prøveperiode lå det i avtalen at driften enten kunne avbrytes eller modifiseres i samsvar med de resultater som fremkom etter prøvedriften i fase I.

Maskinen som ble brukt var av type WAV 178 Westfalia Lünen av Vest-tysk fabrikat. Den ble transpotert fra Hellas med trailer etter at den var brukt der ifm. vannkraftutbygging. Maskinen ble montert og overhalt i løpet av en 4-ukersperiode.

I alt var det installert ca 340 KW, hvorav ca 200 KW i kutterhodet.

I driftsklar tilstand har maskinen en totalvekt på ca 73 tonn. Maskinen ble operert av en fører, en elektriker og en reperatør som samtidig ivaretar oppgavene bak stuff.

Driften forøvrig ble gjennomført med en mann på stuff og en dumperkjører.

DRIFTSRESULTATER: PRØVEFASE I.

Etter en driftsperiode på 6 dager a 8 timer kunne følgende resultater fremlegges:

Kapasitetsbegrepene som blir brukt er definert på følgende måte:

* MASKINKAPASITET, fm3/h

er kapasitet beregnet på grunnlag av all den tid maskinen går. Dvs. foruten selve fresingen, også mating av løsmasser på transportbånd (lasting) og flytting/justering av maskinen.

* FRESEKAPASITET, fm3/h

er kapasitet beregnet på grunnlag av den effektive fresetiden.

* UTNYTTELSESGRAD(%)

er maskinens gangtid i prosent av arbeidstid. (Her: 8 timers dag). Av stanstider kan det nevnes

- fjellavhengig stanstid (sikring, meiselskifte etc)
- driftsavhengig stanstid (delemangel, personalmangel o.l.)
- maskinavhengig stanstid (reparasjoner etc.)

Disse faktorene skulle gi et relativt godt bilde av driften ved bruk av delsnittmaskiner, og følger i tabell 1 for nevnte periode for Auglendshøyden tunnel.

UTFREST VOLUM:	150 fm3 (2,3 m inndrift)
ANTALL MASKINTIMER:	28,3 (timer)
EFFEKTIV FRESETID:	20,6 timer
MEISELFORBRUK:	128 stk
MASKINKAPASITET:	150/28,3 = 5,30 fm3/h
UTNYTTELSESGRAD:	28,3/6,8 = 59 %
FRESEKAPASITET:	150/20,6 = 7,28 fm3/h
MEISELFORBRUK:	128/150 0,85 stk/fm3

Tabell 1:Driftstall for Auglendshøyden tunnel 26.09 - 03.10.86

Foruten disse verdiene,ble tidsforbruket ved de operasjonene som ikke inngår i fresetida, søkt klarlagt. Det dreier seg om faste operasjoner som: lasting, sideveis forflytting av maskin, og meiselskifte.

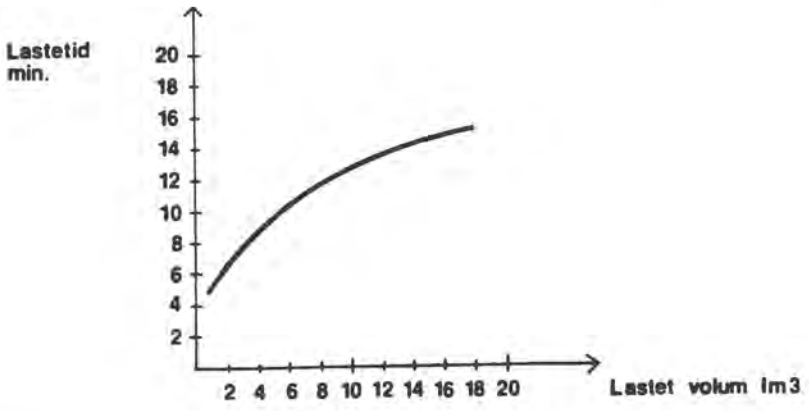
Det ble gjort forsøk med 2 Meiseltyper. Driftsresultatene som er gjengitt i Tabell 1 er basert på den typen meisler som egnet seg best for bergartene på Auglendshøyden.

LASTING:

Siden den roterende materen foran på maskinen bare i liten grad fører de utfreste massene på transportbåndene ved egen hjelp, må maskinføreren med jevne mellomrom bruke fresehodet til å føre massene inn mot maskinen. Noe av løsmassene føres direkte på båndene, og resten tar matearmen i midten seg av.

Denne prosessen er ofte en kombinasjon av mating og fresing av såle, slik at det neppe er helt riktig å utelate denne prosessen ved bestemming av den effektive fresetida. (Det ble da heller ikke gjort her.)

Det ble imidlertid klarlagt en ren lastetid for maskinen ved driften i denne tunnelen. Det så ut til å ta ca 12 minutter å laste 10 lm3, og i figur 1 er det stipulet et tidsforbruk s.f.a. lastet volum, basert på relativt få observasjoner.



Figur 4: Observert lastetid s.f.a. lastet volum

At sammenhengen ikke er lineær, har sin grunn i at lastinga av ei større, toppa "røys" blir mest effektiv.

FLYTTING AV MASKINEN:

Pga. begrenset rekkevidde må maskinen ved større tunneltverrsnitt flyttes sidelengs etter hvert. Hvor ofte dette gjøres må nødvendigvis tilpasses fra situasjon til situasjon, men i dette tilfellet er det (i fri luft) observert en sidevegs flyttetid på 15 minutter.

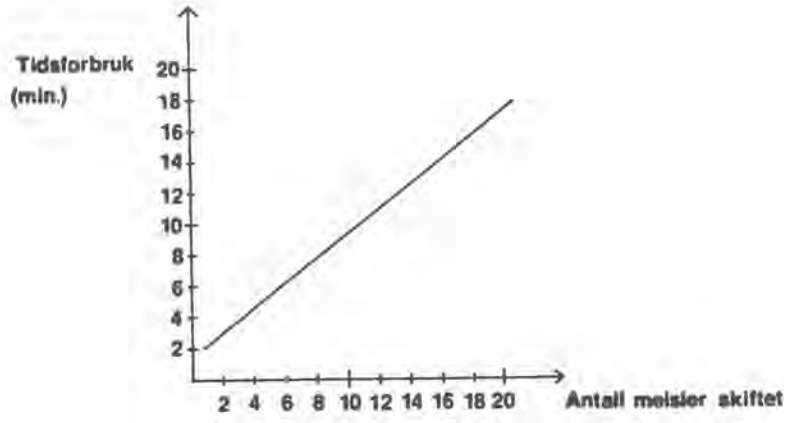
MEISELSKIFTE:

Det ser ut til å være av avgjørende betydning at slitte eller brukne meisler skiftes ut tidligst mulig. Ved fresing i hardt fjell har dette to hovedårsaker.

For det første vil en brukket meisel ikke ta skikkelig tak i fjellet, og vi får en diskontinuerlig rotasjonsbevegelse hvor den neste meiselen i rekka blir unødvendig hardt belastet.

Dersom meiselen ikke blir skiftet før den er helt nedslitt, kan, for det andre, meiselholderen bli utsatt for direkte kontakt med fjellet. Resultatet blir slitasje på denne, og i verste fall at meiselholderen løsner fra selve fresehodet.

Det er observert tidsforbruk s.f.a. antall meisler skiftet ved Auglendshøyden, og forholdet framgår av figur 5.



Figur 5: Tidsforbruk ved meiselskifte s.f.a. antall meisler skiftet.

LABORATORIERESULTATER:

I planleggingsfasen av anlegget ble det sendt prøver av bergartene til SINTEF i Trondheim for analyse.

Bergartsprøvene er karakterisert som kvartsrik fyllitt, og det ble hentet prøver fra begge tunnelpåhuggene.

Resultatene av disse analysene foreligger i tabell 2 under.

	SØR	NORD
Enaksial trykkfasthet Tc	54,2 MPa	42,8 MPa
Sprøhetstall	41,9	50,1
Flisighet	1,33	1,43
Densitet	2,77	2,74
Sivers J	36	49
Slitasjeverdi på hardmetall	7	16
Kvartsinnhold	38%	51%

Tabell 2: Resultat av laboratorieanalyse på bergartsprøver fra Auglendshøyden, foretatt ved SINTEF's laboratorier.

Disse verdiene gir en borsynkindeks (DRI) på 49, og en slitasjeindeks (BWI) på 31. Sammenlignet med andre norske bergarter er størrelsene på disse middels.

Etter oppstart ble det, pga. unormalt høyt meiselforbruk og nye beregningsmodeller, behov for supplerende analyser. Det ble derfor sprengt ut 3 prøver fra stuff som ble nermere analysert.

Resultatene foreligger i tabell 3 under:

	TRYKKFASTHET		STREKK-FASTHET
	NORMALT FOL	PARALL.FOL	
Prøve 1: (kvartsrik,foliert fyllitt)	58,5 MPa	49,4 MPa	3,3 MPa
Prøve 2: (Grafittholdig fyllitt med kismineraler	34,6 MPa	38,4 MPa	1,2 MPa
Prøve 3: (kloritholdig fyllitt)	84,6 MPa	85,9 MPa	2,5 MPa

Tabell 3: Trykk- og strekkfasthet for noen karakteristiske bergarter ved Auglendshøyden. Analysene er foretatt av NOTEBY.

I tillegg til dette er det fra ingeniørgeolog Jøssang ved Veglaboratoritet gitt en beskrivelse av fyllitten (pers.medd.) basert på studie av tynnslip i mikroskop.

Det heter bl.a. her at kvartskornene opptrer hyppigst med diameter ca 0,05 mm.

Enkelte skjeldne korn kan være 0,1 mm store, og i endal kvartslinser med 0,5 mm tykkelse opptrer kvartsen som 0,3 mm korn.

BEREGNINGSMODELLER - DRIFTSRESULTATER FASE I

På bakgrunn av fresing i sedimentære bergarter, er det i en del mellomeuropiske land utarbeidet beregningsmodeller for verktøyslitasje og fresekapasitet.

Disse modellene bygger på bergartens trykkfasthet, strekkfasthet, og prosentvis innhold av kvarts og dens midlere kornstørrelse.

For Auglendshøydens bergart(er) er det imidlertid dårlig overenstemmelse mellom disse prognosemodellene og de observerte verdier. Det antas at dette skyldes den store strukturelle forskjell mellom sedimentære og metamorfe (som her) bergarter, og analysemetoder.

Faktorer som kornbinding, kornform, homogenitet (eller snarere inhomogenitet) ser ut til å veie tungt ved fresing i metamorfe bergararter, og de etablerte laboratoriemetoder for ulike typer driving i "norske" bergarter (bl.a. DRI og BWI) tar bedre hensyn til slike forhold.

På bakgrunn av disse resultatene ble driftsopplegget endret. En 4-boms hydraulrigg skulle nå sprenge mesteparten av tunneltverrsnittet.

DRIFTSRESULTATER PRØVEFASE II

En krans på 60 cm ble avsatt ut mot tunnelprofilet. Ved denne metoden antar man at fjellet svekkes ved sprengning.

Fresing av den ytre delen av profilt anslåes å gå lettere med mindre slitasje.

Hensikten med å fortsette fresingen er at frest kontur gir lavere rensk- og sikringskostnad samt et jevnt profil som gir mulighet for innsparing i vann- og frostsikringskostnader.

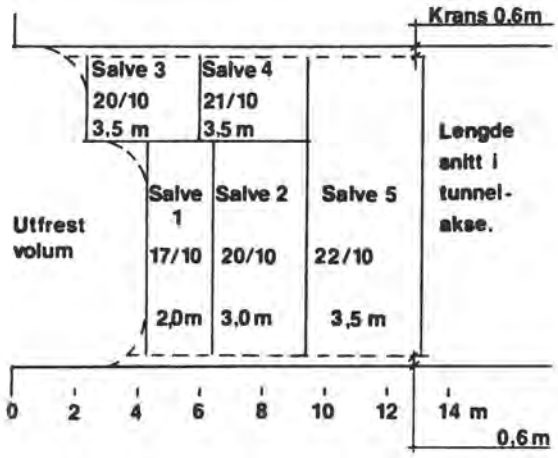


Fig. 6: Oversikt over de første salver skutt etter full fresing.

Oppdelingen av stuffen samt korte ladninger, er gjort for å bli kjent med rystelsesforholdene (Fig. 6)

Delsnittmaskinen ble så tatt i bruk for å fullføre tverrsnittet. På grunn av problemer med mye støv ble det frest et profil som sannsynligvis ligger noe innenfor det prosjekterte på enkelte steder. Disse forholdene bedret seg da ventilasjonsduk ble påmontert maskinen. Støvproblemet ble redusert ved at 2 vanndyser og fleksible sugeslanger ble påmontert meiselhodet. I tillegg ble vanlig ventilasjon montert.

Erfaringene fra denne delen av driften er brukbare. Som antatt økte fresekapasiteten betraktelig. Sprengningsrissene langs konturen tillot utfall av større fliser (10-15 cm) under fresing. Naturlig nok var denne effekten størst på tunnelveggens høyre side. Her faller foliasjonen normalt på profilet, og sprengningsrissene ligger tettere og trenger dypere inn (se fig. 7.)

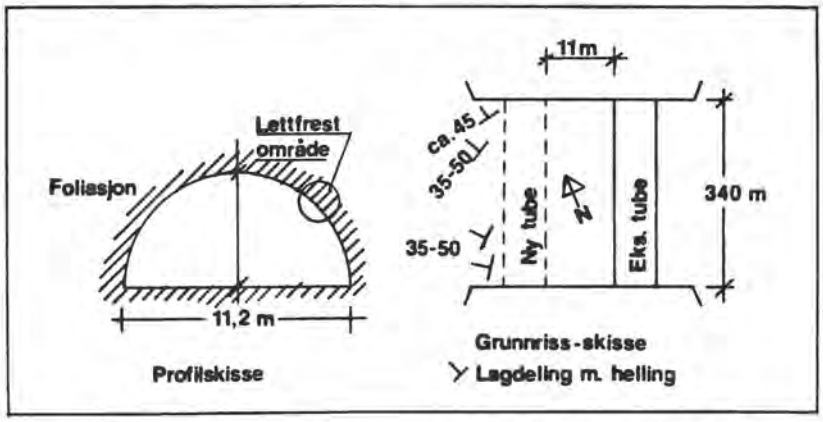


Fig. 7: Bergartens foliasjon/lagdeling i tunnelprofilet, sett nordover

Det ville være galt å gi noe nøyaktig kapasitetstall for denne freseprosessen basert på dette første forsøket. De faktiske forhold er imidlertid at det i løpet av 3,0 effektive fresetimer, ble tatt ut ca 35 lm3. Dette må sees i relasjon til at tunnelveggen er den delen av profilet hvor fresingen i utgangspunktet er minst effektiv.

Det viste seg likevel at også 60 cm gjenstående kontur ga uforholdsmessig høye driftskostnader.

På grunn av høye kostnader og nøyaktig boring og sprengning ble strossehullene plassert 20-30 cm fra konturen. Løpemeterkostnadene for råtunnel ved denne driftsform ble likevel noe dyrere enn sprengning av hele tverrsnittet.

Resten av tunnelen, dvs. ca 340 lm tunnel ble drevet gjennom for å vinne erfaring med denne driftsmetoden.

Sammen med reduserte kostnader for arbeidssikring og permanent sikring ble denne totalløsningen ikke vesentlig dyrere enn andre løsninger.En har da sett bort fra rigg- og transportkostnader for delsnittsmaskinen.

Tabell 4 viser antatte kostnader for enkelte prosesser ved sprengning og fresing av kontur sammenlignet med teoretisk konvensjonell sprengning. Polyetylenskum (PE-skum) er forutsatt brukt som vann- og frostsikringsmetode. (Oppsettet gir ingen fullstendig kostnadsoversikt):

Prosess	sprengning + fresing kr/lm	sprengning kr/lm
Driving	6500	7500
Kontur	4700	200
Ekstrarensk	0	600
Bolter	120	400
Sprøytebetong	2870	100
Sluttrensk	10	500
Bolter m.bånd og nett	0	4300
PE-skum	5250	5500
Tilsammen	19450	19100

Tabell 4: Sammenligning av påløpte driftskostnader ved bruk av delsnittsmaskin til fresing av kontur med teoretiske kostnader ved ordinær sprengning.

DRIFTSRESULTATER. PRØVEFASE I + II

Det stilles høye krav til estetiske utførelse av en veitunnel i byområder.

På grunn av den jevne konturen som man oppnådde ved fresing, kunne en rimeligere løsning enn det som er vanlig for vann- og frostsikring av tunneler benyttes. Det ble konstatert at også omfanget av arbeidssikring og permanent fjellsikring ble redusert.

Forsøket med delsnittsmaskin som driftsmetode ved driving av en ca 340 m lang motorvegtunnel paralellt med en eksisterende motorvegtunnel på E 18, Auglendshøyden i Stavanger ga totalt sett imidlertid ikke tilfredstillende driftsresultater.

Bergarten som forsøket ble utført i, er fyllitt, med en enaksial trykkstyrke på inntil ca 85 MPa.

De foreliggende prognosemodellene som er utarbeidet i mellomeuropiske land er i første rekke anvendt på sedimentære bergarter. Den metamorfe bergarten i Auglendstunnelen avvek naturlig nok vesentlig i struktur og homogenitet fra en sedimentær bergart. Det vil derfor være avgjørende ved videre forsøk med delsnittsmaskin i norske, metamorfe bergarter å utvikle prognosemodeller som tar spesiellt hensyn til slike bergarter.

Modellen som ble testet i fase II av prøveprosjektet med kombinert sprengning og fresing av kontur kan ut fra økonomiske hensyn generelt neppe synes å være en lønnsom drivemetode for vegtunneler.

Sikringsvurdering i en fullprofilboret tunnel med freset kontur skiller seg fra en sprengt tunnel ved at sprekker og spalteplan i en meget stor utstrekning skjules av den behandlede overflaten eller synes som rette eller krumme linjer uten at selve spalteflatene er frilagte. Dette gjør at det kan være lett å overse ustabile partier. Ved stabilitetsvurdering av denne type tunneler er det derfor nødvendig å vurdere fjelloverflaten meget grundig.

PROGNOSEMODELLER

Det er i første rekke to faktorer man søker å klarlegge i forbindelse med fresing. Disse er fresekapasitet og verktøyforbruk.

Disse vil ofte følge hverandre i den forstand at lav fresekapasitet og høyt verktøyforbruk opptrer sammen. Det er likevel ting som tyder på at dette ikke alltid behøver å være tilfelle. Dette fordi en sterk bergart med bløte mineraler (f.eks. kalkstein) kan gi lav fresekapasitet og lavt verktøyforbruk.

Som tidligere omtalt brukes ofte bergartens enaksiale trykkfasthet som parameter for bestemming av fresekapasiteten og verktøyforbruket. Dette falt uheldig ut ved Auglendshøyden. Ved trykktesting fikk man brudd langs foliasjonsflater-, altså lave verdier for trykkfasthet. Derfor klarte ikke modellen å avsløre de potensielle problemene som lå i de grovkrystalline kvartslinsene. Disse armerte bergarten og ble egentlig den begrensende faktor for drifta.

Det er selvfølgelig for mye forlangt av en prognosemodell utviklet for sedimentære bergarter, at den skal kunne anvendes 100 prosent i metamorfe bergarter. Likevel er muligheten for lignende feilprognoser også i sedimentære bergarter til stede. Disse inneholder ofte lagdelingsflater som gjør bergarten sårbar i håndstykke, men ikke tilsvarende svekket på stuff.

Prognosemodeller tilpasset konvensjonell drift og fullprofilboring bygger på standard laboratoriemetoder utarbeidet ved NTH. DRI (Drill Rock Index) og BWI (Bit Wear Index) har vist seg godt egnet til å beskrive styrke- og slitasjeforhold i det vide spekter av bergarter vi har i Norge.

Med utgangspunkt i dette er utenlandske prognosemodeller i det følgende adoptert, med de forbehold at DRI og BWI erstatter den enaksiale trykkfastheten som testemetoder.

VERKTØYFORBRUK

Abrasivitetsindeksen, Fs er utarbeidet av de vest-tyske forskerne J.Schimazek og H.Knatz (1). Disse har kommet til at bergarten med harde mineraler, store mineralkorn og høy strekkfasthet, er de som sliter mest.

Indeksen bestemmes av formelen:

$$Fs = \frac{V.Dm \,.\, S \,.\, f}{100}$$

hvor Fs = Abrasivitetsindeksen (kp/cm)
V = Voluminnhold av slitende mineral (%)
Dm = Midlere kornstørrelse (cm)
S = Strekkfasthet (kp/cm2)
f = Slitasjerelasjon til kvarts

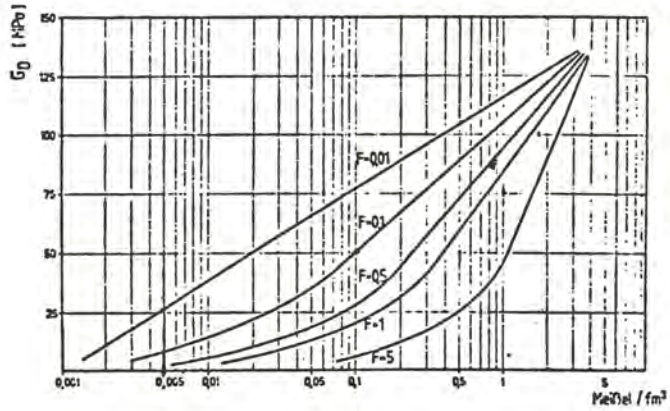
En oversikt over f for ulike mineral er gitt i tabell 1(2)

Kvarts	1	Spinell	3,42	Granat	1,86
Pyritt	0,5	Magnetitt	0,31	Leusitt	0,36
Fluoritt	0,045	Zirkon	3,32	Cassiteritt	1,23
Vesuvian	0,56	Rutil	1,17	Skapolitt	0,14
Korund	7,70	Turmalin	0,92	Hematitt	0,51
Apatitt	0,045	Calsitt	0,049	Topas	1,34
Andalusitt	1,59	Staurolitt	0,75	Cordieritt	0,41
Olivin	0,72	Hypersten	0,31	Bronsitt	0,36
Aragonitt	0,063	Talk	0,006	Epidot	0,58
Ortoklas	0,33	Adular	0,28	Pyroksen	0,56
Hornblende	0,23	Titanitt	0,43	Biotitt	0,036
Muskovitt	0,036	Kliniklor	0,018	Gips	0,005
Kloritt	0,01	Labradoritt	0,33	Oligoklas	0,30
Kyanitt	0,49				

Tabell 5: Slitasjerelasjon til kvarts for en del mineral. Anmerk: Alle korn < 0,020 mm har slitasjerelasjon 0,04.

Testingen av strekkfasthet skal ifølge Schimazek (pers.med.) foregå ved Brasilianertesten på tørre prøver, og sjølv om dette ikke gir representative verdier for bergartens in situ styrke, så anbefales denne metoden brukt. Dette fordi prognosemodellen er kalibrert til resultatene fra slik testing.

Abrasivitetsindeksen og den enaksiale trykkfastheten sammenstilt gir så antatt meiselforbruk for meiseltype U 47 (Kenametall) eller SRDA 401 (Widia) etter figur 1. Korreksjonsfaktor for andre meiseltyper er gitt i tabell 2.



Figur 8: Diagram for bestemming av verktøyforbruk for meiseltypene U 47 eller SRDA 401.

Meißel VEW U 47 HD,

σ_D (MPa)	außenbedüst mittlere Abrasivität (F_{schim} = 0,3) Umrechnungsfaktor	innenbedüst hohe Abrasivität (F_{schim} = 1,5) Umrechnungsfaktor
40	0,6	-
50	0,6	-
60	0,5	-
70	0,4	0,4
80	0,33	0,33
90	0,28	0,26
100	0,25	0,23
110	0,23	0,20
120	0,20	0,20
130	-	0,20
140	-	0,20
150	-	0,20

Meißel U 46, Gestein nicht abrasiv

σ_D (MPa)	Umrechnungsfaktor
10	2,0
20	2,3
30	2,5
40	2,8
50	3,3
60	4,0

Tabell 6: Korreksjonsfaktor for verktøyforbruk ved andre meiseltyper enn U 47. VEW U47 HD har 22 mm hard metalldiameter, og "Innenbedust" refererer til meisel med vanndyse. U46 tilsvarer SRD A 404 fra KRUPP WIDIA.

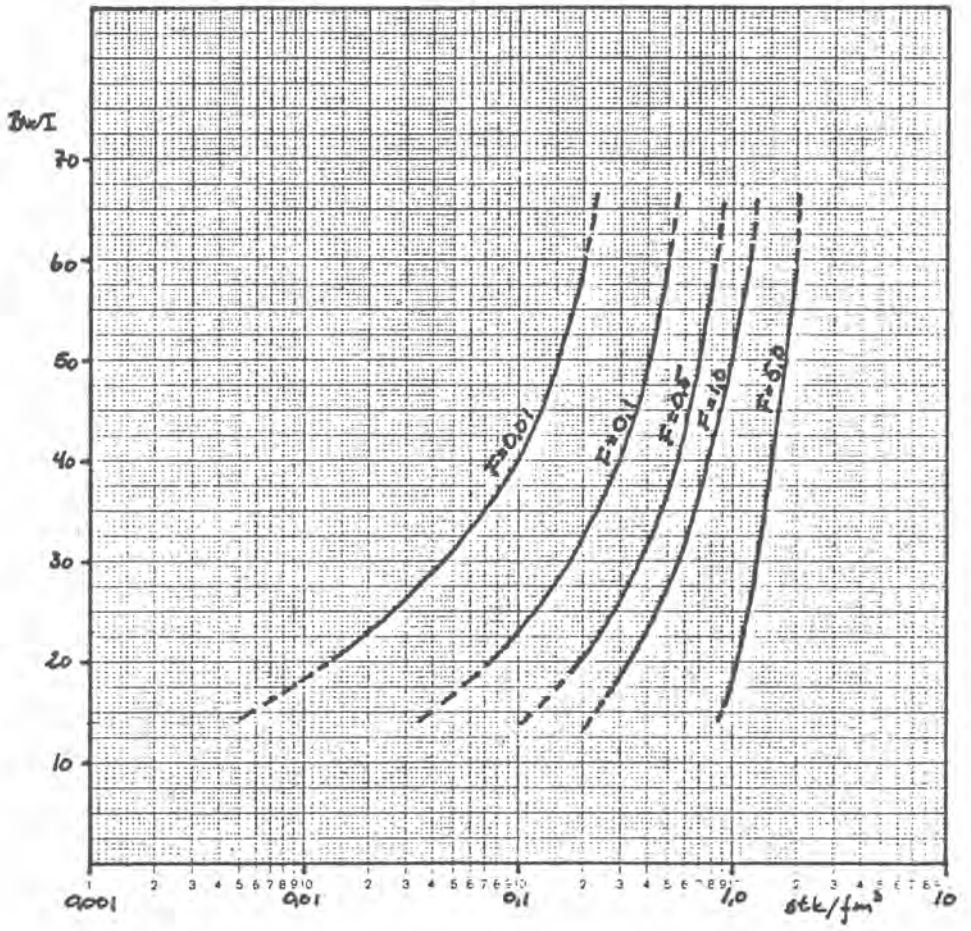
Størrelsen for Fs er i tysk litteratur definert etter følgende mønster:

F = < 0,01	"lik null"
0,01-0,05	ekstremt lav
0,05-0,1	meget lav
0,1-0,3	lav
0,3-0,5	middels
0,5-1,0	høy
1,0-2,5	meget høy
> 2,5	ekstremt høy

Det denne prognosemodellen mangler er for det første et strukturert korrigeringssystem for ulike meiseltyper.

Drift med delsnittmaskiner på Spitsbergen har vist at tildels sterke bergarter (ca 70 MPa tr.f.h.) kan gi et minimalt verktøyforbruk. Derfor vil det være galt å tillegge trykkfastheten vekt i en prognosemodell for verktøyforbruk.

Sammenhengen mellom trykkfastheten og BWI for en del svake norske bergarter er klarlagt. Denne grafiske sammenhengen er bakgrunnen for den endelige figuren for bestenning av verktøyforbruket, fig.9.



Figur 9: Verktøyforbruket for standard meiseltype som funksjon av abrasivitetsindeksen og borslitasjeindeksen, BWI.

Denne figuren gjelder altså for meiseltypene U 47 (Kenametall) og SRD A 409 (WIDIA). Hardmetallkjernen på disse meislene har et volum på ca 7,3 cm3. Det foreslås da at det først korrigeres for volum hardmetall, i den forstand at en større meisel varer lengre enn en liten. Korreksjonsfaktoren kalles volumkorreksjon, kv.

$$kv = \frac{7,3}{VH}$$

VH = Hardmetallvolum for meisel (cm3)

Videre bør det korrigeres for oppsprekning. Fjell med tett mønster av sprekker vil gi en betydelig gratiseffekt og følgelig et lavere verktøyforbruk enn i ikke oppsprukket fjell.

Forskere ved Voest-Alpine i Østerrike har kommet fram til en sammenheng mellom lagmektighet for sedimentære bergarter og korreksjon for verktøyforbruket. Sammenhengen går fram av tabell 7. og korreksjonsfaktoren blir kalt ks.

LAGMEKTIGHET	KORREKSJONSFAKTOR
> 40 cm	1,0
30-40 cm	0,9
20-30 cm	0,8
15-20 cm	0,7
10-15 cm	0,6
5-10 cm	0,5

Tabell 7: Korreksjonsfaktor for verktøyforbruk ved ulik lagmektighet; sedimentære bergarter.

Verktøyforbruket finnes da etter følgende mønster:

$$V = Vu47 \cdot kv \cdot ks$$

der V = Verktøyforbruk i stk/fm3
Vu47= Verktøyforbruk for standardmeisel etter fig 8.
kv = Volumkorreksjon = 7,3/volum hardmetall (cm3)
ks = Korreksjon for oppsprekking etter tab.7.

Det er videre viktig å bemerke seg at hver meiselstørrelse har sin grenseverdi i den forstand at meiselen smelter ved tilstrekkelig høy friksjon.

I Stavanger ble et slikt unormalt høyt slitasjeforløp registrert for den meiseltypen som først ble tatt i bruk. Denne hadde et volum for hardmetallkjernen på ca 5,3 cm3. Den nye meiseltypen hadde et hardmetallvolum på 15 cm3, og selv om slitasjen var stor, så opplevde man ingen smelting for denne.

Slike forhold vil derfor i første rekke være tilknyttet små meisler og abrasive bergarter.

FRESEKAPASITET

Eksisterende prognosemodeller for fresekapasitet er i stor grad utarbeid av maskinprodusentene. Man tar utgangspunkt i bergartens enaksiale trykkfasthet, og forholdet mellom trykk- og strekkfasthet. Dette sammenstilles i et diagram som i fig.10. og gir fresekapasitet for de ulike meiseltypene.

Man mener at forholdstallet for trykkfasthet/strekk- fasthet skal illustrere bergartens sprøhet, i den forstand at dersom trykkfastheten er stor og strekkfastheten liten, er bergarten lettfrest.

Man regner verdien Tc/Tt å variere mellom 5 og 30, hvor laveste verdi representerer kompakt fjell, og høyeste verdi sprøtt fjell. Et middels forholdstall skal ligge mellom 10 og 15.

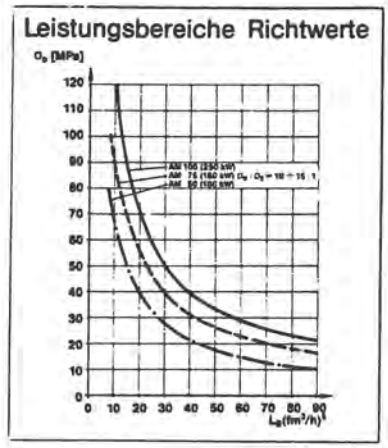
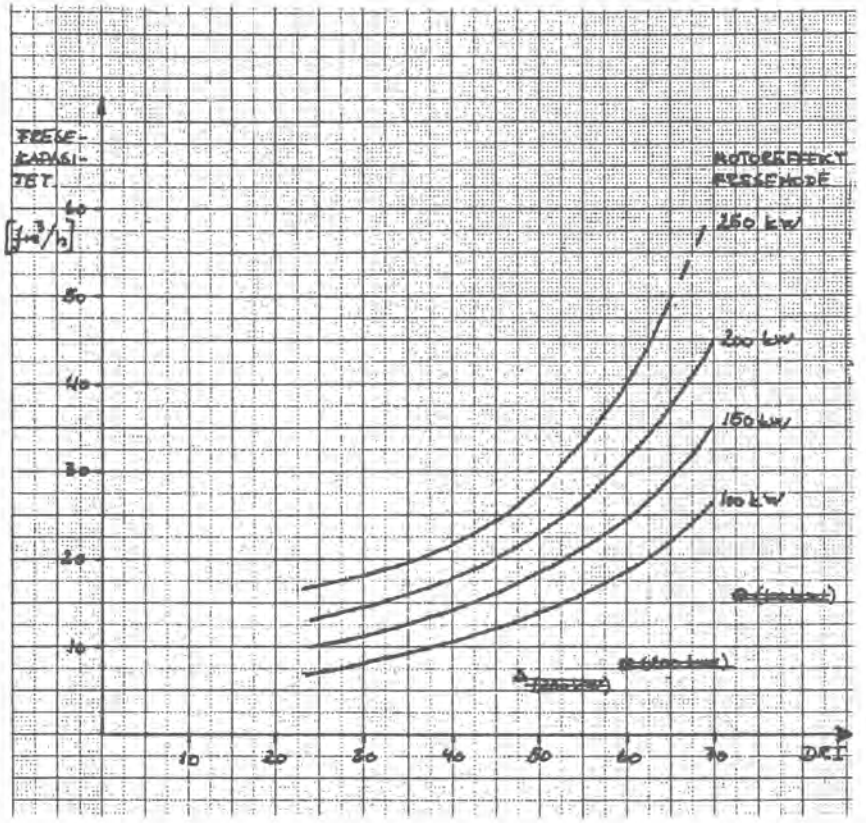


Fig. 10: Fresekapasitet for Alpine-Miner, delsnittsmaskin.

En slik prognosemodell lar seg ikke forene med den erfaring man har med styrketesting av norske bergarter. Her har forholdet mellom strekk- og trykkfasthet blitt funnet konstant, og selv om denne drivemetoden ikke har noen framtid i de vanskeligste norske bergarter, stilles det spørsmålstegn ved et forholdstall for trykk- og strekkfasthet.

Med utgangspunkt i kapasitetstabeller for sedimentære bergarter, er trykkfastheten erstattet av borsynkindeksen i fig.11.
Dette er gjort etter at den grafiske sammenhengen mellom trykkfastheten og DRI i en del svake norske bergarter, er funnet.
(Tc = 40 - 90 MPa).



Figur 11: Fresekapasitet som funksjon av borsynkindeks og motoreffekt for maskinens fresehode.

Her sammenstilles altså DRI med fresehodets motoreffekt, med den bereunning at DRI som metode er bedre egnet til å avsløre spesielle forhold knyttet til bergartens motstand mot fresing, enn trykkfastheten.

I tillegg til dette, må det korrigeres for driving på stig/synk, og for oppsprekking. Det første gjøres etter tabell, og økt fresekapasitet pga. oppsprekning korrigeres som i tabell (8).

SKRÅNINGSVINKEL	KORREKSJONSFAKTOR
+ 15 grader	0,70
+ 10 "	0,85
+ 7 "	0,95
- 7 "	0,98
- 10 "	0,90
- 15 "	0,95

Tabell 8 : Korreksjonsfaktor for fresekaparitet ved driving på synk (-) og i stigning (+).

Referanser:

[1] SCHIMAZEK, J. og KNATZ, H. (1976): "Die Beurteilung der Bearbeitbarkeit von Gesteinen durch Schneid- und Rollenbohrwerkzeuge". Sonderdruck aus Zeitschrift ERZMETALL, Band 29 (1976), Heft 3, s.113-119.

[2] ROSIVAL, A. (1916): "Neuere Ergebnisse der Hartebestimmung von Mineralien und Gesteinen. Ein absolutes Mass fur die Harte sprøder Kørper". Verh. K.K. Geol. Reichsanst. Nr 5 und 6, 117/147.

[3] VOEST-ALPINE Zeltweg. (1980): "Akquisitionsunterlagen GEOTECHNIK", TVZ 3. Publikasjon om geotekniske forhold ved drift med delsnittmaskiner, fra maskinprodusenten Voest-Alpine.

NYTT BOREKONSEPT FOR LANGE, STYRTE HULL

NEW CONCEPT FOR DIRECTION CONTROLLED DRILLING OF LONG HOLES

Siviling. Gunder Homstvedt,
PIOTECH a.s.

Dr.Ing., seniorforsker Sigbjørn Sangesland,
Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk, NTH

SAMMENDRAG

Med basis i forskning ved Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk ved NTH, er det utviklet boreutstyr for boring av slanke hull uavhengig av gravitasjonskraften.

En hydraulisk mekanisme for generering av matekraft er utviklet og testet. Denne benytter energi fra slamtrykket for å gi matekraft på borekrona og arbeider styrt av slamtrykket.

Basert på denne teknologien sammen med elementer fra tradisjonelle TBM-maskiner er det utviklet et konsept for retningsstyrt, ubemannet boring av tunneler på ca. 1 m diameter.

SUMMARY

Based on research at Institute of Petroleumsteknologi and Applied Geophysics at NTH, Trondheim, elements of a new deep drilling concept is developed.

A hydraulic mechanism is developed for generating weight on bit independent of gravity force. The tool is energized and controlled by the mud-pressure.

Based on this technology and TBM-technology a new concept is developed for remote operated, direction controlled drilling of holes with a diameter of approx. 1 m.

BAKGRUNN

Over en periode på mer enn 5 år har det ved Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk ved NTH under ledelse av professor Arild Rødland, vært under utvikling et nytt konsept for boring av olje og gass-brønner (Kolibomac-programmet). Programmet er finansielt støttet av NTNF og oljeselskapene Hydro, Saga og Statoil.

Borekonseptet er karakterisert ved at den nødvendige rotasjons-og matekraft genereres i en bunnhulls-enhet med energitilførsel fra overflaten. En egen støpe-enhet forer hullet underveis slik at dette blir trykkisolert fra formasjonen som bores. Derved kan forbindelsen til overflaten opprettholdes via en multiløps slange.

Utviklingsarbeidet er delt opp i en rekke delprosjekter som bearbeides som selvstendige enheter. Selve matekraft-enheten har vært utviklet som et slikt selvstendig prosjekt under ledelse av Sigbjørn Sangesland. Dette arbeidet ble sluttført for noen tid tilbake gjennom en vellykket testfase. En videreutviklet versjon er designet for offshore-anvendelser.

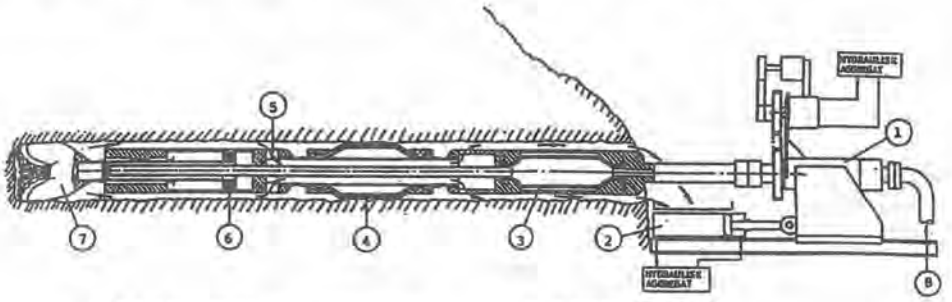
Over en periode på mer enn et år er det na bearbeidet et konsept for en mindre tunnel-boremaskin som kombinerer elementer fra Kolibomac-teknologi med tradisjonell TBM-teknologi.

MATEKRAFT-MEKANISME

I tradisjonell boring med rulleborekroner benyttes vekten fra noen ekstra tykkveggede borerør (vektrør) plassert rett over borekrona, for å gi matekraft. Dette er en teknikk som fungerer bra opp til hullbanevinkler på ca. 60 grader fra loddlinja. Ved hull med større vinkel enn dette, vil friksjonen mellom borerør og hullveggen bli et dominerende problem.

For å kunne bore hull uavhengig av gravitasjonskraften, ble det derfor startet et arbeid for å utvikle utstyr for retnings-uavhengig generering av matekraft på borekrona.

En prinsipp-tegning av utstyret er vist på fig.1.



1. Rotasjonsmaskin
2. Hjelpesylinder, framsating mellom arbeidssalag
3. Oljereservoar
4. Matekraftpakning
5. Returløp for borkaks
6. Matekraft-stempel
7. Borekrone
8. Innpumping av slam

Fig.1. Matekraft-element under test i fjellboring

Rotasjon genereres av en egen maskin som står utenfor hull-åpningen. En slampumpe gir væske-sirkulasjon.
Verktøyet manipuleres ved hjelp av trykkregulering av det tilførte slammet. Ved et visst trykk spennes holdepakningen som gir forankring mot hullveggen. Ved ytterligere trykkøkning overføres noe av energien til borekrona som matekraft. Etter utboret slaglengde nedspennes holdepakningen og hele verktøyet skyves inn i hullet for nytt arbeidsslag. Boreslammet spyler og renser borkrona og hullet på vanlig måte. Utboret kaks transporteres ut via kanaler inne i selve forankringselementet.

BOREFORSØK

Matekraft-elementet er uttestet ved boreforsøk i testjigg og ved fjellboring. Forsøk er blitt utført både med rulleborekrone og borekrone med syntetiske diamantskjær (PDC - Polycrystalline Diamond Compact - borekrone). Borekronedimensjonen var 8 1/2".

Boreforsøkene i borejiggen ble utført i mørtel, hvit marmor og larvikitt. Etter noe justering fungerte utstyret tilfredsstillende. En typisk boreframskritt på 4 meter pr. time ble oppnådd ved boring med rulleborekrone ved 12 tonn matekraft, 100 omdr. pr. min. ved boring i Larvikitt (92 MPa trykkfasthet). Ved tilsvarende borebetingelser oppnådde man hhv. 6.5 og 7 meter pr. time boreframskritt for mørtel og marmor (36.2 og 36.8 MPa trykkfasthet).

Feltforsøk med boring i grønnstein ble også foretatt. Her oppnådde man en borehastighet på ca. 2.5 meter pr. time ved en matekraft på 8 tonn. Boreforsøkene ble avsluttet etter 15 meter utboret hull pga. lekkasje i hydraulikk-systemet.

NYTT BOREKONSEPT

Med basis i erfaringer som er høstet med dette innledende prosjektet, er konseptet videreført ved design av en revidert enhet for offshore-anvendelser.

En parallell aktivitet er også startet opp for anvendelser innen landbasert boring. Her har målsettingen vært å kombinere noen av de teknologiske løsninger som er høstet under Kolibomac-programmet med teknologi-erfaring fra tradisjonell fjellboring og tunneldrift.

Målsettingen har vært å utvikle en mini-TBM for boring av mindre tunneler og sjakter med typisk diameter på 1 m. Konseptet som har fått betegnelsen PIODRIL er vist i oversiktstegning på fig 2.

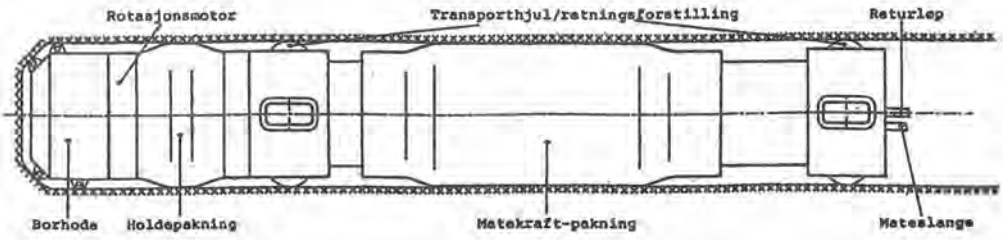


Fig.2. PIODRIL, nytt boremaskin-konsept

Maskinen er karakterisert ved :

- fjernstyrt operasjon (ubemannet drift inne i tunnelen)
- kontinuerlig retningstyring basert på hullbanetrajektor-bestemmelse
- fjerning av kaks i lukket kretsløp
- boring av hulldimensjoner på ca. 1 m.
- helningsvinkler på hullbanen fra 0 til +- 60 grader.
- matekraft generert ved hjelp av ekspanderbar pakning i hullet
- borhode med kutterteknologi hentet fra TBM

Den største utfordring ved fjernstyrt boring over større avstander er takling av problemsoner. Slike soner kan være sterkt oppsprukket fjell og svellende leirsoner. Kraftig vanninntrengning kan også være et alvorlig problem.

Selv om hull-stabiliteten vil være ganske god for et så lite hull, vil på den andre siden konsekvensene ved utfall av stein i tunnelen og andre problemsituasjoner, lett få katastrofale følger for maskinen og videre boring. Betydelig arbeid er derfor lagt i å avdekke aktuelt målebehov for kontinuerlig maskinovervåking. Videre arbeides det med å finne løsninger for hull-forsterkning og -stabilisering.

Maskinen er under utvikling i regi av firma Piotech a.s. i Trondheim med finansiell støtte fra NTNF.

REFERANSE

Sigbjørn Sangesland:
Utvikling av system og metode for boring av høyavviksbrønner,
Dr. Ing.avhandling, Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk, NTH, 1985

DATASTYRTE BORRIGGER

Ingeniør Karl Jakob Carstens, Selmer-Furuholmen Anlegg a.s

SAMMENDRAG

Utviklingen av våre data-borrigger fra starten i 1978 fram til idag. Hvor langt er vi kommet med automatiseringen og hva nytte har vi av dagens datarigger ?

SUMMARY

Thanks to the microprocessor one can now preprogram and control three drilling machines operating simultaneously on the same face.

HISTORIKK

I 1978 tok vi den første borrigen i bruk, bygd med tanke på data-elektronisk hjelp for boring og utsetting av salve ved tunneldrift. Tanken bak var å få til en mer nøyaktig boring, som ville gi et riktigere profil og større inndrift og forhåpentlig spare sikrings-arbeider. Riggen skulle kunne klare seg med 1 manns betjening under borringen, og målet var et bedre produkt for byggherren til mindre kostnad.

Det var Selmer-Furuholmen, den gang Ingeniør Thor Furuholmen A/S som sammen med Andersen Mekaniske Verksted i Flekkefjord og sivilingeniør Håkon Bjor sto for utviklingen av denne prototypen, en 3-boms elektro- hydraulisk datarigg m/ladekorg.

Da den første prototypen ble tatt i bruk, ble det dessverre for liten tid til systematisk prøvedrift og utvikling, fordi den ble satt i vanlig drift og dermed ble produksjon og framdrift naturlig nok prioritert framfor testkjøring.
Riggen gikk først på Slemmestad, siden i Vardø og Alta og nå sist på Sture og har idag boret over 2 millioner bormeter og er fremdeles i imponerende god stand, men kjøres på konvensjonelt vis.

Deretter ble prototype 2 og 3 bygget etter samme lest, men rikere på datautstyr. Den ene av disse ble bl.a. brukt i to vegtunneler i Aust-Agder hvor vi gjorde forsøk på dataelektronisk styring uten å lykkes helt.
Se foredrag Fjellsprengningskonferansen 1980 av K.O. Dahl

I 1984 gjennomførte man endelig et organisert prøveprosjekt sammen med Statens Vegvesen i den 330 meter lange Tømmeråstunnelen ved Gjersjøen, syd for Oslo. Forsøket fikk imidlertid et begrenset omfang fordi helautomatisk boring ikke lot seg gjennomføre. Riggen manglet noen detaljer for å få dette til, mens data-elektronikken i forbindelse med utstikning av salve og boring etter programmert borplan, lot seg gjennomføre, men med manuell boring.

Konklusjonen ble: "Rike erfaringer med datateknikk, men for helautomatisk boring manglet en ørliten detalj.

Også disse to riggene er i full drift ute på anlegg, men de kjøres manuelt.

Etter de tre prototypene ble det bygget 2 stk. 2-boms elektro-hydrauliske borrigger som har fungert uklanderlig i automatisk boring. De er i full drift i saltgruver i Syd-England.

Selmer-Furuholmen gikk så inn i et samarbeid med Tamrock som i 1986 overtok rettighetene for videre utvikling av de mekaniske og datatekniske spesifikasjoner for å forbedre riggen gjennom automatisering og selvfølgelig for produksjon.

I dag har Tamrock 1 Datamatick helautomatisk 3-boms borrigg i Tyskland og vi har vår Tamrock Datamatic HS 315 U, som vi i det etterfølgende skal omtale, for tiden i drift i et prøveprosjekt for Statens Vegvesen i Sogn og Fjordane.

PRØVEDRIFT MED TAMROCK DATAMATIC HS 315 U

Før oppdraget i Sogn og Fjordane ble vår Tamrockrigg i fjor høst prøvekjørt av Selmer-Furuholmen på Dokka kraftanlegg i en 220 m lang rettlinjet tunnel med tverrsnitt på 32 m^2 i stigning på 9 %.

Driften gikk på et skift med en operatør, en reperatør, en hjelpemann og en ingeniør/programmerer. Tilsyn og vedlikehold fra Tamrock, Finnland etter behov.

Med opplæring og innkjøring av mannskapet brukte vi 64 skift på disse 220 metrene.

34 salver ble boret med automatisk styring. Elektronisk feil stoppet oss i 2 skift, og diverse andre plager som dårlig fjell sinket oss ytterligere 2 skift. Ellers var framdriften en salve pr. skift.

Resultatmessig var dette oppløftende, fordi det viste seg at problemer som oppsto kunne takles.

Bortiden for 1 salve inklusive plunder og heft varierte fra 1 time og 40 minutter til 5 timer, normaltid 2 timer. Antall hull mellom 65 og 70.

Tverrsnittet på 32 m^2 viste seg å være i minste laget for datakjøring. Vi måtte forsinke en av bommene for at de ikke skulle kjøre i hverandre.

Prøvedriften viste oss meget raske og presise bombevegelser, og at nøyaktig boring gir riktigere profil, reduserer rensk og sikringsarbeider og øker salveinndriften.

Men driftsikkerheten er foreløpig ikke tilfredsstillende, selv om 34 salver i rekkefølge ble boret automatisk.

Det oppsto ved et par anledninger feil med bom og mateforlenger. Datautstyret sviktet og krevde spesialist for reparasjon, noe som selvfølgelig har økonomiske følger.

Likevel mener vi at prøveprosjektet var vellykket. Det er tydelig at man har styring på de 3 bommene, slik man ønsker, og neste skritt må være å få en ladekorg i bevegelse i tillegg.

Vårt nye prøveprosjekt med datariggen er som nevnt i Sogn og Fjordane. Det er en vegtunnel som drives i Vegvesenets regi. Tunnelen er 500 meter lang, 40 m^2 i tverrsnitt og går i kurve med R=180 meter. Dette medfører stor aktivitet når det gjelder stikning. Hyppige laserflytt gjør at det kan oppstå uønsket retningsforandring og datariggen liker ikke feilstikning. Det blir straks problemer med konturhullene. Frem til idag har vi imidlertid vært plaget av dårlige fjellforhold med mye sikringsarbeider, noe som har gjort at testkjøringen med riggen har kommet noe i bakgrunnen.

GENERELLE OPPLYSNINGER

Automatisk styring betyr at bommene kjøres automatisk etter en programmert borplan. Operatøren må kun kjøre fram mateskinner og starte opp borriggen. Borplanen og boringen vises grafisk på dataskjermen, og dersom operatøren finne det nødvendig, kan han stoppe boringen når som helst ved å trykke på en knapp.

Tar vi for oss en normal salveboring, forgår det slik:

Det foreligger en stikningsplan med koordinater, gjerne for hver meter, og et målsatt tverrsnitt.

En borplan hører til med plan over hvilket mønster og rekkefølge det skal bores.

Dette er på forhånd lagret i borriggens datahjerne.

I tillegg trengs det referanselinje, en stikningslinje. Vi bruker gjerne en laserstråle som referanse.

Borriggen kjøres fram mot stuff, stilles opp som for vanlig drift og og en av bommene rettes inn etter laserstrålen. Pelnummeret på stuffen måles med avstandsmåler og tastes inn på riggens datamaskin. Borriggen er øyeblikkelig posisjonert og klar for boring. Ett trykk på knapp for autoboring, og bommene beveger seg til sitt startpunkt etter bormønsteret, stopper ved operatørens navigasjonslinje som er trukket fra 10 cm til 50 cm bak stuff som en gardering for at ikke borutstyret raser rett inn i stuffen dersom denne er noe ujevn og skjev. Operatøren må som nevnt kjøre mateskinnene mot stuff og starte boringen.

Det hender selvfølgelig at det datastyrte borhullet ikke egner seg for påbrøsting. Operatøren slår av autoknappen, finner selv et bedre påbrøstingssted, trykker på auto igjen og starter boringen. Boret vil da automatisk bli styrt riktig på odd slik som som borplanen sier. Denne finessen tar datamaskinen seg av.

Når så et hull er ferdig boret, trekkes bommen med mateskinnen og borstanga automatisk ut, beveger seg til navigasjonslinjen for neste borhull etter bormønsteret og er i posisjon. En operasjon som tar 42 sekunder.

I forhold til en normalrigg har datariggen følgende utstyr:

1. Elektronisk kontrollpakke ECU.

2. Servoventiler som tar signaler fra ECU og styrer hydraulisk de impulser de får.

3. Sensorer som gir riggens og bommens posisjon i forhold til tunnelaksen.

4. Controll panel som gir operatøren muligheten til å kontrollere boringen, automatisk kjøre med manipulator eller manuelt.

5. Dataskjerm som viser borplanen og borsynken.

6. Computer for programmering og input av data til ECU

KONKLUSJON

Som konklusjon kan vi si at en datastyrt borrigg ikke utfører hele jobben på stuff. Skiftmannskapet kan ikke ligge i hvilebrakka og vente på smellet. Vi vil vel heller ikke så langt. Stuffolk hører med til å overvåke boringen, til lading og rensk, og i tillegg må det spesialister til om elektroniske feil skulle oppstå. Faktisk krever en datarigg ekstra mannskap !

Vi vet at med en datastyrt borrigg får en nøyaktig boring som gir riktigere profil, reduserer rensk og sikringsarbeider og øker salveinndriften. Men vi får større utgifter med en velutstyrt rigg og ekstra mannskap for dataelektronikken. Likevel tror vi det vil gi gevinst.

TERSKELSPRENGNING HOGGA

BLASTING OF ROCKMASS COFFERDAMS AT HOGGA HYDROPOWER PLANT

Sivilingeniør Leif Grundt
A/S Veidekke

SAMMENDRAG

Ved Hogga kraftverk er det sprengt fjellterskler i inntak og omløp. Tersklene som lå ved siden av hverandre ble sprengt samtidig. Begge tersklene hadde kort avstand til luke- og inntakskonstruksjoner og ble sprengt med vannfylte kanaler.

SUMMARY

At Hogga Hydropower Plant two rockmass cofferdams have been blasted in the intake and bypass area. The cofferdams situated close to each other, were blasted simultareously. Both cofferdams had short distance to gate - and intake constructions, and were blasted against waterfilled inlet/ bypass canals.

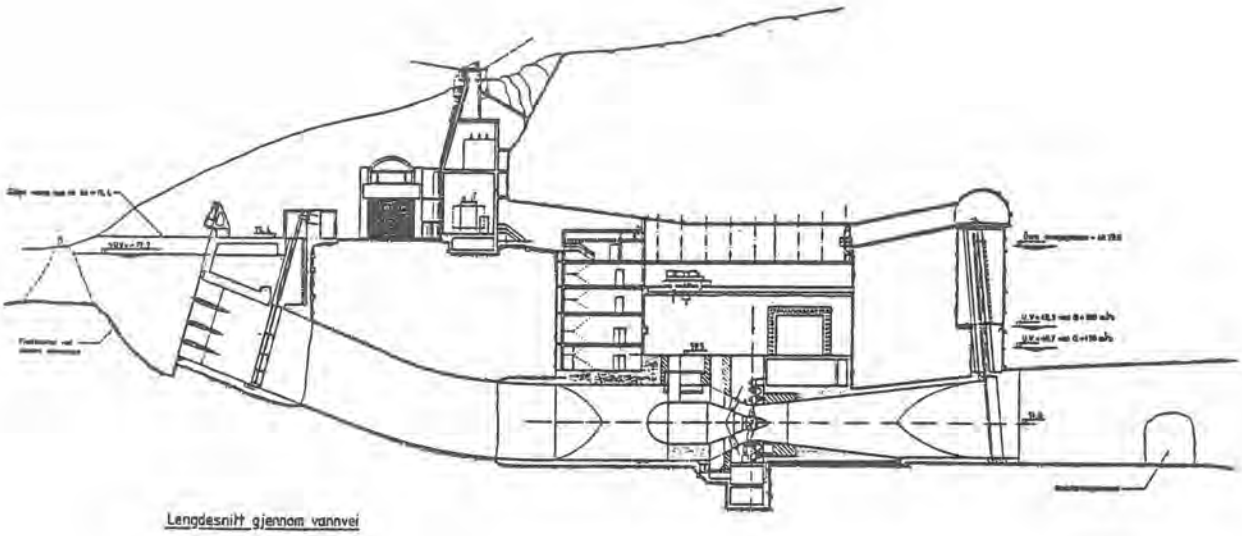
INNLEDNING

Hogga kraftverk ligger i Nome kommune i Telemark. Kraftverket utnytter fallet på elvestrekningen mellom Hogga og Lunde sluser i Bandakkanalen, totalt en fallhøyde på 12 m.

Anleggsarbeidene ved Hogga ble påbegynt i november 1984 og kraftverket ble satt i drift i april 1987. Utbyggingen har kostet 290 mill. kr. og gir en årlig produksjonsgevinst på 82 GWh. Statkraft var byggherre og foresto byggeledelsen med siv.ing. Elliot Strømme som byggeteknisk konsulent.

A/S Ingeniørbygg fikk entreprisen på de byggetekniske arbeider. A/S Ingeniørbygg ble kort tid senere innfusjonert i A/S Veidekke. Kontraktsummen var på 87 mill. kr.

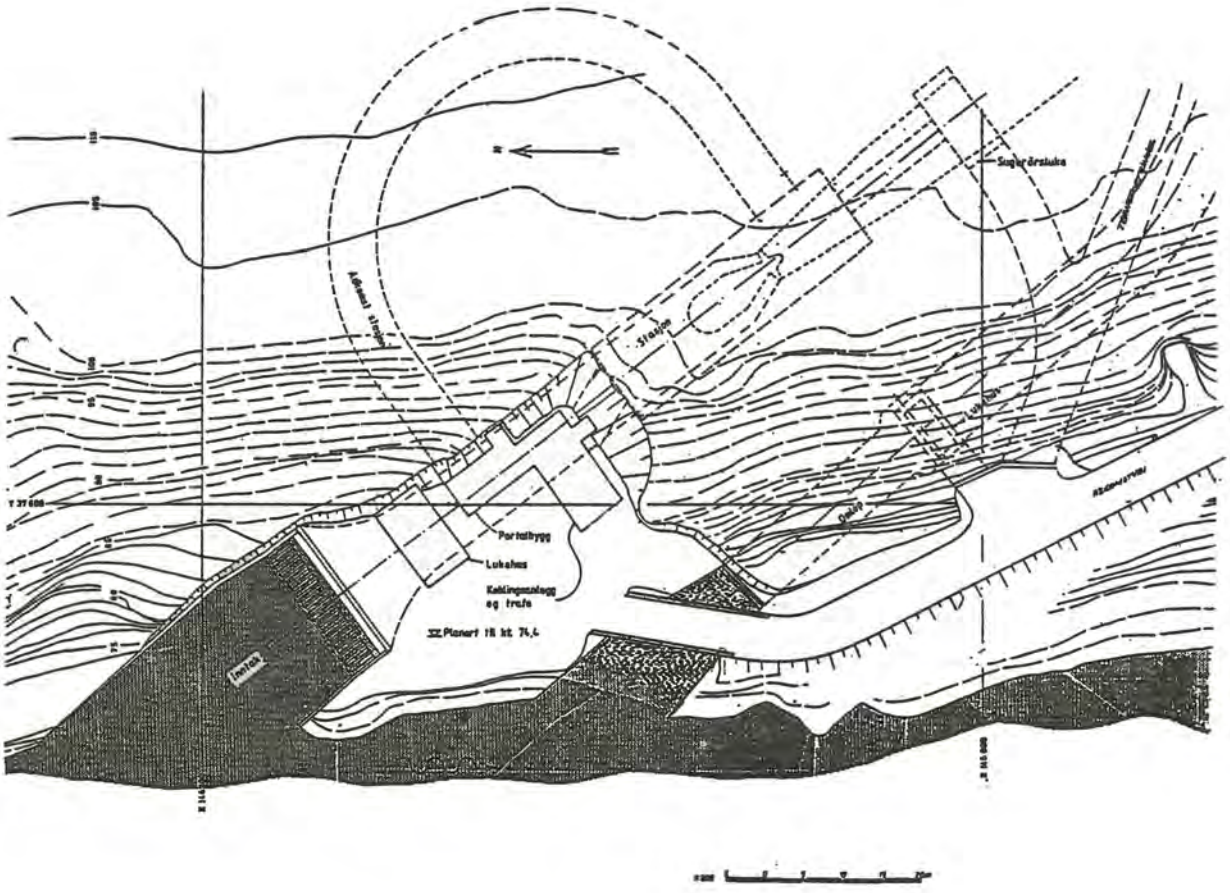
Hogga kraftverk er et typisk elvekraftverk med kort tilløpstunnel, kraftstasjon med rørturbinaggregat med effekt på 18 MW ved maksimal vannføring på 170 m3/s og en 2560 m lang avløpstunnel. Tunneltverrsnitt i vannveien er 143 m2.



Lengdesnitt gjennom vannvei

BESKRIVELSE AV TERSKLENE

Hogga kraftverk ble bygget med et separat omløpssystem paralellt med hovedtilløpet. Dette ble gjort fordi Lunde sluse var i såvidt dårlig forfatning slik at nålene i dammen ikke ville tåle fullt avslag i kraftverket. Dette førte til at man fikk to paralelle inntak på henholdsvis tolv og tyve meters bredde med en smal fjellrygg imellom.



Det viste seg etter hvert at fjellet falt adskillig slakere av ut mot dypålen i elven enn det i anbudsgrunnlaget skulle tilsi. Dette førte igjen til at man fikk terskler med stor bredde i bunnen. De lengste borhullene i hovedinntaket hadde en lengde på 34 m.

Som vanlig ved denne type arbeider, sprengte man seg innenfra og utover mot elven, og tilstrebet ved forsiktig sprengning å redusere gjenstående terskel så mye som mulig.

Ved hovedinntaket ble fjellet etter hvert svært dårlig med store lekkasjer, noe som skapte ekstra problemer ved gjennomføringen av terskelsprengningen.

Ved omløpsinntaket ble det foretatt en omprosjektering som innebar støping av en bro over omløpskanalen mindre enn to meter bak stuffen på den gjenstående terskelen.

På toppen av begge terskler var det støpt betongfangdammer med høyde ca. 2,0 m. Mellom betongfangdammene sto en forholdsvis høy fjellkul, som man tilslutt valgte å skyte sammen med tersklene, da fjellet var såvidt dårlig at man ikke tok sjansen på å fjerne denne på forhånd.

Etter avsluttet sprengning ut mot elven, sto man igjen med en hovedinntaksterskel som var 11 m høy, 22 m bred og med volum 3.100 fm3, og en omløpsterskel som var 7 m høy, 11 m bred og med volum 1.100 fm3.

BORING AV TERSKLENE

Etter å ha sprengt ferdig fjellet bak inntaksterskelen, trakk man tunnelriggen (Boomer H 170) opp for å bore ferdig de hull man kunne nå nedenfra. Det ble boret med 2 1/2" krone og skjøtstangutstyr. Med hullengder mellom tyve og tredve meter og med stadig fastboring, ble dette en lite tilfredsstillende løsning.

Man hadde opprinnelig tenkt å skyte den øvre del av stuffen man ikke rakk nedenfra, ca. 3,0 m, med stendere i kombinasjon med liggerene under. Dette opplegget ble forkastet og boringen ble avsluttet.

Etter at inntaket var ferdigstøpt og lukene montert, ble inntaksterskelen boret ferdig med en enboms pallerigg med rotabom (Ingersoll) montert på en flåte. Ved å pumpe vann inn og ut av sprengningsgropen mellom inntak og terskel, fikk man boret ferdig terskelen med liggere helt opp.

Omløpsinntaket bød på en annen type problem. Skulle det bores stendere eller liggere ? En sprengning med liggere innebar en risiko for betongbroen, mens stenderboring ville medføre boring fra flåte utover i elven p.g.a. ugunstig fjellkontur. Etter å ha vurdert liggerboring som den sikreste måten å gjennomføre sprengningen på, ble boringen foretatt med samme pallerigg som ble benyttet på hovedinntaket, men med den forskjell at boringen ble foretatt fra et stillas oppbygget av stålkonstruksjoner. Alle hullene ble foret med plastrør med innvendig diameter 43 mm.

LADING OG TILDEKKING

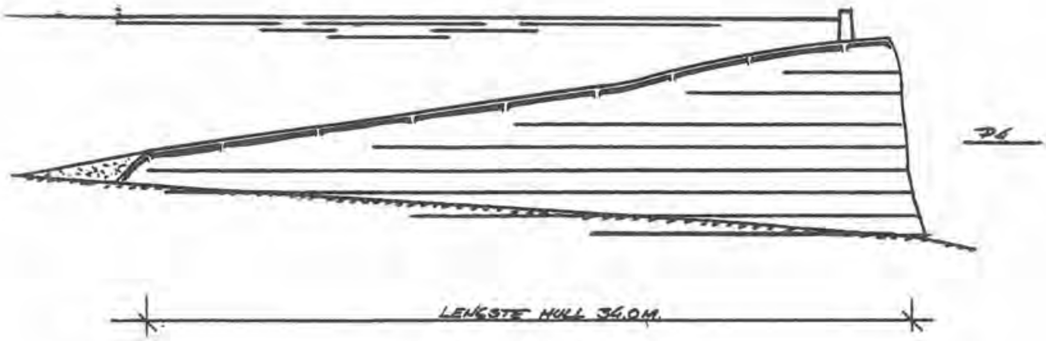
Totalt antall hull i inntaksterskel var 167 stk. og i omløpsterskel 81 stk. Det ble benyttet ekstra gummidynamitt med patrondimensjoner likelig fordelt mellom 35 x 600 mm og 30 x 400 mm.

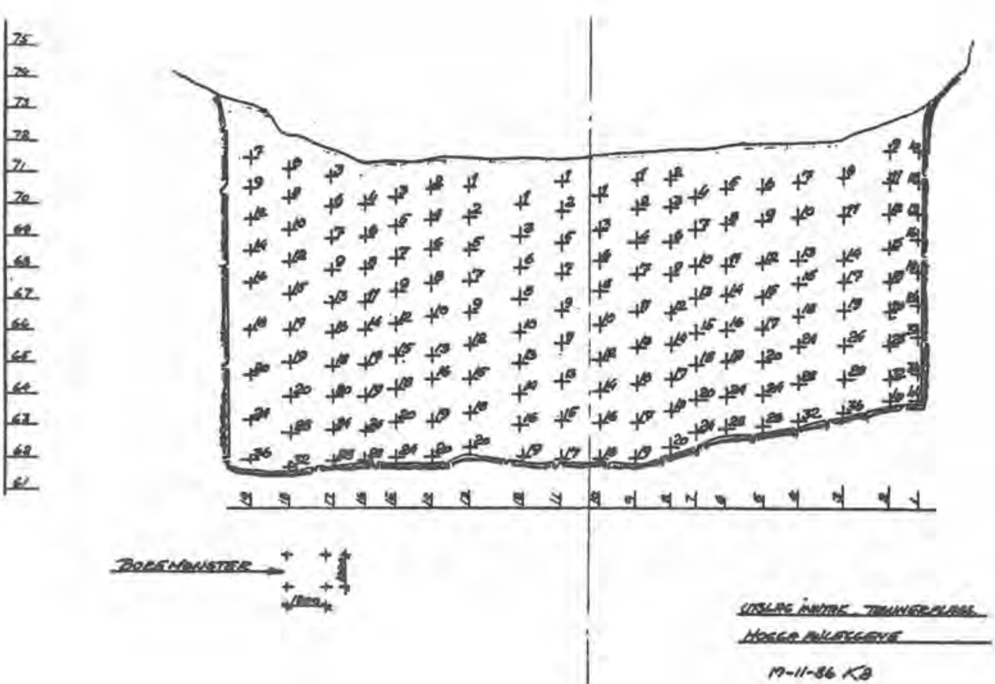
Totalt ble det brukt 4.000 kg sprengstoff med spesifikk ladningsmengde på 0,97 kg/fm3 for inntaket og 0,98 kg/fm3 for omløpet. Størst ladningsmengde pr. tennernr. var 200,6 kg (tenner nr. 16) i inntaksterskelen. Det ble benyttet VAOD-tennere med 2 stk. tennere i hvert hull. Tennerene ble koplet i serier varierende fra 81 til 84 stk. pr. serie. I betongfangdammen var det på forhånd satt ned rør, og det ble her ladet med 25 mm dynamitt og detonerende lunte. Begge tersklene skulle skytes samtidig, og til avfyring ble det benyttet 2 stk. Dynocon 140.

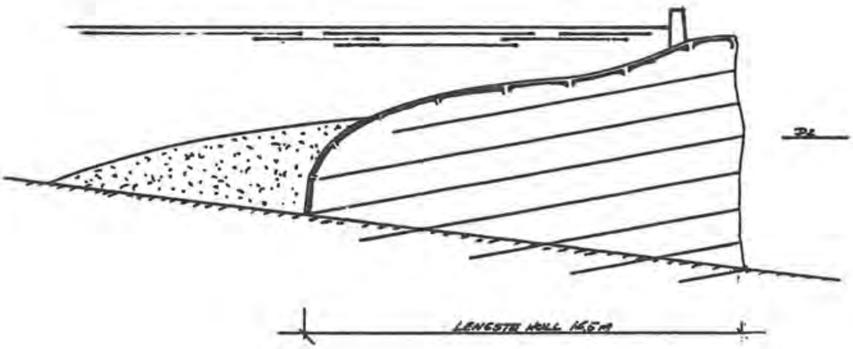
Arbeidet med lading startet onsdag formiddag og pågikk frem til lørdag morgen. Lading av inntaksterskelen skjedde fra mobilkran med arbeidsplattform. Med de store vannlekkasjene i stuffen ble dette en våt fornøyelse. Et problem som dukket opp var at arbeidsplattformen enkelte ganger slo inn i stuffen og skadet tennerledningene. Da tennerledningene på VAOD tenneren har en stiv plaststrømpe trukket utenpå, ble det ofte tidkrevende å lokalisere slike ledningsbrudd.

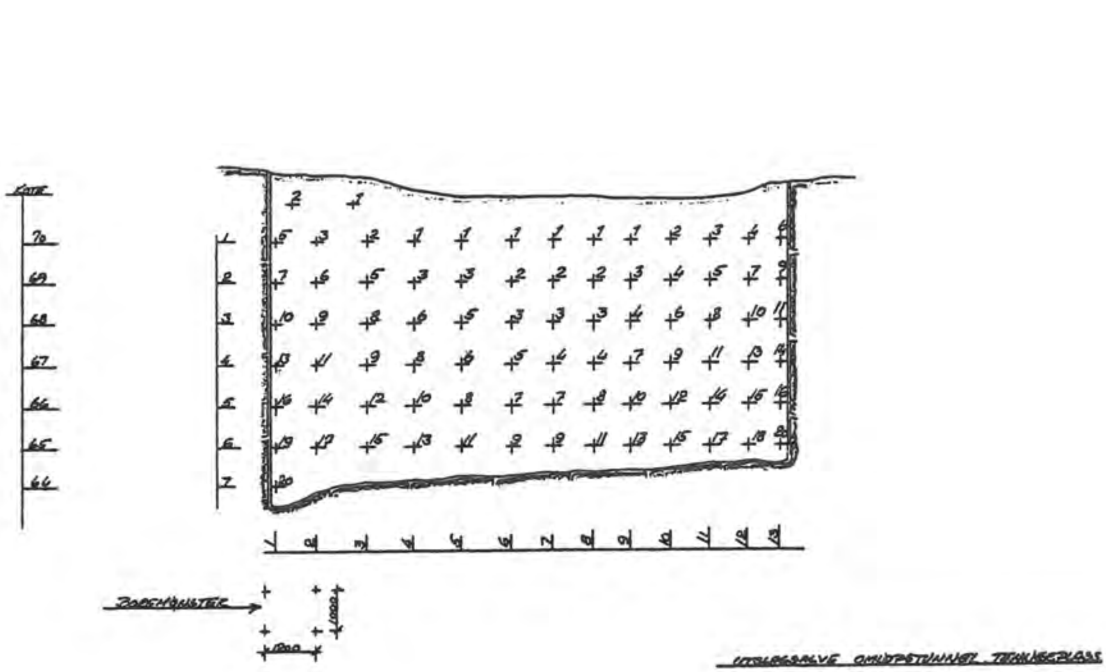
Omløpsterskelen ble ladet fra stiger og bød ikke på spesielle vanskeligheter.

Avstanden mellom fjellterskel og hovedluke varierte fra femten til tjuefem meter. Hovedluken var kun dimensjonert for å tåle statisk trykk fra høyeste flomvannstand. Dekking av varegrindene skjedde på en etter hvert tradisjonell måte. Innerst ble det lagt en ramme av grove stålbjelker som hvilte på gamle bildekk. Ytterst ble rammen dekket med bunter av honved. I omløpet ble det i tillegg lagt fiberduk utenpå honveden, og det ble fylt ca. halvannen meter sand i bunnen av kanalen mot varegrinden.




19-11-86 KB





17-11-86 KB.

Det ble valgt å skyte begge tersklene med samme vannstand inn mot lukene som ute i elven. I inntaksgropen ble det i tillegg lagt ned 2 stk. trykkluftgardiner med en samlet kapasitet på 25 m3/min. og i omløpet 1 stk. luftgardin med halve kapasiteten.

SKYTING

Salven ble skutt lørdag 6. desember 1986. Værgudene hadde vært snille hele høsten slik at isproblemer ble unngått. Med såvidt store lekkasjer i stuffen ville det vært tvilsomt om det i det hele tatt hadde vært mulig å gjennomføre sprengningen under forhold med kulde og isproblemer.

Tenningsrekkefølgen var lagt opp slik at første serie gikk av rett under vannflaten. Sjokkbølgen fra denne serien feide vannet unna, samtidig som den dempet sjokket fra neste serie. Denne sjokkdempningseffekten forplantet seg gjennom hele salven og reduserte trolig belastningen på lukekonstruksjonene vesentlig. Desverre ble det ikke bevilget penger til å foreta målinger av trykkbelastningene, men skader på lukene ble aldri konstantert, til tross for at lukene ikke var dimensjonert for tilleggspåkjenninger utover statisk trykk.

Sprengningen var vellykket. Det ble noe steinsprut fra fjellkulen som man ikke våget å sprenge vekk på forhånd, men dette førte bare til ubetydelige sprutskader på betongen. Broen over omløpskanalen, som det nok knyttet seg en del usikkerhet til, var fortsatt intakt etter sprengningen med bare små sprutskader.

Fraksjoneringen av selve tersklene var tilfredsstillende, men ytterste del av fjellpartiet mellom inntak og omløp ble revet opp i store blokker og skapte en del problemer senere.

ERFARINGER

Ved bygging av denne type elvekraftverk, er sprengningen av terskler foran inntaksluker den mest krevende og risikofylte del av arbeidet. På denne bakgrunn synes den prosjektering som utføres på et tidlig tidspunkt ikke å stå i forhold.

For Hoggas vedkommende ville det trolig vært riktig å prosjektert en betongfangdam ca. 15 - 20 m lenger ut i elven. En vesentlig del av tersklene ville da kunne vært sprengt fra en tørr byggegrop. De økte fangdamskostnadene ville uten

tvil være mindre enn den besparelse man fikk på de øvrige arbeider og en meget risikofyllt del av arbeidet kunne vært unngått. Når den nåværende løsning først ble valgt, burde man i større grad ta hensyn til de påkjenninger eksempelvis lukekonstruksjonene ville bli utsatt for, og foreta en rimelig oppdimensjonering.

For selve sprengningens vedkommende, ville man i ettertid ha valgt å bruke VA-tennere og ikke VAOD. Erfaringene med samme vannstand i sprengningsgropene som i elven utenfor var gode. Sprengningsmassene ble liggende i ro, og det var bare små steinmengder som la seg på nedre del av varegrinden. Noen måling av sjokktrykket mot luka ble som tidligere nevnt ikke foretatt, men det synes klart at de lå på et akseptabelt lavt nivå.

UTVIDELSE AV AURLAND I KRAFTSTASJON
ENLARGMENT OF AURLAND I HYDROELECTRIC PLANT

Sivilingeniør Ola Gunleiksrud, Oslo Lysverker.
Sivilingeniør Ola By, Selmer-Furuholmen, Anlegg A/S.

SAMMENDRAG.
Selmer-Furuholmen,Anlegg har utført sprengningsarbeider på oppdrag fra Oslo Lysverker i forlengelsen av Aurland I kraftstasjon.Det er skutt 300 salver med registrering av enhetsladninger og svingehastigheter i 7 målepunkter. Drivemetode og ventilasjon er beskrevet.

SUMMARY.
Selmer Furuholmen Anlegg" as main constructor, have made the construction works for the enlargment of Aurland I power house."Oslo Lysverker is the client.The Rock blasting have found place from february until october 1987.During this period there have been 300 blastings.Wave velocity has been measured at 7 points,and unit charge noted.The text will describe the construction works, including the excavation methods and the ventilation system.

1. INNLEDNING

Situasjonen for Oslo Lysverker er at vi kan levere den energimengde som forbrukes i Oslo på årsbasis ved egene kraftverk og langsiktige kontrakter. De store forbrukstoppene vinterstid kan ikke dekkes ved egenprodusert kraft. Denne situasjonen ventes å bli forsterket i årene framover. Ved å bygge et nytt aggregat i Aurland I kraft - stasjon, økes Oslo Lysverkers effektdekning med ca. 11 %.

De planer for gasskraftverk som idag foreligger, er basert på levering av grunnlast.
Utvidelse av eksisterende kraftstasjoner vil derfor bli nødvendig for å dekke forbrukstopper. Dette gjør det aktuelt å kombinere gasskraftverk med utvidelse av eksisterende kraftstasjoner.

Aurlandsanleggene ble bygget i perioden 1969 til 1984, i 4 byggetrinn med Ing. T. Furuholmen A/S som entreprenør. Anlegget består av 5 kraftstasjoner som nytter et fall fra 1438 m til havnivå. Total produksjon er 2580 GWh (bestemmende år), med en samlet maskininstalasjon på 904 MW. Aurland I kraftstasjon har de største maskiner, 2 pelton-turbiner på 225 MW, hver med et produksjonspontensiale på 11/2- 2 mill. kr pr døgn.

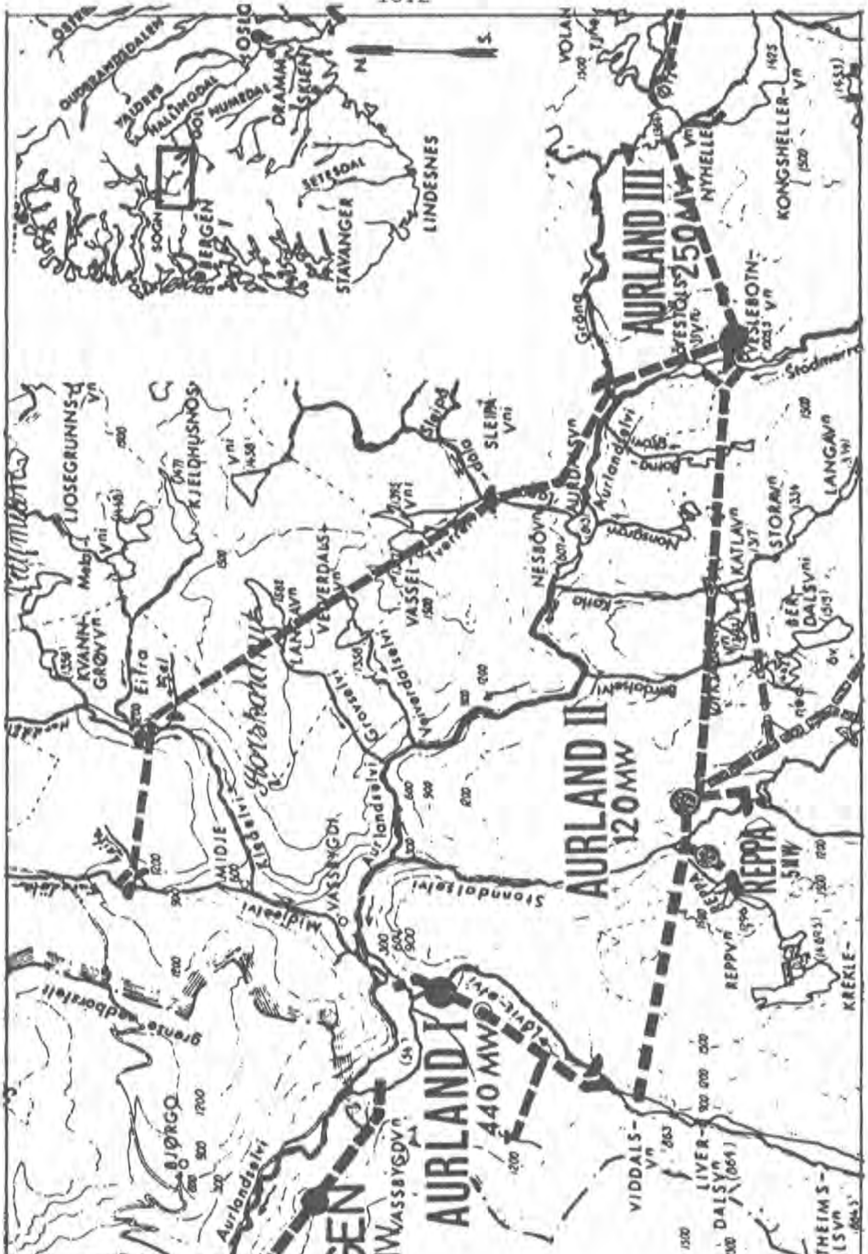


Fig 16.1 Oversikt Aurlandsanleggene

Ved bygging i 1970-72 ble det lagt til rette for et 3. aggregat. Tilløp og avløp er dimmensjonert for 3. maskiner. Kraftstasjonshallen er sprengt med 3 m klaring mellom endevegg og fjell, samt hvelvet er støpt 8 m lenger enn nødvendig for 2. aggeregat. Ved utvidelse til 3. aggregat blir det gjort forberedelser til et 4. aggregat.

Prosjektering av arbeidene er ut ført av Oslo Lysverker, med assistanse fra bl.a. følgende konsulenter :

Rådgivende ingeniør maskinteknikk:
Nybro Bjerk A/S

Rådgivende ingeniør ventilasjon:
Ing. Oddvar Hegge A/S

Rådgivende ingeniør ingeniørgeologi:
Geoteam A/S

2. KONTRAKTSOPPBYGGING

Anleggsarbeidene i forbindelse med 3. aggregat medfører sprengningsarbeider i avstand ned til 3 m fra eksisterende stasjonsbygning. Avstand fra kuleventil til nærmeste salve er 8 m og fra aggregatsenter til salve 17 m. Høyeste stuff mot eksisterende stasjon har vært 19 m.

Ved forsiktig sprengning har det vært vanlig å definere en rystelsesgrense i et nullpunkt som entreprenør skal overholde. Ved sprengningsarbeidene for Aurland I ville en skade lett få svært store økonomiske konsekvenser. Byggherren har derfor valgt å styre sprengningsarbeidene i detalj selv. Både nullpunkt (-ene) og rystelsesgrense har vært gjenstand for revurdering underveis. Dette har vært mulig, fordi enhetspriser og ekvivalenttider følger en glideskala for tillatt maksimalladning.

3. RYSTELSESKRITERIUM

I prosjekteringsfasen var det vanskelig på få leverandører av turbiner, generatorer, ventiler og transformatorer til å oppgi hvor store rystelser kompnentene tåler. Det var likeledes vanskelig å få oppgitt hvilke av parametrene utsving, hastighet eller akserasjon som respekterte det største skade ponsentiale. Spesielt maskinkonsulent framholdt at måling av akselreasjon var mest formålstjenlig, idet dette gir direkte uttrykk for belastning på maskinen. Problemet med denne type måling er imidlertid at det ikke foreligger erfaringsdata fra liknede arbeider. En rystelsesgrense bassert på akselerasjon vil medføre stor usikkerhet både med hensyn til maskinenes tålegrense og ulemper for entreprenøren.

Måling av svinghastighet på betongfundament er en etablert metode både nasjonalt og internasjonalt. 30 mm/s var ansett som en grense som både ga stor sikkerhet mot maskinskade og akseptable ulemper for anleggsdriften.

Nullpunkt var satt til betongfundamentene til kuleventil og generator.

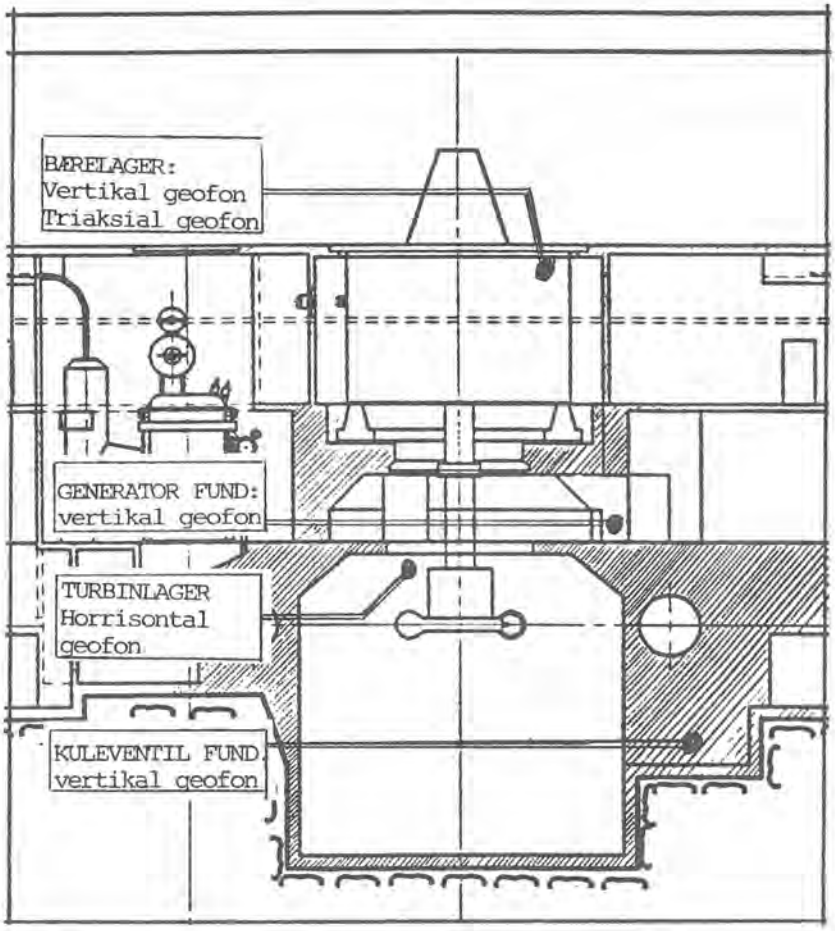


Fig 16.2 Geofon plassering aggregat II

4. RYSTELSESMÅLINGER.

3 rystelsesmålere har vært i drift under hele sprengningsperioden:
1 VIP 1000 med en vertikal geofon.
1 LOG triaksial geofon.
1 AVA 400 med 3 vertikale geofoner og en horistontal geofon.
Det er skutt ca 300 salver i kraftstasjonsområdet med nærliggende tunneler. For alle salver er det registrert svingehastighet i 7 målepunkt, og utsving i 6 målepunkt.I tillegg er ladningsmengde og koordinatsangivelse for salvene registrert.
3 av geofonene har vært plassert på betongfundamenter mens de øvrige 4 har vært plassert på det aggregatet som er nærmest anleggsområde Ved å montere geofonene på maskinene har vi kunnet registrere rystelsene i nærheten av lagrene og dermed bedre vurdere bølgeoverføring fra betong til maskin også i forskjellige driftssituasjoner. Det har blitt tatt opp kurveopptak på vibrasjonsbildet på maskinene utenom salvene med jevne mellomrom, for å kunne registrere eventuelle skader på et tidlig tidspunkt.

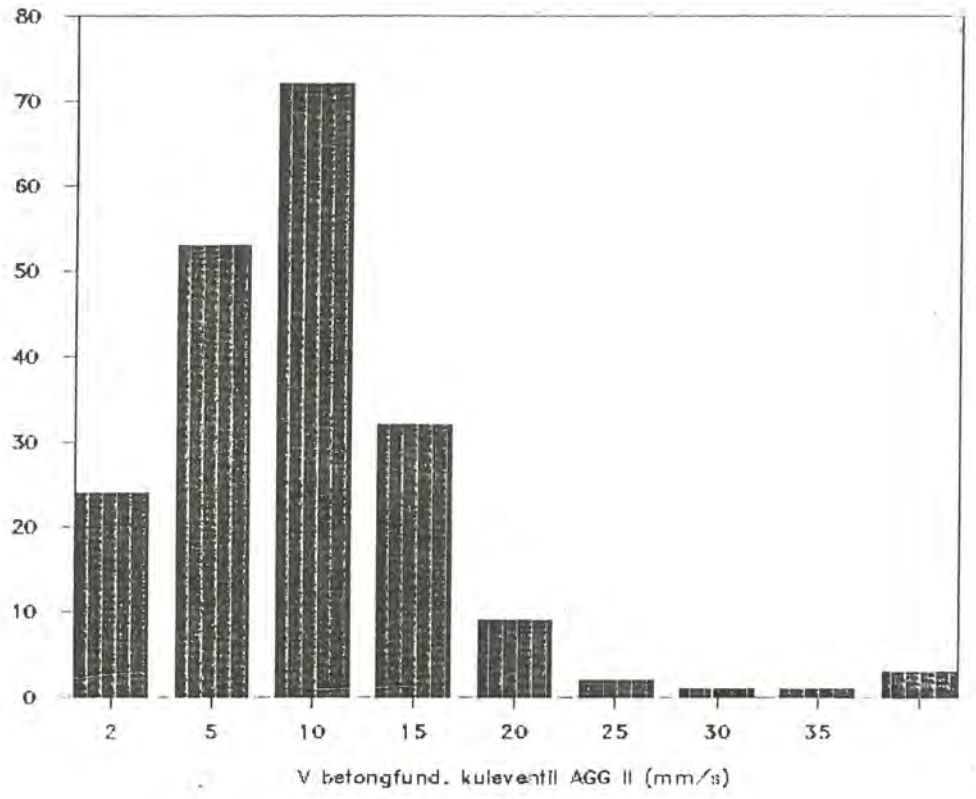


Fig 16.3 Fordeling av målt svingehastighet

Fordeling av registrerte svingehastigheter målt på kuleventil-fundament er vist på figur. En vesentlig del av salvene med lavest svinghastighet er sålestross i adkomsttunnel til takskiva. Det er også et fåtall salver med svinghastigheter over maksimalgrensen. Disse må omtales spesielt:
En salve representerer en "normal" overskridelse, som må forventes på et såvidt stort antall salver. Svingehastigheten var 34 mm/s. Årsaken til overskridelsen for de 3 andre salvene med svingehastighet over tillatt grense, er helt eller delevis påvirket av andre forhold. Felles for alle salvene var at borhullene var delt i to eller flere ladestrenger. Svingehastighetene var 93, 67 og 34 mm/s. Overslag mellom ladestrengene kan trolig ikke utelukkes. Overskridelse medførte at fordemning og sikring av fordemning mellom ladestrengene ble innskjerpet, vidre ble tennings-rekkefølgen optimalisert for å gi så lette tak som mulig, og salvestørrelsen redusert. Disse tiltakene medførte at vi ikke fikk flere overskridelser av rystelsesnivå.

5. SPRENGSTOFF FORBRUK, BORPLAN.

Spesifikkt sprengstoff forbruk har variert betydelig, avhengig av innspenning og grad av oppsprekking. I ekstreme tilfeller har spesifikk ladning vært under 0,3 kg/m^3. Vanlig ladning har ligget mellom 0,5 - 0,6 kg/m^3 med bormønster 0,8 x 1m. For enhetsladninger under 1,3 kg/tennernummer har bormønster vært 0,6 x 0,8 m.

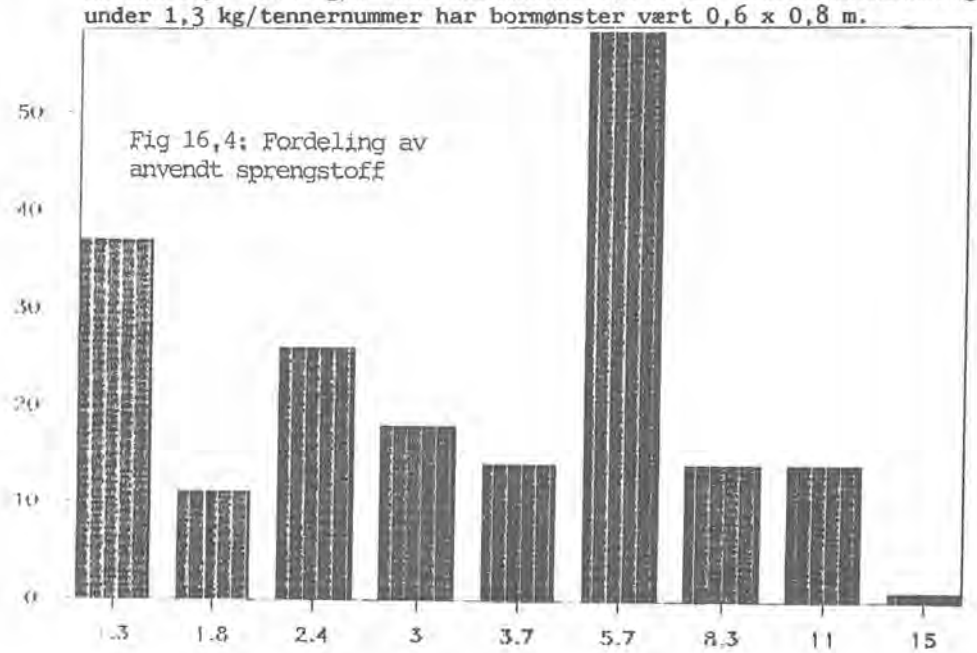


Fig 16,4: Fordeling av anvendt sprengstoff

Arbeidet har vært utført etter detaljerte borplaner og salveplaner. Figur viser anvendt sprengstoff pr. tennernr.
Samsvart mellom forventede og anvendte enhetsladninger har vært god. Det har imidlertid vært nødvendig å redusere ladningene ved driving av den øvre delen av stasjonen for å unngå for store luftsjokk. I stasjonen er det veggelementer av betong som er utsatt for betydelige krefter ved salvene.
Vi har også hatt problemer med releer ved store luftsjokk.

6. DRIVEMETODE

Pallinndelingen er vist på figuren med lengdesnitt og tverrsnitt av kraftstasjon. Pall I, II, III, V og VII ble boret med Strømnes 2-boms tunnelborrigg, mens pall IV ble boret med pall-borrigg, Atlac Copco 712. Pall VI ble tatt ut ved bruk av både tunnelborrigg og Nemek 50.

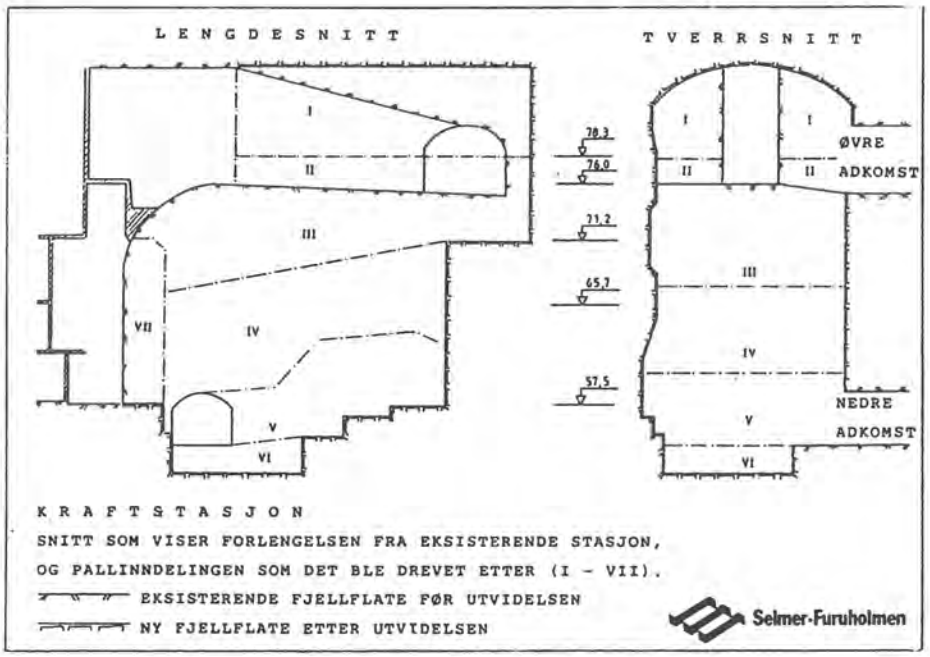


Fig 16.5: Pallinndeling av kraftstasjon

Pall I og II:

Pga. høyden på 10,5 m ble skiven delt i pall I og II. Første del ned til kt. 79,5 og andre del ned til kt. 76,0. Drivingen startet fra endeveggen mot eksisterende stasjon. Tverrsnittet ble delt i tre, høyre, venstre og midtre del. Hengen ble, pga. sprakefjell sikret med bolter etter hvert som den ble frisprengt. Drivingen fortsatt på denne måten fram mot gavlveggen. Boret salvelengde var 4 m. På de siste salvene måtte borrigg og lastemaskin stå igjen inne i stasjonen pga. at åpningen ut til adkomsten ble tettet igjen på sålen for at høyden opp til hengen ikke skulle bli for stor på neste salve.

Pall II ble drevet inn etter samme prinsippet. Deretter ble sålen dekket med fiberduk og sand, for å hindre sprut når pall III skulle sprenges ut. Vi gikk nå igang med ettersikring av den frisprengte fjellflaten og støping av hvelv, vegger og kranbanedragere.

Pall V:

Mens dette arbeidet pågikk, fortsatte drivingen fra den nedre adkomsten og inn i pall V. Det ble her tatt ut ca. 1800 m3 for å spare tid og for å forenkle uttaket av stenderpall IV. Sprengningen der medførte ikke problemer med hensyn til rystelser og sprut på eksisterende innstallasjoner, men pga. en svakhetssone like på innsiden av adkomsten samt betydelig sprak, ble strossingen opp i pall IV avsluttet noe tidligere enn beregnet.

Pall III:

Så snart betongarbeidene i hvelv- og kranbanedragere var avsluttet ble den øvre adkomsten strosset i sålen ned til kt. 71,2, langs med gavlveggen fram til oppstrøms langvegg. Pall III ble drevet i full høyde fram til det gjensto ca. 7 m. På den siste delen ble høyden delt i to på kt. 71,2. Dette for å redusere risikoen for at betongkonstruksjonen i framkant skulle rase inn mot eksisterende stasjon. En seksjon med bredde ca. 10 m ble først drevet fram i midten av pallen, mens sidene ut mot langveggene ble drevet til slutt. Dette for at steinen skulle bli kastet inn mot midten i stedet for å gå rett opp i kranbanedragerne. Inn mot betongkonstruksjonen i framkant ble det strosset små salver, kombinert med pigging med hydraulhammer. Betongfundamentet var dobbeltarmert og boltet fast i fjellet i nedkant. Det ble delt i fire ved hjelp av pigging, jernet ble brent av, og hver del trukket inn på sålen der det ble delt videre opp og lastet ut.

Pall IV:

Denne pallen ble boret med stendere, først en sjakt i hjørnet mellom bakre endevegg og oppstrøms langvegg, slik at vi fikk gjennomslag mot pall V som var tatt ut på forhånd. Deretter ble halvdelen langs oppstrøms vegg drevet fram mot eksisterende stasjon. De siste 3 metrene, pall VII, ble stående igjen til pall IV var ferdig. Til slutt ble nedstrøms halvdel av pall IV drevet tilbake mot endeveggen i den nye stasjonen. Alle massene ble lastet ut gjennom nedre adkomst.

Pall VII:

Denne veggen mot eksisterende stasjon måtte sprenges på en slik måte at steinen ble kastet inn i den nye stasjonen. Dette ble utført ved å bore hull på stigning mot eksisterende stasjon og ved å "bla" ned veggen fra overkant og nedover.

Pall V:

Denne pallen har mange ulike nivåer, lavest ligger turbingruven og kjølevannskummen. Under kjølevannskummen var det på forhånd drevet en tunnel ut i avløpet, der massene kunne lastet ut. Turbingruven ble drevet inn fra avløpstunnelen med tunnelborriggen, mens konturen ble boret med stendere.

Sprengningen ble påbegynt i uke 8 i 1987 og den nye stasjonen var ferdig drevet og sikret i uke 43 samme år. Arbeidet omfattet sprengning, all sikring, støp av hvelv, vegger og kranbanedragere, samt riving av betongveggen over maskinsalsplanet mot eksisterende stasjon.

7. SIKRING MOT EKSISTERENDE STASJON.

For å hindre at steinsprut, støv og gass skulle trenge inn i den eksisterende stasjonen ble det etablert en omfattende sikring.

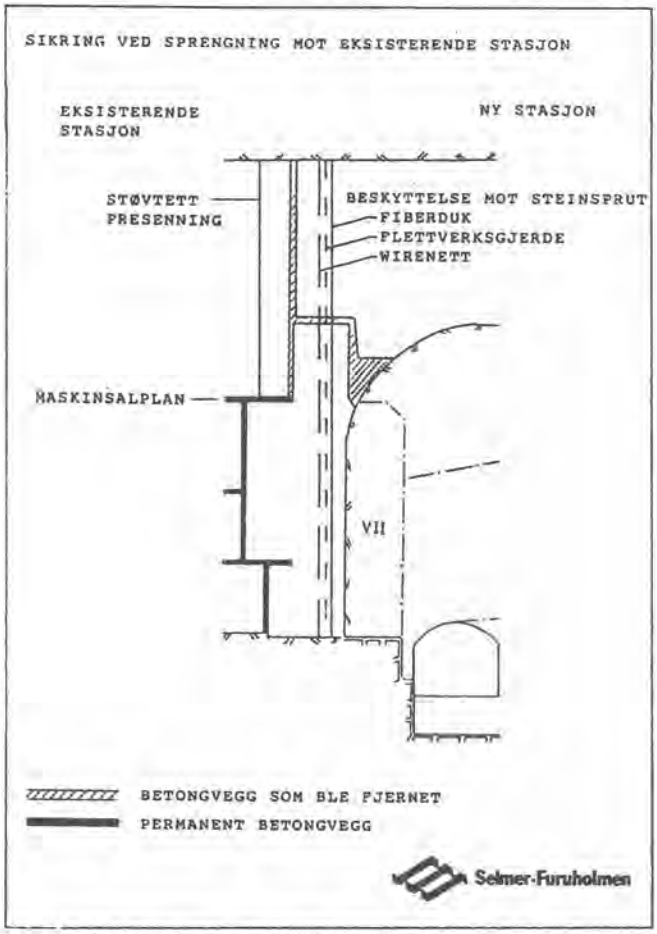


Fig 16.6 : Sikring ved sprengning mot eks. stasjon

Endeveggen over maskinsalsplan i den eksisterende stasjon ble saget vekk, men før dette kunne skje ble det hengt opp en støvtett presenning innenfor veggen. Overtrykk i stasjonen sørget for at støvet fra betongsagingen ikke kom inn i den gamle stasjonen. For å beskytte mot steinsprut fra sprengningen og mindre nedfall ble det hengt en vegg bestående av wireduk, gjerdenetting og fiberduk mellom endeveggen i eksisterende stasjon og fjellveggen, se figuren. Beskyttelsesveggen ble først hengt ned til maskinsalsplan og deretter forlenget videre ned til bunn etter at dekket på maskinsalsplanet var fjernet. Nettet ble festet til hengen og sideveggene.

Kontaktstøpen mot pall III lot vi stå helt til pallen var drevet inn. Denne kontakstøpen var solid forankret i fjellet og virket som en beskyttelse ved sprengningen av pall III. Beskyttelsesveggen fungerte godt og vi fikk kun nedfall av mindre stein på innsiden av veggen. Massen presset nettet inn mot betongveggen i eksisterende stasjon og det var derfor nødvendig å heise opp nettet av og til for at det skulle henge fritt.

8. VENTILASJON.

Kontrakten beskrev en annen løsning på ventilasjonsproblemet enn det systemet som ble valgt. Entreprenøren foreslo en enklere og sansynligvis bedre løsning, som gikk ut på å ta friskluft inn gjennom kabeltunnelen, vifte 1, og inn i eksisterende stasjon for å skape overtrykk der. Videre ble det blåst friskluft fra bjelkestengselet i avløpstunnelen, vifte 2, og inn i bunn av trykksjakt 2 og til bunn av den nye stasjonen. I avløpstunnelen går vannet med frispeilsstrømning.

Avsugsviftene ble montert i adkomsten til takskiva og i adkomsten til trykksjakta. Avgassene føres via adkomsttunnelen og ut i friskluft, se figuren:

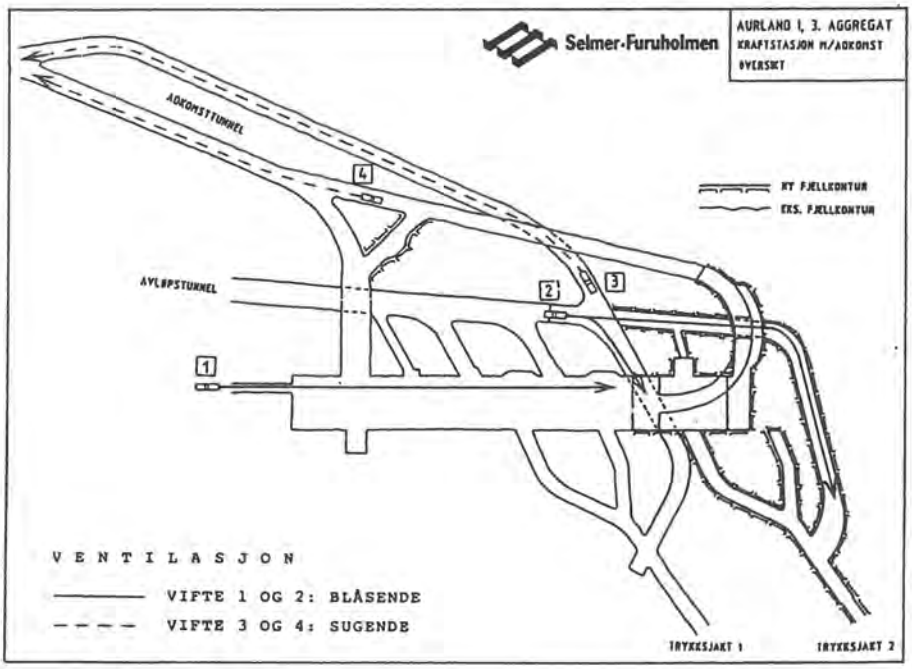


Fig 16.7 : Ventilasjon

Prinsippet for denne løsningen var å blåse frisk luft inn i den ene enden av stasjonen og at avgassene suges ut gjennom adkomsttunnelen i den andre enden. Sugevifte 3 i bunn av stasjonen kunne virke uheldig inn slik at trekken gjennom stasjonen ikke ble effektiv. Dette kunne avhjelpes ved å stoppe denne viften når det ble skutt salve. Vifte 3 var installerte for å sikre ventilasjon i forbindelse med sjaktdriften. For øvrig har ventilasjonssystemet virket svært tilfredsstillende. Det har ikke kommet avgasser inn i den eksisterende stasjonen, og sugeviftene har fjernet ladden effektivt.

