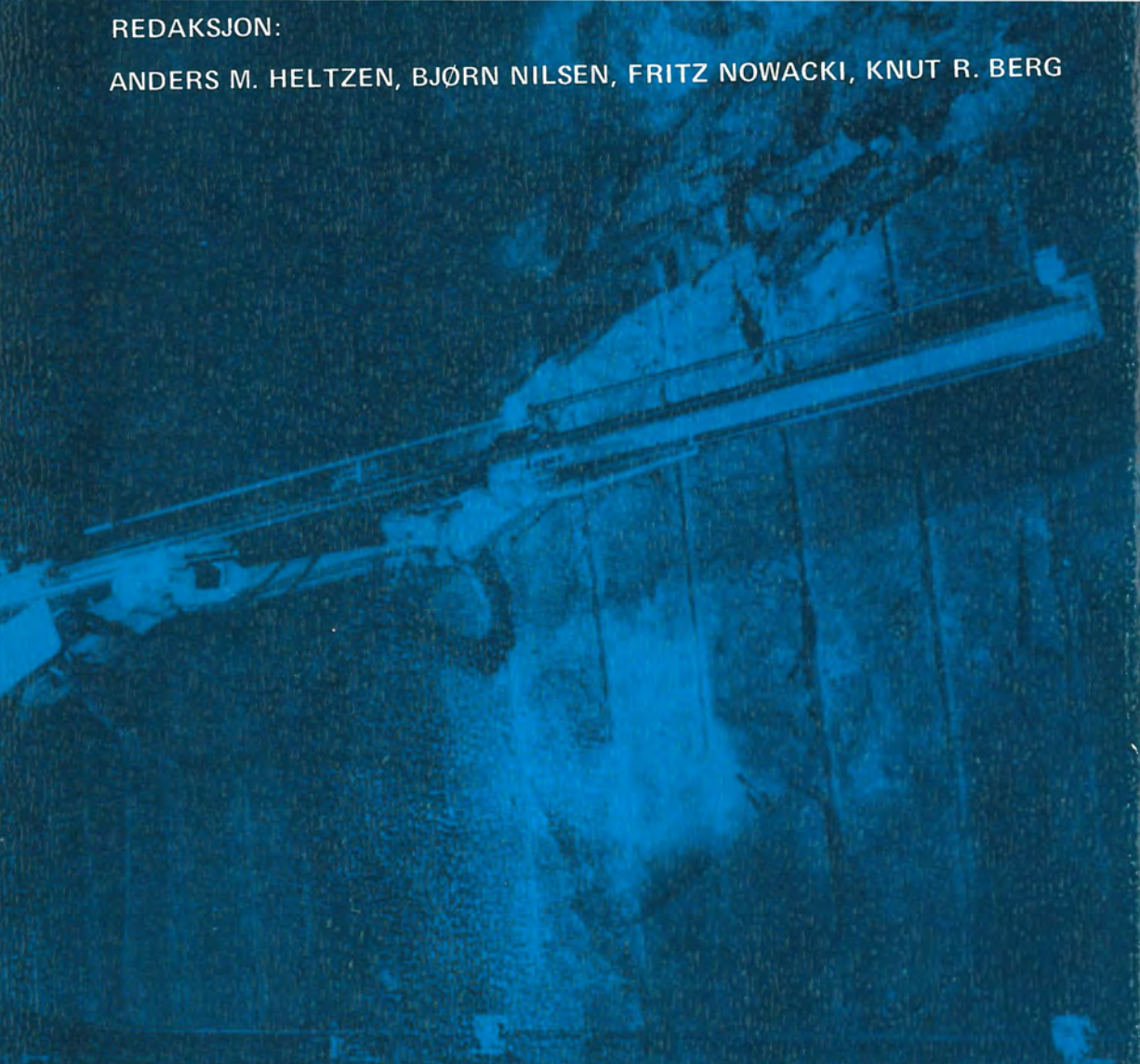
REDAKSJON:
ANDERS M. HELTZEN, BJØRN NILSEN, FRITZ NOWACKI, KNUT R. BERG



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK GEOTEKNIKK 1982

TAPIR

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1982
BERGMEKANIKK 1982
GEOTEKNIKK 1982

TAPIR
TRYKK

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1982

Foredrag fra Fjellsprengningskonferansen i Oslo 4. november 1982

BERGMEKANIKK 1982

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo 5. november 1982

GEOTEKNIKK 1982

Foredrag fra Geoteknikkdagen i Oslo 5. november 1982

NORSK JORD – OG FJELLTEKNISK FORBUND
TILKNYTTET NIF

TAPIR
1982

© TAPIR, 1982

ISBN 82-519-0551-6

FORORD

Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen ble avviklet i Oslo 4. og 5. november 1982.

De faglige innlegg er trykket i dette kompendiet.

Årets bok er, i motsetning til tidligere bøker, basert på nedfotografering og trykking av foredragsholdernes originalmanus. Selv om den trykningstekniske kvaliteten er varierende, grunnet forskjellig bruk av bokstavtyper, linjeavstand etc. har redaksjonskomitéen og de arrangerende organisasjoner akseptert en slik løsning av hensyn til en utgivelse så snart som mulig etter arrangementet.

Dr.Ing. O.T.Blindheims referat fra konferansen 1981 (25A), Fullprofilboring i anlegg med bergtrykksproblemer, er tatt med i årets bok, da temaet har sin naturlige tilknytning til innlegget gitt på konferansen i 1982.

Innholdet i de enkelte foredrag står helt og fullt for forfatterens egen regning. Det er ikke foretatt språklige eller ortografiske endringer av forfatternes originale manus, men redaksjonskomitéen har gjennomgått manuskriptene og foretatt mindre utseendemessig korreksjoner.

På vegne av arrangørene håper vi at boken vil gi nyttige opplysninger og bidra til å bedre de faglige kunnskapene innenfor fagfeltene som arrangementene dekker.

Oslo, 1.desember 1982

Redaksjonskomité

Anders M. Heltzen Bjørn Nilsen Fritz Nowacki Knut R.Berg

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Sivilingeniør Aslak Ravlo, formann i
Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

1. 20 ÅRS TILBAKEBLIKK ..... 5 sider

2. Overingeniør Hallvard Holen
FULLPROFILBORING I GNEISGRANITT OG
BORING AV STIGORTER, ERFARINGER FRA
ULLA-FØRRE ANLEGGENE ..... 13 sider

3. Disponent Kristian Olimb
BORING AV KORTE, HORISONTALE FULL-
PROFILTUNNELER I VEKSLENDE FJELL OG
LØSMASSER ..... 7 sider

4. Cand.real. Eystein Grimstad
ERFARINGER FRA MEKANISK RENSK MED
ROTERENDE BOM ..... 10 sider

5. Ingenjör Owe Lindström
MEKANISERAD SKROTNING ..... 4 sider

6. Avdelingssjef Oddvar Brøndbo
ANFO OG MILJØ VED TUNNELSPRENGNING .... 8 sider

7. Ingeniør Per Halvor Sælebakke
VANNKRAFTANLEGGET VED KONGSBERG
SØLVVERK ..... 9 sider

8. Sivilingeniør Erik Dahl Johansen
SPRENGNING AV SILO FOR RANA GRUBER .... 17 sider

9. Sivilingeniør Torbjørn Herre
DAMARBEIDENE I VATNEDALEN ..... 11 sider

10. Anleggsleder Per Ove Aftreth
PLANERINGSARBEID VED KÅRSTØ-ANLEGGENE 8 sider

11. Overingeniør Knut Garshol
HØYTRYKKSVASKING AV INJEKSJONSHULL 13 sider

12. Diplomstudent Tor Harald Hansen
PRAKTISKE ERFARINGER MED FRIKSJONS-
BOLTER ..... 8 sider

13. Ingeniør Willy Buberg
KNUSING AV TILSLAGSMATERIALER.
ERFARINGER MED SLAGMØLLER ..... 10 sider

14. Overingeniør Jarle Gausen
ERFARINGER MED MOBILE KNUSEANLEGG .... 6 sider

15. Sivilingeniør Kjell Brevik
Sivilingeniør Arnfinn Erlien
NYTT PALLBORINGSUTSTYR FOR HULLDIAMETER OVER 100 mm ..... 13 sider

16. Markedssjef Terje Søyland
EN SAMMENLIGNING AV ALTERNATIVE LASTE-MASKINER ..... 11 sider

DEL II: BERGMEKANIKK OG GEOTEKNIKK

FELLESSESJON

Bergingeniør Anders M. Heltzen, formann i
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund
FROST OG NEDFRYSING ..... 1 side

17. Vegsjef Kaare Flaate
DET ER KALDT HER I NORD ..... 6 sider

18. Sivilingeniør Per-Erling Frivik
FRYSELAGRING I FJELL ..... 10 sider

19. Sivilingeniør Per Gundersen
FROSTSIKRING AV LEDNINGER ..... 22 sider

20. Sivilingeniør Gunnar Asting og
Ingeniør Stein Braathen
KRYSSING AV DYPRENNE UNDER RÅDHUSPLASSEN,OSLO 12 sider

21. Sivilingeniør Arnulf J. Robsrud
FRYSESTABILISERING UNDER RÅDHUSPLASSEN, OSLO 17 sider

BERGMEKANIKKDAGEN

22. Sivilingeniør K. Borge Pedersen
LITT OM FROST OG FROSTSIKRING AV VEGTUNNELER 14 sider

23. Forsker Stein W. Bie
DIGITAL KARTLEGGING ..... 15 sider

24. Cand.real Kjell Buer
SAMMENHENG MELLOM SPREKKER OG SPENNINGER I
FJELL ..... 23 sider

25. Dr.ing. O. T. Blindheim
NYE ERFARINGER OM OPPSPREKNINGENS INNVIRKNING
PÅ BORBARHET OG STABILITET VED FULLPROFILBORING 17 sider

25.A Dr.ing. O. T. Blindheim
FULLPROFILBORING I ANLEGG MED BERGTRYKKS-
PROBLEMER ..... 19 sider

26. Dr.ing. Arne Myrvang
SPENNINGER I SPRØYTEBETONG ..... 9 sider

27. Sivilingeniør Svein Øyvind Norheim
INGENIØRGEOLOGISKE OG ANLEGGSTEKNISKE FORHOLD VED TILFLUKTSROM/PARKERINGSANLEGG I STAVANGER SENTRUM ..... 20 sider

28. Sivilingeniør Ulf Fredriksen og
Sivilingeniør Arild Palmstrøm
20 M HØY FJELLFANGDAM VED RÅNÅSFOSS KRAFTVERK 11 sider

29. Sivilingeniør Per Magnus Johansen
STABILITET AV DAMFUNDAMENT, FØRREVASSDAMMEN 11 sider

GEOTEKNIKKDAGEN

30. Sivilingeniør Svein Erik Torgersen
FROSTSIKRING AV FUNDAMENTER ..... 13 sider

31. Sivilingeniør Åsmund Eggestad
TELEKREFTER MOT STØTTEKONSTRUKSJONER ..... 15 sider

32. Sivilingeniør Egil Nordahl Rolfsen
FROST I BYGGFASEN - EKSEMPLER FRA PRAKSIS .... 16 sider

33. Sivilingeniør Reidar Sætersdal
FROSTSIKRING AV VEG (TELEMEKANISMEN/ISOLASJONS-MATERIALER/ISGLATTE VEGER) ..... 8 sider

34. Sivilingeniør Knut Sætre
FROSTSIKRING VED JERNBANEN ..... 12 sider

35. Sivilingeniør Odd Gregersen
FUNDAMENTERING PÅ PERMAFROST PÅ SVALBARD
ARBEIDER UTFØRT AV NTNF's UTVALG FOR PERMAFROST 16 sider

20 ÅRS TILBAKEBLIKK

Sivilingeniør Aslak Ravlo, Ingeniør F. Selmer A/S.
Formann i Norsk forening for Fjellsprengningsteknikk.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund ønsker velkommen til Høstarrangementet 1982.

For Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk markerer dagens konferanse en milepel. Denne fjellsprengningsdagen er nr. 20 i rekken.

Vi er vanligvis mest opptatt av det som skjer i dag, av hva som er nytt på den faglige fronten, om våre konkurrenter har gjort noe smart i det siste (har de vært uheldige, så er også det interessant nytt).

Et lite tilbakeblikk blir opptakten til årets konferanse: Det første konferansen ble arrangert 21. og 22. november 1963 i Ingeniørenes Hus. Det kostet 200 kroner, og vi fikk festmiddag på Continental for 75 kroner. Det var dyrt det.

Bildene fra foredragssalen den gang egner seg (av fotografiske årsaker) ikke for fremvisning, hovedinntrykket er imidlertid

- høytidelighet
- mørke dresser
- slips og kortklippet hår

Emnevalg opp gjennom årene har ikke endret seg mye. Jeg kan fra første konferanse - finne foredrag om

- Rigger for tunge bormaskiner i mellomstore tunneltverrsnitt
- Økonomisk sammenligning mellom tungt og lett borutstyr
- Driving av 600 m lang stigort
- Presplitting hadde hele 4 foredrag, og stemmene bak har vi hørt ved forskjellige anledninger senere. De var nemlig Heltzen, Barbo, Kr. Bjerkan og Eskild Bentzen.

I vår første protokoll kan vi finne et utkast som er håndskrevet av Professor A. Brandtzæg der det foreslås opprettet en

"Norsk forening for fjellsprengningsteknikk"

Opp gjennom årene har programmet variert - men dog lite: Det går på:

dynamitt - anfo - slurry
slurry - anfo - slurrit
orter - sjakter - svingekammer
grovhol - gleshol - småhol
nye maskiner - nyere maskiner og enda nyere maskiner

Emnene er like, men bak overskriftene skjuler det seg en voldsom utvikling.

I ettertid er det søtt å referere fra styreprotokollen:

For eksempel fra styremøte 10.10.1966, pkt. 7 og 8:

"Formannen forela for styret den velkomsthilsen han ville fremsi. Styret fant at denne var passende for anledningen".

Vi er mindre formelle i dag.

Utviklingen for foreningen har nær sammenknytting til utviklingen for konferansen:

Det første konferansen i 1963 hadde 300 deltakere. Dette holdt seg konstant frem til 1969-70, men senere har det vært en jevn stigning i oppslutningen frem til i dag, der vi samles ca. 700 mennekser.

Styrets oppfatning er at dette er 700 av

- de mest innsiktsfulle
- de mest interesserte
- de mest aktive
- og de mest miljøskapende på fjellsprengningens område.

Det har alltid vært et hovedmål for konferansen å nå frem til alle grupperinger innen et omfattende fagområde. Vi har villet nå bergverks- og anleggsvirksomhet i videste forstand.

Det betyr

- Miljøet der teorier fødes, tas vare på og utvikles
- Offentlige etater knyttet til fjellsprengnings-virksomhet
- Virksomheter som leverer maskiner, materialer og utstyr
- Ingeniørforretninger som planlegger
- Byggherrer
- Og sist, men ikke minst, entreprenørene

Etter hvert som arrangementet har øket i omfang, har vi slitt ut forskjellige lokaliteter. Det startet i Ingeniørenes Hus.

Vi var i Colosseum et par år, og kom hit til Hotel Scandinavia i 1974. Her har vi det bra. Selve konferansesalen kunne nok har vært mer velegnet, men her er det sentralt, vi får mat og til og med morgendusjen her.

Organisasjonsmessig har vi også gjennomlevet forandringer. Den første konferansen ble arrangert av kontor for fjell-sprengningsteknikk i samarbeid med Ingeniørforeningen. Da ble vår Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk startet. Økende aktivitet på området ingeniørgeologi og bergmekanikk førte til at Norsk Bergmekanikkgruppe ble stiftet i 1970. Bergmekanikkgruppen har vist stor aktivitet og har gjort mye for å øke interessen og faglig nivå for dette fagfeltet som vi føler får stadig større betydning.

Geoteknisk forening har stått sammen med oss fra høst-arrangementet i 1975. Videre har vi deltatt i etablering av Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund. Dette er fellesskapet mellom Geoteknisk forening, Bergmekanisk gruppe og fjell-sprengningsforeningen.

Dette ekteskapet fungerer godt.

I vårt lille miljø er samarbeid viktig.

Endelig vil jeg gjerne trekke frem vårt siste barn -

Fjellsprengningsforeningens Internasjonale Komité

Den opererer svært fritt med sitt eget budsjett og sine spesielle støttemedlemmer.

Der gjøres det et godt, aktivt og betydningsfullt arbeid for å spre kunnskap om norsk teknologi på alle felter innen fjellsprengningsforeningens interessesfære.

Utviklingen stopper ikke. Det må vi stadig minne oss selv om. Vi må møte og bidra til å løse nye utfordringer med et åpent sinn. Vi kan gjerne "mimre" litt over historien og historier, men det er dagen i dag og dagen i morgen vi må være mest opptatt av.

Høstkonferansen skal gjenspeile aktiviteter rundt omkring i vårt land og internasjonalt. Har vi så opplevet noen høydepunkter?

- Dimensjonen av dagbruddsdriften på Bjørnevatn og i Rana med 12-13" borhull.
- Utviklingen innen kraftutbyggingen: F.eks. gjennomføringen av SIRA-KVINA utbyggingen, AURLAND og EIDSFJORD
- Og ikke minst de maksimalt pågående arbeider ved ULLA-FØRRE-anleggene
- Industrianleggene: F.eks. Karmøy, Mongstad og Bamble
- Oljelagrene i Oslo, Stavanger, Mongstad og i Trøndelag
- Bergrom for renseanlegg, idrettsformål og forsvars-anlegg
- Utviklingen på borstålet
- Nye borrigger, laste- og transportutstyr
- Og kanskje den viktigste endringen: Gjennomført bruk av hydraulmaskiner for boring

I dag står elektrifisering og mekanisk fjellrensk i forgrunnen.