Den valgte løsningen var 1,2 mill. kroner rimeligere enn byggherrens forslag i anbudet.

9. SIKRING AV FJELLET.

Kraftstasjon ligger i granittisk gneis med utpreget foliasjon. Det er høyt anisotropt bergtrykk med hovedspenningsretninger som vist på figuren nedenfor:

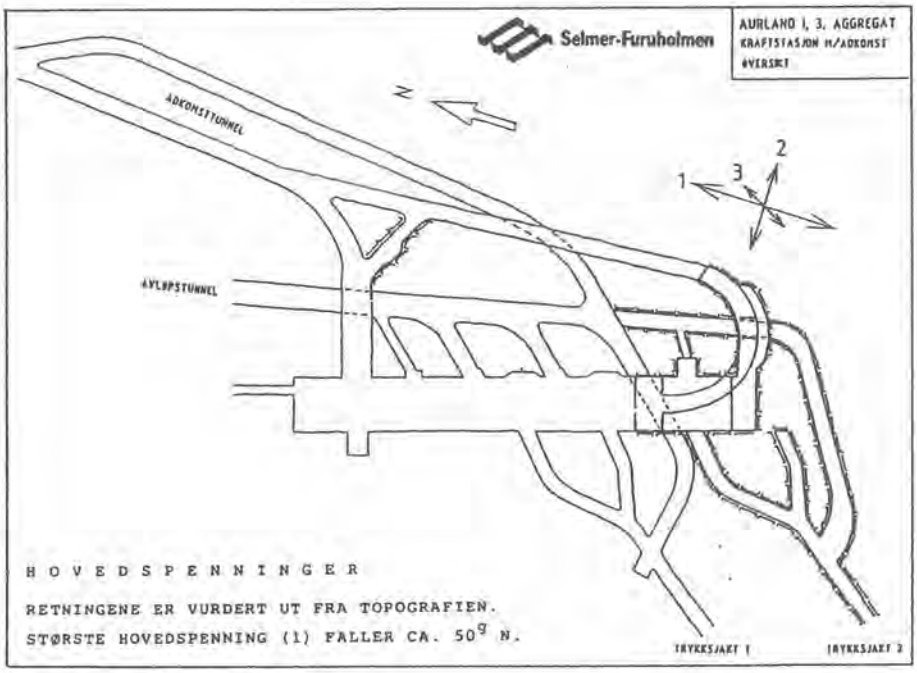


Fig 16.8 :Hovedspenninger

I tillegg er deler av stasjonsområdet preget av tett oppsprekkning av flere sprekkesystemer. Retningen på disse varierer mye. Det er også leirfylte svakhetssoner som krysser stasjonen, spesielt en sone som krysser stasjonen fra nedre adkomsten og over mot pilaren mellom grenrørene til aggregat 3 fra trykksjakt 1 og 2 i oppstrøms vegg.
Sonen har retning N 70g og 80g nordlig fall. Bredden er ca. 1 m. For øvrig er det bergslag og sprakefjell som har skapt de største sikringsmessige problemene.

Veggene og hengen er boltet 1 x 1 m med 3 m rørbolt. Disse er påsatt trekantplate og gyst. Svakhetssonene og store kileformede blokker er sikret med 6 m, innstøpte bolter og stigebånd. Deretter er både hengen og veggene sprøytet med et lag betong. Betongen er tilsatt fiberarmering der det er leirfylte svakhetssoner og på spesielt småfallent fjell. Hvelvet og veggene ned til kranbanedragerne er dessuten utstøpt med armert kontaktsløp.
Det er satt ialt 3 500 bolter, 330 m fjellbånde og sprøytet 270 m3 betong.

10.FORHOLD VEDRØRENDE DRIFTEN AV STASJONEN.

Oslo Lysverker ønsket at stasjonen skulle produsere kraft i hele perioden som sprengningsarbeidene pågikk, dels for å dekke Oslos forbruk og dels for å levere konsjonsvann nedstrøms stasjonen. I samråd med maskinleverandør, ble det bestemt at maskinen skulle ha en last på ca. 80% av merkelast ved salve, dette for at magnetiseringen ville bidra til å stabilisere den roterende delen. For å redusere faren for skade på bærelager,ble det også bestemt at et system for å pumpe inn ekstra olje på lagerflatene skulle startes.
Dette medførte en prosedyre fra driftens side som krevde noe tid,salver i stasjonsområdet måtte klareres med samkjøringen i Oslo, og det ble etablert rutiner med varsling om salve med tilbakemelding fra Oslo Lysverker. Tiden fra sirenen gikk til driften var for salve, var også tilstrekkelig for å samle personellet i stasjonen i sikkert område.
I startfasen av sprengningsperioden ble driftens prosedyre mer omfattende idet stadig flere releerer måtte legges ut på grunn av at de koblet ut grunnet lydsjokk. Denne tendensen ble stoppet ved å lydisolere rom med releer.

Det ble også påvist at maskinene var mindre stabile ved undermagnitisering.

Høyeste rystelse ved ordinær drift var 23mm/s. I vinterhalvåret var det regelmessig rystelser over 15 mm/s, målt på bærearm. Høyeste rystelse ved oppstart var 65 mm/s, målt på bærearm.

Aggregat 2 , nærmest anleggsområdet, har vært ute av drift i det meste av perioden siden slutten av mai. Det har vært turbinlager havari og andre driftforstyrrelser som har vært forklart ved sprengningsarbeidene. Ved nermere undersøkelse har det vist seg at så neppe er tilfellet.

NEDRE NEA KRAFTVERK -
VALG AV PLANLØSNING / BONUSORDNING FOR JEVN SPRENGNING

NEDRE NEA HYDROPOWER PLANT -
DESIGN / BONUS RULES FOR SMOOTH TUNNEL SURFACES.

Sivilingeniør Bjørn Helge Berge
Trondheim Elektrisitetsverk

SAMMENDRAG

Utvidelse av vannveisystemene på bestående kraftanlegg er idag aktuelt for en rekke kraftselskaper bl.a. ut ifra ønsket om kortere brukstid, økt effektinstallasjon og reduksjon av falltap. Trondheim Elektrisitetsverk fullførte i 1986 slik utvidelse i Nea kraftverk i Tydal til en utbygningspris på 1,89 kr/kWh.år og med 6,1 GWh i årlig energigevinst.

I forbindelse med utbygging av Nedre Nea kraftverk i Selbu, som er en forlenget parallellutbygging til Hegsetfoss kraftverk, ble også utvidelse av bestående tilløpstunnel funnet økonomisk lønnsomt framfor å bygge ny parallell tunnel. Forutsetningen for at strossing av bestående driftstunneler er lønnsomt er at driftstapet ikke belastes prosjektet.

I anbudsbestemmelsene for Nedre Nea kraftverk er det innført økonomisk styring av arbeidets utførelse for å bedre kvaliteten og falltapsforholdene i vannveiene. Det betales mer for en pent sprengt tunnel enn for en stygt sprengt tunnel.

SUMMARY

Enlargement of tunnel cross-sections in existing hydropower plants has current interest today. Many owners desire a reduction of great head loss or want to increase the effect installation.

Trondheim Electricity Board has just completed enlargement of the head race tunnel at the Nea hydropower plant in Tydal with satisfactory result. The energy production has increased 6,1 GWh/year to a construction cost of 1,89 Nok/kWh.year.

Nedre Nea hydropower plant in Selbu is a new project using the head race tunnel of Hegsetfoss hydropower station. The existing tunnel is partly used by enlarging the cross-section meanwhile other necessary works required stop in the old power plant.

In the contractual rules there is a bonus- and penalty regulation depending on achieved roughness. Smooth surfaces gives less head loss in the tunnel system, this increases the payment to the contractor and the economy of the power project for the owner.

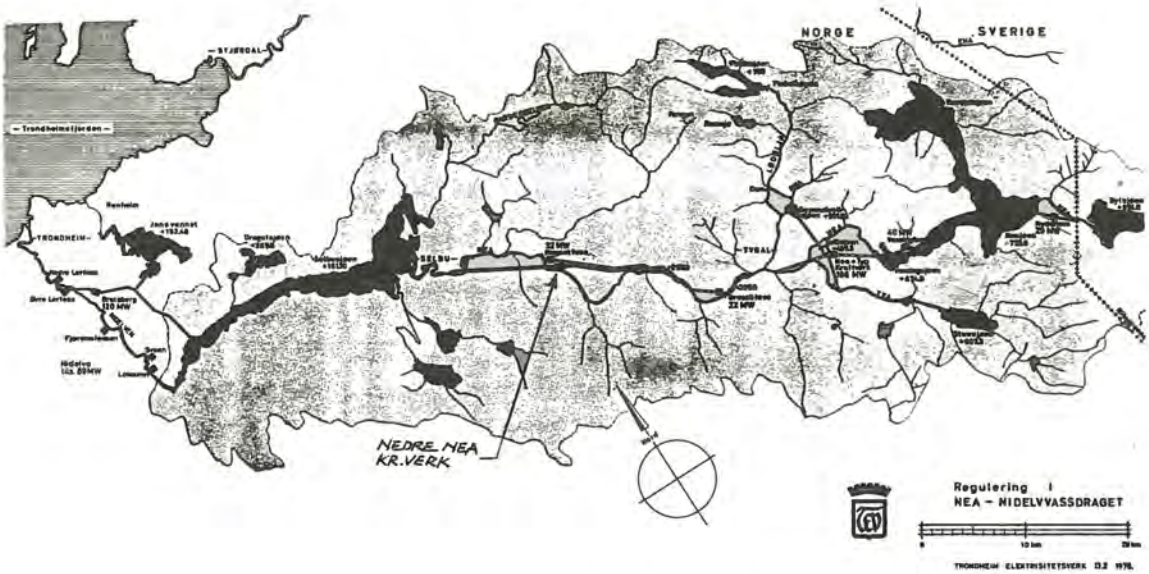
Valg av planløsning

Som tittelen på dette innlegget antyder, dreier det seg om to adskilte tema. Først vil jeg gi en kort orientering om valg av en kanskje noe utradisjonell planløsning for en sammenbygging med et bestående anlegg. Dernest vil jeg si noen ord om en ny anbudsbestemmelse som gjelder for dette anlegget og som går ut på endring av kontraktssum etter oppnådd falltapskoeffisient i vanntunnelene.

Prosjektet

Nedre Nea kraftverk ligger i Selbu, Sør-Trøndelag, og er en forlenget parallellutbygging til bestående Hegsetfoss kraftverk i Neavassdraget. Det nye kraftverket får en brutto fallhøyde på 96 m, mens det gamle har 72 m.

Nea/Nidelvvassdraget har sitt utspring nær Sylene, på svensk side av grensen, og går gjennom Tydal, Selbu, Klæbu og Trondheim kommuner. Fra tidligere har Trondheim Elektrisitetsverk (TEV) bygget 12 kraftverk i vassdraget.



Prosjektet var ute på anbud sist vinter og byggearbeidene ble for alvor påbegynt 1. mars 1987. A/S Veidekke og H. Eeg-Henriksen A/S har fått ca. halvparten hver av sprengningsarbeidene. Idriftsettelsen av det komplette anlegg er planlagt 1. desember 1989.

Foranledningen til at dette anlegget blir bygget er behovet for mer kraft, stort falltap i bestående kraftverk og at det gamle kraftverket er blitt en flaskehals (med tilhørende flomtap) for de ovenforliggende verkene i Tydal. Utbyggingen gir dessuten en mer optimal effekt-manøvrering av Nea-verkene og muliggjør eventuelle utvidelser lenger oppe i vassdraget.

Nøkkeltall for Nedre Nea kraftverk:

Brutto fallhøyde	96	m
Driftsvannføring	80	m^3/s
Nominell turbinytelse	66	MW

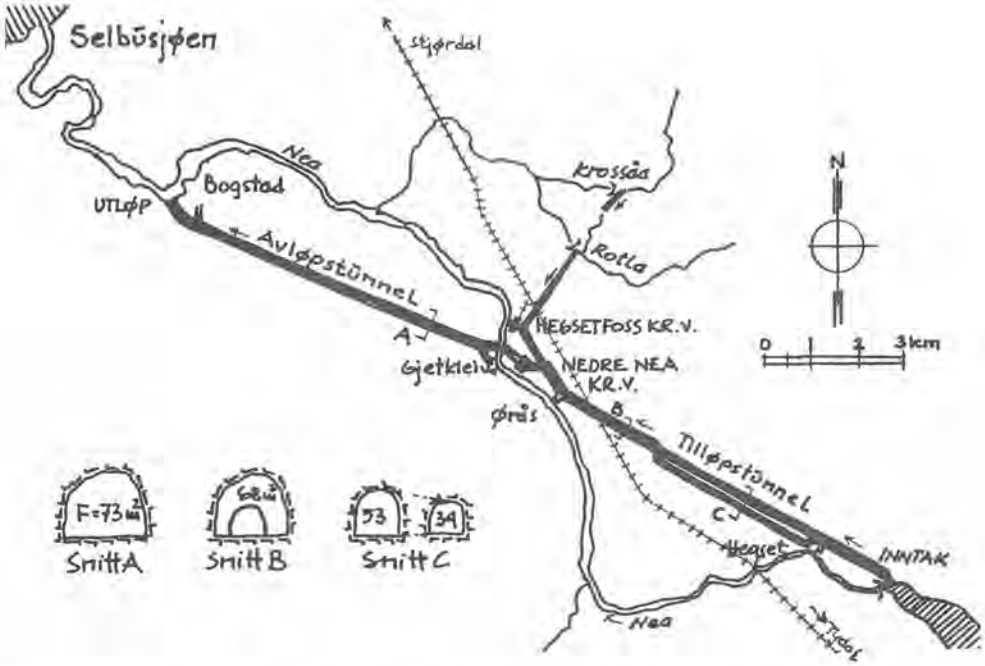
Midlere kraftproduksjon:	Nedre Nea + Hegsetfoss..	410	GWh/år
	Tidligere i Hegsetfoss..	204	"
	Innvunnet produksjon....	206	"

Kostnader pr. 01.03.87:	Anleggskostnad ekskl. finansiering	633	mill.kr.
	Utbyggingskostnad med 7% rente	696	mill.kr.
	Utbyggingspris	3,38	kr/kWh.år
	Antatt sluttsum i løpende kroner	980	mill.kr.

Planløsningen

Den planløsning vi søkte utbyggingstillatelse for var en ren parallellutbygging med felles inntaksmagasin. Strossing eller utvidelse av bestående tilløpstunnel ble ikke funnet lønnsomt på grunn av driftstap i det gamle kraftverket. Etter at tillatelsen ble gitt (-85) ble det av vår driftsavdeling vurdert nødvendig å foreta revisjon på generatoren i Hegsetfoss kraftverk og en 14 ukers driftsstans var uunngåelig.

En kombinert løsning med strossing av deler av tilløpstunnelen og ny parallell tunnel for resten ga en beregningsmessig besparelse på ca. 10 mill.kr. Stansperioden ble utvidet til 20 uker og løsningen ble tilslutt som vist på figuren nedenfor.



Eksisterende Hegset dam blir inntaksmagasin for begge kraftverkene. Tilløpstunnelen blir utvidet så mye tiden tillater det i øvre og nedre del. Etter at tunnelsystemet er plugget og det gamle kraftverket er igangsatt drives det en ny parallell tilløpstunnel på resterende del og det bygges ny stasjon, overførings- og avløpstunnel på ordinær måte.

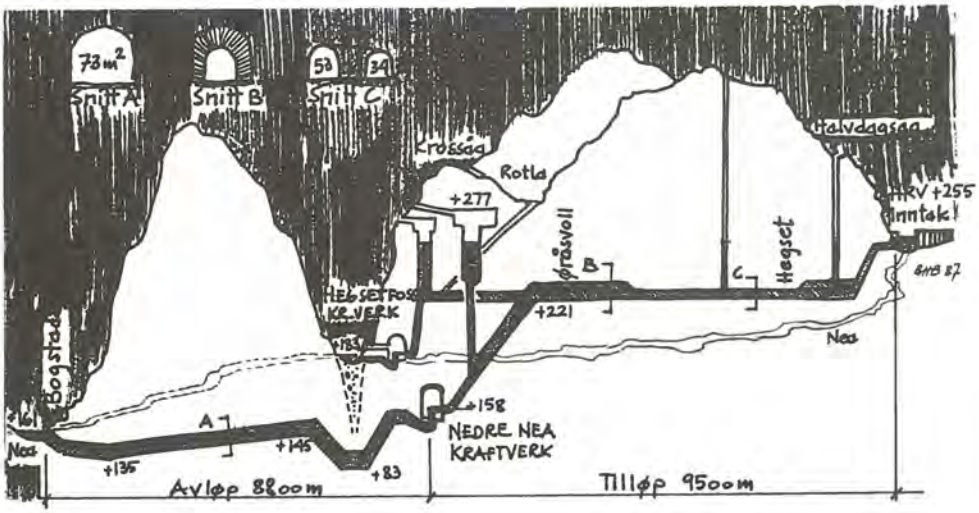
Resultatet blir altså to kraftverk med forskjellig fallhøyde, men med felles inntak og tilløpssystem fram til Ørås (9 km) bestående av delvis strosset og delvis ny parallell tunnel. Sideelvene Rotla og Krossåa overføres uregulert ved hjelp av to inntaksdammer og ca. 2,5 km overføringstunneler. Avløpstunnelen krysser Nea i ca. 100 m dybde. Lengden totalt på tilløp og avløp blir 18,3 km.

Drivemåte for tilløpssystemet.

Strosseperioden 15.06.-01.11.87 er kort og hektisk og krever et stort oppbud av utstyr og mannskaper. Utvidelse av tilløpssystemet drives fra to tverrslag i to retninger. Tverrsnittet utvides fra 34 til 73 m^2. Det er valgt sentrisk stross av vegger og tak. En av stuffene starter 3,5 km inne i den gamle tunnelen noe som har stor betydning for transport- og driftsopplegg.

Beste stuffinndrift på stross har vært 165 m pr. uke. Totalt strosses det ut ca. 5.000 lm på 18 uker inkl. sikring fordelt på 4 stuffer.

Det er knyttet en del problemer til gjennomføring av et så vidt komplekst tunnelanlegg. Det stilles store krav til planlegging og ressurser av entreprenørene. Spesielt krever løsing av ventilasjons-problemene omtanke og samarbeid mellom entreprenørene. Driftsopplegg og ventilasjon kan være et eget tema for en senere fjellsprengnings-konferanse.



Lengdesnitt av anleggene.

Konklusjon vedr. planløsningen

Utvidelse av vannveisystemene på gamle anlegg er aktuelt for en rekke kraftselskaper blant annet av hensyn til ønsket om kortere brukstid, øket effektinstallasjon og redusert falltap. Problemet med slike utvidelser er at det som oftest blir store produksjonstap mens anleggene står. Men kan utvidelsene gjøres i forbindelse med annen driftstans, vil lønnsomheten øke for strossing.

TEV har tidligere gjennomført utvidelse av tilløpstunnelen til Nea kraftverk i Tydal. På grunn av fyllingsrestriksjonene i Nesjø-magasinet står dette kraftverket hvert år fra vårflommens begynnelse og til magasinet er nesten fullt. Over tre sesonger ble den 2.750 m lange tilløpstunnelen utvidet fra 26 m^2 til 52 m^2 tverrsnitt. Total anleggskostnad ble 11,5 mill.kr. Utvidelsen reduserte falltapet betydelig og ga en årlig energigevinst på 6,1 GWh til en utbygnings-pris på 1,89 kr/kWh.år.

Ved Nedre Nea kraftverk ble utvidelse av eksisterende tunnelsystem funnet lønnsom fordi man fikk en driftstans i det gamle kraftverket som belastes driftsregnskapet. Forskjellen i enhetsprisen for sprengning av 53 m^2 ny parallelltunnel og utvidelse av eksisterende 34 m^2 til 73 m^2 varierer fra stuff til stuff, men ligger på ca. kr. 1.500 pr. m ekskl. merverdiavgift i gjennomsnitt. I tillegg kommer falltapsgevinst i Hegsetfoss kraftverk i byggetiden. Besparelsen på tilløpstunnelen blir da ca. 10 mill.kr.

Et arbeidsopplegg som her er gjennomført stiller større krav til planlegging og utførelse. Løsningen er tidsbestemt og geografisk tilpasset. Løsningen kan ikke overføres direkte til andre anlegg, men prinsippet kan sikkert benyttes på andre anlegg.

Bonusordning for jevn sprengning

Utviklingen innen sprengningsteknikken har gått raskt de senere år. Målsettingen for alle involverte parter har vært å produsere flest mulig tunnelmetre på kortest mulig tid. Medaljens bakside har dessverre blitt større belastning og skader på fjelloverflatene med tilhørende større ruhet, sikringsbehov og ikke minst falltap i vannveiene. Disse forholdene har stor betydning for et kraftanleggs økonomi og lønnsomhet.

Med bakgrunn i byggherrens ønske om å få så jevne og pene tunneler som mulig og motivere entreprenørene til å sprenge penest mulig (med mindre falltap) har vi på dette anlegget innført bestemmelser for sprengningsentreprisene som går på justering av kontraktssummen etter

oppnådd falltapskoeffisient. Forenklet sagt betales det mer til entreprenøren for en pent sprengt tunnel enn for en stygt sprengt. TEV er så vidt jeg vet den første byggherren som tar dette i bruk.

Hovedhensikten med å innføre økonomisk styring på arbeidets utførelse er altså å bedre kvaliteten og derigjennom bedre falltapsforholdene i vannveiene. Et resultat bedre enn gjennomsnittet honoreres med økt godtgjørelse til entreprenøren. I motsatt fall straffes entreprenøren med et fradrag i enhetsprisen.

Til grunn for den praktiske gjennomføring av falltapsmålingene har vi lagt Vassdragsregulantenes Forenings rapport 1985 - Falltap i kraftverkstunneler - hvor Solviks metode på absolutt ruhet danner basis. Dessuten har vi angitt et "normal"-område for falltapskoeffisienten for de aktuelle tverrsnitt og tilleggs-/fradragsbeløp pr. m tunnel for beregnede verdier utenfor normalområdet.

Det foretas nøyaktig profilering i tunnelene hver 20 m i bundet kjede for tverrsnittskontroll og beregning av tunnelruhet. Profilering utføres med roterende laser og tegnes ut av plotter i datamaskinen.

Falltapskoeffisienten beregnes etter nedenforstående formel:

$$fd = 0{,}49 \cdot \left(\frac{k}{4R}\right)^{2/3}$$

k = absolutt ruhet for en lengere tunnelstrekning med n profiler

$$k = \alpha + \beta \cdot \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \cdot \left|\frac{\Delta A}{\sqrt{A_i}}\right|$$

R = hydraulisk radius for teoretisk tverrsnitt

α = detaljruhet for et 20 m langt parti beregnet ut ifra 1 m profilavstand.

β = 0,38

$\Delta A = A_{i+1} - A_i$

A_i = målt tverrsnittsareal i profil "i"

n = antall profiler

Normalverdiene er satt til:

Avløpstunnel	$F = 73\ m^2$	$f_d = 0{,}045 - 0{,}050$
Tilløpstunnel	$F = 73\ m^2$	$f_d = 0{,}045 - 0{,}050$
Tilløpstunnel	$F = 53\ m^2$	$f_d = 0{,}050 - 0{,}055$

For avvik i de beregnede verdier f_d ut over det ovenfor angitte normalområde fastsettes bonus- og fradragsbeløpene ekskl. merverdiavgift slik:

- Tunnelprisen økes med: kr. 20,- pr. m for hver 0,001 enhet f_d forbedres ut over angitt normalområde.

- Tunnelprisen reduseres med: kr. 50,- pr. m for hver 0,001 enhet f_d forverres ut over angitt normalområde.

Eksempel:

Beregnet falltapskoeffisient over en 1.000 m strekning av avløpstunnelen (73 m^2) er $f_d = 0{,}054$.

Entreprenørens reduksjon for denne strekningen blir da:

$$\left(\frac{0{,}050 - 0{,}054}{0{,}001}\right) \cdot 50 \cdot 1.000 = \text{kr. } 200.000{,}-$$

Konklusjon falltap

Av hensyn til falltap i vannveiene bør det legges større vekt på at det oppnås jevne og hele fjellflater. Vi har valgt å innføre økonomisk styring på arbeidets utførelse for å bedre kvaliteten på arbeidet.

Om dette er den riktige vei å gå, kan sikkert diskuteres. En forutsetning for at dette skal lykkes er at både entreprenør og stuffolkene får et insitament til å gjøre en bedre jobb, det vil si at innsatsen honoreres med økt betaling.

Vårt inntrykk så langt er at dette er nytt og uvant for entreprenørene og at utstyr og tilvant utførelse lett bestemmer resultatet fortsatt. Under anbudsregningen tok èn av de 7 entreprenørene forbehold og kommenterte falltapsbestemmelsene i anbudet. Kommentarene gikk på at det såkalte normalområdet for falltapskoeffisienten representerte for strenge krav. Videre at falltapsberegningen måtte kompenserer for virkelig tverrsnitt og at partier med dårlig fjell ble unntatt fra bestemmelsen.

Størst utslag i beregningen gir endringen i tverrrsnitt fra profil til profil. Boravvik og borenøyaktighet er en viktig faktor her. Det hjelper lite for entreprenørene å ha gjennomgående for store tverrsnitt når variasjonene fra snitt til snitt er store.

Det er mange praktiske vansker med å gjennomføre et slikt opplegg. Om den tiltenkte virkning vil kunne oppnås er ennå usikkert. Som byggherre mener vi dette dog må være et skritt i riktig retning. Interessen fra andre byggherrer for dette er stor.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
1987
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK

SELEKTIV BRYTING I STEINBRUDD

SELECTIVE MINING IN QUARRIES

Professor Kai Nielsen
Institutt for gruvedrift, NTH
7034 Trondheim

SAMMENDRAG

Man har undersøkt prøver fra Franzefoss Bruk A/S avd. Vassfjell for å vurdere mulig selektiv bryting for produksjon av spesialkvalitets pukk. Forsøkene viser at det er en kvalitativ sammenheng mellom beregnet borsynkindeks DRI, og pukkens abrasjonsverdi/slitestyrke. Lettboret fjell med høy borsynk må forventes å gi en mindre slitesterk pukk enn mer tungboret fjell. Det bør defor være mulig å bruke borsynk målt under produksjonsboring som styringsgrunnlag for uttak av råmateriale til pukk med høy slitestyrke.

SUMMARY

Samples taken at the Vassfjell quarry of Franzefoss Bruk A/S, have been tested in order to evaluate the possibility for selective mining of raw material for high quality crushed aggregate. The tests showed that there is a correlation between the Drilling Rate Index (DRI) determined in the laboratory, and the abrasion strength of the samples. Samples with a high DRI and a high expected penetration rate, had a lower abrasion strength than samples with low DRI values. It should therefore be possible to use drill penetration rates in blasthole drilling as guidance for selective mining of raw material for special products with high wear resistance.

I. INNLEDNING

Franzefoss Bruk A/S avd. Vassfjell, driver pukkproduksjon fra en gabbroforekomst ca. 12 km syd for Trondheim. Forekomsten inneholder også uregelmessige soner av grønnstein. Denne har imidlertid ikke fullt så gode egenskaper som pukkråstoff, sammenliknet med gabbroen.

Produksjonen går i stor grad til vegformål, enten som rene masser eller til asfalt. Dessuten går en del til fyllmasser, betongtilslag osv.

Brukerne stiller stadig strengere krav til asfalt- og betong-tilslag, og dette vil igjen føre til at produsentene må utnytte forekomstenes iboende kvalitet best mulig. Dette innebærer også at man kan søke å utnytte kvalitetsvariasjoner i forekomsten til fremstilling av spesialprodukter. De fleste pukkverk har vel hittil tatt ut steinen samfengt, og fått et produkt av en slags gjennomsnittskvalitet.

Man vet imidlertid at stein ikke er et homogent materiale og at de geologiske forhold kan variere en god del selv over korte avstander. Dette er vel kjent innenfor bergverksdrift på malmer og mineraler. Her er kjennskap til variasjoner i gehalter og mineralsammensetning ofte grunnlaget for en selektiv bryting ut fra krav til gehalter, oppredningstekniske egenskaper og kundenes forskjellige behov.

Det finnes ingen grunn til å tro at det ikke også kan være betydelige kvalitetsvariasjoner i steinforekomster som utnyttes til pukkproduksjon.

Med dette som utgangspunkt, syntes det å kunne være interessant å undersøke mulighetene for selektiv bryting også av stein til pukkformål. Det falt naturlig i første omgang å søke et samarbeid med Vassfjellet da dette verket ligger behagelig nær til NTH. Vi tok sikte på å undersøke om gabbroen kunne oppvise kvalitets-variasjoner, og vurdere om disse kunne utnyttes til fremstilling av spesialprodukter som f.eks. ekstra slitesterk stein til toppdekker i asfalt.

Franzefoss Bruk driver allerede en viss produksjon av spesial-kvaliteter. På Vassfjellet har man en liten men viktig produksjon av råstoff til Elkems Rockwool-fabrikk på Leangen. Denne steinen skal fylle spesielle kjemiske analysekrav, og brytes selektivt etter prøvetaking i bruddet.

På Steinsskogen bruker man egenvekt som kriterium for å skille ut slitemateriale til asfalt. Det viser seg at den tyngste steinen også er den mest slitesterke.

De foreliggende undersøkelsene inngår som en del av BVLI Berg-forskningens prosjekt "Selektiv bryting for fremstilling av spesialprodukter", og blir utført av Institutt for gruvedrift og SINTEF avdeling for bergteknikk. Prosjektet har også støtte fra NTNF.

2. KVALITETSKRAV TIL PUKK

Knust steinmaterialer blir idag som oftest vurdert ut fra følgende kriterier:

- Sprøhetstall
- Flisighet
- Abrasjonsverdi

For bruk i slitedekker av asfalt, uttrykker man kvaliteten med formelen:

$$\text{Abrasjonsverdi} \times \sqrt{\text{Sprøhetstall}} = A \times \sqrt{S_{20}}$$

For masser ser man på kombinasjonen av sprøhet og flisighet med tanke på ønskete egenskaper for drenering, kompaktering og stabilitet.

Den mineralogiske sammensetning, f.eks. innholdet av glimmer og sulfider, vil også ha kvalitetsmessig betydning når det gjelder tilslagsmaterialer til både asfalt og betong.

3. SELEKTIV BRYTING

Skal man kunne gjennomføre en selektiv bryting, krever dette selvsagt tilstrekkelig kjennskap til forekomstens kvalitets-variasjoner og hvorledes disse fordeler seg i rommet.

Nå vil det imidlertid være helt urimelig å forvente at en pukkprodusent skal drive en detaljert geologisk undersøkelse med kjerneboring, stuffkartering osv., slik det ofte er nødvendg i en malm- eller industrimineralforekomst.

Pukkprodusenten har dessuten et begrenset markedsområde der det er store sesongvariasjoner og hvor behovet for spesialprodukter kan variere fra år til år, alt etter de prosjekter som til enhver tid er i arbeid. Dette vil ofte gjøre det helt umulig å legge en langtidsplan for produksjon av spesielle kvaliteter i mindre mengder.

Man må derfor ha en billig, enkel og rask undersøkelsesmetode som gjør det mulig å utnytte forekomstens variasjoner til å lage spesialprodukter. Dette må kunne gjøres i forbindelse med den daglige drift når markedsmulighetene er til stede.

Dersom man kunne bruke data fra den vanlige produksjonsboringen til en kartlegging av kvalitetsvariasjoner og styring av pro-duksjonen, ville man ha et godt redskap for en selektiv bryting.

De vel kjente testemetodene for å bestemme borsynk- og bor-slitasjeindeksene DRI og BWI, omfatter delvis de samme og delvis liknende prosedyrer som de man bruker for å bestemme pukk-kvaliteten.

Borsynkindeksen bestemmes ut fra sprøhetstallet korrigert for Sievers J-verdi.

Borslitasjeindeksen bestemmes så ut fra borsynkindeksen og en slitasjetest.

Bestemmelsen av Sievers J-verdien er i prinsippet også en slitasjetest, da boringen skjer ved roterende, slitende boring.

Man bruker altså pukkens sprøhetstall og en eller annen form for

slitasje/abrasjonstest til å bestemme både borbarhetsindeksene og som uttrykk for pukkens kvalitet med hensyn på slitestyrke.

Det vil derfor være naturlig å anta at borslitasjeindeksen også kunne gi en indikasjon på pukkens evne til å motvirke f.eks. piggdekkslitasje.

I praksis vil det ikke være mulig å måle variasjoner i borslitasjen for å kartlegge bergets kvalitetsvariasjoner og bruke dette til å styre produksjonen av spesialprodukter.

Man vet imidlertid ut fra mange års erfaring at det for de fleste bergarter er en god sammenheng mellom DRI og BWI, slik at en bergart som har lav DRI har høy BWI og omvendt. Denne sammenhengen er i prinsippet som vist på figur 1.

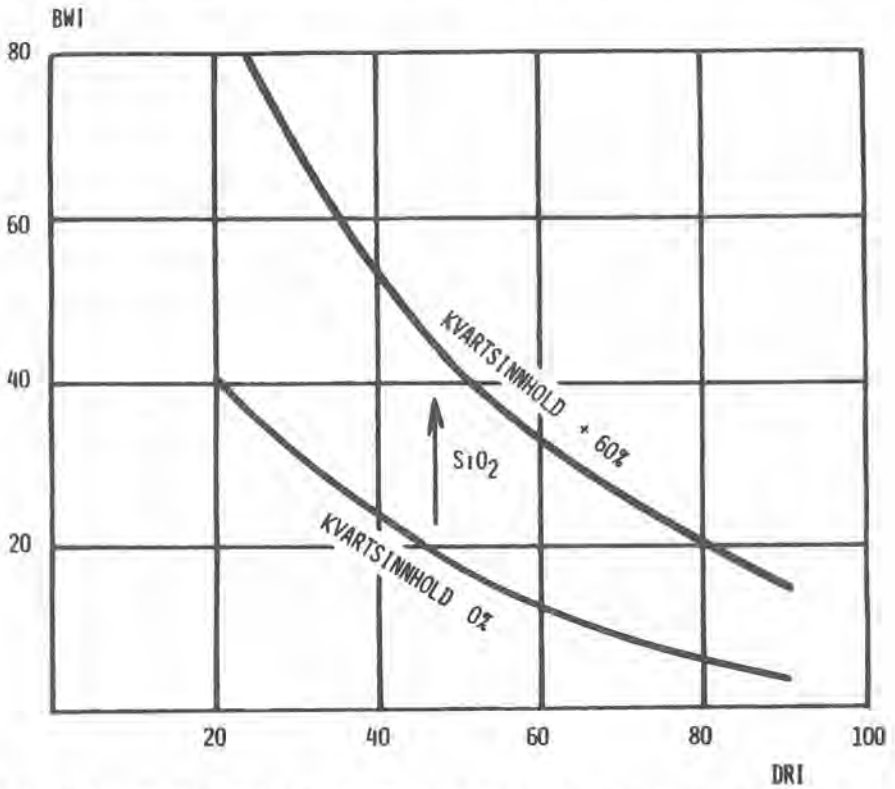


FIG. 1. SAMMENHENG MELLOM DRI OG BWI SOM FUNKSJON AV KVARTSINNHOLD I BERGART.
(PROSJEKTRAPPORT 8-79. INST. FOR ANLEGGSDRIFT.)

Videre vet man at det er god overensstemmelse mellom DRI målt i laboratoriet, og netto borsynk målt under praktisk boring.

Borsynken lar seg lett måle uder drift, og ville være en meget praktisk og enkel kartleggingsmetode med tanke på selektiv drift i et steinbrudd.

4. UNDERSØKELSER OG RESULTATER

Man vet fra erfaring at det er tildels store variasjoner i borsynk rundt om i bruddet. Disse variasjonene er delvis knyttet til om man borer i gabbro eller grønnstein, men borsynken varierer også innen de to bergartene.

I første omgang har man derfor tatt ut prøver på forskjellige steder i bruddet og utført laboratorietester for å bestemme kvaliteter og borsynkindeks.

Figur 2 viser prøvenes korrigerte sprøhetstall og flisighet plottet inn i standardskjema, hvor 9 av de 10 prøvene ligger innenfor materialkravene til klasse 2.

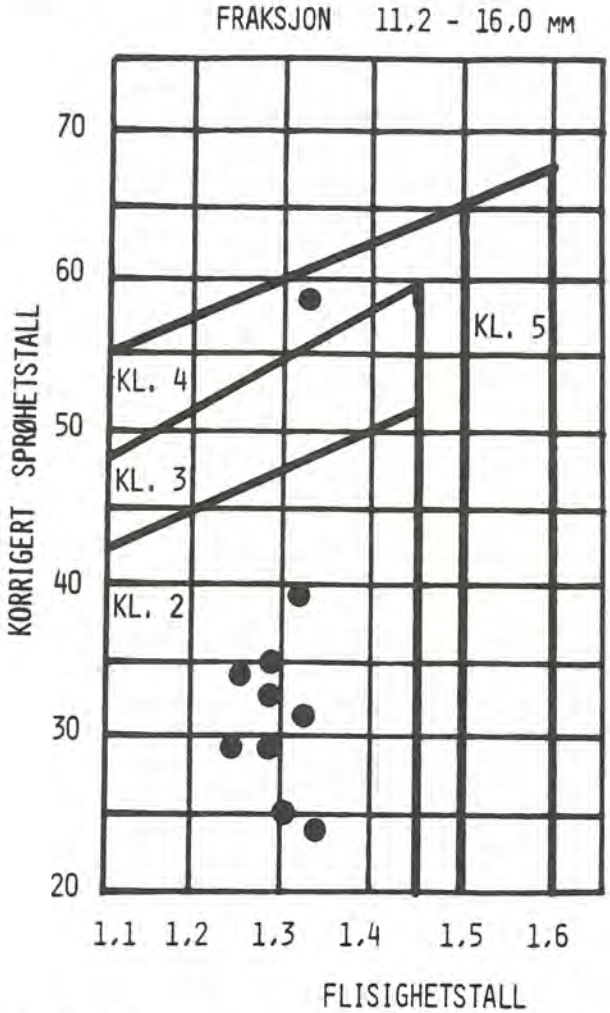


FIG. 2. MATERIALKLASSIFISERING AV PRØVER FRA VASSFJELLET PUKKVERK.

Man har også beregnet A x $\sqrt{S_{20}}$ og DRI for de ti prøvene ut fra de korrigerte sprøhetstall, abrasjonsverdi og Sievers J-verdi. Resultatene er plottet mot hverandre i figur 3.

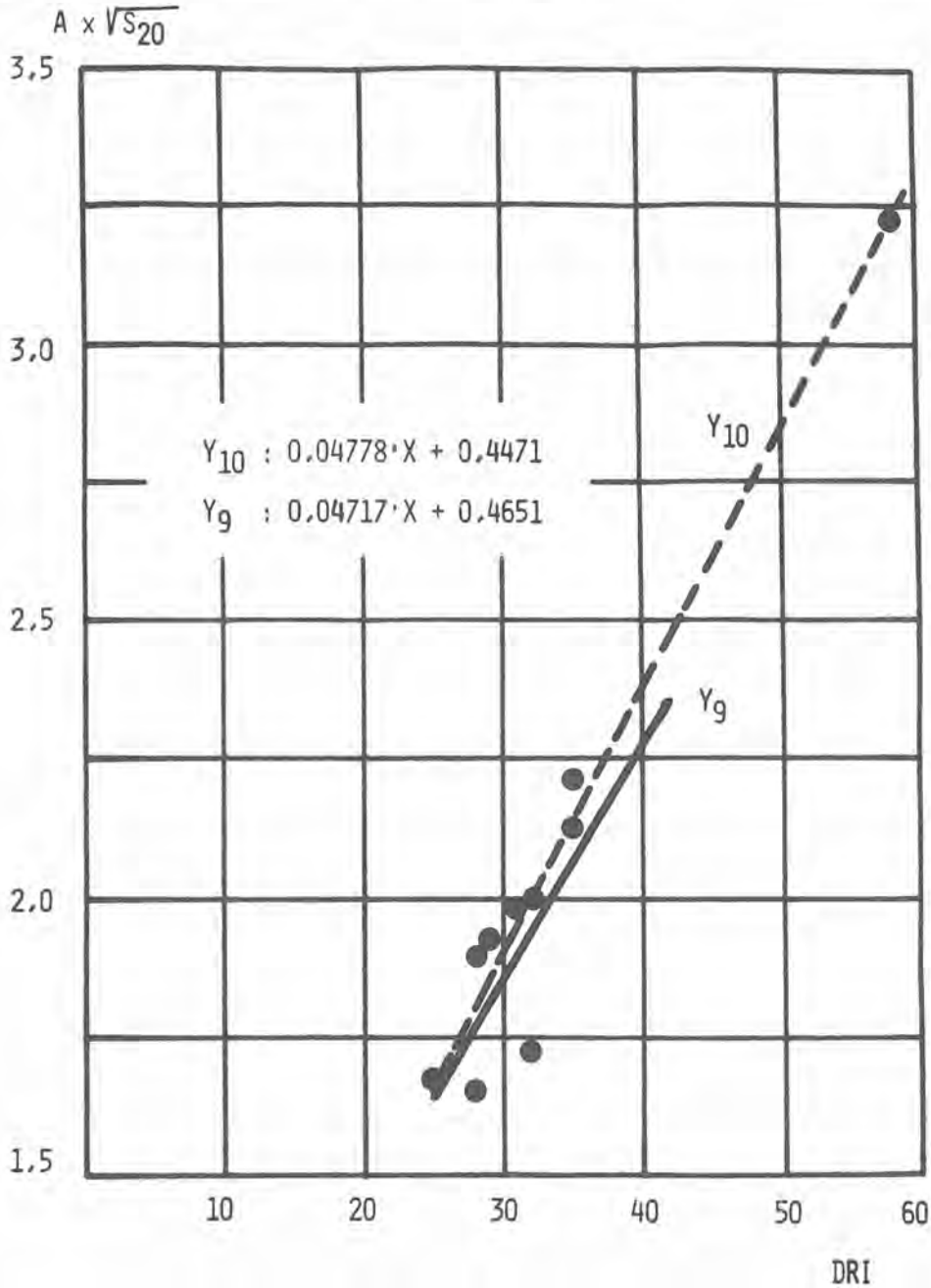


FIG. 3. SAMMENHENG MELLOM MÅLT DRI OG FORVENTET SLITESTYRKE FOR PRØVER FRA VASSFJELLET PUKKVERK.

Resultatene man har funnet for flisighet, korrigert sprøhetstall og abrasjonsverdi/slitestyrke stemmer meget godt med tilsvarende analyser gjort av Asfaltindustriens laboratorium på prøver tatt i årene 1985 og 1986. Man kan derfor anta at de prøver som inngår i undersøkelsen er representative for Vassfjellet.

Ni av de ti prøvene er av gabbro, mens den tiende er en mer grønnsteinsliknende bergart.

I figur 3 har man også tegnet inn to regresjonslinjer for henholdsvis de ni rene gabbroprøvene og alle ti prøvene. De ligger ganske nær hverandre.

Det kan kanskje synes tvilsomt å trekke en regresjonslinje basert på forskjellige bergartstyper, men gabbroen og grønnsteinen er vel egentlig ikke så svært forskjellige. De vil dessuten forekomme godt sammenblandet innenfor enkelte deler av bruddet, slik at borsynken vil kunne være et uttrykk for en slags gjennomsnittskvalitet.

5. KONKLUSJON

Forsøkene viser at det i Vassfjellet kan være en kvalitativ sammenheng mellom borsynk ved produksjonsboringen, og den kvalitet man kan forvente i det endelige produktet. Områder med lettboret fjell og høy borsynk må forventes å gi en mindre god kvalitet enn områder med mer tungboret fjell.

Nå er det ikke dermed sagt at selektiv bryting av spesialprodukter er gjennomførbart under alle forhold. Dersom f.eks. borsynk og forventet kvalitet varierer sterkt fra borhull til borhull og kanskje også langs borhullene, vil det bli svært vanskelig å gjennomføre en selektiv bryting med effektiv bruk av det maskinelle utstyr.

Mulighetene for selektiv bryting er altså også avhengig av faktorer som størrelsen på lasteutstyret og pallhøyden i bruddet, i tillegg til den romlige fordeling av kvalitetsvariasjonene.

Men, selektiv bryting er bare en del av prosessen for å produsere høyverdige kvaliteter.

Man vet at knuseprosessen med valg av knusertyper, nedknusningsgrad og sikting har betydning for den endelige kvaliteten, ikke minst når det gjelder kornform og produksjon av finstoff.

I tillegg bør man også vurdere sprengningsprosessen hvis formål er å ødelegge bergets fasthetsegenskaper i størst mulig grad. Større borhull sammen med bruk av ANFO og/eller slurry, vil produsere mer finstoff enn mindre borhull hvor det brukes patronert sprengstoff.

Erfaringer fra bryting av kvarts og kvartsitt til ferrolegeringsindustrien, viser dessuten at det øvrige materialet vil bli svekket. Dette skyldes mikrosprekker forårsaket av den mer brutale sprengningen som gjøres med grove borhull, øket sprengstofforbruk og bedre koblingsfaktor mellom sprengstoffet og

berget når borhullene fylles helt.

Dette kan bl.a. ha betydning for tilslagsmaterialer som skal brukes i meget høyfast betong.

Dersom man tar sikte på å utnytte forekomstens kvalitetsvariasjoner til selektiv bryting av spesialprodukter, kan det derfor være riktig også å vurdere sprengingsplanene for denne brytingen.

Naturen er mangfoldig, og det er viktig å arbeide med naturen og ikke mot den. Stein er ikke et homogent materiale, og det er vel dette som gjør det så utfordrende å jobbe med berg, stein og mineraler. Det er ikke alltid like gøy, men det er aldri kjedelig.

ELEKTRONISKE TENNERE - FREMTIDENS TENNSYSTEM

ELECTRONIC DETONATORS - THE INITATION SYSTEM OF THE FUTURE

Produktsjef Arve Fauske, Dyno Industrier A.S
Produktsjef Bernt Larsson, Nitro Nobel AB

SAMMENDRAG.

Gjennom de siste tiår har kravet til mer nøyaktige tennere øket på grunn av behovet for øket kontroll over faktorer som fragmentering, kast og rystelser.
Dagens tennere er basert på et pyroteknisk forsinker-element med en relativ stor spredning som øker med forsinkertidens lengde.
De fleste produsenter av tennere arbeider idag med utvikling av en mer nøyaktig pyroteknisk tenner, men det finnes begrensninger både når det gjelder produksjon og lagring av denne type tennere.
I den neste generasjon tennere vil det pyrotekniske forsinkerelement bli erstattet av en elektronisk integrert mikrokrets.
Denne forandring i tennerens konstruksjon vil øke nøyaktigheten fra millisekundområdet til mikrosekund-området.
Denne artikkel beskriver det elektroniske tennsystem utviklet av Nitro Nobel AB.

SUMMARY.

During the past decades the demand for more accurate detonators have increased, due to the need for better blasting performance and vibration control. The detonators of today have a pyrotechnical delay element with a relatively high scatter, which increases with the length of the delay time.
Most manufacturers of detonators are today working with high accurate pyrotechnical detonators, but there are limitations in both manufacturing and storing of the detonators. The next generation of high accurate detonators are using an electronic circuit instead of the pyrotechnical delay element. By using an electronic circuit the accuracy will increase from the millisecond range to microsecond range.
This paper describes the electronic intiation system developed by Nitro Nobel AB.

INNLEDNING.

For å initiere eller starte en detonasjon i et sprengstoff, kreves tilførsel av energi. Gjennom Alfred Nobel´s oppfinnelse av fenghetten på 1860-tallet, var grunnlaget lagt for et hjelpemiddel som på en sikker måte kunne bringe et sprengstoff til detonasjon. Den første fenghetten bestod av en kapsel som inneholdt en liten ladning svartkrutt. Ettersom opptenningen ble utført med svartkruttlunte var nøyaktigheten for tenntidspunktet ikke særlig god.

Først på 1900-tallet ble det utviklet en tidtenner med en nøyaktighet i størrelsesorden sekunder.

Dagens tenner med en nøyaktighet innenfor området millisekunder, ble utviklet først på 1950-tallet. Omkring 1960 ble lav-energi detonerende lunter introdusert som førte til forbedrede ikke-elektriske tennsystemer. Nonel-systemet som ble introdusert i 1973, førte til ytterligere forbedring av forsinkertider og reduserte støynivåer. Videre utvikling av såvel elektriske som ikke-elektriske systemer pågår kontinuerlig med sikte på forbedrede bruksegenskaper.

I denne arktikkel lanseres et helt nytt konsept basert på den elektroniske tenner. Den vil ha sterkt forbedrede egenskaper spesielt hva angår presisjon i forsinkertider, fleksibilitet og sikkerhet. Produktet er så langt kommet i konstruksjon og design at man forventer å utføre sprengningsforsøk i feltskala våren 1988. Produktet er utviklet av Nitro Nobel AB, Sverige

Fig. 1
Historisk tilbakeblikk

DAGENS TENNSYSTEM.

De tennsystemer som finnes på det norske markedet i dag kan deles inn i 4 hovedgrupper:

- Elektrisk tenning
- Ikke-elektrisk tenning (Nonel)
- Tenning med det.lunte/forsinkerelementer
- Tenning med fenghette og svartkruttlunte

Markedsfordeling av de fire hovedgrupper fremgår av fig 2. En kort beskrivelse av de to første gruppene følger.

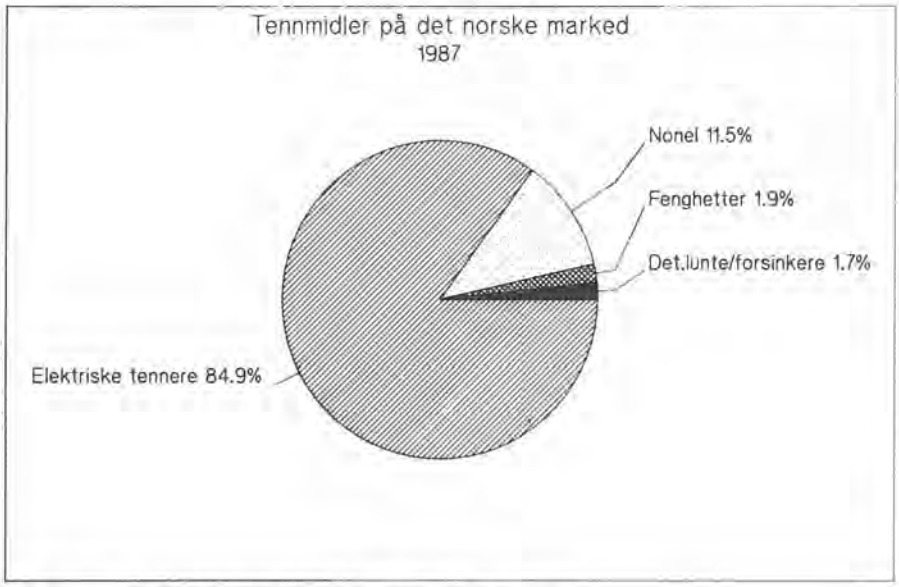


Fig. 2 Markedsfordeling tennmidler

Den elektriske tenning utgjør den dominerende initieringsmetode i Norge. Tennerne er inndelt i 3 grupper som representerer 3 forskjellige nivåer av elektrisk følsomhet. Hver av gruppene har sitt tradisjonelle bruksområde innenfor generell sprengning i dagen (gruppe 1), sprengning under jord og annen sprengning hvor øket sikkerhet er påkrevet (gruppe 2 og 3).

Elektriske tennere er konstruert for å motta elektrisk energi, omforme denne til varme, starte en reaksjon i et forsinkerelement (intervalltenner), eller starte en reaksjon direkte i et primærsprengstoff (momenttenner) som bringer tenneren til detonasjon.

Nonel-systemet er basert på Nonel-slangen, en såkalt sjokkbølgeleder. Slangens innside er belagt med et tynt sjikt sprengstoff. Ved tenning dannes det en sjokkbølge som er selvunderholdende og forplanter seg med detonasjonshastigheten 2000 m/s. Sjokkbølgen har tilstrekkelig energi for å initiere forsinkerelementet i tenneren som igjen bringer primærsprengstoffet til detonasjon. Nonel systemet er ufølsomt for alle elektriske farekilder.

Hvordan oppnås forsinkelse.

De elektriske såvel som de ikke-elektriske tennere er basert på det pyrotekniske forsinker-prinsipp hvilket innebærer at tennerne har en viss spredning i forsinkertid. Derfor er både antall intervallnummer og intervalltidenes presisjon begrenset. Antall tilgjengelige intervaller varierer blant de forskjellige produsentene og dekker et tidsområde fra moment til omkring 6 sekunder.

ØKENDE MARKEDSKRAV.

I fjellsprengning er det forskjellige krav til utføring av det sprengningstekniske arbeid avhengig av de lokale forhold. Disse krav blir i det alt vesentlige oppfylt tilfredsstillende med dagens tennsystemer.

Imidlertid hvert krav som ikke kan bli oppfylt tilfredsstillende, resulterer i økte kostnader eller kanskje mer alvorlige problemer som ødeleggelser og skade på eiendom. De markedskrav som skulle kunne oppfylles bedre enn med dagens produkter er:

- Reduksjon av rystelser
- Eliminasjon av steinsprut
- Øket inndrift pr. salve
- Bedre fragmentering

- Eliminasjon av bakbryting og overfjell

- Nye teknikker som f.eks. skjærsprengning og teknikker innen seismisk prospekting.

Problemer forårsaket av rystelser kan oppstå ved all sprengning nær bygninger eller andre verdifulle installasjoner. Uønskede rystelser oppstår når en for stor mengde sprengstoff detonerer ved eller nær samme tidspunkt. For å begrense rystelsene med dagens tennsystem, blir man ofte tvunget til å redusere salvestørrelsen på grunn av manglende antall intervallnummer.
Ønskelig: Flere justerbare forsinkertider, og presis tidsnøyaktighet for de aktuelle skytetider.

Et problem som kan sammenlignes med rystelser er risikoen for dannelse av steinsprut, som kan inntreffe dersom ladningene detonerer utenfor de aktuelle skytetider. Dette kan oppstå fra hull langt bak i salven som detonerer for tidlig. I et slikt tilfelle har ikke fjellet foran hullet flyttet seg tilstrekkelig for å skaffe åpning for fjellmassen omkring hullet. Fjellet vil måtte bli kastet oppover og kan forårsake ødeleggelser i omgivelsene.
Ønskelig: Presis tidsnøyaktighet

Dårlig inndrift pr. salve betyr tap av bormeter og uutnyttede sprengstoffer. Den vanligste årsaken er unøyaktig boring, eller unøyaktige forsinkertider. Øket inndrift vil kreve flere intervallnummer og muligheten til å benytte justerbare intervalltider.
Ønskelig: Presis tidsnøyaktighet og fleksible intervalltider.

Kostnader ved knusing er betydelige ved sprengning i dagen.
Bedre fragmentering som et resultat av mer kontrollert sprengning vil resultere i betraktelig reduksjon i kostnader gjennom redusert slitasje på knuser, lavere energiforbuk ved knusing, bedre utnyttelse av lastekjøretøyer og reduksjon av kostnader i forbindelse med sekundærsprengning.
Ønskelig: Tilpasse forsinkertider til borehullsmønsteret og garantere tidenes nøyaktighet.

Uforsiktig sprengning av konturer forårsaker oppsprekning og nedbrytning av den gjenstående fjellflate, som igjen fører til høye vedlikeholdskostnader. Resultatene av kontursprengning avhenger såvel av nøyaktig boring som ladningsmengde, tennsystem og nøyaktighet.

Eksakte intervalltider som får konturhullene til å samvirke som beregnet, er et viktig forhold for å oppnå gode resultater ved kontursprengning.

Skjærsprengning er en ny teknikk hvor samvirkningen mellom tett borede hull utnyttes ved hjelp av korte intervalltider. Det har ikke vært mulig å teste metoden tilstrekkelig da den innbefatter relativt lange forsinkertider, samtidig som man har meget korte intervalltider mellom nabohull, (1 - 2 millisekunder). Dette er en "umulig" situasjon for dagens tennsystem. Et nytt system med disse egenskaper også for lange forsinkertider bringer oss inn på det elektroniske tennsystem.

DET ELEKTRONISKE TENNSYSTEM.

Egenskapene til det nye elektroniske tennsystem under utvikling vil bli forskjellig fra det konvensjonelle elektriske tennsystem, spesielt med hensyn til nøyaktigheten i forsinkertider, antall tilgjengelige intervallnummer og produksjonsteknikk. Tennsystemet består av tennere nummerert fra 1 - 250 og et tennapparat. Systemet er basert på parallellkobling. Tennerne kobles til en to-trådig bussledning som føres til tennapparatet via en koblingsboks og tennkabel. Koblingen skjer med en koblingsblokk som har skjærende kontakter slik at tennertrådene ikke behøver avisoleres. Fig. 3.

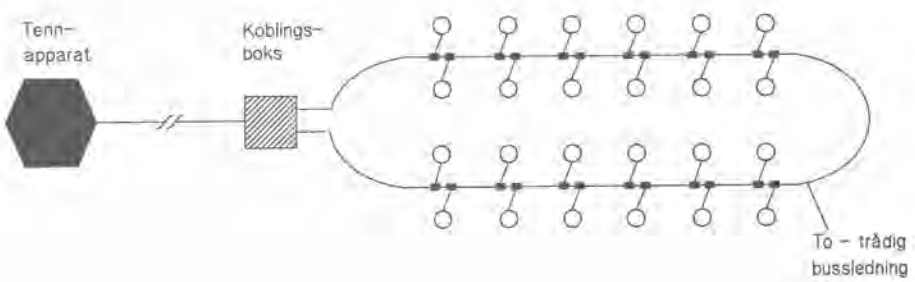
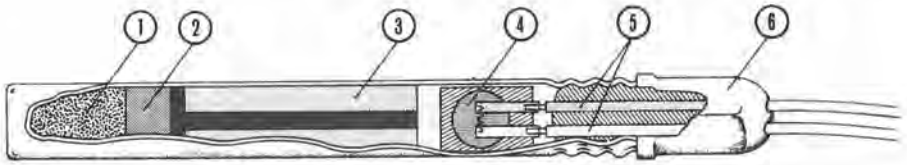


Fig. 3 Prinsippskisse elektronisk tennsystem

Tennere.

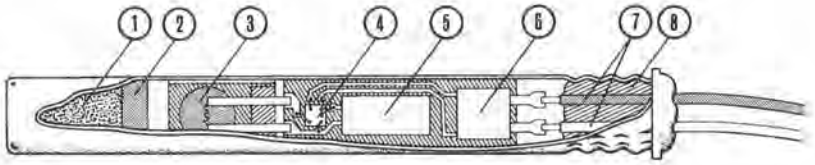
I den elektroniske tenner er det pyrotekniske forsinkerelement som er standard i en konvensjonell elektrisk tenner, ersattet med en elektrolytisk kondensator og en integrert mikrokrets (elektronisk chip).

Dette innebærer at en elektronisk tenner kan programmeres til forskjellige forsinkertider fra tennapparatet og utløses med ekstrem tidsnøyaktighet (i mikrosekundområdet) sammenlignet med en konvensjonell momenttenner.



1. Sekundærsats
2. Primærsats
3. Forsinkerelement
4. Tennhode
5. Ledningstråder
6. Tetningspropp

Fig. 4 Prinsippskisse konvensjonell tenner



1. Sekundærsats
2. Primærsats
3. Tennhode
4. Elektronisk chip
5. Kondensator
6. Sikkerhetskrets
7. Ledningstråder
8. Tetningspropp

Fig. 5 Prinsippskisse elektronisk tenner

Sikkerhet.

Beskyttelse mot utidig tenning er av største betydning i tennerkonstruksjonen. Typiske egenskaper for den elektroniske tenner:

- Tenneren har ingen egen tennenergi
- Tenneren kan ikke detoneres uten aktiviseringskode
- Tenneren får tennenergi og aktiviseringskode fra tennapparatet
- Tenneren er forsynt med overspenningsbe-beskyttelse.
- Liten overbelastning avledes via interne beskyttelses kretser.
- Overbelastning ved høyere spenning > 1000 volt avledes via gnistgap.
- Stor overbelastning utløser tennerens sikring og den blir ubrukbar.

Tennsystemet arbeider med lave spenninger < 50 volt som er en stor fordel med hensyn til lekkasje til jord under fuktige forhold og ved sprengning i ledende fjell.

De elektroniske tennerne har høy sikkerhet mot alle former for elektrisk strøm og statisk elektrisitet. Av Fig. 6 fremgår det at tennerne har høyere sikkerhet mot tenning enn tilsvarende konvensjonelle elektriske tennere. HU-tennere som garanterer en strømstyrke opptil 4 ampére uten å gi tenning, har ikke forårsaket noen tilfeller av utidig tenning siden de ble introdusert på markedet for ca. 30 år siden.

Likeledes vil elektroniske tennere tilfredsstille de krav som gjelder for HU-tennere vedrørende sikkerhet mot statisk elektrisitet dvs.30 000 volt ved 2500 pF utladet over ledningsendene, eller mellom kortsluttede ender og jordet tennerhylse. Se fig. 7.

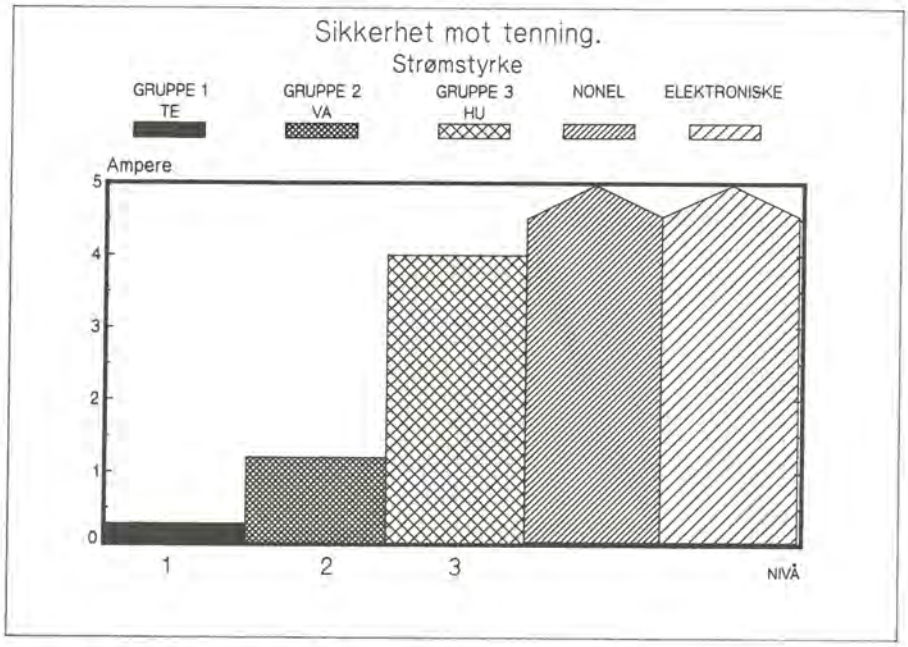


Fig. 6 Sikkerhet mot tenning

Sikkerhet mot
statisk elektrisitet

Sikkerhet mot statisk elektrisitet	Gruppe 1	Gruppe 2	Gruppe 3	Nonel	Elektroniske tennere
1. Mellom hylse og kortsluttede ender av ledningene					
2. Mellom endene av ledningene	300 pF 15 kV	300 pF 15 kV	2500 pF 30 kV	2500 pF 30 kV	2500 pF 30 kV

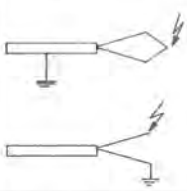


Fig. 7 Sikkerhet mot statisk elektrisitet

Presisjon i forsinkertider.

En av de største fordelene man oppnår med de elektroniske tennere er den store presisjon i forsinkertider. Fig. 8 viser standard avvik i millisekunder som funksjon av forsinkertiden for konvensjonelle elektriske tennere og elektroniske tennere. Konvensjonelle tennere med pyroteknisk forsinkerelement viser en kraftig økning i standard avvik når total forsinkertid øker, mens elektroniske tennere beholder nøyaktigheten (1 ms) selv ved maksimal forsinkertid (6s).

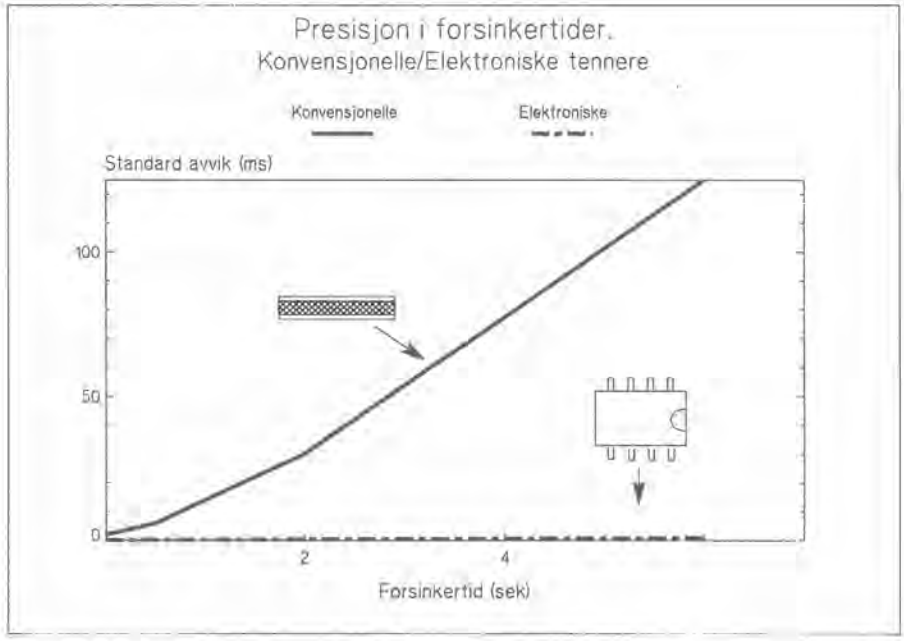


Fig. 8 Presisjon i forsinkertid

Fleksibilitet.

Ut i fra det foregåede kan det settes opp følgende samband når det gjelder maksimalt tilgjengelige intervallnummer i et forsinkersystem.

$$\text{Antall Intervallnummer} = \frac{\text{Totaltid (forsinkertid)}}{\text{Intervalltid}}$$

hvor

Intervalltid $\geq 3 \times s$ (standard avvik)

Tilgjengelige intervallnummer i et konvensjonelt system begrenser seg selv på grunn av at standard avvik øker, mens fleksibilitet opprettholdes i et elektronisk system idet standard avvik ikke øker nevneverdig selv ved maksimal forsinkertid.

Antall tilgjengelige intervallnummer og forsinkertider i dagens elektriske systemer, går frem av tabellen nedenfor.

Forsinkertype	Intervallnummer	Antall intervall-nummer	Intervalltid (ms)	Forsinkertider
Millisekund	0 - 18	19	30	0 - 540
	1 - 20	20	25	25 - 500
Kvartsekund	1 - 18	18	250	250 - 4500
	20,22,24	3	250(500)	5000 - 6000
Halvsekund	1 - 12	12	500	500 - 6000

Nonel.

Nonel Unidet - en variant av Nonel-systemet og som kan klassifiseres som et konvensjonelt system i denne sammenheng, kan dog vise til økt fleksibilitet. Dette fordi man har muligheten til å kombinere to forskjellige forsinkerenheter i samme salve. Dels har man en basis-forsinkelse i borehullene, dels finnes et forsinker-system på overflaten.

Et eksempel på en kombinasjon i en salve med maksimalt 3 hullrader vises i fig. 9. Salven kan utføres i ubegrenset bredde med samvirkning av bare to hull.

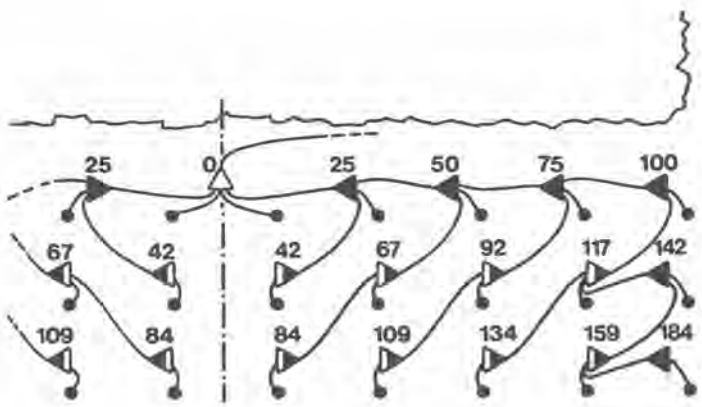


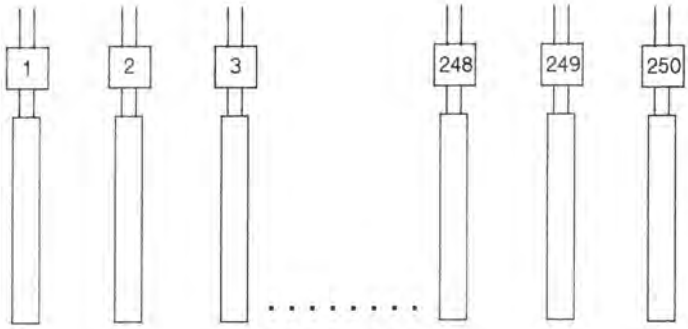
Fig. 9 Utnyttelse av fleksibilitet - Nonel Unidet

Elektroniske tennere.

Fig. 10 viser et forsinkersystem for elektroniske tennere. Tennerne har intervallnummere fra 1 - 250. Intervallnummerne er forutbestemt i tenneren (identitet). De angir kun tenningsrekkefølge og ikke absolutt tid. Tennapparatet programmerer intervalltider fra 1 ms til 6 sek. justerbart av operatøren. Programmeringen skjer umiddelbart før avfyring.

Forsinkersystem

Tennere har intervallnummere fra 1 - 250.



Tennapparatet programmerer intervalltider fra 1ms til 6s justerbart av operatøren.

Når intervalltiden er lik for alle tennere gjelder følgende:

Forsinkertid = Intervallnummer x Intervalltid

Forutbestemt i tenneren

Programmerbar før avfyring

Fig. 10 Forsinkersystem for elektroniske tennere

Når intervalltiden er lik for alle tennere, får man maksimalt utnyttelse av tilgjengelig forsinkertid (sek.) ved 25 millisekunder intervalltid, dvs. 250 intervall-nummer. Se fig. 11.

Tabell over forsinkertider

Intervalltid 1-25 ms

IN →	1	2	3	.....	248	249	250
IT/ms	FT/ms	FT/ms	FT/ms		FT/ms	FT/ms	FT/ms
1	1	2	3	.....	248	249	250
5	5	10	15	.....	1240	1245	1250
10	10	20	30	.....	2480	2490	2500
15	15	30	45	.....	3720	3735	3750
20	20	40	60	.....	4960	4980	5000
25	25	50	75	.....	6200	6225	6250

IN = Intervallnummer
IT = Intervalltid
FT = Forsinkertid

Fig. 11 Tilgjengelige intervalnummer ved maks 25 ms intervalltid

På den annen side oppnås maksimalt 25 intervallnummer om man setter intervalltiden til 250 ms og lik for alle tennere. Se fig. 12.

Tabell over forsinkertider

Intervalltid 1–250 ms

IN →	1	2	3	.....	23	24	25
IT/ms	FT/ms	FT/ms	FT/ms		FT/ms	FT/ms	FT/ms
1	1	2	3	.....	23	24	25
50	50	100	150	.....	1150	1200	1250
100	100	200	300	.....	2300	2400	2500
150	150	300	450	.....	3450	3600	3750
200	200	400	600	.....	4600	4800	5000
250	250	500	750	.....	5750	6000	6250

IN = Intervallnummer
IT = Intervalltid
FT = Forsinkertid

Fig. 12 Tilgjengelige intervallnummer ved maks 250 ms intervalltid

Et nærmere samband fremgår av fig. 13 som viser antall tilgjengelige intervallnummer som funksjon av intervalltiden.

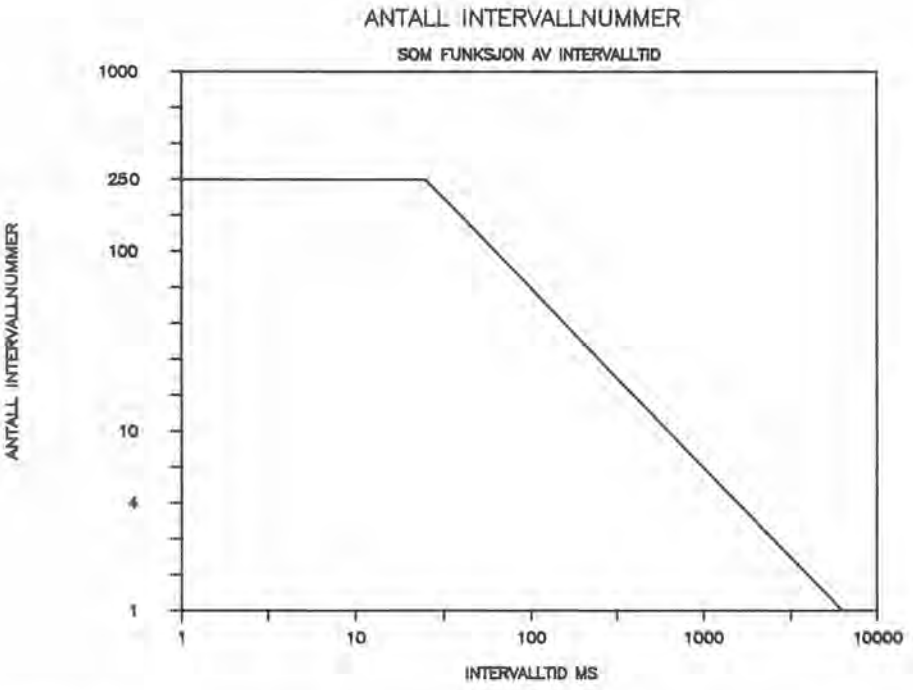


Fig. 13 Tilgjengelige intervallnummer som funksjon av intervalltiden.

Mangel på tennere med visse intervallnummere vil dog ikke forhindre å koble opp en salve. Den samme salven kan konstrueres med mange kombinasjoner av intervallnummer og intervalltider.

Tennapparat.

For å imøtekomme ulike ønsker fra brukere, vil det finnes 3 forskjellige varianter av det elektroniske tennsystem ved markedsintroduksjonen.

Med det enkleste systemet trenger tennapparat-operatøren kun betjene tenningsnøkkel, oppladningsknapp og avfyringsknapp.

Et panel av lysdioder indikerer hvilken operasjonsfase tennapparatet befinner seg i. Et bestemt intervallnummer hos tennerne tilsvarer en bestemt forsinkertid.

Dette systemet vil fordelaktig være konstruert for lik intervalltid for alle tennere, f.eks. 25 ms. Det blir håndteringsmessig likt dagens, men gir mye større presisjon i forsinkertidene, samt tilgang til betydelig flere intervallnummer.

Med et mer fleksibelt system vil operatøren selv ha mulighet til å innstille tennapparatet for den ønskede intervalltid, og tennapparatet gir deretter tennerne en forsinkelse i samsvar med innstilt verdi. Intervalltiden kan dermed være forskjellig fra gang til gang, men den blir alltid lik for alle intervallnummer. Dette systemet motsvarer i hovedsak den variant som tidligere er beskrevet under tennernes egenskaper, og gir enda bedre mulighet for tilpasning av systemet for forskjellige anvendelser.

Dernest vil det mest avanserte systemet kunne gi individuelle intervalltider til hvert enkelt intervallnummer uavhengig av hverandre. Her utnyttes høyt kvalifiserte løsninger for å gi maksimal fleksibilitet, og størst mulig frihet for brukeren å skreddersy salver med spesielle egenskaper. Tidene kan f.eks. angis ved at man anvender ferdig programmerte minnekort, som kobles inn i tennapparatet. Et tennapparat for det mest avanserte systemet vises i fig. 14.

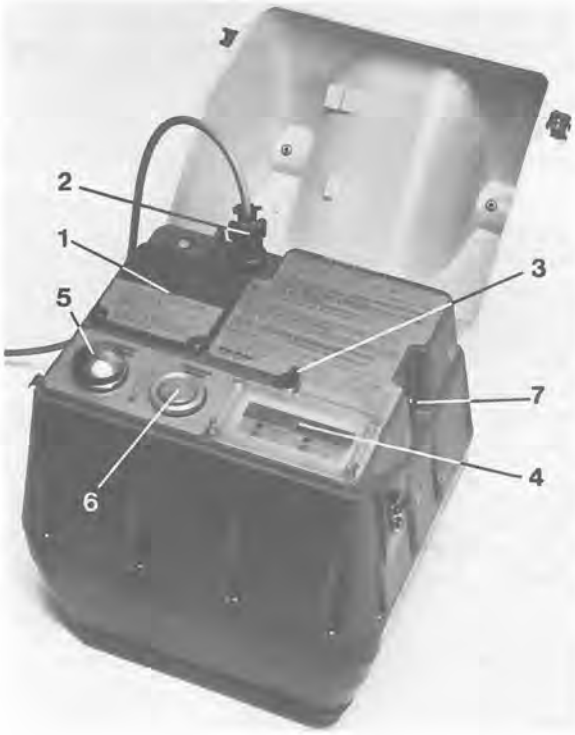
Selv dette høyteknologiske tennapparat vil være enkelt å håndtere ved avfyring av en salve. Likevel kan det altså programmeres for å gi dertil tilpassede tennere meget varierende forsinkertider innenfor følgende begrensninger:

- Korteste tid mellom to nærliggende intervallnummer er 1 millisekund.
- Lengste forsinkertid er 6,25 sekunder
- En tenner med lavere intervallnummer kan ikke gis en lengre forsinkertid enn en med et høyere intervallnummer

- Forskjellige intervallnummer kan ikke ligge nærmere hverandre i forsinkertid (regnet i millisekunder) enn forskjellen i intervallnummer.
  (Eksempel: mellom nr. 10 og nr. 20 må det skille minst 10 ms i forsinkertid.

- Maksimalt antall tennere pr. tennapparat er ca. 500

I praksis betyr dette at brukeren for de fleste salver kun trenger å ha et tilstrekkelig antall forskjellige intervallnummer på lager, ikke visse spesielle nummer som med dagens system.



1. Plass for tidsminne
2. Tilkoblingskontakt for skytekabel
3. Strømbryter
4. Display for status-indikering
5. Knapp for lading
6. Knapp for tenning
7. Uttak for batteri-ladig

Fig. 14 Tennapparat for elektroniske tennere

Funksjonsbeskrivelse.

Det nye elektroniske tennsystems virkemåte kan sammenfattes i et funksjonsdiagram som vist i fig. 15.

Intervalltidene velges ut i fra de aktuelle behov. (For den enkleste systemversjon er imidlertid tennernes intervalltid fast og kan ikke påvirkes utenifra.) Etter at salven er tilkoblet tennapparatet og strømtilførselen er koblet inn, trykkes ladningsknapp. Energioverføring og informasjon om intervalltider til tennerne løper automatisk.

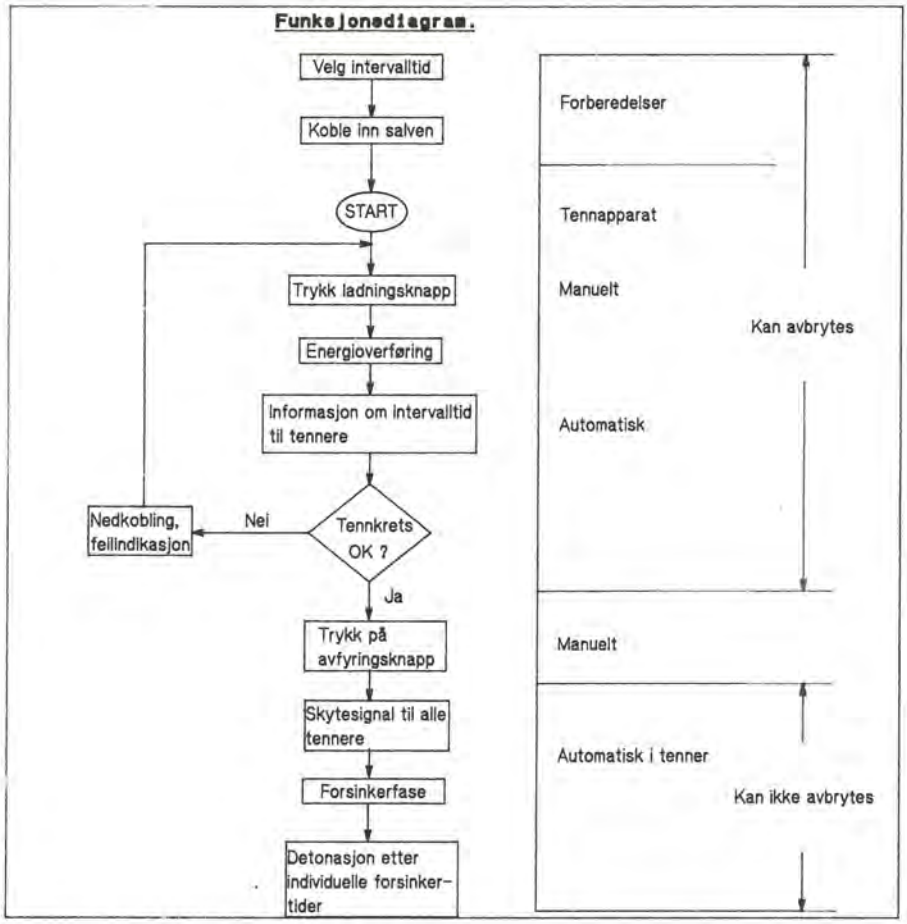


Fig. 15 Funksjonsdiagram

Om tennapparatet detekterer feil i koblingsystemet, nullstiller den tennerne og går tilbake til utgangspunktet. Feilen inidikeres av en lysdiode på tennapparatets panel. Om lampen klar lyser, trykkes knapp for tenning og skytesignal går ut i tennkretsen. Forsinkerfasen skjer automatisk i tennerne som utløses til detonasjon etter super nøyaktige individuelle forsinkertider.

Det elektroniske tennsystems egenskaper når det gjelder presisjon i forsinkertider, fleksibilitet gjennom mange intervallnummer som kun angir tenningsrekkefølge og ikke absolutt forsinkertid, samt høy brukssikkerhet, vil åpne for nye muligheter innen sprengningsteknikken i årene som kommer.

SUGENDE OG BLÅSENDE VENTILASJON I HALLENE VED STURE

SUCTION AND BLOWER VENTILATION FOR THE CONSTRUCTION OF THE CAVERNS AT STURE

Siv.ing. Nils Midtlien, Ingeniør A.B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

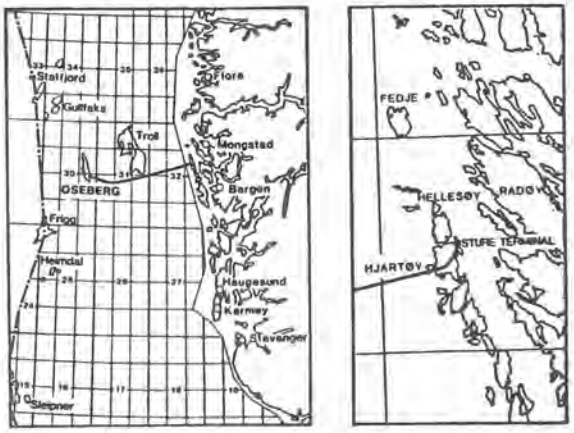
Lagerhallene på Sture har et samlet lagringsvolum på 550.000 m3 råolje. Fire av hallene er lagerhaller, den femte er for ballastvann. Totalt sprenges det ut 1 030 000 m3 fjell. Hallene har en spennvidde på 19 m, en høyde på 33 m og en lengde på 314 m. Ventilasjonssystemet for byggefasen er basert på at alle forurensninger skal fjernes der de oppstår, uten at det skal påvirke driften i andre deler av underjords anlegget. Dette oppnåes ved å suge ut mer luft av en hall med stor forurensning, enn det som blåses inn.

SUMMARY

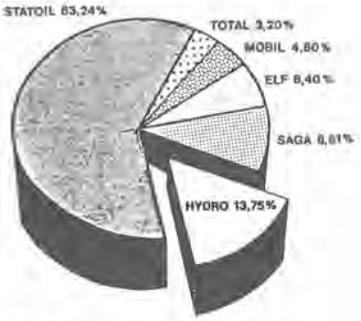
The storage caverns at Sture have been designed to hold 550.000 m3 of crude oil.
Four caverns are designed to store crude. A fifth cavern is designed to receive ballast-, oil contaminated leakage- and surface water.
Total volum of excavated rock is 1 030.000 m3.
Cavern dimensions are 19 m width, 33 m height and 314 m length.
The ventilation system for the cavern construction is designed to remove all air pollutions locally where it araises, without having negative effects on other parts of the underground plant.
This is managed by sucking out more air than what is blown in.

RÅOLJE I FJELL

Byggherre:	Norsk Hydro Produksjon a.s på vegne av eierne av Oseberg Transport System.
Entreprenør:	Selmer Furuholmen Anlegg A/S, med Argo som ventilasjonteknisk konsulent.
Konsulent:	Norconsult A.S.
Kontraktssum:	Ca. 210 mill kr.



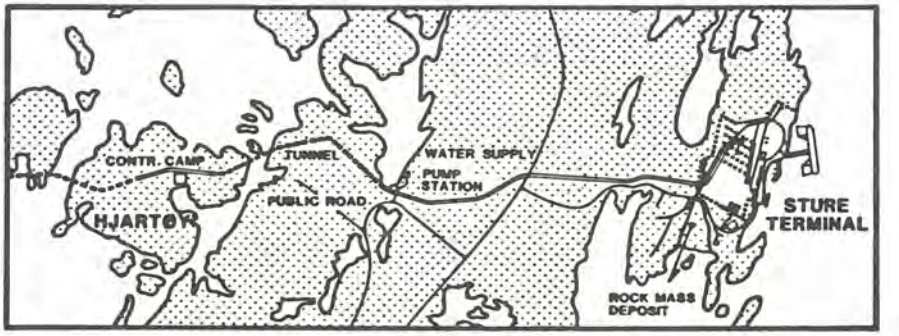
Figur 1 Osebergfeltet med rørledning til Sture



Figur 2 Osebergeierne

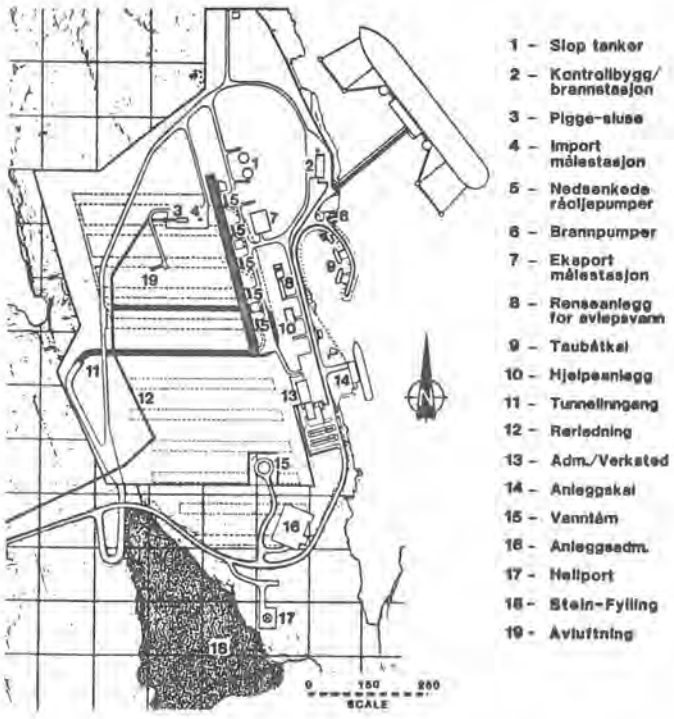
1. OSEBERG

Våren 1984 godkjente Stortinget planene for utbygging av Osebergfeltet, blokk 30/6 og 30/9.
Utbyggingen består av 4 deler. Prosess og hotell-plattform, bore-plattform, transport system inkl. terminal (T-prosjekt) og undervannssystemer (10 stk. undervannsbrønner).
Totale utbyggingskostnader er vel 34 milliarder 1983-kroner.
T-prosjektet som består av rørledning fra feltet, ilandføring, ledning over land, og oljeterminalen, er kostnadsberegnet til 3,6 milliarder kroner.
Lagerhallene på Sture er en del av terminalen og skal romme ca. 550.000 m3 råolje.



Figur 3. Rørledning over land.

Terminalen er plassert på Sture i Øygarden kommune, vest for Bergen. Terminalen vil fungere som et bufferlager for stabilisert råolje fra Osebergfeltet.
Det skal ikke foretas noen form for foredling av råolje.



Figur 4. Terminalen

2. KONTRAKTEN

Alle entreprenørene som leverte inn tilbud på utsprengning av lagerhallene på Sture hadde et likelydende forbehold vedrørende ventilasjon:
"Entreprenøren tar forbehold om å få dekket tidsmessige konsekvenser av eventuelle ekstra pålegg fra Arbeidstilsynet".

For Norsk Hydro var det meget viktig å få bygget lagerhallene med best mulig arbeidsmiljø. Det ble derfor tidlig etter anleggsstart kalt sammen til et møte med Arbeidstilsynet, Arbeidsdirektoratet, Selmer Furuholmen og deres ventilasjonstekniske konsulent, Argo. På møtet ble det fra Arbeidstilsynet sagt fra at med den siste erfaringen de hadde når det gjaldt ventilasjon av store fjellhaller, viste det seg at det var vanskelig å oppnå tilfredstillende luftkvalitet uten at det ble foretatt spesielle tiltak.

Arbeidstilsynets uttalelser ble av Norsk Hydro tolket som at de forventet et sugende og blåsende ventilasjonssystem. De anså at bare denne løsningen var den eneste som i praksis kunne gi tilfredstillende arbeidsmiljø. Entreprenørens forbehold i kontrakten ble løst ut. Entreprenøren skulle levere en komplett ventilasjonspakke basert på sugende og blåsende vifter og eventuelt andre nødvendige tiltak som f.eks. mobile vifter.

3. DRIFT I HALLER

De fem fjellhallene inkludert tunneler skulle sprenges ut på 20 måneder. Etter at adkomsttunnelen var ferdig og det var etablert stuffer i alle hallene, har det vært en jevn produksjon i omlag ett år på 20-25.000 faste kubikkmeter stein pr. uke.

For at det skulle være mulig å holde dette høye produksjonsnivået var det nødvendig at det hele tiden var nok stuffer for "steinproduksjon". Produksjonsutstyr og sikringsutstyr har etter avsluttet arbeidsoperasjon blitt flyttet direkte til neste stuff. Det at salveskyting har blitt foretatt umiddelbart etter at boring og lading var avsluttet har krevd at sprenggassene ikke måtte få virke inn på arbeidsmiljøet og dermed også driften i andre deler av underjord-anlegget.

4. VENTILASJONSPRINSIPP

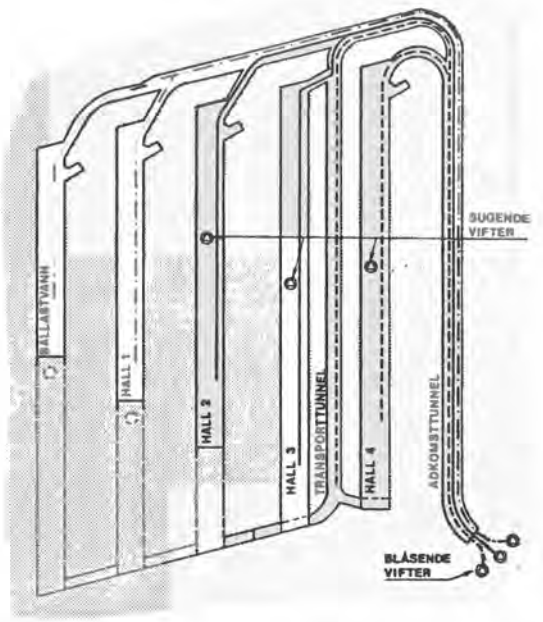
Prinsippet for ventilering av fjellhallene er at alle forurensninger skal fjernes der de oppstår, og på en slik måte at det ikke får negativ innvirkning på atmosfæren i andre deler av anlegget.

5. TEKNISK BESKRIVELSE AV VENTILASJONSSYSTEMET

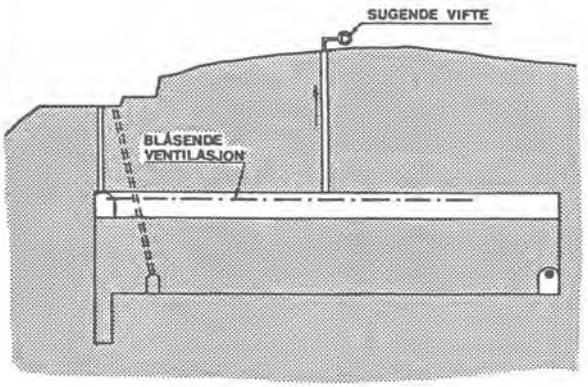
Ventilasjonssystemet består av 8 vifter av type Korfman GAL 14 900/900 og 1100/1100. Viftene har hver en effekt på 180 - 220 kW.

Tre vifter blåser luft inn i hallene via ventilasjonsduker med 1800 mm diameter. Ved hjelp av bukserør (grenrør) av stål betjener hver vifte to haller eller en hall og en tunnel. Luftmengden fordeles mellom to og to stuffer via regulerbare spjeld i bukserørene. Ventilasjonsdukene fra bukserørene har alle en diameter på 1400 mm, med unntak av duken til transporttunnelen hvor diameteren er 1500 mm. Hver vifte blåser inn omlag 2500 m3 luft pr. minutt, d.v.s. totalt 7500 m3/minutt.

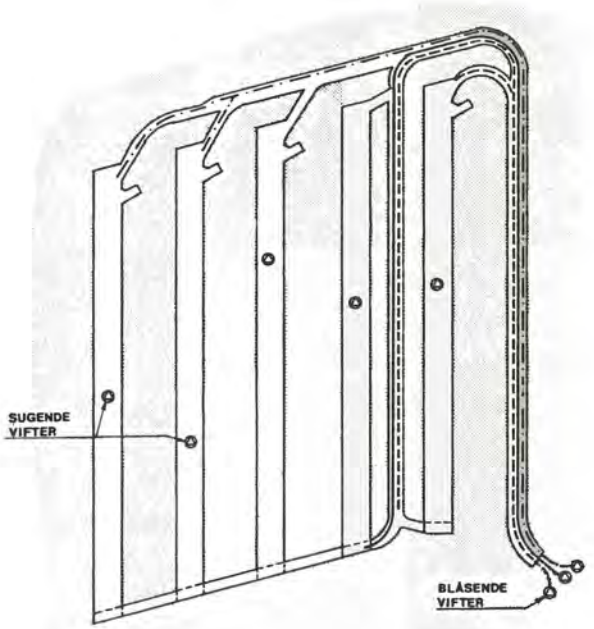
Fordi fjelloverdekningen på hallene bare var 65 meter, har det vært mulig å etablere et opplegg med en vifte over hver hall for å suge luft ut. En planlagt 600 mm diameter sjakt omlag midt over hver hall kunne brukes til ventileringen ved å øke diameteren til 1000 mm. Lufthastigheten i sjakta er likevel meget stor, opptil 40 meter pr. sekund.
Hver av disse fem viftene kan suge ut opptil 2500 m3 luft pr. minutt, tilsammen kan det suges ut omlag 10.000m3/min. ved alle viftene i drift.
De sugende viftene styres fra et kontrollpanel plassert ved formannskontoret. Viftene kan reguleres i tre forskjellige hastigheter. Sammen med spjeldene i blåsesystemet gir dette store regulering-/styringsmuligheter av luftstrømmene.
En kan f.eks. regulere slik at luftstrømmen i adkomsttunnelen enten går inn eller ut.



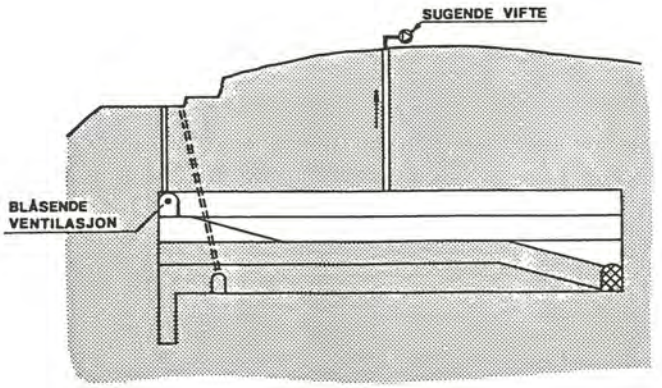
Figeur 5. Plan, sprengning av tunneler og takskiver. Blåsende og sugende ventilasjon i 3 haller, og blåsende i øvrig anlegg.



Figur 6. Lengdesnitt av hall, sprengning av takskive. Blåsende og sugende ventilasjon.



Figur 7. Plan, sprengning av paller.
Blåsende og sugende ventilasjon, en blåsende duk ført ned til indre del.



Figur 8. Lengdesnitt av hall, sprengning av paller.
Blåsende og sugende ventilasjon.

6. ETABLERING AV VENTILASJONSSYSTEMET

Tidlig i driftsfasen, før sjaktene midt i hallene var boret, var det et helt tradisjonelt ventilasjonssystem med kun blåsende vifter. Etter hvert som det ble etablert flere stuffer ble det blåsende systemet trinnvis bygd ut.

Viftene hadde ingen reguleringsmuligheter utover spjeldene i bukserørene. Reguleringen av spjeldene hadde tunnelformannen ansvaret for.
Luftmengdene som ble blåst inn var store. Det var derfor behov for regulering før stuffene hadde kommet 80-100 meter inn i hallene. Spjeldet til hall 4 måtte strupes noe etter hvert som transporttunnelen ble lengre og motstanden i den medfølgende 1500 mm ventilasjonsduken ble større.

Hallene er sprengt ut i fire nivåer, takskive og tre paller. Takskivene hadde et tverrsnitt på 133 m2, med 9 meter høyde og 19 meter bredde. Pallene hadde 8 meter høyde og 19 meter bredde, d.v.s. 152 m2 tverrsnitt.

Ventilasjonsduken ble strukket etter stuffen innover i nesten hele hallens lengde, 314 meter.
Straks stuffene hadde passert i tilstrekkelig avstand, ble ventilasjonssjaktene boret og sugende vifter ble montert på toppen. Viftene ble ved hjelp av 90 graders rør-bend plassert med horisontale akser og gitt en gunstig orientering i forhold til fremtredende vindretninger, dette basert på tidligere vær-observasjoner.

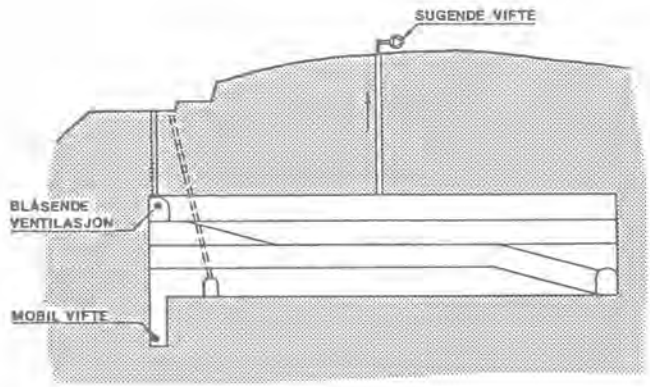
Viftene ble styrt så det ble undertrykk i hallene ved salveskyting så sprenggassene ikke skulle komme ut i tunnelsystemet. I haller hvor driften gikk uforstyrret for tidkrevende injeksjon- og sikringsarbeider ble det funnet gunstig at ventilasjonssystemet sugde maksimalt hele tiden. Totalt ble det utført omlag 30 salver pr. uke.

Etter at alle arbeider med takskiva var avsluttet ble de blåsende ventilasjonsdukene demontert ned tilbake til grentunnelene i østenden. Under driving av første pall i hallene ble viftene regulert på samme måte som for indre del av takskivene. D.v.s. for stuffer hvor "steinproduksjonen" gikk tilnærmet kontinuerlig,sugde viftene for fullt hele tiden.

Etter at det ble gjennomslag også i hallenes vestender gikk det forholdsvis lang tid fra en hadde regulert på sugende vifter til en fikk en stabil situasjon. Det viste seg at det var gunstig at alle viftene gikk for fullt hele tiden. Arbeidsmiljøet var da godt i alle hallene.
Da alle viftene gikk for fullt og de blåsende strømmene ble fordelt jevnt mellom stuffene var situasjonen stabil.
Det ble da blåst inn 1250 m3 luft pr. hall og sugd ut omlag 2000 m3. Underskuddet på luft ble sugd inn adkomsttunnelen og kom også delvis som lekkasje inn via pumpesjaktene i hallenes østende.

Ventilasjonsduken som forsynte hall 3 og hall 2 med luft ble etter en tid lagt om, slik at den blåste inn i hallenes vestende. Erfaringen fra dette har vist at omleggingen har hatt liten betydning for resultatet av ventileringen.

I hallenes østende skal det sprenges pumpesumper med et areal på 5 ganger 15 meter og med omlag 14 meters dybde. For å ventilere her er det tenkt å montere vifter som sørger for å gi god sirkulasjon av lufta.



Figur 9. Lengdesnitt av hall. Sprengning av pumpesump. Blåsende og sugende ventilasjon, samt sirkulasjonsvifte for pumpesump.

7. DRIFTSERFARINGER

I en tidlig fase, da det var mange tunnelstuffer, var det ingen problemer med kun et blåsende ventilasjonssystem. Dette skyldes stor blåsekapasitet og relativt korte tunneler.
Etter hvert som takskivene ble drevet, ble det en gradvis økning av ventetidene før en kunne komme inn å samle røysa og starte lasting. Sprenggassene ble etter hvert som hallvolumene økte stadig mer fortynnet og virket inn på miljøet i tunnelene i stadig lengre perioder.
Ventetiden var over en halv time, før driften av de sugende viftene kom i gang.
Ventetiden gikk da ned til 10-15 minutter og samtidig unngikk en å få forurensninger ut i det øvrige tunnelsystemet.

Etter at første pall var ferdig, startet arbeidet med en rampe ned i indre del av hallene for å få forbindelse med grentunnelen i vestenden. En kort periode før gjennomslag ble ventileringen i denne delen relativt dårlig på grunn av stillestående luft.
Straks det ble forbindelse med grentunnelen ble situasjonen igjen meget tilfredsstillende.
I denne fasen har det vært mulig å starte opplasting av pallsalver på over 2000 fm3 allerede etter 15-20 min.
Dette med et rimelig godt arbeidsmiljø.

Under palldriften har det vært tendens til noe stillestående luft i transporttunnelen, uten at det har ført til problemer av noen art. Måleresultatene viser at forholdene likevel har vært akseptable.

I adkomsttunnelen har forholdene hele tiden vært gode. Det har vist seg at en forholdsvis stor andel av lufta som suges inn adkomsttunnelen går inn i hall 4 og direkte ut via sugevifta. Dette har ikke gitt merkbare problemer for hall 4, men det kan ha vært en medvirkende årsak til den noe stillestående lufta i transporttunnelen. Dette sett ut fra en større likevektsbetraktning.
Det har ikke vært særlig merkbare innvirkninger på ventilasjonsforholdene pga. klimatiske forhold. De store luftmengdene som viftene dirigerer ut og inn antas å være forklaringen til dette.

8. MÅLERESULTATER

Det er regelmessig under hele anleggsdriften foretatt gassmålinger i fjellhallene. Målingene har blitt utført både som punkt-og langtidsmålinger. Det har vist seg, at en stort sett hele tiden har ligget godt under de administrative normene. De få målingene som viser overskridelser har blitt utført før den sugende delen av ventilasjonssystemet var etablert, eller til tider med teknisk svikt i forbindelse med ventileringen.

Det er også foretatt undersøkelser av arbeidsmiljøet av SINTEF og Arbeidstilsynet. Disse undersøkelsene har i hovedsak vært rettet mot støv. Det har vist seg at støvkonsentrasjon har vært relativt høy sammenlignet med måleresultatene av andre typer forurensninger. For å bedre resultatene når det gjelder støv, må den riktige veien være å gå løs på forurensningskildene.

9. FORURENSNINGSKILDER

I et fjellanlegg med intens aktivitet og hvor det foregår fortløpende arbeider på flere stuffer samtidig er det ikke bare sprenggassene og dieseldrevne maskiner som bidrar til forringelse av arbeidsmiljøet. Det er flere andre store forurensningskilder som blandt annet:

- sjaktboremaskiner
- luftdrevne pallborrigger
- hydraulisk renskemaskin
- mobilkraner og andre kjøretøyer.

Opprømming av sjakter foregår ved redusert bruk av vann og en er avhengig av at borekrone er et stykke opp i sjakta før vanndemping av støv er effektivt. På Sture har det vært opptil 4 sjaktboremaskiner i drift samtidig og det samlede bidrag av forurensninger av lufta i hallene har vært vesentlig.

Luftdrevne pallborerigger har en effektiv støvdemping i form av støvsuger/støvsamler. Arbeiderene eksponeres likevel for mye forurensninger i enkelte perioder av boreoperasjonen og fra støv som hvirvles opp når folk tråkker rundt oppe i haugene med tørt finstøv.

Ved bruk av hydraulisk renskemaskiner bør det spyles med vann for å dempe støv. Spesielt i partier hvor fjellet er tørt.

Det bør nevnes at den enkeltes holdning er av stor betydning når mange kjøretøyer er samlet samtidig inne i et anlegg. Det er en praktisk begrensning på hva en kan få ventilert bort av forurensninger. Mye kan oppnåes ved at alle motorer stanses på alle kjøretøyer som ikke er i bruk.

10. KOMMENDE ANLEGG

Med de stadig strengere og riktige krav som stilles til arbeismiljøet er det viktig for nye fjellanlegg at den ventilasjonstekniske løsningen kommer inn som en del av planleggingen.