Dagens samfunnssituasjon preges av usikkerhet. Vi er inne i en periode med økonomiske tilbakeslag og tildels stor arbeidsløshet over store deler av verden. Det er en ny opplevelse for de fleste av dagens aktive.

Norge er en utkant på alle områder. Også krisene kommer litt senere hit. I utgangspunktet lever vi i et karrig land, og generasjonene før oss måtte klare seg med lite. De overlevde den gang og la også grunnlaget for oss. Vi vet at vi også kan stramme livbeltet. En måte å gjøre det på er å utnytte våre ressurser bedre, vise større oppfinnsomhet og være mer våken for nye impulser. Vi håper at konferansen 1982 kan bidra med sine beskjedne skjerv til dette.

Styret takker alle dere som gjennom mange år har støttet oppunder arrangementet, bidratt med gode forslag, deltatt i de faglige diskusjoner både i salen, i korridorene eller andre høvelige steder.
Det er fristende å trekke frem personnavn.
Dog ingen nevnt, ingen glemt.
Likevel nevner jeg at vi i år som så mange år før har samme sekretær og samme møteleder.

Tilslutt ønsker vi dagens foredragsholdere og tilhører
LYKKE TIL!

FULLPROFILBORING I GNEISGRANITT OG BORING AV STIGORTER, ERFARINGER FRA ULLA-FØRRE ANLEGGENE

Fullface and raisedrilling in hard rock at the Ulla-Førre power plant.

Overingeniør Hallvard Holen, NVE Ulla-Førre-anleggene.

SAMMENDRAG

Dette innlegget omhandler 3 prosjekter som har vært under utførelse ved Ulla-Førre-anleggene.

Fullprofilboring av en 7.8 km lang tunnel med diameter 3,5 m i egen regi.

Boring av 4 trykksjakter for Saurdal kraftverk med diameter 3.5 - 3.8 m og lengde ca 150 m hver ved det franske firma Entreprise Huillet.

Boring av 2 bekkeinntak med diameter 1,4 m og lengde 260 og 300 m samt et tilnærmet horisontalthall med D=0.80 m og l = ca 75 m ved Entreprenørservice A/S.

For fullprofilprosjektet vil innlegget i det vesentlige omhandle de spesielle problemer som er knyttet til boring i hardt fjell.

De to sjaktboreprosjektene vil bli gitt en mer generell behandling.

SUMMARY

This article describes 3 seperate prosjects at Ulla-Førre.

Fullface drilling of a 7.8 km long tunnel with dia 3,5 m. Contractor: Norwegian State Power Board itself.

Raisedrilling of 4 penstocks for Saurdal Power station with dia 3.5 - 3,8 m, each with a length at about 150 m.
Contractor: Entreprise Huillet, France.

Raisedrilling of 2 intake shafts with dia 1,4 m and length 260 and 300 m and one nearly horizontal hole with dia = 0.8 m and length about 75 m.
Contractor: Entreprenørservice A/S.

For the first prosject this article will mainly describe the problems of drilling in hard rock.

The two other prosject will be given a more general describtion.

GENERELT.

Ved Ulla-Førre har det også tidligere vært boret en rekke sjakter og det vises i den forbindelse til innlegg ved fjorårets konferanse ved siv. ing. Hans Vestad.

Utenom det som her skal omtales skal det bores ca 20 sjakter i de nærmeste år.

Dette innlegget skal imidlertid ta opp det som har skjedd det siste året.

FULLPROFILBORING I GLOMMEDALEN.

Beskrivelse av tunnelen.

Denne tunnelen er den sydligste del av det nær 40 km lange tilløpssystem for Kvilldal Kraftverk.

Fig. 2.1 Oversikt Sydoverføringen

Den er velegnet for fullprofilboring m.h.t. tverrsnitt og lengde, med en aktuell borediameter på 3-3.5 m og en lengde på en stuff på 7.8 km.
Det er også mulig å bore motstuffen på 2.5 km tidsmessig med samme maskin. Grunnen til det er omfattende sjaktarbeider på den lange stuffen som ikke kan utføres parallelt med boring uten å sprenge nisjer noe som er en ulempe ved fullprofilboring. Det er derfor en relativt god utnyttelse av en såvidt kostbar investering som en TBM med tilbehør.
Geologien er derimot ikke av det gunstigste slaget for fullprofilboring med hele tunnelen liggende i massive gneisgranitter.

Et annet minus er også forholdsvis mye kurveboring, bare på hovedstuffen vel 1,5 km.

FORHÅNDSVURDERINGER.

Etter noe intern diskusjon ble det besluttet å foreta en undersøkelse av prosjektet m.h.p. fullprofilboring, og Institutt for Anleggsdrift ved NTH ble gitt dette oppdraget.
Instituttet hadde utviklet en prognosemodell der følgende parametre inngår.
Borsynkindeks DRI
Borslitasjeindeks BWI.

Oppsprekkings-grad og oppsprekkingens vinkel med boreretning.

Undersøkelsen startet med befaring av tunneltraceen med prøvetaking i dagen og ga følgende resultat:

Bergarter:	Massive gneiser med svak foliasjonvarierende fra fin til grovkornet.
DRI:	40-60 d.v.s. varierende fra lav - høy, men med overvekt av høy: d.v.s. god borbarhet.
BWI:	25-35 d.v.s. lav - middels.

Oppsprekkingsgrad : 1, d.v.s. massiv.
Svakhetssoner slik at sikringsarbeider utover det normale for fullprofildrift kan påregnes.

Konklusjon: Det er fullt mulig å bore tunnelen og økonomisk er det betydelig billigere enn konvensjonell drift.

Med disse optimistiske spådommer ble det sendt ut forespørsel på bormaskin og bakrigg.

MASKIN OG BAKRIGG.

Da det her bevisst ble satset på et såvidt omfattende prosjekt i hard-rock, var det ønskelig å få garantier fra leverandørene fortrinnsvis knyttet til NTH's bergartsparametre.
Det viste seg at leverandørene var villige til dette selv om NTH-indeksen er lite kjent ute. Resultatet ble at det ble inngått avtale med Robbins om kjøp av TBM. Garantiavtalene skal ikke omtales nærmere, men de viktigste maskindata er følgende:
D = 3.5 m.
Cuttere: 27 stk 15 1/2" derav 2 doble senterkuttere.
Brutto nominell matekraft pr kutter: 18.2 tonn.
Slaglengde: 1.22 m.
Dreiemoment: 58 tonn m.
Rotasjon: 10 omdr./min.
Midlere ringsporavstand: 6,5 cm.
Totalvekt: 92 tonn.

Årsaken til at 3.5 m ble valgt var at vi ville ha døra på gløtt for å komme over på konvensjonell drift om det skulle gå helt galt og at totalkostnadene ikke var vesentlig høyere enn for en 3 m maskin.

Som bakrigg ble valgt en ensporet Mühlhäuser bakrigg med plass til 14 vagger under transportbeltet. Årsaken til at ensporet rigg ble valgt var først og fremst av prismessige årsaker, men den gir noe bedre passeringsmulighet og mulighet for større vagger i det aktuelle tverrsnitt.

MANNSKAP

Vi hadde ingen som var kjent med fullprofildrift. Det var imidlertid mange interesserte og det gikk greit å plukke ut mannskap. Opplæring ble gitt både ved fabrikk og i felten.
Det meste av tiden har Robbins hatt en servicemann på stedet. Mannskapsstyrken er 3 x 7 mann med Nordsjøordning slik at arbeidet tid blir 108 t/uke. I tillegg 2 mann til kutter- og vaggrep.

UTKJØRING.

Skinnegangen boltes direkte til sålen uten sviller. Det ble valgt bl.a. fordi vi frykter mye vann og en på den måten får en "grøft" mellom skinnene. Dessuten er opprensk av spill enklere.

Det brukes 14 t diesellok og 8 m^3 vagger. I og med at det er enkeltsporet bakrigg og ingen rangeringsmulighet inne blir det relativt mye lokkjøring da en har en kjøreprosedyre som gjør at en fyller bortimot det doble antall vagger av det som går under båndet før hele settet må ut. Det muliggjøres ved at loket

foretar flere turer ut og at forhalingen av vaggene skjer uavhengig av loket. Det er senere meningen å sette inn Californiapens.

DRIFTSDATA.

I fig. 2.2 er ukeproduksjon (sort søyle) og midlere netto borsynk (lys søyle) pr uke gjengitt fram til sommerferien 1982. Vi ser en klar sammenheng mellom ukeproduksjon og borsynk, men med en del unntak som fremgår av figuren.

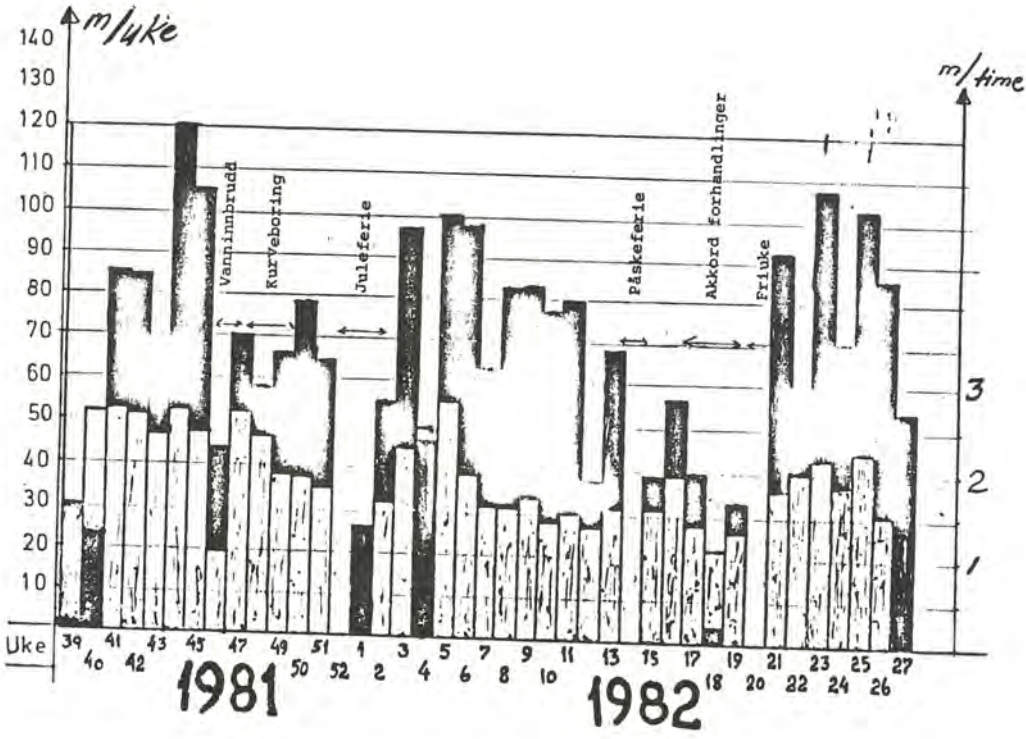


Fig. 2.2

Inndrift m pr. 26/8-82	2.836
Midlere ukeinndrift m	67.1
Største ukeinndrift m	120,8
Største inndrift på et skift m	20,4

I tabell 2.3 er netto midlere ukeinndrift satt opp sammenholdt med NTH's prognoser basert på DRI. Vi ser her en manglende sammenheng noe som skal kommenteres senere.

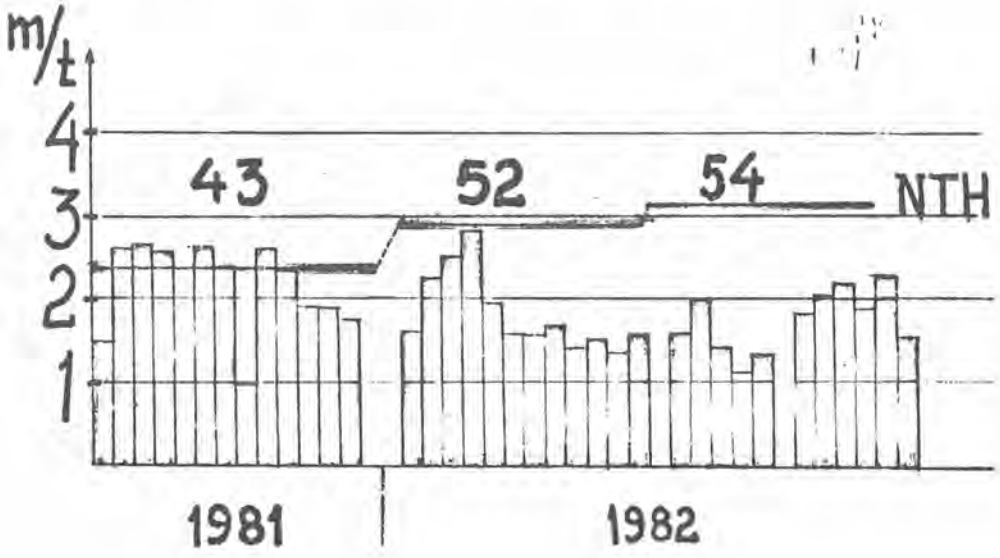


Fig. 2.3

Nedenfor er angitt arbeidstidens 0/0-vise fordeling. Interessant er å merke seg at kutterskifte utgjør over halvparten av netto boretid. Også her bør det kunne gjøres enklere. Kuttere med vekt 150 kg skal baskes i meget trange rom og med temperaturer over + 30°.

Driftstid (boring)	40.2%
Stopptid p.g.a.	
Kutterbytte	21,6%
Service og rep. TBM	11.8%
Service og rep. bakrigg	4.4%
Kabelskjøting	1,2%
Vanntilførsel	1,8%
Ventilasjon	1,7%
Venting på vagg	3,7%
Skinnelegging	2,9%
Vask og rengjøring	2,0%
Tilbaketrekk, inspeksjon	1,2%
Transport av materiell	0,4%
Stikking	0,5%
Dårlig fjell	0,3%
Prøvetaking	0,5%
Annet	5,2%

KOSTNADER

Kostnadene ser foreløpig ikke skremmende ut, men det er for tidlig å trekke endelige konklusjoner. Kutterkostnadene ser ut til å bli ca 15%, mens kapitalutgiftene naturligvis er betydelige.

GEOLOGISKE ERFARINGER.

Det som er mest interessant ved Stølsdalsprosjektet er imidlertid hvordan en såvidt hard bergart er å bore i og hvilke faktorer som innvirker på boringen. Vårt utgangspunkt var NTH's prognosemodell og bergartsparametre.

Først litt om forundersøkelsene. Prosjektet ble som tidligere nevnt basert på prøver i dagen. Fjellet er meget lite overdekket langs tunneltraceen så forholdene er oversiktlige i så måte. Men hvor representative er prøver tatt i dagen? og i hvilken grad er det mulig å ta ut representative prøver i det hele. De uttatte prøver viste stor variasjon i DRI-indeksen selv om bergarten i det store og hele er den samme, men med relativt stor variasjon i kornstørrelsen.

Ved utsendelse av forespørsel på TBM ble det sendt med steinprøver, og disse ble også testet ved NTH. De første prøvene viste i grove trekk 3 bergartstyper og meningen var å sende med en av hver av disse.

Resultatet fra NTH viste til dels betydelig avvik fra de første prøver og i ugunstig retning.
En ny prøveomgang ble tatt og denne ble liggende nærmere den første enn den andre.
Min konklusjon er følgende: Med en såvidt tungvinn prøvemetode som DRI og BWI er en tvunget til å ta få prøver, dermed er faren for feil større. Muligens skyldes denne at dagfjellspåvirkning varierer og dette er det vanskelig å se ved uttak av prøver.

Nå ble tunneltraceen noe lagt om fordi det ble antatt betydelige sikringsarbeider i den opprinnelige traceen, men likevel stemmer bergartsprøvene fra dagen og tunnelen relativt dårlig. Omleggingen av tunneltraceen var nok også en feilvurdering idet fjellet hittil har vært usedvanlig godt. Det eneste problem har vært vann som har forårsaket utvasking av kaks fra transportbåndet med påfølgende håndlasting. Trolig ville fjellet i den opprinnelige traceen vært lettere å bore i og sikringsarbeidene små, uten at det kan trekkes generelle konklusjoner av dette.

Vi så at til tross for at borsynken ble mindre gikk DRI-verdien i gunstig retning. Selv om det var grunn til å stille sprøsmål ved om DRI-indeksen er god nok

parameter i hardt fjell, er det neppe så galt at den har motsatt fortegn.
Årsaken ligger nok i oppsprekkingen.

Som nevnt innledningsvis ble fjellet antatt å være massivt, men en og annen sprekk og stikk forekommer. Det er en helt tydelige sammenheng mellom borsynk og oppsprekking og selv et enkelt stikk har en vesentlig positiv innvirkning. Årsaken til dette er, tror vi, at de kutterne som går nær stikket avlastes slik at kutterkraften i det massive fjellet blir større. Det er foretatt undersøkelser av sammenhengen mellom kutterkraft (matetrykk) og inndrift og selv om forsøkene er få er konklusjonen entydig. Se fig. 2.4.