På denne måten kan en unngå dyre nødløsninger. Det skulle også være unødvendig å legge opp til en balansegang, slik at Arbeidstilsynet finner det riktig å stoppe driften.

Det hadde nok vært vanskelig å bygge ut anlegget på Sture på den planlagte tiden og uten den valgte ventilasjonstekniske løsningen og samtidig overholde Arbeidstilsynets administrative normer.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1987

SIKKERHET I VEGTUNNELER.

TRAFFIC SAFETY IN ROAD TUNNELS.

Overingeniør Egil Lundebrekke,
Vegdirektoratet.

SAMMENDRAG.

Vegtunnelen er blant de vegelementer hvor det skjer minst ulykker. Likevel synes det som den følte risikoen er høy. Tunnelen ofres derfor stor interesse av publikum og massemedia. Man kan lett ønske å bygge inn kvaliteter som i beste fall har en marginal sikkerhetsmessig effekt, men som koster svært mye.

Vegmyndighetene tar ikke lett på sikkerhetsspørsmålet. Det er gjort flere undersøkelser for å kartlegge risikonivået, og man arbeider kontinuerlig for å forbedre aktuelle sikringstiltak. Risikonivået skal minimaliseres gjennom tiltak som kan iverksettes innenfor akseptable økonomiske rammer.

Det legges spesiell vekt på risiko forbundet med farlig gods og bilbranner. Ved siden av byggetekniske tiltak må man her legge vekt på trafikkstyring for å hindre at farlige situasjoner inntreffer.

SUMMARY.

In a discussion of standards for road tunnels, traffic safety is one of the most important consideration. Extensive research has been done in this field. Generally we find that tunnels are safer than uncovered roads. However, road users seem to experience tunnels as dangerous. It is therefore a risk that the designers choose a too high and too costly standard to avoid criticism from road useres.

The road authorities are avare of the problems. They are working continously to improve the design guides concerning road tunnels and traffic safety. It is important to find solutions that provide acceptable standards of safety and traffic flow, while at the same time the tunnels can be constructed within reasonable costs.

GENERELT.

Vegtunneler og sikkerhet er et tema som det ofres mye spalteplass på i pressen. Vi kan av og til få det inntrykk at man regner med at vegmyndighetene ikke er seg bevisst sikkerhetsaspektet når det velges tunnelutforming og tunnelutrustning.

Det faktiske forholdet er at hensynet til sikkerheten er en av de faktorer det legges størst vekt på. I de senere år er det gjort flere undersøkelser for å kartlegge risikomomentene og trafikantenes opplevelse av risiko. Slike undersøkelser vil bli ført videre og resultatene vil hjelpe oss i arbeide for å forbedre, og om mulig finne nye tiltak som kan redusere både reell og følt risiko uten at man sprenger alle økonomiske rammer. Målet er å komme frem til et fornuftig optimum. Vi må gi avkall på sikringstiltak som i beste fall har en marginal verdi, men som koster svært mye. Et eksempel her er at vi unngår full utstøping når stabilitetssikringen kan utføres med bolter. Det er ikke mange årene siden vi fulgte "det europeiske mønsteret" med full utstøping av alle sterkt trafikerte tunneler uavhengig av fjellkvalitet.

Dersom vi slapp å ta økonomiske hensyn er det lettvint å bygge tunnelene til standard som publikum ville oppfatte som "tekniske mesterverk", og som byggherren ville få mye ros for. Men noen stor "ingeniørkunst" er ikke dette.

Ingeniørkunst blir det når man bruker tilgjengelig kunnskap og teknologi til å bygge tunnelen med en optimal utforming i forhold til det faktisk nødvendige, og en utforming som er i balanse med den kvalitet vi finner på vegnettet forøvrig.

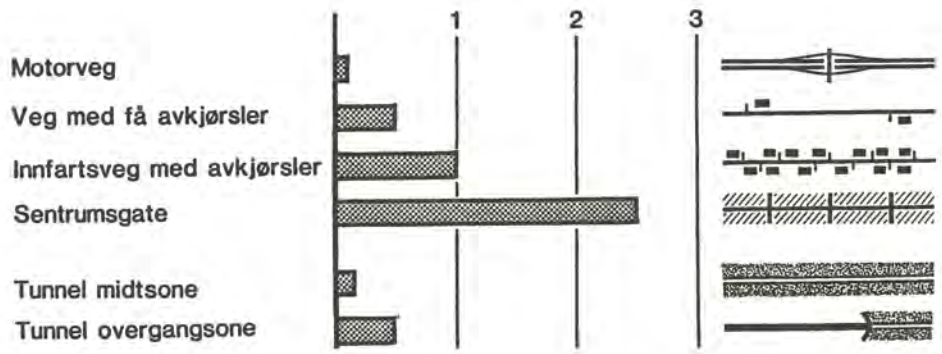
Når de økonomiske ressursene er begrensede, må overinvestering i en tunnel nødvendigvis gå på bekostning av andre tiltak på vegnettet. Det er bl.a i dette lys vi får drøfte hvor mye vi har råd til å betale for ren komfort og for å eliminere innbilt risiko.

TUNNELEN ER ET SIKKERT VEGELEMENT.

I en diskusjon om vegtunneler og sikkerhet er det nødvendig å ha kunnskap om risiko på forskjellige vegtyper. Som mål på dette er det vanlig å bruke faktoren ulykkesfrekvens - dvs. antall ulykker pr. mill.vognkilometer. (Vi taler om politiregistrerte ulykker som i praksis er ulykker med personskade.)

I figuren på neste side er det vist hvilken ulykkesfrekvens man grovt sett kan regne med å finne for de vanligste vegtypene og for tunneler. Tallene for tunneler er hentet fra en undersøkelse utført av SINTEF tidlig på 80-tallet. I alt ble 361 norske vegtunneler analysert.

Figuren viser at tunnelen er et relativt sikkert veglement. Vi skal da også huske at de norske tunnelene som inngår i denne undersøkelsen har en til dels svært lav standard både m.h.t geometri og utrustning.



Orienterende ulykkesfrekvens for ulike vegtyper.

Tallene fra SINTEF's undersøkelse stemmer godt overens med tilsvarende data for utenlandske tunneler. I tabellen nedenfor er det gitt data for en del europeiske tunneler som det kan være av interesse å sammenligne med.

TUNNELNAVN	LAND	LENGDE m	ÅDT kjt/døgn	ULYKKES-FREKVENS *
Croix Rousse	Frankrike	1 750	67 700	0,4
Frejus,	Frankrike	12 900	15 600	0,2
Mont Blanc	Frankr./Italia	11 600	3 700	0,2
Belchen	Sveits	3 180	30 400	0,1
Glion	Sveits	1 340	29 000	0,1
Brackwall	Storbritannia	1 362	67 100	0,3
Clyde	Storbritannia	760	36 000	0,5
Mersey	Storbritannia	2 483	26 000	0,6
Tyne	Storbritannia	1 645	22 000	0,1
Heinenoord	Nederland	700	46 300	0,1
Ij	Nederland	1 040	56 000	0,1
Velser	Nederland	800	65 700	0,1
Guadarama	Spania	3 345	76 700	0,3
Løvstakken	Norge(Bergen)	2 032	10 000	0,1
Haukeli	Norge	5 688	600	0,2

* Personskadeulykker pr. mill.vognkilometer.

Vi kan ikke sammenligne tallene fra denne tabellen direkte med tilsvarende for veg i dagen. De fleste tunnelene her er manuelt overvåket. Rapporteringsgraden for ulykker blir derfor høy - dvs. at en større andel av ulykkene kommer med i beregningen av ulykkesfrekvensen i forhold til vegstrekninger uten overvåkning.

TRAFIKANTENES OPPFATNING AV TUNNELER KARTLEGGES.

Ved siden av å kartlegge den reelle risikoen i tunneler er det også nødvendig å få en oversikt over trafikantenes opplevelse av å kjøre i tunneler. Målet må være å redusere både det reelle og det følte risikonivået.

I år er det gjennomført to undersøkelser i så vidt forskjellige anlegg som Vardøtunnelen og Holmestrandtunnelen. Undersøkelsene er gjort for Vegdirektoratet av Trafiplan A/S.

I Vardø ble undersøkelsen gjort gjennom telefonintervjuer.

I Holmestrand var målet å få en indirekte indikasjon ved å kartlegge hvor mange av trafikantene uten mål i Holmestrand som likevel valgte å kjøre gjennom sentrum.

I Vardø var trafikantene generelt fornøyde med tunnelen. De negative kommentarene var knyttet til ventilasjon og belysning.
(Ventilasjonen i våre tunneler vil vi antagelig aldri kunne få så god at alle trafikanter blir fornøyde. Selv om konsentrasjon av farlige gasser er nær null, blir lukt, støv og eventuell kondens tolket som at tunnelen er dårlig ventilert og farlig. Det samme forholdet gjør seg gjeldene i tverrventilerte tunneler på kontinentet.)

I Holmestrand fant man at noe mindre enn 4 % av "gjennomgangstrafikantene" valgte å kjøre utenom tunnelen. Denne rene trafikkundersøkelsen bør følges opp med intervjuundersøkelser.

BRANN I TUNNELER TAS ALVORLIG.

Når man diskuterer brann i tunnelen er det viktig at vi skiller mellom en vanlig bilbrann og den situasjonen som kan inntreffe når en bil med "farlig gods" blandes inn i en ulykke. Det er den sistnevnte ulykkestypen som trekkes frem som det "avgjørende" argumentet når man ønsker seg en svært høy tunnelstandard.

Fra literaturen kjenner vi på verdensbasis bare 5 tilfelle av uhell med farlig gods som har krevd menneskeliv.

Samtidig vet vi at det alene i Scandinavia de siste 10 årene er drept mer enn 20 000 mennesker på vegnettet.

Vi ønsker oss ressurser til å bygge inn sikkerhet i vegnettet, og dette kravet må gjelde hele vegnettet - ikke bare tunneler. Det er en klar feilprioritering dersom vi skal planlegge vegtunnelene for "1000-års bølgen", mens vi knapt har råd til å ta hensyn de "bølger" som inntreffer hver dag når vi taler om det øvrige vegnettet.

Det er også et paradoks at man ønsker å forby farlig gods i tunneler for å henvise slike transporter til veger som både går gjennom boligstrøk og bysentra.

Vi skal selvsagt ta de nødvendige hensyn til brannrisikioen når det velges byggeteknisk utrustning, og vegmyndighetene endrer sine retningslinjer når forskning og erfaring viser at våre sikringstiltak er risikofylte og/eller kan forbedres. Her kan nevnes problemene knyttet til plastbaserte metoder for å avskjerme vannlekkasjer. Bruken av slike materialer blir sterkt begrenset. Det arbeides for å finne metoder for behandling av spesielt skummatter for å fjerne brannfaren.

Generelt er det likevel umulig å bygge inn en så stor grad av sikkerhet i tunnelene at man eliminerer all tenkelig risiko. Vi må også ta i bruk andre virkemidler enn de rent byggetekniske. Trafikkstyring og trafikkovervåkning er stikkord i denne sammenheng.

Mindre bilbranner representerer ikke noe stort problem i tunneler med en trafikkmengde som ligger langt under kapasitetsgrensen. Sannsynligheten for at en brann inntreffer i en lavtrafikert tunnel er svært liten, og i tilfelle en bil brenner kan tunnelen lett evakueres.

Problemet kan bli betydelig dersom tunnelen har så stor trafikk at kødannelser opptrer. For slike tunneler bør det iverksettes trafikkstyringstiltak som hindrer kødannelser og sperring av utkjøringsmulighet i tunnelen.

Etterhvert som vi bygger flere svært sterkt trafikerte tunneler vil et økende antall "hendelser" inntreffe. Det er f.eks antydet at vi må regne med fire branner årlig i Fjelllinjen. (Denne tunnelen vil etter norske forhold få en helt eksepsjonelt stor trafikk.) Dette vil være mindre branner som neppe påkaller den store oppmerksomhet fordi trafikkstyringssystemet og beredskapsopplegget forutsettes å hindre stillestående trafikk i tunnelen.

En bevisst trafikkstyring må også gjennomføres for andre tilsvarende sterkt trafikerte tunneler hvor kødannelser jevnlig inntreffer.

Både transport av farlig gods og trafikkstyringssystemer for sterkt trafikerte vegtunneler er tema som har høy prioritet og som det arbeides med.

Vi vil i nær fremtid få nærmere retningslinjer som gir anvisning på hvordan slike problemer skal løses for ulike tunneltyper. Dette er retningslinjer som utarbeides av vegmyndigheter, brannvernmyndigheter og politi i fellesskap.

AVSLUTNING.

I Norge er det bygget et stort antall vegtunneler. Dette er tunneler som i det alt vesentlige er bygget for å bedre transportforholdene i områder med vanskelig topografi. Tunnelene fører små trafikkmengder, og de er gitt en nøktern utforming for å redusere anleggskostnadene.

På vegnettet i byene har tunneler vært relativt sjeldne, antagelig fordi de har vært oppfattet som trafikkfarlige og lite komfortable elementer. Man har forutsatt en standard som har gjort tunnelene svært kostbare både i anlegg og drift. Vegmyndighetene har derfor tradisjonelt vært reservert overfor vegplaner som betinget omfattende tunnelbygging.

Dette har endret seg. Fjelltunnelen har vist en kostnadsutvikling som gjør den mer og mer konkurransedyktig, og som nevnt viser de senere års forskning at tunnelene er minst like sikre som andre veglementer. Samtidig er det en kjensgjerning at vi i dag neppe får den nødvendige politiske tilslutning til å bygge et omfattende byvegnett i dagen. Mye av vegnettet må gjemmes bort i tunneler.

Pendelen svinger. Nå er tunneler regelen - ikke unntaket. Flere prosjekter de senere år har vist at vegtunnelen kan bygges til en kostnad som i tettbygde områder kan konkurrere med veg i dagen. Dette har medført nærmest en eksplosjon av nye tunnelplaner,som ofte også er utarbeidet av planleggere uten god nok kunnskap om de problemer vegtunnelen tross alt byr på. Vi er nå nødt til å løfte en advarende finger.

Vi må ikke ta lett på ventilasjonen av sterkt trafikkerte tunneler hvor det også anlegges av-og påkjøringsramper.

Vi må ikke ta lett på brannfaren i tunneler.

Vi må ikke ta lett på det faktum at svært mange mennesker føler seg utrygge i tunneler og at panikk kan oppstå.

Vi må akseptere at store deler av vegnettet fortsatt bygges i dagen.

VIBRASJONSFORPLANTNING I BERG OG LØSMASSER

GROUND VIBRATIONS IN ROCK AND SOIL

Dr. ing. Tore Lasse By
Norges Geotekniske Institutt, P.b. 40 Tåsen, 0801 Oslo 8

SAMMENDRAG

Byggearbeider som påvirker omgivelsene i form av rystelser og/eller støy, blir ofte igangsatt uten at man på forhånd har vurdert innvirkningen på det eksterne miljø. Først når det kommer klager vedrørende skader på konstruksjoner eller ubehag for mennesker, blir byggherren oppmerksom på de betydelige økonomiske følger dette kan få.

Større byggherrer som f.eks. stat og kommune, møter til stadighet denne problemstillingen. Det er således et klart behov for å fullføre det normarbeid som for tiden pågår og medvirke til at offentlige normer og retningslinjer blir vedtatt.

Statlige og kommunale etater vil bare unntaksvis sitte inne med den nødvendige kompetanse for vurdering av forebyggende og kontrollerende tiltak i forbindelse med støy- og vibrasjonsforårsakende virksomhet.

Det påhviler derfor konsulentene et spesielt ansvar ved rådgivningsoppgaver der hensikten er å oppnå en økonomisk likevekt mellom omfang av kontrolltiltak og den reelle fare for ansvar for påviste skader på omgivelsene.

SUMMARY

Undesirable environmental effects due to ground vibrations are often caused by civil engineering activities started without a preevaluation of the problem. Damage to structures and human molestation can have serious economical consequences for the client. It is within the scope of this paper to guide the client through some recommended prepartions to help him avoid attempts that can cause such effects. An example from a sheet piling project and the consideration to a nearby computer central treats the problem thoroughly as to vibration limits and measurement procedure.

INNLEDNING

Svært mange rådgivningsoppgaver innen området vibrasjonsmåling og vurdering av skaderisiko har et krisebetonet preg.

Byggearbeider som påvirker omgivelsene i form av rystelser og/eller støy, blir igangsatt uten at man på forhånd har vurdert innvirkningen på det eksterne miljø. Først når det kommer klager vedrørende skader på konstruksjoner eller ubehag for mennesker, blir byggherren oppmerksom på de betydelige økonomiske følger dette kan få.

Større byggherrer som f.eks. stat og kommune, møter til stadighet denne problemstillingen. Det er således et klart behov for å fullføre det normarbeid som for tiden pågår og medvirke til at offentlige normer og retningslinjer blir vedtatt.

Statlige og kommunale etater vil bare unntaksvis sitte inne med den nødvendige kompetanse for vurdering av forebyggende og kontrollerende tiltak i forbindelse med støy- og vibrasjonsforårsakende virksomhet.

Det påhviler derfor konsulentene et spesielt ansvar ved rådgivningsoppgaver der hensikten er å oppnå en økonomisk likevekt mellom omfang av kontrolltiltak og den reelle fare for ansvar for påviste skader på omgivelsene.

Oppmerksomheten bør rettes inn på den fremgangsmåte som i dag praktiseres ved igangsetting av tiltak som kan være til skade eller ulempe på naboeiendom. (Se lov av 16. juni 1961 om rettshøve mellom granner). Med slike tiltak menes i denne forbindelse miljøpåvirkende handlinger som ikke er å vente etter forholdene på stedet.

Dette kan være bygge- og anleggsvirksomhet, maskinfundamentering, vei- og trafikkomlegging etc.

Det er av avgjørende betydning at byggherren er seg sitt ansvar bevisst og innhenter nødvendige forhåndsopplysninger om bygninger og konstruksjoner i faresonen. Utallige er de eksempler der påstand om oppståtte skader eller urimelig ubehag ikke lar seg kontrollere fordi arbeidet allerede er langt kommet eller i mange tilfelle endog for lengst avsluttet. Tilbakesporing av årsaksammenhenger kan i slike tilfeller ofte være umulig. Det er et klart behov for utarbeiding av enkle retningslinjer som kan lede byggherren gjennom den prosess som kan forhindre slike forhold.

GUIDE FOR BYGGHERRER

Ved planlegging av tiltak som kan tenkes å forvolde skade eller ulempe på naboeiendom, bør man på tidligst mulig stadium innkalkulere forhåndsinnsamling av informasjon om allminnelige og spesielle forhold i nærheten, av betydning for byggeprosessen.

De senere års innstallering av EDB-anlegg i så godt som hver eneste forretningsgård er foreksempel å betrakte som slike spesielle forhold.

Avhengig av tiltakets art, det være seg sprengning, komprimering, spunting, peling eller annet, bør behovet for husbesiktigelse og behørig nabovarsling vurderes.

I den neste fase, ved oppstart av arbeidene, vil det ofte være av avgjørende beydning å holde berørte parter løpende orientert og besørge innledende kontrollmålinger av vibrasjonsnivå. Dette vil gi det aller beste utgangspunkt for en problemfri gjennomføring av prosjektet med tanke på skader og/eller ubehag for tredje mann. De innledende målingene bør, som beskrevet i senere eksempler, gjennomføres med utstyr som kan gi en grundig karakteristikk av vibrasjonsforløpet.

Deretter kan enklere utstyr basert på en ren overvåkning av nivå i forhold til fastlagte grenser, benyttes. I mange tilfeller vil sogar den innledende kontroll gi grunnlag for å utelate ytterligere målinger pga av et svært lavt vibrasjonsnivå.

En fremgangsmåte som ovenfor beskrevet har vist seg spsielt tilfredsstillende ved iverksetting av spunting, peling og komprimering.

For å konkretisere og eksemplifisere dette, blir et byggeprosjekt der problemstillingen spunting/peling/EDB stod sentralt, beskrevet i det etterfølgende. Andre mindre vellykkede prosjekter, der byggherren har oversett muligheten for skader på naboeien-dom, kan antagelig refereres av de fleste rådgivende konsulenter innen fagområdet. Rettstvister er ikke sjelden resultatet av en for overfladisk behandling av et problem som kan håndteres på en grei og praktisk måte ved å følge enkle spilleregler.

SPUNTING FOR BYGGEGROP - VIBRASJONSGRENSER EDB-ANLEGG

For å belyse de problemer en står ovenfor ved vurdering av såkalte akseptable grenser i forbindelse med EDB-utstyr og grunnvibrasjoner, er det nødvendig med en introduksjon der grunnlaget for fastsetting av slike grenser gies en omtale.

Anleggsarbeider i byområder blir stadig mer omfattende. Samtidig har omfanget av datainnstallasjoner økt kraftig. Grunnvibrasjoner kan føre til skader på såvel software som hardware og forstyrre kjøring av data-programmer. Slike skader kan bli meget kostbare.

For å unngå problemer av denne type, oppgir EDB-produsentene tålegrenser for utstyret. Grensene er oppgitt som maksimalt tillatt akselerasjon, partikkelsvingehastighet eller utsvingsamplitude, gjerne også knyttet til ulike frekvensområder.

Grensene tar sjelden hensyn til vibrasjonenes varighet og er primært beregnet på den belastningen utstyret utsettes for under transport eller fra mer eller mindre kontinuerlige grunnvibrasjoner forårsaket av trafikk, maskiner, vifter, vind osv.

Entreprenører og byggherrer må for å overholde de oppgitte tålegrenser opptre på en slik måte at anleggsarbeidene fordyres sterkt og i verste fall må stanses.

I dagens situasjon står ikke spesifikasjoner oppgitt fra EDB-produsentene i stil til de erfaringer NGI har fra anleggsvirksomhet nær data-anlegg. Skader er sjelden registrert selv der oppgitte grenser er overskredet betydelig.

Det er behov for å komme frem til grenseverdier som kan aksepteres av såvel produsenter og brukere av EDB-utstyret, som av byggherre/entreprenør som står ansvarlig for anleggsarbeidene.

Fra et juridisk/forsikringsmessig synspunkt er det viktig å utrede begrensninger i den enkeltes rett til å sette grenseverdier for utstyr/ konstruksjoner på egen eiendom etter eget forgodtbefinnende. Naboloven regulerer denne retten etter hva som vanligvis må tåles i et naboforhold.

En del data-produsenter oppgir hvor rystelsene skal måles og med hvilket utstyr. Der slike opplysninger kan innhentes, er det viktig å få kjennskap til grunnlaget for slike anvisninger. Skal rystelsene måles på primærgulvet, data-gulvet, oppe eller nede på datamaskinen osv. Videre må maskinens respons på grunnvibrasjoner klarlegges. Er det utsving, svingehastighet eller akselerasjon som skal måles? Hvilken betydning har vibrasjonenes varighet, retning og frekvens?

Produsenter, leverandører og brukere av EDB-utstyr kjenner for lite til disse problemstillinger. Man kan derfor ikke forvente tilferdsstillende svar på spørsmålene. Utprøving og testing av utstyrets respons og tålegrense og av de aktuelle feil som kan oppstå er ønskelig.

For EDB-utstyr så vel som bygninger, bygningselementer og konstruksjoner kan man snakke om frekvensrespons ved vibrasjonsbelastning. Utstyrets respons på vibrasjonene er avhengig av frekvensen. Ved utstyrets resonansfrekvens er responsen størst og man kan altså akseptere et lavere vibrasjonsnivå ved denne frekvensen for ikke å overskride oppgitte grenser. For å fastlegge en frekvensresponskurve for komponenter i datautstyret, er det nødvendig med omfattende prøver.

For å redusere vibrasjonsbelastningen på EDB-utstyr kan ulike tiltak iverksettes. Man er i dag imidlertid svært usikker på effekten av slike tiltak.

Følgende tiltak er aktuelle:

1. Isolering av maskin fra fundament med energi absorberende mellomlegg. Effekten av skumplast, plast, isopor o.l. bør undersøkes.

2. Endring av responsfrekvens for maskin ved konstruksjonsmessige forandringer.

3. Endring av responsen til fundament, etasjegulv osv. på grunnvibrasjoner. Ved å flytte maskinen fra f.eks. midt på gulvet inn mot en vegg, øke massen som tar del i vibrasjonene ved vektplassering og/eller avstiving/avfjæring av gulv, kan responsen på vibrasjonsbelastningen reduseres.

Etter denne gjennomgangen som belyser de problemer som møter rådgiveren når han skal sette en vel definert grense for akseptable grunnvibrasjoner, skal prosjektet for Fellesdata A/S - Bankenes Betalingssentral omtales nærmere.

FELLESDATA A/S - MÅLEOPPLEGG OG RUTINER

Ved utgraving av byggegrop for nytt tilbygg til Fellesdata A/S sommeren 1987 ble det spuntet gjennom innfylte silt/leir-masser til fast leire og videre til fjell. Avstand til yttervegg på eksisterende bygg var ca 10 m. Minste avstand til innenforliggende datamaskinhall var ca 17 m og til omformerrom ca 12 m. Fellesdata A/S betjener Bankenes Betalingssentral og konsekvensen av eventuelle feil på EDB-anlegget er innlysende.

Det ble samlet inn opplysninger om akseptable vibrasjonsnivå for den aktuelle type vibrasjonskilde fra alle leverandører av utstyr til Fellesdata A/S. Disse var:

- Amdahl
- CDC
- IBM

Maskinleverandørene oppgav grenser for så vel sjokk som kontinuerlige vibrasjonen målt på bærende gulv. Med kontinuerlige vibrasjoner menes i denne sammenheng **bakgrunnsvibrasjoner** fra motorer, maskiner, vifter, trafikk o.l.

Det er NGI's erfaring at for den aktuelle type arbeider vil en rimelig grense ligge mellom sjokk og kontinuerlige vibrasjoner. Under erkjennelse av de meget alvorlige konsekvenser driftsutfall vil medføre, ble NGI's anbefalinger for prosjektet "Fellesdata A/S" noe strengere enn hva man ellers ville ansett som akseptabelt. Spunting med påfølgende peling ble betraktet som tilnærmet kontinuerlige rystelser.

Følgende anbefalinger ble gitt for grenser målt på bærende gulv i datarom

Frekvens < 10 Hz	:	maks 50 µm
Frekvens 10 - 25 Hz	:	maks 3 mm/s
Frekvens > 25 Hz	:	maks 0,5 m/s^2

Videre ble det av bygningstekniske årsaker satt en grense på yttervegg på 15 mm/s.

Grensene er tegnet inn på diagram over harmoniske svingninger, Figur 1.

Som grenseverdiene viser, ble det ansett absolutt nødvendig å fastlegge det dominerende frekvensbildet. Alle maskinleverandører opererer med frekvensavhengige grenser.

Det ble derfor innledningsvis bestemt at det totale svingebildet skulle registreres og analyseres. Deretter kunne eventuelt langtidsregistrerende toppverdimålere monteres.

Akselerometre ble montert på utvalgte punkter i samråd med Fellesdata A/S i god tid før spuntingen begynte. Signalene ble registrert og analysert på 4-kanals Nicolet 4094 digital lagringsoscilloscope.

Frekvensanalyse viste at dominerende frekvens lå på ca 20 Hz. Svingehastighetsverdien 3 mm/s ble derfor valgt som grense.

De innledende målingene viste at vibrasjonsnivået både i datarom og på yttervegg lå langt under oppgitte grenser. De detaljerte målingene med frekvensanalyse ble derfor avsluttet.

AVA-langtidsregistrerende vibrasjonsmålere ble montert på 3 målepunkter og overvåket virksomheten i den tiden arbeidene pågikk.

Vibrasjonene lå hele tiden under oppgitte grenser med et maksimum på 0,5 mm/s i datarom. Vibrasjoner på 0,8 mm/s ble registrert samme sted ved dunking av gravemaskinskuffe mot bygningskonstruksjonen.

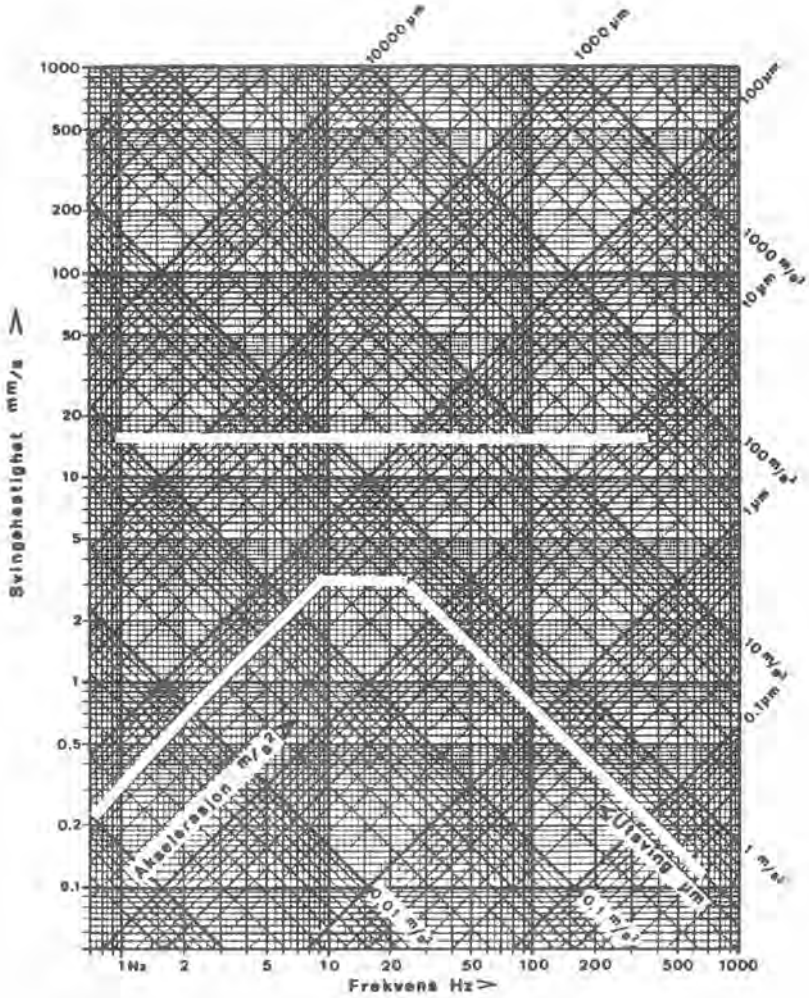
Det oppstod ingen driftstekniske problemr på dataanlegget i perioden. Anlegget kunne gå som normalt takket være grundig forhåndsanalyse av vibrasjonnivå og karakteristisk frekvensområde. På tross av god margin til anbefalt grense, valgte man ikke å øke rammeenergien. Innsparingen ved dette stod ikke i forhold til de økonomiske konsekvenser eventuelle feil på dataanlegget ville få.

KONKLUSJON

Det ble innledningsvis pekt på kravet om økonomisk likevekt mellom omfanget av kontrolltiltak og den reelle fare for skader. Det har vist seg at et måleprogram som skissert, normalt vil ha en kostnadsramme på kr 25.000 - kr 35.000, men med betydelige variasjoner avhengig av varighet og kompleksitet.

Det er rådgiverens ansvar ikke å påføre byggherren urimelige kostnader i form av for omfattende måleprogram eller i form av nabokrav som følge av skader på grunn av mangelfull overvåking.

Der byggherren allerede i planfasen tar de nødvendige forholdsregler for å unngå senere erstatningskrav fra påståtte skader, vil det stadig tilbakevendende problem om vurdering av årsak til nye og gamle skader kunne reduseres kraftig.



Harmoniske svingninger

AKSELERASJON. SVINGEHASTIGHET OG UTSVING. TOPPVERDI

Figur 1 Grense for akseptable vibrasjonsnivå målt på bærende gulv i datamaskinsal er tegnet inn som den frekvens-avhengige kurve nederst. Grenseverdi for vibrasjoner målt innvendig på yttervegg er representert ved linjen for 15 mm/s, øverst.

NBGs FORSLAG TIL VIBRASJONSNORMER

Sivilingeniør Tor F. Barbo, Noteby A/S

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

ANSVAR I FORBINDELSE MED RYSTELSESSKADER

Liability for damages caused by vibration.

Kommuneadvokat Per Sandvik
Oslo kommune

SAMMENDRAG

Begrepet ansvar har flere betydninger. I foredraget behandles i første rekke erstatningsansvaret og spesielt de regler som gjelder utenfor kontraktsforhold. Det sentrale lovverk er granneloven fra 1961. Byggherre og entreprenør har objektivt ansvar for rystelseskader, men ansvaret gjelder ikke for eiendommer som er spesielt ømfindtlige. I foredraget drøftes betydningen av varsling og av NBG's forslag til vibrasjonsnormer.

SUMMARY

The rapport gives a presentation of the law concerning liability for damages caused by vibration. The most important law is the Neighbour Act from 1961. The liability according to this law is strict, which means that negligence is not required. The proposel for vibration criteria will not be of any great significance for the liability, but may have some effect.

I. Partene.

For de juridiske ansvarsspørsmål er det viktig å ha klart for seg hvilke parter som opptrer i den enkelse sak.

I enhver bygge- eller anleggssak vil det være en byggherre og en entreprenør, og mellom disse er det et kontraktsforhold. Normalt vil det også være kontrakt videre mellom entreprenør og underentreprenør eller leverandør.

Normalt vil byggherren engasjere konsulenter, herunder arkitekt. Mellom byggherre og konsulent vil det foreligge et avtaleforhold, selv om det ikke alltid skrives en formell kontrakt.

Et bygg eller anlegg kommer lett i konflikt med naboer, og i forhold til disse vil det sjelden være noen avtale.

Den siste gruppe som kommer inn i bildet er myndighetene, i første rekke bygningskontrollen, men også andre offentlige kontrollinstanser kan være aktuelle.

II. Noen hovedbegreper.

1. Ansvar i og utenfor kontraktsforhold.

Sanksjoner som hevning og prisavslag bygger alltid på kontrakt. Erstatningsansvar kan bygge såvel på kontrakt som på lovregler eller helt ulovfestede prinsipper.

Følgende partskonstellasjoner bygger på kontrakt:

a. Byggherre - entreprenør.

b. Entreprenør - underentreprenør.

c. Byggherre - sideentreprenør.

d. Hovedentreprenør - sideentreprenør.

e. Byggherre - konsulent.

Ansvar utenfor kontraktsforhold er aktuelt i følgende tilfelle:

a. Byggherre - nabo.

b. Entreprenør - nabo.

Særtilfelle:

Forholdet til bygningskontrollen og andre offentlige myndigheter er i det vesentlige regulert i lov, men vi har eksempler i praksis på at myndighetene er blitt erstatningsansvarlig etter alminnelige rettsregler når de har grepet feil i sitt kontrollarbeid.

2. Mislighold.

Dette begrep knytter seg bare til kontrakt og vil si at det foreligger en mangel, en forsinkelse eller annet avvik fra de plikter en part har etter kontrakten. Konsekvensen av mislighold er misligholdsbeføyelser. De praktiske beføyelser er prisavslag, hevning, rett til utbedring og erstatning.

3. Deklaratorisk/preseptorisk lov.

En deklaratorisk lov kan fravikes ved avtale. Dette innebærer at loven bare kommer til anvendelse når avtalen ikke har annen bestemmelse - avtalens regel går altså foran lovens.

Preseptorisk er loven når den ikke kan fravikes ved avtale. Støter man på en slik lov, spiller det ingen rolle hva som er avtale, den part som har interesse av det kan alltid holde seg til loven selv om han har fraskrevet seg rettighetene i avtalen. Husleieloven og arbeidervernloven er f.eks. preseptorisk i stor grad i favør av leietager og arbeidstager. Kjøpsloven har noen preseptoriske bestemmelser, men er ellers deklaratorisk.

III. Hovedproblemene, oversikt.

1. Forholdet mellom byggherre og entreprenør.

Det oppstår skade ved et grave- og sprengningsarbeid i forbindelse med bygging. Det kan være direkte skade på byggverket, slik som knuste ruter, sprekker i vegg eller det kan være skade på installasjoner, typisk EDB-anlegg. Jeg forutsetter at disse sider av saken belyses av andre.

De juridiske spørsmål som her oppstår er om entreprenøren kan kreve tidsforlengelse eller om han selv er ansvarlig for å ta igjen den forsinkelse som oppstår på grunn av det inntrufne.

Et annet hovedspørsmål er om entreprenøren kan kreve vederlag for utgifter som påløper i forbindelse med en utrasning o.l., herunder prisstigningstillegg for den ekstra tid som medgår.

2. Forholdet til naboeiendom.

I første rekke er det i forhold til naboeiedommene at det oppstår problemer med ansvar i forbindelse med rystelses-skader.

3. Hvem er ansvarlig for erstatning i forholdet til naboen?

a. Byggherren.

b. Entreprenøren.

c. Konsulenten.

IV. Oppgjøret byggherre entreprenør.

1. Avtalen.

Den klare hovedregel er at byggherre og entreprenør har fullt herredømme over rettsforholdet seg i mellom. Det foreligger ikke preseptoriske lover. Det er heller ikke mange deklaratoriske lover som er aktuelle. Avtalen må derfor regulere alle misligholdsvirkninger, slik som adgangen til å utbedre feil og mangler, regler om pris-avslag, dagmulkt, fristutsettelse, hevning og erstatning.

I større entrepriser tas det gjerne med i anbudsinnbydelsen både alminnelige og spesielle kontraktsvilkår. Dette er kjernen i avtalen mellom byggherre og entreprenør, men i tillegg kommer det som blir avtalt via entreprenørens forbehold og som ofte bare følger kontrakten i form av brev. Avtalesituasjonen blir derfor ofte uryddig. Ingeniørene står i praksis for det meste av avtaleinngåelsene og skaper ofte store problemer for de advokater som skal føre en prosess i tilfelle tvist.

RG 1986 s. 52: Entreprenør dømt til prisavslag p.g.a. setninger.

2. Standarder.

Den mest brukte standard er NS 3401. Dette er kontraktsregler som løser de fleste, alminnelige problemer som forekommer. NS 3401 kommer ikke til anvendelse med mindre partene har henvist til den i kontrakten. Enkelte regler vil nok likevel bli brukt, men det er fordi disse er så mye benyttet at man kan tale om sedvanerett.

Staten bruker NS 3401 nærmest uten endringer, mens Oslo kommune bruker en egen standard, dok. 46, som ligger nokså nær NS 3401 (i motsetning til den tidligere dok. 45).

Et praktisk problem for den som skal skrive avtale er å få klart frem om standardens regel skal gjelde eller ikke.

Eksempel:

Kontrakten inneholder regler om erstatning samtidig som den generelt henviser til NS 3401.

NS 3401 har i pkt. 25.5 begrensninger i erstatningsplikten. Byggherren kan ikke kreve erstatning for tap ut over utbedringskostnadene med mindre det foreligger grov uaktsomhet hos entreprenøren og erstatningen kan ikke overstige 10% av kontraktssummen når manglene har sin årsak i forholdets underentreprenør.

I praksis vil byggherren hevde at kontrakten har erstatningsregler og disse må da gå foran NS 3401, mens entreprenøren vil hevde at kontraktens bestemmelser bare går foran de innledende bestemmelser i NS 3401, men at standardens begrensningsregler gjelder fullt ut.

V. Forholdet til naboene.

1. Hvem er nabo i lovens forstand?

De nærmere regler i granneloven (naboloven) behandles nedenfor. Det første spørsmål som melder seg er hvem som kan påberope seg lovens regler.

Tilstøtende eiendommer vil alltid være nabo, men granne-lovens nabobegrep rekker mye lenger enn det som følger av vanlig ordbruk. Det avgjørende etter lovforarbeidene er virkningen av den plagsomme virksomhet. Spys det ut skadelig røyk vil derfor kretsen som faller inn under nabobegrepet være svært stor.

For sprengning kan det dels være tale om trykkskader eller rystelsesskader på eiendom ganske langt borte.
Oslo Lysverker ble av Gulating lagmannsrett dømt til å betale erstatning for rystelsesskader på et hus som lå 390 meter fra anleggsstedet (Aurland).

Det kan reises spørsmål om også det offentlige kan være nabo, f.eks. veivesenet. Det er helt klart at spørsmålet må besvares bekreftende, veivesenet kan både bli erstatnings-pliktig for anleggsvirksomhet m.v. og erstatningsberettiget, dersom skade voldes på veigrunn.

Eksempel: Dom av Oslo byrett av 26.3.1973.
Det oppsto her skader ved utgravningen av Tordenskjoldsgt. 8-10. En 6" hovedvannledning i Tordenskjoldsgate fikk et brudd, med den følge at det ble oversvømmelse i noen forret-ningslokaler i nærheten. I tillegg oppsto det sprekker i asfalten og det ble smålekkasjer på Oslo Gassverks gass-ledning og vann- og kloakkvesenets spillvannsledning. Videre oppdaget man sprekker i kummer for fjernvarmeledningsnettet i Tordenskjoldsgate.

Oslo kommune anla sak mot eieren, skipsaksjeselskapet Ruth og entreprenørfirmaet Bauer & Bech. Søksmålet bygget på at Oslo kommune som eier av gategrunn og ledningene var nabo, og at de to saksøkte hadde ansvar etter granneloven. Kommunen ble tilkjent kr. 170.000,- i erstatning av bygg-herre og entreprenør.

2. Eiendomsrettens utstrekning.

Det følger av det som er sagt foran at granneloven også vil gjelde dersom man graver eller sprenger under annenmanns eiendom og påfører skade på denne. I denne forbindelse oppstår det et spørsmål om eiendomsrettens utstrekning. Det praktiske spørsmål er om eieren, i kraft av sin eiendoms-rett, kan stoppe utsprenging av en tunnel som går f.eks. 30 meter under hans eiendom.

Hovedregelen er at eieren ikke kan stoppe en slik utgraving med mindre han selv allerede har utnyttet undergrunnen. Har eieren vært først ute, f.eks. med å bygge ut eiendommen med svært dyp kjeller, kan ikke naboen grave slik at han skader dette.

I Oslo har praksis vært at da man bygget undergrunnsbanen fra Nationaltheatret til Majorstua ble det foretatt ekspropriasjon, mens man senere har unnlatt å gjøre dette, f.eks. ved T-baneutbyggingen og den store kloakktunnelen fra Franzefoss til Majorstua.

Nærmere om disse spørsmål, se Audvar Os: Eiendomsretten til undergrunnen i Lov og Rett 1977 s. 407. Artikkelen er gjengivelse av et foredrag i 1975 i Ingeniørenes Hus på "Norsk tunneldag".

3. Ulovfestet objektivt ansvar.

Før jeg går over til å se nærmere på granneloven nevner jeg at man med sprengning kan bli erstatningsansvarlig etter andre regler enn de som følger av granneloven. I rettspraksis har det utviklet seg ulovfestede regler, som går ut på at den som driver en "farlig bedrift" må betale erstatningsansvar når skade oppstår.

Eksempel: Høyesterettsdom fra Stavanger, Rt.1983 s.758.

Forholdet i denne sak var at det i store Stokkavann ved Stavanger ble oppdaget 98 mm granater fra krigens tid. Mannskapet fra marinens marinedykkertropp foretok sprengning av disse, og denne sprengning medførte skader på en kai. Kaieieren krevet erstatning av staten og fikk medhold. Byretten fant at det ikke var utvist noen uaktsomhet fra forsvarets side, men at dette måtte være ansvarig på objektivt grunnlag.

Dommen ble påanket og endte i Høyesterett, som kom til motsatt resultat. HR la vekt på at statens opptreden var en bistandshandling.

4. Granneloven - innledning.

Granneloven er den sentrale lov for ansvar i naboforhold og den gjelder altså langt mer enn naboer i dagligdags tale, jfr. pkt. 1 foran.

Lovens hovedbestemmelse er § 2 , som lyder slik:

"Ingen må ha, gjera eller setja i verk noko som urimeleg eller uturvande er til skade eller ulempe på granneeigedom. Inn under ulempe går og at noka må reknast som farleg.

I avgjerda om noko er urimeleg, skal det leggjast vekt på om det er venteleg etter tilhøva på staden. Er det ikkje verre enn det som plar fylgja av vanlege bruks- eller driftsmåtar på slike stader, skal det ikkje reknast for urimeleg."

I § 5 har vi en særbestemmelse om graving og sprengning, men § 2 blir likevel hovedbestemmelsen også i disse forhold.

Den viktigste reaksjon når loven er overtrådt er erstatning, som reguleres i § 9. Det kan også komme på tale å kreve retting etter § 10.

Nedenfor vil disse bestemmelser bli behandlet. I tillegg kommer jeg litt inn på reglene i naboskjønn, lovens § 7 og særlige tiltak i forbindelse med graving og sprengning, § 14.

VI. Grannelovens § 2.

1. "Uturvande".

Dette betyr unødvendig. Det er altså ikke adgang til å påføre nabo unødvendig ulempe, f.eks. støy eller rystelser. Et praktisk eksempel på dette alternativ er dommen i Rt. 1969 s. 757 - Sandvika Gjestgiveri.

Saken gjaldt: Omlegging av Drammensveien ved Sandvika der veien går i bro utenom Sandvika sentrum.

Nedramningen av rørpillarene skapte sterk støy og foregikk dels på overtid. Et gjestgiveri som lå 60 meter fra nærmeste rørpillar krevet erstatning fordi støyen hadde nedsatt omsetningen i gjestgiveriet og fikk medhold. Høyesterett ga uttrykk for at selv om ulemper som skyldes anleggsarbeid normalt ikke medfører erstatning, var de ulemper man her hadde påført naboen unødvendige. Dersom man hadde lagt vekt på støyproblemet, kunne man oppnådd en betydelig forbedring uten uforholdsmessige omkostninger.

Dommen gjaldt støy, men juridisk sett vil rystelser komme i akkurat samme stilling. Ved vurderingen av ansvar vil det altså bli tillagt vekt om ulemper og skader kunne vært unngått ved bruk av annet utstyr, ved ekstra skjerming, isolasjon eller andre tiltak m.v.

Varsel til nabo kan være slik at denne kan innrette seg, vil også ha betydning i den vurdering som må foretas etter denne bestemmelse.

2. "Urimeleg".

I praksis er dette det viktigste alternativ. Det er sjelden at man vil betegne påførte rystelser som unødvendige. Stort sett er det bare tilfelle dersom byggherren/entreprenøren har vist hensynsløshet.

Loven angir selv noen momenter som det skal legges vekt på ved avgjørelsen av om noe er urimelig.

3. "Venteleg".

Dette ord betyr påregnelig og poenget er at man ikke kan kreve erstatning for ulemper som er en påregnelig følge av utviklingen. Det foreligger en lang rekke dommer om flyplasstøy og veistøy. Se især Rt. 1969 s.643 - Fanadommen. I prinsippet gjelder det samme for rystelser som for støy, men på dette punkt er det en vesentlig praktisk forskjell på de to tilfelle.

Støy er en forurensningsskade, som er behandlet sammen med andre typer forurensninger i NOU 1982:19 - Generelle lovregler om erstatning for forurensningsskade.

Rystelsesskadene har direkte fysiske årsaker og er mer spesielt knyttet til anleggsvirksomhet.

4. Årsakssammenheng.

Et grunnleggende krav for all erstatning er at det foreligger årsakssammenheng mellom handlingen eller virksomheten og skaden.

Hvorvidt det foreligger årsakssammenheng etter granneloven er et juridisk spørsmål, men i praksis er juristen her helt avhengig av teknisk sakkyndighet.

Eksempel: Gulating lagmannsretts dom av 23.3.1984. (Aurland.)
I forbindelse med utbygging av Aurlandsvassdraget sprengte Oslo Lysverker en tunnel fra Vassbygdi til Vangen, som ligger ved Aurlands sentrum. Eieren av et bolighus, som ligger 390 meter fra åpningen av en tverrslagstunnel, gikk til sak mot Oslo Lysverker og hevdet at sprenging ved tunnelarbeidet påførte hans hus skade. De skader det var tale om var i første rekke sprekkdannelser utvendig i muren.

For herredsretten viste Oslo Lysverker til en sakkyndig uttalelse fra Institutt for Fjellsprengningsteknikk der årsakssammenheng ble avvist. Det ble lagt til grunn et spisstrykk på maksimum 6 m.bar og rystelse med amplituder som i det mest ugunstige tilfelle kunne nå opp i 20 my.

For lagmannsretten ble det oppnevnt 2 sakkyndige. Disse hadde forskjellige konklusjoner. Den ene pekte på at både luftsjokk og vibrasjonsbølger i området hadde vært lave - betydelig under de grenseverdier som ble regnet med for normal boligbebyggelse. Det ble pekt på at svingehastigheten frekvens i grunnen kunne ha falt sammen med husets egen frekvens og at vibrasjonen kunne ha medvirket til sprekk i gavlen.

Den andre sakkyndige konkluderte med at det var sannsynlig at det forelå årsakssammenheng og at dette skyldes vibrasjoner i grunnen, mens luftsjokket neppe kunne være skadeårsak.

Lagmannsretten fant etter dette at det var ført tilstrekkelig bevis for at det var årsakssammenheng. Det ble bl.a. lagt vekt på at det ikke var tilstrekkelige opplysninger som kunne underbygge påstanden om at skaden hadde sin årsak i andre forhold en sprengingen.

RG 1983 s. 247 - Grimstad byrett.

Retten kom til at det var årsakssammenheng mellom rystelsene i forbindelse med sprengning til adkomstvei og forskjæring. Det fremgår av saken at man regnet med en sikkerhetsgrense for sprengningene på 100 my. Ut fra Aurlandsaken er dette en nokså høy grense. Likevel uttaler retten:

> "Av den grunn er de rystelsesgrenser som anvendes - som man søker å holde seg innenfor - satt erfaringsmessig og med betydelig sikkerhetsmargin. Selv for gamle hus regnes det ikke med skader før rystelsene kommer opp i 3-5 ganger den alminnelige anvendte sikkerhetsmargin på 150 my."

I den konkrete sak ble staten frifunnet etter regelen i grannelovens § 9, 2.ledd, som jeg kommer tilbake til senere.

VII. Grannelovens § 5.

Bestemmelsen lyder slik:

> "Ingen må setja i verk graving, bygging, sprenging eller liknande, utan å syta for turvande føregjerder mot utrasing, siging, risting, steinsprut, lufttrykk og anna slikt på granneeigedom."

Dette er altså en spesialregel for graving og sprenging m.v. En naturlig lesning av bestemmelsen sammenholdt med lovens § 9 om erstatning skulle være at den som har sørget for nødvendige foranstaltninger mot f.eks. risting, steinsprut eller lufttrykk mot naboen må gå fri for erstatningsansvar og andre virkninger etter granneloven. I juridisk teori har det også vært hevdet at regelen må være slik å forstå (Tore Sandvik, Lov og Rett 1962 s. 127), men det må anses avklart ved rettspraksis at bestemmelsen ikke kan fortolkes på denne måten.

I en dom i RG 1965 s. 455 fra Kristiansand ga retten uttrykk for at også arbeider med graving, sprenging m.v. går inn under lovens § 2, og at den som setter igang slik virksomhet er ansvarlig for all skade på naboeiendom som har direkte årsak i arbeidet, selv om alle nødvendige sikringstiltak er tatt. Retten fant støtte for dette i lovforarbeidene.

Oppfatningen understøttes av to dommer om rystelser, RG 1971 s. 256 - Trondheim, og RG 1974 s. 648 - Flekkefjord.

VIII. Erstatning.

Med ansvar tenkes normalt på erstatningsansvar, selv om begrepet også anvendes mer generelt, slik at det innbefatter andre virkninger.

Den sentrale lovregel er grannelovens § 9, som fastslår at den som forårsaker skade i strid med §§ 2-5 er erstatningsansvarlig uten hensyn til skyld.

Ansvaret dekker både det direkte tap ved skade på bygning eller installasjoner og det mer indirekte, slik som i saken om Sandvika Gjestgiveri. Helt upåregnelige skadevirkninger faller likevel utenfor.

I en dom i RG 1965 s. 179, som gjaldt byggingen av Indekshuset på Drammensveien, fikk man en kombinasjon av skader:

Bygningen fikk sprekkdannelser utvendig og invendig.

På grunn av rystelser falt 4 flasker brennevin ned fra en hylle i vinkjelleren og ble knust.

Restauranten La Belle Sole måtte holde stengt og fikk følgelig betydelige tap av den grunn.

Det er et vilkår at det lidt et økonomisk tap. I Rt. 1980 s. 306 er det referert en sak fra Oslo (Nybrottveien) der Høyesterett opphevet et skjønn som ga erstatning basert på gjenopprettelse av den tidligere situasjon. Slik erstatning kunne ikke gis med mindre omsetningsverdien av eiendommen hadde falt på grunn av støyen fra veien.

For visse typer følgeskader får man ikke erstatning.

RG 1982 s. 48 - Båtsfjord.

En entreprenør utførte her sprengningsarbeider i forbindelse med legging av hovedkloakkledning. Ved et uhell ble hovedvannledningen skadet med den følge at en fiskeforedlingsbedrift led produksjonstap på grunn av vannmangel. Selv om det her forelå et økonomisk tap og årsakssammenhengen var til stede ble erstatning ikke tilkjent.

IX. Eiendom som tåler lite, rystelsesømfintlige installasjoner.

1. Grannelovens regler.

Når skade skjer på en eiendom, ute eller inne, kan man reise spørsmål om årsaken egentlig er anleggsarbeidet eller om skaden skyldes at eiendommen eller installasjonen er særlig sårbar for rystelser.

Det kan anføres gode grunner for at den som skal utføre et anleggsarbeid må ha rett til å gjøre dette uten å få erstatningkrav mot seg, forutsatt at han opptrer normalt og fullt forsvarlig.

Dette problem er juridisk ivaretatt ved grannelovens § 9, annet ledd, som lyder slik:

> "Føresegnene i første stykket gjeld berre så langt skaden eller ulempa ikkje har si årsak i at granne-eigedomen eller noko på den toler mindre enn det som elles lyt tolast i grannehøve."

Bestemmelsen må ses i sammenheng med §13 , som bestemmer at tiltak som foretas på naboeiendom, som tåler særlig lite, må betales av eieren av naboeiendommen og ikke at den som er ansvarlig for de påførte rystelser mv.

Denne bestemmelse kommer inn i de fleste saker om rystelses-skader på eldre bebyggelse. Rettspraksis tyder på at det skal endel til før retten vil unnlate å gi erstatning med hjemmel i denne bestemmelse. I en byrettsdom fra Oslo av 5.3.1976 hevdet Oslo kommune at bestemmelsen måtte anvendes på Universitetsgt. 14, som ble bygget i 1872 med grunnmur direkte på leirgrunn. Retten var ikke enig i dette og ga uttrykk for at bygget ikke var dårligere fundamentert enn det som var vanlig for tilsvarende bygninger i Oslo sentrum.

I RG 1974 s. 648, som gjaldt rystelsesskader på et hus i Flekkefjord, kom retten til at skadelidte måtte ta en viss del av de oppståtte skader på egen kappe. Det var her tale om en enebolig oppført av sementankerblokker omkring 1918 uten utvendig puss og ellers dårlig vedlikeholdt.

I Aurlandsaken fra 1984 var det tale om et hus bygget av Siporex i 1958. Lagmannsretten var enig i at huset var lite hensiktsmessig konstruert og lite egnet til å motstå vibra-sjoner av noen styrke. Retten fant likevel at huset ikke kunne betraktes som kvalitetsmessig så svakt at erstatningen av den grunn burde reduseres eller falle bort.

I dommen i RG 1983 s. 247 fra Grimstad var det tale om et hus bygget i 1965 på en ikke skikkelig komprimert fylling. Over fyllingen ble det støpt gulv og såle for betongblokk-muren i ett. Det var ingen armering hverken i mur eller i såle/gulv. Dette ble av retten betegnet som en uheldig og helt uakseptabel måte å bygge på. I tillegg kom at trekon-struksjonen ikke var bygget fagmessig.

Retten konkluderte slik:

> "Etter dette legger retten til grunn at skadene på E's hus i den utstrekning sprengningene kan anses som skade-årsak skyldes at E's hus tålte og tåler mindre enn det som må tåles i naboforhold."

Med denne begrunnelse ble staten frifunnet til tross for tre sprengninger over 100 my, den høyeste på 184 my.
En variant fra Fjellinjen: En eindom i Ruseløkkveien, bygget med Ytongelementer i 1950 er så dårlig at det blir pusskader ved små rystelser. Dette må gården bære, men hvem har ansvaret for pusskader på forbipasserende etc. Jeg antar at gårdeieren også må ha dette ansvar.

2. Installasjoner, EDB-anlegg.

Det fremgår av ordlyden i grannelovens § 9 og § 13 at den ikke bare gjelder bygninger, men også det som befinner seg på eiendommen. Det kan f.eks. være eiendom som brukes til sykehus eller det kan være ømfintlige måleapparater, instrumenter m.v., enten de befinner seg innendørs eller utendørs.

Særlig praktisk i de senere år har vært store EDB-anlegg.

Det foreligger såvidt vites ingen rettspraksis om slike anlegg, men etter ordlyden i loven kan ikke den som har slike anlegg helt ut velte problemene over på den som skal utføre et anlegg. Spesielt sårbare anlegg må selv sørge for å beskytte seg.

I tilfellet Norges Bank/NKL flyttet sistnevnte bedrift hele sitt dataanlegg i anleggstiden. De to partene forhandlet om en erstatningsløsning og det kom til et forlik. Vi fikk derfor ingen avgjørelse som viser om anlegget måtte betale for utgiftene til å flytte anlegget idet de største problemene dreiet seg om setningsskader.

Problemene med EDB-anlegg er mange. For det første skifter bedriftene anlegg, slik at innhentede opplysninger fort blir lite à jour.

For det andre gir fabrikanten svært lave toleransegrenser for sikkerhets skyld. De forskjellige fabrikanter gir dessuten ulike svar.

3. Varsling.

Etter Grannelovens § 6 skal den som vil gå igang med bl.a. graving, bygging o.l. som kan medføre skade eller ulempe for naboeiendommer varsle i rimelig tid .
Etter lovens § 7 kan såvel byggherren som naboen kreve granneskjønn for å få fastsatt hvorledes et tiltak bør settes iverk slik at det ikke kommer i strid med loven.

En vesentlig begrensning i de to bestemmelser er et unntak om at varsel ikke er nødvendig og skjønn ikke kan kreves når tiltaket har ekspropriasjonsrett. For veianlegg er det slik ekspropriasjonsrett, men naboene vil da være hjulpet ved de varslingsregler som gjelder for ekspropriasjonssaker.

Uavhengig av de nevnte regler vil varsling kunne ha betydning for erstatningsansvar etter granneloven. Dersom anleggsledelsen kjenner til at det er sårbare installasjoner på de eiendommer som ligger nær veien og ikke varsler om sprengninger, vil naboen ha et godt kort på hånden i forhold til alternativet "uturvande er til skade". Det vil da kunne hevdes at skaden er unødvendig fordi den kunne vært unngått ved et enkelt varsel.

Ved anlegget av kloakktunnel fra Filipstad til Akershus festning - en tunnel som gikk rett under IBM-bygget, ble det etter initiativ fra IBM fastsatt faste rutiner om varsling. Maskinene ble stoppet i 10 min. og det ble notert hvem som hadde gitt varsel på anleggets side og hvem som hadde mottatt det på IBMs side.

For fjellinjen gis det, etter det jeg har fått opplyst, varsel til de som har bedt om det ved hver sprengning.

Erstatningsansvar etter granneloven er objektivt, dvs. at det ikke kreves at det er utvist noen uaktsomhet. En hensynsløs sprengningspraksis vil kunne føre til at anlegget blir erstatningsansvarlig på subjektivt grunnlag (culpa).

X. Betydningen av NBGs vibrasjonsnormer.

Under forutsetning at forslaget til vibrasjonsnormer blir vedtatt kan det reises spørsmål om hvilken betydning dette får for det juridiske ansvar.

Det må her skilles mellom ansvar i kontraktsforhold og utenfor, jfr. II.

Dersom partene i kontrakten innarbeider vibrasjonsnormene som en regel som skal følges, vil normene få direkte virkning. Overtredelse av normene vil være kontraktsbrudd. Hvilke virkninger det vil få vil bero på kontraktens regler om mislighold.

Utenfor kontraktsforhold er forholdet mer komplisert. I erstatningsretten er det et generelt problem om forskjellige skrevne adferdsnormer skal få betydning for erstatningsplikten. Dette gjelder i første rekke erstatning basert på culpa (uaktsomhet), jfr. Viggo Hagstrøm: Offentligrettslig erstatningsansvar s. 272. Som hovedregel vil hverken offentligrettslige forskrifter eller bransjeutarbeidede standarder få direkte betydning ved erstatningsutmålingen. Som eksempel kan jeg vise til en høyesterettsdom i Rt 1983 s. 152. Saken gjaldt støyerstatning ved ekspropriasjon til motorvei i Bergen. Ekspropriasjonserstatningsloven knytter seg direkte til grannelovens § 2 når det gjelder støyerstatning. Ved fastsettelsen av tålegrense hevdet grunneierne at man måtte bygge på Miljøverndepartementets veiledende retningslinjer for veitrafikkstøy av 29. august 1979, men de fikk ikke medhold i Høyesterett. Retten gir likevel uttrykk for at ansvarlige myndigheters syn på hvilken støyplage folk bør kunne utsettes for vil være et moment som må tillegges betydning ved den rimelighetsvurdering som er det sentrale kriterium etter granneloven.

For NGIs vibrasjonsnormer kan det bli tale om en tilsvarende, indirekte virkning. Siden disse normene ikke er fastsatt av noen offentlig myndighet, vil en slik virkning bare kunne komme på tale dersom normene etter en tid virkelig viser seg å få full tilslutning fra hele bransjen.

XI. Er byggherren eller entreprenøren ansvarlig.

Et meget praktisk spørsmål er hvem som er ansvarlig etter granneloven.

Jeg nevner først at dersom det er utvist uaktsomhet, kan den det har gått ut over kreve erstatning på dette grunnlag av den som har utvist uaktsomheten. Entreprenøren har f.eks. foretatt en helt uforsvarlig sprengning. Den skadelidte nabo kan da uten hensyn til granneloven kreve erstatning etter alminnelige erstatningsregler.

Det interessante spørsmål er når hverken eier eller entreprenør er noe å bebreide. Grannelovens ansvarsregler er som tidligere nevnt helt objektive, og problemet er hvem som må bære dette ansvar.

Lovteksten må sies å være nøytral på dette punkt, jfr. § 2, som innleder slik: "Ingen må ha ...". Tilsvarende er ordlyden i § 5.

Spørsmålet har særlig vært behandlet av tidligere kommune-advokat, nå sivilombudsmann Audvar Os. I Norsk Forsikrings-juridisk Forenings Publikasjoner nr. 56 skriver han i en artikkel om erstatningsansvar for skader og ulemper ved byggevirksomhet:

> "Byggherren er ansvarlig for skade som skyldes selve byggearbeidets karakter - f.eks. hvis en tunnel eller et gravingsarbeid ikke lar seg gjennomføre uten grunnvanns-endring med setninger eller utrasning til følge, eller hvis rystelsesskader er nødvendig følge av sprengninger, nær sagt uansett hvor forsiktig entreprenøren går frem. Resultatet må være det samme i andre relasjoner, hvor skaden har direkte sammenheng med anleggets art, eller de gitte anvisninger, beskrivelser o.l. som byggherren har gitt entreprenøren.
>
> På den annen side må entreprenøren være ansvarlig hvis han utfører arbeidet på en uforsvarlig måte innenfor den ramme som er satt, enten det nå er for å drive billig av hensyn til et knepent anbud eller det rett og slett er fordi han mangler tilstrekkelig fagkyndighet. Også erstatningsansvar på objektivt grunnlag må han bære så langt dette knytter seg til forhold han har herredømme over - f.eks. sprengningsskade ved en enkelt salve som følge av en uventet sleppe e.l., eller vannskader som følge av at en spunt rammes ned i hovedvannledningen."

Erling Selvig: Det såkalte husbondsansvar, s. 21, uttaler:

> "Ved bygge- eller anleggsvirksomhet er det også normalt entreprenøren og ikke eieren (byggherren) som bærer ansvaret for skader som bygge- eller anleggsvirksomheten påfører tredjemann - enten ansvaret bygger på subjektivt eller objektivt grunnlag."

RG 1960 s. 599.
Saken gjaldt et uværsskur på Skarbøvik skole, som ble revet løs fra fundamentene og kastet ned på en vei der det traff en mann som var ute og gikk i uværet. Mannen ble drept og enken anla sak mot byggherre, hovedentreprenør og under-entreprenør.

Hovedentreprenøren ble kjent erstatningsansvarlig på subjektivt grunnlag, mens retten frifant såvel underentreprenør som byggherre. Retten pekte på at etter kontraktsvilkårene pliktet hovedentreprenøren å føre tilsyn med arbeidets utførelse og å levere dette fullt ferdig etter de foreliggende paner. Etter rettens syn måtte dette ha betydning for spørsmålet om ansvar overfor utenforstående tredjemenn. Dette ansvar måtte i første rekke ligge på hovedentreprenøren og ikke på byggherren.

XII. Andre bestemmelser om ansvar.

1. Plan- og bygningslovens § 98.

Denne bestemmelse gjelder ansvarshavende. Formålet med regelen om ansvarshavende er å sikre at et byggetiltak skjer under oppsyn av en fagmann. Han er på byggherrens vegne ansvarlig for at lov og forskrifter blir overholdt.

Etter loven har den ansvarshavende ansvar vis-á-vis bygningsmyndighetene. Forholdet mellom den ansvarshavende og byggherren reguleres ikke av loven, men av alminnelige erstatningsregler.

Den praktiske reaksjon dersom den ansvarshavende svikter er at han blir fratatt retten for den gjenstående del av det byggverket saken gjelder eller for et bestemt tidsrom.

2. Plan- og bygningslovens § 100.

Bestemmelsen er et påbud om sikringstiltak ved blant annet sprengningsarbeider. Bestemmelsen retter seg primært mot ansvarshavende. Virkningen av overtredelse er ikke regulert i loven.

3. Lov om eksplosive varer av 14.6.1974 § 14.

Bestemmelsen lyder slik:

> "Enhver som har befatning med eksplosive varer skal vise forsiktighet for å forhindre fare ved brann eller eksplosjon eller forhindre at varen kommer på avveier eller urette hender."

Det er gitt omfattende forskrifter til loven.

Etter § 41 i loven kan den som overtrer lovbestemmelsene eller forskriftene straffes med inntil 3 måneders fengsel.

Erstatning er ikke regulert i loven, men erstatningsansvar blir lett aktuelt når noe går galt, enten ved sprengning eller ved oppbevaring av dynamitt m.v.

E18 GJENNOM OSLO - "FJELLINJEN"
E18 THROUGH OSLO

Prosjektsjef Kjell O. Berge, Oslo Veivesen

SAMMENDRAG
Byggingen av E18 gjennom Oslo er det største og teknisk sett mest kompliserte vegprosjektet som er under arbeid i Norge . Utbyggingen blir gjennomført i flere etapper. Første etappe mellom Havnelageret/Tollboden og Framnes på 3 km består av 1520 meter seksfelts fjelltunnel i to separate løp, av 270 meter betongtunnel i løsmasse og resten som veg i dagen. Denne parsellen skal være ferdig for trafikk til 1. februar 1990.

Mellom 1990 og 1993 planlegges det bygd et større kryss under bakken ved Vestbanen, og en 400 m lang senketunnel over Bjørvika.

Kostnadene ved gjennomføring av prosjektet er store. Når vegen mellom Havnelageret og Framnes åpnes i 1990, vil det likt med tidligere overslag fra 1985, være investert ca 1,26 milliard i 1987- kroner, noe avhengig av prisstigning i løpet av 1987. Vestbanekrysset er tilsvarende beregnet til ca 300 mill 87-kr, og Bjørvika-etappen til ca 500 mill 87-kr. Under arbeidene hittil i 1987 er det ikke skjedd noe som tyder på at overslagene fra 1985 ikke skal holde.

Anleggsmessig sett karakteriseres anlegget av dype utgravninger, store spunt- og betongarbeider gjennomført med korte tidsfrister i forbindelse med daganlegg øst og vest for fjelltunnelen. Det knytter seg likevel størst vanskelighet til å gjennomføre de store fjelltunnelene med strenge krav til rystelser, tetting av vannlekkasjer ved injeksjon og etablering av vanntett betongutforing på over halvparten av tunnellengden.

SUMMARY
E18 through Oslo will be implemented in four stages. Stage one embraces construction of a new six-lane highway of about 3 km, with some 1520 metres tunnelled through the bedrock and 170 metres in a cut-and-cover tunnel.The new road is due to be opened on 1 February 1990.

Stage two involves building a major interchange below ground level near the Vestbane railway station. Stage three calls for a 400 metre submerged tunnel at the inner end of the Bjørvika bay. Stage four is a 300-metre extension of the tunnel from Filipstad to Framnes. These stages are scheduled for construction 1990-93.

Estimated costs for the various project stages are for stage one 170 million USD, stage two 44 mill USD, stage three 74 mill USD and stage four 36 mill USD.

BAKGRUNN

Utbyggingen av E18 gjennom Oslo startet tidlig i 1987. Vegen bygges ut etter trasevalget Fjellinjen, det vil si med fjelltunnel fra østsiden av Akershus festning, under Rådhusplasssen og til Munkedamsveien ved Aker Brygge. Prosjektet er teknisk avansert med nye konstruksjonsteknikker tatt i bruk for å forbedre Oslos trafikkforhold.

Daglig passerer 280 000 kjøretøyer over grensen til Oslo. Trafikkforsinkelsene er imidlertid så store at trafikantenes ekstrakostnader beløper seg til ca 1 milliard kroner årlig.

Forsøk på å løse trafikkforholdene i Oslo er ikke av ny dato. Allerede generalplanen for Oslo fra 1934 inneholdt tanken om en ny hovedvei fra Gamlebyen til Skøyen. Minimumsbredden var 32 m. Dette kom likevel ikke til utførelse.

I 1950-60 årene diskuterte man fortsatt løsninger, for eksempel var det vedtatt å bygge "Grunnlinjen". I 1979 var en parsell på Kontraskjæret ute på anbud, men ble stoppet av Oslos politikere som skrinla prosjektet. Ny fart i planene ble det i 1983 etter arkitektkonkurransen "By og Fjord - Oslo år 2000". Konkurransen viste klart behovet for å fjerne trafikk-barrieren mellom sentrum og fjord.

Etter at 14 forskjellige forslag var vurdert i 1984, ble utbygging foreslått etter trasealternativet "Fjellinjen". Prinsippløsning finansiert med bompenger ble godkjent både av Oslo by og av Stortinget i 1985. Selv etter dette fortsatte en omfattende diskusjon spesielt i tekniske kretser, om trasevalg og utførelsesteknikk.

Detaljplan for E18 mellom Havnelageret og Filipstad ble godkjent av Oslo bystyre 21. januar 1987. Stortinget godkjente prosjektet som riksveganlegg med bompengefinansiering 10. februar 1987. Den første kontrakten ble inngått 6. mars 1987.

PROSJEKTETS OMFANG

Når Fjellinjeprosjektet er ferdig vil det på den 3,3 km lange parsellen mellom Havnelageret og Framnes være 2,6 km tunnel, tilsvarende ca 80 % av veglengden. Tunnelen består av to parallelle trefelts tunneler. 1520 meter vil gå i fjell, 700 meter som betongtunnel i løsmasser og 400 meter som åttefelts senketunnel.

Første etappe bygges ut mellom 1987 og 1990. Den består av den vesentligste delen for trafikantene, nemlig 6 felts motorveg mellom Havnelageret og Framnes, inkludert midlertidig tilknytning til eksisterende E18 ved Tollboden. Etappen har en lengde på 3 km, inklusiv fjelltunnel på 1520 meter og 270 meter betomgkulvert

I andre etappe som byggges ut mellom 1990 og 1993, inngår et stort toplanskryss mellom Aker brygge, Vestbanen og Munkedamsveien. Krysset gir Henrik Ibsen-ringen tilslutning i vest til E18.

I en tredje etappe, som også planlegges utbygd i 1990-93, inngår den 400 meter lange senketunnelen i Bjørvika, og nytt kryss med RV4. Byggingen av senketunnelen har sammenheng med byutviklingsplaner på et 315 da stort område i Bjørvika.

I en fjerde etappe vil vegen mellom Fillipstad og Framnes bli senket ned i en betongtunnel. Dette er først planlagt utført etter 1993, og vil ha sammenheng med arealbruk i området.

KOSTNADER
Kostnadene ved gjennomføring av de forskjellige etapper av prosjektet var ved godkjennelsen beregnet i 85-kr. Dersom prisstigningen ikke blir større enn 10-15 % pr år, vil kostnadene i løpende kr for etappe 1 utgjøre ca 1330 mill kr, mens etappe 2 og 3 er beregnet til henholdsvis 300 og 500 mill 87-kr.

TRAFIKK
Teoretisk trafikkapasitet for Fjellinjen er regnet til 110.000 kjøretøyer pr døgn. Ved åpningen i 1990 regnes med en gjennomsnittstrafikk på 55 000 kjøretøyer, med en største timetrafikk på 2 000 kjøretøyer. Fram mot år 2000 ventes trafikken å øke til ca 85 000 kjøretøyer pr døgn.

Noe uventet for de fleste er det nok at bare 25 % av trafikken på E18 skal gjennom sentrum. Resten skal enten til sentrale byområder (50%), eller til indre by.

Stigningene i tunnelen er maksimalt 50 %., men ventes å ha mindre betydning, fordi 1/3 av trafikken tar av fra hovedløpet allerede før hastighetsreduksjonen til tunge kjøretøyer får nevneverdig innvirkning på trafikkavviklingen.

UTFØRELSE
Byggherre for prosjektet er Statens Vegvesen ved veisjefen i Oslo. Alle kostnader dekkes av bompengeselskapet A/S Fjellinjen, som er opprettet for dette formål.

Anleggsarbeidene settes ut på anbud. Det vil bli ca 5 større entrepriser, og en rekke mindre. Ialt ventes det inngåttt ca 50 kontrakter med forskjellige firmaer for å utføre arbeidene på best og rimeligst mulig måte i løpet av så kort tid. Ialt vil ca 650 personer være engasjert i prosjektet i 1988-1989.

Hittil er inngått kontrakt med Astrup Høyer A/S/AF Oslo Entreprenør om utførelse av fjelltunnelen, og med Ing H. Eeg-Henriksen A/S om utførelse av daganlegg i øst. Kontraktssummene er henholdsvis 380 mill kr og 132 mill kr eksklusiv merverdiavgift og i 1987-nivå.

OSLO-METODEN
Fremfor alt er det fjelltunnelen som har påkalt den tekniske ekspertises interesse og kommentarer før anleggsstart. Det konsept som ligger til grunn for å oppfylle de krav prosjektet har pålagt seg når det gjelder spesielt vanninngang i tunnelene,

kan for enkelthets skyld kalles Oslo-metoden. I dette legges da:
1) Sonderboring på enkelte av injeksjonshullene.
2) Forinjeksjon ved sement og kjemisk injeksjon for midlertidig eller permanent tetting.
3) Forsiktig sprengning for å unngå skadelige rystelser.
4) Boltesikring med støtte i Q-metoden, og 0 eller 5-15 cm sprøytebetong med varierende innhold fiber, 50-115 kg fiber/m3 betong.
5) Uarmert "vanntett" betongutstøping på partier hvor vannlekasje ønskes redusert til et minimum, det vil si 3-5 l/min/100 m.
6) Tetting av bunnplate ved bruk av 1-2 lag plater fylt med bentonitt-leire.
7) Ettertetting av fuger og riss i betong ved injeksjon.

De strengeste krav er pålagt entreprenør når det gjelder kvalitetssikring, samtidig som Statens Vegvesen ved veisjefen i Oslo som byggherre har etablert en byggeledelse og et kontrollapparat for å sikre en kvalitetsmessig sett best mulig utførelse.

DAGANLEGG
Utgraving for daganlegg skal skje ned til en dybde på ca 16 meter. Dette krever en kraftig spunt som i dette tilfelle bygger opptil 80 cm. Spesielt for betongen er det satt strenge krav for å redusere riss og vanninngang til et minimum.

ERFARINGER
Det er denne gang ikke hensikten å komme nærmere inn på erfaringene fra anleggsdriften. Disse vil bli fremlagt på en senere konferanse.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1987

TETTHETSKRITERIER I FORBINDELSE MED FJELLINJETUNNELEN GJENNOM OSLO

LEAKAGE REQUIREMENTS IN CONNECTION WITH THE NEW ROAD TUNNEL "FJELLINJEN" THROUGH OSLO

Avdelingsdirektør Kjell Karlsrud
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Krav til tetthet av Fjellinjen er vurdert ut ifra hvilke konsekvenser en gitt lekkasje i tunnelen kan få for omgivelsene. Vurderingene bygger på såvel teoretiske betraktninger som erfaringsdata fra tidligere tunnelanlegg i Oslo. Tetthetskravene varierer fra 3 til 7 ℓ/min. pr. 100 m tunnel. Dette tilsier at det meste av tunnelene må utføres med vanntett betongutforing. Dessuten må det utføres omfattende forinjeksjon av fjellet og kunstig vanninfiltrasjon for å unngå skader på omgivelsene i byggetiden.

SUMMARY

Leakage requirements for the new road tunnel Fjellinjen through Oslo is evaluated on basis of what consequences a given leakage can have for surrounding structures. Such consequences are primarily related to ground water withdrawel and resulting settlement on structures. These problems are assessed both on a theoretical basis, and based on experiences from earlier tunnel projects in Oslo. The acceptable leakage lies in the range 3 to 7 ℓ/min per 100 m tunnel. This requires a watertight concrete lining. Furthermore, to prevent damage during the construction period the rock must be systematically pre-grouted, and temporary ground water infiltration wells must be established.

1. INNLEDNING

Valg av løsning for fremføring av E18 gjennom Oslo sentrum fungerte i lange tider som et sentralt diskusjonstema i avisspaltene. Ulike argumenter ble brukt fra forskjellige hold. Ikke minst ble det et sentralt tema hvilke konsekvenser bygging av Fjellinjen kunne få for omgivelsene. Det vil si i vilken grad den kunne føre til setninger på bebyggelse m.m. i leirfylte dyprenner og grunnvannstandsendringer og tilhørende problemer i områder med alunskifer nær tunnelen.

Motstanderne av Fjellinjen brukte bl.a. de dårlige erfaringer med lekkasjene i Sentrum stasjon som et vektig argument mot prosjektet. Enkelte tilhengere viste på sin side til gode erfaringer fra f.eks. undersjøiske tunneler de siste årene, som skulle tilsi at bare forinjeksjon av fjellet skulle gi tilstrekkelig tetthet.

NGI ble først involvert i diskusjonen omkring Fjellinjen gjennom et engasjement direkte for Oslo Kommune før prosjektet var vedtatt. Formålet var å gi en uavhengig vurdering av de krav til tetthet og tettingstiltak som ble lagt til grunn for kostnadsoverslagene. Etter at prosjektet var vedtatt ble så NGI engasjert som spesialrådgiver for prosjektet for å utrede i detalj krav til tetthet ut ifra mulige konsekvenser for omgivelsene.

For å kunne etablere tetthetskriterier måtte følgende forhold vurderes:

a. Sammenheng mellom lekkasjenivå i tunnelene og den påvirkning dette vil ha på poretrykk i bunn av dyprennene og for grunnvannstanden i fjell og løsmasser langs tunnelen. Heri inngår en kvantifisering både av påvirkningens størrelse og utstrekning (influensavstand).

b. Kartlegge mulige skadelige konsekvenser (primært setnings- og svelleskader) av en gitt poretrykksreduksjon i bunn av de enkelte dyprennene, eller en gitt grunnvannstandsendring i områder med bygg fundamentert på treflåter eller alunskifer.

c. Ved en sammenkobling mellom a. og b. å etablere krav til tetthet langs de enkelte tunnelstrekningene.

NGIs utredninger omfattet også en overordnet vurdering av hva slags tettingstiltak som ville være nødvendig for å tilfredsstille tetthetskravene.

Med hensyn til erfaringsbasis kan det innledningsvis ellers bemerkes at Fjellinjen ikke representerer noe stort avvik fra tidligere tunnelanlegg i Oslo. NSB-tunnelen fra Abelhaugen til Olav Kyrres plass lå for eksempel like dypt under grunnvannstan-

den og i helt tilsvarende geologiske formasjoner, og skulle derfor danne en relevant erfaringsbasis.

2. GEOLOGI/GRUNNFORHOLD GENERELT

Den generelle geologien i området var fra tidligere relativt godt kjent. En gren av OVKs kloakktunnel har også vært bygget gjennom det samme området (fig. 1). Det er likevel utført en rekke kjerneboringer for å kartlegge de geologiske forholdene i mer detalj. I denne sammenheng var man spesielt interessert i å kartlegge fjellets permeabilitet (vanntap).

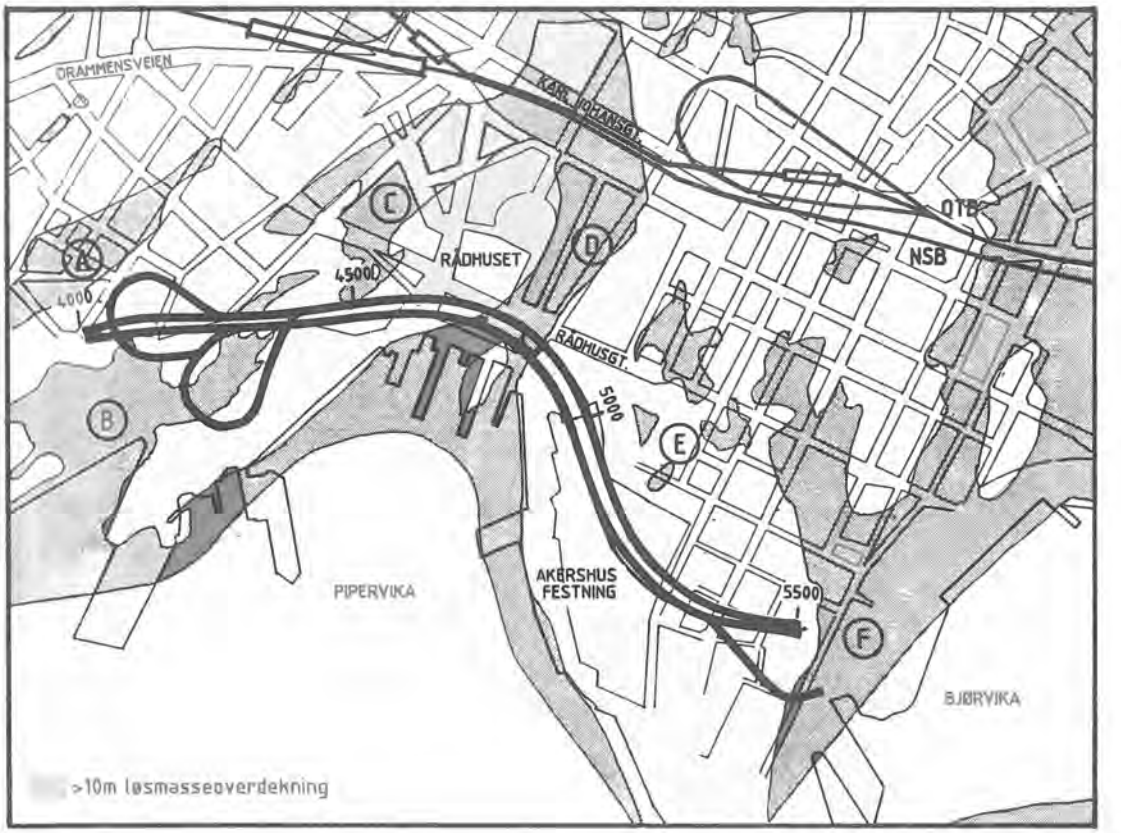
Fjellet langs traséen består av sedimentære bergarter (leirstein, leirskifer, kalkstein) gjennomsatt av enkelte eruptivganger på hele den vestre strekningen frem til Oslo-forkastningen langs Akershus vestside, fig. 1. I forkastningen er det en tynn sone med alunskifer før man kommer over i grunnfjellsgneis/amfibolitt. Omkring midt under festningsområdet (Pr. 5200) kommer man over i mænaitt. Denne er gjennomskåret av en ca. 50 m bred sone med alunskifer ved Pr. 5250. Det er også overgang til alunskifer helt i øst (Pr. 5570).

Selv om det er betydelig spredning er det midlere vanntap i kjerneborhullene og tilhørende midlere massepermeabilitet bestemt til:

Sedimentærbergarter	$k \approx$	1 Lugeon	$= 1 \times 10^{-5}$ cm/sek
Mænaitt	$k \approx$	2 Lugeon	$= 2 \times 10^{-5}$ cm/sek

Tunnelens hovedløp og av-/påkjøringsramper krysser under eller passerer nær inntil flere markerte leirfylte dyprenner, fig. 1. De generelle geotekniske egenskaper ved disse leiravsetninger var godt kjent på forhånd. Med tanke på vurdering av setninger som følge av redusert poretrykk ble det likevel opptatt prøver noen steder spesielt med henblikk på å bestemme leirens forkonsolideringstrykk. Ved vurdering av forkonsolideringstrykket ble det også tatt hensyn til om dyprennene tidligere hadde vært utsatt for temporær poretrykksreduksjon som følge av andre tunnelanlegg eller byggegroper. Dette var f.eks. tilfelle i NV del av dyprenne F omkring Norges Banks nybygg og lengst nord i dyprenne A, C og D nær NSBs tunnel.

Det ble også nedsatt nye piezometre for å kontrollere dagens poretrykkstilstand. Dette avslørte bl.a. at poretrykket ved fjell i de små lokale dyprennene 'E' under Festningen allerede var svært lavt. Årsaken er antagelig forskjellige eksisterende fjellrom under Festningen.



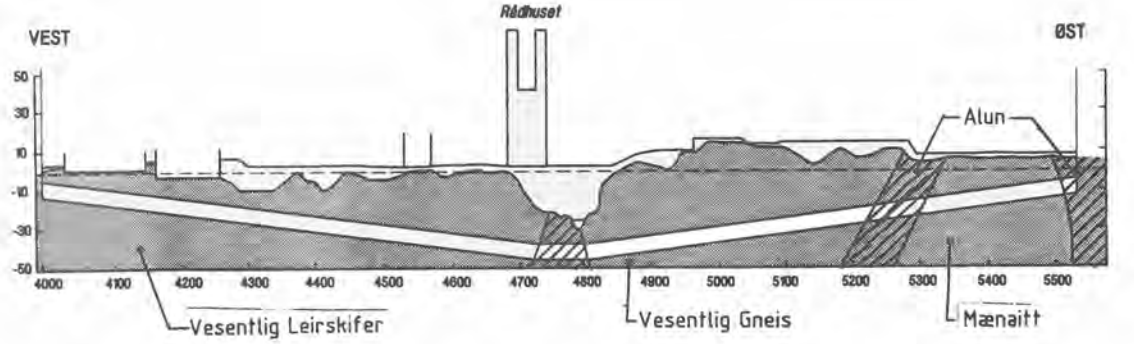


Fig. 1 Plan og lengdeprofil med forenklet geologi, Fjellinjen.

3. SAMMENHENG MELLOM LEKKASJE, PORETRYKK OG GRUNNVANNSTAND

Tunnelens påvirkning på poretrykk og grunnvannstand avhenger av en rekke faktorer. De viktigste er:

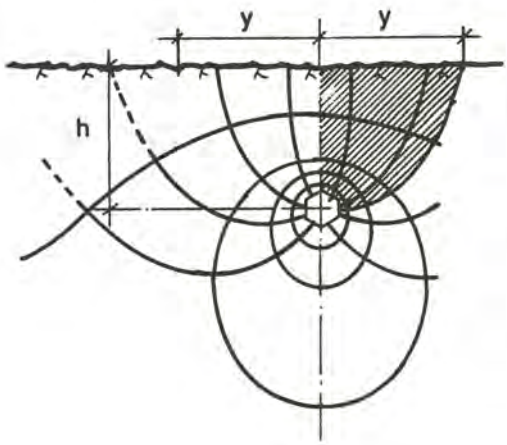
- Permeabilitetsforhold i fjell og løsmasser
- Tunnelens dybde under øvre grunnvannstand og beliggenhet i forhold til drenerende soner
- Tunnelens tverrsnitt (midlere diameter)
- Naturlig effektiv tilførsel av overflatevann

Karlsrud (1982, 1987) har gjort en del teoretiske betraktninger om disse forhold og sett dette i forhold til de praktiske erfaringer man har fra tidligere tunnelanlegg i Oslo. Dette vil bli kort referert her.

For en tunnel beliggende i isotropt, homogent, permeabelt materiale, fig. 2, kan innstrømningen til tunnelen beregnes ut ifra

$$Q = \pi k h \frac{2}{\ln(2\frac{h}{r} - 1)} \qquad (3.1)$$

h = dybde under grunnvannstand
r = tunnelens radius
k = fjellets permeabilitet



Total lekkasjemengde $Q = k \cdot \pi \cdot h$

Lekkasje fra sone innenfor avstand y:

$$q = \frac{\arctan y/h}{\pi} \cdot Q$$

y/h	1	2	4	5
q/Q	0.25	0.35	0.42	0.47

Fig. 2 Strømningsforhold til tunnel forutsatt isotrop homogen permeabilitet

Det er her forutsatt at øvre grunnvannstand ikke er påvirket. For de fleste praktiske formål kan man forenklet sette $Q = \pi k h$. Fig. 2 viser hvordan lekkasjen relativt sett fordeler seg med avstand fra tunnelen og vil gi et inntrykk av influenssonens utbredelse.

Figur 3 viser et eksempel på beregnet strømningsintensitet (lekkasje) gjennom overflaten som funksjon av horisontal avstand fra tunnelaksen. Beregningene er utført for en enkelt tunnel med 8 m diameter og i 35 m dybde under grunnvannstanden.

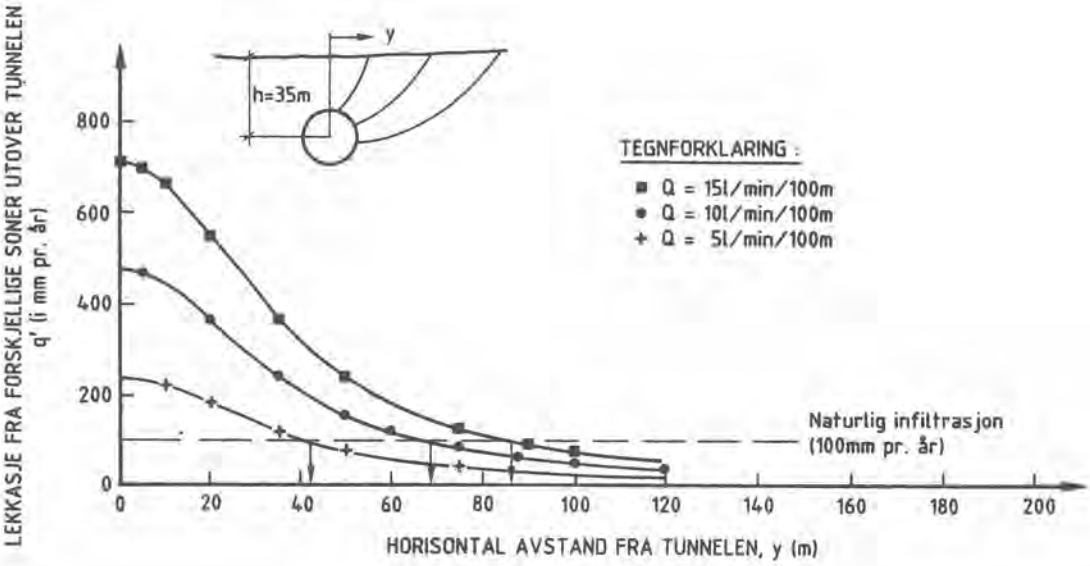


Fig. 3 Strømningsintensitet gjennom overflaten i relasjon til avstand fra tunnelaksen for forskjellige innlekkasjer (permeabilitet)

Hvis grunnvannstanden skal forbli upåvirket må tilførselen av overflatevann lokalt tilsvare den beregnede strømningsintensiteten gjennom fjelloverflaten.

Den naturlige effektive tilførsel av overflatevann i form av nedbør er vesentlig mindre enn middelnedbøren sett på årsbasis. Den effektive infiltrasjonskoeffisienten avhenger av en lang rekke faktorer slik som topografi, overflatens natur, jordsmonn og fordampning. Det foreligger lite informasjon om dette for bystrøk, men det er antatt at det i Oslo kan være bare omkring 15% av nedbøren som kommer grunnvannet til gode. Det vil på årsbasis si ca. 100 mm pr. år. Dette er vist i fig. 3. Med referanse til fig. 3 kan vi på forenklet vis vurdere utstrekningen av influenssonen for mulig grunnvannstandsendring ut ifra to kriterier:

a. Det skjer innenfor avstand, y, der lokal strømningsintensitet er større enn naturlig infiltrasjon.

b. Det skjer innenfor avstand, y, der summen av strømningen er større enn summen av infiltrasjonen.

Figur 4 viser hvorledes influensavstanden ut ifra dette vil variere med avstanden fra tunnelen. I virkeligheten kan man anta at gjennomsnittet av a. og b. gir mest representert inntrykk av den reelle influensavstanden mht. endring av øvre grunnvannstand. Influensavstanden blir da som angitt i tabell 1.

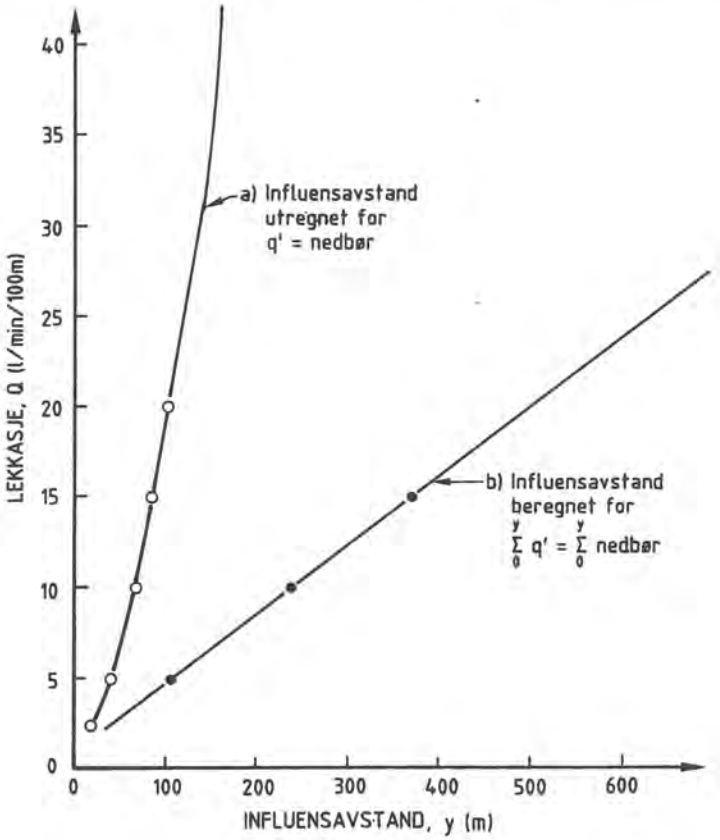


Fig. 4 Sammenheng mellom innlekkasje og influensavstand mht. grunnvannstandsendring (beregnet på grunnlag av fig. 3)

Dessverre er det begrenset med erfaringsdata å støtte seg til i denne sammenheng, men data fra NSB- og OTB-anleggene i sentrum synes å vise at det ikke er grunnvannsendringer mer enn maksimalt 150-200 m fra tunnelene. Lekkasjene har her trolig ligget på til

sammen ca. 10-15 ℓ/min. pr. 100 m, hvilket synes å bekrefte tallene i tabell 1.

Det er selvfølgelig også mulig ut ifra strømningsteori å beregne formen på senkningstrakten innenfor influensavstanden, men dette vil ikke bli behandlet her.

Antatt lekkasje (ℓ/min/100 m)	Influens-avstand (m)
5	75
10	150
20	300
40	600

Tabell 1 Sammenheng mellom lekkasje og influensavstand med hensyn til grunnvannstandsendring i områder med liten løsmasseoverdekning (tunneldybde under grunnvannstand = 35 m)

Hvis fjelloverflaten er dekket av leire av en viss mektighet (mer enn ca. 5 m) blir vanntilførselen eller den effektive infiltrasjonen ovenfra sterkt redusert. Hvis man for eksempel antar et leirlag med mektighet 10 m vil man ved et poreundertrykk på 10 m i overgangen leire/fjell bare få gjennom en vannmengde tilsvarende 30 mm/år. Mulig påvirkning på poretrykket i overgangen leire/fjell, Δu_F, blir derfor vesentlig større. På den annen side, med så liten gjennomstrømning i leira sett i forhold til overflateinfiltrasjonen, er faren for påvirkning på øvre grunnvannstand sterkt redusert.

Den kompliserte topografi og utstrekning av leirfylte dyprenner gjør mer detaljerte, rent teoretiske betraktninger svært kompliserte. Man har på den annen side en god del erfaringsdata å holde seg til når det gjelder sammenhengen mellom tunnellekkasje og påvirkning på poretrykket i overgangen leire/fjell rett over tunnelanlegget. Tabell 2 angir hva man på dette grunnlag kan anta av sammenheng mellom Δu_F og lekkasje.

Når poretrykksreduksjonen, Δu_F, i en dyprenne rett over tunnelen er kjent, antyder erfaringer at reduksjonen i en større avstand, y, fra tunnelen kan beregnes som:

$$(\Delta u_F)_y = (\Delta u_F)_{y=0} - i \times y, \quad \text{der } i \sim \frac{1}{50} \text{ til } \frac{1}{100}$$

Det vil si at poretrykksreduksjonen, Δu_F, avtar i størrelse med 1 til 2 m pr. 100 m avstand fra tunnelen. Dette gir en maksimal influensavstand mht. poretrykksreduksjonen i dyprenner som antydet i tabell 2.

Lekkasje i tunnelen, q (ℓ/min/100 m)	Poretrykksreduksjon ved fjell i dyprenne rett over tunnelen, Δu_F (m)	Maksimal influensavstand i dyprenner (m)
≤1	0	0
1-3	0-2	0-200
3-5	2-4	100-400
5-10	4-6	200-600
10-20	6-8	300-800
20-40	8-10	400-1000
>40	>10	>500-1000

Tabell 2 Sammenheng mellom lekkasje i tunnel, q, og påvirkning på poretrykket i dyprenne rett over tunnelen, Δu_F, basert på erfaringer fra tunneler i Oslo-området (basert på Karlsrud, 1982)

4. MULIGHET FOR SKADER SOM FØLGE AV ENDRET PORETRYKK ELLER GRUNNVANNSTAND

Ut ifra en kjent poreundertrykksreduksjon i overgangen leire/fjell, kan de resulterende setninger og setningsforløp i leirlaget beregnes ut ifra konsolideringsteorien med stor pålitelighet (Karlsrud, 1982, 1987). Det forutsetter at leiras setningsegenskaper og spesielt forkonsolideringstrykket er godt kjent.

For Fjellinjen er det utført slike beregninger for de enkelte dyprenner. Eksempelvis kan det nevnes at mens en poretrykksreduksjon Δu_F på 3 m i dyprenne 'A' ved Ruseløkka vil kunne gi 10-15 cm setning, vil man i noen av de lokale dyprennene 'E' på Akershus kunne få bare 2-4 cm setning. Forskjellen skyldes i vesentlig grad at dyprenne 'E' allerede er sterkt berørt av drenering til andre anlegg, mens dyprenne 'A' er uberørt.

Mulighet for skade på eksisterende bygninger pga. setninger i leira ble i de enkelte dyprenner vurdert ut ifra bygningenes fundamentering, konstruksjonstype, variasjon i fjelldybde under bygget (dvs. fare for skjevsetninger), tidligere setninger m.m. Dette gjorde at akseptabel setning kunne variere fra bare noen få mm til noen centimeter.

I områder uten bebyggelse, eller der disse står på peler til fjell, er tillatt setning gjennomgående satt høyere, opp til ca. 10 cm.

Når det gjelder grunnvannstandsendringer så er faren for potensiell skade knyttet til bygg på treflåte/trepeler og bygg som står rett på alunskifer. En nøye gjennomgang av bygningenes fundamentering og tilstand har vist at for mye av den eldre bebyggelsen som står på treflåte er disse allerede sterkt forråtnet. Dette fordi grunnvannstanden allerede lå under nivå med u.k. treflåte. Det var derfor få steder innenfor aktuelle influensområder at denne typer skader kunne påføres nye bygninger.

Traseén krysser som vist i fig. 1 alunskifer på et parti. Dette er en kile som raskt brer seg ut i nordlig retning. Fra ca. 100 m avstand nord for tunnelen er det således generelt alunskifer mellom Rosenkrantz gt. og Skippergt.

Det har lenge vært kjent (antatt) at en senkning av grunnvannstanden i områder med alunskifer på sikt vil kunne føre til økt forvitring og fare for påfølgende svelling av alunskiferen. Uten å gå inn på en utdypende diskusjon av dette temaet kan man vel si at det er svært vanskelig å forutsi med noen sikkerhet hva en gitt senkning av grunnvannstanden kan medføre av senere svelling og skader. Det kan likevel nevnes at betydningen av denne mekanismen kan være overdrevet. Dette fordi man selv under nivå av det som er naturlig grunnvannstand vanligvis har såpass rikelig tilgang på oksygen i det fritt strømmende grunnvann at alunskiferen allerede er gjennomforvitret.

De erfaringer man sitter inne med fra tunnelbane- og jernbanetunnelene i Oslo sentrum gir heller ikke entydige svar. Selv om grunnvannstanden innenfor avstander av 50-100 m av disse anleggene har vært redusert med 0,5 til 1,0 m gjennom flere år, kan man ikke i dag si med sikkerhet om dette har medført noen endringer i det "naturlige" svelleforløp og/eller økte svelleskader på bygninger.

Med hensyn til Fjellinjen er det likevel lagt til grunn at en redusert grunnvannstand kan føre til økte svelleproblemer.

5. KRAV TIL TETTHET/OPPNÅELIG TETTHET

For Fjellinjen er kravet til tetthet på de enkelte strekningene etablert ved å sammenkoble:

i) Hva som kan tillates av setning/svelling av bebyggelse og konstruksjoner innen mulig influensområde uten at dette medfører vesentlige skader (kap. 4).

ii) Sammenheng mellom endring poretrykk/grunnvannstand og setninger/svelling (kap. 4).

iii) Sammenheng mellom gitt tunnellekkasje og endring av poretrykk/grunnvannstand (kap. 3).

Tabell 3 viser hva man på dette grunnlag er kommet frem til. Det er her angitt tillatt total lekkasje i de to tunnelløpene til sammen i den permanente tilstanden. Kravet varierer fra 2-3 ℓ/min. pr. 100 m tunnel til 6-7 ℓ/min. pr. 100 m.

Ut ifra formel 3.1 kan man beregne innlekkasje til Fjellinjens tunneler hvis det ikke utføres noen tetting av fjellet. For et tunnelløp, en midlere dybde under grunnvannstand på 35 m og en antatt midlere permeabilitet av fjellet på 10^{-5} cm/sek gir dette en innlekkasje på

$$q = 59 \text{ ℓ/min. pr. 100 m}$$

Dette er selvfølgelig helt uakseptabelt.

Av naturlige grunner ble det først vurdert om kravene til tetthet (tabell 3) kunne oppnås bare ved forinjeksjon av fjellet. Denne vurderingen måtte støtte seg på erfaringer fra de tidligere trafikktunneler i Oslo (Karlsrud, 1982, 1987) og på kloakktunnelene spesielt fra Fillipstad til Festningen (Fredriksen, 1987).

Pel nr.	Dybde under grunnvannstand (m)	Krav til tetthet (ℓ/min./100m)	Oppnåelig tetthet ved injeksjon (ℓ/min./100m)	Oppnåelig tetthet ved betongutforing (ℓ/min./100m)
4000-4400	12-31	3	3,2- 6,5	1,1-2,2
4400-4900	31-45	3	6,5-10,2	2,2-3,4
4900-5250	40-23	6-7	8,9- 6,8	3,0-2,3
5250-5450	23-15	5-3	5,3- 3,8	1,8-1,3

Tabell 3 Grov sammenstilling av krav til tetthet og oppnåelig tetthet ved injeksjon og betongutforing.

Tabell 4 gir en grov oppsummering av injeksjon og lekkasje (før betongutforing) i trafikktunnelene. Systematisk forinjeksjon ble bare utført i de to sistnevnte anlegg (NSB-Vest og OTB-Vendesløyfen). Forinjeksjonen i NSB-tunnelen ga relativt dårlig resultat (lekkasje typisk 40 ℓ/min. pr. 100 m). Vendesløyfen har

Anlegg	Tid drevet	Lengde tunnel (km)	Omkrets tunnel (m)	FORINJEKSJON			LEKKASJE FØR BETONGUTFORING	DYBDE UNDER GRUNNVANNSTAND
				Bormeter pr. m^2	Forbruk sement kg/m^2	Forbruk kjemisk liter/m^2	liter/min. pr. 100 m	m
Holmenkolbanen	1912-16 1926-27	1,4	30	-	Ingen injeksjon	-	~ 80 avtagende til ~ 20 over tid	25 (22-28)
OTB-Transporttunn. Sentrum st.	1968-70	0,3	25	?	1	-		15 (10-20)
OTB-Sentrum st. Domkirken-Stortinget	1972-75	0,9	35 (25-45)	?	Lite	2	Antatt ca. 10	18 (15-20)
NSB-Sentrum st. Jernbanetorget-Stortinget	1973-75	0,5	40	0,45	Lite	2	Antatt ca. 10	20 (18-22)
NSB-Vest Abelhaugen-O.K. Plass	1973-79	2,0	45 (40-50)	ca. 1,5	~ 7(km 1,4-2,1) ~ 6(km 2,3-3,0) ~60(km 2,1-2,25)	5(km 2,3-2,5)	40 (fra ca. 20 til 60)	30 (20-40)
OTB-Vendesløyfe Sentrum	1982-85	1,1	32 (25-40)	1,5	Lite	23	Ca. 5	18 (15-20)

Tabell 4. Sammenstilling av injeksjonsforbruk og lekkasjer, trafikktunneler i Oslo sentrum.

imidlertid gitt vesentlig bedre resultat (lekkasje ca. 5 ℓ/min pr. 100 m). Dette har trolig sammenheng med overgang til systematisk bruk av kjemiske injeksjonsmidler, tettere borhullsmønster, bedre spyling av borhull og bruk av høyere injeksjonstrykk enn hva som tidligere var praksis.

For OVK-tunnelen Fillipstad-Festningen ble det også utført meget omfattende forinjeksjon. Omfanget tilsvarte som følger:

Borhull:	5,0 ℓm pr. m² fjelloverflate
Sementinjeksjon:	57 kg/m² pr. m² fjelloverflate
Kjemisk injeksjon:	41 ℓ/m²

Det ble altså boret og injisert 3-4 ganger mer enn i Vendesløyfen (tabell 4). Lekkasjen i denne tunnelen er målt til i underkant av 1 ℓ/min. pr. 100 m.

Ved å anta en tykkelse på injeksjonsskjermen på f.eks. 5 m, kan man tilbakeregne den midlere permeabilitet av det injiserte fjellet ut fra:

$$k_i = \frac{Q \ln\left(\frac{r+t}{r}\right)}{2\pi h} \quad (5.1)$$

r = tunnelens radius
t = tykkelse av injeksjonsskjermen
h = dybde under grunnvannstand
k_i = permeabilitet av injeksjonsskjermen

Denne formelen forutsetter ellers at grunnvannstanden er upåvirket og at permeabiliteten i den injiserte sonen med tykkelse t er vesentlig lavere enn fjellet forøvrig, fig. 5.

Ved å anta en tykkelse på injeksjonsskjermen på 5 m blir etterberegnet permeabilitet i den injiserte sonen for kloakktunnelen

$$k_i = 2{,}5 \times 10^{-7} \text{ cm/sek}$$

Det har for Fjellinjen vært antatt at denne permeabiliteten er den laveste som det er realistisk å anta kan oppnås ved en meget systematisk og omfattende forinjeksjon av fjellet. Ved å anvende formel 5.1 på Fjellinjen er det i tabell 3 angitt beregnet minste innlekkasje på de forskjellige tunnelstrekninger.

Beregnede lekkasjer er, med unntak av et lokalt område under Akershus festning, godt over tetthetskravene.

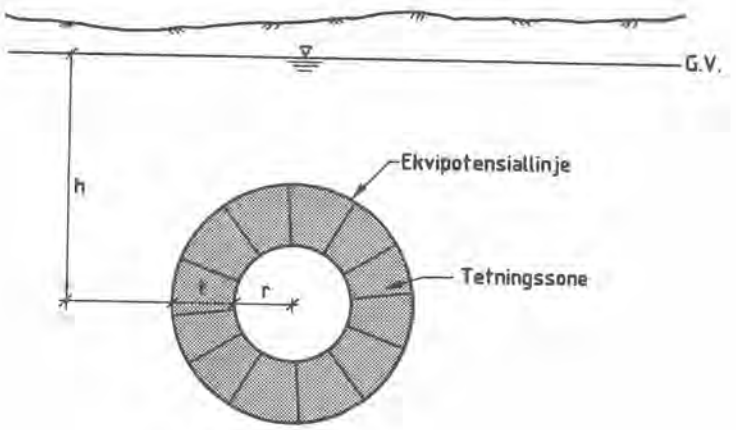


Fig. 5 Innstrømning til tunnel med injisert sone

Hovedsakelig på dette grunnlag ble det konkludert med - og prosjektert med - vanntett betongutforing av det meste av tunnelene. Det er bare et parti under Akershus festning hvor betongutforing vil bli sløyfet, men dette avhenger av erfaringene man gjør etter hvert.

En betongutforing vil i seg selv heller ikke være absolutt tett. Det er f.eks. bare gjennom meget omfattende kontaktinjeksjon, og tetting av fuger og svinnriss at lekkasjene i tidligere utforede tunneler har kommet ned på et rimelig og akseptabelt nivå. Uten å gå inn i en utførlig diskusjon har man for Fjellinjen antatt at det vil være mulig å oppnå en tetthet tilsvarende hva man i gjennomsnitt klarte å oppnå på NSB-tunnelene, dvs. ca. 1 l/min. pr. 100 m tunnel. Ved å justere for tunneldybde og tverrsnitt har man på det grunnlag kommet frem til oppnåelig tetthet ved betongutforing for Fjellinjen som vist i tabell 3. Dette tilfredsstiller de krav som er satt.

Siden Sentrum stasjon har vært trukket inn i debatten omkring Fjellinjen er det grunn til å minne om at lekkasjene gjennom denne betongkonstruksjonen først og fremst skyldtes utetthet i membranen bak konstruksjonsstøpen. Denne membranen var forutsatt å være helt tett, mens konstruksjonsstøpen bare skulle bære vanntrykket overført via membranen.

Etter omfattende kontakt- og fugeinjeksjon er imidlertid Sentrum stasjon også blitt tilstrekkelig tett. Den nye Vendesløyfen, har man i likhet med NSB-tunnelen ikke noen tettingsmembran. Her ble det imidlertid prosjektert med omfattende og systematisk kontaktinjeksjon og fugetetting, noe som også har gitt et godt resultat.

Nå vil det ta tid (inntil ca. 1/2 år) fra uttak av fjellet til betongutforingen er ferdig støpt og ettertettet på de enkelte partier. Med det "gap" det er mellom krav til tetthet og forventet tettingsresultat kan man selv ved maksimal injeksjonsinnsats risikere setninger og skader innen betongutforingene står ferdig.

For Fjellinjen er det av den grunn prosjektert og allerede etablert et stort antall hull for kunstig infiltrasjon av vann i byggetiden. Disse er vist i fig. 6. Hullene er søkt plassert i vannførende soner i fjellet som kommuniserer godt med bunn av dyprennene. Dette på bakgrunn av de positive erfaringer man har med denne teknikken fra bl.a. NSB-tunnelen (Karlsrud, 1982).

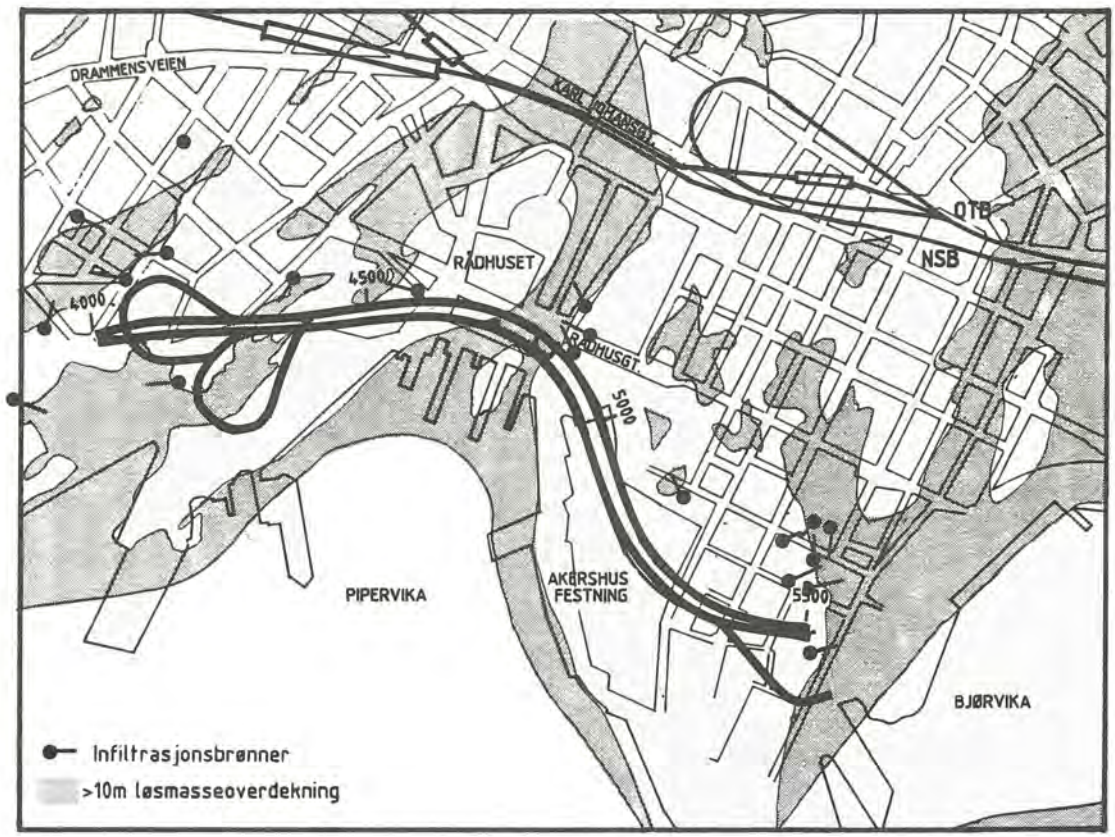


Fig. 6 Plassering av hull for kunstig vanninfiltrasjon i dyprennene omkring Fjellinjen.

SLUTTBEMERKNING

Kravet til tetthet av Fjellinjen er som beskrevet ovenfor vurdert forholdsvis nøkternt ut ifra hva som kan aksepteres av endrede poretrykk og grunnvannstand i omgivelsene uten at dette medfører fare for vesentlige skader eller ulemper for omgivelsene.

De tetthetskrav som er fastlagt skal kunne tilfredsstilles ved en kombinasjon av forinjeksjon, vanntett betongutforing og bruk av kunstig vanninfiltrasjon i byggetiden. Dette forutsatt at man velger de riktige materialer og metoder, og får til en profesjonell utførelse. Overraskelser kan selvfølgelig oppstå og gjøre at kriterier og metoder må tilpasses de lokale forhold. Dette krever et gjennomtenkt og systematisk opplegg for kontroll med arbeidenes utførelse og kontroll med resultatet. Dette er det fra byggherrens side lagt opp til og er behandlet i det etterfølgende foredrag.

REFERANSER

Karlsrud, K. (1982)
Dranasje og setningsproblemer i forbindelse med fjelltunneler i Oslo-området. (Drainage and settlement problems in connection with rock tunneling in the Oslo region).
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund. Fjellsprengningsteknikk - bergmekanikk - geoteknikk 1981. Foredrag. Trondheim, Tapir, s. 33.1-33.24. Også NGI-rapport 52652-1.

Karlsrud, K. (1987)
Tetting av bergmasser - funksjonskrav. NIF-kurs: Tetting av bergmasser, Gol 1987.

Karslrud, K. (1987)
Tetting av bergmasser - erfaringer fra trafikkfunnelen i Oslo.
NIF-kurs: Tetting av bergmasser, Gol 1987.

Fredriksen, U. (1987)
Tetting av bergmasser - erfaring fra OVK-tunnelene i Oslo.
NIF-kurs: Tetting av bergmasser, Gol 1987.

TETTEMETODER VED FJELLINJEN - PRINSIPP OG FORUTSETNINGER.

WATERSEALING OF A MAJOR HIGHWAY TUNNEL IN OSLO - PRINCIPLES

Siv.ing. Jan K.G. Rohde
Ingeniør Chr. F. Grøner A.S.,

SAMMENDRAG

De metoder og midler som er lagt til grunn for tetting av Fjellinjetunnelen er vurdert ut ifra de gitte tetthetskrav, geologiske forhold samt de erfaringer som hittil er høstet mht. tetting av bergmasser i Oslo-området. I denne sammenheng har erfaringer fra anlegg som OVA-tunnelen, NSB-tunnelen og Sentrum Stasjon vært av stor betydning.

PROFIL NR.	DYBDE UNDER GRUNN-VANN-STAND (m)	FORSLAG TIL TETTHETS-KRAV (l/min/100m)	BEREGNET TETTHET NGI		
			v/INJEK-SJON (l/min/100m)	v/UTSTOP-ING (l/min/100m)	v/UTSTOP-ING bare av nordre løp (l/min/100m)
4000-4060	12-15	3	3,2	1,1	2,7
4060-4230	15-23	2	4,6	1,5	3,8
(avkjørings-tunnel)	7-23	1,5-2	2,0	0,5	
4230-4430	23-31	3	6,5	2,2	5,4
4430-4600	31-39	3	8,4	2,8	7,0
4600-4800	39-45	3	10,1	3,4	8,4
4800-4900	45-40	3	10,2	3,4	8,5
4900-5100	40-34	6	8,9	3,0	7,4
5100-5250	34-23	6-7	6,8	2,3	5,7
5250-5300	23-21	5	5,3	1,8	4,4
5300-5400	21-17	4	4,6	1,7	3,9
5400-5450	17-15	3	3,8	1,3	3,2
5450-5500	15-13	2	3,4	1,1	2,8

Tabell 1 - Sammenstilling av forslag til tetthetskrav og beregnet tetthet (NGI)

Foreliggende tetthetskrav er vist i tabell nr. 1. For å tilfredsstille disse krav skal permanent tetting baseres på betongutstøping av hele tverrsnittet fra påhugg i vest til ca. 100m øst for dyprennen ved Rådhusplassen. Over denne strekningen blir forinjeksjon utført for tetting i byggetiden intil vanntett betong er etablert. Over resten av tunnelen blir tettingsarbeidet utført med forinjeksjon som permanent tetting. Det foreligger også et alternativ med full utstøping av hele nordre løp dersom injeksjon av søndre løp øst for dyprennen ikke skulle tilfredstille de tetthetskrav som er lagt til grunn. En oversikt over anlegget og omfang av vanntett betongutforing er vist i figur 1.

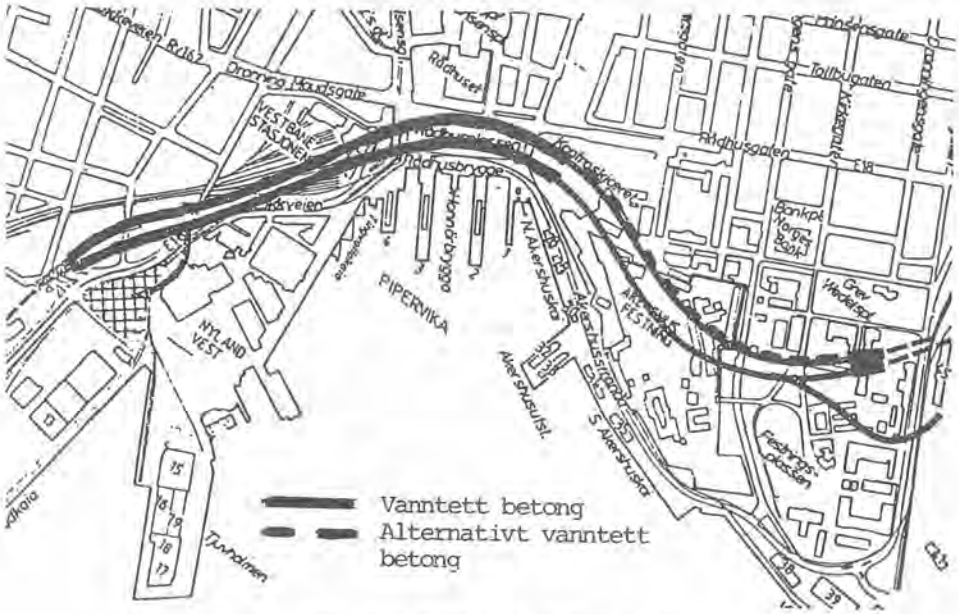


Fig. 1 - Fjellinjen oversikt

Vanninfiltrasjon er et aktuelt tiltak for å hindre poretrykks-reduksjon og grunnvannssenkning i byggeperioden.

I dette foredrag vil det bli lagt størst vekt på midler og metoder for tetting av bergmasser ved forinjisering. Bruk av vanntett betongutforing og etablering av denne ansees i denne sammenheng primært å være et betongteknologisk problem.

SUMMARY

Methods on watersealing of rock are in this project evaluated from requirements to avoid settlements due to pore pressure reductions, geological conditions and experience from earlier underground excavations in the Oslo area. Underground excavations as the OVA sewer tunnel, NSB railway tunnel and the Sentrum Subway Station have been of great interest.

Values of maximum permitted leakages in the tunnel are shown in table 1. To satisfy these requirements, watersealing by impervious concrete lining is designed from the western entrance along the entire tunnel to approximately 100 m east of the major fault at Rådhusplassen. Grouting ahead of tunnel face is here designed as temporary watersealing.

Along the rest of the tunnel watersealing will be performed by permanent grouting. An alternative design with impervious concrete lining exist along the entire northern tunnelalignment if grouting

of the southern alignment east of Rådhusplassen does not work satisfactorly as permanent watersealing. The extent of impervious concrete lining is shown in Figure 1.

Water infiltration is designed as a temporary effort to maintain the the pore water pressure during construction.

This paper describes methods of grouting of this project. Construction of impervious concrete lining is considered to be a matter of concrete technology in this respect.

GEOLOGI OG BERGGRUNN

Et forenklet geologisk profil langs Fjellinjen er vist i figur 2. Tunnelen krysser en rekke forskjellige bergartsformasjoner som er typiske for det såkalte Oslofeltet.

Den vestlige delen av tunneltraséen fra påhugg i vest og frem mot dyprenna under Rådhusplassen ligger i kambrosilurske kalkstein og leirskifre.

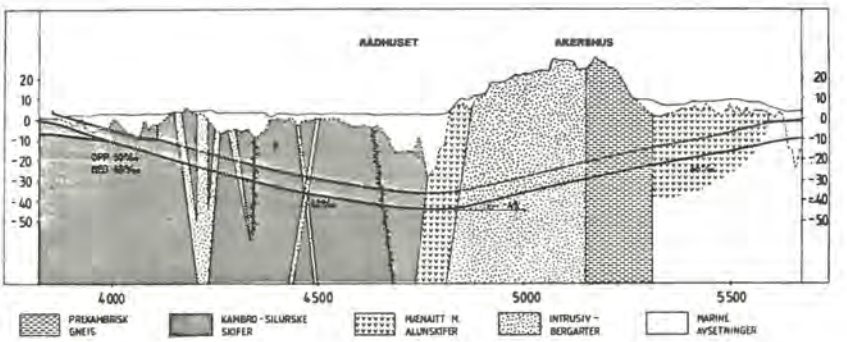


Fig. 2 - Geologisk profil

Under Rådhusplassen ved Rosenkransgata krysser tunnelen fortsettelsen av den store Bunnefjordsforkastningen. Denne forkastningen har forårsaket en større knusningssone i alunskifer som senere er blitt kraftig nedskuret av isen slik at det har oppstått en større dyprenne i den østlige del av Rådhusplassen.

Videre østover under Akershus slott går tunnelen gjennom et parti med prekambrisk gneis(grunnfjell) for så å fortsette i mænaitt og enkelte alunskifersoner under Festningsplassen. I hele traséområdet gjennomskjæres berggrunnen av yngre permiske intrusivganger av forskjellig type, mektighet og strøk-/fallretning.

Geologiske undersøkelser har avdekket store variasjoner langs tunneltraséen med hensyn til bergmassenes oppsprekkingsgrad og tetthet.

TEKNISK UTFØRELSE

Forinjisering.

Generelt er det ved injeksjon lagt opp til boring av 20m lange injeksjonsskjermer med innbyrdes avstand 8m og 12m. Avstand 8m benyttes der permanent tetting baseres på forinjeksjon. Avstand 12m benyttes der permanent tetting baseres på vanntett betongutforing. Borhull bores i vifteform på skrå ut fra tunnelkontur på en slik måte at de former en traktlignende skjerm fremover i tunnelretningen.

Prinsipp for boring av injeksjonsskjermer ved permanent og midlertidig tetting er vist på figur 3 og 4.

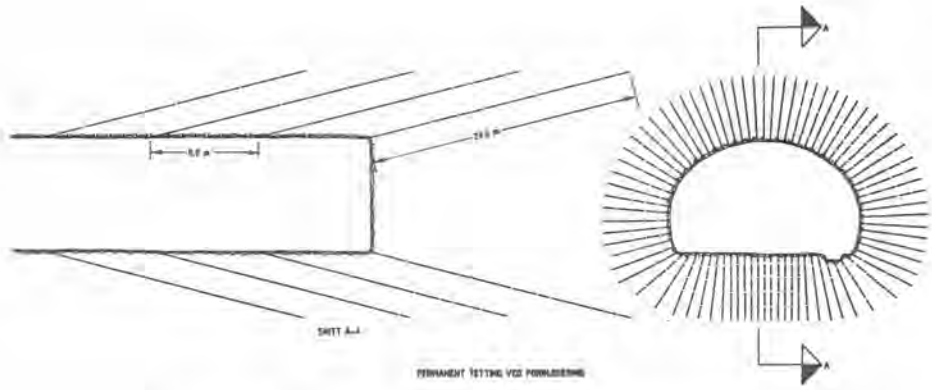


Fig. 3 - Permanent tetting ved forinjisering

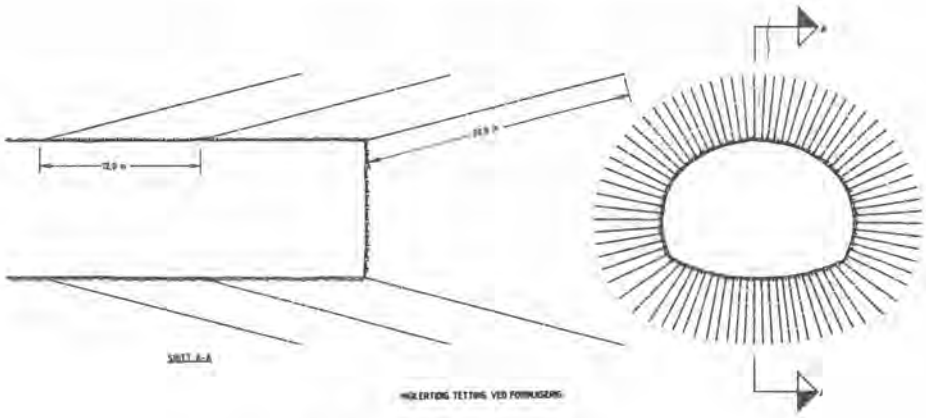


Fig. 4 - Midlertidig tetting ved forinjisering

Ved forinjisering er følgende prosedyre lagt til grunn:

Boring av 1. rundes injeksjonshull, hullavstand ca. 2,5m målt langs tunnelperiferien. Samtlige borhull spyles, vanntapsmåles og injiseres.

Resultat av vanntapsmålinger vil bl.a. være bestemmende for valg av injeksjonsmidler og hullavstand for fullføring av skjermen. Ved boring av første rundes injeksjonshull er det satt skjerpede krav til oppmerksomhet ved boring slik at endringer i geologiske og lekkasjemessige forhold registreres og rapporteres.

Etter herding bores mellomliggende injeksjonshull. Behov for vanntapsmåling ved denne injeksjonsrunde vurderes ut ifra resultat av vanntapsmåling og injeksjon ved første runde injisering.

Behov for og plassering av ytterligere injeksjonshull vurderes ut ifra resultat 1. og 2. omgangs injisering.

Hullavstand på ferdig injeksjonsskjerm antas å ligge i størrelsesorden 0,5-1,5m.

Ved boring av injeksjonshull er det stilt strenge krav til borenøyaktighet. Boring med styrerør forlanges og matetrykket skal tilpasses bergets beskaffenhet for å begrense borhulleavviket. Boring utføres med spyling og hullet spyles grundig med trykkluft og vann etter boring.

Prosedyren for forinjeksjon tilpasses de lokale forhold og justeres i forhold til de resultater og erfaringer som oppnås etterhvert.

Ved injeksjon benyttes i utgangspunktet så høye trykk som bergmassene tillater. Injeksjonstrykket skal til enhver tid kunne kontrolleres og tilpasses bergets beskaffenhet.

Dersom foreskrevet trykk ikke er oppnådd etter et masseforbruk tilsvarende 100 kg sement pr. løpemeter borhull skal injeksjonen i dette hullet avsluttes.

Injeksjonen vil normalt bli påbegynt i hull med høyest vanntap/-lekkasje. Flerhullsinjeksjon er aktuelt dersom det under injeksjon av et hull kommer injeksjonsmasse ut i tilstøtende hull. Entreprenørens utstyr tillater injeksjon av inntil 6 hull samtidig.

Ved avslutning av hver injeksjonsskjerm foretas systematisk sonderboring i selve stuffen. Borhullenes lengde tilpasses den aktuelle skjermavstand slik at sonderhullet alltid bores 3-4m forbi stuff for neste injeksjonsskjerm.

Omtale av aktuelle injeksjonsmidler og tilsetningsstoff er gitt i eget avsnitt.

Vanntett betong.

Deler av hovedtunnel med nisjer, tverrstoller og utvidelser for av- og påkjøringsfelt skal støpes ut med vanntett betong. De aktuelle strekninger er vist på figur 1. Foruten de angitte strekninger foreligger det også et alternativ med vanntett betongutforing i nordre tunnelløp i øst dersom de gitte tetthetskrav ikke kan tilfredstilles med forinjeksjon alene. Denne avgjørelse vil bli foretatt på bakgrunn av erfaringer ved driving av avkjøringsrampe i øst og østre del av søndre løp.

Typisk tunneltverrsnitt med og uten vanntett betongutforing er vist i figur 5.

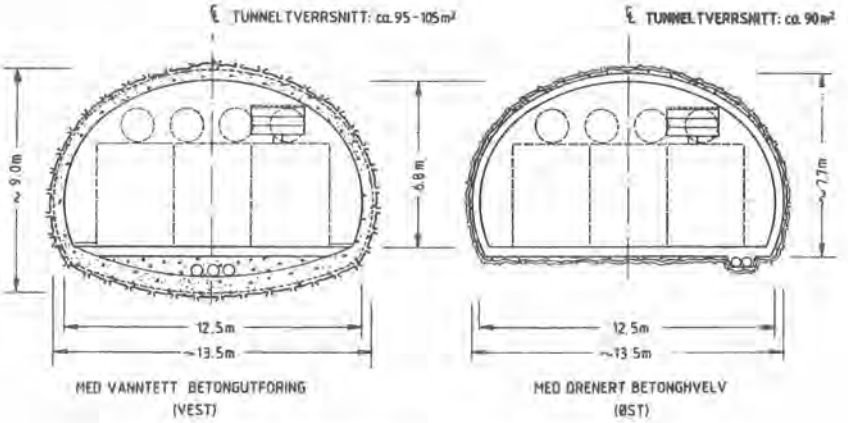


Fig. 5 - Typiske tunneltverrsnitt

Ved etablering av vanntett betongutforing skal sålen støpes ut før støp av vegg og heng. For å sikre at de vesentligste deformasjoner i bergmassene er avsluttet skal støp av vegg og heng utføres tidligst 4 uker etter at hele tverrsnittet er tatt ut og ferdig sikret. For å redusere lekkasjer i byggetiden gjelder som et generelt krav at tunnelen skal være støpt ut senest 8 uker etter at tverrsnittet eller deler av tverrsnittet er tatt ut. Likeledes er det stilt krav om at avstand mellom stuff og støpefront ikke skal overstige 100m.

INJEKSJONSMIDLER

Selve injeksjonen utføres med rapidsement evt. SR-sement, mikrosement eller kjemiske injeksjonsmidler. Bruk av de enkelte injeksjonsmidler vurderes ut ifra bergmassenes oppsprekkingsgrad, sprekkekarakter og permeabilitet, og resultat av vanntapsmålinger vil normalt bli lagt til grunn for valg av injeksjonsmidler.

Det er forutsatt at en første grovinjeksjon av fjellet utføres ved vanlig sementinjeksjon. Når de største sprekker er tettet, utføres en videre tetting ved hjelp av mikrosementer og/eller ved bruk av kjemiske midler. Hvor langt en skal gå med vanlig sementinjeksjon vil avhenge av bergmassenes sprekkekarakter og vil bli basert på resultat vanntapsmålinger, sementinngang mv.

Det er i utgangspunktet antatt at vanlig sementinjeksjon kan tette sprekker ned mot 0,1-0,2mm, og at en tetthet på 1-10 Lugeon (1-10 l pr. min. pr. m. borhull ved 10bar overtrykk) vil være oppnåelig.

Ved bruk av mikrosementer og kjemiske midler er det antatt at en tetting ned mot 0,01 Lugeon skulle være mulig. Med de tetthetsvariasjoner som er forventet langs tunneltraseen, er det delvis aktuelt å sløyfe injeksjon med rapidsement for i stedet å gå rett på en injeksjon med mikrosement evt. kjemiske midler for enkelte skjermer.

Tilfredstillende tetthet antas å være oppnådd ved målt vanntap i størrelsesorden 0,02-0,2 Lugeon.

For injeksjon som permanent tetting er det stilt særdeles strenge krav til såvel tetningsmaterialer som utførelse med henblikk på tetthet og langtidsstabilitet. For injeksjon som midlertidig tetting er stabilitetskravene til de kjemiske injeksjonsmidler redusert til 6 mnd.

En kort omtale av de forskjellige midler er gitt i de følgende avsnitt.

Injeksjonssementer.

Rapidsement og evt. SR-sement forutsttes å være kjent for de fleste og gis ikke nærmere omtale her.

Mikrosementer er spesielt fingraderte sementer som kan trenge inn og gi bedre tetting av finere sprekker i bergmassene.

SEMENT TYPE	SULFAT RESISTENT	TILSETN.-STOFFER	FINHET				CA. PRIS (kr/kg)	LEVERANDØR
			BLAINE (cm^2/g)	D100 (um)	D50 (um)	% >20 um		
ALOFIX MC	NEI	JA	8150	13	4,0	0	16,-	THORS KJEMISKE/RESCON
E1 - UF	JA	JA	9524	30	4,5	2,4	ca.8-9	HALDEN OLJE & KJEMI
FP 225	JA	NEI	9200	13	3,5	0	12,-	BETOKEM
FP 226	JA	NEI	6200	40	8,0	12,0	6,-	BETOKEM
W 650 SR	JA	NEI	6500	40	6,5	10.0	2,-	THORS KJEMISKE
S 1000	NEI	NEI	10000	22	3.7	1,5	5,-	THORS KJEMISKE
BETEC 200	JA	JA	9600	30	4,5	3,6	12,-	ØSTLANDSBYGG

Tabell 2 - Aktuelle Mikrosementer

Sementtyper som er vurdert i denne sammenheng er vist ovenfor i tabell 2. Kornfordelingskurve for de forskjellige mikrosementene er vist i figur 6.

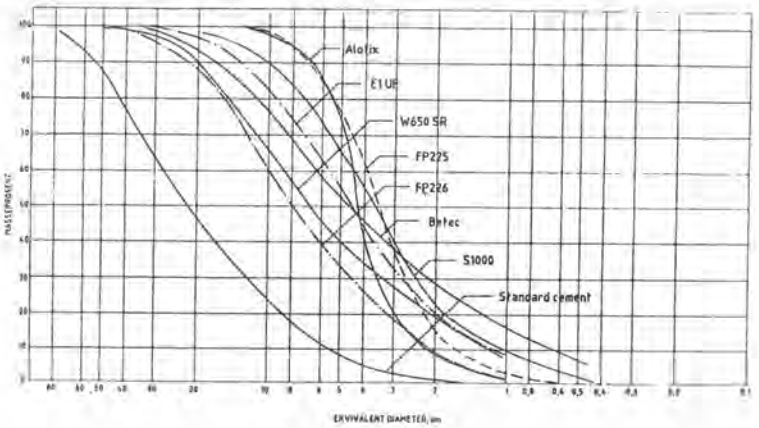


Fig. 6 - Kornfordelingskurver for aktuelle mikrosementer

Enkelte av disse mikrosementer er i utgangspunktet tilsatt stoffer for bedre å øke sementens egenskaper mht. dispergering, sementenes inntregningsevne samt redusere blandingens viskositet. Ved de øvrige må slike midler tilsettes.

Kjemiske injeksjonsmidler.

Etter egenskaper og sammensetninger er de kemiske injeksjonsmidler delt i følgende:

- Silikatbaserte injeksjonsmidler for midlertidig tetting av bergmasser.
- Sammensatte silikat/akrylamid-baserte injeksjonsmidler for permanent tetting av bergmasser.
- En- eller tokomponents skummende polyurethan for midlertidig tetting av store lekkasjer.
- En- eller tokomponents lavtskummende polyurethan for permanent tetting og midlertidig stabilisering av bergmasser.

For de kjemiske injeksjonsmidlers materialegenskaper er det stilt følgende krav til dokumentasjon :

- Tetthetsegenskaper
- Bestandighet over tid
- Synerese
- Bestandighet mot vanntrykk opp mot 5bar, utvasking, frost, sjøvann, kjemisk nedbrytning, samt lagringsbestandighet
- Viskositet og inntregningsevne

- Gelstyrke, trykkfasthet og hevftfasthet til fjell
- Størkningstid og hvorledes den skal kontrolleres
- Elastisitet og forseglingsegenskaper
- Arbeidsmiljø og forurensning
- Korrosivitet overfor stål og betong.

Flere produkttyper for kjemisk injisering finnes på markedet. For de forskjellige produktene kan kort nevnes:

Silikatbasert for midlertidig tetting, vannglass tilsatt herder av forskjellige typer og fabrikat. Materialprisen er relativt lav, men produktet har sin klare begrensning mht. trykkfasthet og bestandighet.

Akrylamidbaserte injeksjonsmidler har god stabilitet og trykkfasthet, men materialprisen er relativt høy i forhold til sement og vannglassbaserte injeksjonsmidler.

Polyurethan er et injeksjonsmiddel som utvikler et ekspanderende skum ved kontakt med vann og fuktighet. Middelet har god fasthet og bestandighet, men meget høy pris i forhold til andre kjemiske midler og injeksjonssementer.

SLUTTBEMERKNINGER

Frem til idag er det drevet ca. 220m tunnel i vest (midlertidig adkomsttunnel og ca. 120m av søndre hovedløp) og ca. 110m av avkjøringsrampen i øst.

På disse strekninger har variasjoner i såvel bormønster og injeksjonstrykk, blandeforhold, injeksjonsmidler og tilsetningsstoff vært prøvet.

Parallelt med utprøving av injeksjonsmidler i tunnelen er det også utført forskjellige laboratorieforsøk av både leverandør, entreprenør og byggherre.

Pga. bergmassenes relativt finoppsprukne karakter og lave permeabilitet er grovtetting med rapidsement funnet å være lite effektiv i skiferbergartene i vest. Likeledes har de forsøk som hittil er prøvet med mikrosementer vist begrenset effekt slik at direkte injeksjon med kjemiske midler er funnet å gi de beste resultat.

Ved injeksjon som midlertidig tetting er det benyttet en blanding av vannglass og Hardener 1000. Dette injeksjonsmidlet har ikke hatt tilfredsstillende fasthetsegenskaper, og en har senere prøvet med andre herdetyper.

Siprogel har vært benyttet i de deler av tunnelen hvor tid fra utsprengning til etablering av vanntett betong overskrider 8 uker.

I mænaitt og alunskifer i øst benyttes grovtetting ved hjelp av sulfatresistent sement og fintetting med kjemiske midler.

På grunn av krav til midlenes langtidsstabilitet blir Siprogel benyttet ved kjemisk injisering.

Med unntak av de deler av anlegget hvor tetting med vannglass og Hardener 1000 er benyttet, er de oppnådde resultat ved forinjiseringen så langt tilfredsstillende.

FJELLINJEN - MÅLEPROGRAM

FJELLINJEN - MONITORING PROGRAMME

Sivilingeniør Torbjørn Johansen
Geoteknisk kontor, Oslo kommune

SAMMENDRAG

Under arbeidene med E 18 - Fjellinjen, gjennomføres det et omfattende måleprogram. Programmet har til hensikt å kunne bekrefte de tekniske løsningene for tunnelen, og å kunne gi grunnlag for å vurdere eventuelle konsekvenser av anleggsarbeidene på omgivelsene.

Innenfor den sonen som er definert som et mulig influensområde er det i alt ca. 400 bygninger som inngår i programmene. Samtlige av disse bygningene blir besiktiget og setningsnivellert for å kunne vurdere eventuelle skader fra anleggsarbeidene. I tillegg måles det på i alt 66 poretrykksmålere konsentrert i dyprennene. Nærmere tunnelene, i en avstand på ca. 100 m til sidene, gjennomføres rystelsesmålinger med automatisk overføring av data til anleggskontoret.

For å kunne håndtere måleresultatene, og kunne sammenholde disse med de data som er registert om de enkelte bygg, er det tatt i bruk ulike databaser og EDB-program for rasjonell behandling av resultater.

SUMMARY

During the construction of the Oslo Tunnel (Fjellinjen), a comprehensive monitoring programme is carried out. The aim of the programme is to confirm the technical solutions for the tunnels, and to give the necessary documentation of any influence of the construction activity on the surrounding parts of the city.

Within the influence zone, approx. 400 buildings are located. All buildings will be inspected and settlements will be measured, to make it possible to evaluate any damage caused by the construction of the tunnels. In addition, 66 piezometers are installed. Near the tunnels (100 meters to both sides), vibrations from blasting are automatically recorded and transfered to the construction office.

To be able to handle the large amount of information gathered, several computer databases and systems are being used.

INNLEDNING

Fjellinen går midt under sentrale deler av Oslo sentrum, i områder med tildels gammel og verneverdige bygningsmasse. Tidligere erfaringer med tunnelbygging i Oslo, tilsier at en måtte legge ned et betydelig arbeid i å sikre omgivelsene mot skader. Samtidig er prosjektet omstridt både blant fagfolk og blant publikum, med en langvarig avisdebatt, der det spesielt er blitt fokusert på alle farene forbundet med anlegget.

Konsulentgruppen for Fjellinjen fikk derfor tidlig i prosjekteringen ansvaret for å utarbeide forslag til måleprogram for Fjellinjen. Programmet skulle sikre en forsvarlig gjennomføring av arbeidene, samt bekrefte de tekniske løsningene for tunnelene. Videre skulle måleprogrammet sørge for at anlegget ikke skulle bli tillagt skader på bygninger i et stort område, der skadene ikke kunne tilbakeføres til anleggsarbeidene.

Måleprogrammet inkluderer følgende aktiviteter:

* Bygningsbesiktigelse
* Setningsnivellement
* Poretrykk og grunnvannsmålinger
* Rystelsesmålinger
* Lekkasjemålinger i tunnel
* Deformasjonsmålinger i tunnel/dyputgravinger

De ulike deler av måleprogrammet utføres av private konsulentfirma og Geoteknisk kontor, i nært samarbeid med anleggsledelsen for Fjellinjen.

BYGNINGSBESIKTIGELSE

Bygningsbesiktigelsen er av avgjørende betydning for å sikre et korrekt oppgjør ved en skade, og for å sikre at Fjellinjen ikke blir forsøkt belastet med gamle skader oppstått før arbeidene startet. Spesielt med referanse til gamle skader, har byggeledelsen valgt å besiktige et stort område, se fig. 1. Området er det samme som for setningsnivellementene.

Omfanget av besiktigelsene er gruppert i tre områder. Nærmest tunnelene skal byggene besiktiges etter "omfattende" omfang. Det medfører at alle kjellere, oppganger og fasader skal tas. Dessuten skal innvendige rom besiktiges i den utstrekning det annses nødvendig for beskrive gårdens tilstand tilfredsstillende.

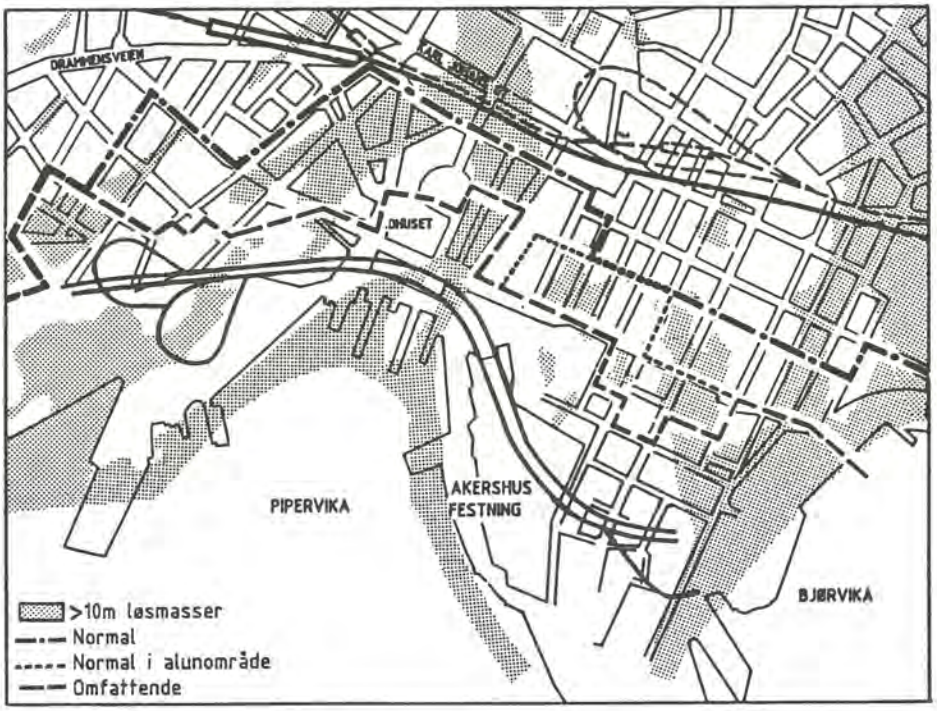


Fig. 1. Områder for bygningsbesiktigelse.

Utenfor dette området skal gårdene besiktiges etter "normalt" omfang. Denne gruppen skiller seg fra "omfattende" ved at det ikke besiktiges innvendige rom. En slik besiktigelse tar derfor kun hensyn til setningsskader på byggene. Slike skader vil komme til uttrykk i fasader, oppganger og kjellere.

I tillegg skal det i områder med alunskifer sees spesielt etter typiske skader fra alunskifer.

I alt er det snakk om å besiktige noe over 400 bygninger. Etter at tilbudene på bygningsbesiktigelsen var kommet inn, syntes det klart at besiktigelse ved hjelp av video-filming, ville komme vesentlig rimeligere ut enn tradisjonell besiktigelse med skriftlig rapport med bilder. Etter en vurdering av metodene mot hverandre, vedtok byggherren å satse på video-registrering for Fjellinjen. I tillegg vil det kunne bli aktuelt å benytte tradisjonell besiktigelse på spesielle bygg. Arbeidene med video-registreringene er satt bort til A/S Geoteam.

For aten video-registrering skal kunne gi tilfredsstillende resultater, er det en forutsetning at den utføres av kvalifisert personell med kunnskaper om både vurderinger av bygg og om filming. Det er viktig at kameraet holdes støtt, og at det er tilstrekkelig med lys, også i mørke kjellere. Videre er resultatet en helhet av bilde og lyd, slik at de talte kommentarer også er viktige. Til sist må hver eneste video-registrering kontrolleres etter opptaket for å sikre at den tekniske kvaliteten er tilfredstillende.

Erfaringene så langt har vist at kvaliteten på videoene har vært varierende, men generelt har videoene gitt en tilfredsstillende beskrivelse av byggenes tilstand.

SETNINGSMÅLINGER

En dimensjoneringsforutsetning for Fjellinjen, er at anlegget ikke skal føre til større skader på bygninger langs tunnelene. I området utenfor rystelsessonen, er det setningsskader som eventuelt kan oppstå. I deler av Oslo pågår det en kontinuerlig terrengsetning. Samtidig med Fjellinjen er det flere andre store grunnarbeider som pågår. Det kan derfor være et ikke så rent lite puslespill og finne årsakene til eventuelle setningsskader.

Prosjektet har valgt å inkludere store deler av sydlige sentrum i området som skal nivelleres. Omfanget av nivellementene er gradert i forhold til avstanden til tunnelene og områdets generelle setningsømfintlighet. Lengst vekk fra anlegget måles alle bygninger inn halvårlig. Nærmest tunnelen måles alle bygg inn kvartalsvis. I tillegg er enkelte bygg i denne sonen plukket ut og måles inn månedlig. Utvelgelsen av bygg for månedlig nivellement er basert på byggets tilstand, tidligere setninger, og områdets setningsømfintlighet, se fig. 2.

Lokalt, ved dyputgravingene, er det blitt foretatt hyppige nivellementer for å kontrollere deformasjoner på nabobygg tett inntil utgravingen.

Arbeidene med setningsnivellementene, inkludert kontroll av gamle og innsetting av nye bolter, ble sendt ut på tilbud til private firma. Byggherren har tegnet kontrakt med Geoplan A/S for disse arbeidene.

Arbeidene er i rute, med første gangs nivellement nærmest ferdig for hele området. Før innmålingen av boltene kunne starte, viste det seg nødvendig med en fullstendig ny innmåling og utjevning av fastpunktnettet i sentrum. For Fjellinjen er det kun fastpunkter i fast fjell som er tillatt benyttet som utgangspunkt. Basert på disse punktene er det etablert et primærnett med full utjevning. Gårdsnivellementene går så ut fra primærnettet i lukkete sløyfer.

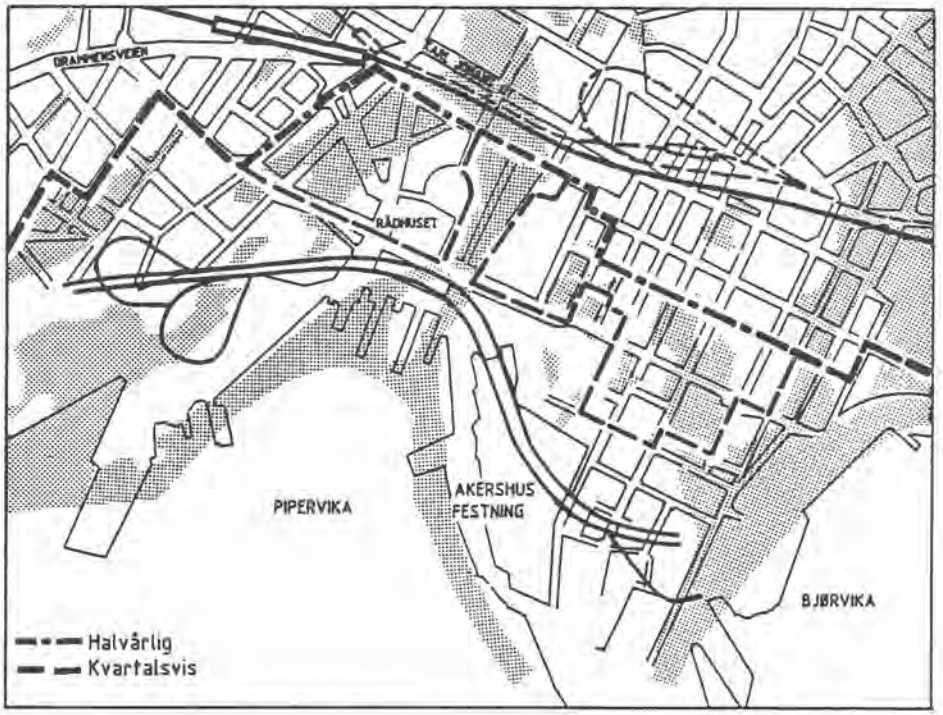


Fig. 2. Områder for setningsnivellement.

Nivellementene føres på tradisjonelle skjemaer der endringene i høyde avmerkes som + eller - i forhold til utgangshøyden. På det samme skjemaet er det et kartutsnitt med alle boltene avmerket.

For tiden vurderes alternative metoder for å visualisere setninger i et større område. Blant metodene er koteringer og tredimensjonale DAK-systemer.

I tillegg til tradisjonelle setningsnivellementer, ble det ett år før anleggsstart installert i alt 9 presisjonssetningsmålere. Målerene, som er festet i fjell, vil raskt gi utslag ved konsolideringssetninger i dyprennene, se fig. 3. Målerene er plassert inntil spesielt utsatte bygg, som Militærhospitalet i øst, og i dyprennene nær tunnelene. Sammen med hver setningsmåler, er det plassert en poretrykksmåler ved fjell og ved noen også en grunn poretrykksmåler. Dermed kan en eventuell sammenheng mellom poretrykksendringer og setninger vurderes.

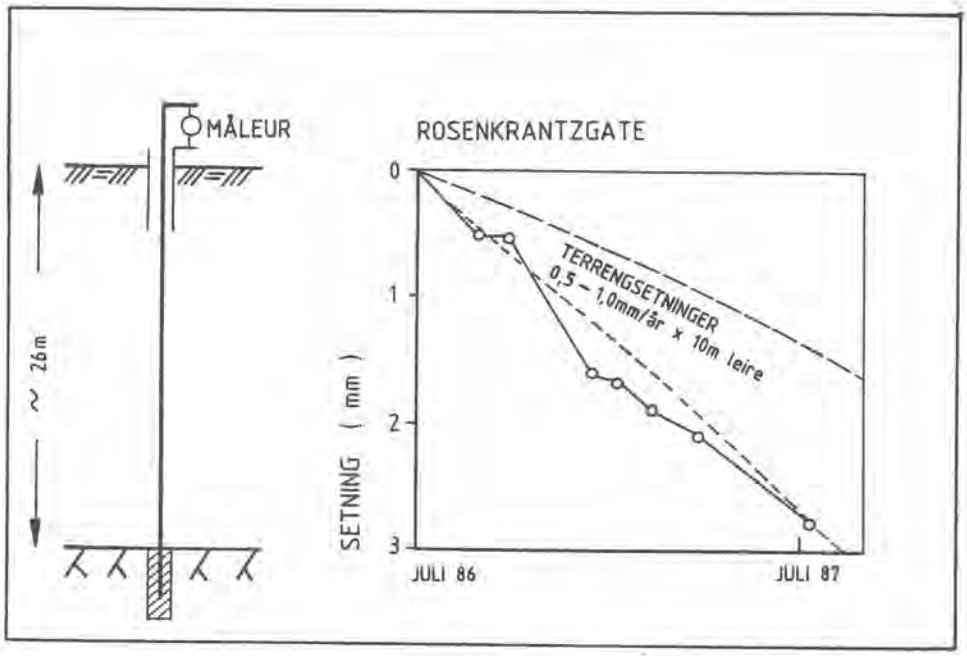


Fig. 3. Presisjonssetningsmåler i dyprenne.

Målerene avleses sammen med poretrykksmålerene og tegnes opp i samme skala som disse. Som eksempel er resultatene for måleren i Rosenkrantzgaten vist i fig. 3. Setningshastigheten for denne måleren er på ca. 1 mm/år og 10 meter leire, det vil si innenfor det normale variasjonsområdet for terrengsetninger i Oslo. Tilsvarende viser poretrykksmålerene i området stabile poretrykksforhold, med kun noe lavere verdier i vintermånedene, se fig. 5.

PORETRYKK OG GRUNNVANNSKONTROLL

Ved lekkasjer til tunnelene og inn i dyputgravingene, kan dette påvirke poretrykkene og grunnvannsnivået i områder et godt stykke ut fra anlegget. I dyprennene kan dette føre til konsolidering av leirlagene med tilhørende setninger på bebyggelsen. En langvarig senkning av grunnvannstanden kan føre til forråtnelse av gamle treflåter med muligheter for setningsskader på gavler og lignende. I områder med alunskifer kan endringer i grunnvannsnivået dessuten føre til svelleskader på kjellermurer og kjellergulv.

Fra prosjekteringen av Fjellinjen var det klart at det er helt minimale lekkasjer inn i tunnelene som kan tillates. Vannmengdene er så små at de vanskelig kan måles inne i tunnelen. Det er derfor bygget opp et omfattende opplegg for måling av poretrykk og grunnvannsstand. Erfaringer fra tidligere anlegg i Oslo har vist at det er utslagene på poretrykksmålere som best kan gi et bilde av lekkasjeforholdene og faren for skade på konstruksjoner og bygg.

I alt 66 poretrykksmålere er plassert i områdene rundt anlegget. Hovedtyngden av målerene er plassert i tilknytning til dyprennene. For å måle eventuelle poretrykksreduksjoner ved fjell, er 51 målere plassert i bunnen av dyprennene, like over fjell. Målerene er en blanding av hydrauliske og elektriske. For å måle endringer i grunnvannsnivået, er det plassert 15 grunne målere i områder med bygg på trefláter og i alunskiferområder, se fig 4. I programmet inngår foruten målere installert for Fjellinjen, også målere installert i forbindelse med prosjekter som Norges Bank, Aker Brygge og andre.

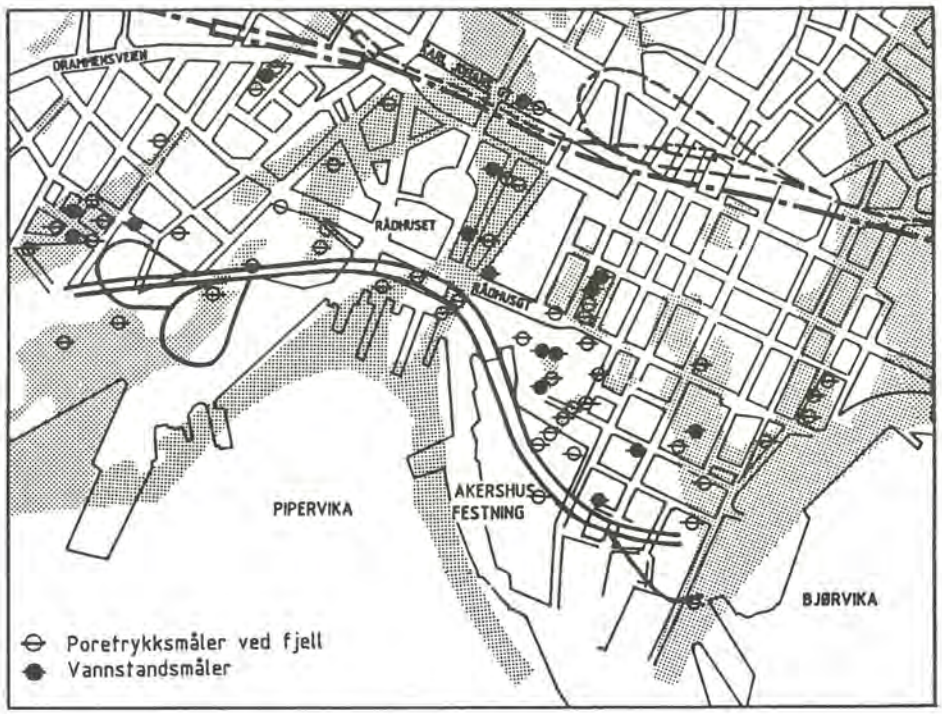


Fig. 4. Lokalisering av poretrykksmålere.

Alle målerene ble installert ett år før anleggstart for å kunne gi tilstrekkelig informasjon om tilstanden før byggearbeidene startet. Målerene avleses normalt hver måned, men målere nær dyputgravinger, spesielt verneverdige bygg m.m., avleses med kortere intervall, for eksempel hver uke.

Avlesningene legges inn på Geoteknisk kontors poretrykksdatabase. Poretrykksdatabasen dekker foruten Fjellinjen også de øvrige prosjektene kontoret arbeider med, som VEAS-tunnelene, Granfosslinjen, Lodalen/Vålerenga, Ditten m.fl.

Ut fra databasen hentes resultater fra de målere som inngår i det aktuelle prosjektet. For Fjellinjen presenteres resultatene som halvårlige statusrapporter med uttegning av alle resultatene. På hver tegning settes det av plass til et halvt år med resultater, se fig. 5. I tillegg utarbeides det månedlige rapporter som supplering til statusrapporten. Månedsrapportene inneholder kun målingene i tabellform. Oppsettet på statusrapporten gjør det imidlertid enkelt å tegne inn verdiene for de målingene en er spesielt interessert i.

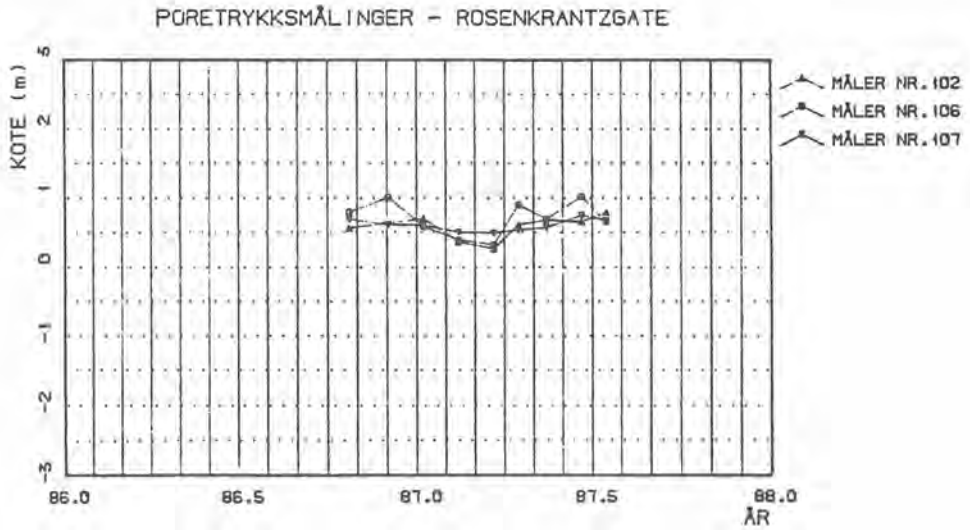


Fig. 5. Poretrykksmålinger i Rosenkrantzgate.

Poretrykksdatabasen har den fordel at resultatene fra en måler lagres kun ett sted. En måler i sentrum benyttes ofte i flere prosjekter samtidig. Ved hjelp av forhåndsdefinerte rapporter og plotteprogram, kan en fritt kombinere målere installert på ulike prosjekter sammen i tegninger i ønsket format og innenfor et gitt tidsrom.

RYSTELSESMÅLINGER

Norges Geotekniske Institutt (NGI), som underkonsulent for Konsulentgruppen for Fjellinjen (KGF), utarbeidet tidlig i prosjekteringen en rapport med en gjennomgang av bygningsmassen 100 meter ut fra begge sider av tunnelene, se fig. 6. For de enkelte bygg ble byggets tekniske stand vurdert, rystelsesømfintlig utstyr ble registrert og kontaktpersoner for utstyret ble notert. På bakgrunn av de innhentede opplysningene ble det deretter satt kriterier for maksimalt tillatte rystelser for bygget (målt på fundamentet, og for eventuelt rystelsesømfintlig utstyr i byggene). Rystelseskriteriene dannet i sin tur rammene for tillatte ladningsmengder i tunnelene.

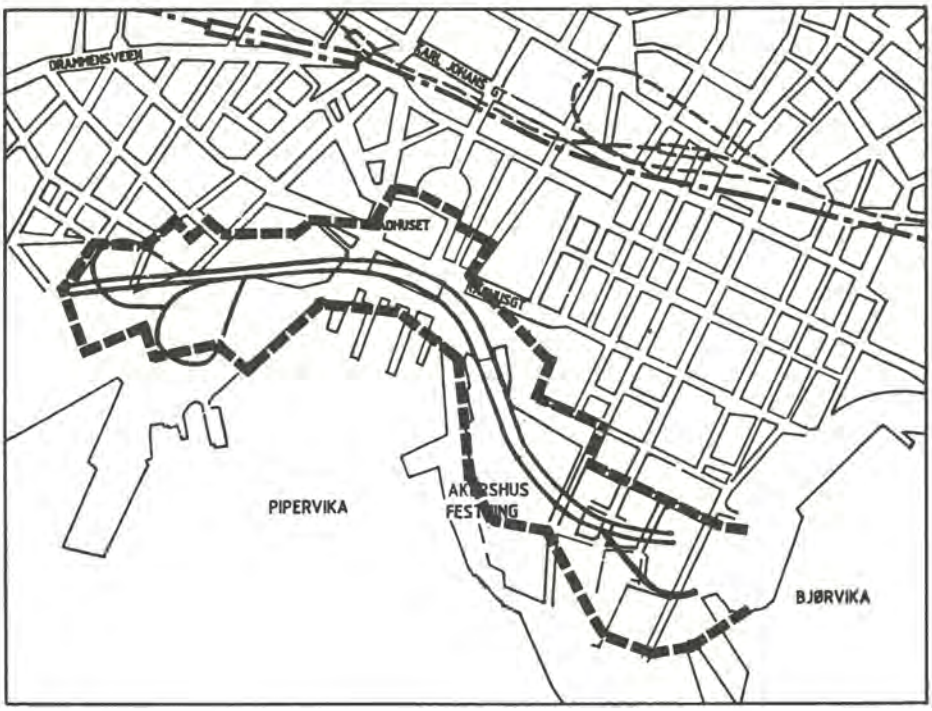


Fig. 6. Område for vurdering av rystelseskriterier og måleprogram.

Rystelseskriteriene som ble satt opp er i grove trekk:

bygninger (målt på fundament):

Kat. 1 : 20 lm ved < 80 Hz og 10 mm/s ved > 80 Hz

Kat. 2 : 40 lm ved < 80 Hz og 20 mm/s ved > 80 Hz

Kat. 3 : 80 lm ved < 80 Hz og 40 mm/s ved > 80 Hz

på utstyr (målt på gulv):

I drift: 100 lm ved < 15 Hz og 10 mm/s ved > 15 Hz

Stoppet: 100 lm ved < 15 Hz og 20 mm/s ved > 15 Hz

Videre tillates det at inntil 5% av målingene i antall overskrider rystelsesnivået med inntil 50% i verdi.

Det ble i neste omgang utarbeidet et forslag til måleprogram for rystelser. Programmet tok utgangspunkt i de samme 100 meters sonene ut fra tunnelene. Det ble lagt opp til en kombinasjon av enkle langtidsmålere og omfattende enkeltmålinger med måling av hele salveforløpet. Med samtidig driving på 8 tunnelstuffer, ville programmet kreve inntil 10-20 posisjoner for langtidsmålinger og 10-12 posisjoner for omfattende enkeltmålinger.

Byggherren har inngått kontrakt med NGI på arbeidene med utførelse av rystelsesmålinger. NGI arbeider meget nær anleggsledelsen og kan dermed komme med vurderinger og anbefalinger etter hver salve.

Teknisk gjennomføres rystelsesmålingene ved at det er strukket egne linjer fra målerene som er plassert ute på byggene tilbake til målestasjonen som er plassert i egen brakke nær anleggskontoret. Målestasjonene som er benyttet så langt, er av typen AVA 400 og AVA 1200. Erfaringene med disse er gode. Her registreres salveforløpet på micromaskiner og resultatene presenteres grafisk og i listeform, se fig. 7.

Foran hver salve skal naboer varsles av entreprenøren. Varslingslistene er basert på eiendomsdatabasen som er opprettet for Fjellinjen (se kapittelet om eiendomsdatabasen).

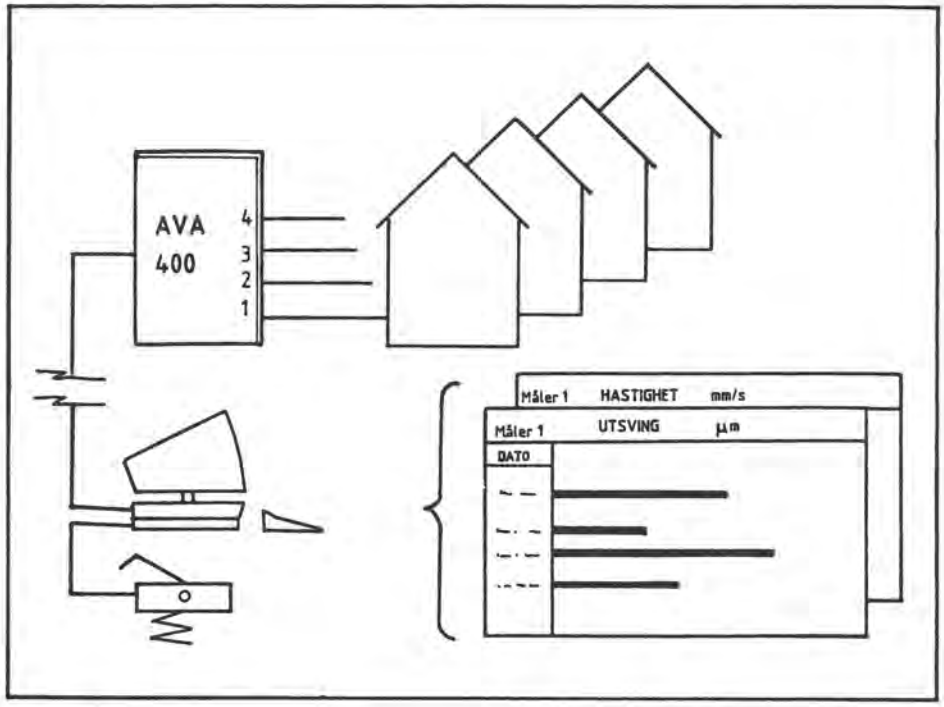


Fig. 7. Registrering av rystelser (omfattende enkeltmåling).

LEKKASJEMÅLINGER I TUNNEL

Tetthetskriteriene for tunnelene er basert på en tillatt lekkasjemengde pr. 100 meter tunnel. De tillatte lekkasjene er svært små, helt ned til 3 liter pr. minutt pr. 100 meter tunnel, det vil si i en slik størrelsesorden at de nesten ikke er målbare. Imidlertid gjøres det forsøk på å måle lekkasjer i tunnelen.

Målingene foregår ved at det støpes betongterskler på tvers av tunnelløpet. Avstanden mellom tersklene bør være ca. 100 meter. Ved å måle mengden vann som renner over begge tersklene, kan lekkasjen inn i tunnelen mellom tersklene beregnes.

Lekkasjemengdene er betydlig mindre enn det vannet som medgår under anleggsarbeidene. Målingene må derfor foretas i løpet av en helg hvor det ikke er produksjon i tunnelen.

ANDRE MÅLINGER

Foruten de måleprogrammene som til nå er nevnt, er det flere mindre måleprogram som skal utføres under anleggsarbeidene. Disse har primært til hensikt å bekrefte konstruksjonens funksjon. Når dette foredraget skrives er ikke gjennomføringen av alle de ulike programmene endelig bestemt.

Dyputgravingen i øst ligger klemt inne mellom bygning 52 på Akershus og det nyoppførte Militærhospitalet. Det er satt opp bestemte krav til stivheten av stålspunten rundt gropen, i tillegg til krav om motstandsmoment. Videre er den nærmeste delen av bygning 52 refundamentert på stålpeler til fjell. Deformasjonene i spuntveggen skal måles med inklinometer i to snitt, et på hver side av gropen. Maksimalt beregnede deformasjoner er i størrelsesorden 4 til 6 cm.

Tunnelene skal stabilitetssikres med systematisk bolting. Fjellet er på forhånd forinjisert. Etter sprengning vil sprekker kunne åpnes og dermed kunne øke innlekkasjen til tunnelen gjennom injeksjonsskjermen. Deformasjonene etter sprengning er forsøkt beregnet på NGI ved hjelp av UDEC beregninger. En vil derfor forsøke å måle disse deformasjonene i noen snitt.

Den permanente vanntetting i tunnelene skal for hovedstrekkene av tunnelene sikres med en uarmert betongutforing. Løsningen er ikke tidligere prøvet i Norge, og det er blitt foreslått å instrumentere et par snitt i tunnelen for å måle tøyninger og spenninger i betongen.

EIENDOMSDATABASE

I løpet av prosjekteringen av Fjellinjen, er det samlet inn en rekke opplysninger om gårder og bygninger innenfor det området som er definert som influensområdet. I første omgang ble det samlet inn opplysninger om byggenes fundamentering, grunnforhold, tidligere setninger, poretrykksforhold og grunnvannstandsnivå, som et ledd i vurderingene av omgivelsenes ømfintlighet for setningsskader og dermed krav til maksimal lekkasje inn i tunnelene.

Videre ble det i en sone 100 meter til hver side for tunnelene, samlet inn relevante opplysninger i forbindelse med vurderinger om omgivelsenes ømfintlighet for rystelser.

I tillegg er eiere, bestyrere, vaktmestere m.m. registrert for hvert enkelt bygg. Etter byggestart er opplysningene supplert på basis av et spørreskjema som er sendt hver gårdeier.

I alt er det samlet opplysninger om 405 bygg, med inntil 65 sett med opplysninger pr. bygg. Opplysningene må fortløpende revideres da det stadig skjer endringer med hensyn til at:

- Nye bygg kommer til (nye fløyer, nybygg).
- Bygg rives, rehabiliteres, skifter eier.
- Utfyllende opplysninger mottas fra gårdeier m. fl.
- Endringer i måleprogram gjøres.

Det ble derfor tidlig i prosjektet vedtatt å samle alle relevante opplysninger i en eiendomsdatabase. Dermed er alle opplysninger som tidligere lå spredt i ulike rapporter, registere m.m., samlet på et sentralt sted.

Eiendomsbasen er bygget opp med fem skjermbilder:

1. Lokalisering, eierforhold.
2. Bygningsdata, fundamentering, grunnforhold.
3. Setningsdata, poretrykk, grunnvannsnivå, setningsømfintlighet.
4. Rystelseskriterier, oversikt over utstyr, kontaktpersoner.
5. Oversikt over måleprogram, firmarepresentant.

I tillegg er det knyttet et journalregister til basen for registrering av henvendelser til prosjektet.

Alle opplysningene i databasen kan nyttes til søking og utplukking. Eiendomsbasen benyttes blant annet til å gi opplysninger om:

- Adresser for utsendelse av info-materiell.
- Kontaktpersoner for varsling av rystelser.
- Måleprogram (hva skal måles på de enkelte bygg).
- Oversikt over byggets/gårdens tilstand, setningsømfintlighet m.m.
- Henvendelser (fra hvem, behandling, besvart ?).

Et eksempel på hvilke opplysninger som ligger i eiendomsbasen er vist i fig. 8, som viser en komplett utskrift (uten verdier).

```
Gate    : ................... Husnr : ....      Byggnr : ..  Ant. bygg : ..
Bygning : ..............................
-----------------------------------------------------------------------------
Eier     : ......................................    Telefon  : ........
         : ......................................
Adresse  : ..............................
         : ..............................
Bestyrer : ......................................    Telefon  : ........
         : ......................................
Adresse  : ..............................
         : ..............................
Kontakt  : ......................................    Telefon  : ........
Merknad  : ..............................................................
         : ..............................................................

BYGNINGSDATA:

Bygn.type: ...................  Bygget: .....  Etg. over/under terreng: .. / .
Bygn. matr. over/under terreng  : ..................... / ....................
Fundamenteringsmetode  : ......................................
Grunnforhold           : ....................       Dybde til fjell : .....
Tilstand : ..............................................................
           ..............................................................
Merknad  : ..............................................................
           ..............................................................

SETNINGSDATA:

Kote: terr.: .......  gr.vann: .......  poretr. fjell:...
Delta-u ved fjell       : ....... m  i perioden : ..... ,  i dag : ....... m
Tidligere setninger     : ......................................
Klassifisering av fare for setningsskade ved (skala 0 - 3):
Senkn. gr.vann (råte/alun) / Poretrykk ved fjell / Konstr. tilst. / TOTAL
          ...                      ...                ...          ...
Merknad: ...............................................................

RYSTELSESDATA:

Rystelseskriterier:  På fundament:          På utstyr   :
                     ... um   ved .... Hz   ... um   ved .... Hz
                     ... mm/s ved .... Hz   ... mm/s ved .... Hz
                                            ... m/s2 ved .... Hz
Beskrivelse av rystelsesømfintlig utstyr:
..........................................................
..........................................................
Kontaktperson: ..........................................................
               ..........................................................
Evtuelt      : ..........................................................

MALEPROGRAMMER:

Bygningsregistrering :  Type    : ..............................
                        Utført  : ......  Tape-id : ......
Setningsmålinger     :  Type    : ..............................
                        Utført  : ......  (Utgangsniv.)  Niv.nr. : .....
Rystelsesmålinger    :  Type    : ..............................
Firmarepresentant    :  Firma   : ..............................
Merknad              :  ......................................
```

Fig. 8. Utskrift av eiendomsdatabase.

FORMANNENS 10 MINUTTER

Formannen informerer fra foreningens drift og viktige saker som har vært til behandling siden forrige årsmøte. Samtidig vil det bli gitt en orientering fra årsmøtet torsdag 19. november 1987.

SETNINGER I PORØSE, SEDIMENTÆRE BERGARTER I NORDSJØEN

SUBSIDENCE IN POROUS NORTH SEA SEDIMENTS

Nilmar Janbu, NTH og Stein Christensen, SINTEF

SAMMENDRAG

Etterhvert som olje- og gassproduksjonen kom igang i Nordsjøen ble man oppmerksom på at sjøbunnen kunne synke med opptil flere desimenter pr. år på enkelte felter. I prinsippet har fenomenet vært kjent lenge, ikke minst fra store områder med grunnvannsforsyning.

Det er tidsutviklingen og dermed setningshastigheten som er den egentlige utfordring når man skal forhåndsvurdere et prosjekt, før produksjon settes igang. Her skiller de porøse sedimenter seg meget sterkt fra det enkle kompaktmaterialets (fjellets) mekanikk. Problemet er renheklet geoteknisk, der slike spørsmål er hverdagskost.

Forfatterne har derfor analysert årsakssammenhengen ut fra geotekniske synspunkter. Ved kjente eksempler er det påvist at disse prinsippene kan føre til brukbare forhåndskalkyler. Mangelvaren er konkrete geotekniske data for alle sedimentlagene, i og omkring reservoiret.

SUMMARY

Subsidence over oil- and gas reservoirs in the North Sea was discovered in the early 80's. The phenomenon has long been known internationally, but the basic reasons are still hotly disputed, since the intricate mechanisms are hardly understood yet.

Herein, the authors have analysed the phenomenon from a geotechnical point of view, where the main emphasize is given to the time-rate of deformation of the porous sediments. This viewpoint is at radical variance with the mechancis of solids, like sound granite and gneiss. The time-rate estimates show fair agreement with known examples like the 9 m subsidence of the Wilmington Oil Field over several decades. The main shortcoming today is lack of real geotechnical data for all the strata involved, the reservoir as well as the overburden, and underlying layers.

INNLEDNING

De store sedimentmassene i Nordsjøen ble deponert i Jura, Kritt og Tertier, dvs. over en periode på ca. 200 millioner år. Med en gjennomsnittlig sedimenthastighet på 20 til 50 m pr. mill. år. i de forskjellige områder vil det si at det er 4 til 10 km tykke sedimentære lag som kan være dannet i denne perioden. I selve tertiærperioden (ca.65 mill. år) kan det derfor dreie seg om anslagsvis 1,5 til 3,5 km tykke sedimenter. Hittil har det vel også vist seg at det er innen dette siste dybdeintervallet man har funnet de fleste drivverdige reservoirer.

Innledningsvis kan man reise spørsmål om man kan forutsi hvilke mekaniske egenskaper disse sedimentene har ut fra nåtidens grunnleggende kunnskaper i geoteknikk om porøse mineralske mediers oppførsel.

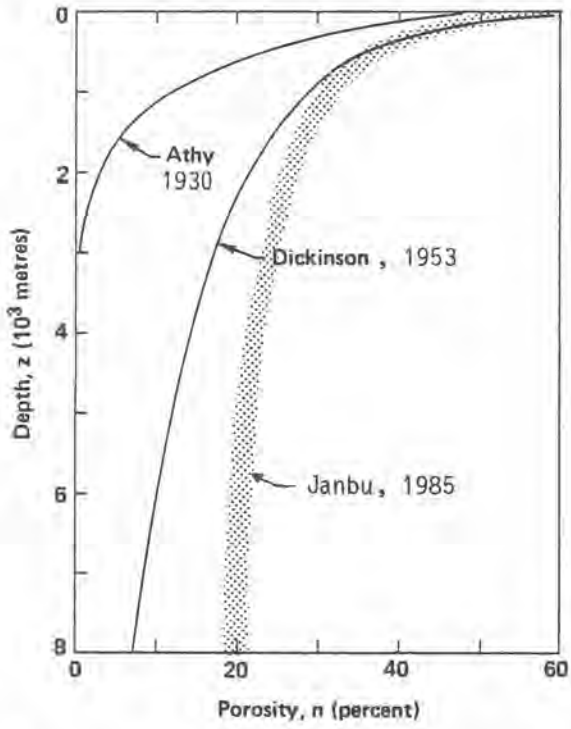


Fig. 1 Beregnede porøsitets profiler for normalkonsoliderte sedimenter opptil 8 km tykke. Utviklingen over 55 år.

POREPROFILER

Sedimentologer var tidlig ute med teoretiske anslag og observasjoner over porøsitetens fordeling med dybden i normalkonsoliderte sedimenter, se eksempelvis Athy (1930) og Dickinson (1953).

For et par år siden laget NTH en regnemodell basert på det setningsgrunnlag vi har utviklet ved NTH over de siste 30 år. Modellen er programmert. Vanlige, velkjente geotekniske grunnlagsdata om kompressibilitet og effektivspenningsavhengighet gis inn i modellen, og ut kommer porøsitet, vanninnhold og romvekt m.m.; alle som funksjon av dybden. Fig.2 viser et eksempel på et slikt beregnet porøsitetsprofil, som dekker sand, silt og leirfraksjoner. Den skyggelagte båndbredden indikerer at inngangsdata har dekket et visst variasjonsområde.

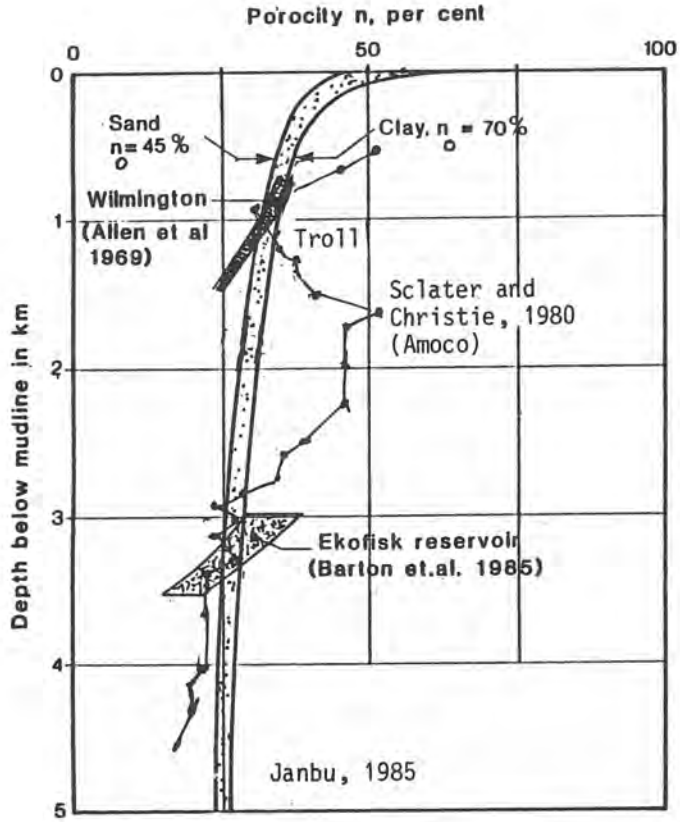


Fig.2 Beregnet porøsitetsprofil (1985) for 5 km tykke normalkonsoliderte sedimenter, sammenlignet med noen feltdata fra kjente kilder.

På samme profil er det vist publiserte data for målte porøsitetsområder for reservoirene i Wilmington- og Ekofisk-feltene, sterkt forenklet. Det er dessuten kjent at Trollfeltets porøsitet er av samme størrelsesområde og dybde som Wilmington-feltet.

I en meget innholdsrik publikasjon og Sclater og Christie (1980) angis blant annet et typisk porøsitetsprofil for sedimentære lag i Nordsjøen. Deres verdier er også inntegnet i Fig.2, og viser klart at i området 1 til 3 km dybde kan man forvente sterkt over-porøse sedimenter, sett i forhold til en normalkonsolidert tilstand. Årsaken til dette vil bli forklart nedenfor.

SPENNINGSPROFILER

For et ideelt normalkonsolidert, mettet sediment er total vertikalspenning lik $\sigma_v = \gamma z$, og effektiv vertikalspenning $\sigma'_{vo} = \gamma' z$, der $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ pga. oppdrift, se fig.3. Det er da antatt at sedimentet er ferdigkonsolidert, med hydrostatisk poretrykk $u_o = \gamma_w z$. Plan tilstand er antatt.

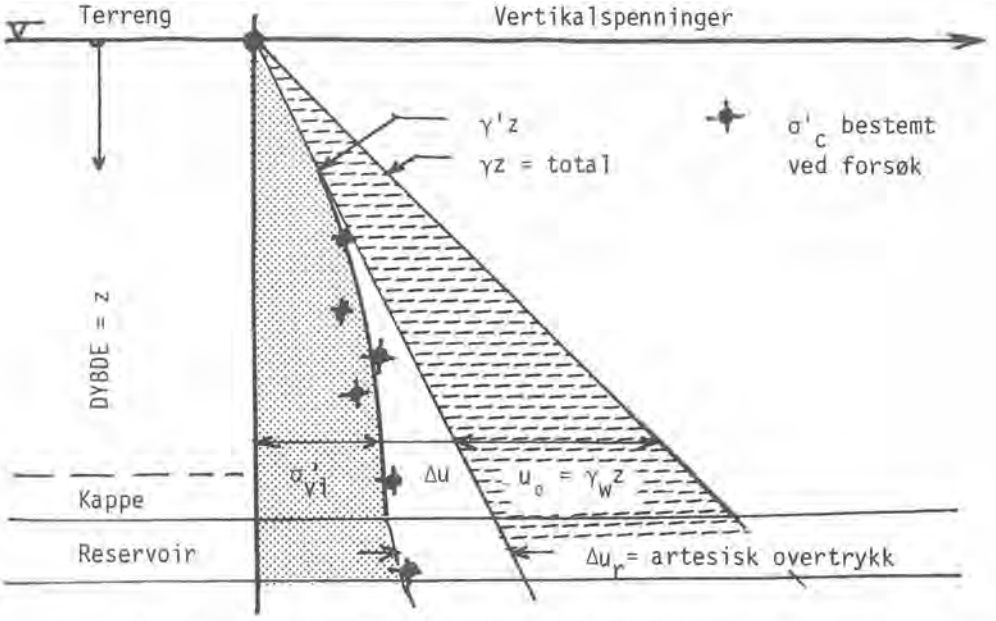


Fig.3 In situ trykk før produksjon. Prinsippskisse.

I et underliggende reservoir er det oftest artesisk overtrykk f.eks. lik ΔU_r. Dette overtrykket tilsvarer en oppadrettet, men variabel gradient gjennom sedimentene slik at det må ha foregått en større eller mindre oppadrettet strøm av vann og gass gjennom sedimentlagene. Idag er slike oppadrettede gradienter av variabel størrelse registrert som en vanlig foreteelse over olje- og gassfeltene i Nordsjøen, analogt med dypereliggende grunnvannsreservoirer på land verden over.

Dermed blir vertikal effektiv-spenning mindre enn $\gamma' z$ fordi

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_o - \Delta u = \gamma' z - \Delta u \qquad (1)$$

Fordelingen av vertikal effektivspenning med dybden for kjente Δu-varisjoner er skyggelagt i fig.3. Figuren viser klart at sedimentene over reservoiret er ikke normalkonsolidert for $\gamma' z$, men underkonsolidert fordi $\sigma'_v << \gamma' z$. Konsekvensen av at sedimentene er underkonsoliderte er at de er over-porøse, i forhold til normalkonsolidert tilstand. Dette er idag verifiserte fakta ihvertfall i deler av Nordsjøbassenget. Og årsaken er altså de oppadrettede gradienter som må ha eksistert i hele sedimentets levetid, for ellers kunne ikke sedimentene være så porøse som 35-45% i 1,5 til 2,5 km dybde. Det ville være fysisk umulig. Underkonsolideringen er forøvrig blitt påvist ved trykkforsøk på virkelige og analoge, sedimentære bergarter (dvs. $\sigma'_c << \sigma'_{v_o}$). Grunn gass med overtrykk er en følge av den oppadrettede gradienttilstand.

SPENNINGSENDRINGER VED PRODUKSJON

Ved utnyttelsen av olje og eller gass i reservoirene reduseres gjerne væsketrykket. Det artesiske overtrykk Δu_r kan dermed forsvinne med tiden, og ved fortsatt trykkreduksjon kan man bygge opp et sug, sett i forhold til hydrostatisk vanntrykk, fig.4.

Væsketrykkreduksjonen $\Delta\sigma_r$ må gå som øket effektiv-trykk i selve kornskjelettet i reservoiret, og siden økes σ' også i omliggende sedimenter. Den siste prosessen er gjerne betydelig forsinket i forhold til den første.

I første omgang vil vi betrakte langtidsutviklingen over reservoiret, selv om det som skjer under reservoiret kan være meget relevant også. Etterhvert som reservoirtrykket senkes i væskefasen (og økes i kornskjelettet) snues væskegradientene mot reservoiret, dvs. nedover i overliggende masser. Hvis det i starten er en forholdsvis tynn, lite permeabel (ikke tett!) kappebergart over reservoiret vil nedadrettet gradient over denne kappen kunne bli enorm, og det er bare et tidsspørsmål om oppsprekking og gjennombrudd for kommunikasjon med overliggende sedimentlag.

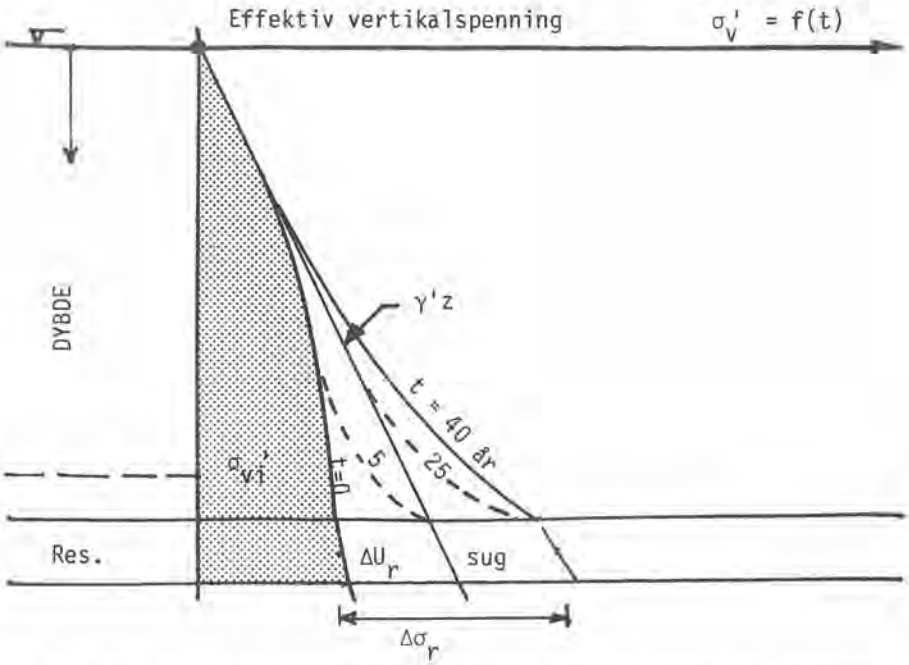


Fig.4. Effektive vertikalspenningsendringer over tid. Prinsipp.

Kappebergarten vil riktignok kunne forsinke prosessen med å føre effektive tilleggsspenninger over til omgivelsene, men kappen vil aldri kunne forhindre at det skjer over flere år eller årtier. Hvordan skal den kunne motstå en nedadrettet gradient på flere hundre?

SETNING SOM FØLGE AV PRODUKSJON

Det er økede effektivspenninger $\Delta\sigma'$ som fører til vertikal relativkompresjon

$$\epsilon_v = \frac{\Delta\sigma'}{M} \qquad (2)$$

uansett hvor og når $\Delta\sigma'$ opptrer, fig.5.

Ut fra M $-\sigma_v'$ kurven i fig.5 ser man at i eventuelle underkonsoliderte og over-porøse lag (UC) kan M være liten i forhold til normal-konsolidert (NC) tilstand. Derfor kan ϵ_v bli forholdsvis stor selv for mindre tilvekster $\Delta\sigma'$. Som i jordlagsvariasjoner på land kan store andeler av samlet setning ha sitt sete i de mest kompressible lag selv om de bløte lag ligger et stykke unna hovedbelastningen og lastoverføringene dermed er redusert.

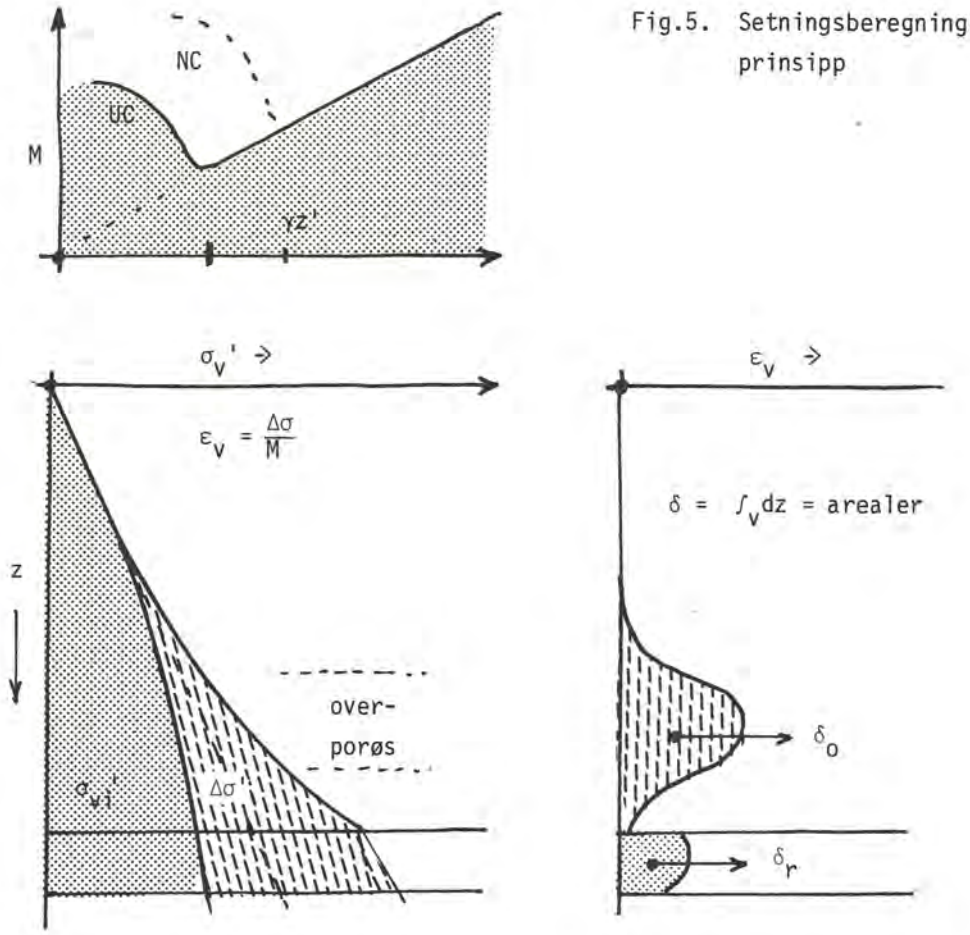


Fig.5. Setningsberegnings-prinsipp

TIDSUTVIKLINGEN

Det som er spesifikt for geoteknikk, i forhold til kompakte materialers mekanikk, er at det tar tid, ofte meget lang tid å overføre spenningsendringer og deformasjoner i de granulære porøse medier. Og det er tilfelle uansett om porene er mettet med vann, gass eller olje, eller om mediet er knusktørt, eller delvis mettet. Det er bare hastigheten av endringene som varierer med poretilstanden. Den endimensjonale klassiske konsolideringsteori for fullstendig vannmettet medium er helt uegnet til å takle det generelle tilfelle med delvis mettede porer og sterk lagdeling, der gass-vann- og olje kan migrere lateralt og samtidig volumendres under tids-prosessen.

En hastighetsrelatert tolking av sedimentenes kompresjon er derfor enklere å forstå og enklere å anvende, især når man bruker det velkjente motstandsbegrepet fra mekanikk og fysikk.

I sin enkleste form er deformasjonshastigheten $\dot{\epsilon}$ lik

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt} = \frac{1}{R} \qquad (4)$$

der R = tidsmotstanden. Vårt laboratorium ved NTH har drøyt 20 års erfaring med måling av tidsmotstanden. Erfaringene har ført til følgende forenklede resultat:

$$R = r_s t \qquad (5)$$

som sier at tidsmotstand er proporsjonal med tiden etter lastendring, fig.6a.

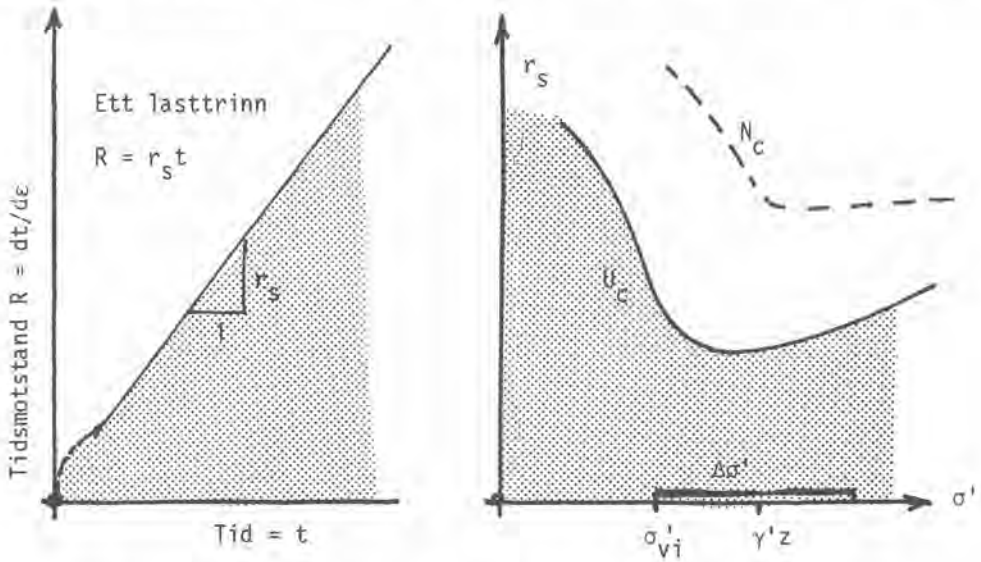


Fig.6. Tidsmotstanden i porøse medier. Avhengighetsforhold.

For endimensjonal tilstand har vi funnet følgende typiske minsteverdier av r_s

Bløte leirer	:	50-200
Midd. leire, silt	:	150-500
Sand, grus	:	1000-2000
OC-leire	:	1000-2000
Morene	:	2000-5000
Sandstein, kalkstein	:	1000-50000

Motstandstallet synker med økende leir- og glimmerinnhold. For landjordartene vet vi at øket humus kan senke r_s dramatisk. For sandstein og kalkstein ol. er porøsiteten helt avgjørende.

Jo større porøsitet, dess mindre deformasjonsmotstand r_s og dermed større deformasjon. Tidsmotstanden avhenger også av spenningsnivået, f.eks. slik som skissert i fig.6b.

For et gitt sedimentlag av tykkelse ΔH og med motstand $R_s = r_s t$ vil kompresjonshastigheten av laget ($\dot{\delta} = \dot{\varepsilon}\Delta H$) bli

$$\Delta\dot{\delta} = \frac{\Delta H}{r_s t} \qquad (6)$$

der r_s må bestemmes ut fra den effektivspenning $\sigma' = \sigma' + \Delta\sigma'_t$ som er tilstede i øyeblikket. Effektivspenningens tidshistorie må derfor også forhåndsbedømmes, både i reservoiret og i omkringliggende lag.

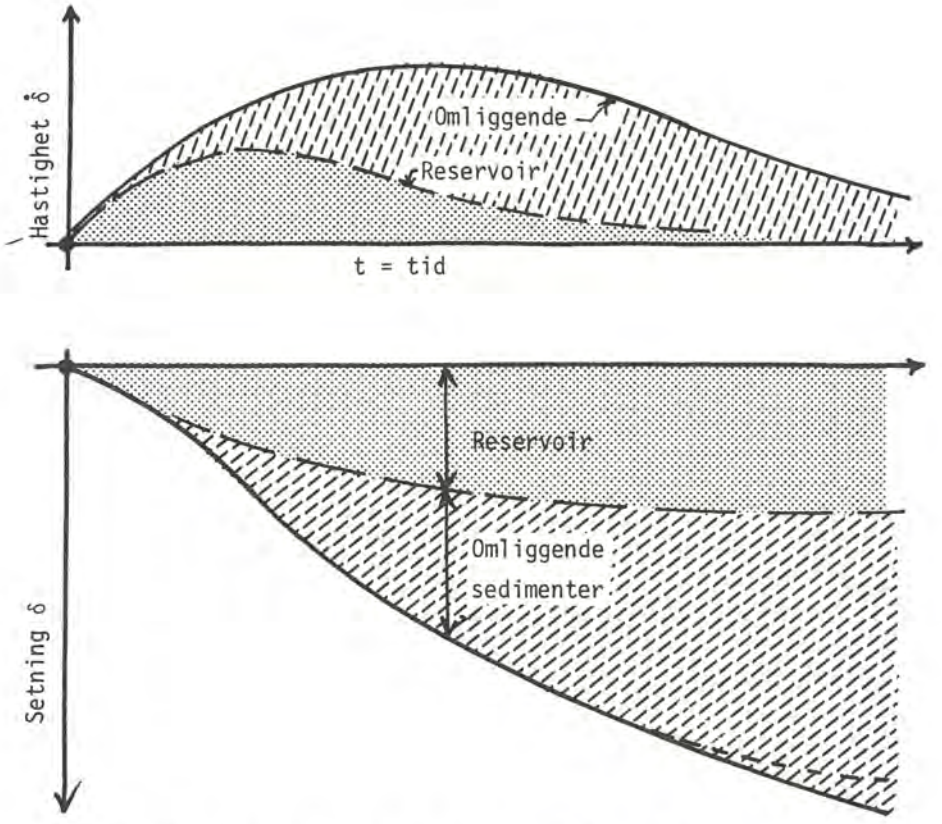


Fig.7. Setningshastighet og setningsforløp. Prinsipp.

Fig.7 er enkle prinsippskisser som viser hvordan setningshastigheten

$$\dot{\delta} = \Sigma \dot{\Delta}\delta \qquad (7)$$

og selve sjøbunnsynkningen

$$\delta = \Sigma \dot{\delta} \Delta t \qquad (8)$$

kan utvikles over tid, og der det i prinsippet er skilt mellom reservoir og over- og underliggende lag. Det relative forhold mellom reservoir og f.eks. overmassene kan selvsagt variere fra felt til felt. Er reservoiret mykt og overmassen stiv vil reservoiret bidra mest, og omvendt.

EKSEMPLER

Det best kjente eksempel med terrengsetning er oljefeltet Wilmington i USA, der totalsetningen oversteg 9 m. Feltet ble nedlagt etter injeksjon i 1968. Forholdene er blitt behandlet mange ganger i flere fora, se. f.eks. Allen et al (1969).

Ved å benytte seg av vårt kjennskap til sedimenters tidsmotstand og dens spenningsavhengighet generelt, er setningshastighet og setningens tidsutvikling blitt beregnet (1985) og resultatet er vist i fig.8. Beregnet og målt oppførsel viser god overensstemmelse. En tilsvartende analyse for Ekofisk feltet førte også til setningshastighet og totalsetning som samsvarer bra med det som er offentlig kjent.

Samme enkle prosedyre er benyttet for å bedømme terrengsynkningen i løse sedimentære lag utenfor et geotermisk anlegg i Wairakei i New Zealand. Den elektriske energi produseres av varmt grunnvann. Det mest oppsiktsvekkende ved dette tilfellet er at de store setningene forekommer mer enn 1 km tilside for hovedkonsentrasjonen av pumpebrønner, Fig.9. I vårt anslag er det derfor antatt full trykkkommunikasjon sideveis slik at trykkreduksjonen i reservoiret kan forplantes til omgivelsene, også horisontalt. Setningene kan derfor bli størst der sedimentlagene er mest kompressible. Beregnet og målt setning faller bra sammen.

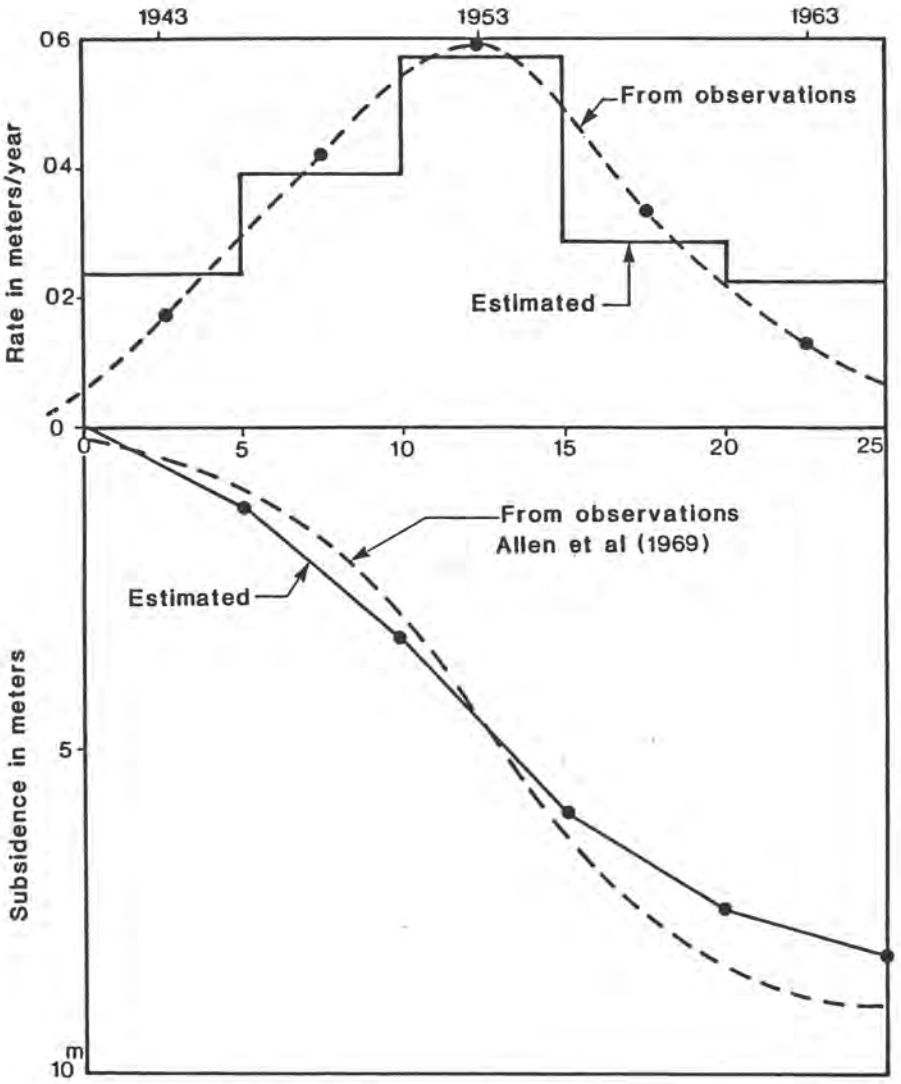
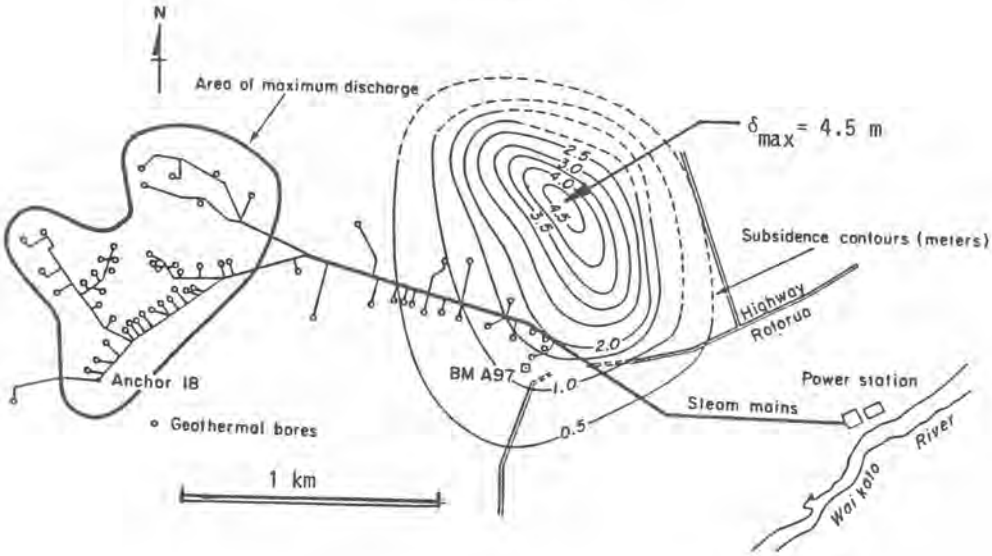


Fig. 8 Beregnet og observert setning og setningshastighet for Wilmington Oil Field, California.



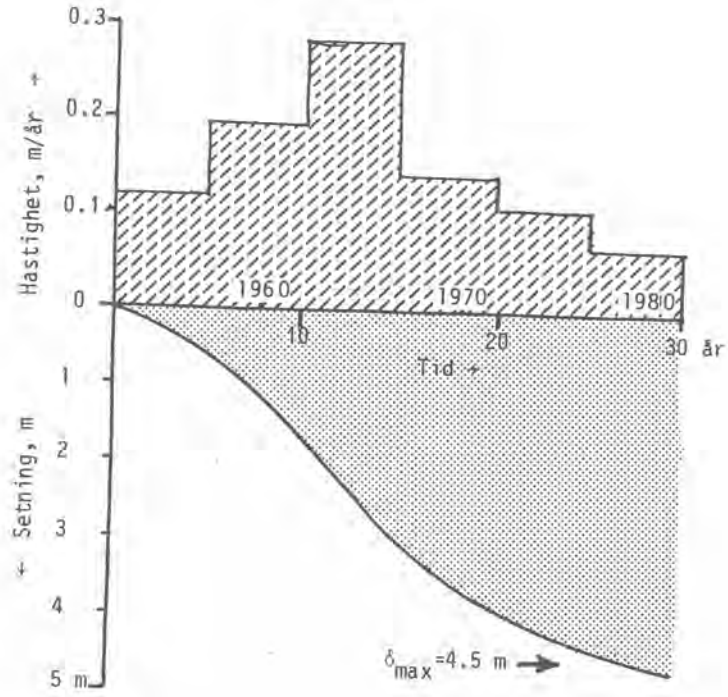


Fig. 9 Beregnet setning og setningshastighet ved Wairakei termoanlegg.

SLUTTKOMMENTARER

Det er forutvurderingen av hvordan potensiell setning og setningshastighet kan utvikles med tiden etter produksjonsstart som er en av de største utfordringer for fremtidens feltutbygging.

Hvorvidt man vil lykkes i å få et brukbart anslag på forhånd vil avhenge av mange faktorer, men først og fremst av kjennskapet til alle sedimentlagenes egentlige geotekniske egenskaper. Blant disse er det tidsmotstanden og forkonsolideringstrykkets størrelse som dominerer. Begge deler kan bestemmes greit på opptatte prøver.

For tiden er det hovedsakelig reservoirlagene man tar prøver av fordi det er der produksjonen skal foregå. Derfor kjenner man også best til reservoirlagene, selv om tidsmotstandsbestemmelser fortsatt er mangelvare også der.

Prøvetaking i over- og underliggende masser, og laboratoriegransking av disse, har inntil nå vært så og si ikke-eksisterende, begrunnet i økonomi, men med de beklagelige følger det har. Vårt håp til bedring ligger i en utvikling som gjør prøvetaking, utenom reservoirene, økonomisk mulig. Inntil så skjer er vi nødt til å betjene oss av informasjoner og data fra landjordsprøver tatt fra geologisk analoge lag, og ellers bygge på tilgjengelige data fra geoteknisk forskning på porøse lag generelt.

Tilslutt bør det nevnes at de få prøver som undertiden kan bli tatt opp av overmassene må utnyttes maksimalt for bestemmelse av de mest relevante egenskaper, slik som forkonsolideringstrykk, og de parametre som styrer spenning-tøyning-tidsutviklingen innen de aktuelle in situ spenningsområder. Destruktiv styrketesting gir lite relevant informasjon i sammenligning. Forsøksutstyr og forsøksprosedyrer må derfor legges helt om i ikke-destruktiv retning, med kontinuerlig registrering av spenning-tøyningsstudier og tøyning-tidsforløp.