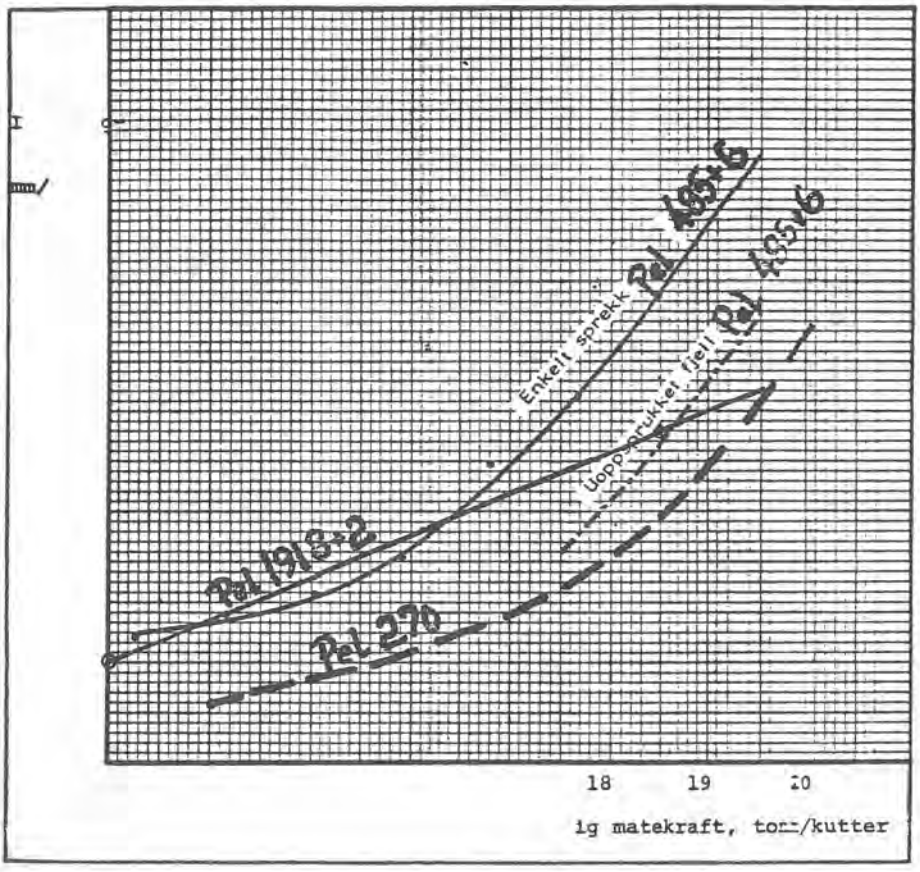


Fig. 2.4

Et annet spørsmål er ringsporavstanden, d.v.s. avstanden mellom rillene som på vår maskin er 6,5 cm. i middel. Muligens er den i største laget.

KUTTERE.

Ved siden av inndriften er kutterslitasjen av vesentlig betydning. Som nevnt utgjør materialkostnadene for kutterne ca 15% av total.
Men dette er ikke det hele. Tapstid p.g.a. kutterskifte er 21,6% og så kommer arbeidslønn for 1-2 mann i kutterverksted. Det har vært gjort en god del forsøk med hardmetall-kuttere som periferikuttere og dobbel levetid er et brukbart gjennomsnitt. Disse kutterne er imidlertid 4-5 ganger så dyre som de vanlige ringkutterne, så selv om det spares både tapstid og arbeid i kutterverksted er økonomien i dette ikke klar.

Et annet interessant felt er tilgjengeligheten. Påkjenningen i hardt fjell er store og vibrasjonene betydelig. Inntil sommerferien var tilgjengeligheten ca 86%, noe som må sies å være bra.

Den 26/8 ble maskinen stoppet da det ble funnet fremmedlegemer og vann i hovedlagerets oljesystem. Det viste seg at selve lageret var intakt, men tetningene var defekte. Selve stoppen ble på 6 uker noe som må påregnes da selve demontasjen er usedvanlig tungvinn. Det må dessuten strosses en god del for å demontere lageret.
Som ikke maskinmann må det være tillatt å påstå at dette må kunne gjøres enklere.

KURVEBORING.

I alt skal det bores 3 kurver med tilsammen 1500 m lengde. Selve TBM'en oppgis å kunne bore i 200 m radius. Det er ønskelig å gå så langt ned i kurveradius som mulig for å spare tunnellengde. Men bakriggen har helt bånd og det er uvisst hvor langt ned vi kan gå uten å bygge den om. Hittil er det boret en kurve på ca 170 m lengde med 600 m radius uten spesielle tiltak, men med ca 30% reduksjon i inndrift. Vi regner med å prøve 400 m radius men holder muligheten for ombygging åpen. Muligheten er å dele transportbåndet og ombygge kjedetrekket eller å forkorte bakriggen drastisk.

AVGRENING.

Det er en avgrening på ca 800 m på tunnelen som det opprinnelig var meningen å bore. Vi har nå imidlertid bestemt oss for å ta denne med last og bærmetoden ut til hovedtunnelen og så kjøre med vagg videre. Last og bær maskinen tar vi inn på en lavett. Årsaken til at vi har valgt denne metode er:

1. Det kreves en god del sprengning og/eller støping i krysset før boring kan startes.

2. Vi får sprengning ved utslaget som vil koste mer dersom vi borer.

3. Vi ønsker å drive avgreningen med så stor stigning at vi kommer ut i dagen uten sjakt av adkomstmessige grunner, noe som ikke går ved skinnedrift.

KONKLUSJON

Fjellet lar seg bore med dagens utstyr, men mer kraft er fortsatt ønskelig, NTH's prognosemodell trenger en justering. Det er vanskelig å ta ut representative prøver i dagen og kjerneboring vil bli kostbart. Oppsprekking er av helt avgjørende betydning.

BORING AV TRYKKSJAKTER I SAURDAL.

I forbindelse med Saurdal pumpekraftverk er det 4 trykksjakter i 45° med lengde på hver på ca 150 m og diameter på pansringen på 3,10 og 3,40 m. Vi var interessert i å få vurdert muligheten for boring. Også disse sjaktene går i grunnfjellet, i en temmelig massiv gneisgranitt. Noen bergartsprøver er ikke tatt.

Det var klart at boringen ville kreve en kraftig maskin, og at sjaktene var såpass korte at raise-drill metoden var den mest aktuelle.

Anbud ble utsendt, og det kom inn et anbud. Med bakgrunn i dette ble det inngått kontrakt med den franske entreprenør"Entreprise Huillet",som har flere bormaskiner og stor erfaring under forskjelligartede forhold.

Prisen for boringen lå klart over hva en konvensjonell Alimakssjakt ville koste,i størrelsesorden 12000 kr/m. Det var imidlertid 3 forhold som gjorde at boring likevel ble valgt.

1. Innspart betong mellom rør og fjell.

2. Innspart lengde på adkomst til sjaktbunn.

3. Billigere skinnegang, eller kanskje også montasje uten skinnegang.

Dessuten er det jo alltid interessant å prøve noe nytt.

Når alle disse faktorer ble tatt med ble det en liten vinst til fordel for boring.

AVVIK

Et sentralt punkt i vurderingene var boravviket. I og med at maskinsentrene var bestemt, måtte avvikene holde seg innenfor visse grenser for å hindre for kronglete rørføring. Rørføringen var helt konvensjonell med ca 40 m horisontal lengde fra bend til maskinsentret. Bendet kunne lages etter at avviket var kjent og et vertikal avvik var lettere å akseptere enn horisontalt avvik. Det ble imidlertid satt en grense på 1% eller 1.5 m og en bonus eller mulkt med 0-punkt ved 40 cm avvik

Avvikene ble følgende:

	Horisontalt	Vertikalt
Sjakt I	+ 29 cm	+ 41 cm
Sjakt II	+ 14 cm	+133 cm
Sjakt III	+ 51 cm	+ 88 cm
Sjakt IV	- 31 cm	-148 cm

Alle sjaktene holdt seg altså innenfor de oppsatte grensene.

BORINGEN

Boringen ble foretatt med en Robbins Raise-Drill 85R med 13 3/4" pilothull og 12" stenger.

Data for boringen av pilothull:

	Sjakt I	II	III	IV
Netto boretid: timer	77	65	102	154
Total stopptid: timer	149	62	22	18
Tot. tidsforb.: døgn	9.5	5.4	5.2	7.2
Netto borsynk: m/t	1.86	2.18	1.41	0.93
Matetrykk midlere: tonn	21.6	23.4	24.7	20.6
Variert mellom: tonn	20-25	22-26	22-29	19-24

Det er usedvanlig stor forskjell på borsynken. Hovrvidt dette skyldes fjellforholdene, matingen eller krona skal det ikke uttales noe sikkert om. Det er imidlertid ikke vesentlig i denne forbindelse. Det vesentlige er treffsikkerheten, og det er bedre med forsiktig mating enn om det tar et par døgn ekstra. Hva som er årsaken til boravviket er heller ikke avklart, men det er reellt avvik og ikke ansettfeil.

Data for opprømmingen.