LITTERATUR

Allen, D.R. and M.N. Mayuaga (1969): The mechanics of compaction and rebound, Wilmington Oil Field, Long Beach, California, USA. The Geological Society of America, pp.410-423.

Barton, N. and L. Hårvik, M. Christianson, S. Bandis, A. Makurat, P. Chryssantakis and G. Vik (1985): "Numerical analyses and laboratory tests to investigate the Ekofisk subsidence". Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk og Geoteknikk, Tapir Forlag, Trondheim, pp.21.1-21.23.

Holzer, T.L. (1984): "Man-induced land subsidence". The Geological Society of America, A 9-paper volume, more than 200 pages, edited by Holzer.

Janbu, N. (1985): "Soil models in offshore engineering". 25th Rankine Lecture, Geotechnique 35, No.3, pp.241-281.

Janbu, N. (1986): "Subsidence over oil reservoirs. A feasibility study of several mechnisms". Contract report to STATOIL, STF69 F86005.

Janbu, N. (1987): "Subsidence due to ground water and oil withdrawal". Proc.9. ECSMFE, Dublin.

Janbu, N. og A. Emdal (1987): "Soil profile idealizations. A theoretical method to predict soil parameters". Intern SINTEF rapport, STF69 F87004.

Jones, M. (1986): "The mechanical behaviour of reservoir chalks and overburden shales". NIF-course: Application of rock mechanics to petroleum reservoir problems.

Narasimhan, T.N. and K.P. Goyal (1984). " Subsidence due to geothermal fluid withdrawal". Geological Society of America, in Holzer (1984), pp.35-66.

Sclater, J.G. and P.A.F. Christie (1980): "Continental streching: An explanation of the post-mid-cretaceous subsidence of the central north sea basin". Journ. of geoph. res. Vol.85, No.B7, pp.3711-3739.

BOREHULLSSTABILITET I NORDSJØEN
Borehole Stability in the North Sea

Dr.ing. Bernt Sigve Aadnøy
Høgskolesenteret i Rogaland, Inst. for petroleum. tek.

SAMMENDRAG

Borehullsstabilitet er viktig både ut fra økonomiske og sikkerhetsmessige betraktninger. I dette paperet vil en oversikt bli gitt over de viktigste borehullsproblemene i Nordsjøen. Emner som behandles er grunn gass, svelling av leire, kollaps og oppsprekking av borehull samt sand produksjon.

SUMMARY

Borehole stability is important from an economic as well as from a safety point of view. This paper provides an overview over the most important forms of borehole problems as encountered in the North Sea. Topics discussed are shallow gas, shale swelling, collapse and fracturing of the borehole and sand production.

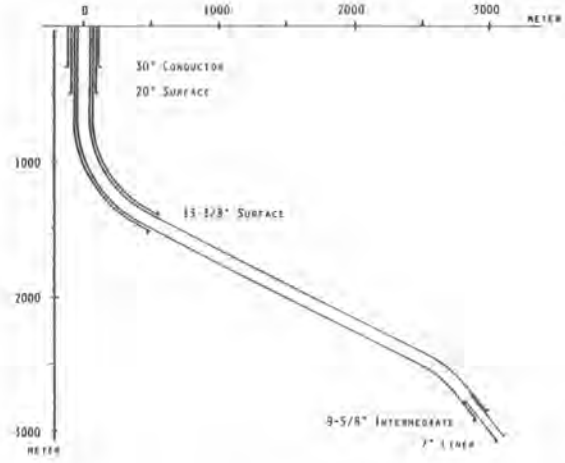
INNLEDNING

Uventede problemer oppstår alltid i en boreoperasjon. Tradisjonelt har oljeselskapene gjort lite for å analysere og løse disse problemene på en systematisk måte. Professor M. E. Chenevert ved University of Texas hevder at borehullsproblemene koster flere mill. kr. pr. borehull. En analyse fra Haltenbanken (Næsheim og Aadnøy, 1986) bekrefter dette. Med en riggkostnad på 1 mill. kr. pr døgn skjønner en hva tapt riggtid på grunn av borehullsproblemer koster. I de senere år har oljeselskapene innsett viktigheten av bergmekanisk innsikt, og idag pågår mye forskning på området. To hovedargumenter for denne aktiviteten er: økonomisk gevinst på grunn av mer effektive operasjoner og økt sikkerhet under operasjonene.

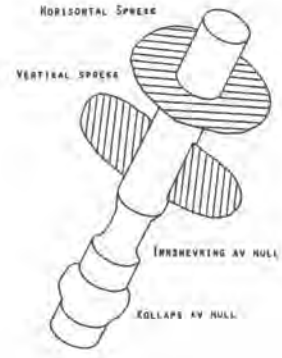
Figur 1 viser en typisk produksjonsbrønn i Nordsjøen. En rekke foringsrør må settes for å stabilisere hullet. Hver gang et rør er sementert er hullstabiliteten maksimal. Men etter at for eksempel 13-3/8" røret er satt borer en opptil to kilometer med åpent hull til 9-5/8" hullet skal settes. Det er poretrykket og oppsprekkingsstyrken (fraktureringsgradienten) som bestemmer hvor lang åpen seksjon en kan ha før neste foringsrør settes. Det er da risikoen for borehullsproblemer er størst. Borehullsproblemer kan oppstå i enhver fase av boreoperasjonen, men det er særlig 17-1/2" (for 13-3/8" foringsrør) seksjonen som er vanskelig.

HVA KAN USTABILT BOREHULL FØRE TIL?

En rekke forskjellige problemer kan oppstå som følge av ustabiliteter i borehullet. De viktigste er vist i Figur 2. Reduksjon av hulldiameteren kan oppstå i plastiske formasjoner eller når man borer i svelleleirer. Utvidelse av hullet kan skje hvis vi har såkalte "caving shales", hvor leirskiferen raser ut, eller ved "spalling" når deler av hullveggen løsner som flak. Disse problemene oppstår ved lave borehullstrykk og kan som oftest løses ved å øke slamvekta. Er væsketrykket for høyt, kan man derimot få tapt sirkulasjon som følge av en ikke planlagt hydraulisk frakturering av borehullet. Ved grunne dyp kan man få horisontale sprekker som antydet i Figur 2, men dypere enn 500 meter får man alltid aksielle sprekker. For høye produksjonsrater kan også føre til innfluks av faste partikler. Ustabiliteter fører noen ganger til fastkjøring av borestreng eller kollaps av foringsrør, som begge er meget kostbare å håndtere.



FIGUR 1: AVVIKSBRØNN I NORDSJØEN



FIGUR 2: TYPISKE HULLPROBLEMER

I det etterfølgende vil en oversikt bli gitt over de viktigste borehullsproblemene. Oversikten er ikke fullstendig, men noen nyere forskningsresultater som har anvendelse i Nordsjøen er tatt med.

GRUNN GASS

Av åtte utblåsninger på den norske kontinentalsokkelen, oppsto syv i grunn gass soner. Dybden hvor overtrykk ble påtruffet varierer typisk fra sjøbunnen og dypere enn en halv kilometer. Grunn gass er sannsynligvis den alvorligste risikofaktoren i bransjen.

Lokalt treffer en på gass lommer som har et lite overtrykk. Samtidig har en ofte dårlig konsoliderte bergarter. Kombinasjonen overtrykk/svake bergarter skaper risiko. I topphullseksjonene får en ofte ikke sette foringsrør med utblåsningsventil i kompetente bergarter. Problemet er altså ikke det mekaniske utstyret, men at bergarten er altfor svak. I ekstreme tilfeller har fraktureringstrykket vært bare litt høyere enn poretrykket.

Petroleumsindustrien arbeider iherdig med å utvikle metoder og instrumenter for å oppdage og å håndtere grunn gass. Etter min mening bør en god del av innsatsen fokuseres på det geologiske og det bergmekaniske.

SVELLENDE LEIRE

Dette problemet oppstår typisk i bergarter av Miosen, Oligosen og Eosen alder, og er forårsaket av det reaktive leirmineralet montmorillonitt. I den sørlige del av Nordsjøen finnes disse bergartene fra overflaten og ned til 2000 meters dyp. Særlig ved boring av 17-1/2" seksjonen har man problemer med svelleleire. Typiske problemer er:

- Leiren plugger rør og renseutstyr på boredekket.
- Hullet snevres inn. Dette kan føre til at borestrengen kjøres fast, eller at foringsrøret deformeres.
- Store biter løsner fra hullveggen på grunn av de store spenningene forårsaket av svellingen.
- Varierende hulldiameter fører til dårlig fylling når foringsrøret sementeres.

(Næsheim og Aadnøy, 1986) beskriver en feltstudie på Haltenbanken. Det framkom at svellende leirer koster flere mill. kr. pr hull i tapt riggtid. Ved systematisk analyse av boredata lyktes det imidlertid å lage et inhibert boreslam som reduserte leirsvellingen til et minimum. Referansen ovenfor gir en utførlig analyse, samt prosedyrer for håndtering av problemet.

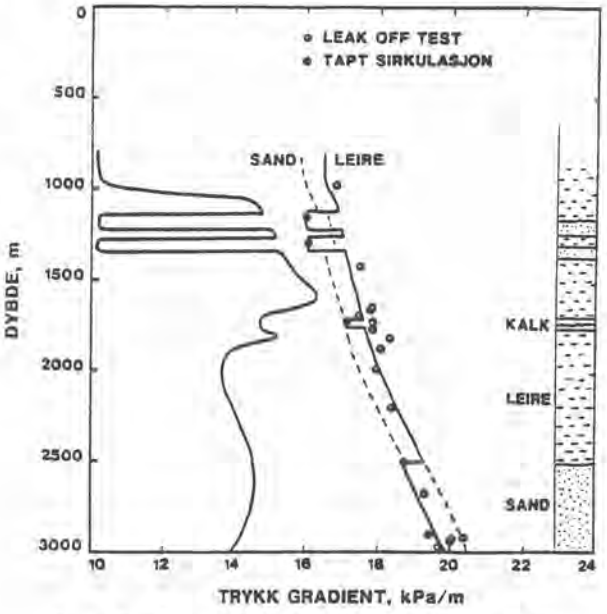
KOLLAPS AV BOREHULL

Borehullet kollapser når deler av hullveggen løsner og faller inn i borehullet. I tillegg til problemer på grunn av større hulldiameter, så er faren for fastkjøring av borestrengen stor. I kritiske tilfeller må man skyte av strengen og bore nytt hull ved siden. Kollaps oppstår ved lave trykk i hullet. Det kan oppstå dersom strengen heises for fort ut av hullet (stempeleffekt) eller dersom slamvekta er for liten. Det er ikke mulig å forutsi kollaps av borehullet, og dersom man har et åpent hull på mange hundre meter er det ofte vanskelig å oppdage ved hvilken dybde problemet oppsto.

Imidlertid har bruk av bergtekniske spenningsmodeller gitt oss en del innsikt. (Aadnøy og Chenevert, 1987) analyserte problemet og fant at borehullet vanligvis er mest følsomt for kollaps dersom borehullsvinkelen er mellom ti og førti grader. Dette skyldes brudd langs svakhetsplan i avsetningsbergarter som for eksempel i skifer. Fenomenet borehullskollaps er analogt med bergslag eller spraking i tunneller. Siden det er samme fenomen, så kan en lære mye ved å bringe inn erfaringene fra gruveindustrien. Se (Hansen og Myrvang, 1986).

OPPSPREKKING AV BOREHULL

Ved høye borehullstrykk kan man få oppsprekking av borehullsveggen. Dette forekommer ved:



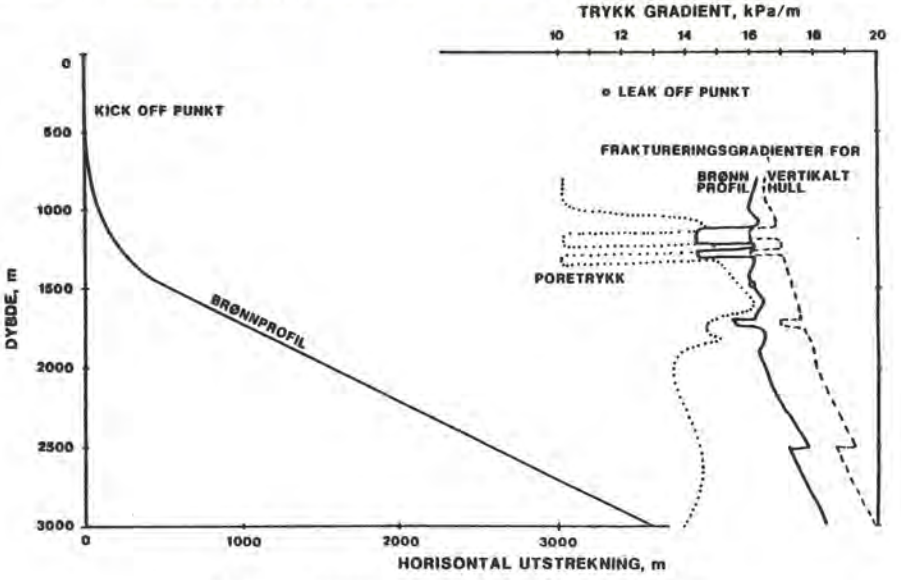
FIGUR 3: FRAKTUREREINGSGRADIENT FOR VERTIKALT HULL

- Testing etter sementering ved enden av foringsrøret (leak-off test).
- Oppsprekking for å øke oljemengden til borehullet (stimulering)
- Uventet oppsprekking i svake bergarter (tapt sirkulasjon).

Trykket i borehullet som må til for å sprenge hullet omgjøres til et dybdeuavhengig tall kalt fraktureringsgradienten. De to aller viktigste faktorene under en boreoperasjon er estimering av poretrykket og fraktureringsgradienten.

Som nevnt innledningsvis, så er det vanskelig å beregne fraktureringsgradienten for grunne hull ned til ca. 500 meter. For hull dypere enn 500 meter får en mindre spredning i måledataene. (Aadnøy og Chenevert, 1987) har analysert dypere hull ut fra en bergmekanisk modell. Blant annet fant en her at fraktureringsgradienten avtar dess større avvik hullvinkelen har fra vertikalt. (Aadnøy, 1987) fant også at for dypere hull vil sprekken alltid åpne seg langs hullet, uansett vinkel på hullet. Dette er viktig under stimulering da en ønsker et størst mulig sprekkareal for å øke oljestrømmen mot hullet.

Under boring forekommer uventet tap av boreslam eller såkalt tapt sirkulasjon. Dersom dette oppstår samtidig med at man har boret seg inn i et lag med overtrykk, så kan det føre til en utblåsning. Tapt sirkulasjon er kanskje den mest kritiske faktoren under boring. Inntil nylig har det ikke eksistert metoder for å forutsi tapt sirkulasjon. Nylig har dette fenomenet vært analysert (Aadnøy og Larsen, 1987) og (Larsen og Aadnøy, 1987), og en feltstudie på Statfjord gav meget gode

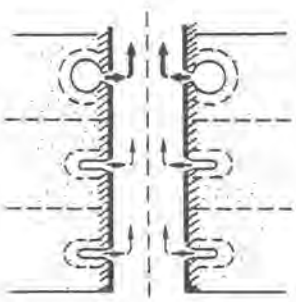


FIGUR 4: BRØNNPROFIL SAMT FRAKTUREINGSGRADIENT FOR AVVIKSHULL

resultater. Utgangspunktet var at all oppsprekking av borehull er forårsaket av de samme mekanismer. En fant at foringsrøret alltid var plassert i en sterk bergart som leirskifer, mens tapt sirkulasjon oppsto i sandstein, kalk eller kull-lag. Se Figur 3 som viser resultatet av Statfjord analysen for et vertikalt hull. Metoden går ut på å beregne to kurver for brønnen. Den ene kurven gir maksimalverdi for oppsprekkingstrykket, og det representerer de "sterke" bergartene. Den andre kurven gir minimumsverdien, og dette representerer de "svake" bergartene. Ved å tegne de to kurvene i samme diagram som vist i Figur 3, og ved å korrelere med den litologiske kolonnen, ser en tydelig at hullstyrken er litologisk bestemt. Figur 4 viser frakturering sgradienten for en produksjonsbrønn som har en maksimal vinkel på 60 grader. En ser tydelig en reduksjon i hullstyrken sammenlignet med en vertikal brønn. Dette skyldes in-situ spenningstilstanden.

SAND PRODUKSJON

Under produksjon er spenningene store rundt borehullet. Svake bergarter kan ofte ikke holde denne belastningen. I Nordsjøen produserer en fra perforerte foringsrør. Bak perforeringene dannes ofte et hulrom, se Figur 5. Under visse betingelser forblir dette hulrommet stabilt, men kan kollapse under ugunstige forhold. Sandproduksjon fra svake bergarter er et stort problem da sanden eroderer rør og annet mekanisk utstyr. I vanskelige tilfeller må man montere sandfilter (gravel pack) i hullet for å stoppe sandproduksjonen. I søndre del av Nordsjøen har man også problemer med kalkstein. Denne er svak, og vil "flyte" inn i borehullet ved store produksjonsrater. Svake bergarter har blitt grundig analysert av (Bratli og Risnes, 1981), (Risnes, Bratli og Horsrud, 1982) og (Risnes og Horsrud, 1984).



FIGUR 5: SANDPRODUKSJON BAK PERFORERINGENE

ANALYSE AV DYPBORINGSPROBLEMER

Svelleproblemer i leire, samt boring i grunnere lag har et sterkt geoteknisk tilsnitt. Geotekniske metoder har vært lite inne i løsningen av disse problemene. For dypere hull, med sine fraktureringsog kollaps-problemer har imidlertid tradisjonell bergmekanikk fått noe innpass.

Det er viktig å understreke forskjellen på oljeboring i Nordsjøen og landbaserte gruve og geotekniske aktiviteter. I oljeboring har en lite tilgang på målte data. Man finner overlagringstrykket fra sonisk logg, men man har liten innsikt i horisontalspenningene og deres retninger. Kostnadene ved boreoperasjonen gjør at man må redusere stans i boringen på grunn av målinger til et absolutt minimum.

Imidlertid bør geoteknikk og gruvedrift få større plass i oljeboringen. Kjennskap til gruvedrift kan kanskje forklare noen av problemene vi observerer i oljeboringen. Et eksempel er at borehulls kollaps ligner svært på sprakfjell.

Det gjenstår fremdeles en del uløste oppgaver i forbindelse med borehullsstabilitet. I det etterfølgende vil noen av de viktigste elementene som må bearbeides bli nevnt:

- Beregne in-situ spenningene.
  Dette er det viktigste elementet i spenningsmodelleringen. I dag har vi liten innsikt i horisontalspenningene, mens overlagringstrykket er godt kjent. Ved HSR arbeides det med en metode for å finne in-situ spenningene fra fraktureringsdata, men ennå gjenstår en del arbeid.

- Bestemme poretrykket som funksjon av dybden.
  Det viser seg ofte at poretrykksinformasjonen er mangelfull. Dette er også et vesentlig element i spenningsmodelleringen.

- Bedre oppsprekkingstester.
  Det er et stort behov for mer standardiserte tester. De eksisterende målingene er av svært varierende kvalitet.

Det bør også arbeides videre med modelleringsarbeidet. For eksempel kan en undersøke om hullet primært kollapser i overgangen mellom sandstein/leirskifer (erfaring fra gruvedrift kan tyde på dette), og en bør modellere trykkhistorien til hullet for å finne ut om sykliske effekter kan ha stor effekt.

KONKLUSJON

Stabiliteten av borehullet er av stor betydning under oljeboring. Problemer som oppsprekking og kollaps av borehull og leirsvelling fører til både økte kostnader og redusert sikkerhet under boreoperasjonen. Sandproduksjon under produksjonsfasen er også kostbart å kontrollere.

Innsikt i bergmekanikk gir oss et verktøy til å redusere disse problemene. Også geoteknisk og gruveteknisk erfaring vil kunne hjelpe oss i å håndtere disse problemene på en bedre måte.

REFERANSER

Aadnøy, B. S. og Chenevert, M. E., 1987: "Stability of Highly Inclined Boreholes." Paper SPE 16052 presentert ved SPE Drilling Conference i New Orleans, Louisiana, 15-18 Mars.

Aadnøy, B. S. og Larsen, K., 1987: "Method for Fracture Gradient Prediction for Vertical and Inclined Boreholes." Paper SPE 16695 presentert ved den 62 Ann. Tech. Conf. and Exhibition of the Society of Petroleum Engineers, Dallas, Texas, 27-30 September.

Aadnøy, B. S., 1987: "Modelling of the Stability of Highly Inclined Boreholes in Anisotropic Rock Formations." Paper SPE 16526 presentert ved Offshore Europe 87, Aberdeen, 8-11 September.

Bratli, R. K. og Risnes, R., 1981: "Stability and Failure of Sand Arches." Society of Petroleum Engineers Journal, April.

Hansen, T. H. og Myrvang, A., 1986: "Hvor Spraker Det? Regional Kartlegging av Spenningsforholdene i Norge." Høstkonferansen Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk, Oslo.

Larsen, K. og Aadnøy, B. S., 1987: "Ny Metode for Beregning av Frakturering sgradienter." Paper presentert ved Teknologidagene i Rogaland, TIR 87, 10-12 Juni.

Næsheim Jr.,S. og Aadnøy, B. S., 1986: "Successful Handling of Gumbo problems on Haltenbanken." Arbeidspapirer fra Rogaland Distriktshøgskole, nr. 57.

Risnes, R., Bratli, R. K. og Horsrud, P., 1982: "Sand Stresses Around a Wellbore." Society of Petroleum Engineers Journal, Desember.

Risnes, R. og Horsrud, P., 1984: "Sand Arching-A Case Study." Paper SPE 12948, Society of Petroleum Engineers.

BLOKKTEORIMETODE FOR OPTIMALISERING AV SIKRING

BLOCK-THEORY FOR OPTIMIZATION OF ROCK SUPPORT

Geo-ingeniør Svein Sørheim, Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

Blokkteori er anvendt på flere anlegg i Norge for å optimalisere stabilitetssikringen av kraftstasjonshaller, store lagerhaller i fjell og tunneler til ulike formål. Metoden innebærer vurdering av sprekkenes orientering, friksjonsegenskaper, utholdenhet etc. Beregninger av laster, retning på resultantkrefter, ustabile blokkers geometri o.l. kan enkelt gjøres av EDB-programmer. Å optimalisere behovet for stabilitetssikring i tunneler, sjakter og bergrom kan således gjøres på et tidlig stadium av et prosjekt. Samtidig kan blokkteorimetoden anvendes for bestemmelse av den permanente sikringen.

SUMMARY

Block-theory is applied in several underground facilities in Norway to optimize rock support of power stations, large storage caverns and tunnels for different purposes. The method implies evaluation of rock joint orientations, friction characteristics, lengths of joints etc. Calculations of gravitational forces, direction of resultant forces, geometry of unstable blocks etc. are easily done by use of computer programs. Optimization of the need for rock support in tunnels, shafts and rock caverns can in this manner be done during an early phase of a project. In the same way block-theory is applicable for determination of the permanent rock support.

INNLEDNING

Et av de viktigste trekk ved berggrunnen er at denne gjennomsettes av stikk, sprekker og svakhetssoner. Sprekker opptrer gjerne i ulike sprekkesystem med ulik orientering og sprekkekarakter. Sprekker opptrer dessuten tilfeldig. Svakhetssoner kan være svake bergartslag, leirsoner, knusningssoner etc. som opptrer mer eller mindre systematisk. Sprekkene og svakhetssonene avgrenser blokker med ulik størrelse og form, avhengig av antall sprekkesystemer, sprekkeavstand og orientering.

Ved vurdering av stabilitetssikring må en ta hensyn til en mengde parametre. I fleng kan nevnes sprekker, bergarter, vann, bergtrykk etc. I denne artikkelen skal særlig viktigheten av sprekkene belyses nærmere.

Fremgangsmåtene ved vurdering av sikring er mange og også sterkt personavhengig. Dette fordi bergets egenskaper i relativt liten grad lar seg tallfeste uten omfattende målinger, og at en ved beregninger sjelden kan være eksakt. En er i de fleste tilfeller avhengig av subjektive observasjoner og vurderinger.

Noen av beregningsmetodene kan gis samlebetegnelsen "tommelfingerregler". Disse kan karaketeriseres ved at de i stor grad er bygd på erfaringer og skjønn. Andre beregningsmetoder er mer analytiske i den forstand at en tallfester ulike parametre for å sette disse inn i et formelverktøy. Slike beregninger har lett for å bli teoretiske og i en viss grad virkelighetsfjerne. Også fysiske modeller kan anvendes for vurdering av stabilitetssikring.

Blokkteori kan i denne sammenheng bidra med en forståelse av sprekkenes geometriske betydning ved vurdering av stabilitetssikring for ulike anlegg.

BLOKKTEORI

Blokkteori kan belyse de geometriske aspektene ved stabilitetsvurderingen. Metoden går ut på å analysere blokker i bergmassene, avgrenset av sprekker, og finne ut hvorvidt de ulike blokker er bevegelige i forhold til f.eks. skjæringsflater i dagen, en tunnelheng eller langveggene i et bergrom.

En tunnel vil etter utsprengningen ha blokker med ulik form og størrelse i konturen. Noen av disse blokkene vil pga. blokkformen ikke være i stand til å bevege seg. Andre vil imidlertid ha en slik avgrensing at de kan bevege seg inn i det fri rommet som er skapt av utsprengningen. Slike bevegelige blokker er enten stabile eller såkalte potensielle nøkkelblokker.

For å sette blokkteorien inn i en litt historisk sammenheng, kan et bilde av en romersk aquadukt (fig. 1) illustrere noe av hovedpoenget ved teorien. I en romersk buekonstruksjon er alle blokker i buen potensielle nøkkelblokker, idet svikt fra hvilken som helst blokk medfører kollaps av konstruksjonen.

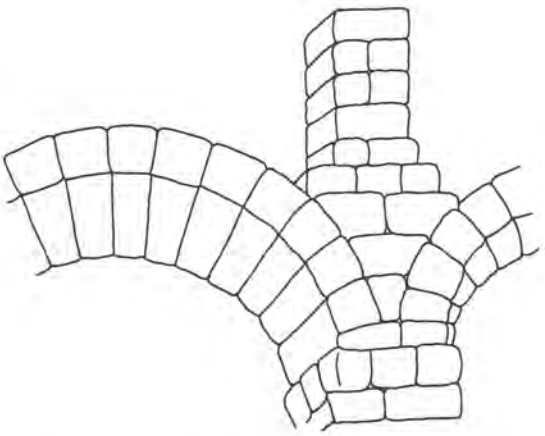


Fig. 1. Skisse av en del av en romersk aquadukt (etter Barton, 1977)

I konturen av f.eks. et bergrom har blokkene en mer uregelmessig form. Fig. 2 viser sprekker som avgrenser ulike blokker. Utfall av blokkene merket (1), vil tillate bevegelse av andre blokker (2) og videre (3) slik at bergrommet kollapser.

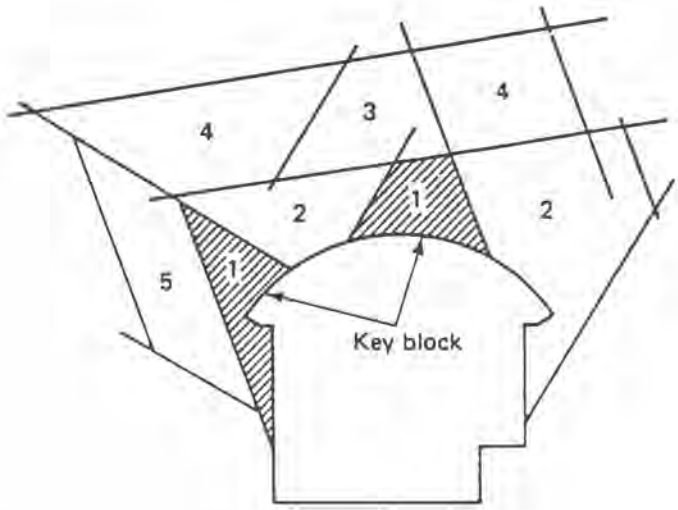


Fig. 2 Nøkkelblokker i periferien av et bergrom (etter Goodman, 1985)

Geometriske betraktninger er fundamentet i blokkteorien, og metoden går ut på å analysere stabiliteten av bevegelige blokker. Blokker kan i prinsippet bevege seg på tre ulike måter. En blokk kan enten falle fritt eller løfte seg vekk fra den/de flatene den hviler seg på, bevege seg langs èn eller bevege seg/gli langs to flater. Blokkene i en bergmasse kan deles inn i ulike grupper, jfr. fig. 3.

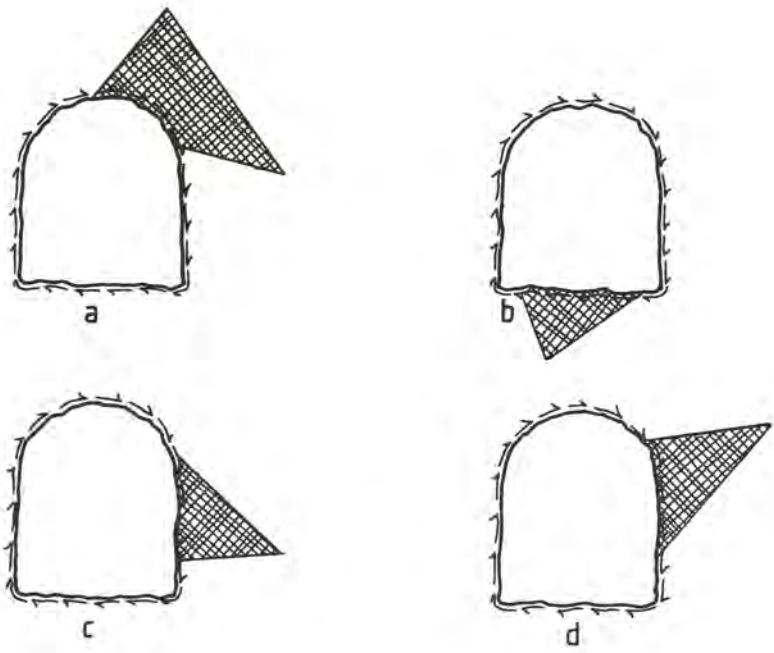


Fig. 3 Inndeling av ulike typer blokker; (a) låst blokk, (b) stabil blokk, (c) potensiell nøkkelblokk og (d) virkelig nøkkelblokk

Sprekkedata, frie flaters orientering, dimensjoner og retning for resultantkraften er de viktigste inputparametrene for en blokkteorianalyse. Sprekkedata er beskrivelse av sprekkesystemenes orientering, sprekkeavstand, lengde av sprekkene som sprekkenes friksjonsforhold. Bergartenes egenvekt er også nødvendig informasjon.

Analysering av sprekkesystem i forhold til avløsningsflater kan enkelt gjøres med stereografisk projeksjon. For én enkelt analyse er dette arbeidet lite arbeidskrevende, men skal en vurdere flere retninger, vil arbeidsmengden raskt bli formidabel og uoversiktlig. Det er for blokk-

teorimetoden utviklet EDB-programmer for beregninger og uttegninger av disse analysene. Dette verktøyet gjør analysene enkle og rimelige.

Blokkteori har sine klare begrensninger og kan på ingen måte belyse alle situasjoner der en må sikre bergmasser. Eksempelvis vil erosjon av bergmasser i dagen ikke kunne analyseres ved blokkteori. Likeens vil fenomenene squeezing, slabbing, buckling, topping etc. falle utenfor anvendelse av denne metoden.

En kan anvende blokkteori for en lang rekke bygge-/anleggsaspekter så som analysering av skjæringsstabilitet, stabilitet av damfundamenter/damvederlag, stabilitet av tunneler, sjakter og bergrom.

BLOKKTEORI I DAGEN

For en skjæring, en byggegrop eller lignende kan nøkkelblokker eller låseblokker bli analysert. Blokkenes form kan uttegnes og volumet beregnes. Blokkenes bevegelsesretning og krefter langs denne blir utskrevet.

Dersom en har mulighet til å velge retning eller helning av en skjæring, vil en kunne redusere sikringsomfanget og finne en optimal retning og helning ved hjelp av blokkteori. Ofte vil en retningsforandring på kun 10 - 20° forårsake stor reduksjon i sikringsomfanget. Likeledes kan en reduksjon av skjæringens helning være nok til å redusere antall nøkkelblokker og dermed sikringsomfanget jfr. fig. 4. Det kan også vise seg at en moderat økning av helningsvinkelen ikke medfører økt sikring idet sikringsomfanget øker/avtar sprangvis avhengig av sprekkenes orientering.

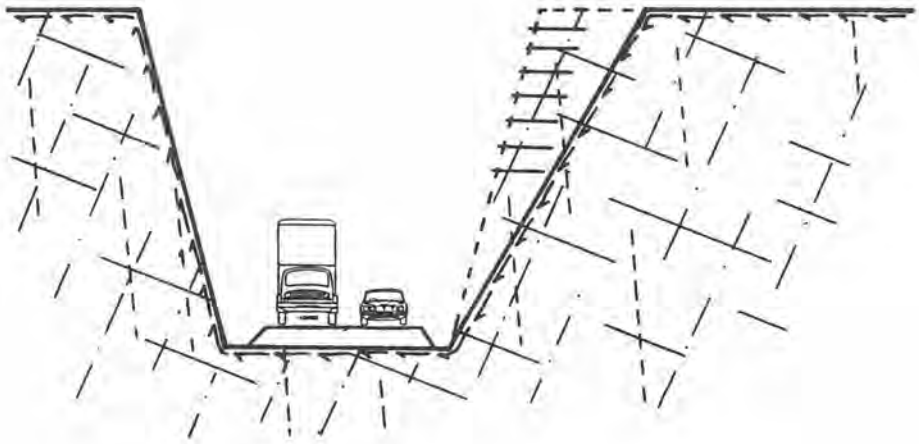


Fig. 4 Dobbeltsidig skjæring med asymetrisk profil

BLOKKTEORI I TUNNELER/BERGROM

Blokkers drivende krefter innover i tunneler/bergrom kan beregnes. For et gitt sprekkemønster i berggrunnen kan en regne ut nødvendige krefter sikringen må ta opp. Beregningene kan enkelt gjentas for ulike tunnelretninger. På denne måten kan en gå gjennom hele sirkelen og ved å plotte kreftene i et diagram, jfr. fig. 5, ser en gunstigste tunnelretning. Manuelt gjøres lignende "beregninger" ved hjelp av sprekkeroser.

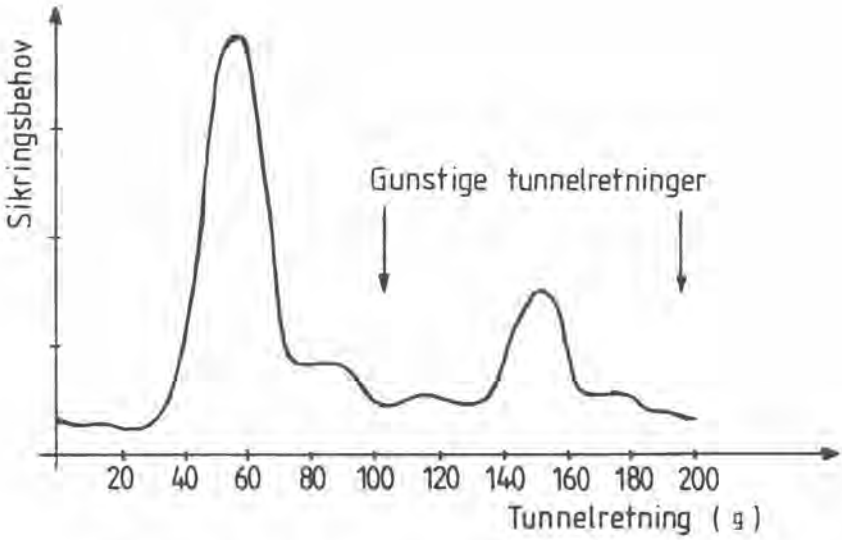


Fig. 5 Totale sikringskrefter for ulike tunnelretninger.

Er tunnelretningen gitt, kan blokkteori nyttes for optimalisering av tunneltverrsnittets form. Formen kan tilpasses opptredende sprekker slik at nødvendig sikring blir minimal. Eksempelvis kan et asymetrisk tverrsnitt velges ifall en nøkkelblokk typisk vil opptre i èn av vederlagene. På lignende måte kan en blokkteorianalyse optimalisere pilhøyden i tunneler eller bergrom.

I byggefasen av et underjordsanlegg kan blokkteori komme til anvendelse ved at nøkkelblokker finnes og beskrives. Både for midlertidig sikring og permanent sikring må boltelengde og boltemønster vurderes. Analyser ved hjelp av blokkteori vil kunne optimalisere denne sikringen. Fig. 6 viser i prinsipp hvordan blokkteori anvendes. En beregner både den generelle minimale sikringen samt den ekstra sikring som nøkkelblokker krever.

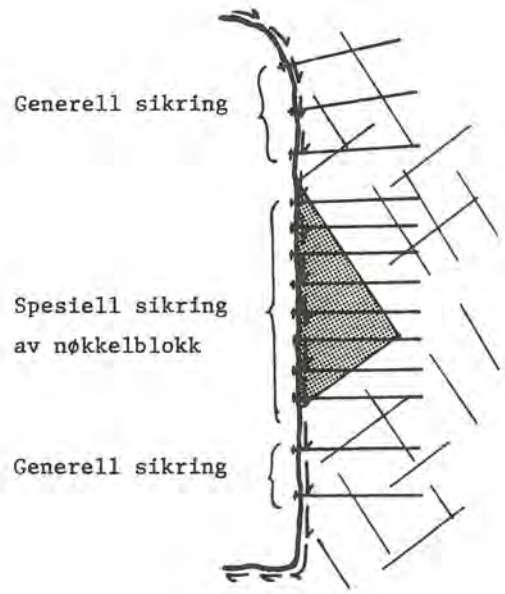


Fig. 6 Bolteforsterkning av en fjellflate.

Ved å få uttegnet nøkkelblokkene kan en lettere identifisere kritiske blokker, f.eks. ved palling i store bergrom. Til hjelp ved lokalisering av ustabile partier kan en uttegning av sprekkemønsteret benyttes. Dette veggbildet viser hvilke type blokker som er ustabile og som må sikres spesielt.

Ut fra kjennskap til sprekkenes utholdenhet kan en behandle sprekkemønsteret statistisk og dermed få et estimat over hvor stor del av en vegg eller en skjæring som trenger spesiell sikring. Kjennskap til dette er fordelaktig f.eks. på anbudsstadiet hvor omfanget av sikringsarbeidene skal beskrives.

Tunneler eller stoller inn eller ut av bergrom representerer ofte stabilitetsproblemer i veggene av bergrommet, fig. 7. Analoge er problemene knyttet til etablering av påhugg. Blokkteori "forklarer" dette fenomenet med at tunnelen/stollen introduserer én ekstra fri flate. Den ekstra frie flaten kan sammenlignes med et ekstra sprekkesystem som er med på å avgrense blokkene.

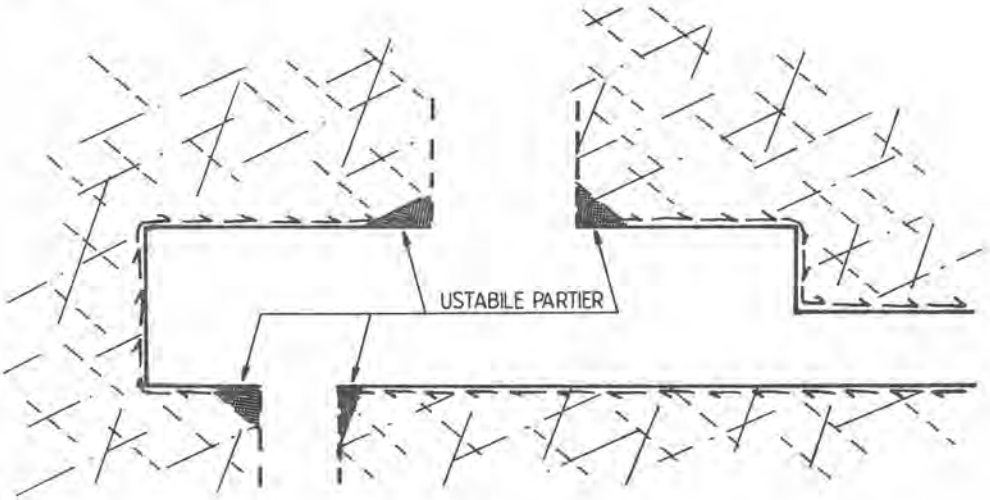


Fig. 7 Tunneler inn/ut av bergrom medfører ofte ustabile hjørner.

PRAKTISK EKSEMPEL

Vi har benyttet blokkteori for skjæringer, byggegroper, store lagerhaller og kraftstasjonshaller. Beregninger og vurderinger fra et praktisk eksempel kan illustrere bruken av metoden.

I analysen av en stor lagerhall opptrer fire sprekkesystem der sprekkesystem I er steile sprekker i NNV-lig retning. Dette systemet er de leirfylte sprekkene som gjennomsetter hele området. Sprekkesett II er steile sprekker i NNØ-lig retning. Noen av disse sprekkene er også leirholdige. Foliasjonsoppsprekkingen danner sprekkesystem III. Disse sprekkene er ofte ikke så utholdende, men har mindre sprekkeavstand enn sprekkesystem I og II. Sprekkesystem IV er sprekker nær parallelt hallens lengderetning. Anvendte sprekkedata i analysene går frem av tabell 1.

Sprekke-system	Fall (°)	Fallretn. (°)	Sprekke-avstand (m)	Lengde på sprekkene (m)	Friksjons-vinkler (°)
I	85	256	1,0	10	15
II	81	103	2,0	8	25
III	37	67	1,5	5	45
IV	68	11	2,0	4	50

Tabell 1. Data vedr. sprekkesystemene som inngår i beregningene. (Verdiene er gjennomsnittsverdier)

For dimensjonering av boltesikringen er det nødvendig å se på det maksimale areal utenfor tunnelkonturen som kan avløses av nøkkelblokker, jfr. fig. 8. Betraktes markerte utholdende slepper, kan disse arealene utenfor tunnelen bli store. Betraktes derimot sprekker med begrenset lengde, vil arealene bli betydelig mindre.

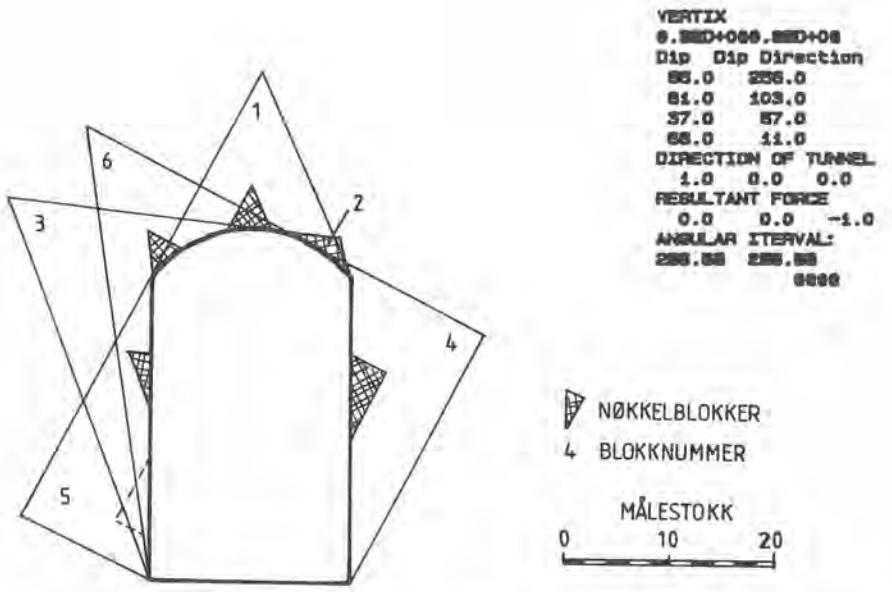


Fig. 8. Maksimalt areal av potensielt ustabile partier omkring hallen.

Resultantkreftene langs de plan blokkene kan bevege seg er beregnet ut fra maksimale nøkkelblokker. Tabell 2 viser disse kreftene for hver enkelt blokk. Merk at blokk nr. 5 er stabil pga. friksjon. Videre er vist sannsynlige resultantkrefter ut fra en vurdering av lengder for sprekkene.

Blokk nr.	Maks. kraft tonn/m2	Sannsynlige krefter (eks. poretrykk)		
		Resultantkraft tonn/m2	Vertikalt tonn/m2	Horisontalt tonn/m2
1	15,0	6,2	6,2	0
2	3,0	2,7	2,7	0
3	10,6	2,3	2,1	0,9
4	4,2	2,9	2,6	1,4
5	0			
6	5,3	2,5	2,3	0,8

Tabell 2. Sannsynlige krefter for nøkkelblokkene

Da nøkkelblokkene i venstre langvegg gjennomgående har mindre volum enn blokkene i høyre langvegg, kan boltelengden med fordel differensieres. Velger en å forankre boltene ca. 1 m inn i stabilt berg, kan en beregningsmessig benytte 4,7 m lange bolter i hengen og i høyre langvegg, mens en i venstre langvegg kan klare seg med 3,9 m lange bolter.

Kun en del av veggoverflaten består av nøkkelblokker jfr. fig. 9. Anslagsvis 10 - 20 % av overflaten er blokker som trenger spesiell sikring. Veggbildet er som et kart når en skal lokalisere nøkkelblokker. Spesielt nyttig er dette når en skal bestemme permanent sikring før neste pall.

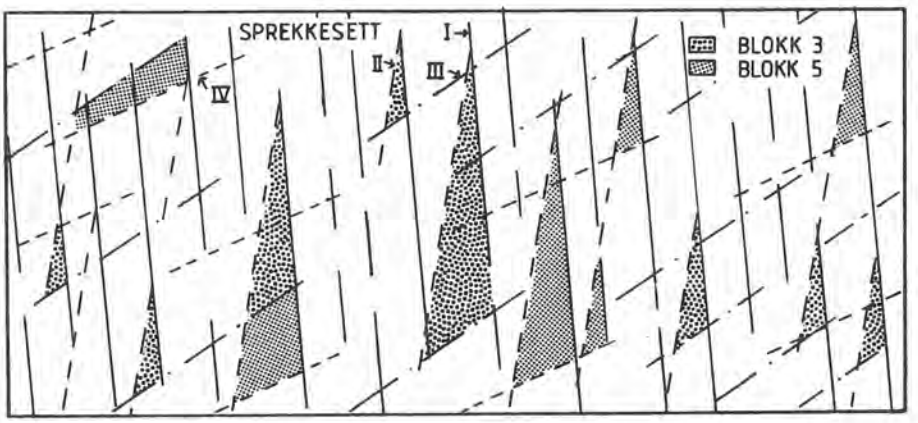


Fig. 9. Sprekkmønster ("veggbilde") i venstre langvegg

Siden nøkkelblokkene opptrer uregelmessig, har vi beregnet et minimum boltemønster. Ut fra disse vurderingene bør en minimum ha en bolteavstand i venstre langvegg på 3,0 m. I høyre langvegg kan bolteavstanden være 3,5 m, mens tilsvarende beregninger for hengen tilsier et rutemønster 2,5 m x 2,5 m.

Der en ser utgående av nøkkelblokker bør en supplere med ekstra bolter. Boltetettheten i nøkkelblokk 3 og 6 bør etter beregningene være 1 bolt pr. 3,8 m2 (dvs. boltemønster 1,95 m x 1,95 m). Tilsvarende for nøkkelblokk 4 er 1 bolt pr. 3,4 m2 (1,85 m x 1,85 m). Blokk 5 er stabil.

REFERANSER

BARTON, N.; (1977) "Proc. 16th U.S. Symposium on Rock Mechanics (ASCE, New York), p 238.

GOODMAN, R.E., SHI, G.; (1985) "Block Theory and Its Application to Rock Engineering", Prentice-Hall, Inc., New Jersey

LAGRING AV INDUSTRIAVFALL I FJELL FOR NORZINK, ODDA

STORAGE OF INDUSTRIAL WASTE IN ROCK CAVERNS FOR NORZINK, ODDA

SAMMENDRAG

Avgangsmasser fra zinkproduksjonen ved Norzink AS i Odda, har tidligere blitt pumpet ut i Sørfjorden. Fjorden er sterkt forurenset, og Statens Forurensningstilsyn har derfor ikke gitt utslippskonsesjon i fjorden etter 1. juli 1986.

Avfallet blir nå lagret i fjellhaller ca. 2 km nord for fabrikkanlegget. Det er til nå bygget to haller hvorav den ene er fylt med industriavfall.

Det er gitt en beskrivelse av geologien i området og de utførte geologiske undersøkelser inkludert brønnboringer, kjerneboringer, spenningsmålinger og materialtesting.

Resultatene er benyttet i en bergmekanisk analyse (grense-elementmetode) for kontroll av stabilitet og dimensjonering av pilarbredder og optimalt halltverrsnitt.

Program for kontroll av eventuelt forurenset sigevann er beskrevet.

SUMMARY

Residue from the zinc production at Norzink AS, Odda, has previously been discharged at the fjord bottom as a suspension. The fjord is heavily polluted, and The Norwegian Environmental Authorities have not allowed discharge into the fjord after July 1st 1986.

The residue is now stored in rock caverns, which are located approximately 2 km north of the factory area. Until now two caverns have been excavated. One of them are filled with residue.

The geology and the geological investigations, including well drillings, core drillings, stress measurements and material testing, are described.

The results have been used in an analysis of the rock conditions (Boundary Element Method) with regard to stability, optimum cross section and spacing of future caverns.
A programme to control possible outflow of polluted water from the caverns, is described.

INNLEDNING

Norzink AS har produsert elektrolyttisk zink siden 1929. En ny elektrolysehall og støperi er nettopp tatt i bruk. Fabrikken ligger i Odda, i bunnen av Sørfjorden, som er en sidefjord til Hardangerfjorden.

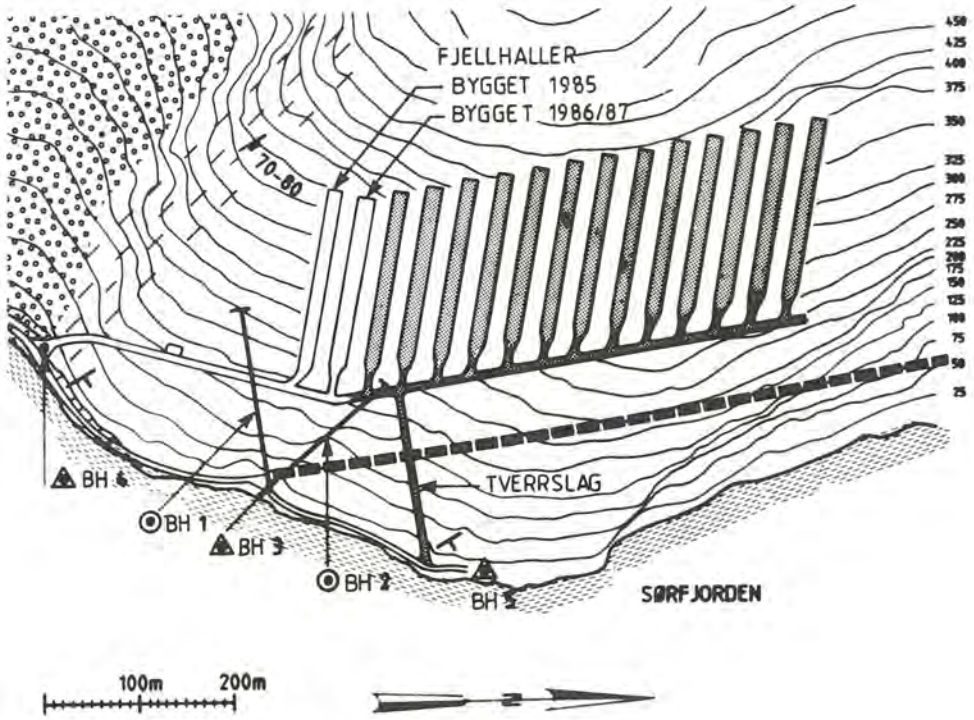
Avgangsmassene fra produksjonen består hovedsakelig av jarosit-slam og inneholder betydelige mengder tungmetaller. Jarosit-avfallet ble tidligere oppslemmet i vann og pumpet ut i Sørfjorden. Dette har medført at Sørfjorden idag er meget sterkt forurenset.

Statens Forurensningstilsyn påla derfor Norzink å utvikle alternative metoder for å bli kvitt avfallet, som ikke medførte ytterligere forurensning av fjorden. Utslippskonsesjon i fjorden ble ikke gitt etter 1. juli 1986.

Norzink har siden 1975 studert mange forskjellige metoder for å løse forurensningsproblemet, og alternativet med lagring i fjellhaller ble vurdert allerede da. I 1984 startet konkrete undersøkelser og prosjektering av deponianlegget i fjell.

KORT PROSJEKTBESKRIVELSE

Fjellhallene er plassert i Mulen som ligger ca. 2 km nord for fabrikkområdet. Mulen utgjør en fjellrygg som står ut i forhold til fjellsiden forøvrig og danner et svakt buet nes i Sørfjorden, som det fremgår av fig. 1. Fjellet stiger bratt opp fra fjorden mot Folgefonna, og når en høyde på ca. 1500 m.o.h.



TEGNFORKLARING

- STRÖK/FALL FOR FOLIASJON
- STRÖK/FALL FOR SPREKKER
- OPPSPRUKKET SONE
- LÖSMASSER, VESENTLIG STEINUR
- VEITUNNEL (EITRHEIMSTUNNELEN)
- BOREBRÖNN (BH)
- KJERNEBORING (BH)

KOTEHÖYDER I METER OVER HAVNIVÅ

Fig. 1. Layout og geologisk informasjon.

Avgangsmassene fra produksjonen inneholder følgende hovedkomponenter:

SO_4	30%
Fe	20-28%
Zn	3-5%
SiO_2	2-6%
Pb	2-3%
Cu, CaO, MgO, As, Sb, Cd, Ag	Alle mindre enn 1,0%

Avgangsmassene slemmes opp med vann til en slurry med ca. 20% tørrstoffinnhold. Slurryen pumpes gjennom rørledninger til fjellhallen. Overskuddsvann (dekanteringsvann), som frigis under avsetningsforløpet, ledes til overløp ved ytre ende av hallen og føres herfra ved gravitering i rør til pumpestasjon i adkomsttunnelen. Dekanteringsvannet, som er forurenset, pumpes deretter tilbake til fabrikkanlegget og benyttes om igjen i prosessen.

Layout for anlegget er vist på fig. 1. Det er planlagt to etasjer med 15 haller i hver etasje. Hallene har flaskeutforming med bare én adkomsttunnel som vist på fig. 2.

Første hall ble bygget i 1985. Hall 2 ble bygget i 1986/87 mens fylling pågikk i hall 1. Hovedentreprenør for hall 1 var H. Eeg-Henriksen A/S, for hall 2 Selmer-Furuholmen A/S.

Som det fremgår av fig. 2, er total lengde 211 m, spennvidde 17,5 m og maksimum høyde 23,5 m. Totalt hallvolum er ca. 65000 m^3, som var tenkt å tilsvare ett års avfallsproduksjon. Det har imidlertid vist seg at det tar noe lengre tid å fylle opp en hall.

Avstand mellom hall 1 og 2 er 20 m.

For hall 1 og 2 har sprengsteinen blitt benyttet til fyllinger i området. Dersom det ikke blir bruk for fjellmassene, vil disse bli dumpet i fjorden fra tverrslag som vist på fig. 1.

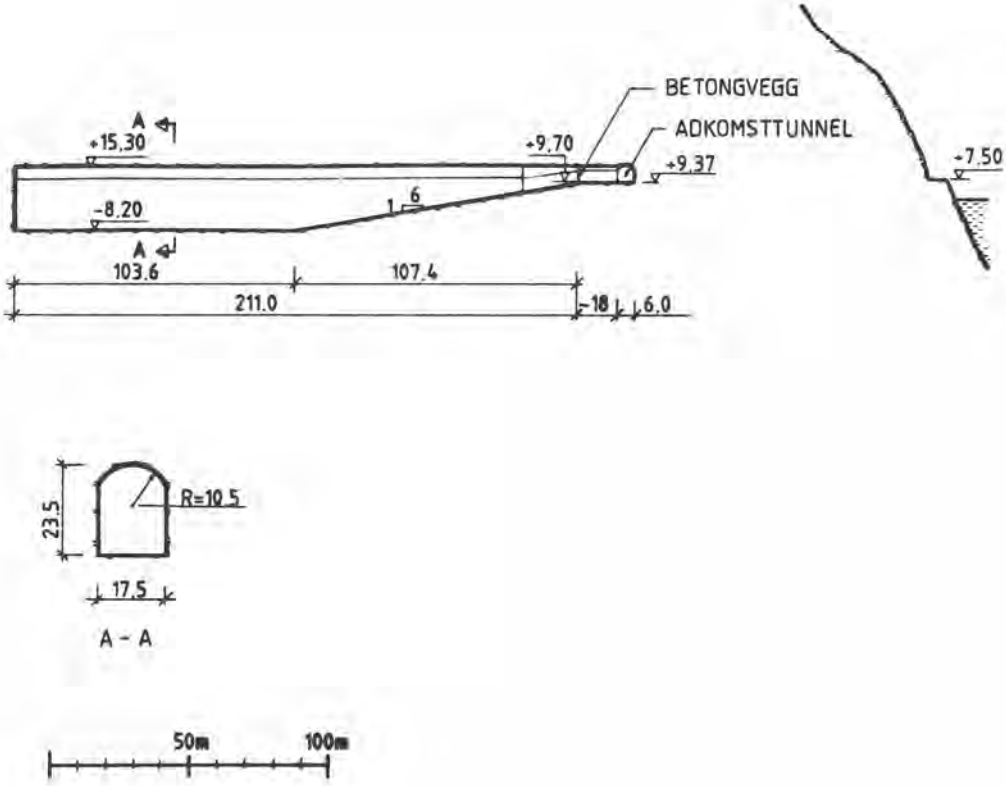


Fig. 2. Lengdesnitt og tverrsnitt av fjellhall.

GEOLOGISKE UNDERSØKELSER

For å få informasjon om fjelltekniske forhold og fjellets permeabilitet, som er av stor betydning for dette prosjektet, er følgende undersøkelser utført:

Forundersøkelser

* Studie av geologiske kart og flyfotos

* Geologisk kartlegging, inkludert observasjoner i eksisterende veitunnel

* Boring av tre nesten vertikale (80°) brønnhull i fjell. Plassering er vist på fig. 1

* Prøvepumping av én av brønnene

* Boring av to kjerneborhull med 15° helning og lengder henholdsvis 200 m og 150 m (fig. 1). Hullretningene ble valgt slik for å skjære de to hovedsprekkeretningene med fordelaktig vinkel. Vanntapsmålinger ble utført suksessivt under nedboring for å få en indikasjon på fjellets permeabilitet.

* Laboratorieundersøkelser av fjellprøver og sleppemateriale. Undersøkelsene er utført i to omganger, først på prøver fra kjerneboringsmateriale, senere på større prøver fra anlegget.

* Analyser av grunnvann for å ha grunnlagsmateriale vedrørende vannets kjemiske sammensetning

Undersøkelser i anleggsperioden

* Spenningsmålinger i hall 1

* Bergmekanisk analyse for kontroll og optimalisering av anleggets utforming

* Boring av brønnhull fra adkomsttunnelen for kontroll av grunnvannskvalitet med tanke på sigevann fra hall 1

GEOLOGI OG HYDROGEOLOGI

Bergarter

Berggrunnen består hovedsakelig av grovkornet granittisk gneis. Gneisen er gjennomsatt av pegmatittsoner og middelskornig granitt som begge er fast sammenvokst med gneisen.

Foliasjonen har NV-lig strøkretning og steilt fall mot NØ.

SINTEF, avdeling for bergteknikk, har utført testing av bergartens mekaniske egenskaper på utboret kjernemateriale. Resultatene er vist i tabell 1:

	Enakset trykkfasthet σ_c (MPa)	Strekkfasthet (punktlast) σ_t (MPa)	E-modul E (GPa)	Poissons forhold ν	Romvekt ρ(kg/m^3)
Middel-verdi	145,3	15,6	25,0	0,10	2710
Standard-avvik (%)	22,0	8,0	10,0	30,0	3

Tabell 1. Bergartens mekaniske egenskaper

Oppsprekning og svakhetssoner

Mulen avgrenses både i syd og nord av brattskrenter. Parallelt med skrenten i syd er fjellet innenfor gjennomsatt av markerte, åpne slepper langs foliasjonen. Innenfor det anbefalte området for fjellhaller, er det bare observert mindre sprekkesoner på overflaten.

RQD-verdien for borkjernene, som angir bergartens oppsprekningsgrad, er hovedsakelig ≥ 90 som betraktes som meget gode fjellforhold. Bare små partier klassifiseres som dårlig.

Det er registrert to hovedsprekkesystem.

Sprekker langs foliasjonen har NV-lig strøkretning og steilt fall mot NØ. Tverrsprekker med NØ-lig strøkretning og relativt steilt fall mot SØ eller NV er noe mindre utbredt.

Dette fremgår også av stereogrammet i fig. 3 hvor de mest markerte sprekkene og sleppene registrert i hall 1 og adkomsttunnelen er plottet.

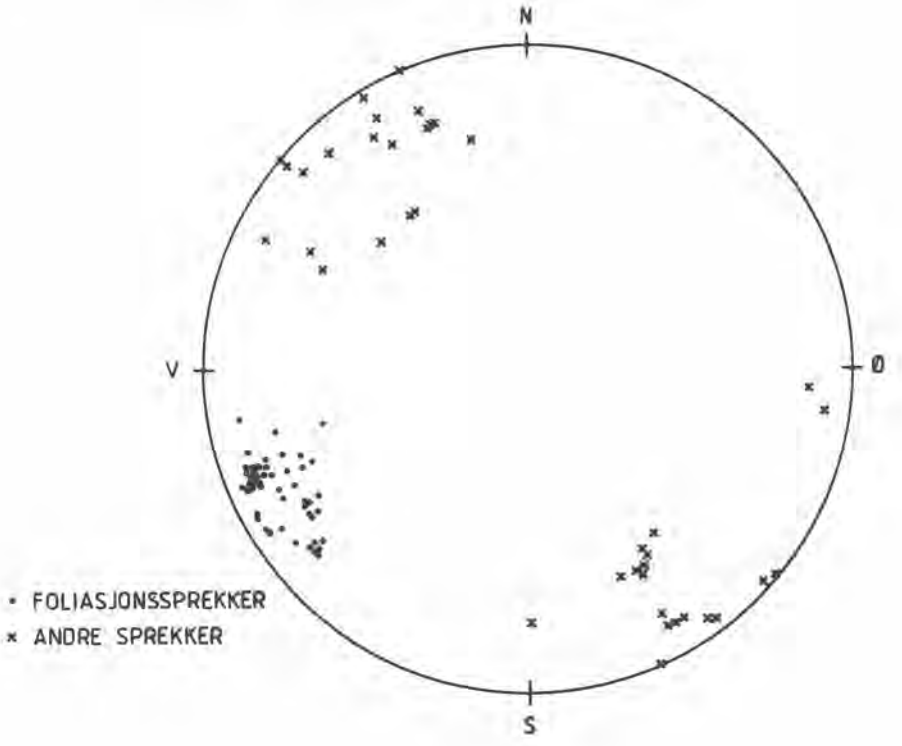


Fig. 3. Sprekkediagram. (De mest markete sprekker og slepper i adkomsttunnelen og hall 1 plottet som poler i flatetro polar-projeksjon, nedre halvkule.)

I den ytre delen av adkomsttunnelen opptrer de to sprekketypene i omtrent like stor grad. I den indre delen av tunnelen og i hallene dominerer slepper langs foliasjonen. Markerte slepper og sprekker som krysser fjellanlegget er også registrert og inntegnet på fig. 6.

Sleppematerialet består av glimmer, ofte bløt og forvitret, eller sandig leire. Laboratorieundersøkelser, bestående av fargetest og måling av fri svelling, indikerer at det forekommer smektitt med moderate svelleegenskaper. Det er målt svelletrykk på et par leirprøver fra hall 2, hvorav en viste seg å være en aktiv svelleleire med relativt liten potensiell svelleevne (330 kN/m^2). Bredden av sleppene er vanligvis mindre enn 25 cm. Det er påtruffet noen få mindre soner, ca. 1 m brede, bestående av oppsprukket og tildels omvandlet fjell. Et par slike små soner ble også observert under kjerneboringen.

Permeabilitet og hydrogeologiske forhold

Fjellmassens permeabilitet har stor betydning både når det gjelder eventuell lekkasje av forurenset vann fra hallene og innlekkasje av saltvann. Saltvann kan ikke aksepteres ettersom dekanteringsvannet resirkuleres til produksjonssystemet i fabrikken. Bunnen i hall 1 og 2 ligger på henholdsvis kote ca. -8 og -7.

De tre brønnhullene, angitt på fig. 1 som BH 3, 4 og 5, ble boret til kote ca. -30. I borhull 3 og 5 var gneisen lite oppsprukket og tørr, og bare et par vannfylte sprekker ble påtruffet. Brønn nr. 4 ble boret gjennom den oppsprukne sonen for å få informasjon om fjellmassen med antatt høyest permeabilitet. Denne brønnen hadde et statisk grunnvannsspeil og var det eneste hullet som hadde stor nok kapasitet til at det kunne utføres prøvepumping med tanke på å bestemme hydraulisk ledningsevne, hydraulisk kontakt med og eventuell inntrengning av saltvann.

Brønnen ble prøvepumpet i 6 timer med en kapasitet på 0,72 m^3/t. Senkning/tidsforløpet er vist på fig. 4.

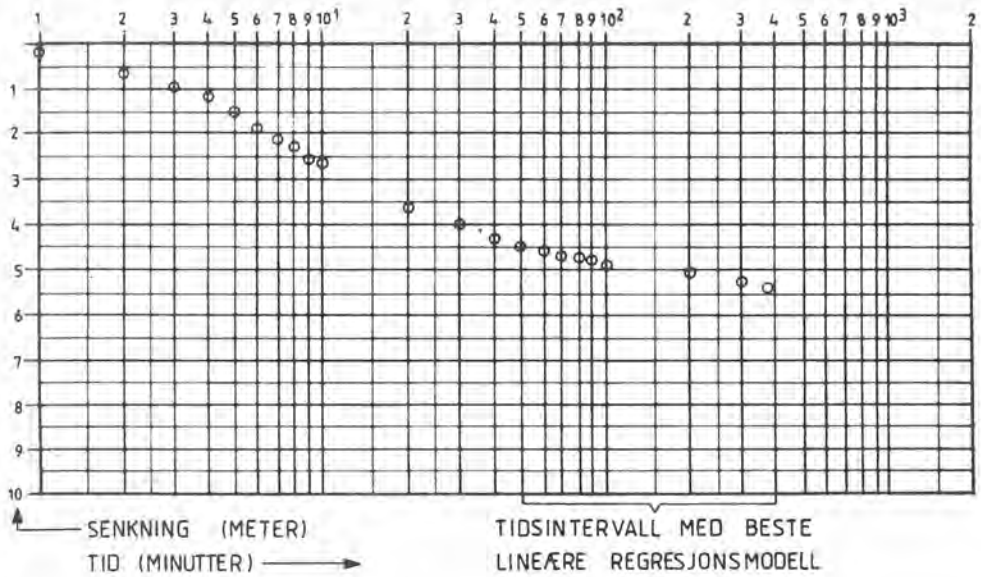


Fig. 4. Pumpetest, borhull nr. 4.

Etter ca. 50 minutter utgjør brønnvolumets innflytelse på senkningen minimale forstyrrelser, og det kan trekkes en regresjonslinje gjennom de etterfølgende punkter med høy korrelasjonskoeffisient. Beregnet transmissivitet tilsvarer $3,6 \cdot 10^{-5}$ m^2/s. Ut fra dette kan en fastslå at sprekkene sannsynligvis vil ha en hydraulisk ledningsevne mindre enn $3,6 \cdot 10^{-5}$ m/s. Dette tilsvarer normale verdier for mindre oppsprukket fjell, og strømningshastighetene i sprekkene er moderate.

Elektrisk ledningsevne ble målt gjennom hele pumpetesten og viste ingen variasjon. Den var 50 µS/m som er normalt for ferskvann. Kjemiske analyser ble utført på vannprøver for å ha referanseverdier ved senere grunnvannstesting for å undersøke eventuelle lekkasjer fra hallene.

Vanntapsmålinger, utført under kjerneboringene, viste for det meste små vanntap, men enkelte meget permeable soner ble registrert.

Det strømmet vann opp av begge hullene etter at boringen var avsluttet.

Basert på disse resultatene, ble fjellet antatt å ha svært liten permeabilitet, men med enkelte permeable sprekker/ soner.

Erfaringene etter driving viser at det forekommer en del lekkasjer i adkomsttunnelen. I fjellhallene har lekkasjene vært små. I hall 1 ble disse forsøkt målt og anslått til 15 m^3/døgn. I hall 2 var lekkasjene adskillig mindre, og det er ikke gjort noen forsøk på å måle disse.

Det har ikke blitt utført noen injeksjon eller annen form for tetting.

Spenninger

Fjellsiden har en helning på ca. 40° og maksimal fjelloverdekning over hallene er ca. 450 m. Da det også er registrert tektoniske spenninger i tilsvarende bergarter i sydlige del av Hordaland, og bergarten har høy sprøhet, kunne problemer med bergslag ikke utelukkes. Ytre deler av Mulen kunne imidlertid forventes å være spenningsmessig avlastet på grunn av sin topografi, og spenningsforholdene totalt sett ble vurdert slik at et deponianlegg i Mulen ville bli utsatt for moderate bergtrykksytringer. Dette har vist seg å stemme godt, da antydning til sprakefjell bare har vært observert noen få steder.

SINTEF, avdeling for bergteknikk, har utført spenningsmålinger fra hall 1 etter at denne var drevet. Målingene ble foretatt i et 13,5 m langt hull i den søndre veggen, 143 m innover fra hallens inngang. Hullorientering var $198^{\circ}/4^{\circ}$ (horisontal vinkel med nordretningen, helningsvinkel med horisontalplanet).

På bakgrunn av laboratoriemålte mekaniske egenskaper og feltmålte tøyninger ved dybder 10,5 m, 11,0 m og 13,25 m i borhullet, er den tredimensjonale spenningstilstanden bestemt.

De beregnede spenningene er vist i tabell 2.

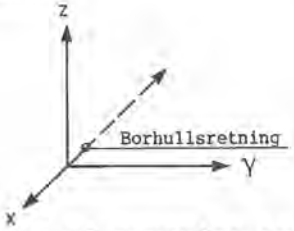
Hovedspenninger (MPa)		ϕ^{o*}	θ^{o*}
σ_1 = 6,7		128	53
σ_2 = 1,7		320	36
σ_3 = 0,6		225	6

Spenningskomponenter i henhold til borhull** (MPa):

σ_x = 1,0	σ_y = 3,0	σ_z = 5,1
τ_{xy} = 0,9	τ_{xz} = 0,5	τ_{yz} = 2,3

* Orientering av hovedspenninger er gitt som ϕ-horisontalvinkel fra nord mot øst og θ-helningsvinkel med horisontalplanet.

** Akseretninger



Tabell 2. Spenninger beregnet på grunnlag av målinger.

Spenninger beregnet ut fra vekt av overliggende fjell-masse, som har en tykkelse på 250 m, blir:

$$\sigma_v = \gamma \cdot h = 0{,}027 \cdot 250 \sim 6{,}7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot \{\nu/(1-\nu)\} = 6{,}7 \cdot \{0{,}1/(1-0{,}1)\} \sim 0{,}7 \text{ MPa}$$

Overensstemmelsen mellom in situ målte spenninger og spenninger beregnet ut fra overdekning er god. Hoved-spenningene er av gravitativ opprinnelse og orienteringen er influert av topografien.

Største hovedspenning er orientert langs fjellsidens fallretning. Mellomste hovedspenning står tilnærmet vinkelrett på søndre dalside av Mulen. Minste hovedspenning er tilnærmet horisontal og orientert nesten parallelt med fjellsiden.

Det er ikke påvist noen form for tektoniske spenninger.

Spenningsmålinger foretatt ved borhullsdybde 6,0 og 7,5 m fra hallveggen, gir indikasjon på spenningenes reorientering og oppkonsentrering på grunn av lagringshallen selv.

Verdiene er gitt i tabell 3. Spenningenes orientering er plottet i stereogram i fig. 5.

Dybde m	σ_1	ϕ	θ	σ_2	ϕ	θ	σ_3	ϕ	θ
6,0	15,2	145	62	6,2	358	24	3,0	262	14
7,5	9,9	128	64	5,5	24	7	2,5	291	25
In situ	6,7	128	53	1,7	320	36	0,6	225	6

Tabell 3. Hovedspenningens størrelse og retning ved borhullsdybde 6,0 og 7,5 m og i uforstyrret bergmasse.

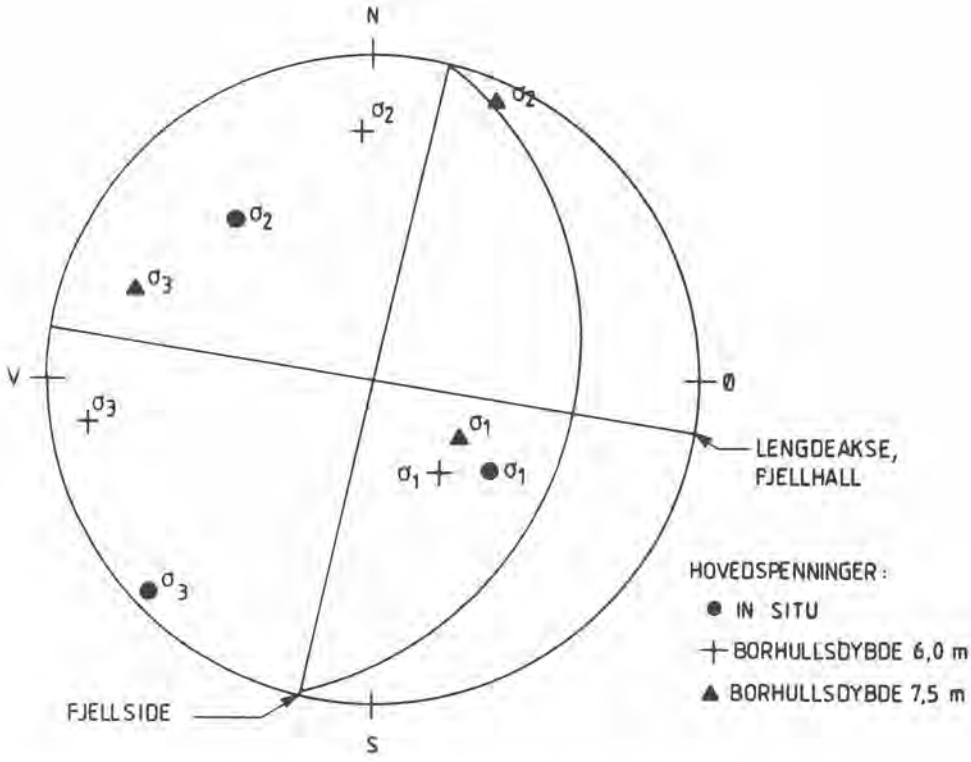


Fig. 5. Hovedspenningens orientering in situ og reorienterte spenninger nær hallen. Vinkeltro nedre halvkuleprojeksjon er benyttet.

KONTROLLTILTAK

Bunnen av fjellhallene ligger under havnivå. Da hallene ikke vil bli tettet, slik at normalt vanntrykk kan bygges opp, forventes ikke vesentlige lekkasjer av forurenset vann fra hallene med de trykkforhold som må antas å opptre i omkringliggende fjell på grunn av topografien. Fjellet er dessuten lite permeabelt.

For å fremskaffe data i forbindelse med eventuelle forurensningsspørsmål på et så tidlig tidspunkt som mulig, og kunne foreta en forsvarlig planlegging av det fremtidige anlegget, har vi imidlertid foreslått et program for grunnvannskontroll. Prøvene vil også gi en indikasjon på eventuell innstrømming av saltvann.

Da de eksisterende borhullene i dagen har stor avstand til hallene, vil det ta lang tid før en eventuell forurensning kan påvises. Det ble derfor boret fire nye brønnhull fra adkomsttunnelen, merket BH 6, 7, 8 og 9 på fig. 6, for å kontrollere eventuelt sigevann fra hall 1.

I borhull 6 ble det registrert to vannførende slepper. Vann strømmet opp av hullet, og pumping over en periode på 3 timer viste en kapasitet på ca. 1500 l/time. Hull nr. 7 og 8 var under boringen helt tørre, men fyltes opp over tid. I hull nr. 9 ble det påtruffet én vannførende sleppe, og pumping over en periode på 2,5 time viste en kapasitet på 90 l/time.

Det er foreslått at grunnvannsprøver for analyse tas fra følgende steder i fremtiden:

* Kjerneborhull nr. 1 og 2 (fig. 1)

* Brønnhull nr. 3 og 5 (fig. 1. Hull nr. 4 er ikke lenger tilgjengelig)

* Brønnhull nr. 6, 7, 8 og 9 i adkomsttunnelen (fig. 9)

* I fjellhall som er under driving, skal lekkasjevann inn i hallen prøvetas, for å se om det lekker inn forurenset vann fra nabohall som er under fylling.

Grunnvannsstanden skal dessuten registreres i alle hull ved hver prøvetaking.

Det er foreslått å ta ut prøver to ganger pr. år. Hyppigheten kan eventuelt forandres avhengig av resultatene fra analysen.

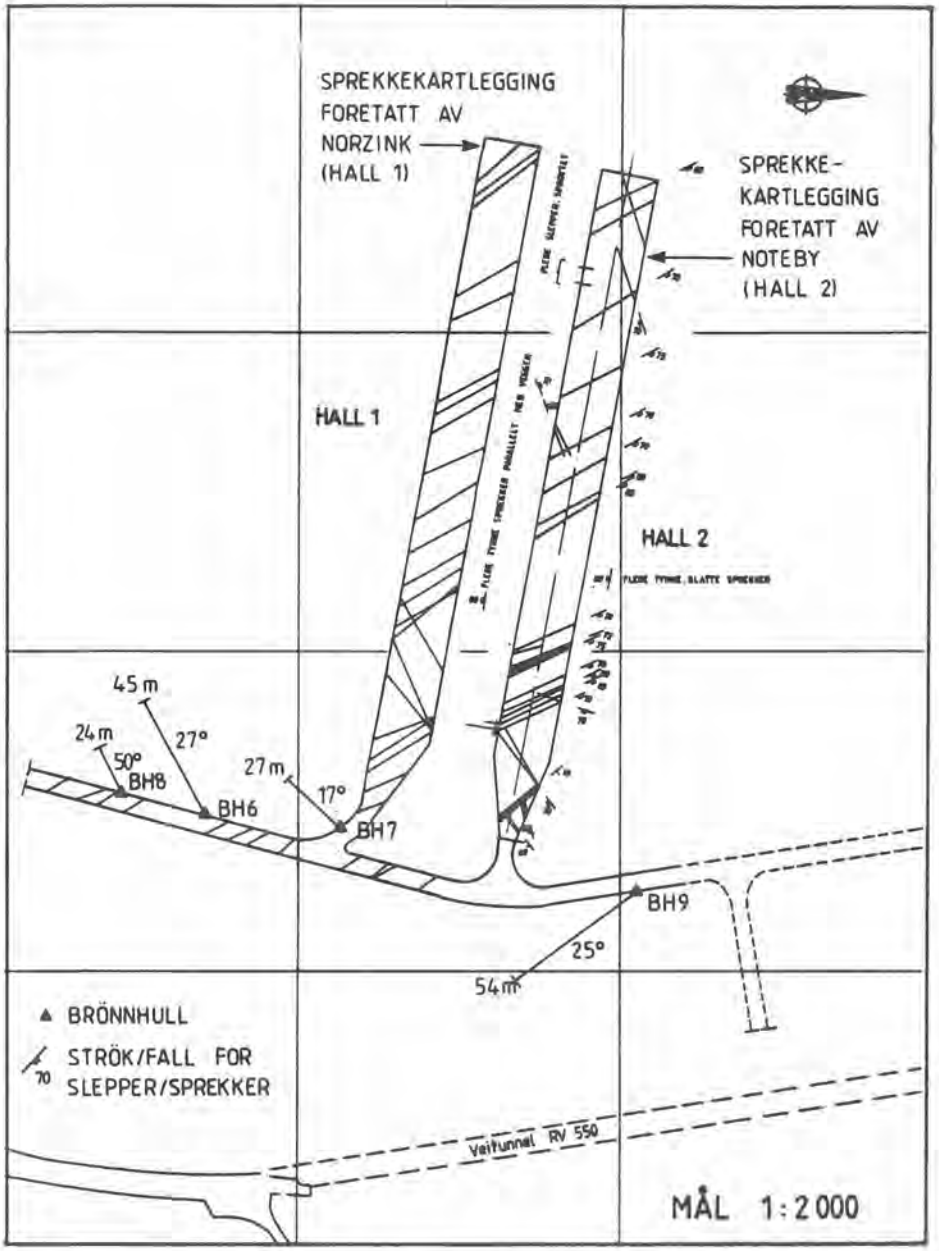


Fig. 6. Markerte sprekker og slepper registrert i fjellanlegget. Brønnhull for kontroll av eventuelt sigevann.

BERGMEKANISK ANALYSE

Som nevnt foran er det planlagt bygging av haller i to etasjer med 15 haller i hver etasje. Basert på erfaringer og den valgte spennvidde på 17,5 m foreslo vi i utgangspunktet en pilarbredde mellom hallene på 15-20 m og en avstand på 30 m mellom de to etasjene. Mellom hall 1 og 2 ble det valgt 20 m avstand.

For å undersøke spenningsbildet og stabiliteten nærmere ved bygging av så mange haller, og få et bedre grunnlag for optimalisering av det fremtidige anlegget med tanke på pilarbredder og hallutforming, utførte SINTEF, avdeling for bergteknikk, i 1986 en bergmekanisk analyse.

Kort beskrivelse av analysen

Analysen er utført ved hjelp av en lineært elastisk grenseelementmodell, betegnet BESOL 5002. Modellen er bygget opp som et halvrom hvor øvre begrensning tilsvarer dagoverflaten. Resultater fra spenningsmålinger og testing av bergartens elastiske parametre er lagt til grunn for analysen.

Modelleringen er utført i et plan normalt hallenes lengderetning hvor overdekningen er omlag 300 m. Ved modellering av haller i to plan, forutsettes det at de ligger symmetrisk, den ene hallen over den andre.

Hovedantakelsene som gjøres, er for det første at bergarten skal være lineært elastisk og at det regnes med en todimensjonal spenningstilstand.

Programmet beregner spenninger, tøyninger og deformasjoner rundt bergrom av tilfeldig form. Geometrien defineres ved å dele opp tverrsnittet av bergrommet i rette linjestykker.

På grunnlag av ytterligere materialtesting på større prøvestykker ble følgende elastiske parametre for simuleringen valgt:

E-modul: $E = 20$ GPa

Poissons forhold: $\nu = 0{,}20$

Resultater

Effekten av å variere antall haller, bredden av pilarer mellom haller på ett nivå og avstand mellom nivåene, samt pilhøyden i hengen er studert.

a) Antall haller i ett og to nivå

Innledningsvis ble tangensialspenningene til hallene og spenningene i pilarene mellom hallene vurdert.

I fig. 7 er vist oversikt over 20 haller og tilhørende spenningsplott. I fig. 8 er vertikalspenningen langs symmetriaksen tegnet som funksjon av overdekning for samme tilfelle.

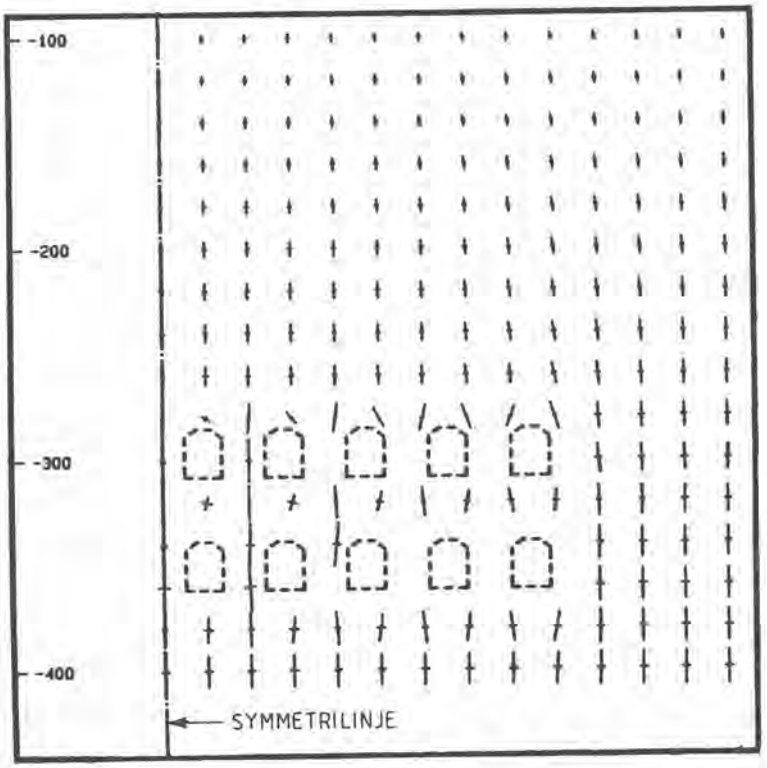


Fig. 7. 20 haller med horisontal avstand 20 m og vertikal avstand 30 m.

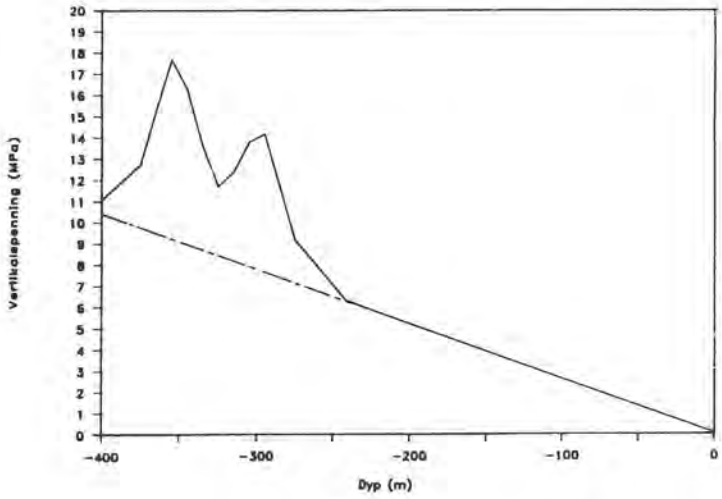


Fig. 8. Vertikalspenning langs symmetriakse som funksjon av dyp.

Dersom hallene ved den aktuelle spenningstilstanden er mer enn en hallbredde fra hverandre i horisontalplanet, opptrer spenningene som for enkeltstående haller. Tilsvarende gjelder dersom haller i forskjellige plan er mer enn en hallhøyde fra hverandre.

Ved mer enn to til tre haller ved siden av hverandre, vil spenningene i pilarene være omtrent like store som om det er mange haller.

Dersom spenningsfeltet betraktes som et strømlinjefelt, vil noen av strømlinjene gå utenom, mens andre går gjennom selve feltet av haller. Den største forskjellen på mange og få haller vil kun være hvor høyt ovenfor og nedenfor spenningsvektorene blir reorientert. Dersom hallfeltet er bredt, vil reorienteringen gå høyt over og dypt under og omvendt. Denne reorienteringen har imildertid liten til ingen praktisk betydning.

b) Variasjon av pilarer mellom haller

Den effektive pilarbredden mellom haller på ett nivå har systematisk blitt variert fra 10 m til 30 m, med 10 m intervall. Samtidig har den vertikale avstanden mellom de to hallradene blitt variert fra 10 m til 40 m med 10 m intervall.

I modellen endres spenningene i det umiddelbare taket, vederlaget og veggen svært lite ved variasjon av både horisontale og vertikale pilarer.

Når avstanden mellom hallene på ett nivå gjøres mindre enn omlag 20 m og avstanden mellom de to nivåene blir mindre enn omlag 25 m, opptrer det små horisontale strekkspenninger i pilaren mellom de to nivåene. Strekkspenningene øker ved avtagende pilardimensjoner, men vil reduseres og gå over til trykkspenninger dersom en av pilardimensjonene økes.

c) Variasjon av pilhøyde

Simuleringen ble her utført i fire trinn og pilhøyden systematisk variert fra 0 til 8,5 m.

Laveste tangensialspenning i hengen varierer fra -3,6 MPa for flat heng til 0,8 MPa ved pilhøyde 8,5 m. Ved den pilhøyde som er benyttet for hall 1 og 2 på 4,7 m, er laveste tangensialspenning i hengen å betrakte som nullspenninger eller svakt negative (beregnet -0,8 MPa for pilhøyde 4 m).

På fig. 9 er vist hovedspenningsplottene fra modellering av de to ytterpunktene, flat heng og pilhøyde 8,5 m.

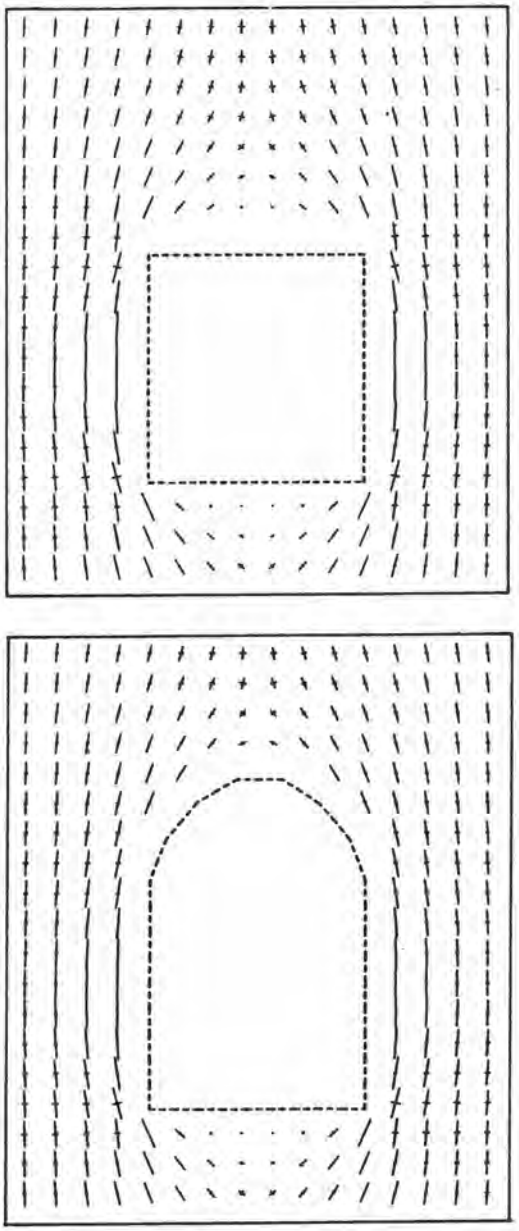


Fig. 9. Hovedspenningsplott
a) flat heng
b) pilhøyde 8,5 m

Fremtidig utforming av deponianlegg

Ut fra spenningsmessige hensyn foreslår SINTEF en effektiv pilarbredde på minimum 15 m mellom haller på ett nivå og minimum 25 m mellom hvert nivå.

På grunn av muligheter for utfall langs slepper i vegger og heng og følgende reduksjon av effektiv pilarbredde, har vi foreslått at det prosjekteres 20 m avstand mellom haller på ett nivå og 30 m mellom hvert nivå. Dette stemmer meget godt overens med det som ble anbefalt i utgangspunktet. Også av hensyn til faren for lekkasje fra hall som er under oppfylling inn i hall som er under driving, anbefales det ikke å redusere avstanden under 20 m.

Det er videre anbefalt at pilhøyden ut fra fjelltekniske hensyn økes til 7-8 m. I følge SINTEF's beregninger vil tangensialspenningene langs hengen dermed være trykk-spenninger og gi økt innspenning av blokker og dermed en gunstigere situasjon med hensyn til stabilitet i hengen.

REFERANSER

NOTEBY 1985 Residue deponering i fjellrom. Geologisk vurdering for deponihaller, Mulen. Rapport 13806-3

NOTEBY 1985 Residue deponering i fjellrom. Kjerneboringer. Rapport 13806-4

NOTEBY 1985 Residue deponering i fjellrom. Laboratorieundersøkelser. Rapport 13806-6

SINTEF 1985 Materialtesting av gneis fra Odda. Rapport STF 85 F85033

SINTEF 1985 Bergtrykksmåling ved deponihall for residue Norzink AS - Odda. Rapport STF 36 F85098

SINTEF 1986 Bergmekanisk analyse for residue Norzink AS, Odda. Rapport STF 36 F86087

VEDERLAG FOR ALTA-DAMMEN
MÅLERESULTATER FRA 1. GANGS OPPFYLLING

FOUNDATION OF THE ALTA ARCH DAM.
GEOTECHNICAL MEASUREMENT RESULTS FROM
THE FIRST IMPOUNDING OF OF THE RESERVOIR

Sivilingeniør Per Magnus Johansen
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Stabiliteten av en hvelvdam er i mange tilfeller bestemt av fundamentets stabilitet. For hvelvdammen ved Alta Kraftverk, dam Virdnejavri, ble det utført stabilitetsanalyser som viste at vederlagene var potensielt ustabile ved høye poretrykk. Omfattende injeksjons- og dreneringsarbeider er blitt utført. Dammen og damvederlagene er instrumentert med piezometere, lekkasjemålere, ekstensometere og 3 pendeler. Resultatene fra første gangs fylling av reservoaret er presentert og viser betryggende lave poretrykk.

SUMMARY

The stability of an arch dam is mainly dependent on the stability of its foundation. For the arch dam at the Alta Power Scheme, Virdnejavri dam, a detailed study of the stability has been carried out which showed that the foundation was potentially unstable if high pore pressures were introduced.

An extensive grouting and drainage job has been carried out.

The dam and its foundation were monitored by the use of piezometers, weirs, extensometers and 3 pendulums.

The results from the first filling of the reservoir have been presented and show that the pore pressure built-up is small.

DAM VIRDNEJAVRI - NORGES HØYESTE HVELVDAM

Dammen for Alta Kraftverk er 145 m høy og dermed Norges høyeste hvelvdam. Dybden til fjellfundamentet fra opprinnelig elvenivå

er ca 30 m. Totalt betongvolum er ca 134.000 m^3. Foruten et fast flomoverløp vil vårflommene først og fremst ledes gjennom to flomtunneler i østre vederlag. Disse flomtunnelene har en flomavledningskapasitet på 1192 m^3/s ved HRV. I tillegg kommer flomavledningskapasiteten for flomlukene i dammen som er på ca 800 m^3/s. Kraftstasjonen har en installert kapasitet på 150 MW og den gjennomsnittlige årsproduksjon er 625 GWh.

Byggherre er Statkraft og utførende entreprenør er A/F Alta-kontrakt (Furuholmen, Astrup & Aubert, Veidekke).

Fig.1 Foto av dam Virdnejavri pr september 1986.

OMFATTENDE STABILITETSBEREGNINGER BLE UTFØRT

På basis av en omfattende geologisk kartlegging ble det utført stabilitetsberegninger ved bruk av et fransk 3-dimensjonalt regneprogram. Regneprogrammet, TETRAROC, er en parameterstudie hvor input-"parametrene" er:

1) Strøk/fall av potensielle glideplan (3 plan)
2) Vekten av blokker definert av 1)
3) Damkrefter
4) Maksimum vanntrykk på de 3 plan
5) Annen ekstern kraft (f.eks. jordskjelvbelastning, pseudo-statisk kraft)

Bergarten på damstedet er en prekabrisk glimmerskifer (micaschist). Glimmerskiferen er homogen med en lav sprekkefrekvens. Input i stabilitetsprogrammet var de observerte sprekkeretninger på damstedet. I alt 6 potensielle blokker ble undersøkt.

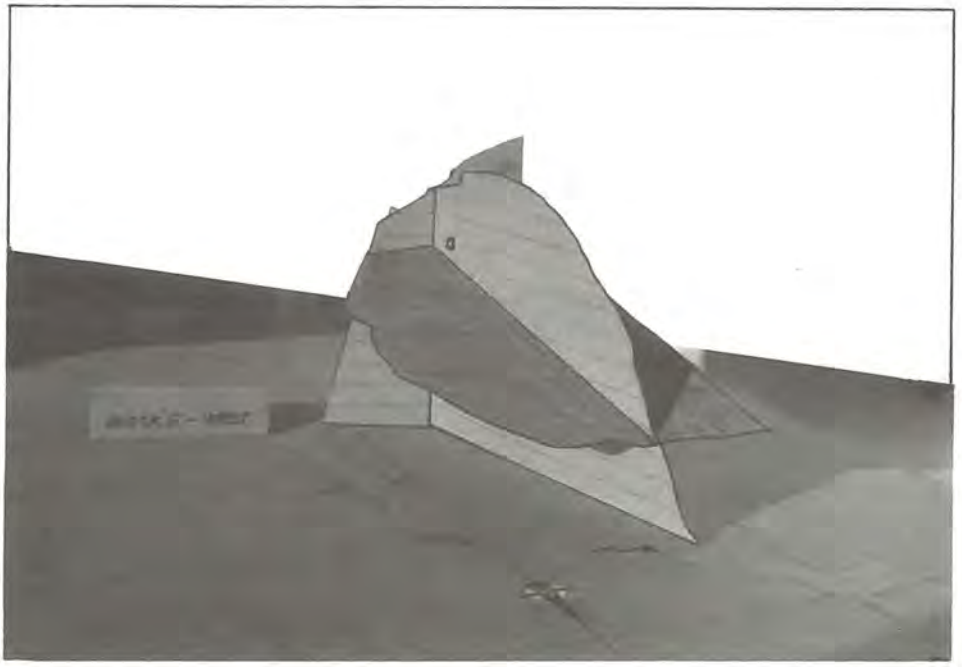


Fig. 2 Modell av en av blokkene det ble utført stabilitetsberegninger på.

TETRAROC-programmet gir kombinasjoner av maksimale vanntrykk på de gitte plan som gir sikkerhet lik 1 ("limit equilibrium condition"). Programmet gir også type brudd og hvilken/hvilke friksjonsvinkel(er) som er nødvendig for "limit equilibrium condition".

Resultatene av stabilitetsberegningene viste at begge dam-vederlag var potensielt ustabile ved moderate og høye poretrykk.

PÅ BAKGRUNN AV RESULTATENE FRA STABILITETSBEREGNINGENE BLE DET UTFØRT OMFATTENDE INJEKSJON- OG DRENERINGSARBEIDER.

Adkomsten ned til elvenivået skjer gjennom en spiraltunnel i det østre vederlag. 3 adkomststoller går fra denne spiraltunnelen og inn til dammen på henholdsvis kote 236, 200 og 164. For å kunne utføre injeksjons- og dreneringsskjermene på en mest mulig effektiv måte ble det besluttet også å sprenge tilsvarende stoller i det vestre vederlag. Fra disse stollene ble det utført både injeksjons- og dreneringsboringer.

Injeksjonen ble utført med borhull c-c 4,0 m som primærskjerm. Tetthetskriteriet var 1,2 eller 3 Lugeon avhengig av vanntrykk og avstand fra dammen. I alt er det boret ca 16.200 bm og med et sementforbruk på ca 181.000 kg.

I dypløpet ble det dessuten utført en løsmasseinjeksjon med Rapidsement og Alufix (supersement). Det ble her boret ca 620 bm og totalt sementforbruk var ca 26.000 kg (hvorav 7400 kg Alufix).

Drenasjeskjermen består av Ø100 mm hull med senteravstand c-c 4,0 m. I alt er det boret ca 10.000 bm.

FOR Å OVERVÅKE EFFEKTIVITETEN AV UTFØRT INJEKSJON OG DRENASJE ER VEDERLAG OG DAM INSTRUMENTERT MED MER ENN 100 MÅLEPUNKTER

Allerede under forprosjekteringen ble det installert 4 poretrykksmålere i hvert vederlag i forbindelse med kjerneboringer. Et av piezometrene i vederlag vest viser høye poretrykk, typisk 50 m stigehøyde, under snøsmeltingen i juni, mens stigehøyden i vinterhalvåret har vært 15 - 20 m. De andre poretrykksmålerne har vist stigehøyder på 5 - 15 m, og er lite avhengig av årstidene. Stabilitetsberegningene viste at

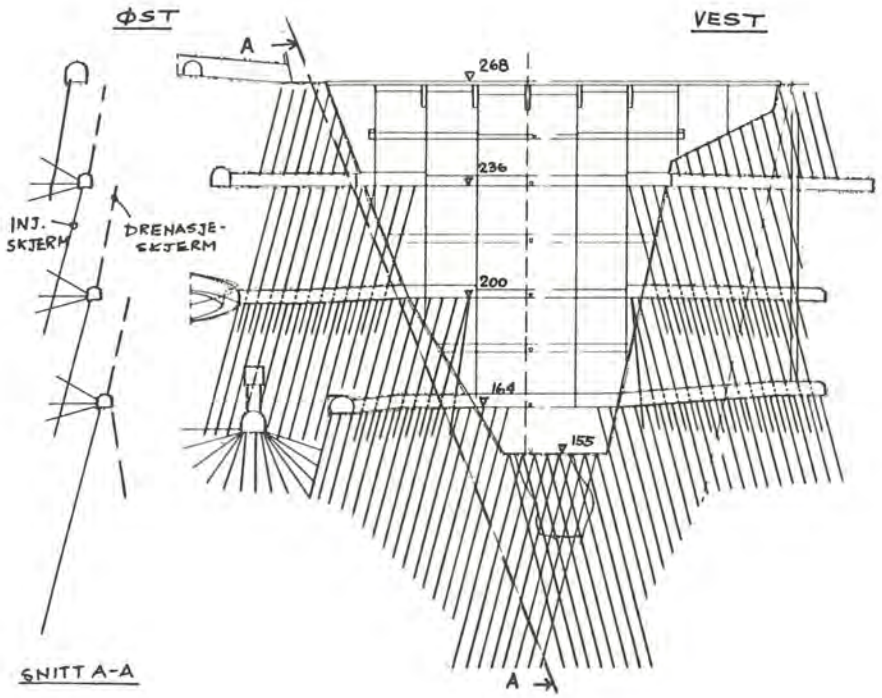


Fig. 3 Lengdesnitt av dam og vederlag med injeksjonsskjermen inntegnet. Snitt A-A viser plasseringen av injeksjons- og drenasjeskjermene som er boret fra drenasjestollene.

poretrykk med stigehøyde på 25 - 30 m på de ugunstigste plan, som definerte de potensielt ustabile blokker, ville gi den lavest tillatte sikkerhet.

For å ha en tilfredsstillende overvåking av poretrykkene i de to vederlag ble det installert 41 piezometre.

I tillegg er det installert 14 ekstensometre, 6 lekkasjemålere, 2 pendeler i dam og 1 pendel i vestre vederlag, og ca 45 ISETH-målebolter i galleriene. I tillegg kommer de geodetiske måleboltene på utvendig damkropp.

Omtrent halvparten av instrumentene er i tillegg til manuelt avlesbare, også installert med en elektronisk måleenhet. Disse blir automatisk avlest daglig gjennom en "logger" som igjen står i telefonisk kontakt med hovedkontoret i Oslo.

Ved et tilpasset plotteprogram kan alle data plottes mot tid eller vannstand til hvilken tid det er ønskelig.

Alle de elektroniske målerne er lett tilgjengelige i drensstollene eller i damgalleriene, og kan enkelt skiftes ut.

Ekstensometrene er "multiple point borehole extensometer" (MPBX) med total lengde varierende fra 20 -30 m.

Etter ca 1 års drift er 3 av de ca 40 elektroniske målerne skiftet ut på grunn av signalsvikt.

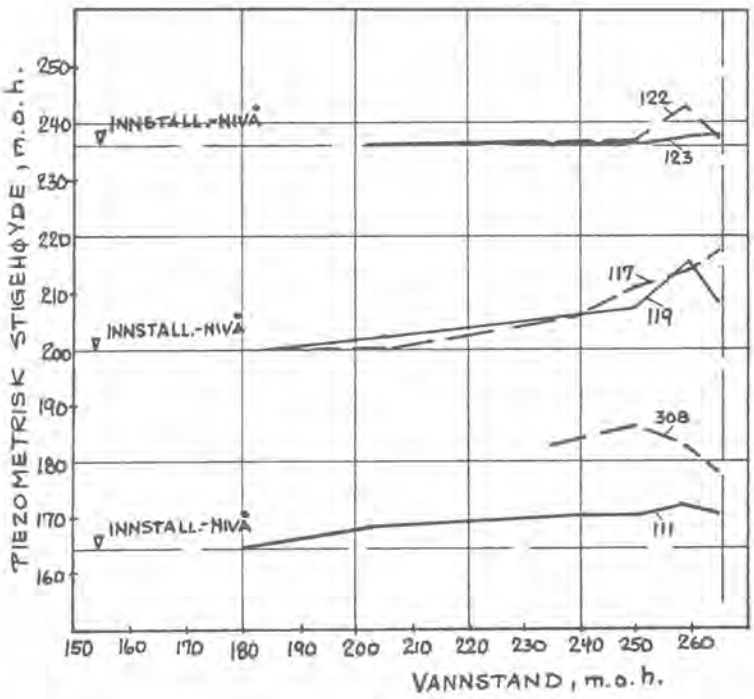


Fig. 4 Poretrykk plottet mot vannstand. Målerne 111, 119 og 123 er installert i østre vederlag. De andre i vestre.

VED FØRSTE GANGS FYLLING AV MAGASINET HAR PORETRYKKS-OPPBYGGINGEN VÆRT I GJENNOMSNITT CA 5 m VANNSØYLE

Magasineringen startet 24 februar 1987. I perioden 2.3 - 20.5. var vannstanden nær konstant på kote 205. Ved hjelp av vårflommen ble magasinet fylt til ca kote 250 (3.6) med en målepause ved kote 240 (27.5. - 2.6.). Pr 28.9. er vannstanden 264,5 m o.h. hvilket er 0,5 m under HRV.

De gjennomsnittlige poretrykk for de enkelte nivåer og vederlag, er gitt i følgende tabell.

Dato	Vann-stand	Kote 164		Kote 200		Kote 236	
		øst	vest	øst	vest	øst	vest
15.05.	205	1.6 (0-4)	3,2 (0-4)	0	0	0	0
01.06.	240	3,2 (0-8)	7,0 (0-20)	1,5 (0-6)	1,5 (0-6)	0	1,0 (0-3)
12.06.	250	3,6 (0-10)	7,3 (0-22)	1,8 (0-7)	2,7 (0-11)	0	2,5 (0-7)
14.07.	259	3,2 (0-7)	7,0 (0-22)	5,5 (0-14)	5,9 (0-14)	0,5 (0-2)	2,6 (0-8)
28.09.	264.5	3,2 (0-7)	4,6 (0-14)	3,7 (0-8)	5,4 (0-17)	0,9 (0-2)	0,7 (0-1)

Poretrykksoppbygningen er svært moderat. Flere av målerne synes til en viss grad også å være påvirket av den generelle sesongmessige variasjon. Som en konklusjon på poretrykks-målingen kan man si at de er på et betryggende lavt nivå i forhold til de poretrykk som stabilitetsanalysen satte som "kritiske" verdier.