	Sjakt I	II	III	IV
Netto boretid: timer	403	368.5	345.4	352.2
Total stopptid: timer	581	168.1	461.3	1.122.5
Total tidsforbruk, døgn:	41	22.4	33.6	61.5
Netto borsynk m/t	0.36	0.39	0.41	0.41
Kutterbytte etter	63 og126 m	120 m	114 m	90 m
Trykk 1				
Gjennomsnitt: tonn	311.4	361.8	375.8	383.5
Variert mellom: "	290 - 330	320-400	350-400	350-400
Diameter: m	3.82	3.82	3.50	3.50
			Stengbrudd etter 114m fastkilt krone	Mask-havari etter 40 m Stans i 32 døgn

Vi ser at det er liten forskjell i midlere borsynk, noe som stemmer dårlig med boring av pilothullet.

Som borkrone er benyttet Robbins krone for sjakt 1, 3 og 4, og Coromant for sjakt 2. Denne mann-jevningen ble omhyggelig fulgt opp av begge konkur-rentene som begge mente de hadde gått seierrik ut av dysten. Jeg skal ikke felle noen dom, men bemerke at ingen av kronene sto trøkken uten å måtte tas ned for kutterskifte.

Ellers er det å merke stangbrudd nede ved krona, under boring av sjakt 3.
Krona lot seg imidlertid trykke ned av borstangen.

Under boring av sjakt 4 oppsto en langvarig stopp p.g.a. skifte av chuck drive.

Boringen ble avsluttet 28. august, 3 dager før fristen, og må sies å ha vært vellykket så langt. Praktiske problemer på anleggsstedet forekom nesten ikke til tross for språkproblemer.

Hvor mye betong vi sparer får vi aldri vite nøyaktig men vi har fått meget jevne sjakter som bør kunne gi fordeler i montasjefasen.

Skal en imidlertid trekke full fordel av boringen må det komme inn i planene helt fra starten, og en bør fri seg fra vanetenking når det gjelder planleggingen.

BORING AV BEKKEINNTAK SAURDAL.

I forbindelse med Saurdal kraftverk er det boret 1 sjakt med følgende data:
Lengde: 265 m Dia = 1.42
Helning: 51,40°
Bergart: Genisgranitt kvartsinnholdet iflg. entreprenøren er oppe i 60-70% i enkelte områder.

Sjakten er boret med den finske maskin "Indau" og er produksjonsnr. 1. Etter at Tamroc avviklet sitt fullprofilengasjement fortsatte en del av de ansatte og har konstruert sin egen maskin.

Maskinen er transportert med helikopter og det tok 5 dager fra innflyvning startet til boringen var i gang. Maskin oppgis å kunne bore i inntil 2,1 m diameter.

Boringen av pilothullet tok vel 5 uker og opprømmingen 4 uker. Dette må sees i lys av at maskinen er ny og beheftet med barnesykdommer, og at arbeidsstedet ligger i 1100 m høyde med helikopter som eneste adkomst.

Avviket på dette 270 m lange hullet var 0.7 m hvilket må sies å være meget bra. Boring av den 300 m lange sjakta er i skrivende stund ikke avsluttet, men det har vært problemer med bl.a. å få opp borkakset på grunn av vannmangel og tap av borvannet.

Det er også boret et tilnærmet horisontalt hull med lengde 75 m og Dia 0.8 m, med maskin Dresser 300.
Her var det opprinnelig planlagt overføring av vannet via rør i grøft, men også i høyfjellet er boring av hull et aktuelt alternativ.

BORING AV KORTE, HORISONTALE FULLPROFILTUNNELER I VEKSLENDE FJELL OG LØSMASSER

Disponent Kristian Olimb, Kristian Olimb A/S

SAMMENDRAG

Boring av horisontale grovhull stiller spesielle krav til borutstyret. Erfaringer tilsa at vi måtte bygge et utstyr som var kraftig nok for de hulldiametre og hullengder vi ønsket å bore. Vår forutsetning var hulldiametre opp til 300 mm og hullengder opp til 200 m i fjell og i tillegg 75 m i løsmasser.

I foredraget presenteres utstyret som vårt firma utviklet og senere har brukt ved en rekke vellykkede boringer.

SUMMARY

Horizontal holes with relatively large diameter lay special claims in the drilling equipment. Experiences told us to construct and build a new machine dimentioned for diameters up to 300 mm and holelengths up to 200 m in rock and additional 75 m in loose materials.

The equipment which is developed in our workshop and later used with satisfactory results, is presentated in the paper.

Boring av horisontale grovhull i fjell og løsmasser betinger spesielle krav til utstyret som skal benyttes.

Jeg vil derfor i dette emne vise maskiner og utstyr vi har utviklet til formålet og ta for meg alternative kombinasjoner løsmasser - fjell.

Men først litt historikk.

I 1975 startet vi opp med boring av horisontale tunneler (grovhull) i fjell. Diametre fra 250 til 1200 mm.

De fleste oppdrag var i forbindelse med fremføring av vann og avløpsledninger.

Vi hadde på dette tidspunkt 4 års erfaring i rørtrykking gjennom løsmasser, hvor prinsippet er at vi skrur massene ut samtidig som et stålrør presses inn. De aller fleste oppdrag er i forbindelse med kryssing av veier og jernbaner.

Vi kom ganske fort bort i problemet kombinasjonen løsmasser-fjell. Det fantes på dette tidspunkt utstyr for dette, men vi fant det utilstrekkelig på grunn av sin begrensning i styrke og diameter.
Resultatet ble at vi satt i gang å bygge vårt eget utstyr.

Følgende krav ble satt:

Den skulle ha et dreiemoment og en skyvekraft stor nok til å kunne bore 250 - 300 mm hull i fjell i lengder opp til 175 - 200 m, og tilbygget utstyr for å bore i kombinasjons-masser med lengder opp til 75 m.

Kravet var også hydrostatisk operert, ikke for tung og ha en slaglengde på 3.0 m (Skyvelengde på trykkstempel).

Utstyret ble bygget opp av to enheter, et hydraulisk aggregat og boreenhet. (Se fig. 3.1)

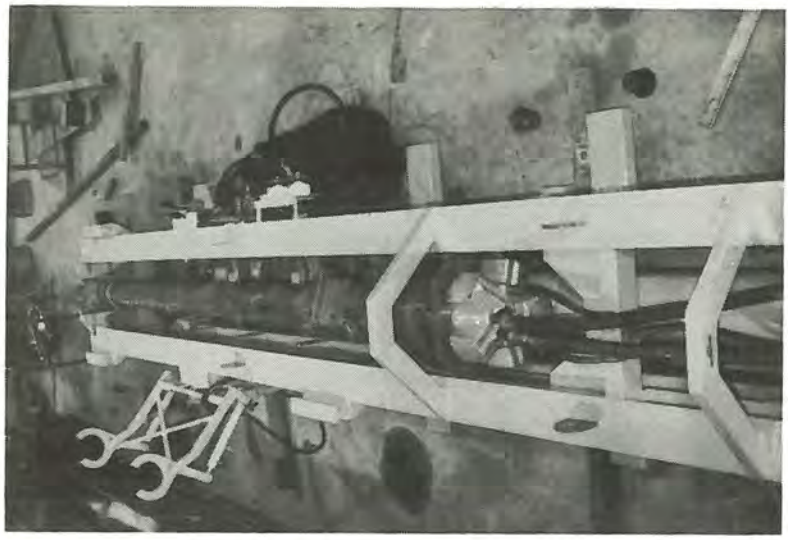
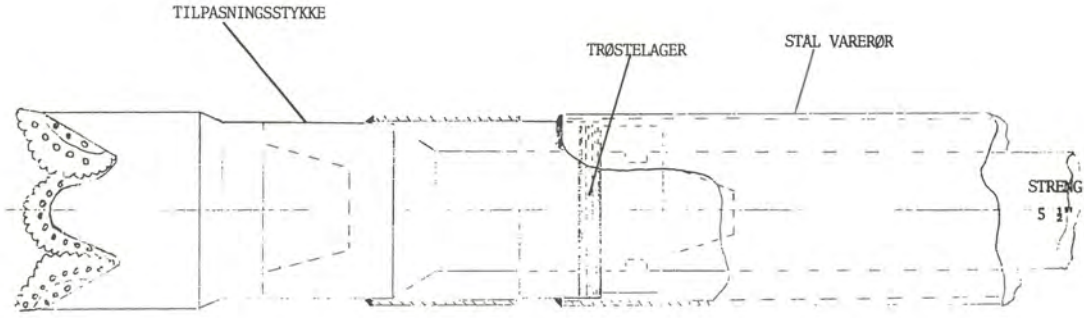


Fig. 3.1. Viser boremaskin spesialbygget for å kunne bore i vekslende fjell og løsmasser.

Til boring i kombinasjonen løsmasser-fjell benytter vi rulle-borekrone. Mellom borrkrone og streng er det satt inn et tilpasningsstykke. (Se fig. 3-2 og 3-3).



BORRKRONE	9 7/8"	BORRKRONE	12"
VARERØR	219.1 x 5.9 mm	VARERØR	298.5 x 7.1 mm
STRENG	5 ½"	STRENG	5 ½"

Fig. 3.2. 9 7/8 rulleborekrone påbygget utstyr for å bore varerør i kombinasjonsmasser.