DEFORMASJONSMÅLINGENE VISER SVÆRT SMÅ DEFORMASJONER I FJELLFUNDAMNETET (± 1 mm) OG NORMALE DEFORMASJONER AV HVELVDAMMEN (ca 9 mm)

Ekstensometrene i begge vederlag viser svært små deformasjoner, og de ligger innenfor målenøyaktigheten for instrumentene (± 1 mm).

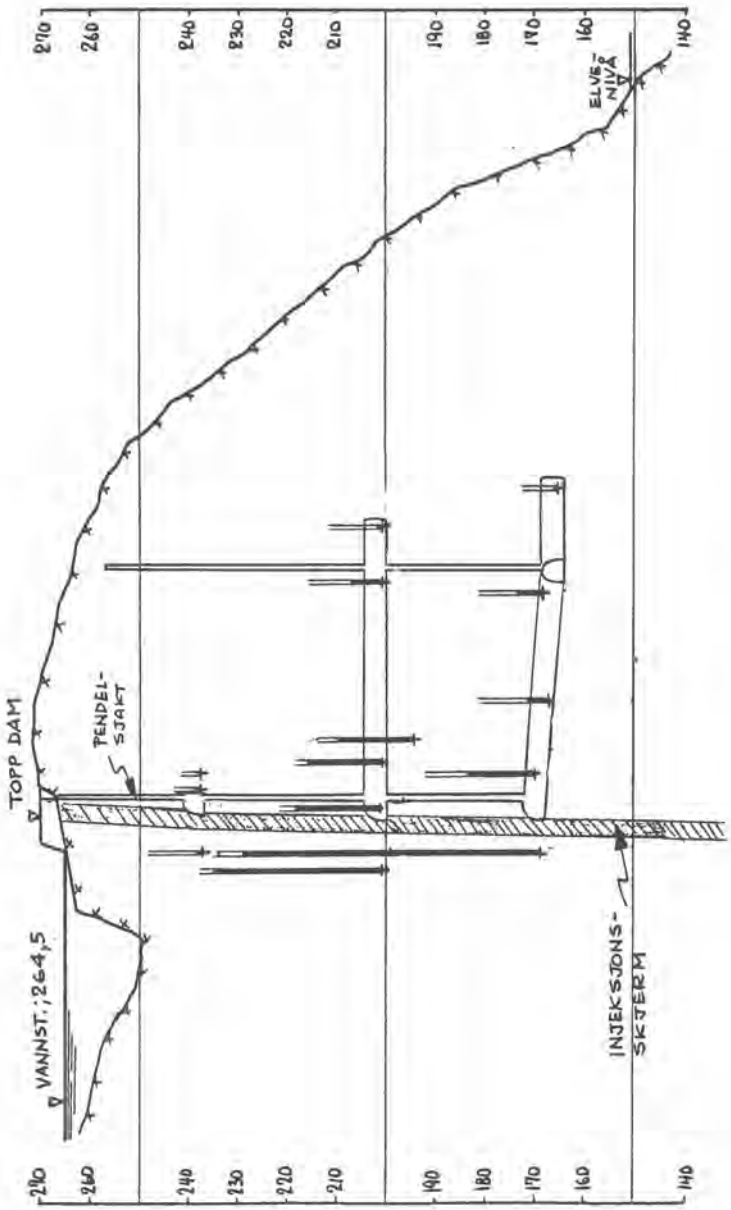


Fig. 5 Lengdesnitt av vestre vederlag (parallelt elven). Poretrykksverdiene pr 28.9.86 er plottet inn som piezometrisk stigehøyde.

Pendelutslaget for pendelen i vestre vederlag er tilnærmet 0 og for pendelen i dammen er maksimalutslaget ved vannstand nær HRV ca 9 mm i nedstrøms retning. Lengdeendringene mellom de installerte ISETH-boltene er også innefor målenøyaktigheten.

LEKKASJEN INN I DRENSSTOLLER OG DRENASJEHULL ER CA 15 l/s

Lekkasjen inn i drensstoller og drenasjehull har maksimalt vært ca 20 l/s, men har i august/september 1987 vist en noe fallende tendens og er pr dato ca 15 l/s. Tilnærmet brorparten av lekkasjen kommer i overgangen mellom betong og fjell og i fjellet umiddelbart innenfor. Det har i perioden vært utført noe etterinjeksjon for i størst mulig grad begrense innlekkasjen her.

Totalt sett har instrumenteringen for Virdnejavri-dammen vist betryggende lave verdier for poretrykk og deformasjoner. Drenasjestollene i vestre og østre vederlag muliggjør fremtidig utvidelse av injeksjons- eller drenasjearbeid hvis det skulle vise seg påkrevet, noe som pr i dag synes unødvendig med bakgrunn i de lave poretrykk som registreres.

REFERANSER

P. Londe et al. Stability of rock slopes, a threedimensional study. ASCE, Vol. 95, Jan.69.

O. Aasen Injisering av damfot - betongdam Alta NIF-kurs, april 1987, Gol

FYLLING AV UFORET TRYKKSJAKT VED NYSET-STEGGJE KRAFTVERK

FILLING OF UNLINED PRESSURE SHAFT AT NYSET-STEGGJE POWER PLANT

Dr.ing. Jan Bergh-Christensen, A/S GEOTEAM

SAMMENDRAG

Den 1300 m lange trykksjakten ved Nyset-Steggje kraftverk utgjør, med trykkhøyde 964 m, ny verdensrekord i vanntrykk på uforet fjell.

Ved første gangs oppfylling av sjakten i januar 1987, var det lagt opp et detaljert måle- og overvåkningsprogram som bl.a. omfattet registrering av vanntap fra sjakten og måling av poretrykk i proppområdet.
Oppfyllingen forløp uten problemer, og de registrerte lekkasjer var meget moderate og uten driftsmessig betydning.

SUMMARY

The Nyset-Steggje hydropower project in Sogn, Western Norway, includes a 1300 m long unlined pressure shaft. With a static head of 964 m the shaft implies a new world record in water pressure on unlined rock.

During the first water filling of the shaft in January 1987 a comprehensive monitoring programme was implemented, including measurements of water loss and recording of pore pressures in rock adjacent to the shaft. The filling was completed without any problems, and only insignificant water leakages were recorded.

1. INNLEDNING

Årdal og Sunndal Verk (nå Hydro Aluminium) har forestått utbyggingen av Nyset-Steggje kraftverk nær Årdal i Sogn. Den 1300 m lange, uforede trykksjakten ved kraftverket innebærer med et statisk trykk på 964 m ny verdensrekord for vanntrykk på råsprengt fjell.

Da første gangs oppfylling må anses å være den mest kritiske fasen for en uforet sjakt, var det lagt opp et detaljert måle- og overvåkningsprogram for oppfyllingen av sjakten ved Nyset-Steggje.

A/S GEOTEAM var tillagt ansvaret for å gjennomføre de nødvendige målinger og koordinere operasjonene under oppfyllingen.

Oppfyllingen ble gjennomført i perioden 8/1 til 27/1-87, og forløp uten alvorlige problemer.

2. FYLLING AV SJAKTEN

Fyllingen av sjakten opp til driftstunnelnivå ble foretatt ved pumping gjennom rørledning som var lagt ned i en inntakssjakt og frem til topp trykksjakt. Denne fremgangsmåte ga god kontroll med innfyllingshastigheten, som jevnt over lå på ca 12 m vanntrykksøkning pr time i fylleperioden.

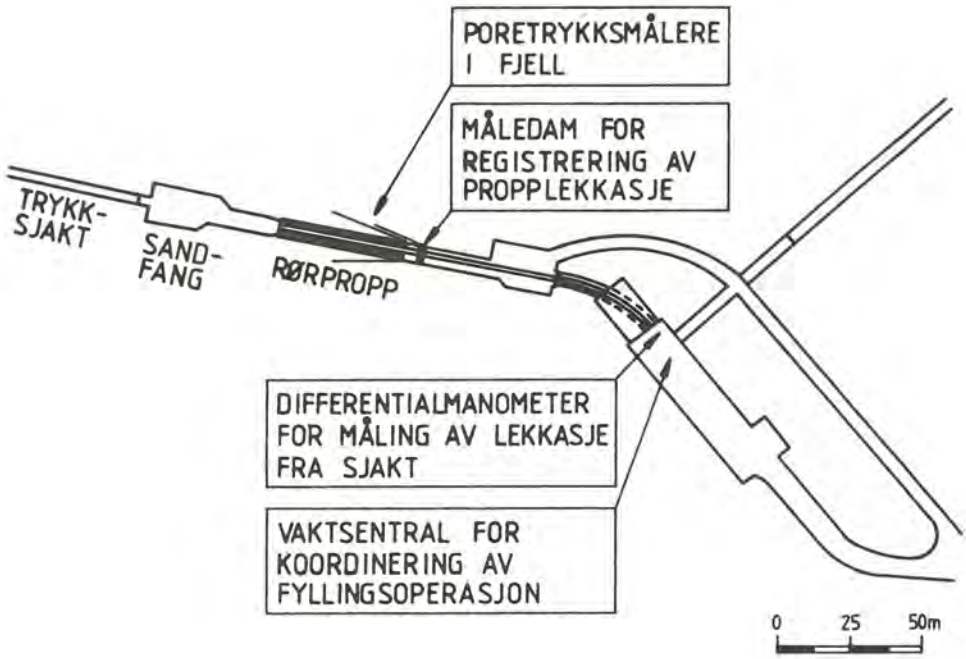
Siste del av oppfyllingen fra topp av trykksjakt til magasinnivå ble foretatt via driftstunnelen.

3. INSTRUMENTERING FOR OVERÅKNING AV OPPFYLLINGEN

3.1 Differensialmanometer

Oppfyllingen av sjakten skjedde i etapper, med innlagte målepauser hvor det ble foretatt måling av utlekkasjen (vanntapet) fra sjakten. Til lekkasjemålingene ble benyttet et differensialmanometer innleiet fra Norges geotekniske institutt. Dette er et instrument som måler endringer i vanntrykket med en nøyaktighet i størrelsesorden $\pm$ 1 cm vannsøyle.

FIG. 1
OVERSIKT OVER INSTALLASJONER I STASJONSOMRÅDET

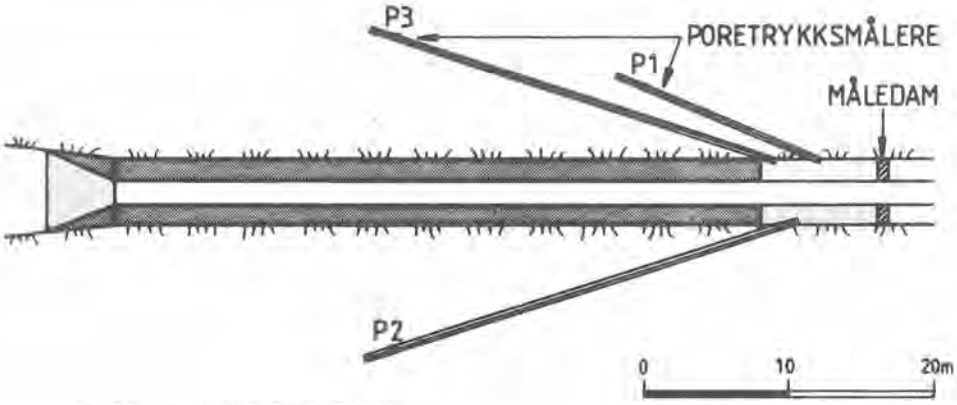


Ved å registrere synkningen i vannspeilet i sjakten over en periode, kan den korresponderende utlekkasjen beregnes. Differensialmanometeret gir samtidig en nøyaktig registrering av det absolutte vanntrykket.

Ved Nyset-Steggje kraftstasjon ble differensialmanometeret rigget opp og tilkoblet turbinrøret umiddelbart oppstrøms kuleventilen (Fig. 1).

I tillegg til differensialmanometeret ble det også tilkoblet et vanlig presisjonsmanometer for å overvåke vannstandshevingen i fylleperiodene.

FIG.2
PLAN OVER INSTALLASJONER VED RØRPROPP



3.2 Poretrykksmålere

For overvåking av poretrykksutviklingen før, under og etter oppfyllingen i det kritiske partiet ved rørproppen nedstrøms sandfangkammeret, var det installert ialt 3 poretrykksmålere i borhull i fjellet på siden av proppen (fig. 2). Et 30 m dypt hull ble boret på svak synk i en vinkel på ca 20° med rørtunnelen på hver side av rørproppen. I tillegg ble et 15 m dypt hull boret på den ene siden som vist i fig. 2. I hvert av borhullene er plassert en poretrykksmåler i posisjon 2 m fra bunnen av hullene. De innerste 4 m av hullene er sandfylt, mens resten av hullengden er gjenstøpt med ekspanderende sementmørtel.

Poretrykksmålerne er av type svingende streng, produsert av Geonor A/S. Registreringskabler er ført fra målerne ut til et koblingsskap i rørkammeret, hvor poretrykkene kan avleses ved hjelp av en frekvensteller.

3.3 Måling av propplekkasje

For registrering av vannlekkasje gjennom rørproppen var det støpt en måledam i rørtunnelen ca 10 m nedstrøms proppen. Via en overløpskanal ble lekkasjemengder registrert ved å ta tiden for fylling av et 10 l målekar.

4. KOORDINERING AV SJAKTFYLLINGEN

Fylleoperasjonen ble koordinert fra en kommandosentral etablert på turbindørken i kraftstasjonen, og bemannet 24 timer i døgnet.

Kommandosentralen hadde forbindelse via mobiltelefon med mannskap forlagt ved Storevatn for betjening av pumpe.

Vaktleder ved sentralen førte løpende loggbok for operasjonen og foretok ca hver 3. time inspeksjon av rørpropp, avlesning av poretrykksmålere og måling av propplekkasje.

Differensialmanometeret installert ved kuleventilen var bemannet med innleid personell fra Norges geotekniske institutt.

5. FYLLEHASTIGHET

Sjakten ble fylt opp i trinn á 150 m trykkstigning med en stigehastighet på ca 12 m/time. Etter hvert påfyllingstrinn var det lagt inn en målepause på fra 6 til 24 timer for registrering av utlekkasje. Det tok 7 døgn å fylle opp sjakten til driftstunnelnivå.

6. LEKKASJER I FJELLET

Som beskrevet foran gir differensialmanometeret mulighet for en meget nøyaktig registrering av endringer i vannspeilet i sjakten, og dermed av inn/utlekkasjer.

For å få et riktig bilde av vanntapet ut i fjellet, er det to forhold som må tas henyn til:

a) Før oppfylling ble det registrert en innlekkasje i sjakten på 2 l/sek. Vannet antas i det alt vesentlige å komme fra lekkasjeførende sprekker i øvre del av sjakten.

b) Ved beregning av vanntapet ut i fjell er det gjort fradrag for den del av lekkasjen som går gjennom rørproppen.

Fig. 3 viser beregnet utlekkasje i fjell under de ulike faser av oppfyllingen.

Som det fremgår er det i måleperiodene registrert avtakende utlekkasjer. De viste verdier innbefatter en innkalkulert innlekkasje på 2 l/sek. for alle nivåer.

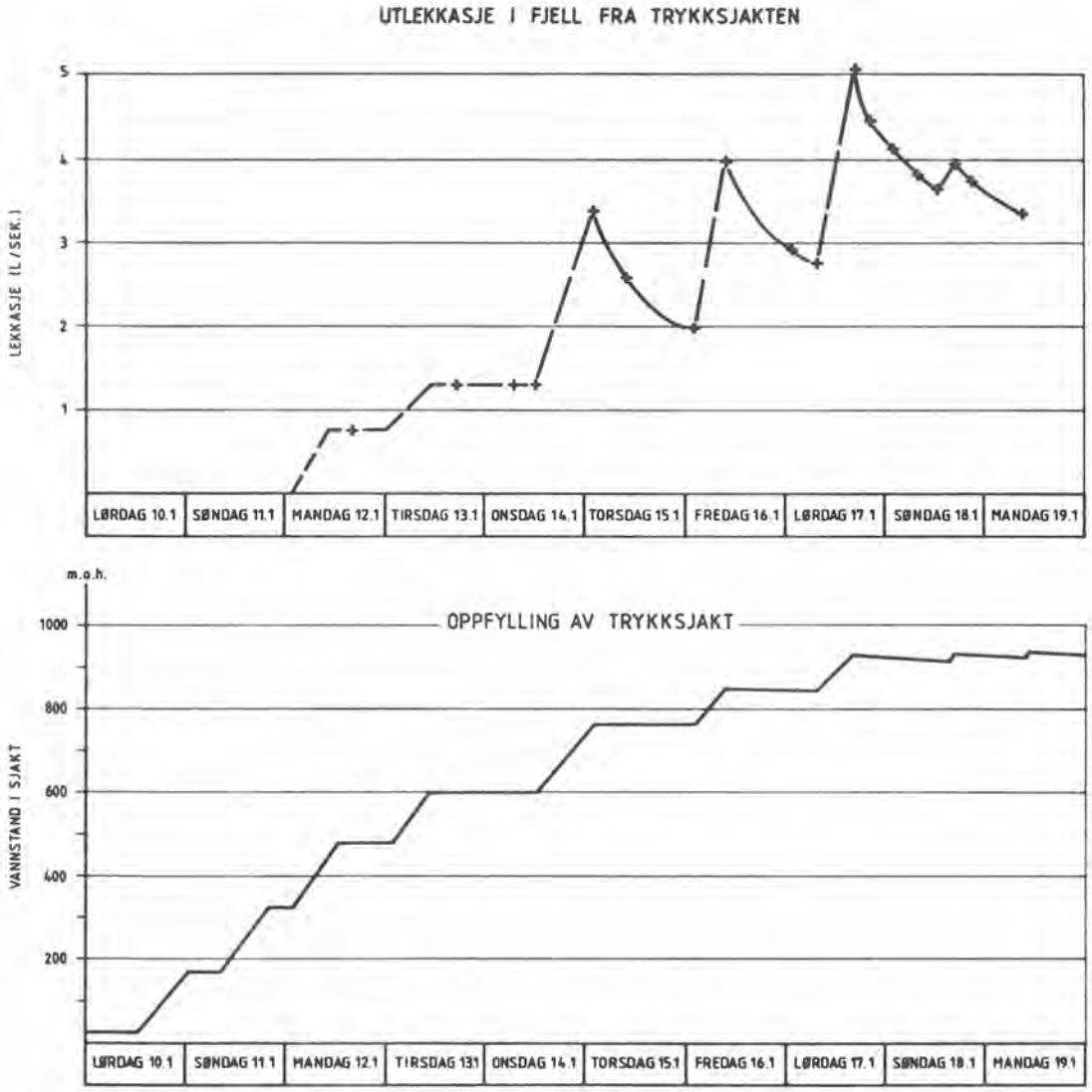


FIG. 3 UTLEKKASJE I FJELL FRA TRYKKSJAKTEN

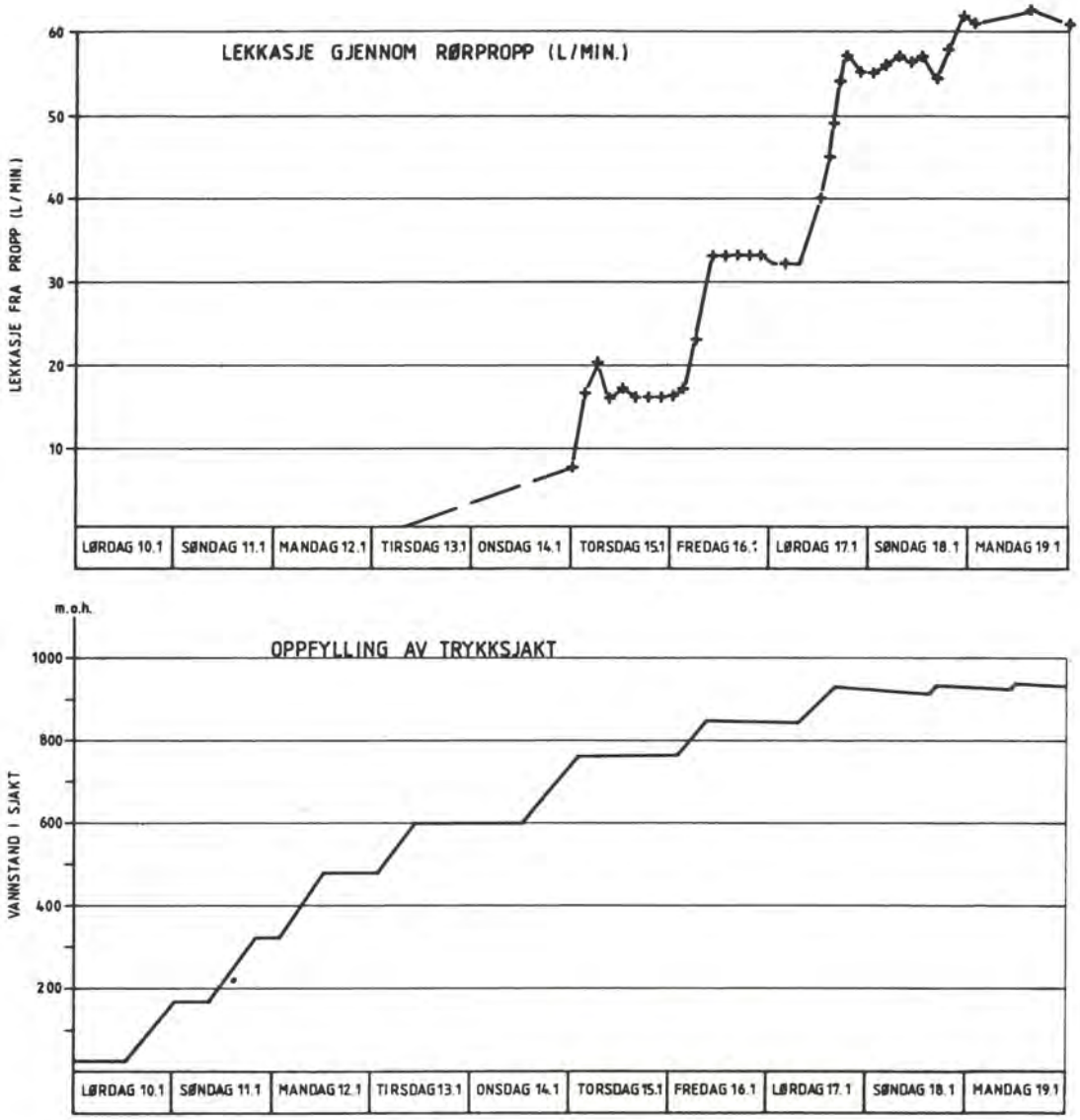


FIG. 4. LEKKASJE GJENNOM RØRPROPPEN

Etter oppfylling av sjakten er det lite trolig at slik innlekkasje lenger finner sted. Det er derfor trolig at reell utlekkasje i fjell etter oppfylling ligger på i størrelsesorden 1 l/sek. Dette er i samme størrelsesorden som registrert ved Tjordan kraftverk (880 m vanntrykk).

7. LEKKASJER I RØRPROPPEN

Første indikasjon på lekkasje i rørproppen kom ved vannstand kote 600 m i sjakten. Dette illustrerer en meget lav "permeabilitet" i proppkonstruksjonen. Lekkasjemengdene var til å begynne med meget små. Ved full oppfylling var høyeste propplekkasje målt til ca 85 l/min.

Fig. 4 og fig. 5 viser forholdet mellom propplekkasje og vanntrykk under oppfyllingen.

Forløpet av kurven i fig. 5 opp til ca 850 m vanntrykk indikerer at det i denne første fasen skjedde en gradvis oppfukting av proppen, med bl.a. fortrengning av luft fra porer og riss.

Over trykkhøyde 850 m er det tilnærmet lineær sammenheng mellom vanntrykk og lekkasje, dvs. analogt med Dracy's lov for strømning i porøse media.

Ca. 1/3 av propplekkasjen var knyttet til to gyserør som var innstøpt i siste støpeseksjon for ettergysing i hengen. Vannstråler under høyt trykk sto ut av disse rørene. Resten av lekkasjen fordelte seg rundt propptverrsnittet i kontakten betong/fjell.

I løpet av en 2 måneders periode etter oppfylling skjedde en nær halvering av lekkasjen. Dette må tilskrives mauringseffekt i proppen, og det er trolig at det vil skje en ytterligere lekkasjereduksjon med tiden.

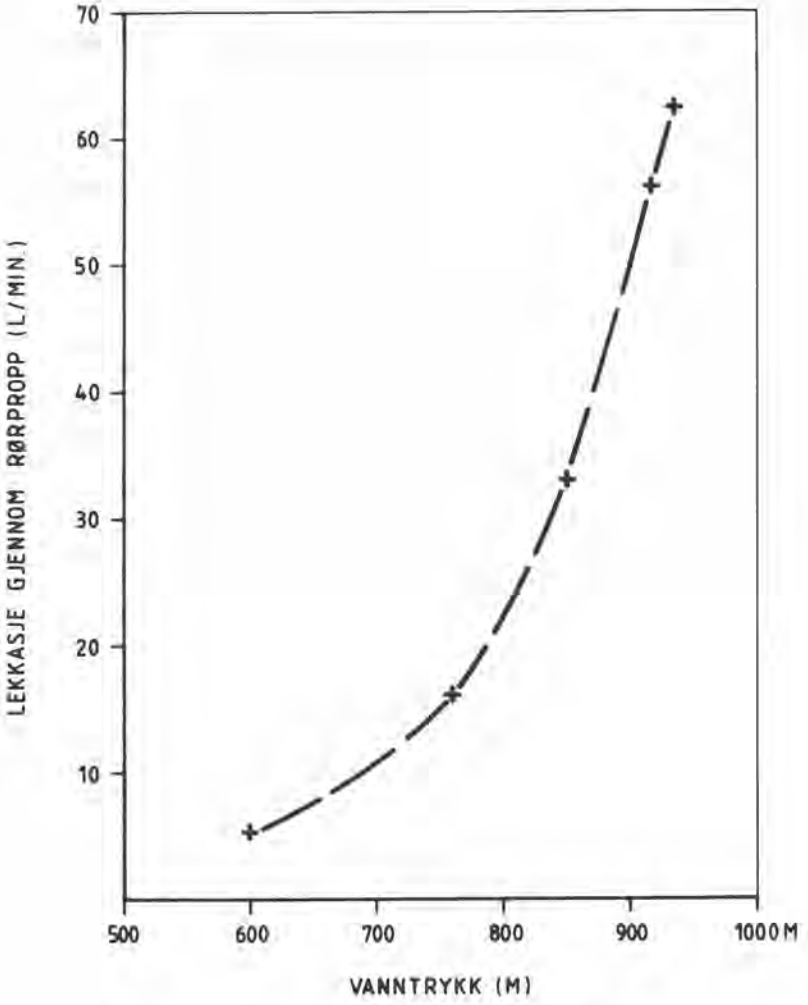


FIG. 5 LEKKASJE GJENNOM RØRPROPP

8. PORETRYKK

Fig. 6 viser de registrerte poretrykk i fjellet ved rørproppen under og etter oppfylling av sjakten. Alle tre målerne registrerte poretrykk i fjellet før oppfyllingen. P2 lå høyest med ca 280 m vannsøyle, mens P1 og P3 lå på henholdsvis ca 85 m og 110 m.

4 dager etter start oppfylling, ved trykkhøyde 600 m, viste poretrykksmålerne den første reaksjon på det økende vanntrykket.

10 dager etter start oppfylling hadde måler P3 tatt igjen P2 med et poretrykk på ca 290 m, mens den ytre måleren, P1, var steget til 250 m.

I den videre observasjonsperioden viser de dypere målerne P2 og P3 fortsatt svak stigning og ligger etter 80 dager på henholdsvis 385 m og 440 m, mens P1 synes å flate ut etter ca 60 dager ved et trykk på 315 m.

Figur 7 viser den antatte poretrykksfordeling langs rørproppen henholdsvis 10 dager og 80 dager etter endt oppfylling. Poretrykksmålerne indikerer at henholdsvis 70% og 50% av poretrykksfallet langs proppen kan henføres til de to øverste (oppstrøms) støpeseksjonene (merket 1 og 3), og av disse igjen er det sannsynlig at det største trykkfallet kan henskrives til seksjon 1.

I seksjon 1 er det utført kombinert barriere- og kontaktinjeksjon. Videre er den spesielle kontrollinjeksjonen, utført i borehull boret gjennom stålrør og betong inn i fjell, lokalisert til støpeseksjon 1 og 3. Poretrykksmålingene indikerer at de utførte injeksjonsarbeider i oppstrøms ende av proppen har vært effektive. Det markante poretrykksfallet i nedstrøms ende av rørproppen indikerer at den kombinerte barriere- og kontaktinjeksjon som ble utført i støpeseksjon 6 også har hatt god effekt.

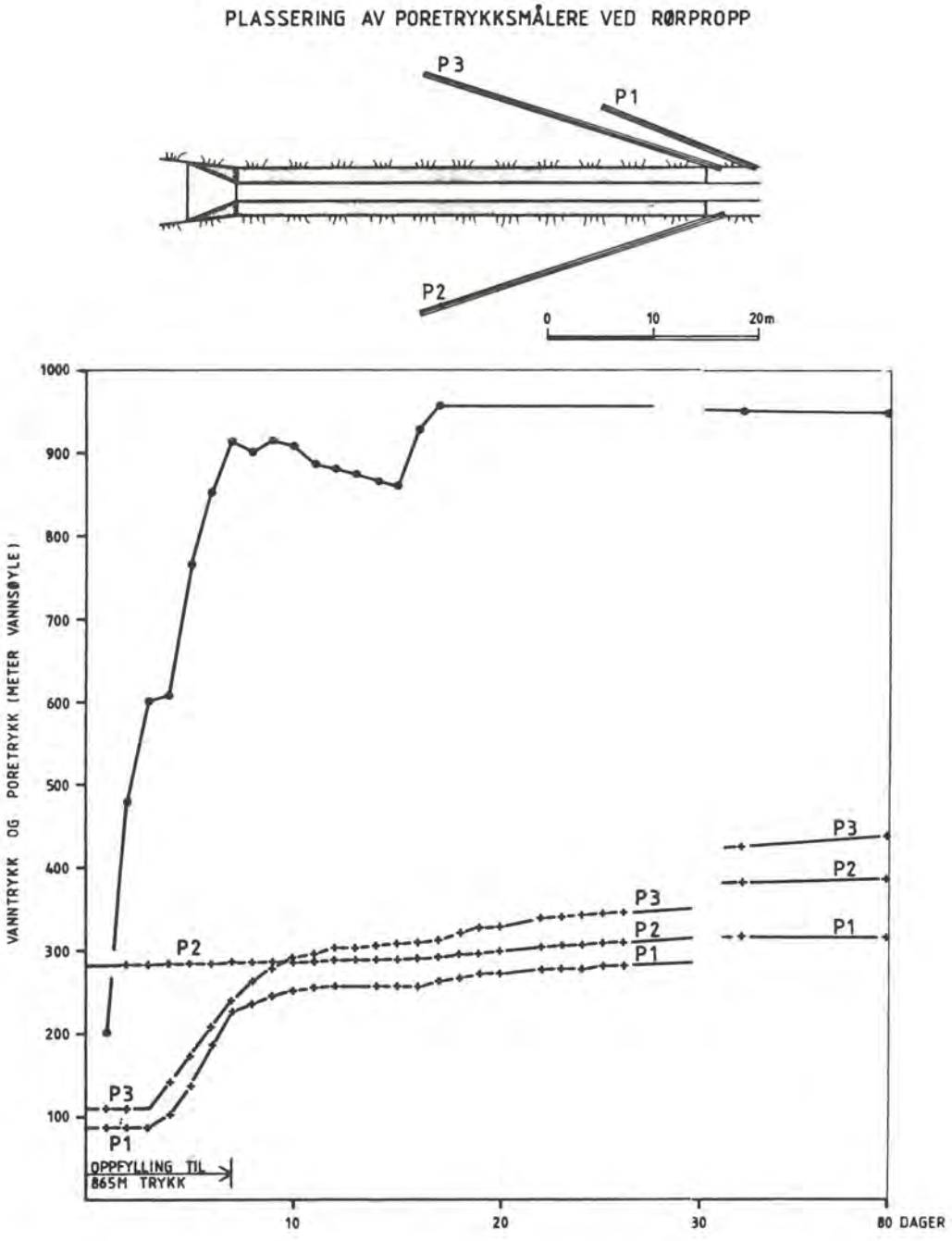


FIG. 6 PORETRYKK I FJELL VED RØRPROPP

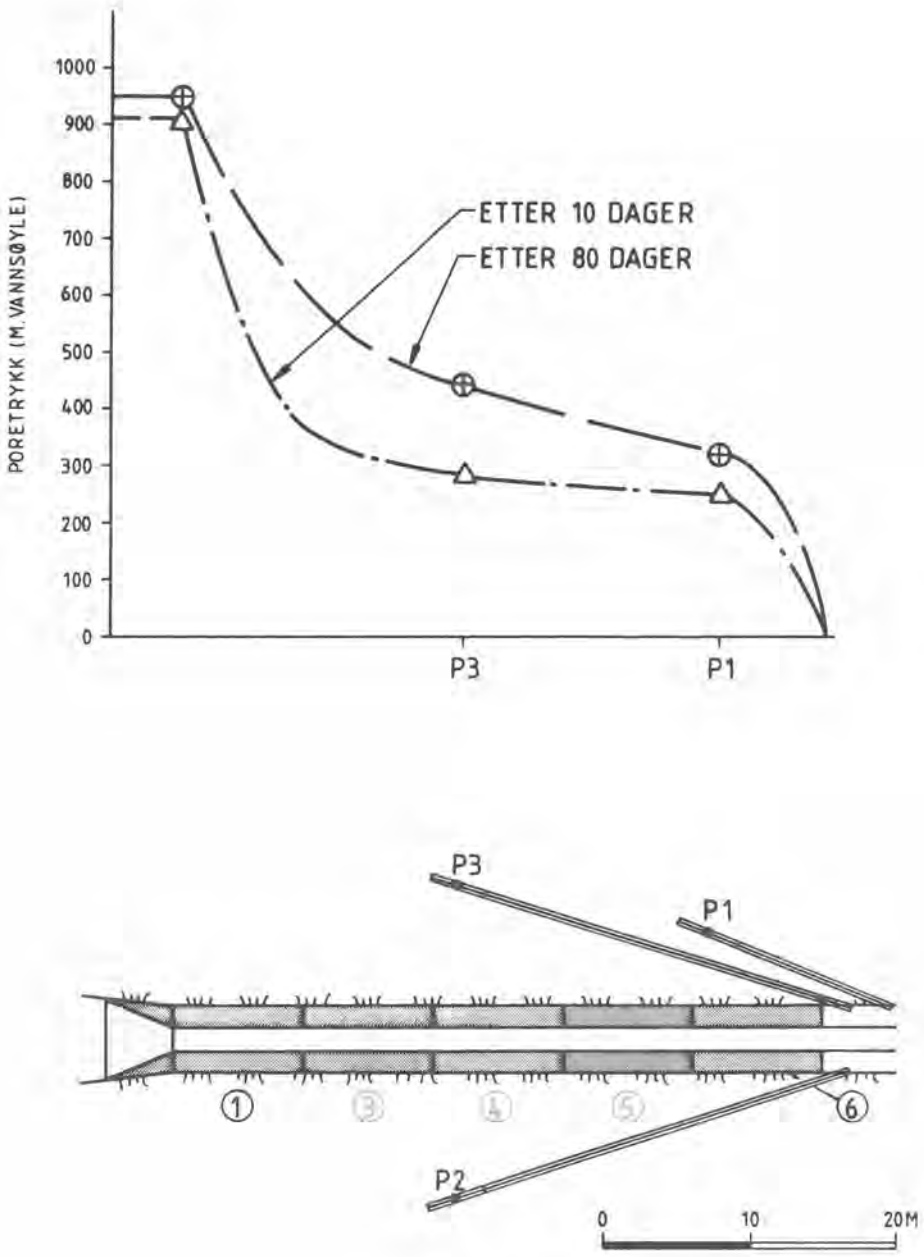


FIG. 7 ANTATT PORETRYKKSFORDELING LANGS RØRPROPP

9. KONKLUSJON

Oppfylling av den uforede trykksjakten ved Nyset-Steggje kraftverk ble gjennomført i perioden 8. - 27. januar 1987.

Under oppfyllingen ble det reigstrert en maksimal utlekkasje i fjell fra sjakten på 3-5 l/sek. Registreringene tyder på at utlekkasjen etter oppfylling ligger på i størrelsesorden 1 l/sek.

Rørproppen viste etter oppfylling en samlet lekkasje i størrelsesorden 85 l/min. I løpet av de to påfølgende måneder er propplekkasjen nær halvert, og det er sannsynlig at den vil avta ytterligere med tiden.

Totalt sett må den utførte inspeksjon av rørproppen sies å ha gitt en tilfredsstillende poretrykksfordeling langs proppen, og meget moderate lekkasjer.

REFERANSER:

BERGH-CHRISTENSEN, J. and KJØLBERG, R. 1982
Investigations for Norway's longest unlined pressure shaft. Water Power and Dam Construction 34:4, 31-35.

BERGH-CHRISTENSEN, J. 1985
Prosjektering av uforet trykksjakt ved Nyset-Steggje kraftverk (Design of unlined pressure shaft at Nyset-Steggje hydropower project).
Fjellsprengningsteknikk-Bergmekanikk-Geoteknikk 1985.
Tapir, Trondheim.

PALMSTRØM, A. and KOLLSTRØM, J.I. 1985.
Driftserfaringer fra uforet trykksjakt, Tjodan kraftverk (Construction of the unlined pressure shaft at Tjodan power plant).
Fjellsprengningsteknikk-Bergmekanikk-Geoteknikk 1985
Tapir, Trondheim.

ERFARINGER MED STABILITETSSIKRING OG TETTING AV VANNLEKKASJER FOR ÅLESUND-GISKE-TUNNELENE

EXPERIENCE WITH ROCK SUPPORT AND WATER CONTROL IN ÅLESUND-GISKE SUBSEA ROAD TUNNELS

Axel B. Olsen og O. Torgeir Blindheim, Dr.ing. O. T. Blindheim

SAMMENDRAG

Fjellforholdene for de undersjøiske vegtunnelene Ålesund-Ellingsøy (3,5 km) og Ellingsøy-Valderøy (4,2 km) har i hovedtrekkene vært som ventet fra forundersøkelsene. De refraksjonsseismiske undersøkelsene har gitt gode indikasjoner på hvor svakhetssoner opptrer. Sammen med en fortløpende sonderboring på sjøstrekningene og delvis også under land, har man fått gode forvarsler om både vannlekkasjesoner og fjell med dårlig stabilitet.

Det har vært drevet gjennom to hovedtyper av større knusningssoner. Mektige oppsprukne og oppknuste soner med rødt leirbelegg er de hyppigste. Denne sonetypen finnes igjen langs hele nordvestkysten. Den andre typen er karakterisert av gråhvitt, sterkt svellende leirmateriale, og antas å ha vært benyttet som forkastningssoner flere ganger, senest i forbindelse med den tertiære landhevingen.

Sonene har krevd tung stabilitetssikring med tett bolting og sprøytebetong eller full utstøping. På de vanskeligste partiene er det anvendt oppdelte salver og tett spiling. Ett parti av en av sonene ga rasutvikling foran og over stuffen. Dette ble stoppet med full gjenstøping.

Tilsammen er ca 4 % av lengden støpt ut og ca 40 % sikret med sprøytebetong. Resten i massivt og blokkig fjell er sikret med spredt og systematisk bolting.

Store vannlekkasjer har vært begrenset til to partier å ca 100 m i den ene tunnelen, der 3/4 av injeksjonsmengdene har gått med. Ellers opptrer mange mindre lekkasjer. Ved sonderboringen og forinjeksjonen har man redusert innlekkasjene til planlagt nivå på 300 l/min·km uten etterinjeksjon. Omfanget av frost/fuktavskjerming med PE-skumplater vil ventelig tilsvare omtrent ca 30-40 % av tunnellengden.

SUMMARY

The conditions for the subsea road tunnels Ålesund-Ellingsøy (3.5 km) and Ellingsøy-Valderøy (4.2 km) have mainly been as expected from the preinvestigations. The refraction seismic profiles have indicated the weakness zones. Together with a continous cover drilling on the subsea sections and partly under land, good warning of water leakages and weakness zones has been obtained.

Two types of major crushed zones have been met. Wide heavily jointed and crushed zones with red.clay content are the most common, as for the rest of this part of the coast. The other type is characterized by a greywhite extremely swelling clay, and is supposed to be part of the major coastal fault system, utilized latest in connection with the tertiary land upheaval.

These weakness zones have needed heavy rock support with bolting and wetmix fibre-reinforced shotcrete or full concrete lining. On the most difficult sections, reduced blasting rounds and dense spiling were necessary. On one location, a

cave in ahead of and above the tunnel face, was stopped by concreting of a plug at the tunnel face. This was later tunnelled through with careful spiling, drainage holes, shotcrete etc.

All together, 4 % of the total length was concrete lined, 40 % lined with shotcrete, and the rest in massive or blocky rock was reinforced with rock bolting.

Large water inflows were encountered in two sections of about 100 m in one of the tunnels, needing 3/4 of the total cement grouting. Small leakages are common. By the cover drilling and the pregrouting the total inflow was reduced to below the design level of 300 l/min·km. The small leakages accepted are insulated by PE-foam sheets, covering in total approx. 30-40 % of the tunnel length.

KORT PROSJEKTPRESENTASJON

Prosjektet består av to trefelts undersjøiske vegtunneler med utsprengt netto tverrsnitt 68 m^2, med lengder på 3,5 km fra Ålesund til Ellingsøy og 4,2 km fra Ellingsøy til Valderøy. Største dyp for tunnelene er på henholdsvis 140 og 137 m. Fjelloverdekningen er for det meste mer enn 40-50 m på de bestemmende punktene for traséen under sjøen. I ett område med godt fjell nær land er overdekningen ca 30 m.

Byggherren er Statens Vegvesen i finansielt samarbeid med Ålesund og Giske Bruselskap A/S. Hovedentreprenør er Selmer Furuholmen Anlegg.

Forprosjekt ble utført av Vegdirektoratets anleggskontor, Norconsult utarbeidet hovedplan og samarbeidsgruppen Berdal/

Norconsult/Aas-Jakobsen detaljprosjekt og anbud.

Siviling. Sam Lorgen A/S yter byggeledertjenester og Dr.ing. O. T. Blindheim ingeniørgeologisk oppfølging.

Resymé av forundersøkelser, resultater etter ca 40 % utdriving (mest under land), samt opplegget for den ingeniørgeologiske oppfølgingen ble presentert på Bergmekanikkdagen i fjor, OLSEN & BLINDHEIM (1986).

Det henvises ellers til prosjektpresentasjon av LUNDEBREKKE & ØVSTEDAL (1986) og til innlegg av NAAS på Fjellsprengnings-konferansen (1987).

Første tunnelsalve ble sprengt på Ellingsøy i uke 8, 1986 og siste gjennomslagssalve under Valderhaugfjorden i uke 29, 1987. Offisiell åpning etter ferdigstillelse er satt til 20.10.87.

KOMMENDE UTVIDELSER

En utvidelse av prosjektet med en tofelts vegtunnel, med lengde 3,8 km fra Giske til Godøy er allerede godt i gang med samme byggherre og entreprenør.

En mulig grenforbindelse med 1,6 km tunnel og fylling til Hamnsund, med undersjøisk vegkryss under Valderhaugfjorden er planlagt.

Erfaringene med stabilitets- og vannsikring vil være av spesiell interesse for en rekke prosjekt under planlegging i samme geologiske formasjon, og generelt for undersjøiske vegtunneler.

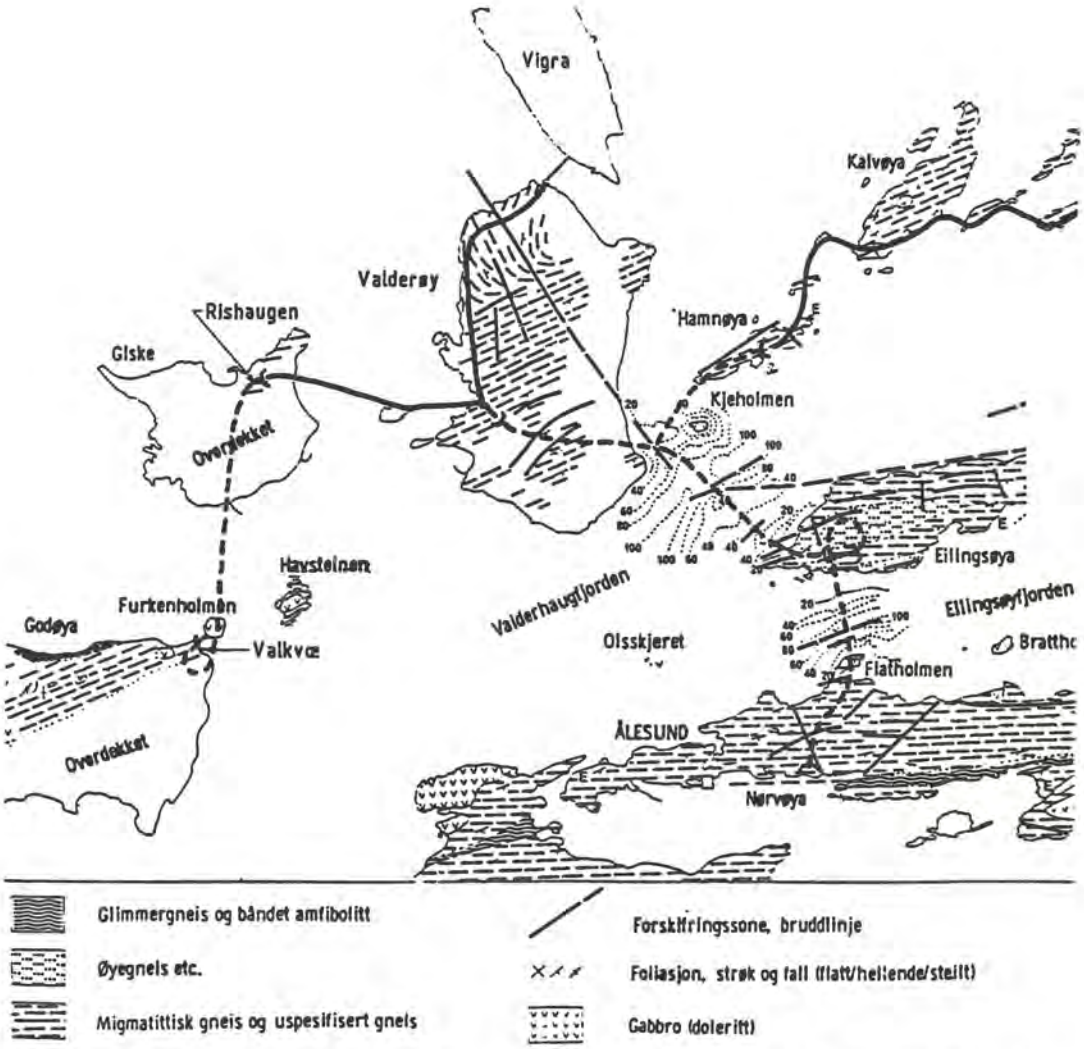


Fig. 1: Utsnitt av Veglaboratoriets geologiske oversiktskart

GEOLOGISKE FORHOLD

Forundersøkelser og ventede forhold

Forundersøkelsene og resultatene er resymert av OLSEN & BLINDHEIM (1986). Det omfattende refraksjonsseismiske

programmet er detaljert beskrevet av AAGAARD (1986). Ut fra resultatene fra dette ble det ikke funnet nødvendig å utføre kjerneboring fra land eller flåte/boreskip.

Forenklet bestod de ventede forholdene av:

- vekslende lyse og mørke gneiser, med intrusjoner av gabbro og amfibolitt, stort sett moderat oppsprekkingsgrad, en del tett oppsprukne og folierte partier

- en del mektige lavhastighetssoner antatt å bestå dels av oppsprukne, sleppete, men ikke spesielt leirrike soner, og noen få mer markerte leirrike knusningssoner

Erfarte forhold

Forholdene i dagfjellet og ved gjennomdrivingen av den første større svakhetssonen, samt det første partiet som krevde omfattende tetting av vannlekkasjer, er beskrevet i fjorårets innlegg.

Som en generell erfaring har de geologiske forhold i stor grad vært som ventet. Følgende hovedtrekk er karakteristiske:

- dagfjellsonen under den gamle strandlinjen var av begrenset dybde, ca 10 m

- en stor del av tunnelene har blokkig og foliert fjell, som bare har krevd lett sikring i form av spredt eller systematisk bolting

- en del mer småfalne og skifrige partier har gitt lite driveproblemer, og er detaljsikret med bolting og sprøytebetong

- forekomst av en rekke mindre sprekke/sleppesoner har vært som ventet ut fra geologisk kartlegging og seismikk. Ikke alle mindre lavhastighetssoner påvist med seismikk er sikkert gjenfunnet i tunnelen, men ingen markerte soner er påtruffet uventet

- alle markerte knusningssoner er påtruffet som ventet når normal fallvinkel fra sjøbunn og ned til tunnel legges til grunn

- omfanget (mektigheten) av sonene har stort sett stemt bra, selv om en del soner har krevd tyngre sikring i større lengde enn lavhastighetssonens utstrekning skulle tilsi

- den beregnede seismiske hastighet i sonene har gitt en god pekepinn om sonenes vanskelighetsgrad. De fleste sonene med hastighet under 4 000 m/s har krevd tung sikring i form av sprøytebetong eller full utstøpning. Alle de mektige sonene med hastighet under 3500 m/s er støpt ut etter sprøyting og til dels spiling på stuff

Det kan konkluderes med at seismikkprofilene langs tunnelen har vært til stor nytte for den løpende oppfølgingen, tilpassing av det systematiske og trinnvise sonderboreprogrammet (se fjorårets innlegg), og den fortløpende revisjon av korttidsprognoser om ventede problemer. Det var også nyttig med et par profiler over en stor sone på land for sammenlikningens skyld. En mer detaljert sammenstilling av ventede og erfarte resultater vil bli utført.

De geoelektriske målingene som ble utført under forundersøkelsene, som måling av tilsynelatende motstand og polarisasjonseffekt (Ip-verdi), på en del av sonene der de skar på land i området omkring tunnelene, indikerte knusningssoner

uten store leirmengder. Dette stemte i hovedtrekkene. Metoden kan være et nyttig supplement i spesielle tilfeller, selv om den ikke er entydig som selvstendig metode.

Tektoniske hovedtrekk

Antakelsen om at de mektigste svakhetssonene stod på langs av fjordene er bekreftet. Følgende hovedtyper av svakhetssoner og sprekkeretninger er påvist:

"Røde knusningssoner"

Mektige, oppknuste svakhetssoner med samme strøk som bergarts-foliasjonen, men ofte med brattere fall mot SØ, står langs både Valderhaug- og Ellingsøyfjorden, i retning henholdsvis NØ og Ø-V. Til tross for forskjell i retning følger begge disse hovedretningene for de to fjordene. Denne type sone er karakterisert ved at fjellet er oppsprukket og oppknust, med rødt leirbelegg på alle stikk og sprekker, og til dels ved rødlig omvandling av kalifeltspaten i bergarten. Kun unntaksvis opptrer mektigere leirpartier enn 10-20 cm.

Leirmaterialet, som har en kraftig rødbrun farge, inneholder ca 40-55% svellende leirmineraler, og har moderat aktive svelleegenskaper, med fri svelling lik 150-185 %.

En slik sone skar over Valderøy, der den krevde ca 100 m tung sikring, herav 25 m utstøping. Flere slike soner ble ellers krysset i Valderhaugfjorden, der de også krevde utstøping i lengder på ca 20-25 m. En mektig sone av denne typen krevde full utstøping i 109 m lengde under Ellingsøyfjorden, hvorav et leirrikt parti ga rasutvikling som krevde gjenstøping av stuffen. Dette blir omtalt i neste avsnitt.

Der sonene bare er oppknust og ikke inneholder leirslepper eller vann, kan man beholde konturen ved vanlig forsiktig sprengning slik at sikring med systematisk tett bolting, bånd og armert sprøytebetong er mulig og tilstrekkelig.

Denne sonetypen forekommer hyppig langs hele Møre- og Trøndelagskysten. Selv om man på land normalt ikke kan observere mektige leirrike partier i disse sonene, viser altså erfaringen at det i alle fall i hovedsonene langs fjordene finnes slike.

Vi antar at disse sonene har sammenheng med fjellkjededannelsen, kanskje som "skyvesoner" når lagpakken av gneiser ble presset opp på høykant.

Gråhvite_leirsoner

På langs av Valderhaugfjorden stod enkelte sterkt oppknuste og svært leirrike knusningssoner, steiltstående eller med steilt fall mot NV, og med mektighet typisk 5-25 m. De kan ha leirpartier med mektighet 1-3 m og svært breksjiert sidefjell. De bærer preg av å ha vært benyttet som forkastningssoner flere ganger, da det opptrer flere typer og sett av leirslepper.

Leirmaterialet er påvist å ha omkring 60 % svellende mineraler, med svært aktive svelleegenskaper; fri svelling 340-385 %!

Sonene kan, i alle fall der de er tørre, drives gjennom med sprøytebetong, bolter og bånd, men de er støpt på stuff av hensyn til langtidsstabiliteten i de mektige og sterkt svellende, leirrike partiene.

Vi antar at denne sonetypen har sammenheng med forkastningene langs kysten i forbindelse med at sokkelen utenfor sank ned og

fastlandet hevet seg. De har trolig vært benyttet som forkastningsflater gjentatte ganger, senest i forbindelse med den tertiære landhevning. Denne sonetypen må derfor ventes i alle fjorder som man antar er dannet langs "trappetrinns-" eller grabenforkastninger langs kysten.

NNV-svakhetssonene

Svakhetssoner i retning N til NNV er ansvarlig for det nest mest markerte landskapstrekk i distriktet; tverrdaler, fjorder og dype gjel ut mot sjøen. Svakhetssoner i denne retningen synes i tunnelene for det meste å bestå av "tog" med gjennomsettende sprekker og leirslepper.

Opptrer de alene, krever de sjelden mer enn tung sikring over noen få meter. Mer markerte knusningssoner i denne retningen forekommer nok også, men slike er ikke påtruffet i tunnelene.

NØ-sprekkesoner

Dette er den tredje hyppigste sprekkeretningen. Spesielt på begge sider av Ellingsøyfjorden opptrer de som en "skråretning" i forhold til de Ø-V-gående hovedsonene. I dette området, på begge sider av Aksla har denne soneretningen stått for de største vannlekkasjene, og ellers også vært den retning som har gitt flest mindre lekkasjer.

Sonene antas å være dannet som resultat av en forskyvningskomponent langs Ø-V-gående hovedsoner, med venstrevridd bevegelse. At sonene på hver side av Aksla ga størst lekkasje, kan ha sammenheng med at grunnvannsstrømmen her har holdt sprekkene åpne, og manglende løsmassedekke.

Bergtrykk

Moderate bergtrykksytringer (avskalling i hengen) ble erfart med ca 35 m fjelloverdekning NV for Ellingsøy. Dette tyder på at det, i alle fall lokalt, kan opptre relativt store horisontalspenninger langs hovedsonene.

Sluttkommentar

Erfaringene bekrefter, ikke uventet, at det står mektige knusnings- og forkastningssoner langs fjordene langs kystlinjen, med til dels stor mektighet og svært dårlig fjellkvalitet.

Disse sonene fører ikke spesielt mye vann. Derimot opptrer mindre vannlekkasjer fra sprekker i de relativt stive gneisbergartene, mest omfattende der det ikke ligger mektige morenemasser over fjellet. Store vannlekkasjer opptrer fra steile sprekkesoner med en skråretning i forhold til hovedsonene (lokalt NØ i forhold til Ø-V-gående hovedsoner).

STABILITETSSIKRING

Spesielle forhold

Etter at byggherre og entreprenør hadde inngått avtale om premiering for tidligere ferdigstillelse, endret forholdet mellom arbeid på og bak stuff seg. Den tidligere typiske situasjonen med å gjøre minst mulig sikringsarbeid på stuff, for senere å utføre dette mer rasjonelt bak stuff, ble forlatt.

Man ønsket tvert om å gjøre mest mulig av den permanente sikring, man var sikker på ville trenges, ferdig allerede under utdrivingen. Dette ville begrense nødvendig ettersikring og muliggjøre annet arbeid med ferdigstillelse av tunnelen.

Dette stilte større krav til den ingeniørgeologiske oppfølgingen og anbefaling av sikring salve for salve, særlig når fjellet vekslet raskt fra gode til dårlige fjellforhold.

Sikringsomfang

Fullstendig sammenstilling av utført sikring i forhold til fjellkvalitet er ikke ferdig bearbeidet. Nedenfor gjengis en oppsummering av utført sikring i de to tunnelene, samt kommentarer til de ulike typiske situasjonene.

Tabell I gir en oversikt over utført sikring på stuff. Dette kan ikke lenger bare kalles "arbeidssikring" idet det bevisst omfatter mest mulig av nødvendig permanent sikring, med unntak av

- en del mindre sleppesoner der man ville vurdere faren for nedfall og dryssing nærmere
- detaljsikring av mindre flak etc. med bolter
- avsluttende lekkasjesikring
- vanlig etterrensk

Sikr.type	Ålesund-E., 3,5 km	Ellingsøy-V., 4,2 km
Fjellbolter 1)	15 106 stk	19 513 st
Fjellbånd	640 m	3 524 m
Sprøytebetong 2)	1 516 m3	6 002 m3
Utstøpning	109 m	207 m
Spilingbolter 3)	167 stk	286 stk
Injeksjon 4)	385 tonn	44 tonn
Rasstopp, betong	702 m3	-

1) Rørbolter, 3 og 4 m
2) Fiberarmert
3) 8 m kamstål, gyst hvis mulig
4) Forinjeksjon med Rapid, Cemsil og Mauring

Tabell I: Oversikt over utført sikring og tetting på stuff

Ettersikringen er da også blitt av moderat omfang. Det er sprøytet 180 m^3 i Ellingsøytunnelen og 256 m^3 i Valderøytunnelen, og støpt en seksjon på 6 m i sleppete fjell ved gjennomslagssalva for Valderøytunnelen.

Ellers har etterbolting med 3 m innstøpte kamstålbolter utgjort ca 2 bolter pr tunnelmeter, noe som sammen med stuffboltingen gir en meget høy grad av sikkerhet mot blokknedfall (samlet snitt 6-7 bolter pr m tunnel).

Sikring i knusningssoner

De fleste større knusningssonene er drevet gjennom omtrent på tvers av strøket, med eller mot et relativt steilt fall, dvs. fra ca 45° og brattere.

Sonderboringen, som har vært fulgt opp nøye av byggherren, har bestått av minimum 2 hull á 30 m og 4 hull der hvor seismikken varslet om lavhastighetssoner. Enkle borsynkobservasjoner (boretid pr 3 m stang) og nøye observasjon av farge på spylevann, plutselige endringer og tendenser til fastboring og tetting av borkrone har gitt klare varsler om svakhetssoner og sonetype.

Det var også mulig å skille ut spesielt leirholdige partier fra mer vanlig oppknust og sleppete fjell, særlig på tendensen til fastboring og tetting av kronene.

Der hvor de "røde" knusningssonene hadde lite leirslepper og ikke var vannførende, holdt tett og systematisk bolting (4 m bolter, avstand 1,5x1 m) dels supplert med bånd og med ett eller to lag fiberarmert sprøytebetong både som fremdrifts- og permanentsikring.

Kostnader for denne sikringen varierte gjerne fra ca kr 15-25 000,- pr m, mens full utstøpning alt inklusiv (også ekstra betong) gjerne kom på ca kr 30 000,-. Inndriftene lå typisk på henholdsvis 25-35 m og 10-15 m pr uke.

De vanskeligste knusningssonene som krevde spiling eller frambolting ble forsert med følgende prosedyre:

1. Spiling foran stuff med 8 m 25 mm kamstål tredd inn i vanlige 45 mm borhull, satt med avstand 30-75 cm rundt konturen, avhengig av forholdene. De ble gyst der vann og gjenrasing av hullet ikke gjorde dette umulig.

2. Sprengning av redusert salve, enten til halv lengde (ca 2 m) og/eller ved delt tverrsnitt. Ofte ble bare øvre del sprengt og nedre del lastet ut direkte med shovel.

3. Sprøyting av heng, vegger og stuff før utlasting, eventuelt etter at en del var utlastet (ved høy røys).

4. Boring av drenshull i stuffen, for å stoppe/redusere utblading av leirflak etc. pga. vanntrykk. Ved et par tilfeller ble det boret drenshull i stuffen før den ble forseglet med sprøytebetong. Dreneringen fra hullene ble da sikret med slanger/injeksjonsstaver.

5. Full utstøping med mobilt utfoldbart støpeskjold.

Det bemerkes at sprøytebetongforbruket på disse seksjonene utgjør en merkbar andel av det totale sprøytebetongforbruket, anslagsvis 3-6 m^3/m. Midlertidig sikring før utstøping kan ikke unngås i de verste sonene i det store tverrsnittet.

Forholdene varierer ofte over tunnelen, og forekomst av grove leirslepper og vann i svakhetssonene gir ofte svært ujevn kontur som medfører store ekstra betongmengder ved utstøpingen.

"Rassone"

Mellom pel 9910 og 9930 i Ellingsøytunnelen ble det med ca 45 m overdekning drevet gjennom en knusningssone der et leirrikt parti ga en rasutvikling som ble stoppet med gjenstøping av stuffen og rashulrommet over denne.

Kort resymert hendelsesforløp (se skisse figur 2):

30.3. Stuff fra Ellingsøy på pel 9913, siste støpeseksjon slutter på pel 9910. Arbeidssikring utført som hittil i sonen med sprøytebetong og radielle bolter. Sonderboring med 6 hull frem- og oppover viser sleppete og dårlig fjell ("rød knusningssone"), men borsynk og farge på spylevann indikerer godt fjell fra pel 9930.

Innlekkasjeregistrering på 30 l/min fra et sålehull. Forinjeksjon utføres med totalt 3 650 kg Cemsil.

31.3. Redusert salve sprenges for å rette opp stuff (2,5 m i heng, 4 m i såle). Stuff på pel 9917, dvs. klar for ny 6 m støpeseksjon.

1645 Smårasing av sleppete fjell fra stuffen; leirflak blar ut. Sprøyting av stufflata og ny heng pågår.

1800 Rasgrop under utvikling opp i og frem over stuffen, til ca 3 m over teoretisk tunnelheng. Lett vannsig. Sprøyte-betongstabilisering snevrer inn det feltet som drysser.

1.4. Rasgrop utvikler seg raskt opp til ca 7 m over teoretisk

0030 tunnelheng etter at gropa når opp og inn til et spesielt leirrikt parti av sonen som faller ca 70^g med driveretningen. Jevn dryssing fra sonen i form av rødt leirmateriale, kloritt og talkslepper. Sprøyting nytter ikke, utenfor rekkevidde for spiling. Total gjennomsnittlig rashastighet hittil ca 1 m opp pr time. Det besluttes å støpe igjen stuffen fra innerkant av siste støpeseksjon. Støpeskjoldet blir oppspent og tjener som avstivning og arbeidsplattform av forskaling.

2.4. Jevn dryssing fortsetter (bøttevis) sammen med litt vannsilder fra sonen. Lufte- og materør monteres opp i rasgrop, som har spisset seg til diameter 1,5-2,0 m ca 8-10 m over teoretisk tunnelheng.

Støp ferdig ved midnatt, i alt ca 700 m^3 betong, hvorav ca 1/2 utenfor teoretisk profil.

Den videre gjennomdriving av betongproppen og sonen ble foretatt med en svært forsiktig prosedyre da sonens leirrike parti åpenbart var svært lite konsolidert og pore/sprekkevannstrykket bevirket umiddelbar dryssing og utblading av leirmaterialet.

Hovedtrekkene i driftsrytmen var slik:

1. Spilingbolter settes med lengde 8 m, centeravstand 30-50 cm. Injisering av eventuelle store lekkasjer. Dreneringshull rundt kontur og i stuff.

2. Forsiktig sprengning med oppdelte salver og delvis redusert lengde 2 m (i betongpropp og fjell).

3. Sprøyting av ny heng, vederlag og vegger.

4. Utlasting, og eventuell supplerende sprøyting av vegger, også under betongpropp.

5. Radiell bolting av heng/vederlag (også av betongpropp).

6. Utstøping seksjonsvis for hver 2, 4 eller 6 m etter behov.

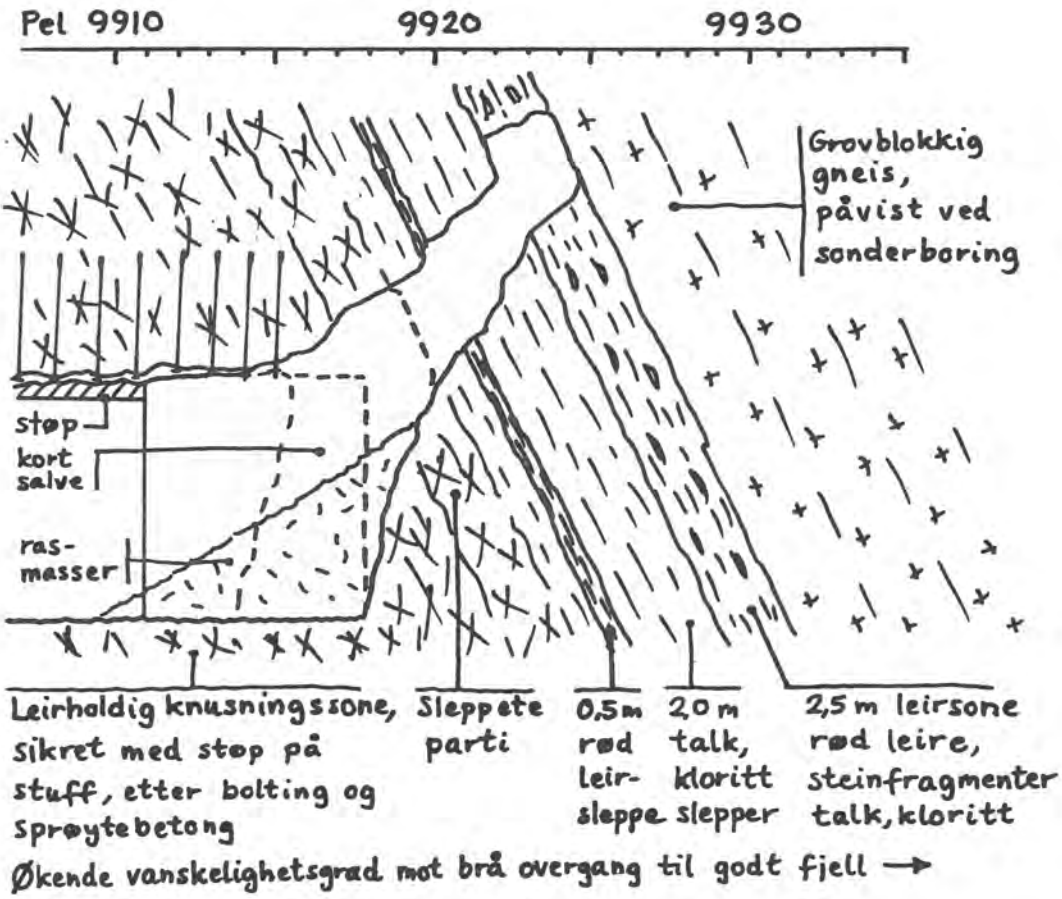


Fig. 2: Skisse av rasutvikling i knusningssone under Ellingsøyfjorden

Sonderboring ble utført med nivå 3, dvs. 6 hull som vanlig for denne sonetype og overdekning, og bekreftet tidligere bilde. Kjerneborhull utført i helgen gjennom betongproppen for å kontrollere både sonen og fjellkvaliteten videre innover til neste ventede sone, bekreftet 5 m med "vanlig" oppknust knusningssonemateriale, deretter et 2 m sleppete parti med talk/kloritt og kjernetap på 2,5 m (rød leire), videre godt fjell ca 40 m til neste svakhetssone.

Meget forsiktig gjennomdriving inklusiv utstøping fram til pel 9932 tok i alt 5 uker. Gjennom selve rassonen ble det satt 2-3 lag med spilingbolter med avstand 30-50 cm, allikevel raste det opptil 3-4 m opp over konturen.

I ettertid kan det slås fast:

1. Sonderboringen hadde indikert at siste del av sonen var noe verre enn det partiet på ca 75 m som allerede var støpt på stuff i 6 m seksjoner.

2. Kjerneboring gjennom hele sonen ville demonstrert et større kjernetap i det mest leirrike partiet.

3. Meget tett spiling og mange dreneringshull ville hjulpet, og kunne ha stoppet rasutviklingen tidlig.

4. Det mobile støpeskjoldet var effektivt for vanlig støp, men manglet mulighet for raskt og sikkert endesteng mot hele stuffen når det raser fra denne.

En langt raskere rasutvikling måtte ha vært taklet ved innlasting av tunnelstein og innpumping av betong over denne. Dette ble ikke valgt ut fra en vurdering av at tempoet i rasutviklingen ga tid til å støpe igjen, og at dette ville være

fordelaktig for den videre gjennomdriving fremfor å måtte drive under en betongklump bare i hengen i det store tverrsnittet.

For de tilsvarende sonene med omtrent samme vanskelighetsgrad som ble gjennomdrevet i Valderhaugfjorden etter denne, ble det naturlig nok brukt mer spilingbolter. Til dels var dette nødvendig med svært liten avstand (ned mot 30 cm) for å hindre rasutvikling. En av de ventede problemsonene under Valderhaugfjorden ble også kontrollert med kjerneboring, og spiling ble besluttet utført pga. kjernetap.

Sluttkommentar

Erfaringene setter søkelyset på at mulighetene for effektiv rasstopping, f.eks. med skjold med endesteng i form av grinder, lemmer e.l. som tillater hurtig gjenstøping av stuffen nær denne kanskje bør være en nødvendig sikkerhetsutrustning.

Skal vi ellers gå over til å systematisk utføre kjerneboring, spiling, redusert fremdrift etc. i alle markerte svakhetssoner for å minske risikoen for situasjoner som krever et rasstopptiltak? Derved påføres en ikke ubetydelig forsinkelse og merkostnad. Konsekvensen av en slik alternativ dyrere og langsommere drift burde i tilfelle være at vi minsket minimum fjelloverdekning noe for å kompensere. Spørsmålet fortjener en egen diskusjon.

Blokkig og småfallent fjell

Med unntak av midtpartiene under fjordene går tunnelene i bergmasse som varierer hyppig fra nær massiv og grovblokkig til foliert og småfallen.

Dette har krevd en stadig omskifting med varierende bolte-antall og valg mellom supplement av sprøytebetong eller ikke.

Entreprenørens interesse i å få en jevn driftsrytme og produksjon i partier der fjellet stadig var så småfallent at det krevde detaljsikring har ikke alltid falt sammen med byggherrens interesse i å ikke sprøyte mer enn nødvendig, spesielt ikke i saltvannssonen. Det har vært enkelte interessante diskusjoner, men i hovedtrekkene har man ved felles innsats oppnådd en ganske smidig og selektiv tilpassing til fjellforholdene.

Totalt er ca 60 % av total tunnellengde uten sprøytebetong, og bare sikret med spredt eller systematisk bolting og rensk. I Ellingsøytunnelen er ca 20 % sikret med sprøytebetong og i Valderhaugtunnelen ca 50 %, pga. mer skifrig og sleppete fjell og ugunstigere orientering.

Det meste av sprøytebetongen er konsentrert om småfalne og sleppete partier, der f.eks. netting ikke ville vært særlig tilfredsstillende pga. mulighetene for dryssing. Der sprøytebetong er anvendt, er det lagt på i minimum 50-60 mm tykkelse, oftest tykkere enn 70 mm. Kvaliteten er min. C 35 på fjellet.

Bolting på stuff er utført med rørbolter i lengder på 3 eller 4 m, avhengig av hvor grovblokkig fjellet var. Det har vært akseptert litt tett bolting i enkelte småblokkige partier for å redusere sprøytebetongforbruket på ellers bra fjell. Bolter boret med slak vinkel (pga. manglende flytt av borerigg) har ikke vært akseptert. Ved ettergysingen er det lagt vekt på at det er brukt gysemasse med god plastisk konsistens. Dette krever skikkelig to-kammer blandepumpe.

Etterbolting er utført med 3 m innstøpte kamstålbolter, på de fleste utstikkende knøler og flak. Ekstra boltebehov pga. unøyaktig konturboring har vært beskjedent. Der fjellet har

vært jevnt bra er konturen til dels svært pen.

Forsiktig maskinrensk har vært tillatt som etterrensk av vegger i blokkig fjell. Dette, som vanlig manuell sluttrensk, krever erfarne folk om resultatet skal bli bra.

Fig. 3: Vannlekkasje fra klargjorte injeksjonsstaver

VANNLEKKASJER

Forinjeksjon

Materialforbruket har fordelt seg slik på de fire stuffene:

Materiale	Ålesund-E	Ellingsøy-Å	Ellingsøy-V	Valderøy-E	Sum
Rapid, tonn	32,5	141,2	12,0	-	185,7
Cemsil, "	104,9	65,0	21,9	6,9	198,7
Mauring,"	0,7	0,7	2,0	0,6	4,0
Sum tonn	138,1	206,9	35,9	7,5	388,4

Forskjellene skyldes først og fremst at de to stuffene under Ellingsøyfjorden traff hvert sitt parti på tilsammen ca 200 m tunnel som krevde ca 3/4 av de totale injeksjonsmasser. Valderøystuffen går ellers både under land og sjø for det meste under mektige morenemasser, noe som tydeligvis har medført at de få moderate til større lekkasjene som er påtruffet raskt har avtatt.

Forinjeksjon, med vanlig skjerm på ca 25 hull á 18 m har vært utført rutinemessig med for det meste full skjerm, hver gang observasjonen av vann over en kritisk mengde har vært obervert i sonderborings- eller salvehull. Denne kritiske grense harvært tilpasset forholdene noe, avhengig av om man anså en naturlig drenering for mulig eller sannsynlig, men har stort sett vært praktisert omkring 6-10 l/min pr hull.

Generelt har det vært siktet mot å redusere lekkasjene til et gjennomsnittlig nivå på 300 l/min·km, som pumpestasjonene er dimensjonert for.

De samlede innlekkasjer på ettersommeren ble målt til ca 1 000 l/min og 1 200 l/min for henholdsvis Ellingsøy og Valderøytunnelen (dvs. ca 285 l/min·km).

Innlekkasjene i de vannførende partiene er ved forinjeksjonen redusert til spredte drypplekkasjer. Enkelte mindre rennende lekkasjer forekommer.

Etterinjeksjon

Etterinjeksjon er kun utført av støpeskjøter i de fullt utstøpte partiene. Det er anvendt polyuretanskum i på forhånd innlagte Fuco-slanger. Det er på de samme partiene utført kontaktinjeksjon med Rapid cement mellom betong og fjell.

Spesielle vannsoner

På Ålesundstuffen mellom pel 11 369 og 11 264 (105 m) gikk det med i alt 114 tonn injeksjonsmasse (tørrstoff). Fjelloverdekningen på sydsiden av byfjellet Aksla var her ca 100-130 m. Lekkasjene hadde forbindelse med tre-fire relativt steiltstående sprekkesoner med retning NØ. Vannet kom ut fra sprekker både på tvers og på langs av foliasjonen, med åpninger på 2-4 mm x 30-50 mm. Foliasjonssprekkene var til dels leirfylte. Innlekkasjene fra sonderhullene varierte mye.

Inngangen i de enkelte hullene varierte kraftig og tilfeldig. Største forbruk på en injeksjonsskjerm var ca 24 tonn. Samlet innlekkasje fra ferdig boret injeksjonsskjerm var på det meste ca 1 000 l/min.

I første omgang ble det injisert med i hovedsak Cemsil for å oppnå rask tetting. På grunn av de store materialforbrukene ble det senere forsøkt med både Rapid og Cemsil.

På Ellingsøystuffen mot Ålesund ble det mellom pel 9 940 og 10 035 (95 m) på nordsiden av Aksla brukt ca 173 tonn inkjeksjonsmasse. Største forbruk på en injeksjonsskjerm var 32 t. Sonderboringene viste at det var mye vann og gjennomsettende åpne sprekker. Dybden under sjønivå var 140 m og det var minimalt med løsmasseoverdekning. Seismisk hastighet over 10 m bredde var i to parallelle profil bestemt til 2800 m/s, slik at sonen på forhånd var mistenkt for å kunne være vannførende. Følgende prosedyre ble valgt.

- Ved store vannmengder:
  Injeksjonen startes med Rapid med Cemflyt (bentonitt) og avsluttes med Cemsil med akselerator.

- Ved små vannmengder: Injeksjonen utføres med Cemsil med aksellerator.

Øvre grense for masse pr hull ble satt til 1 500 kg før trykking i neste hull.

Ved inspeksjon i tunnelen etter gjennomdriving ble det funnet herdet injeksjonsmasse med mektighet opptil 2-4 cm på sprekker i sonen. Kalkspat og feltspat samt litt leirmateriale finnes også som sprekkefyllinger. Bergmassen omkring er en grovblokkig migmatittisk gneis med gjennomsettende foliasjonssprekker, men med brukbar stabilitet som bare krevde boltesikring og litt sprøytebetong.

I Valderøytunnelen ble det injisert en del ganger mot moderate og mindre lekkasjer. I et par tilfeller oppstod en del praktiske problemer i forbindelse med forinjeksjon i oppknuste, sleppete og leirholdige svakhetssoner, som ble sikret med full utstøping.

Disse problemene bestod av at de borede injeksjonshullene nærmest blir små "kratere" i den oppknuste stuffen. Plassering av injeksjonsstavene (pakkerne) ble vanskelig, og de fikk ikke nok mothold i den oppknuste massen. Ved påsetting av trykk ble pakkerne presset ut og injeksjonsmasse og deler av stuffen fulgte med. I et par tilfeller i knusningssoner måtte derfor en del større drypp og rennende lekkasjer aksepteres og drenshull bores for å redusere stabilitetsproblemene.

Sluttkommentar

Totalt sett har forinjeksjonen vært vellykket idet ønsket lekkasjenivå er oppnådd, til tross for at enkelte boltehull satt etterpå har "punktert" injeksjonsskjermen.

Moderate til små lekkasjer opptrer langs hele tunnelen. Tilstedeværelsen av mektige morenemasser over tunnelen synes å redusere de fleste moderate lekkasjene med tiden. Det er mer vesentlig om det er løsmasseoverdekning eller om man er under sjøen eller ikke. Under sjøen blir lekkasjevannet salt etter få timer eller dager, avhengig av lekkasjens størrelse.

Vannavskjerming og frostisolering

Av estetiske og praktiske grunner skal det monteres platehvelv ca 50 m fra hver portal.

Ellers er avledning av drypplekkasjer og frostisolering basert på 45 mm PE-skumplater.

Registrering av alle store og små drypp viser at en fullstendig avskjerming vil kreve en samlet dekning på ca 80 000 m^2 fjellflate tilsvarende ca 50% av tunnelstrekningen om det regnes om til heldekking.

Endelig avklaring av omfang er ennå ikke avgjort. En viss ettersikring vil bli akseptert.

Pr 1.10.87 pågår montasje etter følgende prioritering:

- i frostsonen ca 200 m fra hver portal skjermes alle lekkasjer
- alle større (rennende) lekkasjer og større drypp skjermes i både ferskvanns- og sjøvannssonen
- alle mindre drypp i sjøvannssonen

Behov for brannsikring av PE-skummet diskuteres, og er ennå ikke avklart. Eventuelt monteres overrislingsanlegg.

REFERANSER

LUNDEBREKKE, E. & ØVSTEDAL, E. 1985: "Ålesund-Ellingsøy-Valderøy. Vårt nye referanseprosjekt" Våre Veger, Bd 12, nr 5.

OLSEN, A.B. & BLINDHEIM O.T. (1986): "Ingeniørgeologisk kvalitetssikring ved Ålesund-Giske undersjøiske vegtunneler". Bergmekanikkdagen 1986, Tapir.

AAGAARD, B. (1986): "Refraction seismics for the Ålesund-Ellingsøy-Valderøy Tunnels". Symp. on Strait Crossings, Stavanger.

UTGLIDNING AV KAI I MO I RANA.

COLLAPSE OF QUAY IN MO I RANA.

Sivilingeniør Albert Ølnes
NOTEBY A/S

Sivilingeniør Hans Petter Jensen
NOTEBY A/S

Sivilingeniør Jan Friis
NOTEBY A/S

SAMMENDRAG

Norsk Jernverk's nyetablerte utskipningskai i Gullsmedvika i Mo i Rana raste ut søndag 15. februar 1987 i en bredde på ca. 130 m. Kaia er en tradisjonell platekai på ramma stålrørspeler med tilhørende 4 stk. dybdalber. Kaia ble ferdigstilt høsten 1986.

Årsaken til raset er den uforutsette og raske oppfylling med slig som fant sted like bak kaien i dagene før raset. Oppfyllingen medførte store poreovertrykk i silt og siltig leire under kaiskråningen slik at den skjærstyrke som kunne mobiliseres ble mindre enn påført skjærspenning.

Slighaugen ble lagt opp som forberedelse til lasting av et skip som var under innseiling til Mo i Rana.

Etterberegning av stabiliteten med opptredende belastninger og beregnede og målte poretrykk kan forklare utglidningen.

SUMMARY

Norsk Jernverk's newly built quay in Gullsmedvika in Mo i Rana collapsed due to landslide on Sunday 15th of February 1987 in an extend of approx. 130 m. The quay is a traditional concrete slab with 4 ducdalbe founded on driveń steel pipe piles. The quay was finished at the end of 1986.

The landslide was the result of an unexpected and very fast filling of a slig-depot behind the quay the days before the slide. High porepressure were developed in the ground consisting of silt and silty clay. The shear strength that could be mobilized was then less than the shear stresses caused by the filling.

The slig-depot was placed awaiting a ship that was under her way to Mo i Rana.

Stability-analysis with acting forces and calculated and measured porepressure in ground materials can explain the slide.

INNLEDNING

Kaia i Mo i Rana består av en kaiplate og 4 stk. dykdalber og var dimensjonert for å ta imot båter med deplasement opptil 25.000 tonn. Kaiområdet har en totallengde på over 300 m. Selve kaiplaten er 20 m lang og 40 m bred.

Kaiplata var fundamentert på 32 stk. ramma stålrørspeler med stopp på fjell. Kaikonstruksjonen var forankret bakover i friksjonsplater. Dykdalbene består av 3 stk. vertikale stålrørspeler avstivet bakover ved kraftige rør til plater i fyllinga.

Deler av kaiområdet er etablert ved oppfylling i sjø med avgangsmasser fra produksjon ved Rana Gruber. Kaia har en dybde på k-16.0 som ble etablert ved mudring forut for kaibygginga.

Kaia skulle tjene som utskipningskai for slig for Rana Gruber, Norsk Jernverk A/S. Kaia haddet eget lasteapparat med transportbånd.

Kaia ble bygget fra sommeren 1985 til ut på høsten 1986.

Da raset skjedde var man for første gang i ferd med å etablere et masselager av slig bak kaia for utskiping. Ved en misforståelse ble deler av dette masselageret plassert like bak kaia hvilket var imot prosjektforutsetningene.

Utglidningen skjedde søndag 15. februar 1987 kl. 18.00 ved lavvann. Utglidningen foregikk i flere etapper ved at selve kaiplata først sank sammen neste morgen ca. kl. 07.00. Kaiplata hadde da forskyvet seg ca. 12.0 m utover og ble liggende skjevt oppe på pelene. Pelene ble stående med helning utover som varierte fra 4:1 til 6:1. Kaiplata hadde dessuten glidd ca. 1.0 m lenger ut enn peletoppene slik at kaiplate og peler var frigjort. I raset forsvant også en dykdalbe sør for kaia. De kraftige stålrørene på Ø 1.5 m som skulle sørge for kraftoverføring til bakenforliggende friksjonsplate var vridd som om de var tynne strikkepinner.

I raset forsvant ca. 10.000 m^3 med ferdigprodusert slig som skulle skipes ut, i tillegg til ca. 20.000 m^3 fyllmasse og naturlig grunn.

Utglidningen representerer et verditap på ca. 30.0 mill. for kai og lasteapparat.

Byggherre: Rana Gruber, Norsk Jernverk A/S
Byggeteknisk konsulent: Ing. Bonde & Co.
Geoteknisk konsulent : NOTEBY A/S
Entreprenør: Selmer Furuholmen A/S

Fig 1 og 2 viser situasjonsplan og et typisk kaisnitt slik det var prosjektert.

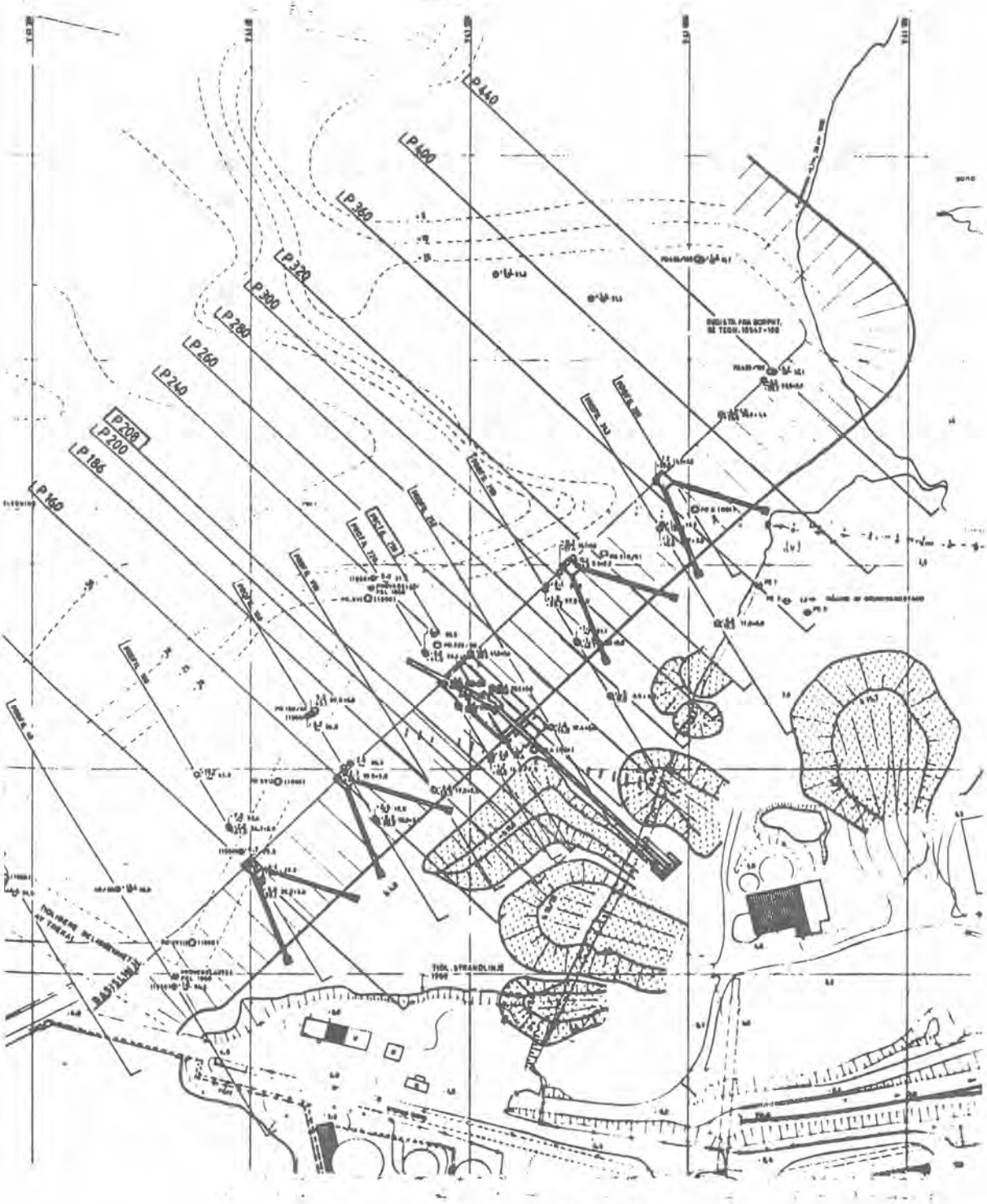


Fig. 1 Situasjonsplan før ras.

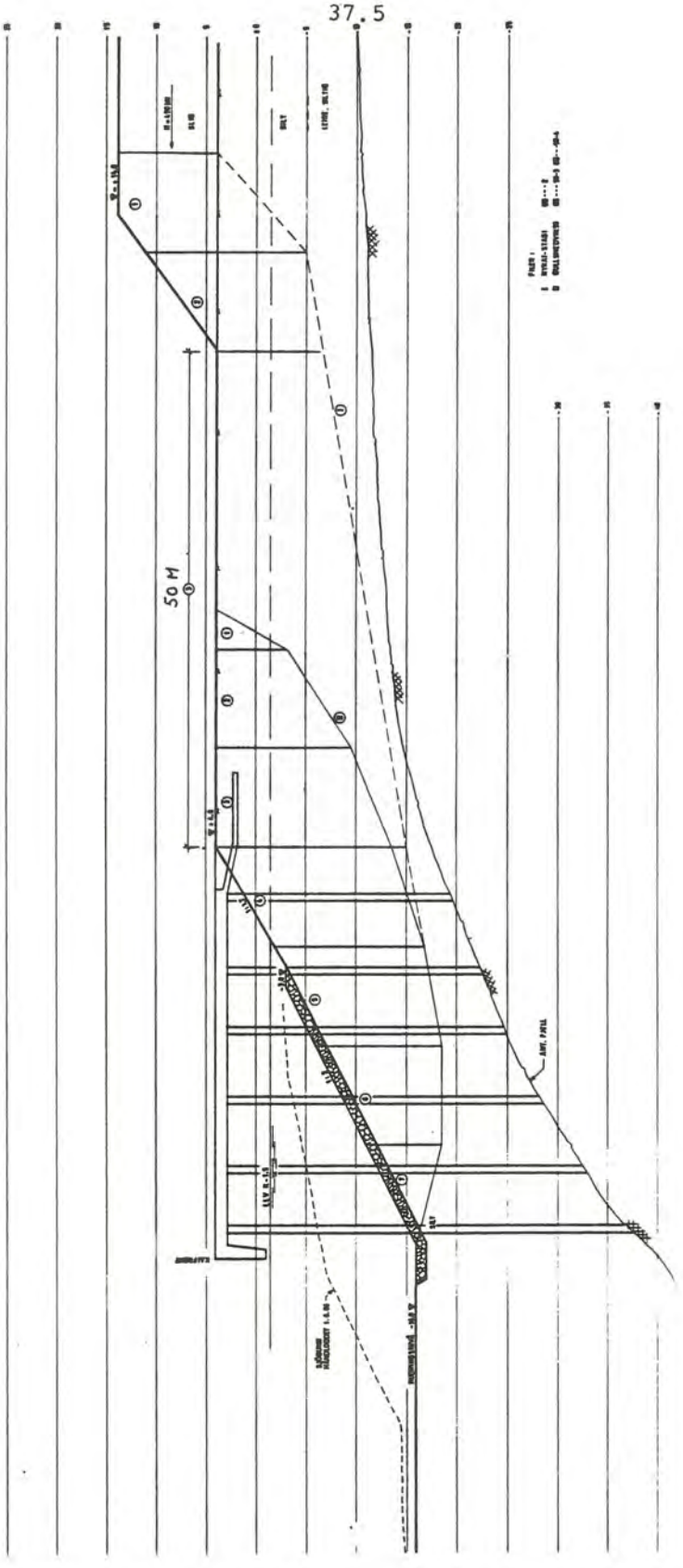


Fig. 2 Typisk kaisnitt. Som prosjektert

GRUNNFORHOLD

Grunnforholdene i området er kjent fra et stort antall boringer utført av NOTEBY over flere år. NGI har også utført noen få boringer tidligere.

Løsmassene består hovedsaklig av silt og finsand, men også av en sterkt leirholdig silt og siltig leire i området under kaia.

Dybden til fjell varierer sterkt fra ca. 5 m lengst inne på land til over 40 m. Lokalt er fjelloverflata meget steil.

Karakteristiske skjærstyrkeparametrer for naturlige løsmasser ved stabilitetsanalyse:

Jordart	a	ϕ_k	D	C_v
Silt	10 kN/m^2	32°	0.1	1000 m^2/år
Leirig silt, siltig leire	20 "	25°	-0.5	60 "

TIDLIGERE RAS I FJORDBASSENGET

Det har tidligere gått flere store undersjøiske ras i havnebassenget, hovedsaklig som erosjon i siltige masser.

Opp gjennom årene har mer enn 1 mill m^3 forsvunnet i ras på dypt vann, anslagsvis dypere enn kote -50. Massene mener man ligger på stort dyp flere kilometer lenger ut i fjorden.

Utglidningen har dels sammenheng med en ledning som fører avgangsmasser fra Rana Gruber ut på dypt vann og som har forårsaket undergraving og ustabilitet i de naturlige massene.

I samme forbindelse ble det for noen år siden foretatt en tilstandsvurdering av pelefundamentene for Koksverkskaia som ligger i samme området med tanke på disse undersjøiske rasene.

Denne rasvirksomheten har ingen sammenheng med utrasingen av kaia.

ALTERNATIVE KAILØSNINGER/UTFORMINGER 1980-1985.

På forprosjekteringsstadiet arbeidet man med flere aktuelle kailøsninger.

Felles for samtlige var at man skulle etablere nytt kaiområde utenfor opprinnelig strandsone ved å fylle ut med avgangsmasser fra Rana Gruber, samt foreta mudring for å få kaidybde på K-16.0.

Aktuelle kailøsninger var:

1. Cellespunt
2. Platekai på stålrørspeler med lengde ca. 400 m.
3. Liten platekai med 4 stk. dykdalber.

Man valgte til slutt alternativ 3 som gjengitt på fig. 1 og 2.

Arbeidets hovedmengder:

Mudring: ca 450.000 pfm^3
Oppfylling: ca 40.000 pfm^3
Kaiplate: ca. 20 x 40 m^2
Dykdalber: 4 stk.
Stålrørspeler: ca.1.800 m
Ø700 mm og og Ø800 mm

STABILITETSFORUTSETNINGER FOR VALGT KAILØSNING

Kaia ble dimensjonert for aktuelle skipslaster og ved at det ble stilt krav til et planlagt masselager bak kaia, dvs. begrensning i størrelse, utbredelse, avstander til kaia og oppfyllingstakt.

Sliglageret skulle være minst 50 m bakenfor kaia, og terrenglasten i disse 50 metrene skulle være en normal kailast på maks 50 kN/m^2.

Beregninger viste tilfredsstillende stabilitet med materialkoeffisient $\gamma_m \geq 1.30$.

Fig. 3 viser resultatet av stabilitetsberegningene basert på NTH's program ESAU. Stabiliteten var ivaretatt både for en drenert og en udrenert tilstand forutsatt at følgende forutsetninger ble overholdt:

- Slig/pelletslager minst 50 m bak kaia.
- Nyttelast mellom kai og sliglager maks 50 kN/m^2.
- Avgangsledningen skulle bringes under kontroll for å unngå initielle glidninger i havnebassenget.

Ved det tidligere prosjekt med 400 m lang kai var masselagere tenkt plassert like bak kai. For dette prosjekt var det forutsatt oppfylling av masselageret første gang under omhyggelig kontroll av poretrykk og forskyvninger horisontalt og vertikalt.

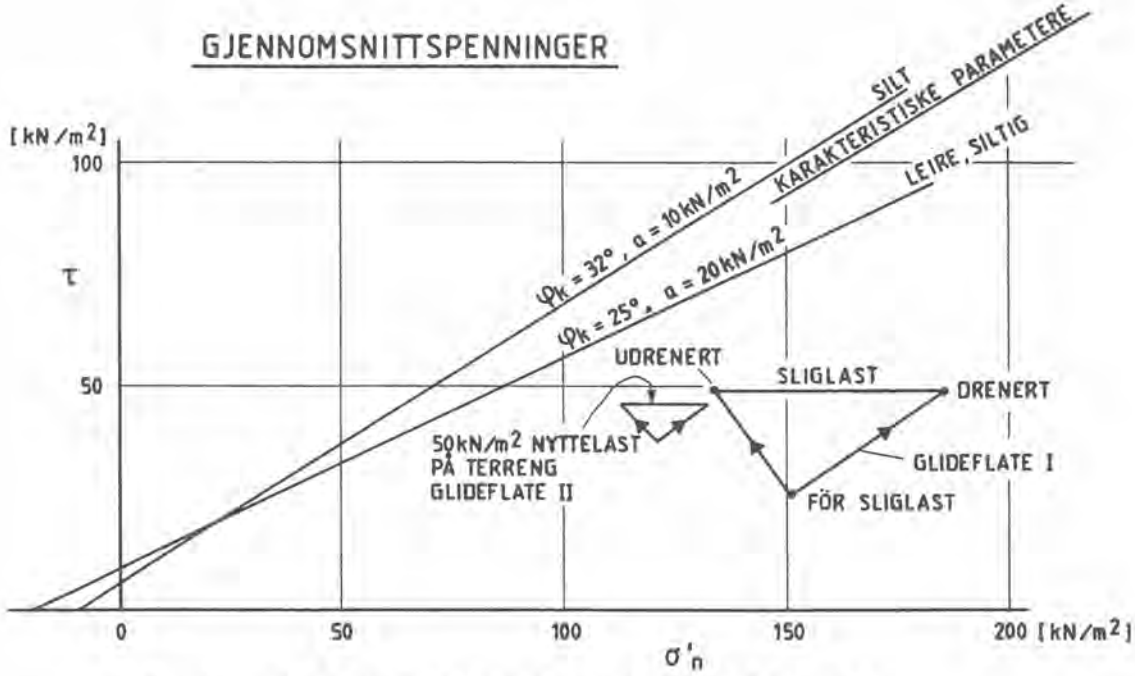


FIG. 3 STABILITET AV PROSJEKTERT KAI SLIGLAGER 50m BAK KAI (se fig. 2)

BYGGEPERIODEN

Kaibyggingen gikk bra med ferdigstillelse høsten 1986, total byggetid ca. 15 måneder.

Mudringen ble foretatt med kutter-suger og massene ble dumpet på dypt vann.

Stålrørspelene ble rammet med et enkeltvirkende luftlodd, type BSP 20 B, med total fallvekt på 101.6 kN.

Fig. 4 og 5 viser bilder fra byggeperioden.

Fig. 4 Fra byggeperioden. Peling av selve kaia.

Fig. 5 Fra Byggeperioden. Figuren viser de to dykdalbene mot sør, mot gml. Koksverkskaia.

UTRASING AV KAI
Fig. 6 og 7 viser bilder tatt etter raset.

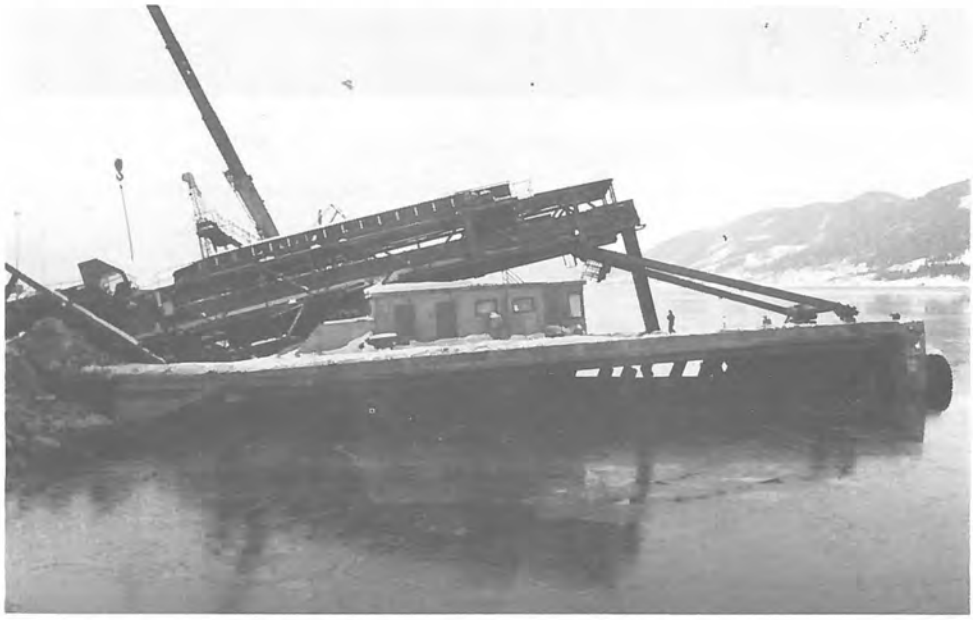


Fig. 6 Bilde etter raset

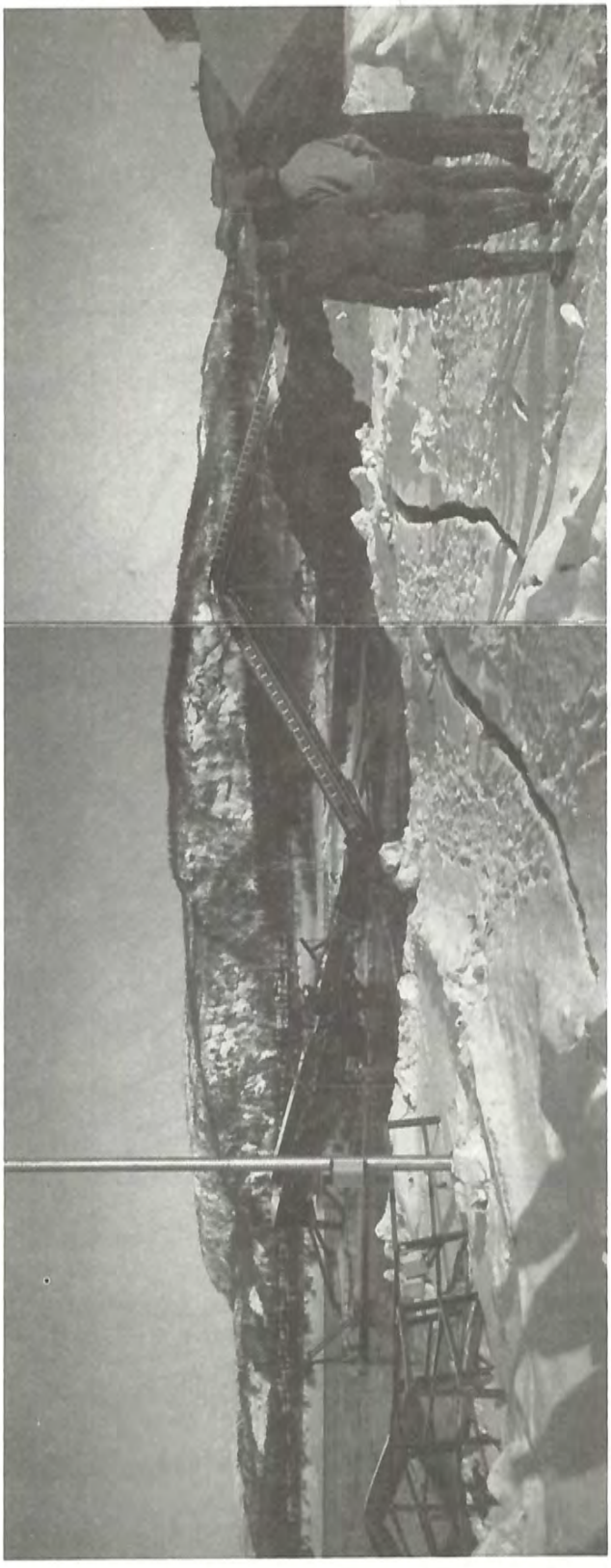


Fig. 7 Bilde av kai etter raset 15.02.87

Fig. 8 og 9 viser henholdsvis situasjonsplan og typisk snitt gjennom rasområdet.

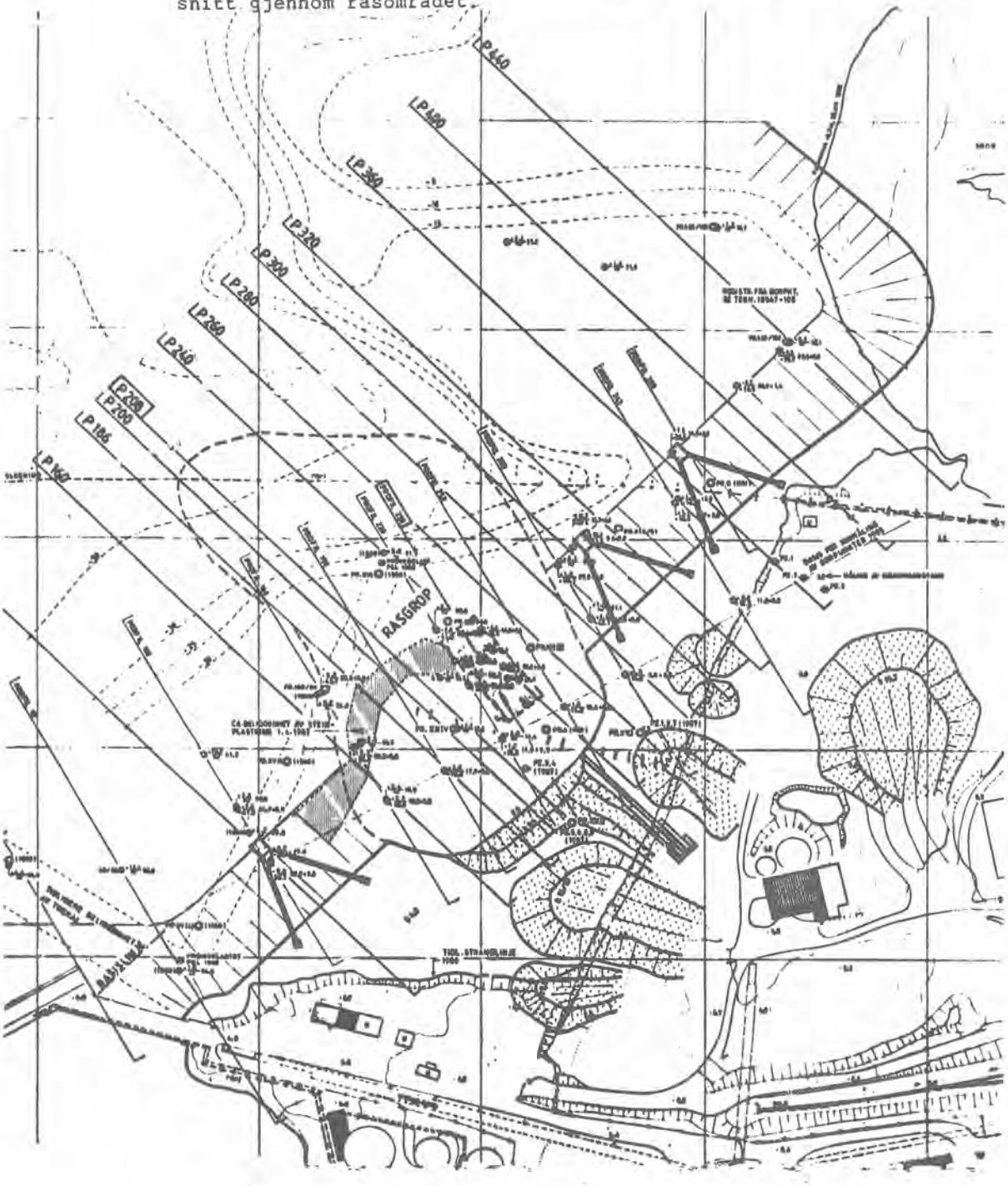


Fig. 8 Situasjonsplan etter ras.