På tilpasningsstykket er det bygget inn et trøstelager. Varerøret som vi benytter sveises til lageret. Hensikten med dette er at varerøret ikke roterer, men trekkes med av borekronen.

Når boringen er utført frigjøres borekrone fra stålrøret ved at sveis smergles vekk, og streng kan trekkes tilbake. Borkakset evakueres på yttersiden av stålrøret.

En slik boring har selvsagt sin begrensning i lengde, helt avhengig av kombinasjon løsmasser-fjell.

Fig. 3.4 viser et profil av en boring vi utførte under Mastemyrveien ca. 1 mil utenfor Oslo.

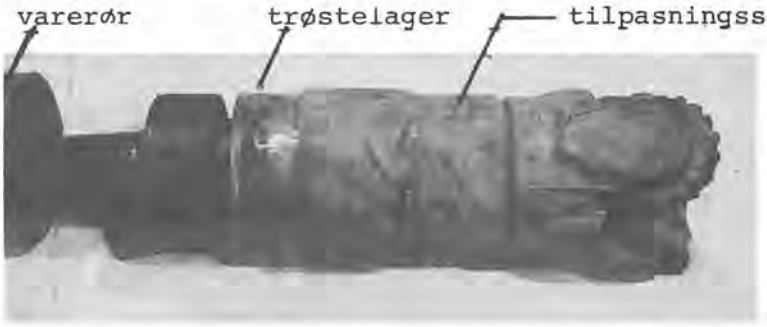


Fig. 3.3. Bilde av ombygget rulleborekrone skissert i fig. 3.2.

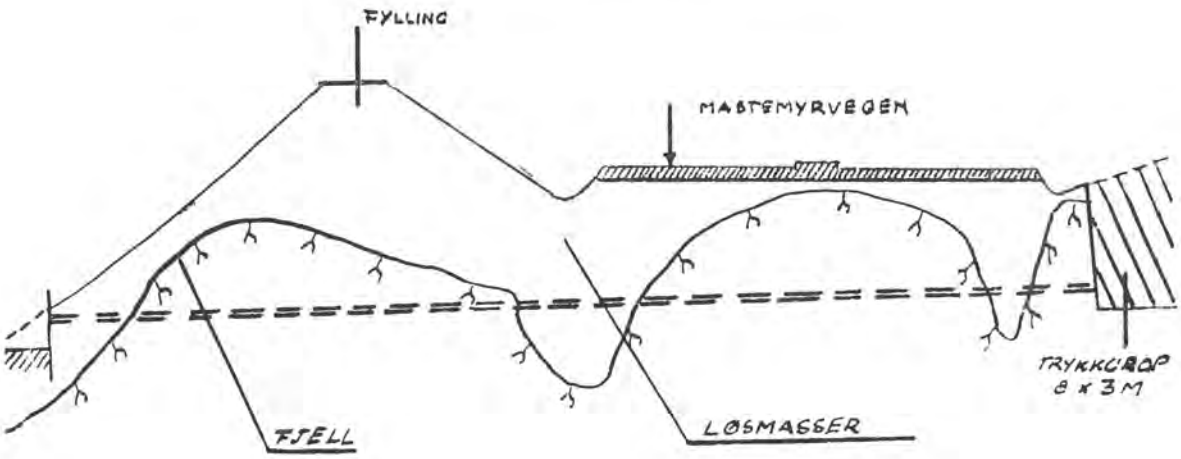
Her ble det boret 3 stk. hull ved siden av hverandre med lengde 54 m i snitt.

Som dere ser av snittet var det her vekslende løsmasser-fjell.

Boring som her vist er den vanskeligste kombinasjon og krever mye erfaring av operatørene.

Det som gjør det spesielt vanskelig er ikke boring i seg selv, men det å kunne holde retningen. I dette tilfelle måtte vi flere ganger trekke tilbake for å kontrollere og en gang gå på med et nytt ansett. Alle tre hull gikk ellers greit og med avvik som lå under byggherrens krav.

BORING MED FORINGSRØR I KOMBINASJONSMASSER



GJENNOMBORING MED STÅL VARERØR: 3 STK. Ø 219.1 • 5.9

KRISTIAN OLIMB A/S
H.M. = L.M. = 1 : 200
MASTEMYRVEGEN
OPPEGÅRD.

Fig. 3.4. Snitt som viser vekslende løsmasser - fjell. Boring utført i 1981.

Et annet tilfelle som ofte forekommer er et område med løsmasser og resten fjell eller omvendt. Jeg skal her ta for meg det tilfelle hvor den første del av boringen er løsmasser. Er behovet et hull mindre enn 300 mm nytter vi utstyret som tidligere er omtalt.

Større hull utføres på denne måte:

Først "bores" (trykkes) inn et varerør gjennom løsmasser frem mot fjell. Til dette benytter vi en spesialmaskin. Se fig. 3.6.

Varerøret forankres til fjellet med bolter. Dette gjøres innenifra. Før så selve boringen av pilothullet gjennom fjellet tar til fører vi inn et styrerør. Fig. 3.5.

For at styrerøret skal være stabilt ved påhugg henger vi det opp i fjellet med en bolt. På forhånd er det på styrerøret anbrakt et 2" rør som boringen og anbringelsen av bolten utføres gjennom. Bolten sveises (punktes) i framkant ved boregrop, det samme gjøres med styrerøret til varerøret.

Selve boringen kan nå utføres som en konvensjonell boring.

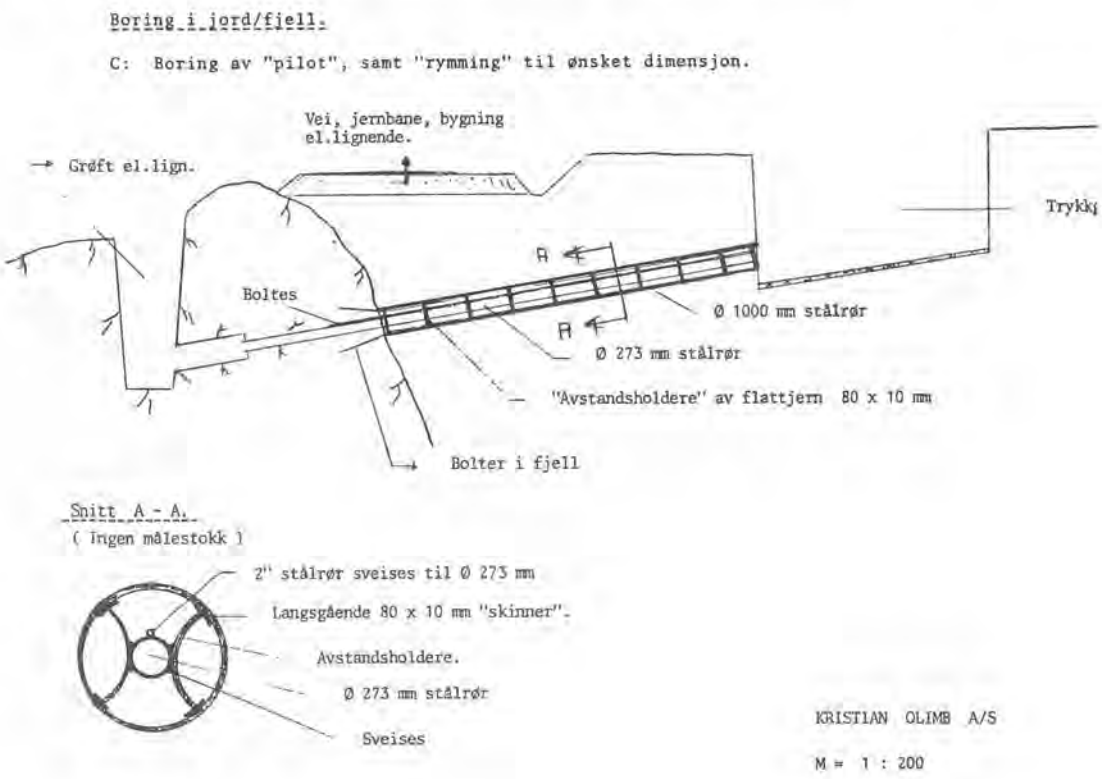


Fig. 3.5. Viser hvordan bruk av varerør i løsmasser ved større diametre.

I dette eksempel ble det benyttet et 1 meters rør gjennom løsløsmasser og det kan da rymmes tilbake opptil 80 cm. Ønskes større diameter på det ferdige hull må det beyttes et større varerør gjennom løsmassene, men fremgangsmåten er den samme.

Fig. 3.6. Boremaskin som benyttes ved pressing av rør i løsmasser.

Ved rymming av brattere hull enn ca. 20° vil kakset med vannspyling gjennom pilothullet renne ut av seg selv.

Flatere hull bør ha tilleggsspyling direkte på stuff foran cutterne og ut fra borekrone.

Rymmerkronen må i dette tilfelle bores opp slik at spyling kan utføres gjennom borestreng.