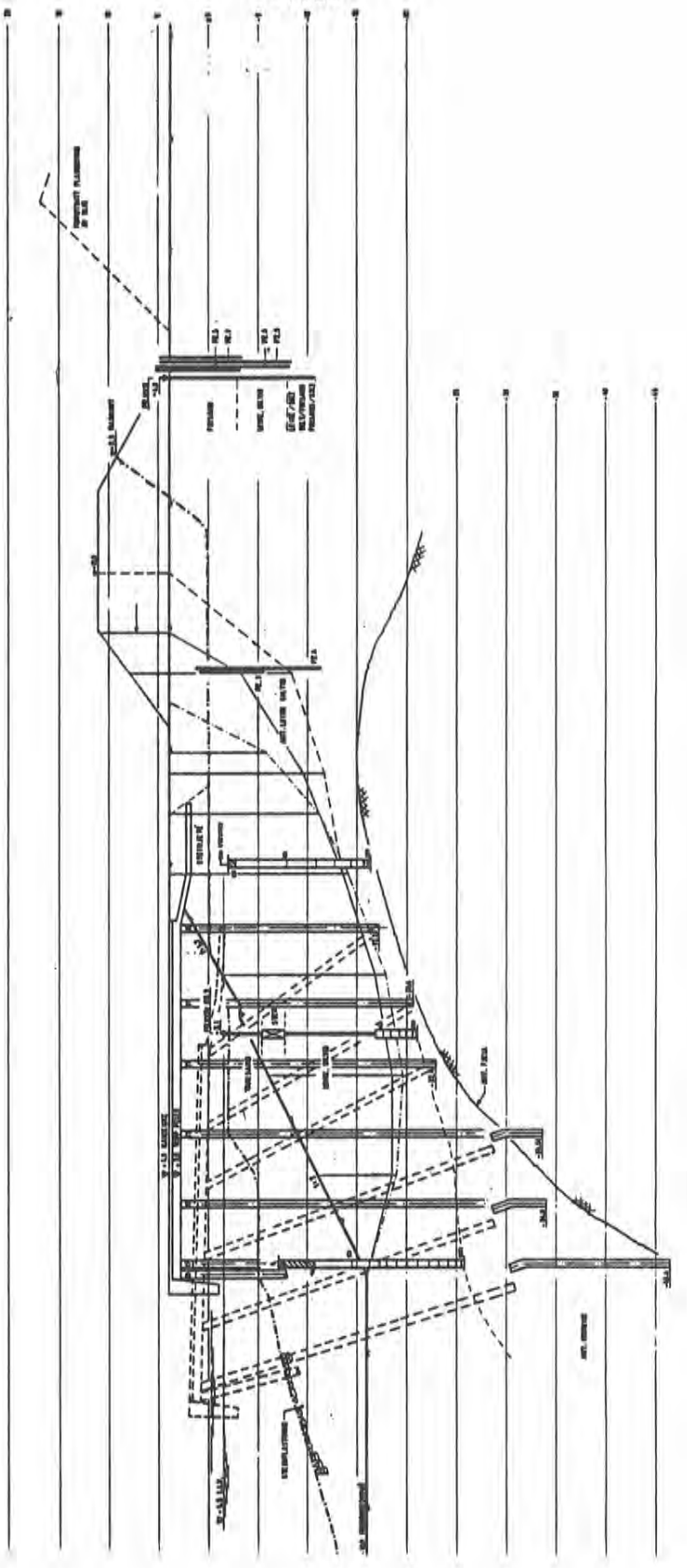


Fig. 9 Typisk kaisnitt etter ras.

Terrenget bak kaia sank ca. 4.0 m og ble liggende i vannivå. Massene finner man igjen som heving av sjøbunnen der man tidligere hadde mudret til k. -16.0.

Selve raset synes å ha en typisk sirkulærsylindrisk form ved at terrenget har sunket i bakkant og har kommet opp i forkant.

ÅRSAK TIL RAS/ETTERBEREGNING AV KAI-STABILITET

Det ble foretatt en rekonstruering av masselageret bak kaia på bakgrunn av samtaler med folk som var på området før raset skjedde. I tillegg satte man ned poretrykksmålere både i rasgropa og i området bak masselagrene. På bakgrunn av dette har man framskaffet gode opplysninger om forholdene forut for raset.

Det er gjort omfattende stabilitetsberegninger av raset basert på program ESAU. (Effective Stress Analysis undrained, G. Svanø, Dr. techn. NHT 1981).

Etterberegningene viser at raset kan forklares med opptredende belastninger og poretrykk i massen.

Årsaken er uten tvil den uforutsatte overbelastning bak kaia og tilhørende poretrykksoppbygging ved den raske oppfylling av masselageret. Masselageret ble fylt opp i løpet av 1-2 uker med en høy påfyllingstakt de siste dagene. Oppfyllinga var ikke underlagt noen form for kontroll og det fantes ikke poretrykksmålinger som kunne regulere oppfyllingshastigheten ut fra poretrykket i bakken. En vesentlig dimensjoneringsforutsetning har dermed ikke blitt overholdt.

Det ble fylt opp masse til ca. 7 m over lagerarealet på k+4.0. Lageret inneholdt over 15.000 m^3 slig med en tyngdetetthet på 25-30 kN/m^3. Sliglageret lå ca. 15-20 m bak kaia.

Fig. 10 viser resultatene av stabilitetsberegninger av raset med reelle last- og poretrykksforhold.

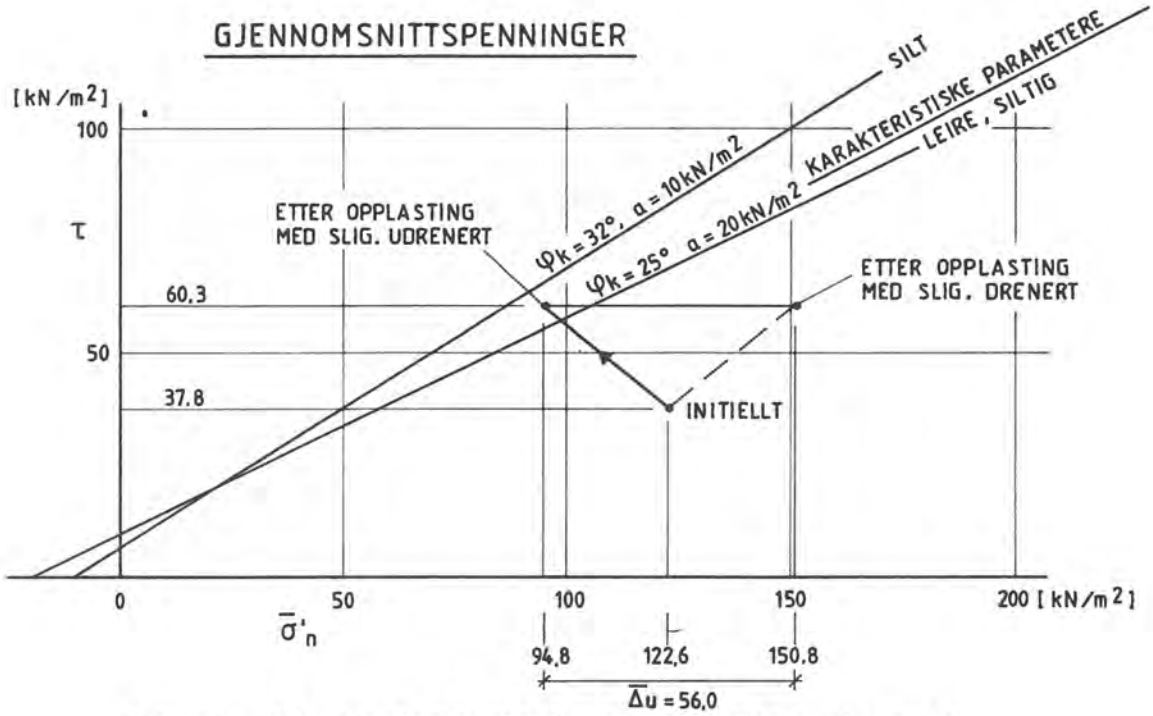


FIG.10 STABILITET ETTERBEREGNING AV RAS
SLIGLAGER 15 - 20m BAK KAI

Stabilitetsberegningene viser at den raske oppfyllingen av masse og dermed en udrenert poretrykkstilstand i bakken gir en beregningsmessig sikkerhet $F \leq 1.0$.

Beregningene viser videre at dersom man hadde foretatt en tilstrekkelig langsom opplasting til å oppnå drenerte poretrykkstilstander i bakken ville dette ha gitt tilfredsstillende sikkerhet også for det uforutsatte masselageret. Førstegangs oppfylling måtte da ha pågått over ca. 6 måneder og vært regulert ved observasjon av poretrykket i bakken. En slik framgangsmåte ville ikke vært tilfredsstillende for et kaiområde. Det var derfor ikke forutsatt lagret masser så nær kaia.

De nedsatte poretrykksmålere etter raset viste et overtrykk i bakken mellom 20 og 85 kN/m^2. Målingene kom først igang etter en ukes tid.

Det er grunn til å tro at raset har drenert ut en del av det overtrykket som var i bakken på det tidspunktet da utglidningen skjedde. De poretrykk som er beregnet med ESAU under forutsetning av dilatansparametere D = 0.1 i silt og D = -0.5 i siltig leire fremgår av Fig. 11. Bemerk at det oppstår poreovertrykk ved alle lamellene og ikke bare ved de lameller som ligger nær masselageret. Her var poretrykket 60-70% av lastøkningen. Målte poretrykk stemmer godt med beregnede.

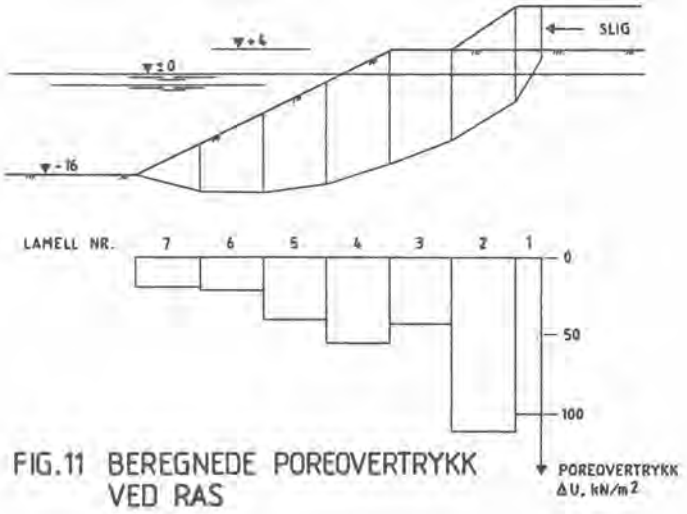


FIG.11 BEREGNEDE POREOVERTRYKK VED RAS

AKTIVITETER ETTER RASET

Kontrollopplegg/Arbeid

Rasgropa ble sperret av umiddelbart etter at utglidningen hadde skjedd. Arbeidstilsynet ble kontaktet og sammen opprettet man en instruks for ferdsel og arbeid i kaiområdet. Bare spesielle folk fikk tillatelse til å oppholde seg innenfor avsperret område. Deler av lasteapparatet anså man kunne benyttes, og man besluttet å berge så mye som mulig.

Det ble etablert et måleopplegg for å registrere om det fortsatt var bevegelse i kaiplate og terreng. I tillegg foretok man regelmessige ekkoloddinger for å se om det var skjedde endringer i massene i sjøen.

Poretrykksmålere ble installert kort tid etter raset. I hele bergingsperioden hadde man følgende måleopplegg:

1. Horisontal-målinger av kaiplate.
2. Nivellementsmålinger av kaiplate.
3. Ekkoloddinger, profileringer.
4. Poretrykksmålinger.
5. Sprekkeobservasjoner.
6. Visuell kontroll av rasgrop og kaiområde.

Dette ble opplysninger som dannet grunnlag og retningslinjer for beslutninger om arbeider i rasområdet. Beslutninger ble tatt av en arbeidsgruppe på stedet etter råd gitt av geoteknisk rådgiver.

Raset hadde gjort at selve jordmassen lå med slakere skråning i sjøen enn tidligere. I tillegg var det blitt en betydelig avlastning i bakkant som følge av at terregnet hadde sunket ca. 4.0 m. Selve jordmassen ble derfor vurdert å være stabil.

Horisontalmålingene derimot viste at kaiplaten beveget seg utover med ujevn hastighet. Bevegelsen varierte fra 5 mm til 300 mm pr. dag. Disse målingene indikerte at det var ustabilitet i det lokale kaiplate- og pelesystemet.

Kaiplata hadde en teoretisk tyngde på ca. 17.000 kN, og lå fritt oppå pelene som stod med utoverrettet helning varierende fra 4:1 til 6:1. Kaiplata virka derfor drivende utover på pelesystemet med en kraft på ca. 3000-4000 kN, avhengig av flo og fjære og oppdriftsforhold.

Denne utoverretta krafta måtte tas opp av pele- og friksjonsplatesystemet.

En gjennomregning av kreftesystemet viste at friksjonsplata's evne til å ta opp utoverretta krefter var avhengig av flo og fjære.

Ved flo sjø medførte neddykkinga av friksjonsplata med overliggende masser at man fikk en utoverretta nettokraft:

Drivende pga. plate/skjeve peler:	ca. 4000 kN
- Kapasitet friksjonsplate:	ca. 3000 kN
Netto drivende:	ca. 800-1200 kN

Ved fjære sjø hadde friksjonsplaten derimot kapasitet nok til å holde de drivende kreftene på plass. Horisontalmålinger i forbindelse med flo og fjære bekreftet dette forholdet.

På bakgrunn av dette ble det besluttet at arbeidet på kaiplata skulle foregå ved fjære sjø. Som en ekstra sikkerhet etablerte man et varslingssystem med lydsignaler ved bevegelser i kaiplata. I tillegg lastet man mere masse på friksjonsplata for å øke sikkerheten ved flo sjø. Som en ytterligere sikkerhet tjoret man kaiplata fast med to stk. 60 tonns wirer forankret til jordanker utenfor området.

Alternative bergingsmåter

Det ble tidlig bestemt at kaiplate, peler og den utraste dykdalben måtte fjernes for at man skulle kunne bygge opp igjen kaia.

Alternative bergingsmåter ble lagt fram:

1. Mudre grop foran kaia og framskynde et ras slik at kaia ble liggende i gropa.

2. Partere kaia med suksessiv fjerning. Deretter sprenge bort kaipelene.

3. Fjerne kaiplata ved pontonger og deretter sprenge bort kaipelene.

4. Løfte kaia bort med en stor kran. Eventuelt også trekke peler.

Alternativ 4 ble valgt etter en teknisk, økonomisk og framdriftsmessig vurdering. Hovedusikkerheten lå i om kaiplata fremdelse lå på kaipelene ved ankomst av kranfartøy.

En kranlekter fra Smit International med løftekapasitet på 24.000 kN ble engasjert.

Arbeidet med løftet tok ca. 3 dager.

Kaiplata ble lagt ned på 10-15 meters dyp noen hundre meter nord for kaia.

I ettertid viste det at kaiplata veide over 20.000 kN mot ca. 17.000 kN teoretisk.

Fig. 12 og 13 viser bilder fra løfteoperasjonen av kaiplata.

Fig. 12 Bortløfting av kaiplate

Fig 13 Fjerning av dykdalber. Kaiplate er løftet bort.

I tillegg fikk man trukket de 6 ytterste stålrørspelene med diameter Ø800 mm. De ville stå i veien ved en eventuell reetablering av kaia. Fig. 14 viser et snitt av disse pelene og hvor det viste seg at pelene var brukket. Pel nr. 16 ble trukket i full lengde.

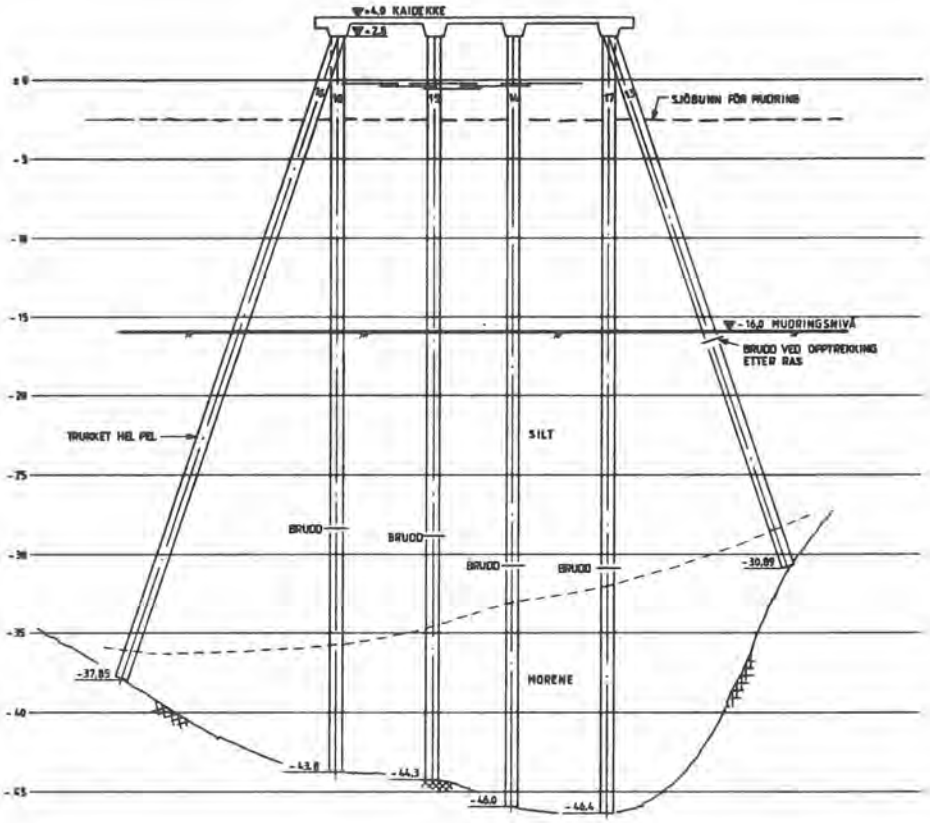


Fig. 14 Opptrekking av stålrørspeler

Pelene har lengde i masse varierende fra 15-30 m.

Fem av pelene var røket av nede i bakken i en peleskjøt. Betongen var her uarmert.

Opptrekkslastene for de 6 ytre pelene var:

Pel nr.	Helning	Maksimal opptrekks-last, kN	Totallengde/ opptrukket lengde, m	Anm.
13	1:3	3950	35.5/20.1	
14	loddpel	2600	53.7/33.3	
15	"	1900	52.0/31.5	
16	1:3	5950	43.5/43.5	10 cm silt rundt pel fra 22 til 36 m.
17	loddpel	2500	54.0/33.5	
18	"	2500	51.5/30.9	

Pelene var som ventet bøyet og dette kan være noe av årsaken til den høye opptrekkskrafta for enkelte av pelene.

Fig. 15 og 16 viser bilder fra opptrekking av peler.

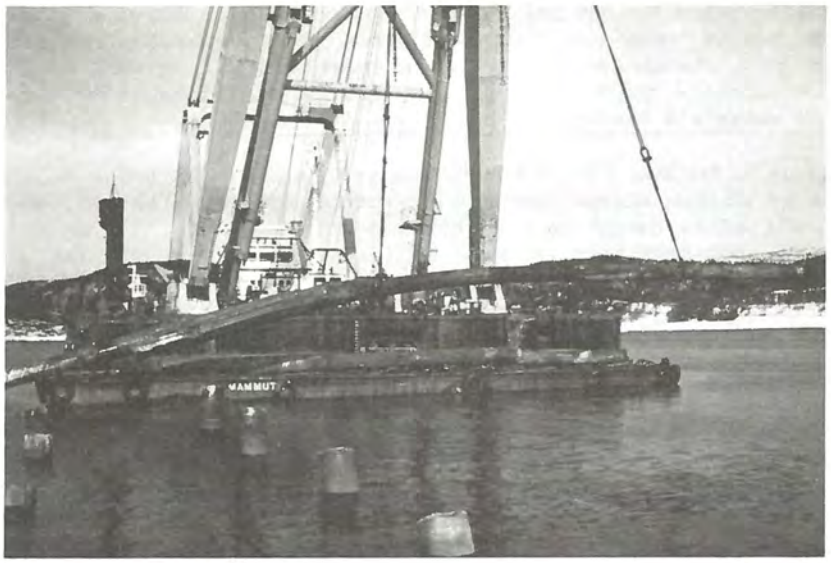


Fig. 15 Opptrekking av peler

Fig. 16 Opptrekking av peler

Denne peltrekkingen har gitt en unik anledning til å observere hvorledes friksjonen mellom pel og jord opptrer ved strekkrefter i peler. Det er sjelden man har fullskalaforsøk på strekkpeler med krefter opptil 5950 kN. For Ø800 mm peler kjenner vil til at det er utført prøvebelastningsforsøk på trykk på 7000 kN og 8500 kN, som anses å være de største i Norden.

Et spesielt fenomen ble observert på pel nr. 16. Den nedre delen var dekket av et ca. 100 mm lag av silt/morene som satt fast til stålet. Det hadde altså dannet seg et brudd i jordmassen ca. 100 mm utenfor pelen ved opptrekkingen og ikke mellom stål og jord som man skulle ventet. Dette skyldes antakelig silten's dilatante egenskaper hvilket bekreftes av at silten rundt pelene falt av i flak så snart pelen ble lagt på lekteren. Årsaken er trolig at de negative poretrykk forsvant. Dette vil kunne gi stoff til ettertanke ved valg av sidefriksjonstallet Sv i bæreevneberegninger.

REETABLERING AV KAI

Det er etablert et provisorisk lastearrangement som inntil videre dekker Jernverkets behov. Gjenoppbygningen av selva kaia er utsatt inntil videre.

SLUTTMERKNAD

Utglidningen i Mo i Rana er et tragisk tilfelle også fordi alle geotekniske problemer var løst som forutsatt og der kun den uforutsatte lastpåføring tilslutt medførte raset. Den dyrekjøpte erfaringen må være at alle begrensninger som gjelder for kaier, ikke minst lastbegrensning, må tas alvorlig slik og at de som skal bruke kaia er informert om gjeldende restriksjoner. Tydelig merking med skilt i kombinasjon med fysiske hinder synes nødvendig.

I den nye NS 3480 "Geoteknisk prosjektering" som utkommer i høst finner man blant annet følgende:

6.5.3 Oppfølging av prosjektet

Oppfølging av prosjektet etter fullførelsen av arbeidene kan være forutsatt under prosjekteringen. Planlegging av slik oppfølging skal utgjøre en del av prosjekteringen.

Oppfølgingen kan bestå i observasjoner og målinger av forskyvninger, poretrykk eller annet. i den hensikt å avgjøre når og hvordan bestemte funksjoner skal igangsettes. Slike funksjoner kan være påføring av laster, prosesser som endrer poretrykkstilstanden, eller annet som er forutsatt i prosjektet.

Etterleving av denne og øvrige bestemmelser i Standarden bør kunne redusere det store antall skader som opptrer årlig og som skyldes glipp i informasjon, misforståelser eller rett og slett ikke-anvendelse av tilgjengelig kunnskap og erfaring.

FULLSKALAMÅLINGER PÅ STORE FLEKSIBLE STÅLRØR BRUKT SOM LØSMASSETUNNELER.

Measured performance of long-span flexible steel culverts.

Sivilingeniør Jan Vaslestad, Geoteknisk seksjon, Veglaboratoriet.

SAMMENDRAG

Store fleksible stålrør har etter hvert fått økende anvendelse i vegbygging. Stålrørene har vært brukt som alternativ til bruer, kulverter og rasoverbygg og har vist seg å være teknisk og økonomisk gunstige løsninger med kort byggetid. Konstruksjonene er fleksible, utnytter styrken i omfyllingsmassene, og har meget stor lastkapasitet pga. samvirke mellom jord og konstruksjon. En av årsakene til rørenes store lastkapasitet, er den såkalte arching-effekten (hvelvvirkningen) som innebærer en omfordeling av jordtrykk. Artikkelen omhandler instrumentering av Nordens største stålrør som ble bygd på Dovre i 1985. Instrumenteringen omfattet jordtrykksmålinger, spenningsmålinger og deformasjonsmålinger. Målingene viser at det er akseptable spenningsnivå i stålet og en gunstig jordtrykksfordeling. Jordtrykket og spenningene i stålet forandrer seg over tid. Det er registrert en betydelig arching, og målingene viser at den holder seg over tid. Resultatene er sammenlignet med de mest brukte empiriske beregnings-modeller, og på grunnlag av dette er det foreslått å bruke Duncans metode for dimensjonering av store fleksible rør.

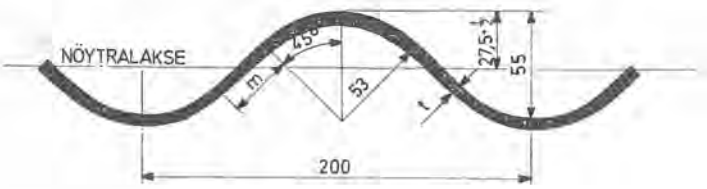
SUMMARY

Long-span flexible steel culverts are increasingly being used in highway projects. The structures have been used as alternative solutions for bridges, culverts and snow avalanche protection. Construction can be very fast and the structures have technical and economical advantages. The structures are flexible, using the strenght in the backfilling material, and have great load-carrying capacity due to soil-structure interaction. One of the main reasons for the great load-carrying capacity is the arching-effect, involving redistribution of the soil pressure. This paper will present the results of an instrumented field study at Dovre in 1985. It is the biggest long-span flexible steel culvert so far in Scandinavia. The measurements consisted of soil-stresses, strain in the steel-structure and deflections. The results show that there are acceptable stresses in the steel structure, and that there is a favourable distribution of soil stresses round the structure. As time progresses after the installation the soil- and steel stress changes considerably. The measurements show that there is a great arching over the structure, and the arching-effect is nearly constant for a period of two years. The results of the instrumentation is compared with several empirical design methods. On the basis of this, Duncan's "Soil-culvert interaction" method is proposed for the design of long-span flexible metal culverts.

1. INNLEDNING.

Store fleksible stålrør har etter hvert fått økende anvendelse i veibygging. Konstruksjonene blir bygd ved å bolte sammen korrugerte stålplater med platetykkelse 4 - 8 mm. De mest vanlige korrugeringene er 150 X 50 mm og 200 X 55 mm. Korrugering 200 X 55 er vist i fig.1.

KORRUGERING 200 x 55



TVERRSNITTDATA

Platetykkelse (mm)	Tverrsnitt A (mm^2/m)	Treghetsmoment I (mm^4/mm)	Motstandsmoment W (mm^3/mm)	Treghetsradius i (mm)
4.00	4730	1811	61.4	19.6
4.75	5620	2157	72.2	19.6
5.50	6510	2506	82.8	19.6
6.25	7400	2856	93.3	19.7
7.00	8293	3208	103.5	19.7
8.00	9472	3687	117.1	19.7

Fig.1 Korrugert profil med tverrsnittsdata.

Som det fremgår av figuren har profilene relativt liten bøyningsstivhet. Konstruksjonene er derfor helt avhengig av sidestøtte fra jordmassene rundt.

Samvirket mellom jord og konstruksjon er årsaken til at nedgravde fleksible rør har en mye større lastkapasitet enn når røret ikke er nedgravd.

Ved å utnytte styrken i omfyllingsmassene rundt fleksible rør har det vært mulig å stadig øke størrelsen på konstruksjonene.

I slutten av 1960-årene bygde ARMCO i Canada den første såkalte "Super-Span". Dette er en løsning med langsgående trykkbjelker av betong. Dette konseptet er også brukt på de største stålrørene i Norge, og betegnelsen Super-Spenn er blitt innført.

Konstruksjonene har etter hvert økt i størrelse, og i USA er det bygd stålbuer med største spenn (bredde) opptil 18 m.

I Nederland ble det i 1985 bygd en gjennomføring for en 4-felts motorvei og en sidevei. Dette var to stålbuer med 16.1 m spenn og en med 12 m spenn.

Stålbuene under bygging er vist i fig.2

Fig.2 Europas største super-spenn konstruksjon under bygging i Nederland.

I Norge har det siden 1981 blitt bygd flere store stålrør til ulike formål. Samtlige av de større stålrørskulvertene som er bygd i Norge har vist seg å være teknisk og økonomisk gunstige løsninger med kort byggetid.

Ved bruk som snørasoverbygg er det anslått besparelse til 30-50% av konvensjonelle rasoverbygg i armert betong. Som alternativ til mindre bruer og vanlige betongkulverter er det også store besparelser.

2. GRUNNLEGGENDE PRINSIPPER FOR RØR I JORD.

Belastningen på et nedgravd rør er helt avhengig av stivheten på røret i forhold til omfyllingsmassene. Det er vanlig å dele inn rør og kulverter i 2 grupper:

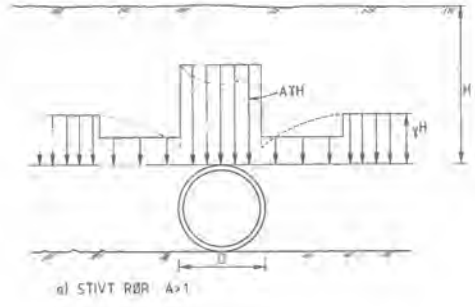
STIVE KONSTRUKSJONER:

Betongrør.
Prefabrikerte elementkulverter.
Plasstøpte betongkulverter.

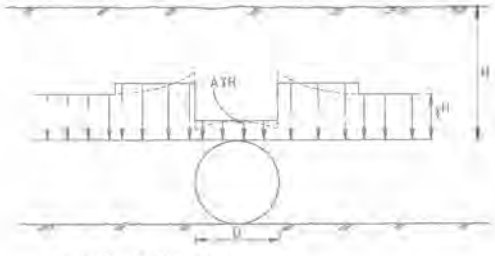
FLEKSIBLE KONSTRUKSJONER:

Plastrør.
Korrugerte aluminiumsrør.
Korrugerte stålrør.
Super-spenn konstruksjoner.

Et fleksibelt rør har mindre stivhet enn omfyllingsmassene, mens et stivt rør har større stivhet enn omfyllingsmassene. Dette medfører en omlagring av vertikaltrykket som vist på figur 3.



a) STIVT RØR A>1



b) FLEKSIBELT RØR A<1

Fig.3 OMLAGRING AV VERTIKALT JORDTRYKK

Vertikaltrykket over røret kan uttrykkes som en faktor A multiplisert med overlagringstrykket:

$$\sigma_v = A\gamma H$$

Over et stivt rør vil det bli en spenningskonsentrasjon slik at A > 1 som vist i figur 3a.

Over et fleksibelt rør vil det bli en spenningsreduksjon slik at A < 1 som vist i figur 3b.

Denne omlagringen av jordtrykket over røret er definert av Terzaghi (1) som archingeffekten. Archingeffekten på nedgravde rør kan forklares på følgende måte:

I figur 4 er vist et fleksibelt rør med deformasjon δ_v, og en overliggende jordsøyle med bredde lik diameteren på røret.

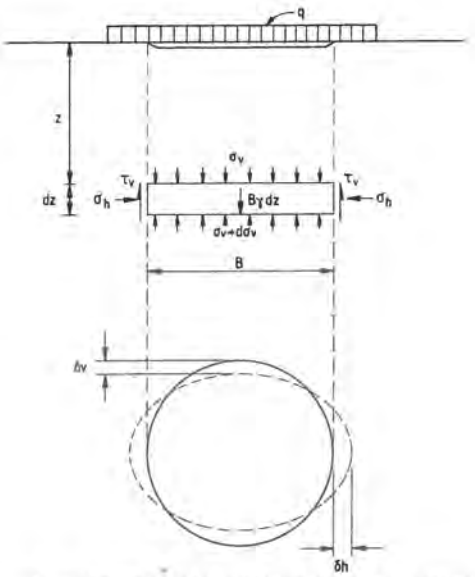


Fig.4 FLEKSIBELT RØR. DEFORMASJON OG MOBILISERING AV SKJÆRSPENNINGER. LIKEVEKT AV ELEMENT.

Deformasjonen medfører at det mobiliseres oppadrettede skjærspenninger τ_v i kontaktflaten mellom jordsøylen og de omliggende jordmasser. Disse skjærsspenningene medfører at en del av tyngden av jordsøylen over røret blir overført til jorda rundt, slik at vertikaltrykket på røret blir redusert, slik som vist i figur 3b.

Resultater fra Terzaghi's klassiske forsøk fra 1936 (2), hvor jordtrykket ble målt over en ettergivende konstruksjon, er vist i figur 5.

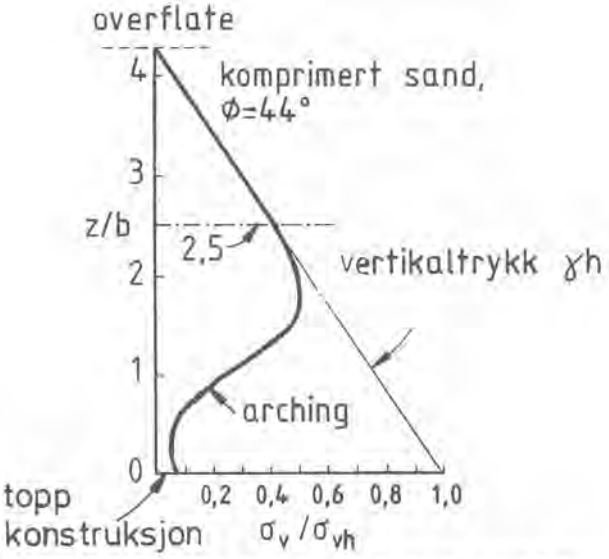


Fig.5 TERZAGHI'S ARCHING-FORSØK

Bredden på den ettergivende konstruksjonen er b, og z er målt nedenifra. σ_{vh} er overlagringstrykket.

Rett over den ettergivende konstruksjonen er vertikaltrykket mindre enn 10% av overlagringstrykket.

Dette forsøket er et modellforsøk under kontrollerte forhold, og Terzaghi avslutter beskrivelsen av forsøket med følgende: "Informations on the importance of this percentage reduction can only be obtained by direct measurements under field conditions"

I (1) beskrives arching-effekten på følgende måte:

"Arching is one of the most universal phenomena encountered in soils both in the field and in the laboratory. Since arching is maintained solely by shearing stresses in the soil. it is no less permanent than any other state of stress in the soil which depends on the existence of shearing stresses, such as the state of stress beneath the footing of a column. For instance, if no permanent shearing stresses were possible in a sand, footings on sand would settle indefinetely."

Ved instrumentering av konstruksjonen på Dovre er archingeffekten forsøkt målt. Målingene er foretatt over lang tid for evt. å se om archingeffekten avtar med tiden.

I praktisk dimensjonering av stålrør er det tatt hensyn til archingeffekten. I de mest brukte dimensjoneringsprinsippene fra American Iron and Steel Institute (3) er arching faktoren A gjort avhengig av komprimerings-graden som vist i følgende tabell:

Standard Proctor	Arching-faktor A
85%	0.86
90%	0.75
95%	0.65

Vertikaltrykket over røret regnes som $\sigma_v = A\gamma H$

Tabellen gjelder kun for fyllingshøyder større enn diameteren D på røret, dvs. for $H > D$.

I de kanadiske bruforskriftene, Ontario Highway Bridge Design Code (4), blir arching-faktoren fremstilt i følgende diagram:

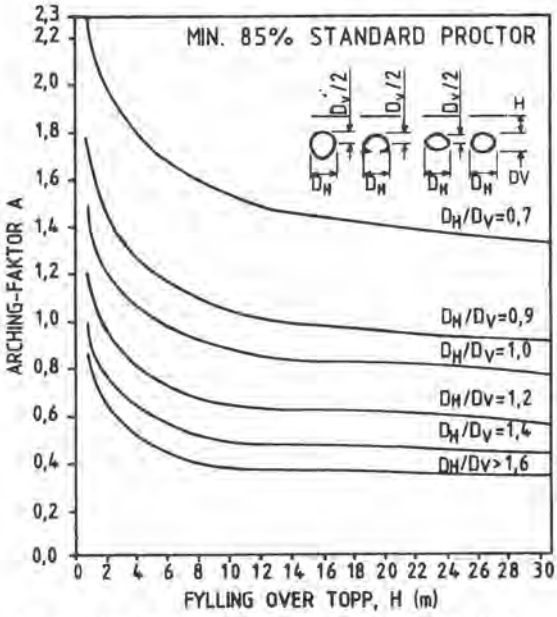


Fig.6 ARCHING-FAKTOR ETTER "ONTARIO HIGHWAY BRIDGE DESIGN CODE."

Som det fremgår av diagrammet er arching-effekten størst for lavbygde konstruksjoner (liggende ellipse).

Tverrsnittet som er instrumentert og omtales i det følgende er en liggende ellipse.

Som vist i figur 3a vil det vertikale jordtrykket over et stivt rør bli større enn overlagringstrykket, dvs. A > 1.

I følge Standard Specifications for Highway Bridges fra AASHTO (5) kan Marston/Spangler's teori for beregning av belastning på betongrør og -kulverter under fyllinger, tilnærmes i den enkle formelen

$$\sigma_v = A\gamma H$$

der $A = 1 + 0.2\ H/B$

H er fyllingshøyden over røret
B er bredden på røret.

Faktoren A settes til maks. 1.2 ved komprimering på sidene av kulverten, og maks. 1.5 uten komprimering på sidene.

Prinsippene for vertikalbelastning på rør kan sammenfattes i fig. 7.

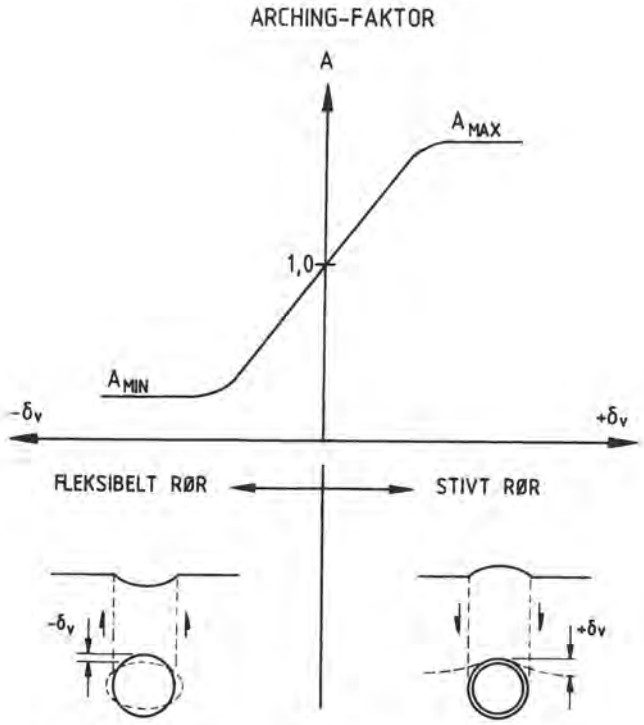


Fig. 7 ARCHING-FAKTOREN FOR FLEKSIBLE OG STIVE RØR.

Prinsippet for horisontalt jordtrykk mot stive og fleksible rør er vist i fig. 8.

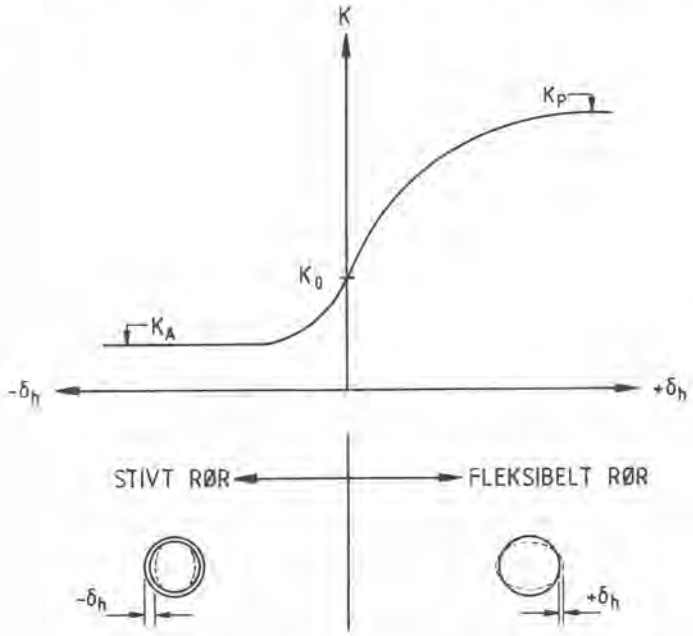


Fig. 8 HORISONTAL JORDTRYKKSKOEFFISIENT. FLEKSIBLE OG STIVE RØR.

Ved fleksible rør får en utnyttet styrken i omfyllingsmassene, og det horisontale jordtrykket øker over hviletrykk mot passivt trykk.

Ved stive rør er det vanlig å regne med hviletrykk eller aktivt trykk.

3. ANVENDELSE AV STORE FLEKSIBLE STÅLRØR I NORGE.

Den første super-spenn som ble bygget i Norge, var en 106 m lang jernbanegjennomføring utenfor Hønefoss. Dette var et flatbunnet rør med spenn 7.8 m og høyde 6.9 m. Denne ble bygd i 1981. Konstruksjonen er vist i fig. 9.

Fig. 9. Super-spenn som jernbanegjennomføring bygd i 1981.

Denne konstruksjonen ble instrumentert med jordtrykksceller og termisotorer, og det ble utført deformasjonsmålinger.

Kostnadsbesparelsen ble ca. 25% i forhold til konvensjonell bru eller betongkulvert. Her er det ikke tatt med besparelser pga. kortere byggetid.

I 1983 ble det bygd et 170 m langt sirkulært stålrør ved Veitastrond. Dette røret hadde diameter 6 m og ble montert på 5 uker.

Fig. 10. 170 m langt stålrør som rasoverbygg ved Veitastrond

Snørasoverbygg ser ut til å bli et stort anvendelsesområde for fleksible stålrør fremover. Flere snørasoverbygg er under bygging og planlegging. Konvensjonelle snørasoverbygg av armert betong er meget kostnadskrevende, og i mange tilfelle er det mye å spare ved å bruke fleksible overbygg (6).

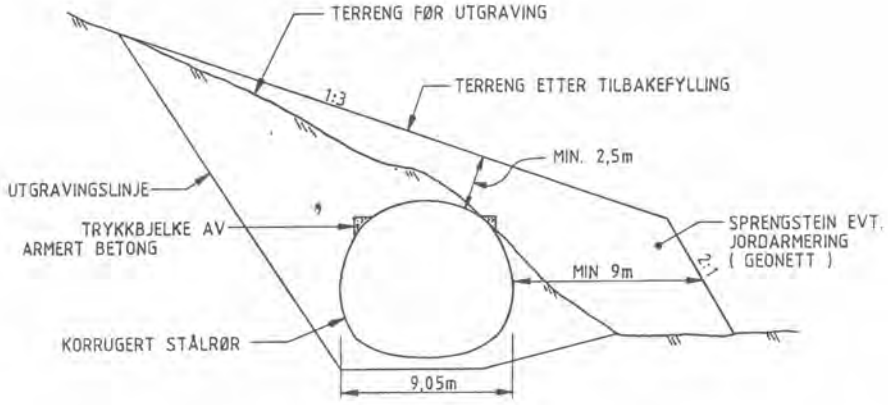


Fig. 11. Forprosjekt for snørasoverbygg i Sogn og Fjordane.

4. INSTRUMENTERING AV SUPER-SPENN KONSTRUKSJON PÅ E6 VED DOVRE

BESKRIVELSE AV KONSTRUKSJON OG UTFØRELSE.

Lengdeprofil og tverrsnitt av konstruksjonen er vist i fig. 13.

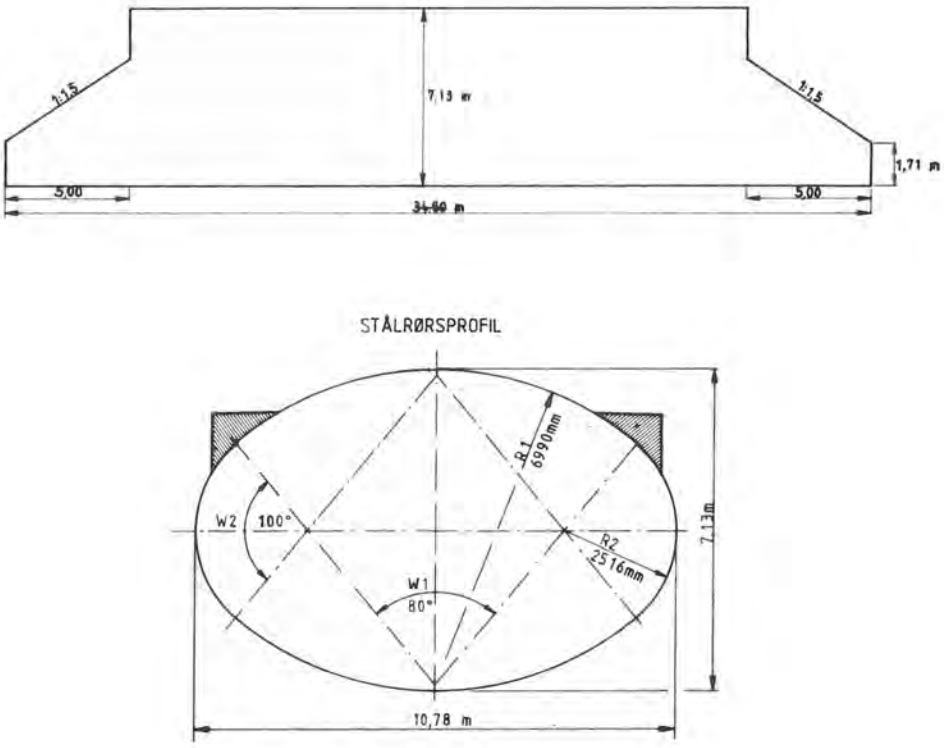


Fig. 13 Lengdeprofil og tverrsnitt av konstruksjon.

Det er en liggende ellipse med spenn 10.78 m og høyde 7.13 m. Hittil er dette det største stålrør i Norden. Endene er skråskjært 1 : 1.5 og maksimal fylling over røret er 4.2 m. Konstruksjonen er bygd opp av stålplater med korrugering 200 X 55 mm og tykkelse 7 mm. Platene er korrosjonsbeskyttet med 80 µm sink på hver side.

Stålplatene er boltet sammen med 15 bolter pr.m. Boltene har diameter 20 mm og ble montert i hull med 25 mm diameter. Konstruksjonen ble bygd i skjæring gjennom Klokkerhaugen utenfor Dovre sentrum, og er gjennomføring for ny E6.

Løsmassene i området består stort sett av relativt fast lagret finsand og silt over fast morene. Klokkerhaugen består av fast lagret silt.

Tilbakefyllingsmassene rundt røret består av 0-100 mm velgradert elvegrus.

Nærmest røret (ca. 50 cm) ble det brukt 0-16 mm grus.

1 m under bunn rør ble det lagt 80 mm styrofoam og tilbakefylt med 0-16 mm grus, og ukomprimert sand i de øvre 200 mm. Fundamentet ble så preformet med en mal med samme diameter som bunnplatene.

En fullstendig beskrivelse av prosedyren for montering og tilbakefylling er gitt i (7).

Tilbakefyllingsmassene ble lagt ut i lag med tykkelse 300 mm og komprimeringskravet var min. 97% Standard Proctor. Lagtykkelsen ble kontrollert med roterende laser, og komprimeringsgraden med isotopmåler.

De forskjellige sonene med omfyllingsmasser er vist i fig. 14.

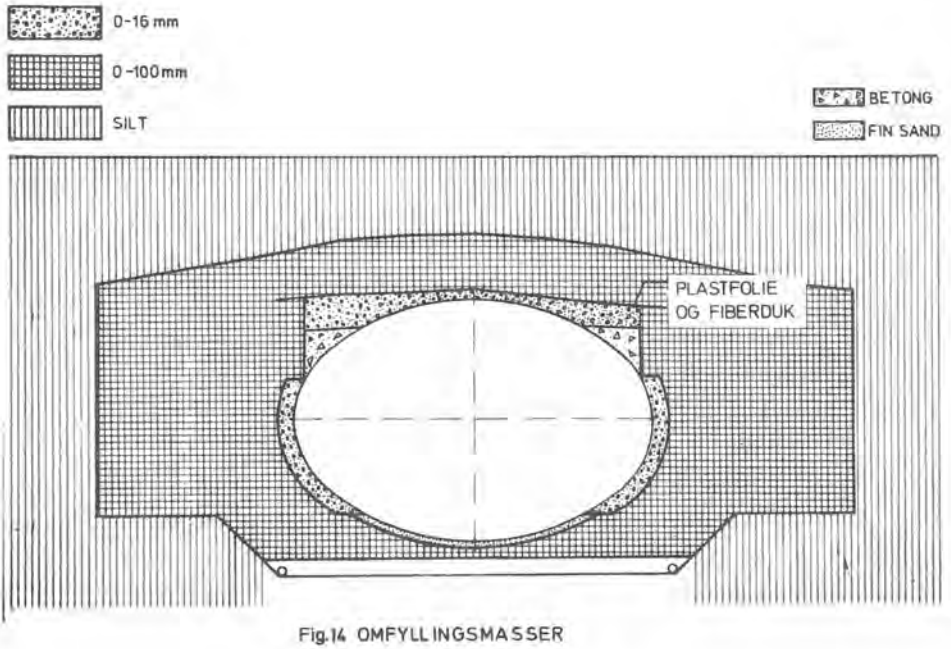


Fig.14 OMFYLLINGSMASSER

Resultatet av komprimeringskontrollen viste at gjennomsnittet av 19 målinger på 0-100 mm elvegrus var 99% Standard Proctor med et standardavvik 2.2. Isotopmåler gir noe usikker komprimeringsgrad på så grove masser, men den visuelle kontrollen var meget grundig og tilsier en komprimeringsgrad i denne størrelsesorden. De nærmeste 50 cm mot røret med 0-16 mm grus hadde en gjennomsnittlig komprimeringsgrad på 94% Standard Proctor med standardavvik 2.9. Her ble det tatt 13 målinger. Den relativt lave komprimeringsgraden helt inntil røret skyldes antagelig at det fleksible røret gir noe etter ved komprimering mot sidene, og at det ble brukt lettere komprimeringsutstyr nærmest røret.

Som komprimeringsutstyr ble det benyttet 2 selvgående vibrovalser med vekt 1800-2000 kg, og 3 vibroplater med vekt opptil 200 kg. Bare vibroplatene ble benyttet nærmest røret.

Kontroll av korngraderingen på 0-100 mm grus viste 1.4% materiale < 20μ som et gjennomsnitt av 5 prøver. Standardavviket var 0.25. Gjennomsnittlig Cu var 5.4, med standardavvik 14.5.

Korngraderingen på 0-16 mm grus viste 1.8% materiale < 20μ i gjennomsnitt av 5 prøver med standardavvik 0.18. Gjennomsnittlig Cu var 31 med standardavvik 2.5.

På øvre del av røret ble det montert trykkbjelker av betong som vist på tverrsnittet i fig. 13. Trykkbjelkene har en høyde på 1.3 m, og blir forskalet og støpt når tilbakefyllingen har nådd underkant av trykkbjelken.

Kontroll av betongen viste en gjennomsnittlig trykkfasthet av 4 prøver på 41.1 MPa med et standardavvik 1.5. Kravet til trykkfasthet var 35 MPa.

Trykkbjelkene gir en vertikal vegg som gjør det lett å oppnå en effektiv komprimering, og dermed lett å mobilisere en horisontal jordreaksjon i dette kritiske nivået.

Trykkbjelkene gir dessuten stor knekningsstivhet, og gir også en langsgående avstivning av røret som gjør at det oppnås homogen komprimering langs røret.

Over røret ble det først lagt ut ca. 50 cm 0-16 mm grus som ble lett komprimert uten vibrering. Over dette laget ble det lagt armert plastfolie mellom to lag fiberduk. Dette ble gjort for å hindre overflatevann å nå ned til rørtaket.

Videre over det øverste laget med fiberduk ble det lagt ut velgradert grus i lag på 300 mm, opp til 2 m over topp rør.

Sonen med velgradert grus ble ført ut til ca. 6 m på hver side av røret.

Utenfor sonen med velgradert grus på sidene av røret og over røret, ble det tilbakefylt med silt som var tatt ut i skjæringa. Silten ble også lagt ut lagvis i 300 mm lag og komprimert.

INSTRUMENTERINGSPROGRAM

Instrumenteringsprogrammet bestod i måling av deformasjoner og spenninger i stålstrukturen. Spenningene i stålet ble målt ved hjelp av pålimte strekklapper.

Videre ble det rundt røret montert jordtrykksceller for å måle jordtrykket mot røret. Det ble også montert to jordtrykksceller over røret for å registrere en eventuell arching-effekt.

Termisotorer ble montert ved jordtrykkscellene for å registrere temperatur.

En beskrivelse av den praktiske utførelsen av instrumenteringen er gitt i (8).

DEFORMASJONER

Måleopplegg

Etter at røret var ferdig montert, og før tilbakefyllingen startet opp, ble det klargjort for måling av deformasjoner i 5 snitt, som vist på fig. 15.

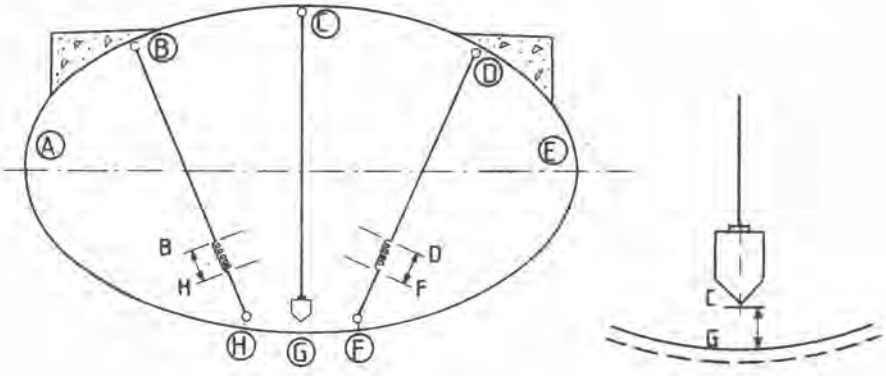


Fig.15 OPPLEGG FOR MÅLING AV DEFORMASJONER UNDER TILBAKEFYLLING

I hvert snitt ble det fra senterbolter i topp av hvelvet hengt en pianotråd med et lodd i enden, slik at loddet ble hengende noen få cm over topp av senterbolt i bunnen av røret. Ved hjelp av dette arrangementet kunne det enkelt registreres heving av rørtaket under tilbakefylling og komprimering opp til topp av rør, og nedpressing av rørtaket ved tilbakefylling av røret.

I hvert snitt ble det også merket av en bolt på hver side av røret, for å måle forandringene i spennet under tilbakefylling. Disse forandringene i spennet ble registrert ved hjelp av målebånd.

Observerte deformasjoner

Deformasjonene ble målt etter utlegging og komprimering av hvert lag på 30 cm.

På fig. 16 er det vist registrerte deformasjoner i snitt 3. Røret og den vertikale skalaen (fyllingshøyden) er tegnet i samme målestokk, slik at det hele tiden kan sees størrelsen på deformasjonene på de ulike nivåer av røret.

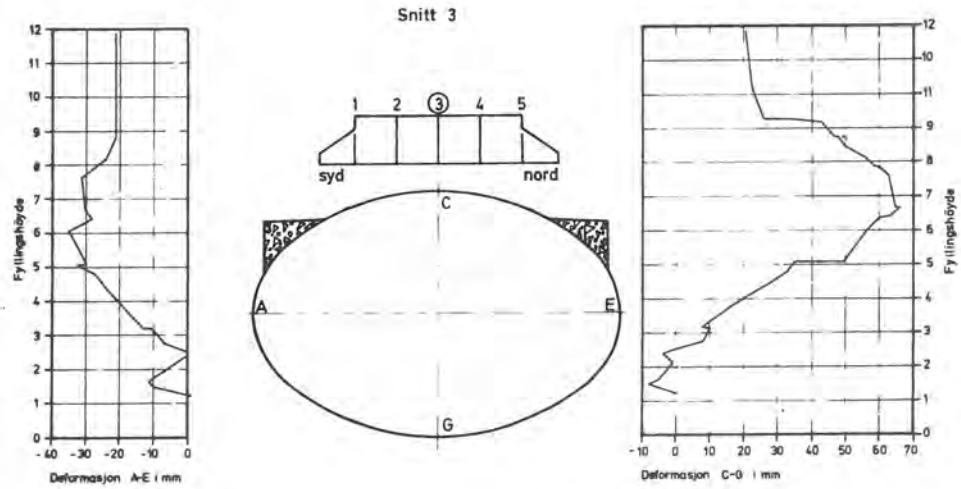


FIG.16. DEFORMASJONER UNDER TILBAKEFYLLING

Referansenivået er bunn av rør. På figuren er det registrert lengde-endringer vertikalt og horisontalt.

På grunn av avlastningen terrenget fikk ved uttak av massene i skjæringen, vil grunnen under røret ikke få terrengsetninger ved oppfylling av masser rundt røret. De registrerte verikale deformasjoner skyldes derfor kun deformasjoner i stålstrukturen.

Det ble ikke registrert merkbare deformasjoner før det var fylt opp ca. 2.1 m fra bunn av røret. Dette tilsvarer 7 lag.

Oppfylling og komprimering opp til overkant av trykkbjelke (ca 6,3 m over bunn av rør) forårsaket en vertikal lengdeøkning på 66 mm.

Den vertikale lengdeendring (heving av rørtaket) har nå nådd sin maksimale verdi, og ytterligere oppfylling over topp av trykkbjelkene forårsaker en nedpressing av rørtaket.

Den horisontale lengdeendring når også sin maksimale verdi ved et tilbakefyllingsnivå ved topp av trykkbjelker, og er nå totalt -35 mm. En ytterligere oppfylling over dette nivået medfører en motsatt bevegelse , det vil si at spennet øker (røret blir presset mot tlbakefyllingsmassene på siden av røret).

Dette medfører at det passive jordtrykket mobiliseres på sidene av røret, og skaper den store lastkapasiteten et slikt rør har ved godt komprimerte masser ved siden av røret.

Videre oppfylling over topp av trykkbjelker forårsaker en reduksjon av den vertikale lengdeendring (nedpressing av rørtaket).

I snitt 3 ble det fylt til 4.3 m over rørtaket. Når fyllingsnivået hadde nådd 2.2 m over rørtaket, var nedpressingen 40 mm. Det er meget interessant å merke seg at en ytterligere oppfylling til 4.3 m over rørtaket bare gir en nedpressing på 5 mm. Den totale vertikale lengde-endring i snitt 3 er nå 21 mm oppressing.

Tilsvarende ble det ved oppfylling over trykkbjelkene registrert en økning av spennet. I gjennomsnitt økte spennet med 13 mm ved oppfylling over rørtaket. I snitt 3 skjer det ingen horisontal deformasjon etter at fyllingsnivået har nådd 1.8 m over rørtaket.

JORDTRYKK

Måleopplegg

Jordtrykk ble målt ved hjelp av hydrauliske jordtrykksceller av typen "Gløtzl". Prinsippet for disse jordtrykkscellene er beskrevet i (9). Gløtzl-cellene er av størrelse 30 x 40 x 0.5 cm.

Jordtrykkscellenes plassering er vist på fig. 17. Det ble brukt i alt 8 jordtrykksceller.

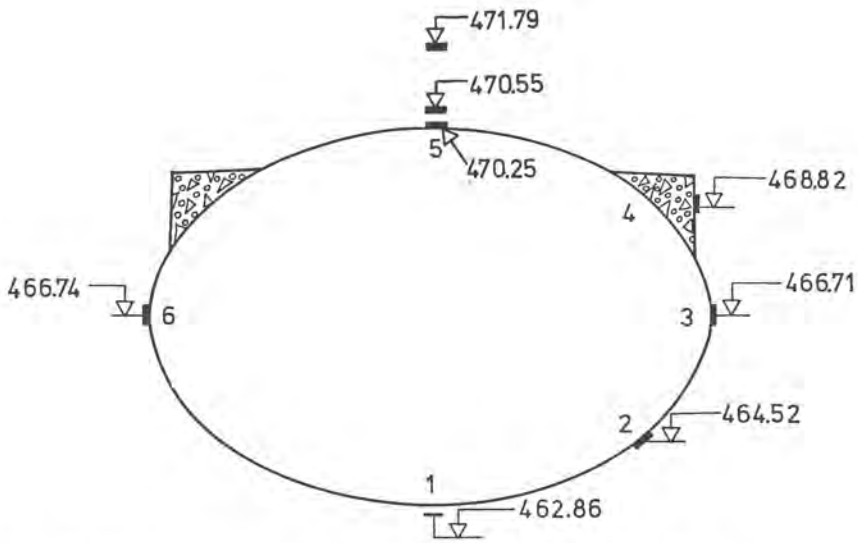


Fig.17 PLASSERING AV JORDTRYKKSCELLER 1-8

Celle nr.1 ble lagt løst i sanden under bunnplatene. Celle nr. 2, 3, 5 og 6 ble montert fast på stålrøret ved hjelp av braketter med samme krumning og fasong som røret. Celle nr. 4 ble montert fast på trykk-bjelken av betong. Disse 6 cellene ble brukt til å måle jordtrykket rundt stålrøret.

Celle nr. 7 og 8 ble plassert henholdsvis 0.30 m og 1.5 m over toppen av røret for å måle evt. arching-effekt.

Ved de fleste jordtrykkscellene er det også lagt inn termisotorer for å gi data om frostforholdene og evt. innvirkning av temperaturen på jordtrykket.

Observerte jordtrykk

Jordtrykk rundt røret

På figurene 18-21 er vist det målte jordtrykkets utvikling med tiden for cellene 1, 3, 4 og 6.

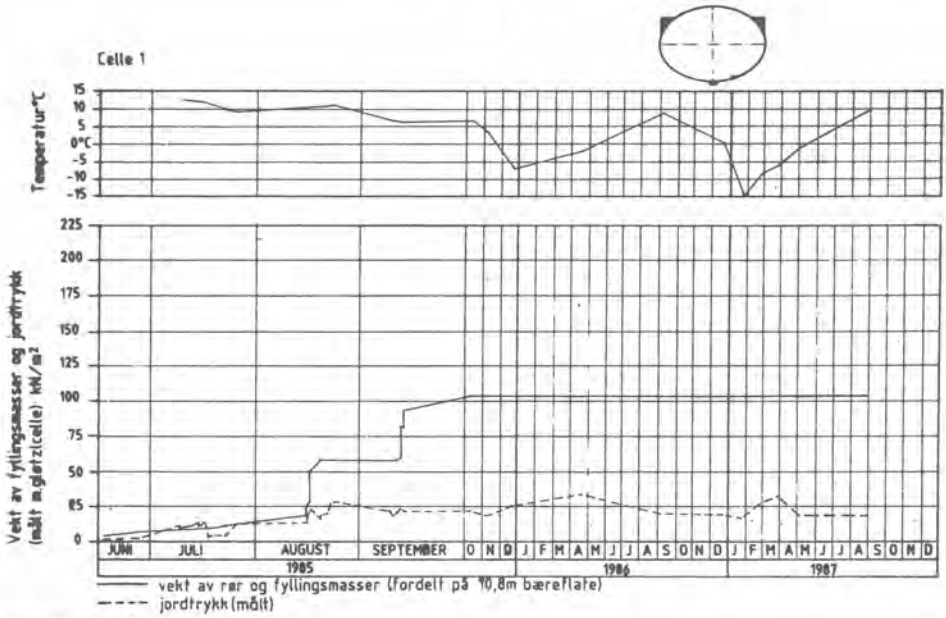


Fig.18 JORDTRYKK CELLE 1

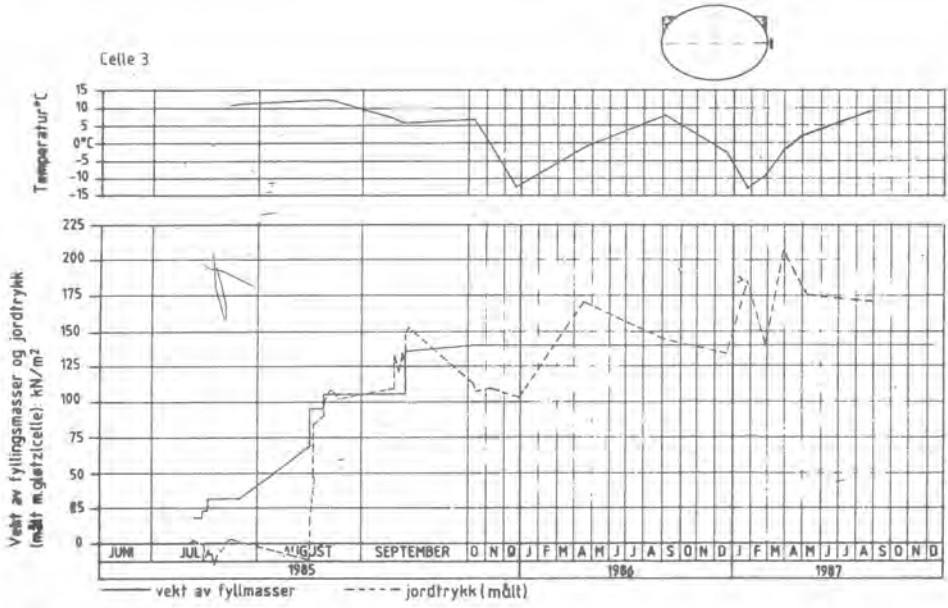


Fig.19 JORDTRYKK CELLE 3

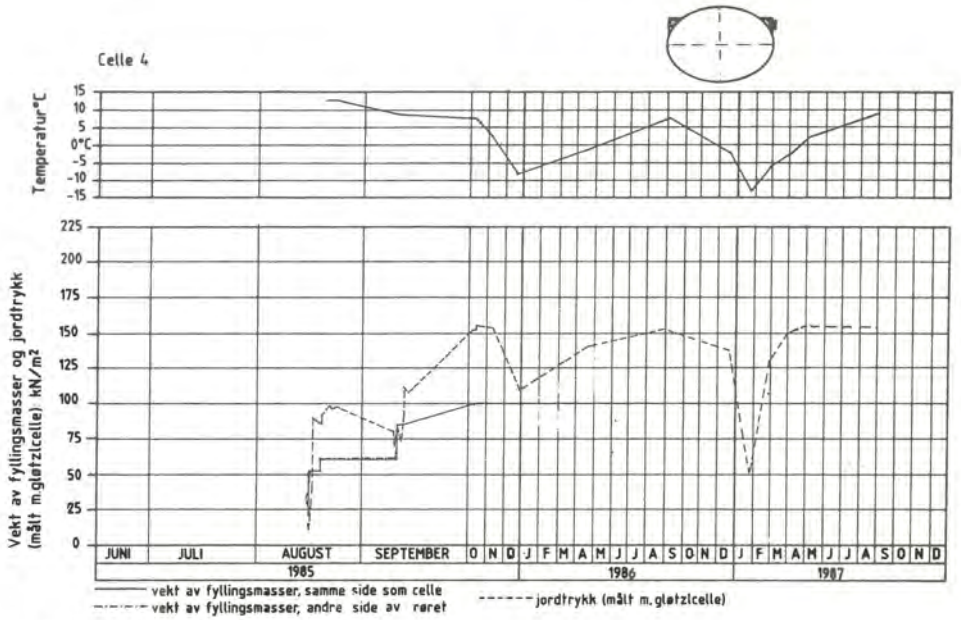


Fig.20 JORDTRYKK CELLE 4

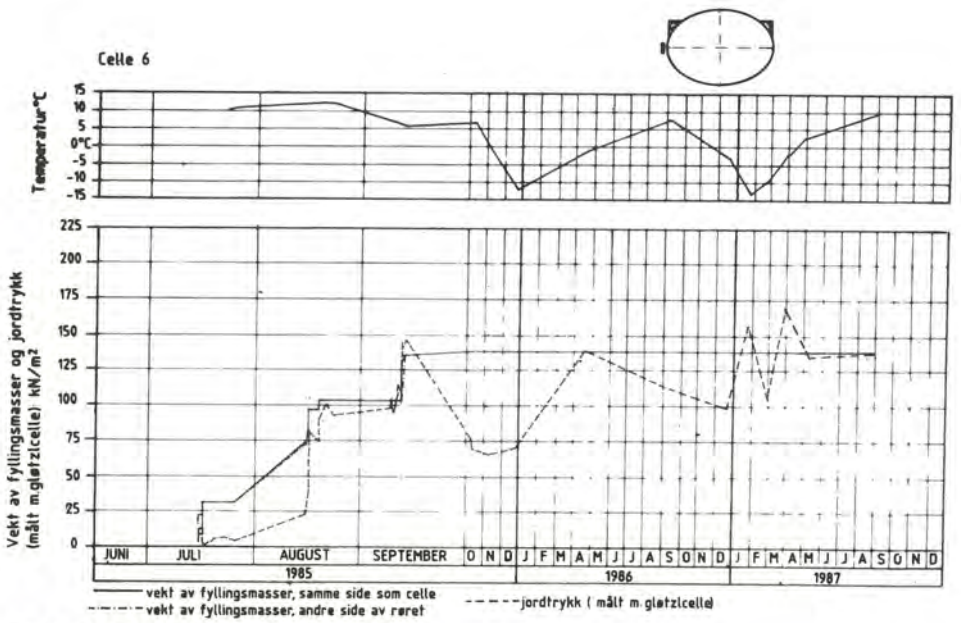


Fig.21 JORDTRYKK CELLE 6

Temperaturvariasjonene er vist øverst på figurene.

For jordtrykkscelle nr. 1 (fig. 18) er det registrert jordtrykk etter ferdig oppfylling på 20-30 kN/m^2.

Jordtrykket i celle 1 er størst i mars, april.

For jordtrykkscelle nr. 3 (fig. 19) er det registrert relativt store jordtrykk. Denne cella sitter på spissen av ellipsen, og her er det lett å oppnå god komprimering. Jordtrykkscelle nr. 6 (fig. 21) har tilsvarende plassering på andre siden av røret.

Ved ferdig oppfylling i september 1985, har celle nr. 3 og 6 et jordtrykk på ca. 150 kN/m^2.

Det vertikale overlagringstrykket ved ferdig oppfylling er 140 kN/m^2, slik at den horisontale jordtrykkskoeffisienten på sidene av røret er 1.07.

Fram mot desember 1985 avtar jordtrykket betraktelig, ned mot 105 kN/m^2 for celle nr.3 og ned mot 70 kN/m^2 for celle nr.6. Mot april 1986 øker jordtrykket betraktelig i celle nr.3 helt opp mot 170 kN/m^2, som tilsvarer en horisontal jordtrykkskoeffisient lik 1.21.

I celle nr.6 øker jordtrykket opp mot 140 kN/m^2 i april 1986.

Celle nr.4 (fig. 20) er plassert på trykkbjelken av betong, og registrerer horisontalt jordtrykk mot denne. Jordtrykkscella ble lagt i forskalingen før støping, slik at jordtrykkscella er støpt inn i trykkbjelken.

Ved ferdig oppfylling ble det registrert et horisontalt jordtrykk på 155 kN/m^2. Det vertikale overlagringstrykket var 100 kN/m^2, slik at den horisontale jordtrykkskoeffisienten var 1.55 ved ferdig oppfylling. Fram mot desember 1985 avtok jordtrykket til 110 kN/m^2, for så å stige igjen til 140 kN/m^2 i april 1986.

Det har vært mye diskusjon om berettigelsen av trykkbjelkene. Disse målingene viser at trykkbjelkene gir en meget god sidestøtte for røret, i et parti hvor det ville vært meget vanskelig å oppnå god komprimering uten trykkbjelkene.

Jordtrykket rundt røret for cellene 1-6 er vist i fig. 22. Det er tegnet inn jordtrykk fra september 1985, april 1986 og september 1986.

Jordtrykksdiagrammet viser at det er relativt små jordtrykk mot nedre del av røret, mens det er relativt store jordtrykk mot sidene av røret.

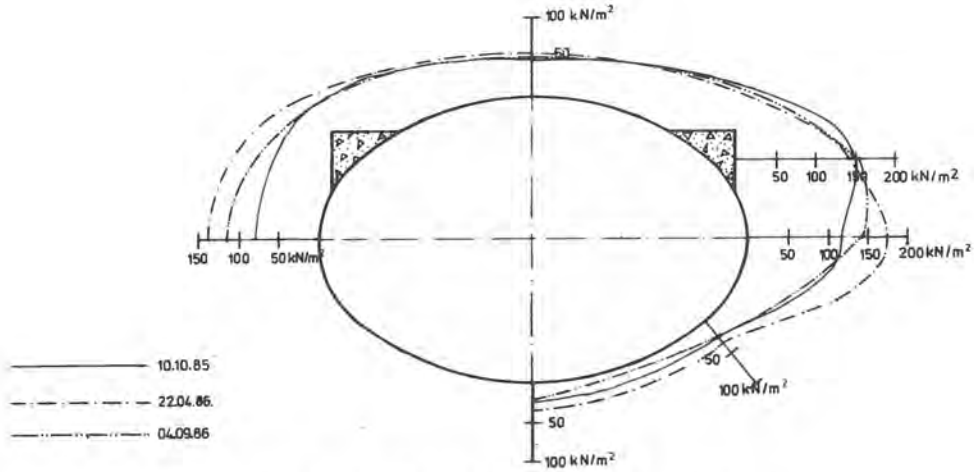


Fig.22 Målt jordtrykk rundt konstruksjonen

Jordtrykk over røret.

På fig. 23 er det vist det målte vertikale jordtrykket på celle 7. Ved ferdig oppfylling er jordtrykket 25 kN/m^2. Overlagringstrykket er 86 kN/m^2, slik at det målte jordtrykket er 30% av overlagringstrykket. Dette tilsvarer en arching-faktor A = 0.30. På samme figuren kan det observeres at arching-effekten ikke har avtatt 2 år etter oppfylling.

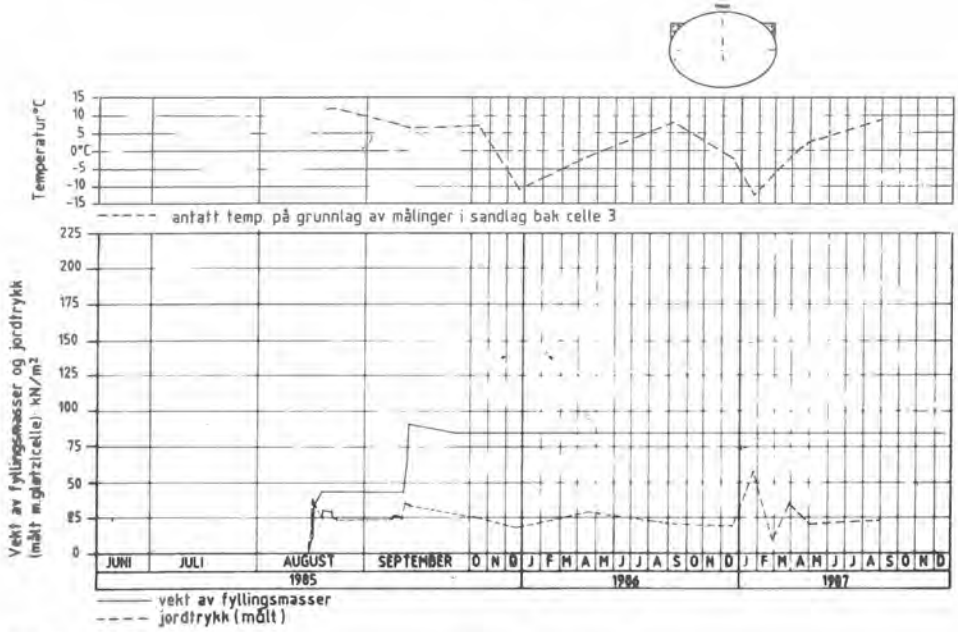


Fig.23 JORDTRYKK CELLE 7

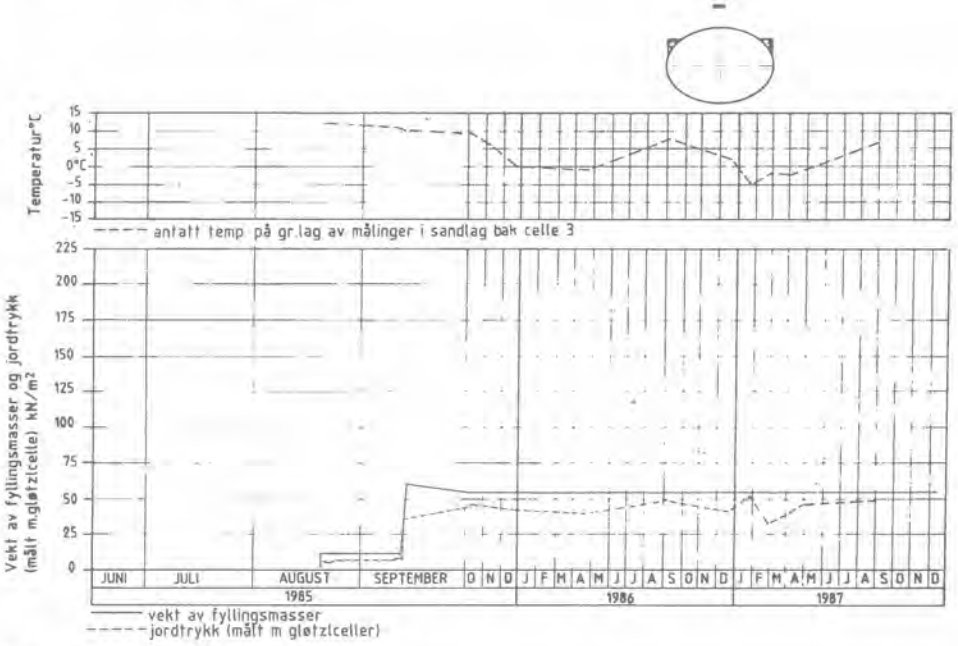


Fig 24 JORDTRYKK CELLE 8

På fig. 24 er det vist det målte vertikale jordtrykket på celle 8, som er 45 kN/m^2 ved ferdig oppfylling. Overlagringstrykket er her 54 kN/m^2.

I fig. 25 er det målte jordtrykket i celle nr.7 og 8 sammenlignet med overlagringstrykket.

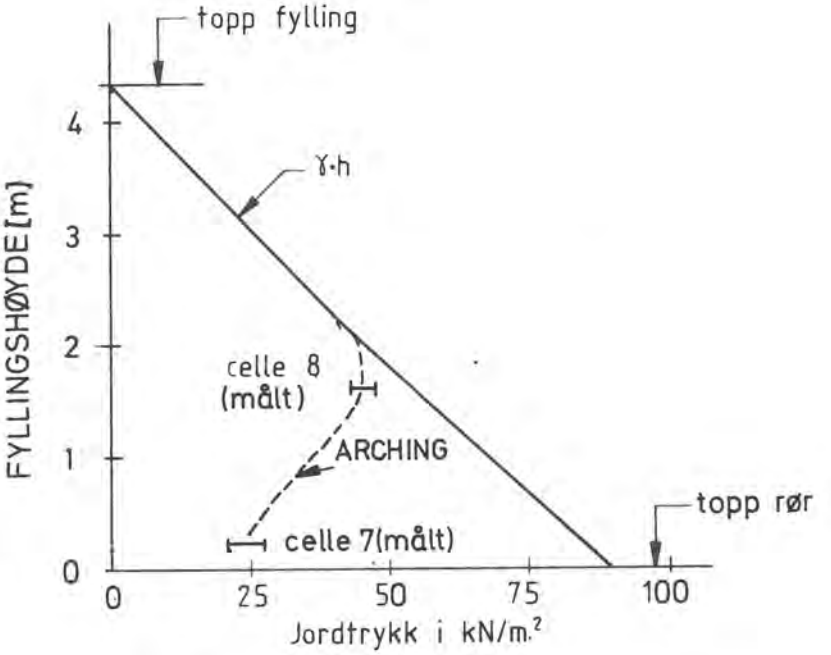


Fig. 25 JORDTRYKK OVER RØR

Det er åpenbart at det har skjedd en spenningsomlagring hvor en del av tyngden av massene over røret blir overført til massene ved siden av røret. Det relativt store målte jordtrykket på sidene av røret, gir en god indikasjon på dette.

SPENNINGER I STÅLET

Måleopplegg

Tøyningene i stålet ble målt ved hjelp av strekklapper.

Strekklappene ble plassert på 10 forskjellige steder på innsiden av røret. På hvert sted ble det montert 2 strekklapper, 1 strekklapp i bunn av korrugeringen og en strekklapp på topp av korrugeringen .

Strekklappene ble levert og montert av instrumentseksjonen ved Senter for Industriforskning (SI).

Før påliming av strekklappene ble det beskyttende sinkbelegget på stålet slipt vekk. Strekklappene ble temperaturkompensert og koblet sammen til en halvbro.

Observerte spenninger

På fig. 26 er vist trykkraften N (kN/m) etter ferdig oppfylling. Maksimal trykkraft ved ferdig oppfylling er 498 kN/m, som tilsvarer en trykkspenning i stålet på 60 N/mm^2 .

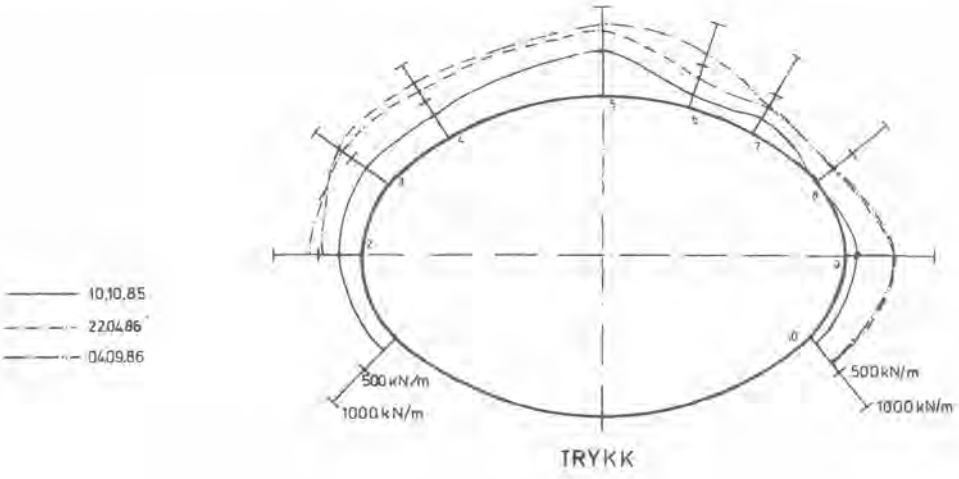


Fig.26 MÅLT TRYKKRAFT I STÅLET

Målingene viser at trykkraften øker over tid , og i april 1986 har trykkraften økt til 750 kN/m.

På fig. 27 er vist momentet M (kNm/m) etter ferdig oppfylling. Maks. moment er på 5 kNm/m og opptrer på toppen av røret.

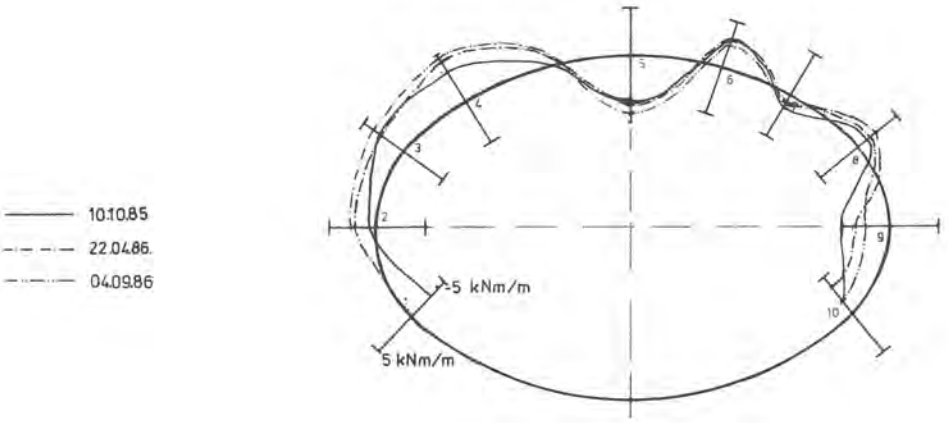


Fig. 27 MÅLT MOMENT I STÅLET

Under tilbakefylling ble det målt et moment på 8 kNm/m, med et nivå på tilbakefyllingen ved topp av rør. Dette tilsvarer 77 N/mm^2.

Momentet forandrer seg noe over tid, men ikke i så stor grad som trykkraften.

Stålkvalitet er St 37-3U med en flytespenning på 235 N/mm^2.

En mer detaljert diskusjon av resultatene av instrumenteringen finnes i (12).

5. DIMENSJONERING

Nåværende metoder for dimensjonering er for det meste basert på erfaring. Dette skyldes at samvirkeeffektene mellom jord og fleksibelt rør er veldig kompliserte å behandle beregningsmessig.

Vanskelighetene skyldes bl.a.:
- trinnvis oppbygging av omfylling
- kortvarige komprimeringslaster
- friksjon mellom stål og jord
- ikke-lineære materialegenskaper i jord
- variasjon i form på konstruksjonene
- spesialeffekter som trykkbjelker etc.

I de senere år har elementmetoden (FEM) vist seg å være et meget nyttig verktøy for design og analyse av kulverter. Det finnes en rekke FEM-programmer for analyse av kulverter. Blant de mest kjente er CANDE og SSTIPN.

På grunnlag av omfattende parameterstudier med CANDE (Culvert ANalyses and DEsign) har Leonards (10) utviklet en enkel metode for bestemmelse av trykkrefter i stålhvelvet.

Tilsvarende har Duncan på grunnlag av SSTIPN utviklet en metode med dimensjonsløse koeffisienter basert på over 500 FEM-analyser (11).

I følgende tabell er det foretatt en sammenstilling av beregnet trykkraft i stålhvelvet på Dovre i henhold til disse to metodene, og 4 andre metoder:

Metode	Referanse	Beregnet trykkraft (kN/m)
Leonards	(10)	534
Duncan	(11)	865
OHBDC	(4)	353
AISI og AASHTO	(3) og (5)	588
Knutson	(13)	660
Ring-Compression	(14)	497

Målt trykkraft ved ferdig oppfylling i september 1985 var 498 kN/m.

I april 1986 hadde trykkraften økt til 750 kN/m.

Beregningene viser at både Ring-Compression teorien, AISI, AASHTO og Leonards metode gir et rimelig anslag for maksimal trykkraft ved ferdig oppfylling.

Knutsons metode gir en verdi i mellom målt trykkraft ved ferdig oppfylling, og målt i april 1986.

Den store økningen av trykkraften med tiden, gjør at Duncans metode gir det beste anslaget.

OHBDC-metoden gir altfor lav verdi.

Den eneste metoden som gir beregnet moment er Duncans metode, med maksimalt beregnet moment M = 19 kNm/m.

Dette maksimale momentet opptrer ifølge Duncan under tilbakefylling, med tilbakefyllingsmassene i nivå med topp av rør. Dette stemmer bra med de observerte deformasjoner under tilbakefylling.

Maksimalt målt moment var M = 8 kNm/m, som viser at Duncans metode er konservativ for bestemmelse av maksimalt moment.

Dette maksimale momentet opptrådte nettopp når tilbakefyllingsmassene var i nivå med topp rør, som stemmer med Duncans teori.

På grunnlag av dette er det foreslått å bruke Duncans metode for dimensjonering av store stålrør under normale forhold.

Ved mer kompliserte forhold (høye overfyllinger, skrånende overfyllinger etc.) anbefales det å bruke FEM-programmet CANDE.

Ifølge Leonards (10) er dette det beste programmet på markedet for design og analyse av kulvert- og rørkonstruksjoner i grunnen.

Dette programmet er nå anskaffet ved Veglaboratoriet.

I programmet er det innlagt ikke-lineære jordmodeller. Det utføres automatisk elementgenerering for mange forskjellige tverrsnitt og grensebetingelser.

Programmet kan også brukes til dimensjonering og analyse av betongkulverter, plastrør og aluminiumsrør.

LITTERATURHENVISNINGER

(1) Terzaghi, K., 1943,"Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Inc.

(2) Terzaghi, K., 1936, "Stress Distribution in Dry and Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door". Proc. 1st Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass., Vol.I, pp. 307-311.

(3) American Iron and Steel Institute (AISI), 1984, "Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products".

(4) Ontario Ministry of Transportation and Communications, 1983, "Ontario Highway Bridge Design Code" (OHBDC)

(5) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1983, "Standard Specifications for Highway Bridges".

(6) Østlid, H., 1986, "Flexible culverts in snow avalanche protection for roads", Meddelelse nr.60 fra Veglaboratoriet.

(7) Vaslestad, J.,1986, "Super-spenn konstruksjoner. Teoretisk grunnlag og praktisk utførelse", Intern rapport nr.1259, Veglaboratoriet.

(8) Johansen, T.H., 1987, "Super-spenn Dovre. Diverse instrumentering på og ved korrugert stålrør." Intern rapport nr.1318, Veglaboratoriet.

(9) Hanna, T.H., 1985, "Field instrumentation in Geotechnical engineering", Trans Tech Publications.

(10) Leonards, G.A., and Wu,T.H., 1985, "Predicting Performance of Buried Metal Conduits", Transportation Research Record 1008, Transportation Research Board.

(11) Duncan, J.M. and Drawsky, R.H., 1983, "Design Procedures for Flexible Metal Culvert Structures", Report NO. UCB/GT/83-02, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

(12) Vaslestad, J., 1987, "Super-spenn rør Dovre. Observasjoner av jordtrykk, stålspenninger, deformasjoner og temperatur". Intern rapport nr.1334, Veglaboratoriet.

(13) Knutson, Å., 1984, "Superspankulvert ved Tolpinrud E68, Ringerike", Intern rapport nr.1155, Veglaboratoriet.

(14) White H.L. and Layer, J.P., 1960, "The Corrugated Metal Conduit as a Compression Ring". Proceedings of the Highway Research Board, Vol.39, pp. 389 - 397.

NyOSLO - EN OVERSIKT OVER UTBYGGINGEN AV VATERLAND OG GRØNLAND

NewOSLO - A BRIEF VIEW TO THE BUILDING ACTIVITY AT VATERLAND/GRØNLAND

Prosjektleder Dag Nafstad
Vaterlandkontoret, Oslo kommune

SAMMENDRAG

Ferdig utbygd vil området bestå av:

* et kontor- og forretningskompleks på Triangeltomta (Oslo City)
* en byhall (Byhallen) for idrett, konserter, messer og kongresser med plass til nærmere 10 000 tilskuere
* et førsteklasses hotell (Oslo Plaza Hotel) som vil rage 100 meter til værs med 712 rom og kongressdel til 1 000 personer
* et næringsbygg (Oslo M) med en 390 meter lang innendørs handlegate og med Oslos nye bussterminal
* et nytt boligområde med over 400 boliger
* et Nytt Grønland Torg med torghandel og kafe
* et nytt og luftig uteområde hvor det satses på høy standard, med bl.a. et vannspeil vest for Akerselva
* nye gangforbindelser fri for biltrafikk

Ut fra det gamle Vaterland vil NyOSLO reise seg med utbygd ca. 240.000 m2. Det vil totalt bli investert ca. 3,2 milliarder kroner (prisnivå 1986) i området hvorav private står for ca. 80 %. De første større bygg vil stå ferdig i 1988 og de siste i 1991 - 92.

SUMMARY

After completion of construction work the area will comprise:

* an office and business centre on the Triangel site (Oslo City)

* a multi-purpose hall (Byhallen) for sports, concerts, exhibitons, and conventions for more than 9 000 spectators

* a first class hotel (Oslo Plaza Hotel) which will rise 100 metres above the ground level, including 712 rooms and a congress section for 1 000 participants

* a business centre with an indoor shoppingstreet (390 metres long), and Oslos new busterminal

* a new housing area with more than 400 apartments

* a completely New Market place at Grønland with a cafe

* a new and airy high quality outdoor area, with a "water mirror" west of the Akersriver

* new pedestrian streets

From the old Vaterland NewOSLO will be developed with 240.000 m2. A total of approximately 3.2 milliard NOK. will be invested, of which approximately 80 per cent is covered by private investors. The buildings will be finished in the period from 1988 to 1991-92.

WATTERLAND

Vaterland er en av Oslos eldste "bydeler" som vokste opp ved Akerselva utenfor gamle Oslo, og utenfor Christiania når byen flyttet og skiftet navn i 1624. Navnet var "Watterland" - vannlandet, og er av nederlandsk eller platt-tysk opprinnelse. Vaterland har alltid hatt et lav-status preg, men har stadig vært under ekspansjon. I en periode bodde det flere mennesker på Vaterland enn i Christiania. Handelen og håndverksindustri vokste og hovedveien til byen gikk gjennom Vaterland.

SANERING

Sanering er et gammelt begrep når det gjelder Vaterland. Første "saneringsvedtak" kom i 1635, men ble ikke gjennomført. Sanering ble det imidlertid i 1685 da stattholder Niels Trolle svidde av hele bydelen. Bydelen ble imidlertid raskt bygd opp igjen, like dårlig som før. Bydelen fortsatte å eksistere opp gjennom tidene til tross for rivinger, branner, utskjelling og kritikk - noe som kan beskrives fra et utdrag fra en artikkel fra 1930-åra: "Nesten alle hus og rønner bestod av simplere losjihus, drikkebuler, flere øl-restauranter og en hel del laddevins-sjapper, alt i rekkefølge etter hverandre i gater og smug".

Nye planer for Vaterland vokste fram fra 1950-åra, og den siste rivingen av området startet. Saneringen var gjennomført i 1970, og bydelen har siden ligget brakk. Planer ble forkastet. Den nye given startet ved at Oslo kommune i 1982 inviterte til arkitektkonkurranse om Grønland-Vaterland.

NY UTBYGGING

Konkurransen ble vunnet av arkitektene MNAL Lars Haukeland, Pål Henry Engh og Ola Aasness med Multiconsult A/S v/Vigleif Næss som rådgiver.

Fra juryens konklusjon nevnes: "En realisering av de tanker og ideer som her er reist vil etter juryens oppfatning være helt i tråd med hva som er formålet med konkurransen".

I 1983 opprettet kommunen en styringsgruppe og et eget prosjektkontor for å gjennomføre planene for Vaterland/Grønland i h.h.t. den avholdte arkitektkonkurransen.

Utbyggingsplanene for Vaterland/Grønland ble bearbeidet videre (programprosjekt) og ble vedtatt i bystyret i mars 1984. I vedtaket heter det bl.a. at: "Bystyret ber om at gjennomføringen av prosjektet gis høy prioritet og at kommunens resurser disponeres i henhold til dette."

Området er regulert i tråd med programprosjektet, og utbyggingen er nå kommet godt igang.

KOMMUNAL SATSING

Før utbyggingen startet eide kommunen hele området.

De enkelte tomtene selges, og alle kommunens salgsinntekter sprøytes tilbake til området i form av opparbeidelse av et flott uteområde, bygging av kommunaltekniske anlegg, bygging av Vaterlandspassasjen (en gangpassasje under Henrik Ibsen-ringen med ny østre adkomst til Jernbanetorget T-banestasjon og til Oslo S) og til delvis finansiering av Byhallen.

NyOSLO

Planen forutsetter bygging av:
- **hotell** på Vaterland
- byhall på Vaterland
- **næringsbygg m/bussterminal** langs Schweigaardsgate
- **boligområde** på Grønlands torg
- **kontor- og forretningsbygg** på Triangeltomta
- **gangpassasje** u/Henrik Ibsen-ringen m/østre adkomst til Jernbanetorget T-banestasjon
- **samt diverse kommunaltekniske anlegg, utearealer, kafe** m.v.

Oslo Plaza Hotel

Det er inngått avtale med Realia A/S om salg av hotelltomta og oppføring av hotell.

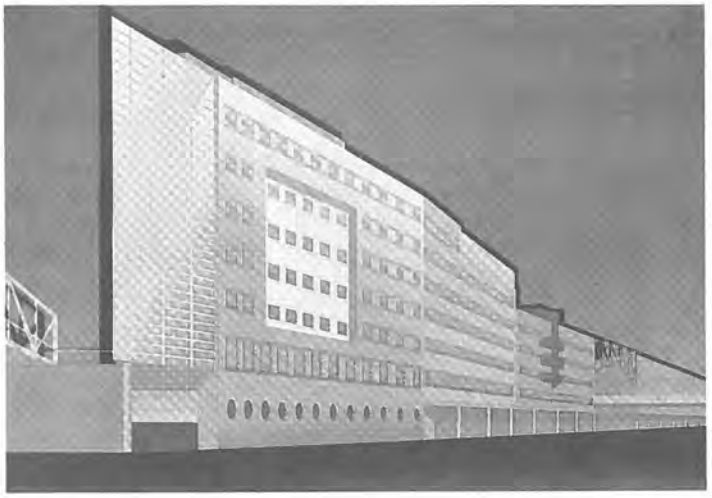
Byggestart august 1987.
Ferdigstillelse april 1990.

Hotellet blir Nordens høyeste bygg med sine 34 etasjer. Hotellet får 712 rom av førsteklasses standard, og vil sammen med Byhallen utgjøre Oslos nye kongressenter. Hotellet blir det naturlige oppholdsstedet for deltakere i internasjonale kongresser og messer, eller når verdens oppmerksomhet retter seg mot arrangementer i Byhallen. I toppetasjen får publikum byens beste utsikt.

Oslo M - næringsbygget m/bussterminalen

Det er inngått avtale med Oslo Næringsselskap A/S om salg av næringstomta og oppføring av næringsbygg m/bussterminal.

Byggestart august 1986.
Ferdigstillelse etter 2 1/2 - 3 år.



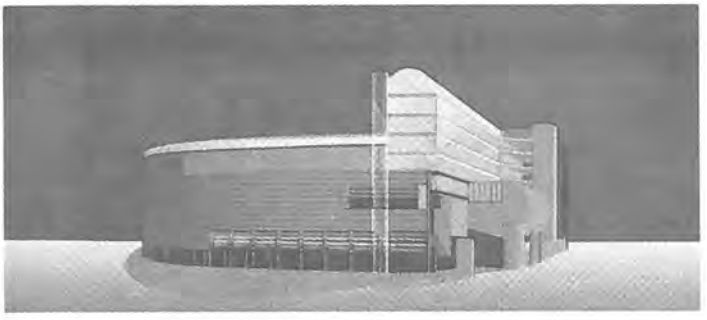
Den nye innendørs handlegaten og bussterminalen blir møtestedet for kommunikasjon, mennesker og næringsliv. Oslo M skal romme Oslos nye bussterminal for fjernbusser og flybusser og parkeringsanlegg, kontorer og forretninger. Byggets 390 meter lange gågate vil bli Europa's lengste i sitt slag.

Byhallen

Oslo Byhall A/S er stiftet av kommunen. Byggekomiteen er i funksjon, og det er utarbeidet et prosjekt med tid- og kostnadsanalyse. Bystyret har vedtatt byggingen.

Byggemelding er innsendt og anbudsmaterialet sendes nå ut.

Byggestart mars 1988.
Ferdigstillelse desember 1990.



Byhallen blir landets nye hovedarena for innendørs aktiviteter. Med over 9 000 sitteplasser vil hallen bli et senter for innendørs sport og kulturarrangementer. Fra 1991 kan også Oslo søke som arrangør på verdens største sportsbegivenheter, og Byhallen blir en aktuell kandidat når de store stjernene innen pop og rock skal planlegge sine turneer.

Endelig kan også Oslo arrangere store og små internasjonale kongresser med opptil 5 000 deltakere. Byhallen rommer dessuten et stort kulturbygg som vil gjøre stedet til et aktivitetssenter også utenom arrangementene.

Oslo City på Triangeltomta

Tomta er solgt til Selmer Sande Eiendom A/S som har utarbeidet forslag til reguleringsplan som er vedtatt i bystyret. Noe av bakgrunnen for salget er at Selmer Sande skal samle sine selskap i et nytt hovedkvarter i Oslo.

Byggestart desember 1986.
Ferdigstillelse fra sommeren 1988.

Oslo City blir Norges største forretningsbygg. Fordelt på hele 80.000 m2 vil man finne alle byens funksjoner representert; forretninger, kontorer, bank, restauranter, dagligvare, parkering, vinmonopol, osv. Oslo City blir et virkelig multisenter hvor en kunde kan få utført alle storbyens tjenester under ett og samme tak.

Vaterlandspassasjen - gangpassasjen

Denne underjordiske forbindelsen skal knytte sammen Vaterlandområdet med Oslo City (Selmer Sande Eiendom A/S), NSB og Jernbanetorget T-banestasjon, og utføres i høy standard med 255 m2 forretningsareal. Byggherre er Oslo Veivesen v/Vaterlandkontoret.

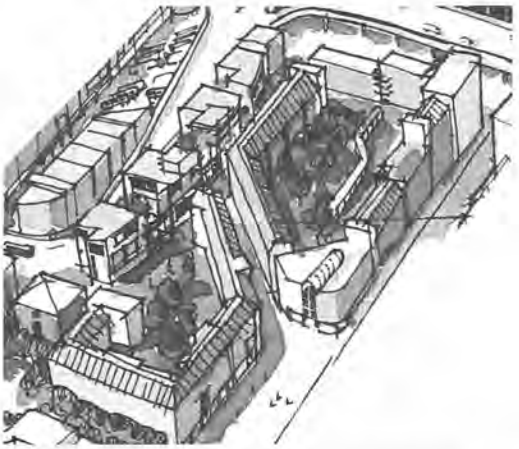
Byggestart desember 1986.
Ferdigstillelse september 1988.

Passasjen skal løse konfliktene mellom fotgjengere og bilister i den nye bydelen. Gangpassasjen vil lede mellom NSBs sentralstasjon og den nye bydelens kommunikasjoner, forretninger og aktiviteter. Passasjen har oppganger ved Byhallen og Oslo City, og gir ny atkomst til T-banen. Langs passasjen vil det bli anlagt forretninger for å tilføre passasjen miljøkvaliteter og skape trygghet.

Boligområdet på Grønlands torg

Tomta skal selges, og det har meldt seg fire interessenter. Det forventes at bystyret i januar 1988 vedtar hvem som får kjøpe tomta i h.h.t. egen utbyggingsavtale.

Tidspunkt for byggestart er antatt våren 1989.



Grønlands torg skal forvandles til et moderne boligsenter. På gateplanet skal det være næringsarealer, mens det blir parkeringsplasser i underetasjen. Tilsammen blir det bygget mer enn 400 boliger, hvorav 100 eldreboliger, og dessuten en barnehage. Minst 60 % av boligene skal husbankfinansieres.

Kommunaltekniske anlegg

Utbyggingen omfatter ledningsomlegginger, vannspeil, uteareraler og Nye Grønland Torg inkl. istandsetting av Akerselvas bredder. Anlegget prosjekteres, og Park- og idrettsvesenet er igang med opparbeidelsen av Nye Grønland Torg.

Brugata 22 - 24 (mosketomta)

Det ble inngått kjøpekontrakt med stiftelsen Islam Senter. Denne er ikke oppfyllt og er hevet. Alternativ bruk av tomta vurderes, bl.a. å innpasse nytt tinghus. Vaterlandkontoret vil i 1987 fremlegge forslag til ny reguleringsplan.

Tomta vil bli brukt midlertidig til parkering og riggplass fram til ny byggestart (1989/90).

VATERLAND I SENTRUM

Vaterland har lange tradisjoner når det gjelder handel og transport, men ble aldri en del av hovedstadens sentrum.

Med den nye utbyggingen vil Vaterland endelig være i sentrum, og området blir Norges kommunikasjonsknutepunkt. Herfra vil du kunne komme rett til all Oslos kollektivtransport, til alle bussene som går ut av Oslo, til alle togene fra Oslo S og med flybussen til flyplassen.

Vaterlandutbyggingen innebærer at Oslos sentrum utvides og flyttes østover.

UTBYGGINGEN AV VATERLAND/GRØNLAND I M2 OG KRONER

Gulvareal i m2 (ekskl. parkering)

Oslo City	ca.	57.000
Byhallen	"	28.000
Oslo Plaza Hotel	"	45.000
Oslo M	"	50.000
Brugata 22 - 24	"	15.000
Grønlands torg (boliger, forretninger, kafe m.m.)	"	45.000
Sum	ca.	240.000

Kostnader i mill.kr. - prisnivå 1986

Oslo City	ca.	650
Byhallen	"	530
Oslo Plaza Hotel	"	720
Oslo M	"	600
Brugata 22 - 24	"	200
Grønlands torg (boliger, forretninger)	"	380
Vaterlandspassasjen	"	70
Kommunaltekniske anlegg/kafe/Nye Grønland Torg	"	50
Sum	ca.	3.200

BEBYGGELSEN PÅ VATERLAND/GRØNLAND

	Hotell	OsloCity	Byhall	Oslo M	Kafe	Bolig
Antall U-grads-etg. a 3 m	4-36	10-13	5-10	3-8	3	3-10
Antall etg.	4-34	10-13	5-9	2-7	3	3-10
Netto tomt (m2)	2.947	8.417	7.992	22.889	200	19.246

	Hotell	OsloCity	Byhall	Oslo M	Kafe	Bolig
Brutto U-grads-tomt (m2)	5.515	12.090	12.333	28.913	333	24.700
U-grads-m2	42.107	57.063	58.693	74.179	525	39.500
U (utnyttelsesgrad)	7,6	4,72	4,76	2,57	1,58	1,60
Antall parkerings-plasser under terreng	128	512	0	576	0	270
Byggestart	August 1987	Desember 1986	Mars 1988	August 1986	Jan. 1988	April 1989
Ferdigstillelse	April 1990	Fra des. 1988	Des. 1990	Fra des 1988	Aug. 1988	Des. 1991

OSLO M - Geoteknikk og Fundamentering

OSLO M - Soil Investigations and Foundation Engineering

v/Siv.ing. Walter Hoffmann, A/S GEOTEAM

SAMMENDRAG

Området for OSLO M ligger i rivningsområder på begge sider av Akerselvas nedre løp. Området har en utstrekning på 400x35 m. Vest for Akerselva varierer dybdene til fjell fra 20 til 35 m. Bygningsmassen i dette området ble satt på peler til fjell. Det ble valgt stålkjernepeler.
Øst for Akerselva er det valgt kompensert fundamentering. Dette fordret etter hvert så store gravedybder at skjærstyrken i leira måtte bestemmes nøyaktig. Det ble utført aktive og passive triaksforsøk og direkte skjærforsøk.
Løsmassene over fjell består regnet ovenfra av fyllmasser ned til kote 0. Dernest følger bløt normalkonsolidert leire hvor fastheten øker med dybden. Terrenget setter seg ca. 5 mm pr. år.
Grunnvannstanden følger variasjonene i fjorden og Akerselva. Store deler av året ligger grunnvannstanden oppe i fyllmassene, som er ganske permeable.
Byggegropsikringen kunne mange steder utføres med fri skråning, men der det av forskjellige grunner ikke var plass nok på utsiden av byggegropa til å gjennomføre dette, ble det valgt en løsning med spuntvegger med avstiving inn i byggegropa.

SUMMARY

The project OSLO M is located in an area of town redevelopment on both sides of the lower course of the river Akerselva. OSLO M covers an area of 400x35 m. To the west of the river the depths to bedrock are in the range of 20 to 35 m. The part of the project located here is founded to bedrock by means of steel piles drilled down to and into bedrock with the ODEX method. The bearing steel core is mounted within the casing which is left in place, and the gap between the casing and the core is filled with mortar.
East of the river the depths to bedrock vary between 35 and 80 m. The foundation method chosen for the project structures in this area is compensated foundation on a

continuous concrete slab. The weight of the structures equals the weight of the excavated soil.
This method necessitated so deep excavation in places that the shear strength of the clay had to be determined with great accuracy. This was done by active and passive tri-axial tests and direct shear tests.
The soil above bedrock consists from top to level zero of permeable and variable fill materials, and further down of soft normally consolidated silty clay. Ongoing settlements in the area are in the order of 5 mm a year.
The ground water table communicates with the river and the near by sea. Most of the year the water level is up in the permeable fill materials.
The stability of the excavation, which has a depth of about 4.5 m, is normally ensured by giving the excavated slopes an inclination of 1:1.5. In areas with physical hindrances such as pipes or cables, a steel sheet piled wall was used, supported by steel struts into the excavated area.

INNLEDNING OM PROSJEKTET

Oslo M er i ferd med å reise seg i området Grønland og Vaterland i Oslo.
Oslo M dekker området langs Biskop Gunnerus' gate og Schweigaardsgate mellom Lybeckergata og Tøyenbekken. Akerselva deler området i to deler med ca. 1/3 vest for elva og resten øst for denne. Prosjektområdet er 400 m langt og bygningskroppen hadde opprinnelig en bredde på 32 m. Under marsjen er det kommet til et parkeringsanlegg under jord, og et eget bygg for Televerket. Se fig. 40.1.
Prosjektet har hatt en litt trang fødsel fra planleggingen startet i 1983. Det er et andelsbygg og den interessent av noen størrelse som har gjort det mulig å bære prosjektet frem er Oslos nye bussterminal.
Byggherre for prosjektet er Oslo Næringsselskap A/S. Oslo M er det første av de prosjektene i Grønland-Vaterland området som ble formet i en arkitektkonkurranse for noen år tilbake som er kommet til utførelse, med byggestart i september 1986.
Grunnforholdene har vært en utslagsgivende faktor når det gjelder utformingen av prosjektet i høyden.
Rådgivere i byggeteknikk er Multiconsult A/S, og arkitekter er Arkitektkontoret LPO, som var de som vant arkitektkonkurransen. Denne arkitektkonkurransen var det tiltaket som skulle være første trinn i å få Grønland-Vaterland området, som har ligget brakk i alle år etter at bebyggelsen ble revet omkring 1960 for å få frem Tunnelbanen, produktivt igjen.

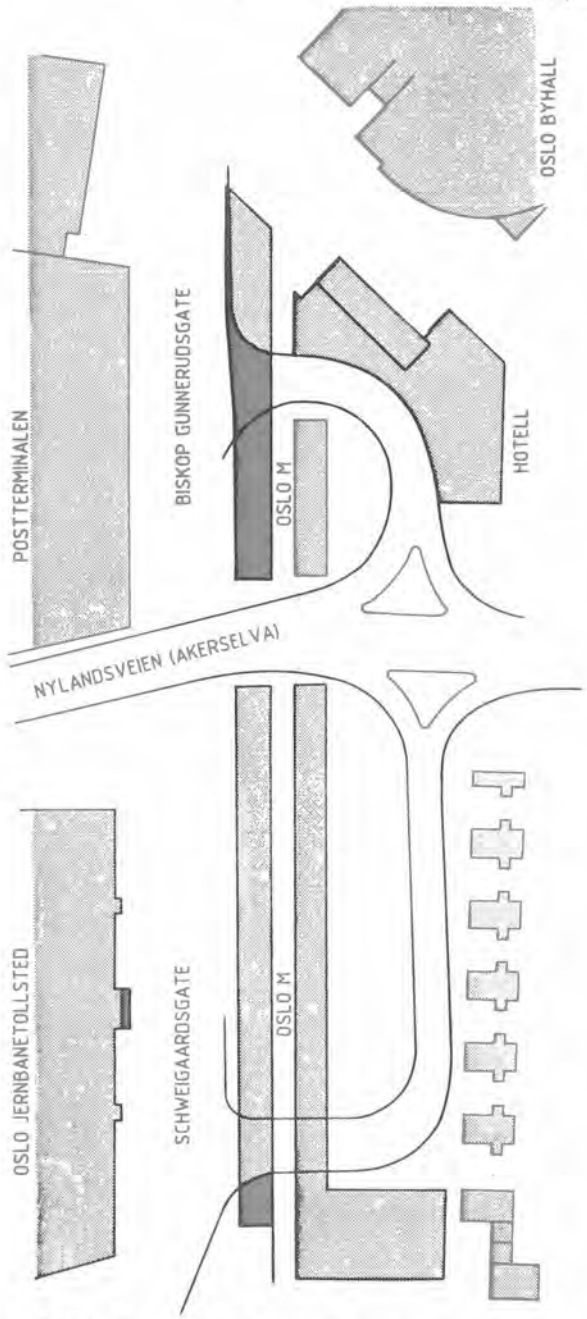


Fig. 40.1 OSLO M, situasjonsplan

GRUNNFORHOLD, INNLEDENDE OVERSIKT.

Forholdene i området var relativt godt kjent på forhånd via undergrunnskartverket i Oslo Kommune. Det forelå gode informasjoner fra Oslo Jernbanetollsted, Postgirobygget, Postterminalen, Akerselvas kulvert og bru for Nylandsveien. Tunnelbanen løper også i området.

Hovedtrekkene i grunnforholdene kan kort karakteriseres slik:

Terrenget varierer fra kote +1.5 til kote +3.0. Vest for Akerselva varierer dybdene til fjell fra 15 til 35 m. Øst for elva har vi dybder fra 35 til 80 m (se fig. 40.2).

Løsmasene karakteriseres av et lag med fyllmasser omtrent ned til kote 0. Derunder er det stort sett normalkonsolidert siltig leire, bløt i de øvre lag og med økende fasthet mot dybden. En tørrskorpe i vanlig forstand finnes ikke. Det er noe innhold av organisk materiale i de øvre lag.

Noen steder i området er det tidligere funnet resedimenterte skredmasser, med tørrskorpeflak av noen tykkelse og utstrekning 6 til 8 m dybde under terreng.

Grunnvannstanden er influert av vannstanden i elva og fjorden, og med normale årstidsvariasjoner diktert av dette.

Det foregår egensetninger i området, og størrelsen av disse er avhengig av dybdene til fjell på hvert enkelt sted. De er av størrelsesorden 5 mm pr. år.

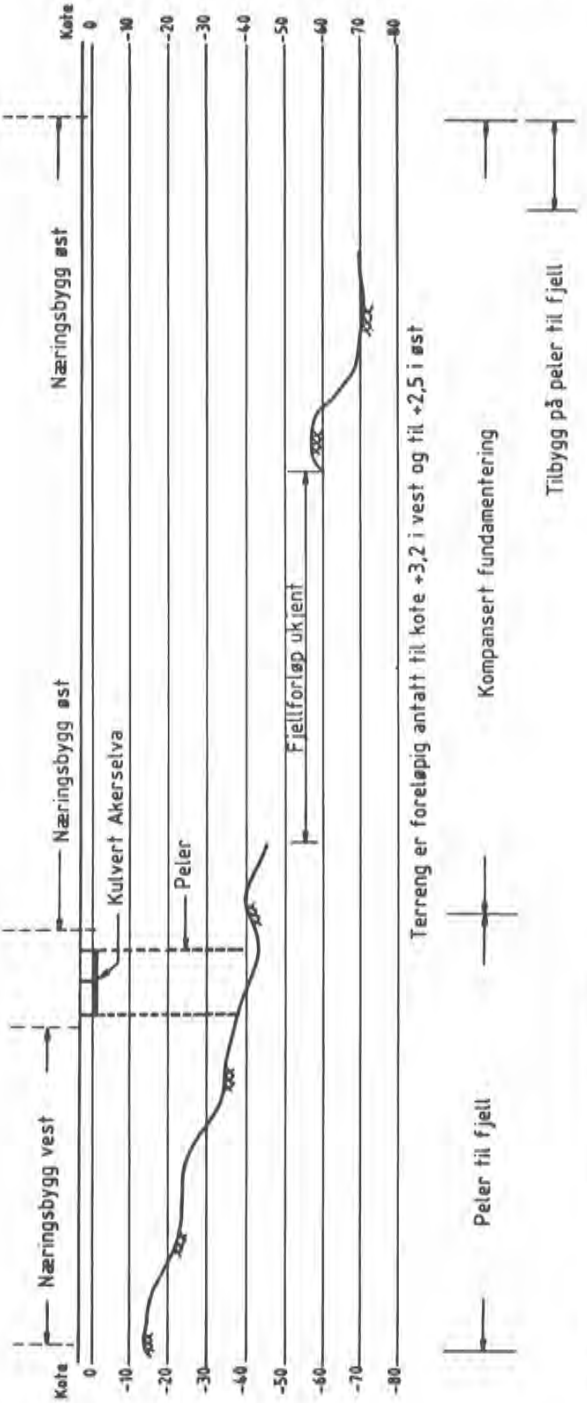


Fig. 40.2 Lengdeprofil i prosjektområdet

PROSJEKTETS HOVEDKONSEPT

Med bakgrunn i de forhold som er nevnt, bestemte man seg tidlig for å sette bygningsmassen vest for elva på fundamenter til fjell, mens man bestemte seg for kompensert eller flytende fundmentering på østsiden av elva.
Etasjeantallet øst for elva skulle bestemmes ut ifra maksimalt tillatt gravedybde, og ellers med byggemetoder som ikke skulle være spesielt økonomisk anstrengende. Man kom frem til en løsning som i prinsippet fremgår av fig. 40.3.

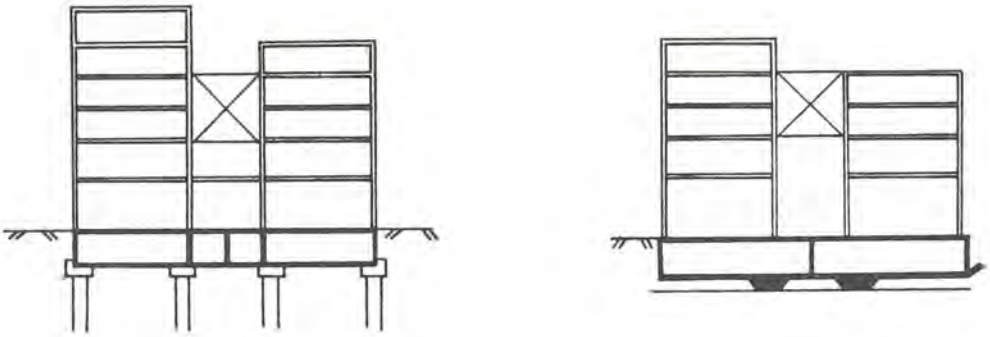


Fig. 40.3 Tverrsnitt av bygget, henholdsvis vest og øst for Akerselva.

Den gravedybde man på dette tidspunkt arbeidet med, var ca. 4 m.
Det øvre lag av fyllmasser er antatt å være ganske permeabelt. Underkant av fyllmasselaget ligger lavere enn høyere vannstander i fjorden og elva. Grunnvannet i fyllmassene må forutsettes å stå i direkte kommunikasjon med vannstanden i fjorden. Det kan ikke utelukkes at man ved utgraving av byggegropa ville kunne få problemer med inntrengende vann.

GRUNNUNDERSØKELSER, FØRSTE TRINN

I en tidlig fase av prosjektet ble det foretatt en grov og viktig planlegging ut ifra den generelle kunnskap man hadde om grunnforholdene som er nevnt ovenfor. Prosjektområdet er imidlertid stort av utstrekning. For å få en oversikt over om variasjoner over området kunne true det foretatte valg av hovedkonsept, samt for å få oversikt over om enkelte deler av prosjektet eller prosjektområdet ville kreve spesielle tiltak ble et undersøkelsesprogram som vist i fig. 40.4 utført våren 1984. Det besto i 4 prøveserier samt 7 sonderinger til fjell øst for elva i områder der en kunne anta urolig fjelltopografi.

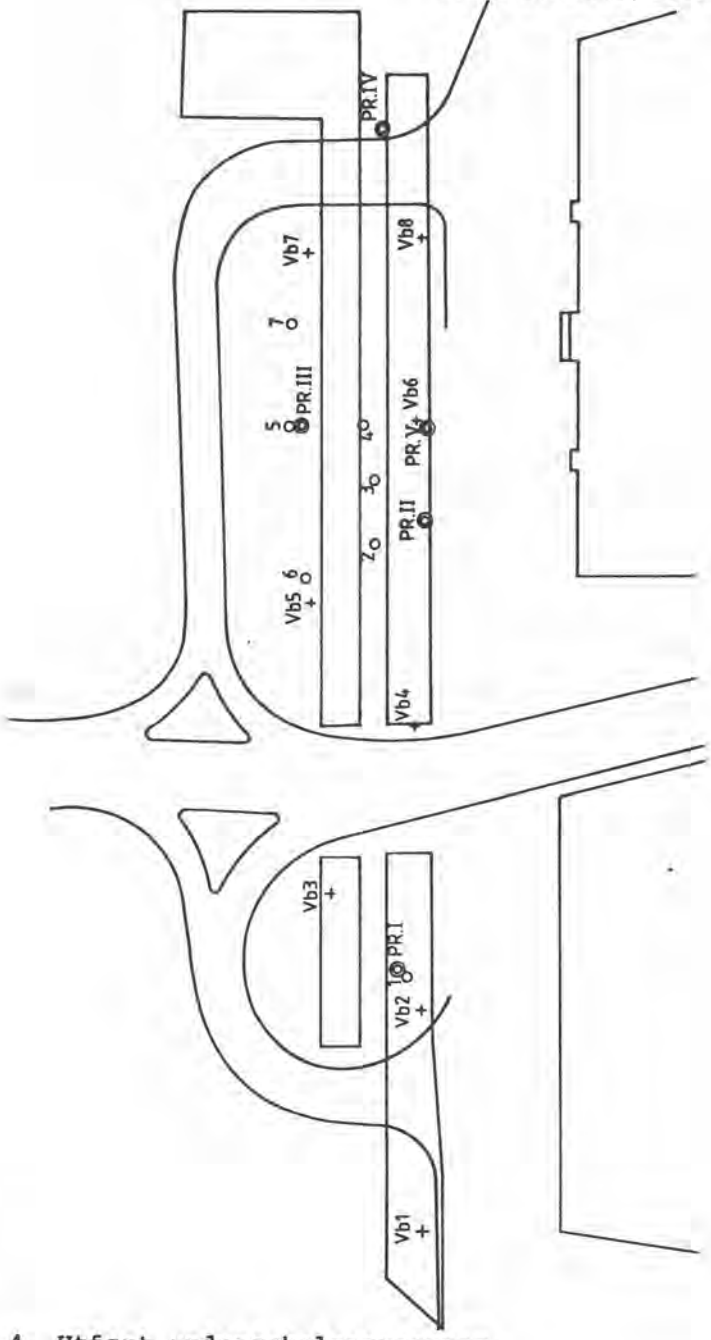


Fig. 4 Utført undersøkelsesprogram

De opptatte prøveserier ble gjenstand for rutineundersøkelser i laboratoriet. Noen borprofiler er vist i fig. 40.5.

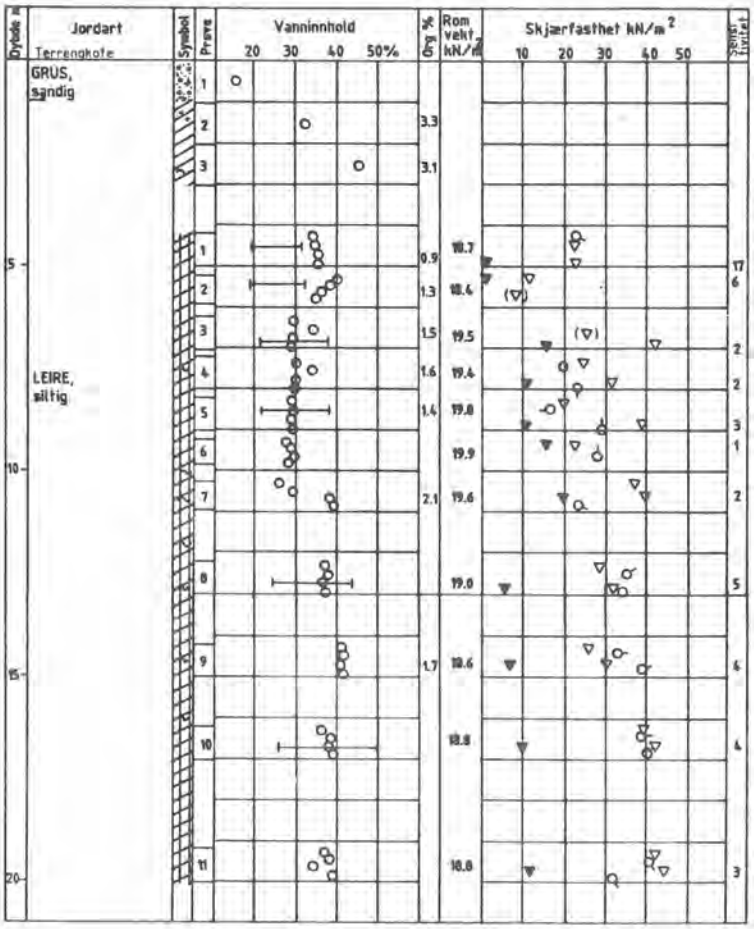


Fig. 40.5 Prøveserie I, vest

Resultatene ga i sum forhold noe ugunstigere enn de man til da hadde lagt til grunn. Massenes romvekt var lavere enn antatt. Dette fører til at man må ha dypere utgraving for å kompensere samme byggverksvekt ved kompensert fundamentering. De målte skjærstyrker var svakt lavere enn antatt, og dette setter grenser for hvor dypt man kan grave

uten kostbare tiltak. Man nærmet seg altså et skjæringspunkt mellom ønsker og muligheter. På den ene side krav til gravedybde, og på den annen side maksimalt mulig gravedybde.

FUNDAMENTERING

Vest for Akerselva var det som nevnt forutsatt at bygningsmassen skulle fundamenteres til fjell. Forskjellige typer av konstruksjonselementer har vært med i diskusjonen. I tillegg til byggverkslastene må man i dette tilfelle også regne med påhengskrefter på peler på grunn av de pågående setninger. Vanlige rammede prefabrikerte betongpeler ville få så omfattende pelehoder at den reelle gravedybden i forhold til det gitte gulvnivå ville bli for stor. Et annet forhold som ble tillagt vekt, var at fjelloverflaten stedvis er steil. Dette kunne by på vanskeligheter med feste for foten av konstruksjonselementet. Forholdene er vurdert som noe ugunstige når det gjelder fare for korrosjonsangrep.

Med disse forutsetningene og vurderingselementene valgte vi borede stålkjernepeler med dimensjoner og antall tilpasset de angripende krefter i hvert enkelt lastoverføringspunkt. Stålkjernepeler utføres ved nedboring av foringsrør til eller noe ned i fjell. Det bores videre ned i fjell til en dybde som fastsettes etter skjønn. Dersom man har data om fjellets egenskaper, først og fremst oppsprekningsmønster og grad, kan nedboringsdybden fastlegges etter bergmekaniske vurderinger. I det ferdigproduserte hullet føres det ned en vann/sementmørtel med slange til hullets bunn. Tilslutt monteres et massivt rundtstål ned i hullet. Den ferdige konstruksjon består av, regnet utenfra: et stålrør med 10 mm tykkelse, dernest en herdnet mørtel av minimum 15 mm tykkelse og innerst det bærende stålelementet (kjernen) i rundtstål. Vi regner ikke med knekning, men dersom man i et gitt tilfelle skulle regne med det, vil man ved beregning av stivheten kunne regne med det fulle tverrsnitt foringsrøret inklusive. Stålkjernen er øverst forsynt med et hode for å sikre kraftoverføringen mellom betong og stålkjerne uten knusing av betongen. Hodet på stålkjernen blir i sin helhet støpt inn i pelehodet. Fig. 40.6.

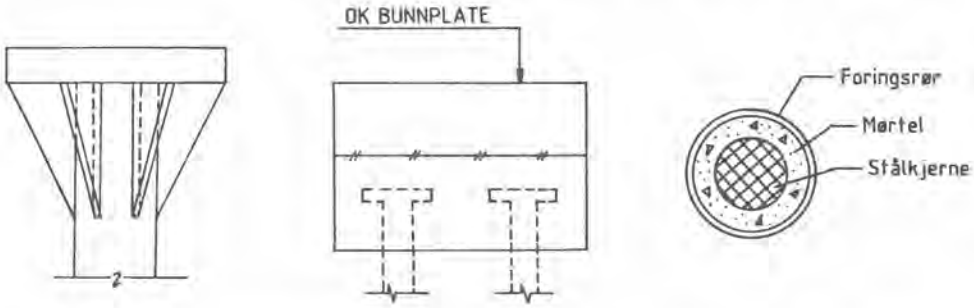


Fig. 40.6 Prinsippskisser stålkjerner, pelehatt, pelehode, snitt av pel.

Vest for Akerselva skulle det benyttes kompensert fundamentering. Med den grunnvannstand som er, forutsettes det også vanntett kjeller. Det ble hel såle, der lastene kom ned i de bærende vegger slik som vist i skisse på fig. 40.7. Terrengkotene differerer med innpå 1.5 m over denne delen av prosjektet. For å få til en kompensering innenfor de gravedybder som var mulige, måtte utgravingen i prinsippet følge terrenget etter en linje parallelt med dette. Dette ble løst ved en avtrapping av bygget sett i lengdeprofil. Første etasjes gulv følger tilnærmet opprinnelig terrengnivå, og kjellergulvet er parallelt med første etasjes gulv.

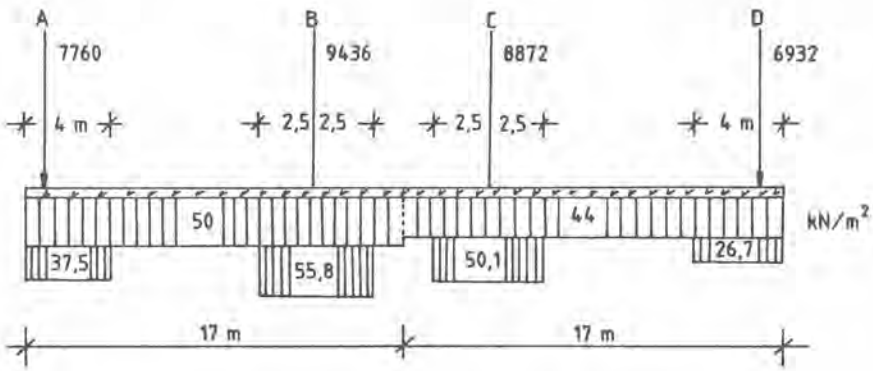


Fig. 40.7 Forslag til belastninger på bunnplata

For beregning og dimensjonering av bunnplata er fordelingen av kontaktpsenningene mellom bunnplate og grunnen av betydning. Vi gikk ikke inn for å benytte "eksakte" regnemodeller for å løse dette problem. Stivhetsmoduler for jordarten som passer til regnemodellen er vanskelige å bestemme, og vil dessuten være forskjellige i korttids- og langtidstilstand. Med referanse til Terzaghi & Peck, Køgler-Scheidig, etc. presenterte vi et forslag til belastninger på bunnplata som byggeteknikeren overtok. Fig. 40.7.

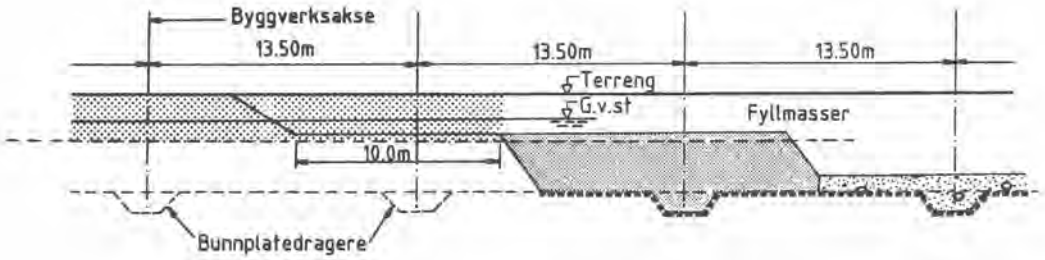


Fig. 40.8 Generell fremdrift av grave- og støpearbeidene

BYGGEGROP, GRUNNUNDERSØKELSER TRINN 2

Byggegropa har fra sikringsmessig synspunkt en noe særpreget beliggenhet til å være i sentrum av en storby.
På svært mange steder rundt byggegropa er det mulig å foreta graving til full dybde med fri graveskråning uten å komme i konflikt med omgivelsene.
De steder en graveskråning ville komme i konflikt med gategrunn, bestående ledninger og kabler, har det vært nødvendig å ramme spunt samt foreta avstiving av denne. Et problem som ikke fant sin endelige løsning før etter at anbudet var gått ut, var potensiell vanntilstrømning til byggegropa. Anbudet gikk ut med en vanntettende spunt som skulle gå gjennom fyllmassene og ned i de underliggende tette masser. Det var ingen andre krav til styrke på denne spunten enn at den skulle kunne rammes. For å teste om en slik spunt var nødvendig, ble det gravet en prøvegrop nær Akerselva på vestsiden. Stedet var valgt for også å få en eksakt beliggenhet på en stor kabelkanal som lå kritisk til for et av byggets hjørner. Det siste lyktes.
Det falt seg imidlertid slik at prøvegropa ble utført i mars måned, og følgelig ved generelt lav vannstand. Vannstanden var så lav at vi ikke fikk data av verdi for en pålitelig vurdering. Vi måtte derfor gjøre en vurdering som i det vesentlige var en skrivebordsstudie. Vurderinger om vannstrømmer i jord burde basere seg på viten om jordartens permeabilitet. Det er i regelen vanskelig nok å bestemme denne på riktig 10-er potens, mens en faktor på 1.5 til 2 i avvik allerede kan være kritisk med hensyn på pumpekapasiteten på en bygeplass. Utgangen på disse vurderingene ble at man bestemte seg for å sløyfe den vanntettende spunten. Et eventuelt restproblem med erosjonsangrep i fri graveskråning i overgangen mellom permeable fyllmasser og tett leire ble ikke vurdert som alvorlig idet fyllmassene var antatt som så grove at de ikke ville erodere som følge av de gradienter de ville bli utsatt for.
På de steder der det ligger fysiske hindringer innenfor området av en graveskråning, f.eks. ledninger, må det rammes spunt som det må finnes en avstivingsmåte for. Med de store dybdene til fjell, var det ikke aktuelt å benytte den metoden som er mest vanlig i Oslo, nemlig stagforankringer til fjell. Løsmasseankere ble vurdert, men de ankerkrefter vi mente det var realistisk å kunne oppnå i de aktuelle løsmassene gjorde en slik metode lite attraktiv.
Det ble valgt en avstivingsmetode som må ses i sammenheng med driften av hele byggegropa inkludert graving samt støp av bunnplate og vegger. Fig. 40.8.

Utgraving foretas omtrent til kote 0. Ved den videre graving til full dybde etterlates et felt med 9 m bredde nærmest spunten på kote 0. I det innenforliggende felt støpes bunnplata ut og det legges inn stålskinner forankret i betongen som gjør det mulig å feste puter til bunnplata. Mellom denne puta og en pute festet til spunten noe over kote 0, settes det inn stivere som blir stående på skrå i forhold til horisontalen. Deretter graves det mellom og innunder stiverne slik at man hurtigst mulig får plassert stivere horisontalt mot spunten umiddelbart over bunnplatenivå. Fremdriftsretningen på denne graving og avstiving er langsetter spuntveggen. Med denne metoden blir det en støpeskjøt langs etter bunnplata i de områder der en har spunt. Etter utgraving blir bunnplata støpt under stiverne. Den nederste horisontale stiver kan fjernes igjen ganske snart etter at magerbetongen under bunnplata er støpt. Veggene må forskales og støpes med utsparing for skråstiverne som ennå står fra spunten og ned mot bunnplata. Fig. 40.9.

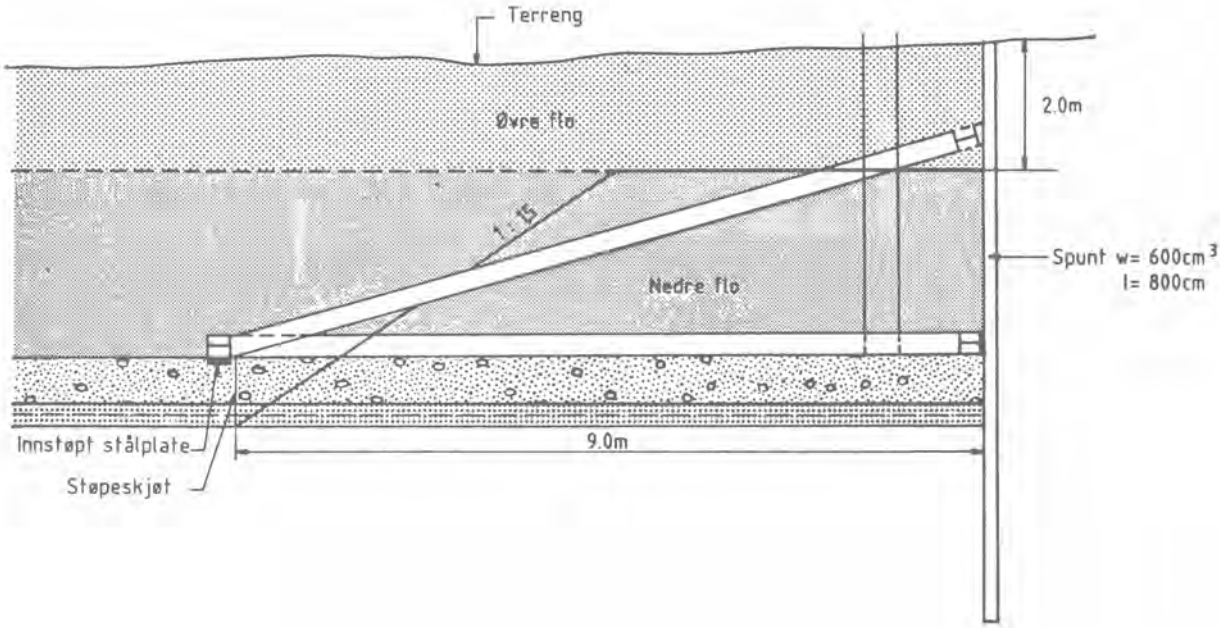


Fig. 40.9 Avstiving av spunt med innvendige stivere

Denne form for avstivinger er ikke ideell. Den gir på grunn av de mange operasjoner, samt at spunten til tider ikke er helt stabil over tid, lett anledning til horisontaldeformasjoner. I vårt tilfelle er det ingen konstruksjoner på utsiden av spunten som tar skade av dette. For at metoden skal bli vellykket, er man avhengig av at man får til en smidig drift på byggeplassen, det er som regel å anbefale at fremdriften legges slik opp at man starter opp i de områder som er minst sensitive og derved bruker disse som innkjørings- og trimmingsområder.

I løpet av prosjekteringsperioden ble bygget etter hvert tyngre, og bunnplata tykkere enn først antatt (inkludert innebygde dragere). Sammen med det som tidligere ble nevnt om lavere målt skjærstyrke, fikk vi problemer med å få endene til å møtes med hensyn til sikkerhet mot bunnoppressing ved de forutsatte gravedybder. Kalkpeler ble vurdert for stabilisering av grunnen og tatt med i anbudet. Det ble også bestemt å ta opp en ny prøveserie samt 9 vingeboringer og 25 fjellkontrollboringer. Foruten rutineforsøk skulle det kjøres aktive og passive triaksforsøk samt direkte skjærforsøk for en mere nøyaktig bestemmelse av skjærstyrke. Dette ble utført høsten 1985. Resultatene av disse undersøkelsene er vist i fig. 40.10 og 40.11. Vi tar også med en fremstilling av hvordan sikkerheten mot grunnbrudd forandres gjennom de forskjellige deler av byggeprosessen, først under utgravingen ned mot kritiske verdier, og deretter hvordan forholdene bedres igjen etter hvert som belastningen kommer på fra magerbetong og senere armering og støp av bunnplata. Fig. 40.12. I den siste prøveserien ble det funnet et sandlag av en meters tykkelse. Fra vingeboringene kan man av borformannens notater se at det enkelte steder er kommentert om sandlag.

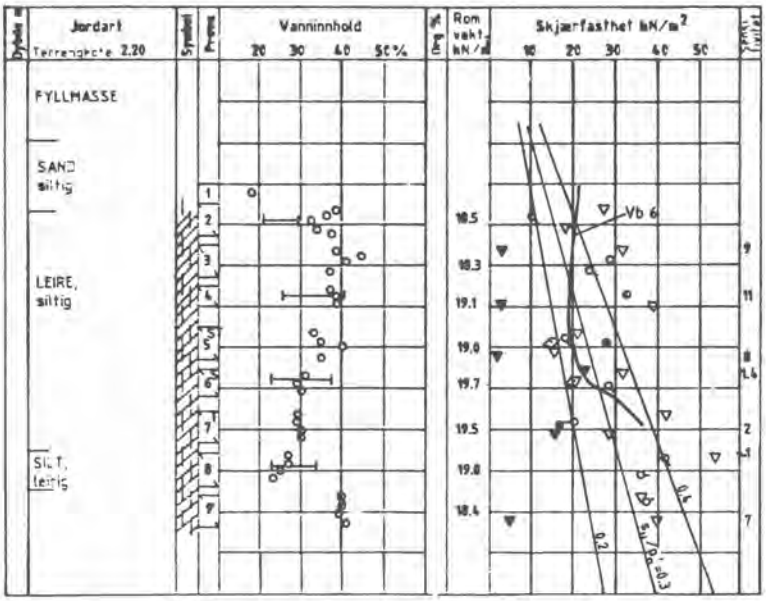


Fig. 40.10 Borprofil, prøveserie V, Vb 6, øst for Akerselva

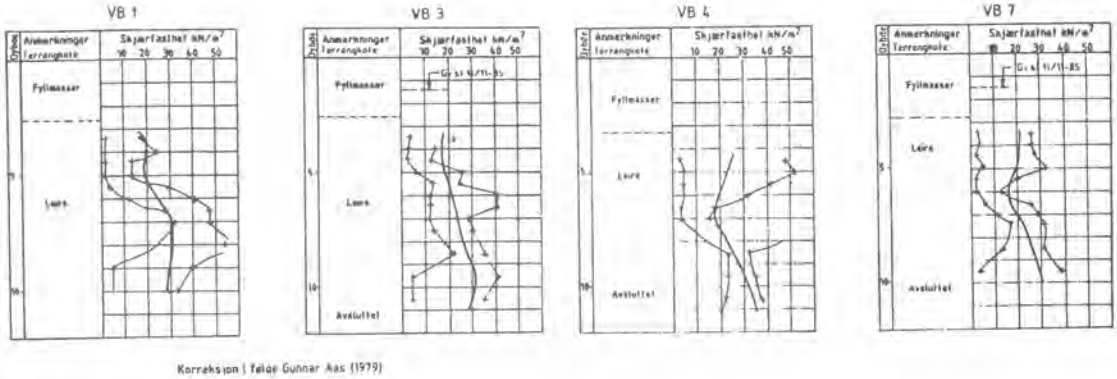


Fig. 40.11 Vingeboring, 1 og 4 vest for, og 4 og 7 øst for Akerselva

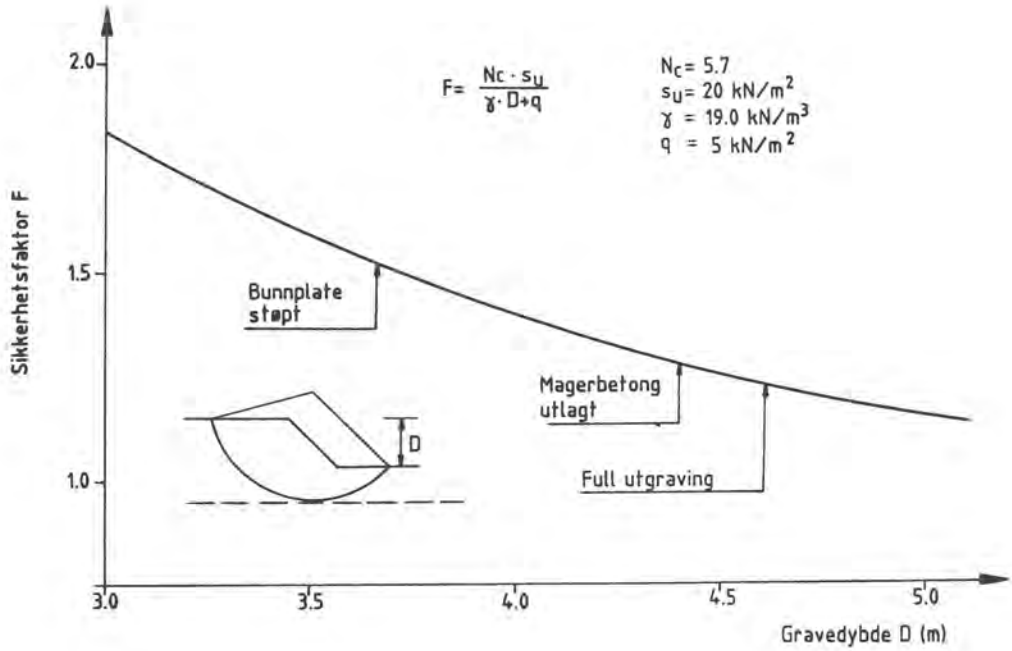


Fig. 40.12 Sikkerhet mot grunnbrudd i forskjellige drifts-situasjoner

SPESIELLE KONSTRUKSJONER, TRAFIKKOMLEGGINGER

Byggegroperer ofte årsak til trafikkomlegginger, ledningsomlegginger og lignende som kan måtte behandles spesielt ut ifra geotekniske vurderinger. De kan betinge spesiell rekkefølge av arbeidsoperasjoner som fremkaller ekstraordinære belastningstilstander som må vurderes.

For den aktuelle byggegrop var det lite av slike forhold som det er verd å berette om.
Rampene for opp- og nedkjøring fra Nylandsveien, som går i bro over Akerselvas kulvert, skal legges om. På vestsiden skal rampen ha samme beliggenhet i fremtiden som den hadde før byggearbeidene startet. For å få frem nybygget måtte denne rampen midlertidig legges om for å krysse byggegropen noe tilside for den opprinnelige beliggenhet. Veibanen for denne rampen ligger til dels betydelig høyere enn opprinnelig terreng. Rampen måtte derfor bygges opp av lette masser, det ble benyttet polystyren skumplast i store blokker.
På østsiden vil rampen få en trasé som atskiller seg fra dagens trasé. For å unngå setninger på den nye rampen, blir denne også bygget opp av polystyren skumplast. Med denne byggemetode unngår man tilleggslaster på grunnen.
På et område øst for elva, men utenfor den synlige byggekroppen for OSLO M skal det anlegges et parkeringsanlegg i en etasje under jord. Dette anlegget vil få en netto oppdrift på grunn av grunnvannstandens beliggenhet i forhold til innvendig gulv og vanntett konstruksjon. Det blir derfor etablert vertikale ankere av typen Expander Body. Fig. 40.13. Ved beregning av oppdriftskreftene og ved vurderingen av visse konstruktive forhold måtte det tas hensyn til at oppdriftskreftene forandrer seg over tid. Terrenget setter seg mens grunnvannstanden må forutsettes å holde seg konstant på samme absolutte kote. Oppdriften vil derved øke, og stagene enten blir slakere eller skyves nedover over tid. Over en 50 års periode kan setningene gjerne andra til i størrelsesorden 30 cm.
Den generelle vanntetthet er ivaretatt ved at det er lagt et lag med Volclay under bunn og utenfor vegger i den stive kassa som kjelleretasjen representerer. Det er selvfølgelig også foreskrevet vanntett betong.

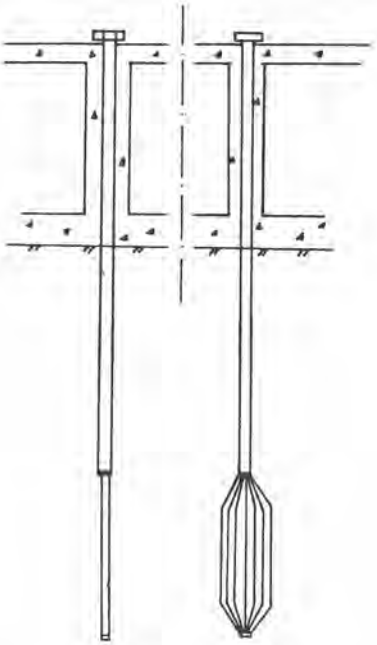


Fig. 40.13 Expander Body, forankring av P.hus II

BYGGESITUASJONEN

Tre forhold skal omtales av det som skjedde under byggetiden for grunnarbeidene.

Det første gravefeltet som ble angrepet, var lengst i øst langs Schweigaards gate. Her var det antatt at det skulle gå å grave med fri skråning i leire. Dette var i september 1986. Graving ned gjennom fyllmassene gikk greit. Entreprenøren begynte så å grave noen dype hull ned fra dette nivå før den egentlige graving på nedre flo skulle begynne. Man opplevde da fullstendig flytende forhold og det ble litt oppstuss. Den sandlommen som tidligere er nevnt fra prøveserie V viste seg å ha større utbredelse enn opprinnelig antatt. Det var høy vannstand og vi hadde fått flytesand eller om en vil, hydraulisk grunnbrudd. Driften ble imidlertid lagt om. Vi forordnet bruk av Well-point for å få bukt med vannforholdene. Anlegget karte ikke å ta

unna tilstrekkelig til å bedre forholdene. Vi måtte derfor gå over til å benytte spunt, forsåvidt som beskrevet i anbudet. Under arbeidet med å ramme denne spunten viste det seg at det umiddelbart på utsiden av denne lå en kulvert med diameter 1 m. Kulverten var ikke lenger i bruk, og derfor "ukjent". Den stod i direkte hydraulisk kommunikasjon med Akerselva, og med årstidens høye vannstander måtte dette gi problemer.

Et sted opp langs Tøyenbekken skjedde det et sted, etter at magerbetongen var lagt ut og mens armering pågikk, et grunnbrudd. Dette tok med seg en skalk utenfor byggegropa og løftet magerbetong og armering opp på et felt inne i byggegropa. Armering ble fjernet, avlasting foretatt utenfor byggegropa og nytt forsøk gjort. Denne gang gikk det bra. Etterregning viste at vi ikke kan finne annen forklaring enn at vi her har vært i et område med lavere skjærstyrke i jordarten enn det vi ellers har.

Ved byggegroper lik den aktuelle hvor man ikke har en gjennomført byggegropssikring som går til fjell, er det et innebygget krav om å begrense laster på terreng i et bestemt belte utenfor topp graveskråning. Dette gjelder særlig tyngre materialer som armeringsstål. Byggekraner vil være i konflikt med slike restriksjoner, og man er nødt til å gå inn på en detaljvurdering i hvert enkelt tilfelle. I det aktuelle tilfelle ble dette som regel løst ved at krana ble satt på ferdig støpt bunnplate. Der hvor entreprenøren mente at en slik løsning ikke passet for hans drift og krantype, kunne kranen plasseres nær skråningstopp idet det ble foretatt en lokal avlastning der krana skulle plasseres.

OSLO CITY - DYPKJELLER I STÅL OG BETONG

OSLO CITY - DEEP BASEMENT IN STEEL AND CONCRETE

Sivilingeniør Ola Bruskeland
NOTEBY A/S

Sivilingeniør Tor Saghaug
NOTEBY A/S

SAMMENDRAG

Stålspuntvegger på 6.000 m^2 som også skal være de permanente kjellervegger i bygget, sikrer en 17 til 23 m dyp utgraving i middels fast til bløt leire i Oslo sentrum for en parkeringskjeller til 520 biler under nybygget Oslo City.

Rammede betongpeler i høyfast betong kvalitet C-75 danner et sikkert fundament på fjell for andre deler av bygget.

Grunn- og fundamenteringsarbeidene for dette unike prosjektet er på det nærmeste avsluttet. Foredraget beskriver prosjektet og en del erfaringer fra utførelsen.

SUMMARY

A 6.000 m^2 sheet pile wall which will also be the permanent basementwalls of a 520 car garage under the Oslo City building supports the 17-23 m deep excavation in medium to soft clay.

Driven pre-fabricated piles of concrete class C-75 (cube strength 75 N/mm^2) make a safe foundation on rock for the other part of the building.

The foundation works for this unique project are now nearing completion. This lecture describes the project and some of the lessons learned during construction.

1. INNLEDNING.

OSLO CITY - Norges største forretningsbygg - oppføres av Selmer Furuholmen Oslo A/S i totalentreprise for Selmer Sande Eiendom A/S.

Byggets beliggenhet på "triangelet" mellom Steneresgata, Lybekkergata og Biskop Gunnerusgate i Oslo fremgår av fig. 1. Prosjektet omfatter hele kvartalet, inklusive ombygging av et bestående bygg fra femtiårene.

Totalt areal i nybygget er 81.000 m^2, derav 28.000 m^2 under bakken inklusive et parkeringsanlegg med 520 plasser.

Byggets arkitekt er Ark. MNAL Eliassen og Lambertz - Nilssen. Selmer Furuholmen Anlegg A/S/Dr.tech. Olav Olsen er byggetekniske konsulenter, med NOTEBY A/S som geotekniske rådgivere.

Grunnforholdene karakteriseres av dybder til fjell varierende fra ca. 14 til 40 m og bløt til middels fast leire med et øvre fyllmasselag fra tidligere bebyggelse på 2-5 m tykkelse.

Fig. 1

Grunnarbeidene har pågått i ca. ett år og nærmere seg nå slutten. Prosjektet har vært en stor utfordring for oss geotekniske rådgivere. To nyheter er av særlig interesse:

- STÅLKJELLER

Mot Stenersgata er det over et areal på ca. 4.400 m^2 gravet/sprengt ut til 17 til 23 m dybde fra terreng for henholdsvis 5 og 6 underetasjer. Som sikringskonstruksjon er det benyttet en rammet stålspuntvegg avstivet med skråstag til fjell. Spunten inngår som den permanente kjellerveggen i bygget. Jordtrykkene vil da bli tatt opp av kjellerdekkene. Dette er den dypeste permanente "stålkjelleren" man kjenner til, i hvertfall i Europa.

- PELER I BETONG C-75

For tomten forøvrig ca. 3.900 m^2 mellom Lybekkergata og Biskop Gunnerusgate, er det bare én kjeller med gravedybde ca. 5 m fra terreng og med vanlige betongkonstruksjoner i ytterveggene. Fundamenteringen består imidlertid av rammede betongpeler av kvalitet C-75. En nyhet som viste seg så vellykket at løsningen alt er kopiert på andre prosjekter.

2. FORPROSJEKT.

Prosjektet tok til våren 1985 med en generell vurdering av tomtens muligheter, orienterende grunnundersøkelser og utarbeidelse av et forprosjekt med tre alternative utførelser av dygutgravingen. Dette arbeidet foregikk i nært samarbeid mellom byggherren, hans anleggsavdeling, arkitekt og øvrige rådgivere.

Byggherren ønsket en stor kjeller til parkeringsanlegg, lagere til kontor og forretninger samt tekniske anlegg.

Hovedprinsipp.

Etter å ha vurdert flere alternativ i sammenheng med bebyggelsen over terreng, kom en fram til hovedprinsippet med en dyputgraving til fjell mot Stenersgata og maks én til to kjelleretasjer over resten av tomten.

Denne løsningen ble gitt av grunnforholdene. I dyputgravingsområdet mot Stenersgata er dybdene til fjell minst, varierende fra ca. 14 til 28 m slik at det er mulig å benytte en sikringskonstruksjon til fjell. Umiddelbart utenfor dyputgravingsområdet krysses tomten av en dyprenne i NØ-SV-lig retning med dybder til fjell på opptil 40 m og som igjen begrenses av T-banen som her går i en pelefundamentert kulvert. Her ville en dyputgraving være meget komplisert og gravedybden ble anbefalt begrenset til maks. 2 kjellere som likevel ville kreve seksjonsvis drift med innvendige avstivninger.

De tre forprosjekt alternativene fremgår av fig. 2.

Grunn del.

Alle har samme løsning for den "grunne delen" med innvendig avstivet svevespunt og fundamentering på en kombinasjon av borede pilarer, rammede betongpeler og stålkjernepeler.

Dyp del.

For den dype delen var alternativene:

- A. Stagforankret spunt.
- B. Dekkeavstivet spunt.
- C. Celleslissevegg.

Alle ble priset av Selmer Furuholmen og Entreprenørservice. For slisseveggalternativet ble det videre innhentet priser fra fire utenlandske spesialfirmaer.

Den forutsatte utførelse var som følger:

A. Stagforankret spunt:

Spuntramming fra terreng etter ledningsomlegging og forgraving i fyllmasser. Bolting av spuntfoten fra terreng gjennom rør på spunten. Graving i ca. 3 m høye flåer med fortløpende etablering av skrå kabelstag til fjell for opptak av jordtrykkskreftene i byggeperioden, 4 til 6 nivåer. Etter utgraving til fjell sikring av spuntfoten med skråbolter og støp av fotdrager. Fjellarbeider inklusive injiseringstetting og sikring etter behov. Fundamentering dels direkte på fjell og dels på stålkjernepeler/ pilarer. Permanent oppdriftsforankring med kabelstag og stålkjernepeler. Støp av vanntett

bunnplate og kjellervegger/dekker med suksessiv nedspenning av de midlertidige skråstagene for overføring av jordtrykkskreftene til dekkene.

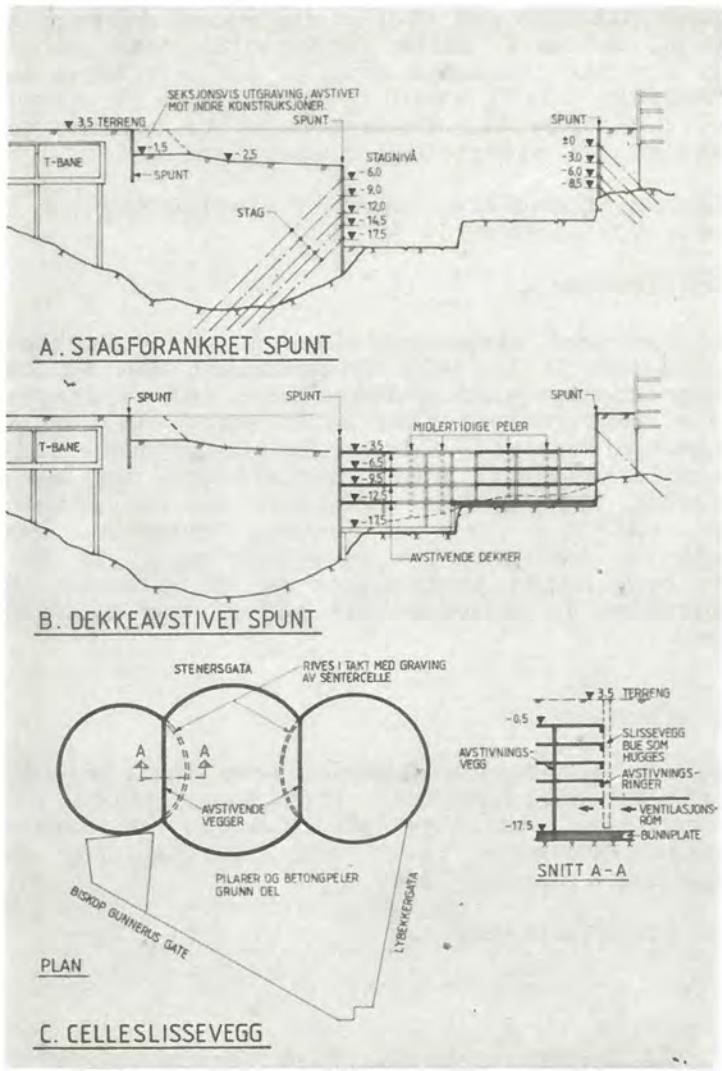


Fig. 2

B. Dekkeavstivet spunt:

Spuntvegg utført som for alternativ A, men med jordtrykkskreftene tatt opp av de innvendige dekkene som støpes i takt med utgravingen.

For å bære dekkene som skulle støpes på grunnen fra 2. kjeller og nedover, måtte fundamenteringen utføres på forhånd. Det var forutsatt bruk av prefabrikerte betongsøyler nedsatt i hull etablert med utstyr for grovhullspilarer. I tillegg til disse permanente søylene var det forutsatt en del midertidige rammede stålpeler.

Forøvrig var bunnplate, oppdriftsforankring og ytterveggger som for alternativ A.

C. Celleslissevegg.

Dette er det mest spennende alternativ, og består av to betong sylindre til fjell (sideceller) med mellombuer. Sylinderne opptar jordtrykkskreftene som ringtrykk uten behov for avstivningsdekker eller stag. Det er videre små skjærkrefter ved fjell. Konstruksjonen ville gi mindre, deformasjoner rundt utgravingen enn de plane spuntveggene. Den skulle etableres som et polygon med sidekant ca. 4 m ved slissevegg metoden. Planlagt fremdrift var konstruksjon og utgraving av de to sidecellene, bygging av tverrvegger og mellombuene, og til sist utgraving av sentercellene med riving av de innvendige buer.

Valg av alternativ.

Prisingen av forprosjektalternativene favoriserte klart alternativ A, stagforankret spuntvegg. Etter en nøye total vurdering inklusive påvirkningen på naboskapet, ble dette alternativ valgt som grunnlag for detaljprosjektering i januar 1986.

Fordeler ved alternativ A.

- Pris
- Fremdrift
- Alt anleggsutstyr tilgjengelig i Norge
- Kjent teknikk.

Ulemper ved alternativ A.

- Støy og vibrasjoner fra spuntramming
- Støy fra stagboring
- Større fare for skader på nabobygg og ledningsanlegg i det nærmeste området på grunn av sikringskonstruksjonens deformasjoner enn ved alt. C, kfr. fig. 3.
- Fare for midlertidig senkning av grunnvannstrykket ved fjell og setninger i et større område ved eventuelle lekkasjer via stagene.

Før endelig valg ble det på grunnlag av erfaringer fra tidligere dyputgravingsprosjekter utarbeidet en prognose for mulig setningsutvikling og videre tatt med kostnader for vanninfiltrasjonsbrønner for å motvirke en ugunstig grunnvannsutvikling.

Grunnvannsforholdene i området ble forøvrig forutsatt upåvirket i permanenttilstanden ved krav om vanntette, udrenerte kjellerkonstruksjoner.

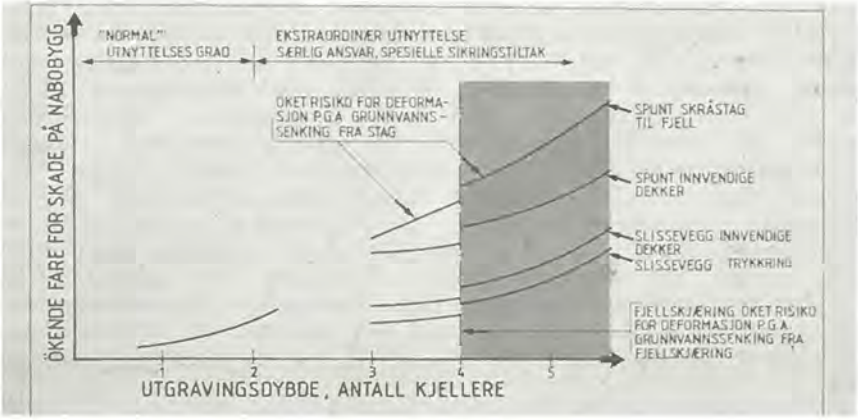


Fig. 3

3. ENDELIG PROSJEKT.

Det valgte forprosjekt ble detaljbearbeidet blant annet på grunnlag av detaljerte grunnundersøkelser, og sendt ut på anbud i februar-april 1986 for byggestart i juni. Den offentlige saksbehandling tok imidlertid lengre tid enn ventet og arbeidene kom ikke igang før i november 1986. Planlagte innflyttingsdatoer ble imidlertid ikke endret.

For å kunne overholde budsjetter og ferdigstillelsesdato til tross for nærmere 6 mndr. forsinket byggestart ble prosjektet endret på en rekke punkter for en optimalisert tilpassing av planløsning, utførelse og fremdrift.

3.1 GRUNNFORHOLD.

Det ble utført detaljerte grunnundersøkelser:

- Fjellkontrollboringer for utarbeidelse av fjellkotekart og detaljbestemmelse av dyprennens forløp.
- Kjerneboringer med vanntapsmålinger for bestemmelse av bergart og fjellets kvalitet.
- Prøvetaking og laboratorietesting. Bl. a. ødometer og treaksialtesting for bestemmelse av dimensjoneringsparametrene for leira, kfr. fig. 4.
- CPT sonderinger og vingeboringer for in situ skjærfasthet bestemmelse og lagdelings vurderinger.

Terrenget på tomten ligger i hovedsak mellom kote +3.0 og +3.6. Dybdene til fjell varierer fra omlag 14 m mot Stenersgata til ca. 40 m i bunnen av dyprennen som krysser tomten i NØ-SV-lig retning. Det er kupert fjell med bratte skråninger ned mot dyprennen. Løsmassene består av 2-5 m fyllmasse og rivningsrester, gamle kjellerkonstruksjoner og fundamenter over bløt til middels fast, lite sensitiv leire med udrenerte skjærfastheter varierende fra 15 - 50 kN/m^2. Leiren er normalkonsolidert. Over fjell er det stedvis påtruffet sand, grus og morenemasser. Fjellet er hovedsaklig leirskifter med noe alunskifer. Permiske intrusivganger er påtruffet i forbindelse med dyprennen. Grunnvannstanden ligger på om lag kote +1, dvs. ca. 2 m under terrengnivå.

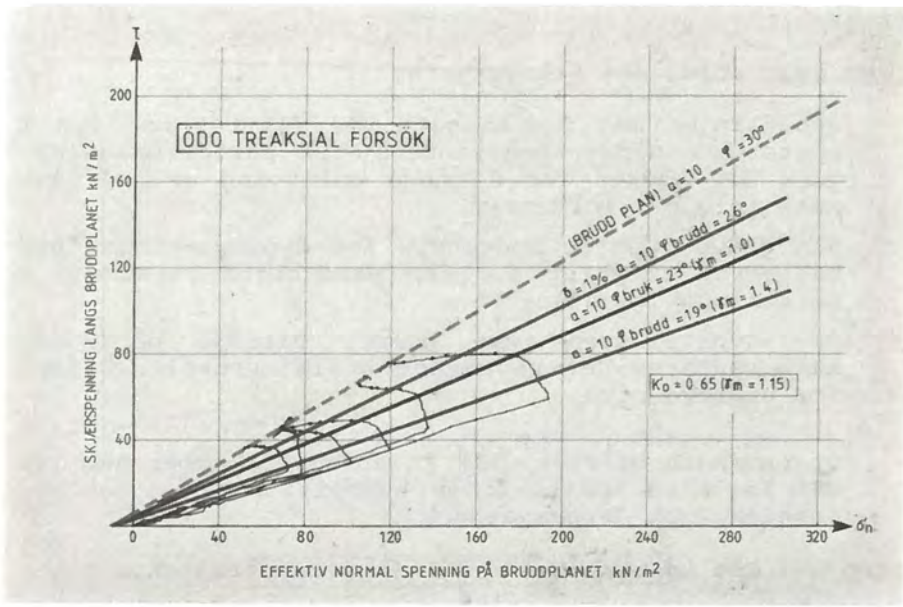

ØDO TREAKSIAL FORSØK
τ
200
160
120
80
40
0
40
80
120
160
200
240
280
320
σn
SKJÆRSPENNING LANGS BRUDDPLANET kN/m²
EFFEKTIV NORMAL SPENNING PÅ BRUDDPLANET kN/m²
(BRUDD PLAN) a=10 φ=30°
b=1% a=10 φbrudd=26°
a=10 φbruk=23° (Fm=1.0)
a=10 φbrudd=19° (Fm=1.4)
Ko=0.65 (Fm=1.15)

Fig. 4

3.2 ENDELIG PROSJEKT.

De endelige valgte løsninger og hovedmengder framgår av fig. nr. 5 og 6. De viktigste endringene fra forprosjektet er:

I den dype delen mot Stenersgata:

- Spuntlinjen mot Stenersgata ble flyttet noe inn i tomten og nedkjøringsrampene til parkeringsanleggene ble endret for å unngå omlegging av televerkets anlegg i fortauet.
- Den grove spunten nødvendig for dyputgravingen ble besluttet utnyttet som den permanente ytterveggi parkeringskjellerne.
- Der dypkjelleren ikke kommer direkte på fjell fundamenteres det på borede stålkjernepeler utført fra utgravd nivå.
- Utgravingen utføres slik at en først kommer ned til endelig nivå for start av bunnplatestøp og betongarbeider mot Jernbanetorget.

Grunn del mot Lybekkergata og Biskop Gunnerus gate:

- Gravedybden begrenset til én kjeller over hele området, bortsett fra lokale sjakter.
- Det ble besluttet å benytte løsmassestag til avstivning av svevespunten mot gatene og mindre graveseksjonering. Denne løsningen ville gi lavere sikkerhet og større deformasjoner mot gatene, men fremdriftsmessige fordeler. Ledningsnettet i gatene skulle likevel bygges om og gatenivået senere heves.
- Fundamentering på høyfaste (C-75) betongpeler til fjell, rammet fra et arbeidsdekke av magerbetong på endelig gravenivå.

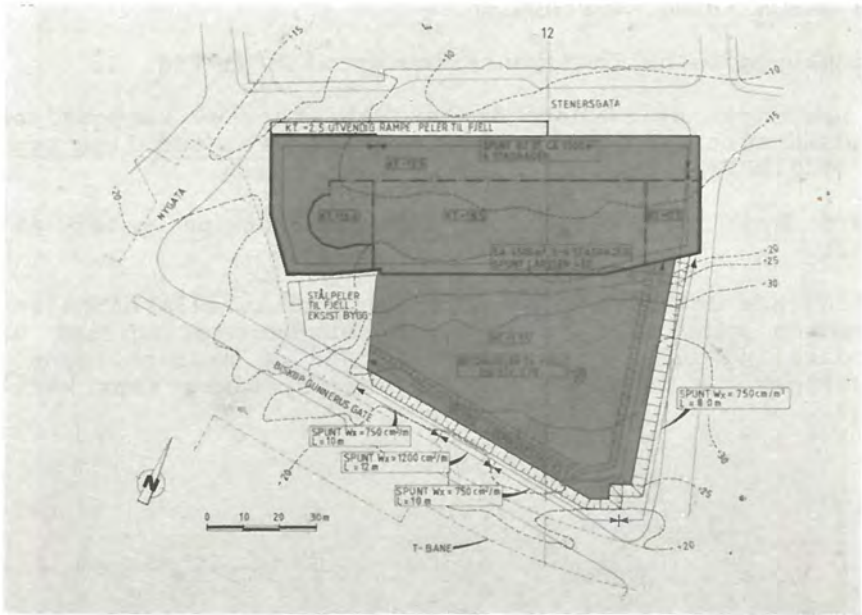

12
STENERSGATA
KT. +2.5 UTVENDIG RAMPE. PELER TIL FJELL
NYGATA
STÅLPELER
TIL FJELL I
EKSIST BYGG
BISKOP GUNNERUS GATE
SPUNT Wx = 750 cm³/m
L = 8.0 m
SPUNT Wx = 750 cm³/m
L = 10 m
SPUNT Wx = 1200 cm³/m
L = 12 m
SPUNT Wx = 750 cm³/m
L = 10 m
0 10 20 30m
T-BANE

Fig. 5

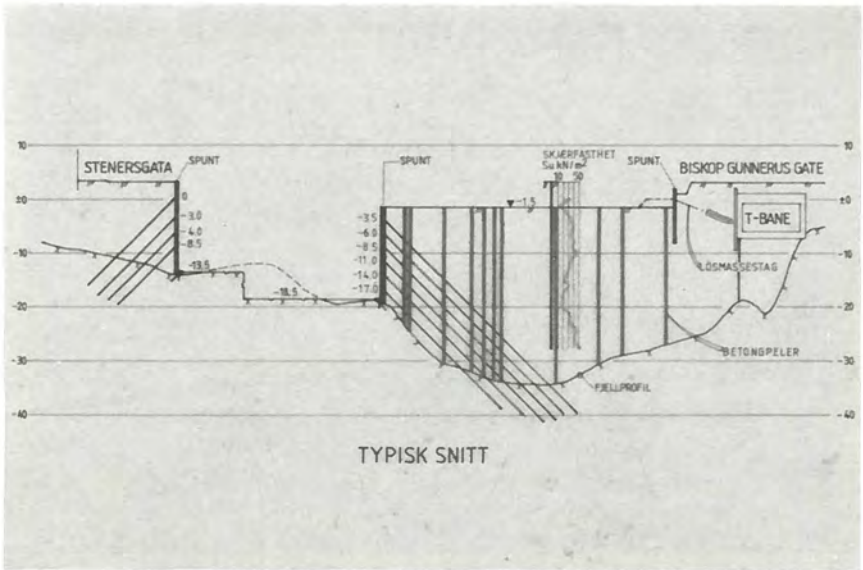

STENERSGATA
SPUNT
SPUNT
SKJÆRFASTHET
Su kN/m²
SPUNT
BISKOP GUNNERUS GATE
T-BANE
LØSMASSESTAG
BETONGPELER
FJELLPROFIL
TYPISK SNITT

Fig. 6

3.3 NABOSIKRING. OPPFØLGING.

Nabobebyggelsens fundamentering er vist på fig. 7.

På nordsiden av Stenersgata er det meste av bebyggelsen fundamentert direkte på løsmasser. Det var tydelige tegn på tidligere setninger i denne bebyggelsen.

Nyere bygg og T-banen er fundamentert på peler til fjell.

I 1985 ble det foretatt en kartlegging av alle naboeiendommenes generelle tilstand og fundamentering med en oppdatering like før byggestart. For de nærmestliggende bygninger har også de statiske bæresystemer vært kartlagt.

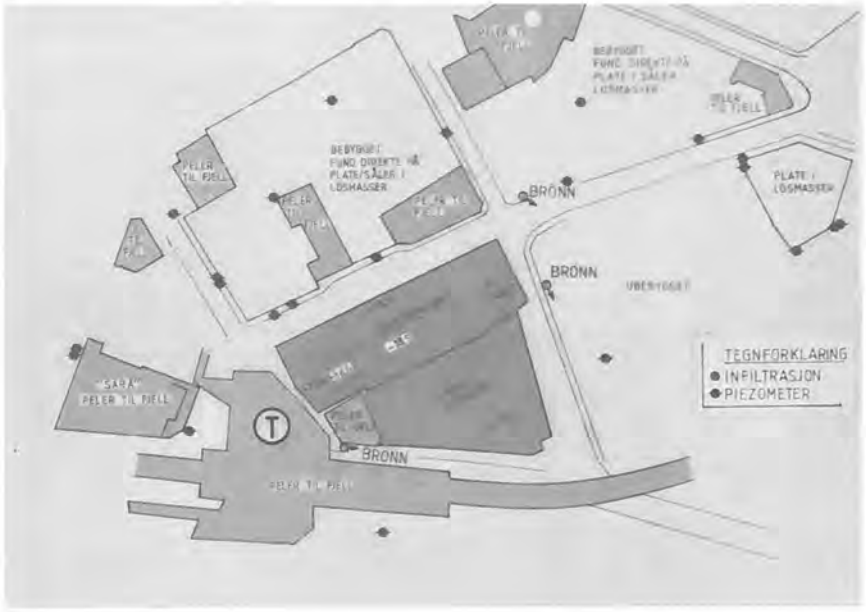


Fig. 7

Med den endrede spuntlinjen og den meget stive spunt/ stag konstruksjonen for dyputgravingen i Stenersgata, ble det besluttet at det ikke var nødvendig med sikring i form av forsterkninger av nabobyggs fundamenter.

Alt i 1985 tok systematisk nivellement av nabobyggene til, og før byggestart ble en rekke piezometre nedsatt for oppfølging av både setninger og grunnvannsforhold i kvartalene rundt gropa.

Det ble prosjektert tre vanninfiltrasjonsbrønner forutsatt boret ved anleggstart for å motvirke grunnvannsenking, kfr. fig. 7.

Oppfølgingsprogrammet ble koordinert med de andre utbyggere i Vaterlandsområdet for å tjene flere prosjekter.

3.4 PERMANENT SPUNT I DYPKJELLER.

Bruk av stålspunt som permanent ytterveggkonstruksjon er uvanlig i Norge, men brukt med godt resultat i utlandet.

Veggen består av min. 12 mm tykke profiler av høyverdig stål. Statisk sett vil veggen bli sterkest påkjent i grunnarbeidsfasen og ikke i permanenttilstanden. Veggtykkelsen er tilstrekkelig til en fremtidig tverrsnittsreduksjon på grunn av korrosjon.

Det ble innhentet priser på tre alternative spunttyper, med krav om min. motstandsmoment Wx fra 4.200 - 8.000 cm^3/m og treghetsmoment I = fra 7.4×10^4 - 3.0×10^5 cm^4/m, kfr. fig. 8.

Etter nøye vurderinger sammen med spuntleverandørene Norsk Stål/ Hoesch og Trade Arbed samt spunt entreprenøren Entreprenørservice, ble det valgt å benytte profilet BZ 37 (Arbed) for dybder til fjell på inntil 17 m og Larssen 430 for større dybder, kfr. fig. 9.

Vurderingene gikk først og fremst ut på valg av den største spunttypen. Det ble lagt vekt på:

- Rambarhet. Vertikalitet, toleranser og krav til rammeutstyret.
- Tetthet i spuntlåsene.
- Mulighetene for bolteplassering for overføring av skjærkreftene ved foten til fjell i utgravingsfasen.

- Avslutning mot fjell. Tetthet og bæreevne for vertikalbelastning fra stag og i permanenttilstanden.
- Leveringstid og pris.

Ingen av spuntleverandørene kunne vise til erfaring fra lignende prosjekter da den type spuntprofil det er snakk om først og fremst har vært benyttet i kai og dokk-konstruksjoner med mindre rammedybder.

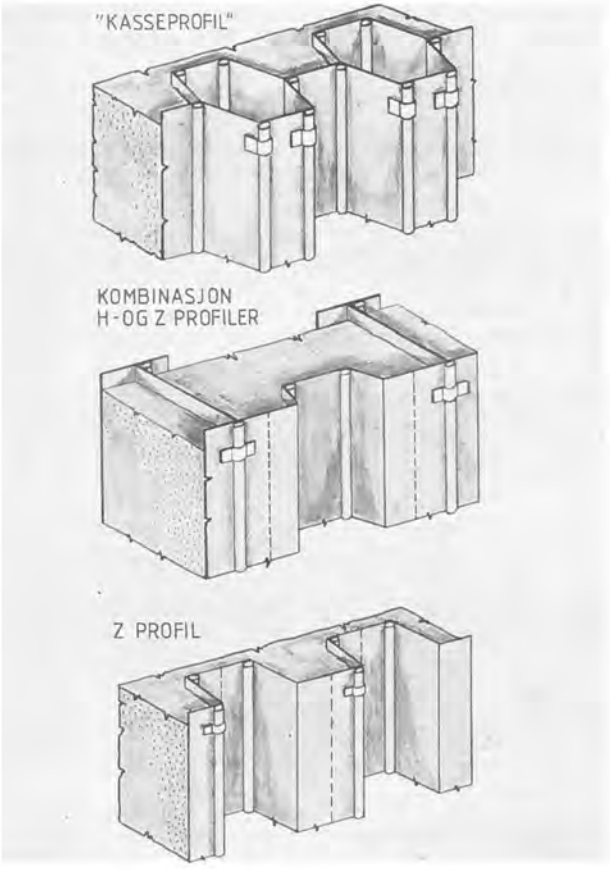


Fig. 8

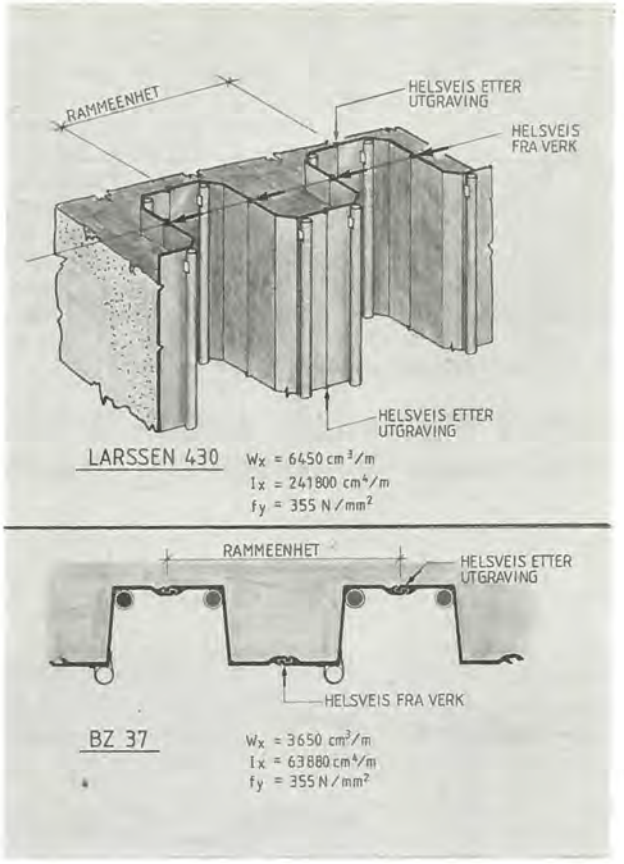


Fig. 9

Da valget til slutt falt på Larssen 430 hadde dette sin årsak i at:

- Kasse-profilet ble vraket på grunn av stor stålvekt og faren for propping under ramming.
- Kombinasjonen bjelke/lett spunt krevde omfattende føringer for å sikre toleransen mellom bjelkeprofilene. Leverandørden mente til slutt selv at løsningen var uegnet.
- Larssen 430. Fordeler med hensyn til rambarhet, tetthet og pris. Ulempe først og fremst anslutning mot fjell og skjærkraftoverføring.

Spunten bygges opp av Larssen 43 profiler sammensatt to og to med helsveisede låser fra verk, montert sammen fire og fire av Entreprenørservice og påsveiset bolterør før ramming. En føringsbjelke på bakken ville være tilstrekkelig styring ved rammingen.

Vedrørende løsningen med permanent spunt har tetthet, korrosjon og overgang mot bunnplaten vært vurdert spesielt. Erfaringer fra trukne stålpeler som har stått i bakken i 50 år under lignende forhold viser lite korrosjon, 10 - 60 mm pr. år. På tomten ble det trukket stålspunt som hadde stått i bakken i 30 år, og selv i den øvre sonen med grunnvannspeilet i fyllmassene var ståltykkelsen innenfor den opprinngelige valsetoleranser for profilet. Det er derfor ikke truffet tiltak for spesiell korrosjonsbeskyttelse utover selve ståltykkelsen og en innvendig malingsbeskyttelse. Vanntettheten sikres ved helsveising av alle spuntlåser, og sveising av plater over staghull. Overgangen til bunnplaten utføres med injeksjonsslanger i to nivåer.

Den endelige utførelsen er vist i snitt på fig. 10.

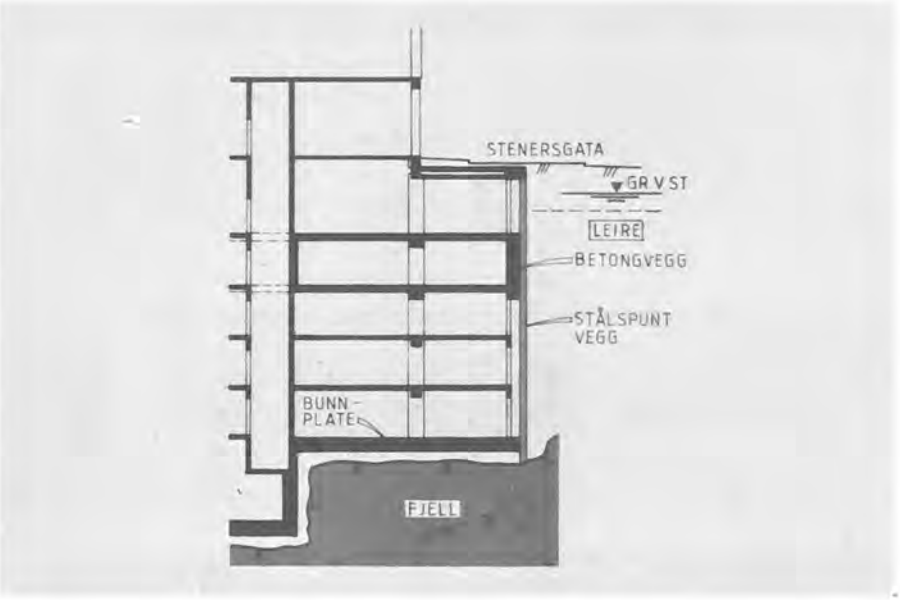


Fig 10

Et katodisk beskyttelsesanlegg ble vurdert som en ekstra sikkerhet, men forkastet. En av grunnene var at det kunne skade nabobygg fundamentert på stålpeler (offeranoder). Det er imidlertid plass i bygget til å støpe innervegger av betong dersom dette senere skulle vise seg ønskelig.

3.5 RAMMEDE BETONGPELER OG STABILITET. GRUNN DEL.

Fundamentering på rammede betongpeler til fjell viste seg økonomisk og fremdriftsmessig fordelaktig, men betenkelig på grunn av den stabilitetssvekkende effekt av de høye poretrykk som pelingen kunne resultere i.

Videre måtte pelene dimensjonere for fremtidige vedhengskrefter - negativ friksjon - fra leira. Det var derfor viktig med færrest mulig og slanke peler.

Som et grunnlag for den endelige prosjektering både av fundamenteringen og sikringen av utgravingen ble det utført en prøvepeling.

NORPEL A/S produserte to peler av høyfast betong - kravet var C 80, den ene med fiberarmert toppel. Ved prøvepelingen ble poretrykksutviklingen og effekten av forboring - såkalt pølsing - målt. Videre ble rammespenningene målt og bæreevnen vurdert ved hjelp av PDA-målinger.

Den normalarmerte pelen ble rammet til brudd, trolig på grunn av skrens, mens den fiberarmerte fikk skader i toppen. Det viste seg at betongen i denne pelen ikke hadde den foreskrevne fasthet.

På grunnlag av prøvepelingen ble det besluttet å benytte peler av høyfast betong kvalitet C 75 med tverrsnitt 756 cm^2 uten fibertilsetning, forutsatt rammet til en karakteristisk bæreevne på Qk = 2.800 kN med maks. fallhøyde 50 cm og min. 60 kN hydraulisk fallodd. Det er så vidt vi vet første gang at slik betong er spesifisert for rammede peler.

Forboring til ca. 10 m dybde viste seg absolutt nødvendig av hensyn til poretrykksutviklingen. Videre ble det foreskrevet asfaltering av pelene for å redusere vedhengskreftene og derved øke nyttelasten.

Poretrykksforholdene som ble lagt til grunn ved den endelige stabilitetsvurdering fremgår av fig. 11.

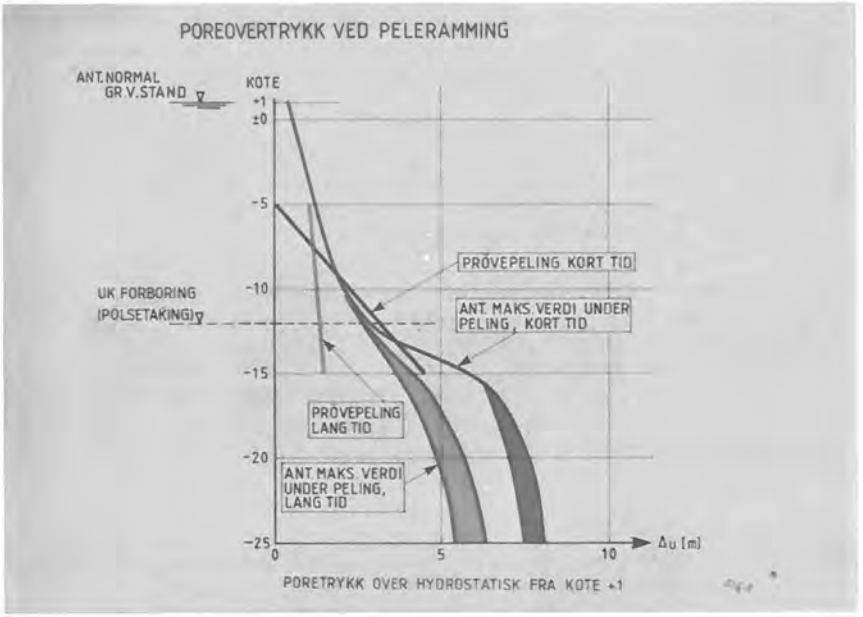


Fig. 11

3.6 DIMENSJONERINGSMETODE. PERMANENT STÅLSPUNT.

Ved beregning av spuntveggen er NOTEBY's egenutviklede EDB-program "SLISS-SPUNT" benyttet. Programmet er bygget opp ved hjelp av et "bjelke-på-elastisk-underlag-program".

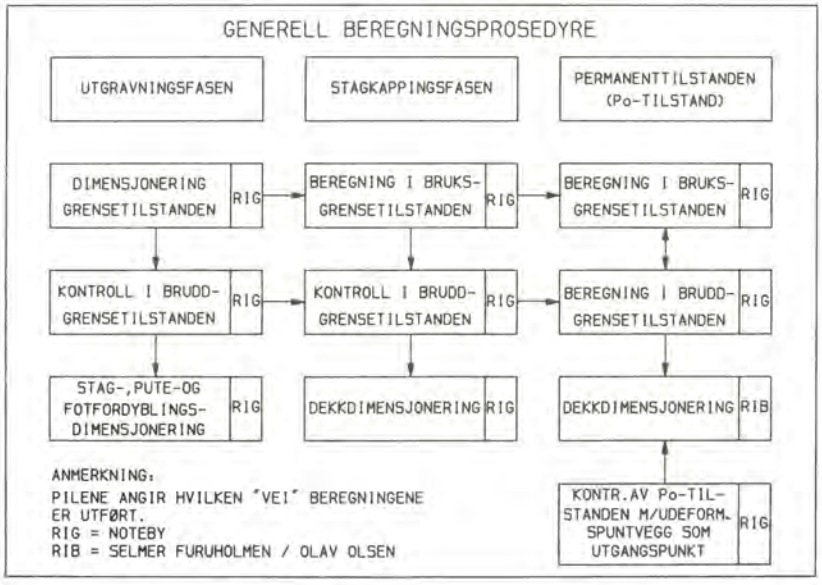


Fig. 12

Beregningene er utført i tre hovedfaser, kfr. fig. 12:

- Utgravingsfasen (graving/staging)
- Stagkappingsfasen og krefteomlagring til dekkene
- Permanentfasen.

I alle tre faser er det tatt utgangspunkt i en analyse av bruksgrensetilstanden der det er lagt vekt på begrensede deformasjoner. Konstruksjonen er deretter kontrollert for bruddgrensetilstanden.

"SLISS-SPUNT" programmet gir utbøyning, rotasjon, moment og skjærkraft samt jordtrykk på begge sider nedover langs veggen i hver enkelt fase under utførelsen.

De viktigste beregningsparametre fremgår av fig. 4 og 9. For bruddgrensetilstanden ble det antatt skadekonsekvensklasse "meget alvorlig" med materialfaktor 1.4 på friksjonsvinkelen.

Jordas styrke er representert ved begrensningslinjer for min. tillatt aktivt trykk, og maks. tillatt passivt trykk regnet på effektivspennings basis. Maks. tillatt passivt trykk er satt lavt i bruksgrenseberegningene ut fra en vurdering av sammenhengen mellom deformasjon og mobilisering av jordas skjærstyrke.

For hver fase i beregningene kontrolleres de beregnede jordtrykk mot grenseverdiene.

Stivhet og samvirke jord/spunt representeres ved "C-moduler", elastiske fjærkonstanter.

Før utgravingen begynner, regnes spuntveggen belastet med et hviletrykk, likt på aktiv og passiv side. Last fra nabobygg eller andre ytre laster tas i betraktning. Opplagerbetingelser ved topp og bunn angis og kan varieres fra "fri" til "full innspenning".

Når det graves ut til en viss dybde (f.eks. til et stagnivå), angis nye trykk mot veggen på den passive siden fra dette gravenivå og nedover. For forankringsstag angis forspenningskraft og fjærkonstant.

Programmet beregner endringene og akkumulerte verdier for kreftene og utbøyningen samt nye jordtrykk for hver grave- og stagoppspenningsfase.

Stagkappingsfasen utføres etter samme prinsipp som for utgravingsfasen. Utgangspunkt for beregningene er spuntveggens og stagenes deformasjons- og spenningskarakteristikk samt jordtrykk etter utgravingsfasen.

Permanentfasen beregnes ved at spuntveggen tilleggsbelastes med differansen mellom det permanente hviletrykket og det beregnede jordtrykket etter stagkappingsfasen.

Beregningene ble kontrollert med en elementanalyse i ett snitt.

Typiske resultater er vist på fig. 13.

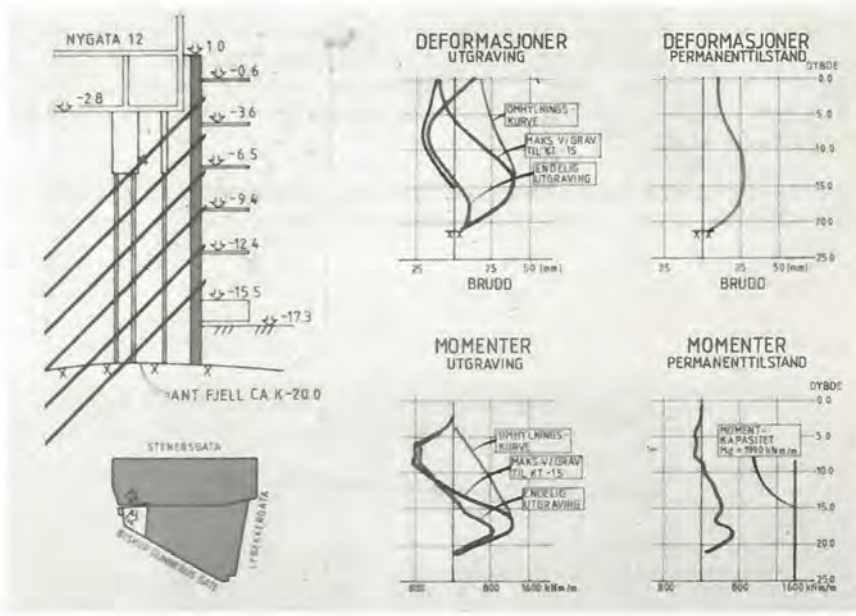


Fig. 13

3.7 SPESIELLE VURDERINGER. DEFORMASJONER.

Dimensjoneringen av spunt og stag tok sikte på beregningsmessige maksimal-utbøyninger i gravefasen på fra 30 til 80 mm og varige deformasjoner på under 50 mm.

Spesielle vurderinger ble gjort for nabobygningen Nygata 12 som står på stålpeler til fjell. Utbøyninger utover ca. 50 mm i den 20 m høye spuntveggen helt inntil denne bygningen ville gi flytning i stålpelene. Det måtte også settes krav til maks. krumningsradius.

Det ble videre tatt hensyn til den forventede poretrykksutviklingen på grunn av pelerammingen i "grunn del", og deformasjonenes påvirkning på betongpelene.

3.8 STAGDIMENSJONERING.

Stagene er dimensjonert ut fra kravene fra spuntens bruksgrenseberegninger koblet med en ulykkes vurdering og samholdt med resultatene fra spuntens bruddgrense-beregninger.

En vesentlig del av prosjekteringen av stagforankringene var arbeidet med å tråkle stagene ned mellom de ca. 250 pelene i grunn del, stålpelene under Nygata 12 og pilarene til Jernbanetorgets T-bane stasjon. Et eksempel er vist på fig. 14.

Stagenes dimensjonerende kapasitet varierer fra 1500 til 3600 kN pr. stk., med stagavstand fra 2 til 3 m.

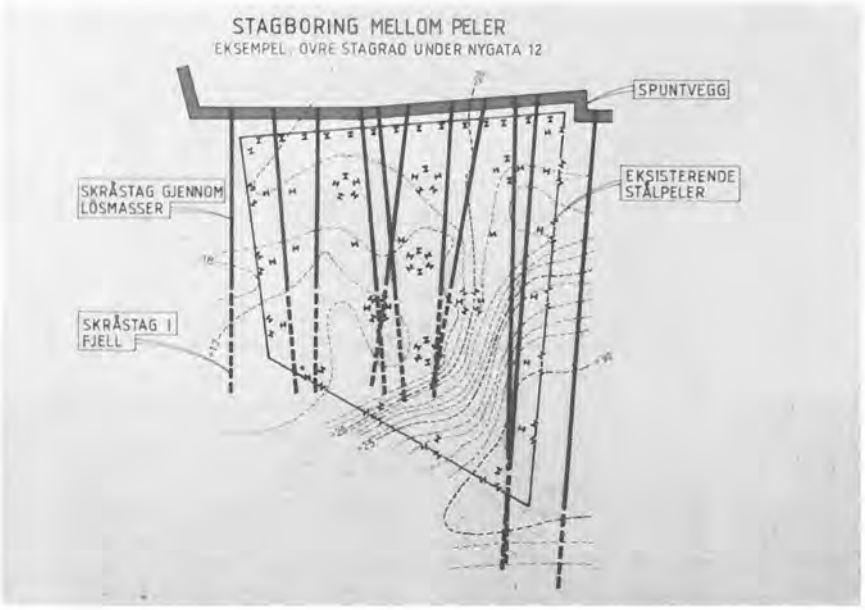


Fig. 14

4. UTFØRELSE/ERFARINGER.

4.1 FRAMDRIFT

Utgravingen startet i grunn del i november -87 mot Biskop Gunnerusgate ved Nygata og fortsatte mot Lybekkergata. Gravemassene ble i hovedsak uttransportert via kjørerampe på terreng mot Lybekkergata ved spunt mot dyputgraving.

Ca. 1 mnd etter gravestart i grunn del startet spuntingen for dyp del mot Stenersgata og Nygata.

Helt i starten foregikk massetransporten fra dyp del ut i Stenersgata, deretter gjennom grunn del og senere på en kjørerampe på graveplanet og til en bru over topp spunt ut mot Lybekkergata, kfr. fig. 15. Denne ble benyttet fram til endelig planum var nådd ved Nygata i juli -87. Gjennomsnittlig helning i tomta var 1:6. Uttransporten ble så lagt om til en midlertidig kjørerampe av stål opphengt på spuntveggen mot Stenersgata med utkjøring i Nygata, kfr. fig. 16.

Gravemassene (totalt ca. 97.000 m^3) ble i perioden november -86 - mai -87 og fra ca. 15. september -87 til ferdig utgraving i oktober, tippet på sjøen via lekter. I sommermånedene ble det meste av massene kjørt til Hellerudsletta.

Fjellarbeider ved sprengning og noe meisling (totalt ca. 4.500 m^3) har pågått fra juni til november -87.

I august -87 startet fundamenteringsarbeidene i dyp del og i midten av september ble første bunnplateseksjon støpt. Fundamenterings- og bunnplatearbeidene samt permanent oppdriftsforankring pågår for tiden parallelt med avsluttende grave- og sikringsarbeider.

4.2 GRUNN DEL

Spunt/forankringer.

Den valgte løsningen baserte seg på en 8-12 m lang svevespunt, avstivet med svakt skråstilte løsmassestag i ett nivå, kfr. fig. 6. Stagene ble boret fra en gjenliggende berme mot spunten. Det var forutsatt en avlasting bak spunten på 1.5 - 2 m's dybde, som først ble utført etter graving til planum. Planum ble fortløpende forseglet med utstøping av en armert påstøp.

Fig. 15

Fig. 16

Forankringen ble først utført på tradisjonelt vis med injiserte løsmassestag. På grunn av sterk kulde under utførelsen og problemer med den kontinuerlig injiserings- og trekkeprosessen, gikk man over til også å benytte løsmassestag av typen EXPANDER BODY. Ved begge typer forankringer ble det benyttet kabelstag. Ønske om/behov for kontaktstøp av yttervegg mot spunt, førte til at kontinuerlige fordelingsputer ikke ble benyttet, men kun "forankringskasser" ved hvert stag.

De fleste stagene ble oppspent mindre enn 14 dager etter injisering (ned til én uke). Stagenes "kapasitet" varierte fra 60 - 250 kN, med et gjennomsnitt på ca. 150 kN.

Spuntdeformasjonene ble overvåket ved helningsmålinger på spunten (inklinometermåling).

Inn mot T-banens stasjonsområde i Gunnerusgate var avstanden fra spunten ca. 8 m (kfr. fig. 5) og således noe kort for løsmasseforankring. Den korte avstanden i kombinasjon med manglende avlastning, noe dypere utgraving enn forutsatt og høyt poretrykk fra peleramming førte til en lokal innpressing av spunten. Spunten ble her i tillegg til stag derfor avstivet med skråstivere mot støpte konstruksjoner.

Fundamentering.

Pelerammingen ble utført av Drammen Peleservice med hydrauliske fall-lodd med loddvekt 60 kN i tidsrommet 27.06.87 - 19.05.87 og totalt ca. 7.500 lm peler ble rammet. Peleleverandøren (NORPEL) møtte de strenge kvalitetskravene ved å levere peler av jevn kvalitet og med tilfredsstillende fasthet. Det ble ikke utført PDA-måling under pelerammingen. Det var imidlertid ikke synlige tegn til skader oppstått under rammingen. Kun ca. 2% av de 250 peler tilfredsstilte ikke det foreskrevne bæreevnekriterie og måtte vrakes.

Totalt vurdert en meget vellykket gjennomført peleentreprise til tross for de spesielle krav til betongkvalitet og bæreevne.

Poretrykksutviklingen ble registrert i 3 stk. elektriske piezometre til ca. 5 m dybde og 5 stk. til ca. 15 m dybde.

Pelerammingen måtte koordineres med stagboringer i den dype delen. Det var en forutsetning at pelene måtte være rammet før stagboring.

Pelerammingen førte som ventet til en betydelig poretrykksøkning. Uttak av leirepølser til 8-12 m dybde begrenset imidlertid poretrykksoppbyggingen i de øvre lag, slik at pelingen kunne utføres tilnærmet kontinuerlig. De ugunstige poretrykksforholdene nødvendiggjorde likevel noe flytting internt i tomta.

"Pølsingen" var stort sett vellykket, men "pølserøret" måtte føres ned to ganger pr. pelepunkt for å gi optimalt resultat.

De registrerte poretrykk under og etter rammingen stemte bra overens med den antatte utviklingen kfr. fig. 17 (se også fig. 11).

Ca. 5 mnd etter avsluttet peleramming var poretrykket kommet ned mot normalt trykk, dvs. ca 1 m reduksjon pr. mnd.

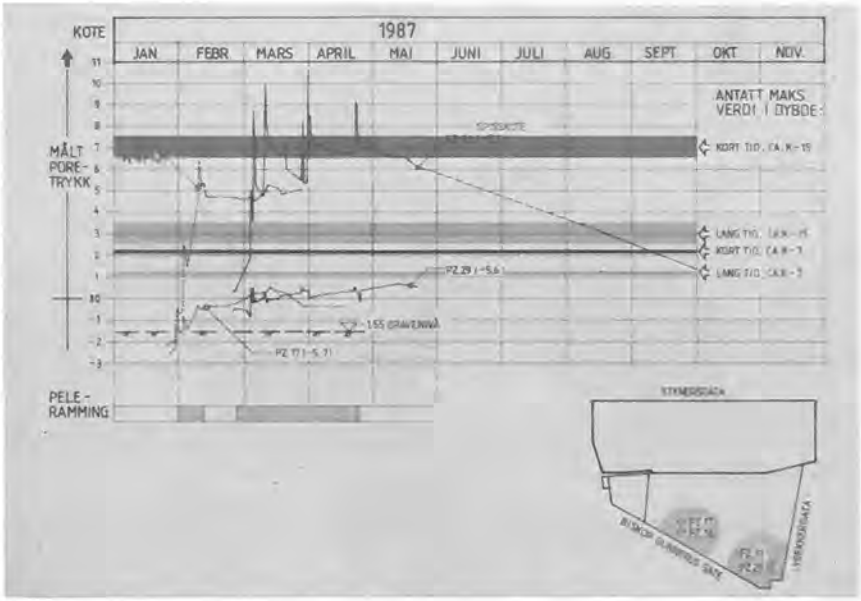


Fig. 17

I et begrenset område med et stort antall peler ble poretrykksutviklingen spesielt ugunstig og det ble her tatt ut ekstra leirpølser hvor hullet ble fylt med sand, og i tillegg ble drensstrips festet til pelene. Løsningene ga noe raskere poretrykksreduksjon ved avsluttet peleramming, men ikke av vesentlig betydning.

Pelingen utført fra endelig gravenivå førte som ventet til oppløft av planum, både som følge av massefortrengning og poretrykks- og stabilitetsforholdene.

Pelene ble utstyrt med forlenget fjellspiss, men i det bratte fjellpartiet opp mot dyp del (brattere enn 1:1) måtte noen av betongpelene erstattes med stålkjernepeler.

4.3 DYP DEL

Forgraving/masseutskifting.

Forgraving og masseutskifting måtte utføres til 2-4 m dybde på grunn av eksisterende kjellerkonstruksjoner, trepeler osv. i grunnen. Det ble benyttet leire i tilbakefyllingsmassene for å bedre rammeforholdene. Leira er imidlertid ugunstig med hensyn til setning og frost.

Spuntramming.

Spuntrammingen ble utført av Entreprenørservice A/S i perioden 05.12.86 - 23.02.87 og totalt ca. 6.000 m^2 ble rammet. De lengste spuntnålene var 23.5 m

Det ble benyttet vibrolodd ved ramming til fjell. Kun ved oppstart av rammingen ble det benyttet føringsbjelke på bakken. Til innmeisling i fjell og kriterieramming ble det benyttet hydraulisk fall-lodd (vekt 50 kN). Rammekriterier for spunten var angitt ut i fra vertikallasten som skråstagene representerte.

Vibroloddet viste seg å være både effektivt og miljøgvennlig. Profilvekt, loddvekt, grunnforhold og svingefrekvens falt gunstig sammen og det ble kun registrert meget små vibrasjoner på naboskatet og i tillegg lite støy. Dette var langt gunstigere enn ventet. Vibreringen var dessuten skånsom overfor spunten.

Utgraving/forankring.

Utgravingen og forankringsarbeidet startet i februar -87 og vil være ferdig i begynnelsen av november -87. Totalt ca. 690 skåstag er boret og montert av Entreprenørservice A/S.

Over halvparten av stagene er boret inn mellom eksisterende peler og pilarer under nabobebyggelsen (T-banen m/pilerer, Nygata 12 m/stålpeler (kfr. fig. 14) og grunn del m/betongpeler). Ved 8 (av 380) stk. stag oppsto kollisjon slik at stagvinkel måtte endres. Stagene inn under grunn del ble dessuten svært lange, opptil 46 m i løsmasser. Enkelte svakhetssoner i fjell og ugunstige fallforhold førte til problemer under boringen. For å oppnå stabile fjellforhold i svakhetssonene måtte foringsrøret bores opptil 5-6 m i fjell.

Som fryktet har stagboringen ført til vannlekkasjer inn i byggegropa, spesielt ved boring inn i svakhetssoner. Entreprenøren valgte en noe forenklet stagsettings- og tetteprosedyre enn forutsatt for å spare tid. Under ugunstige fjellforhold kan dette ha bidratt til større lekkasjer og har nødvendiggjort en del ettertetting. Samtlige staghull gjennom spunten måtte tettes ved påsveiste stålplater (som forutsatt), for å stoppe masseinnpressing ("tannpasta-effekt").

For å hindre vannlekkasjer er det videre utført en systematisk injeksjon ved spuntfot gjennom fordyblingsrørene for de deler av spuntfoten som ikke ble blottlagt.

LARSSEN 430-profilet's utforming (kfr. fig.9) var ikke spesielt gunstig med hensyn til oppleggspunkter for trekantplatene under fordelingsputene. I et par tilfeller oppsto lokal flyting i spuntstålet på grunn av ugunstig kombinasjon av staghull og puteopplegg.

4.4 MÅLETEKNISK OPPFØLGING.

I tillegg til de allerede etablerte setnings- og grunnvannsregistreringer anbefalte vi et relativt omfattende program for måleteknisk oppfølging av byggeaktivitetene.

Programmet som til slutt ble gjennomført var begrenset til:

- Setningsnivellement av nabobebyggelse
- Grunnvannsobservasjoner i området, kfr. fig. 18
- Poretrykksmålinger i grunn del
- Inklinometermålinger på spunt i dyp og grunn del. Inklinometerkanalene i dyp del ble montert i fordyblingsrørene etter fordybling og tildels etter at utgravingen hadde startet. Kanalene i grunn del ble presset ned inntil spunten etter ramming.
- Stagkraftmålinger ved bruk av jekk på staget.
- Innmåling av spunt med teodolitt og avstandsmåler (relativt unøyaktig).

På det nåværende tidspunkt kan følgende generelle slutninger trekkes:

- Setningsutviklingen på nabobebyggelsen har tildels vært mindre enn antatt. Særlig unntak må gjøres for Nygata 6 og 6 B som skyldes uforutsette forhold.
- Grunnvannsutviklingen har i hovedsak vært bra. Kfr. kapittel 4.5.
- Poretrykksmålinger i leira under og etter peleramming samsvarte bra med de forventede ut fra prøvepelingsresultatene, kfr. fig. 17.
- Inklinometermålingene startet først etter at utgravingen hadde startet. Det er derfor kun de relative spuntdeformasjoner mellom grave- og oppspenningsfasene som kan sammenlignes med beregningene. Jorda har vist seg å være noe stivere enn antatt og de relative deformasjonene har vært mindre enn de beregningsmessige.
- De målte stagkreftene har stort sett vært mindre enn de beregnede. Dette skyldes sannsynligvis både den kontinuerlige oppspenningsprosedyren (avslakking av nabostag), innpressing av spunten mot jorda og i enkelte områder spuntsetning (tannpasta).
- Innmålingsresultatene av spunten har bare blitt benyttet som veiledende informasjon og til geometrikontroll i forhold til prosjektert plassering.

4.5 GRUNNVANN.

Anleggsarbeidene har ført til en senkning av grunnvannstrykket ved fjell i et område rundt dyputgravingen. Systemet av vanninfiltrasjonsbrønner i fjell har vært av avgjørende betydning for å motvirke denne trykkreduksjonen, kfr. fig. 18.

Aktivitetene som har ført til en trykkreduksjon ved fjell er stagboringen i utgravingsfasen (tilsammen ca. 690 stag), skjæringsarbeider i fjell og i tillegg lekkasjer opp gjennom rør for fordyblingsbolter fra spuntfot. Lekkasjene fra fjellet har i hovedsak kommet fra svakhetssoner. Lekkasjene fra spuntfot der denne ble blottlagt har vært små og blitt stoppet ved injisering og støp av en betongdrager ved spuntfot.

Nærmest gropa har senkningen av grunnvannstrykket vært noe større og vart noe lengre enn ventet, men de resulterende setningene synes på det nåværende tidspunkt å ville ligge innenfor anslagene.

Grunnvannstanden observert i løsmassene nær terreng har generelt ikke vært påvirket.

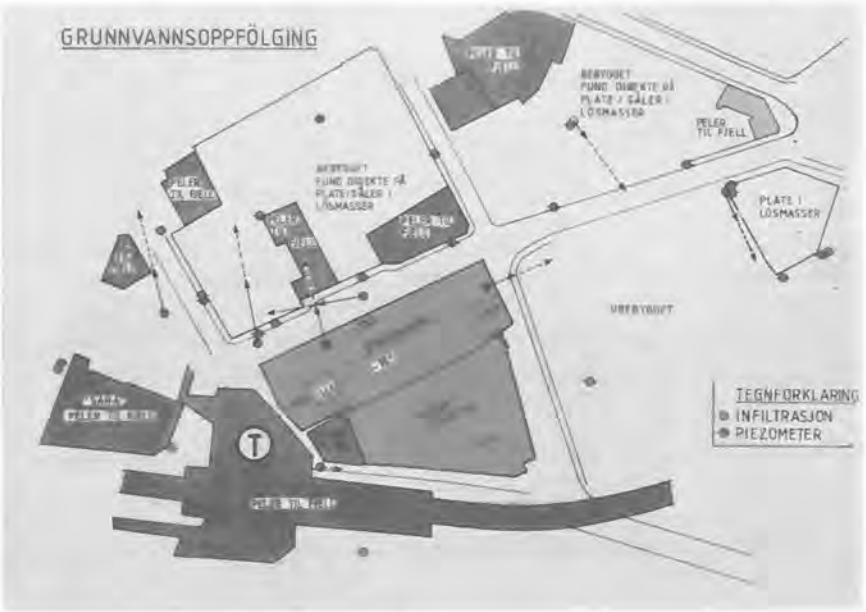


Fig. 18

4.6 SLUTTKOMMENTAR.

På tross av at man tidligere ikke hadde erfaring fra en så dyp spuntavstivet byggegrop i "Oslo-leira", har utgravingen og sikringen av byggegropa vært gjennomført på en tilfredsstillende måte.

Med unntak av et nabobygg, Nygata 6 og 6 B, har byggeprosjektet til nå ikke påvirket naboskapet i større utstrekning enn ventet.

Nygata 6 og 6 B har blitt påført store setninger. Dette skyldes flere forhold, men i det vesentligste en lokal spuntinnpressing.

Både permanent stålspunt kjeller og peler i høyfast betong er et resultat av et samarbeid med de byggetekniske rådgivere og en åpen innstilling til det å prøve noe nytt både hos byggherre, arkitekt og entreprenørorganisasjon.

Vi vil til slutt takke alle kollegaer i NOTEBY som har medvirket ved prosjektet.