Boring av flatere hull enn 20 o/oo må i tillegg ha en høytrykkspyler som følger på umiddelbart bak rymmekrone.

Boring av vekslende løsmasser og fjell har utvidet mulighetene for fremføring av ledninger ved kryssing av jernbaner, veier og påslippshull.

ERFARINGER FRA MEKANISK RENSK MED ROTERENDE BOM

Experiences from mechanical cleaning with rotating boom

Cand.real. Eystein Grimstad. Veglaboratoriet

SAMMENDRAG

Erfaring fra bruk av hydraulisk bergrenskmaskin med roterende bom er hentet fra vegtunneler i Årdal og Holmestrand.
Maskinens nyeste modell er bygget opp på Liebherr 922 understell, påmontert Shand rotel bom.
Slaghammeren kan byttes med borbom for boring av boltehull og for sprenging.
Maskinene har gått på salverensk under sterkt varierende forhold. I dårlig fjell gir maskinen stor sikkerhet i forhold til manuell rensk.
På etterrensk ga maskinene er marginal økonomisk gevinst, men klar tidsgevinst i forhold til manuell rensk.
Grøftemeisling med maskinen har gitt en meget stor gevinst i forhold til tradisjonell sprenging.

SUMMARY

Experience from the use of hydraulic rock breaker machine with rotating boom is collected from the road tunnels in Årdal and Holmestrand in Soutern Norway.
The machine is constructed from a Liebherr 922 chassis fitted up with a Shand Rotel Boom.
The impact hammer may be exchanged with drilling equipment to be amble to drill bolt holes and holes for blasting.
The machine has been used to clean the tunnel heading, the ceiling and walls after the blasting rounds under variable conditions. Under bad rock conditions the machine gains great safety compared with manual cleaning.
When the blasting was completed, the machine trimmed the tunnel ceiling and walls with a capasity of 3 - 7 m tunnel per hour. This use of the rock breaker machine seems to be slightly more economic than manual trimming of the tunnels.
Excavating the draining trenches with the machine, instead of traditional blasting gave great profit.

4.1 INNLEDNING

Rensk i tunneler har til nå vært utført med renskespett og kiler. I de senere år er det utført rensk med vanlige gravemaskiner utstyrt med hydraulisk slaghammer en rekke steder. De siste to årene har firma Bergrensk A/S i Hornindal hatt i drift en bergrenskmaskin med roterende bom.

Denne artikkelen beskriver erfaringer fra bruk av den første utgaven av maskinen i to vegtunneler.

I Holmestrandtunnelen kom maskinen da ca. 1/3 av sprengningsarbeidet gjensto. Tunnelen er 1772 m lang med et sprengningstverrsnitt på 66 m^2, og ble drevet på to stuffer fra et tverrslag omtrent midt på tunnelen.

I Årdal ble maskinene brukt til etterarbeide. Tunnelen er 1240 m lang med utsprengt tverrsnitt på ca. 50 m^2. Fjellkvaliteten var langt bedre i Årdal enn i Holmestrand.

4.2 TEKNISK PRESENTASJON

Maskinen har et rundtsvingende understell av type Liebherr 922 på 18,5 tonn. Maskinen er påmontert en Shand rotel bom med hydraulisk hammer av type krupp HM 800. Hovedmotoren er dieseldrevet med effekt på ca. 100 hk, eller 75 kW.

På ca. 1/2 time kan en bytte over til borlavett med Atlas copco cop 1022 bormaskin for boring av boltehull, inntil 3,2 m lange, eller cop 1038 for skjøtestangboring. Maskinen er utstyrt med fastboringsautomatikk og borklo for skjøtestangboring.

Bommen kan roteres kontinuerlig 360°. Renskepiggen kan vippes 120° ut fra fremadrettet stilling. Bommen har teleskopisk forlengelse på 2,4 m, foruten en bomforlenger på 2 m.

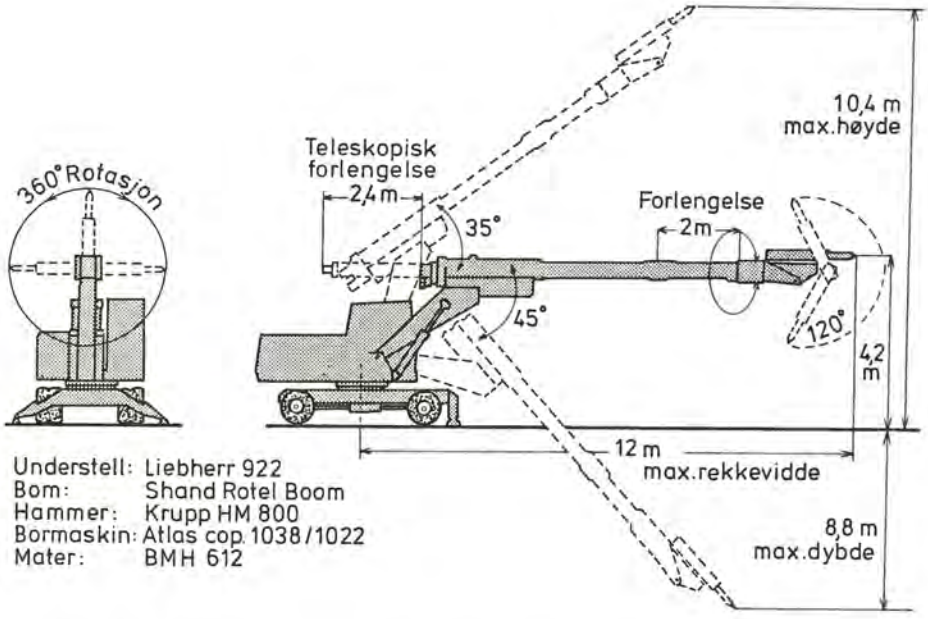


Fig.4.1 *Hydraulisk bergrenskmaskin med roterende bom*

Maskinen har en generator på 5,4 kW, som bl.a. gir energi til 2 stk. 1,5 kW lyskastere.

Maskinens rekkevidde:

Horisontal:		11,5 m fra maskinakse
Oppover	:	10,5 m over såle
Nedover	:	8,8 m under såle

Slagenergi:

Sjaltbar mellom 165 kpm og 330 kpm, tilsvarende 1618 Nm og 3236 Nm.
Maskinen kan sjaltes mellom 900 slag/minutt og 1618 Nm pr. slag og 450 slag/minutt og 3236 Nm pr. slag.

I 80 - 90 % av tiden arbeider maskinen med høyeste slagfrekvens (900 slag/minutt).
I begge tilfeller er hammerens effekt 24270 Nm/s ~ 24,3 kW.
Maskinen kan for mer skånsom rensk slå serier på 1 - 4 slag, eller bare krafse.
Som en kuriositet kan effekten sammenlignes med ca. 1800 mann som slår med hver sin 4 kg's slegge med 10 slag/minutt.

Spesielt med denne maskinen er at den har roterende bom, og dermed kan komme til med slag i alle tenkelige vinkler. Alle som har brukt renskespett vet hvor avgjørende det er for kraftforbruket med å få ned en blokk, at en angriper på rett sted. En maskin med roterende bom kan derfor få ned blokker med langt mindre bruk av rå kraft enn en maskin uten roterende bom. Dermed blir rensken mer skånsom for det gjenværende fjellet, og arbeidet går raskere.

BRUKSOMRÅDER

Salverensk

Etterrensk

Grøftemeisling

Rensk av skjæringer

Boring av boltehull

Boring for sprengning

4.3 SALVERENSK

Tradisjonelt foregår salverensken fra røysa under utlasting, ofte komplettert med rensk fra korg etter utlasting. Dette er tungt og risikofylt arbeide. I meget dårlig fjell er manuell rensk ofte uforsvarlig og må sløyfes.

- Ved bruk av hydraulisk renskemaskin kan arbeidet utføres uten risiko.
- Selve stuffen renskes samtidig som hengen, og raskere og bedre enn ved manuell rensk. En oppnår dermed større sikkerhet også under boring og lading av neste salve, samtidig som omfanget av etterrensk og bolting blir mindre.
- Salvelengdene blir større ved maskinrensk.
- Arbeidets kvalitet er meget avhengig av maskinførerens følelse for varierende fjellkvalitet. Ved uvettig bruk av maskin kan låseblokker tas ned og lage unødig store overmasser.
- Banking bør unngås eller begrenses i småfallent fjell og leirsoner.
- Mannskapene kan av makelighetshensyn eller vane, forlange maskinrensk der hvor rensk fra røysa er tilstrekkelig. Dermed vil en miste tid som ellers kunne ha vært brukt til boring av ny salve.

I Holmestrandtunnelen, hvor fjellkvaliteten varierte fra middels til meget dårlig, var bergrenskmaskinen i perioder nødvendig for å kunne gjennomføre forsvarlig utlasting og salveboring. Ofte ble utlastingen stanset på grunn av store nedfall fra hengen. Uten renskemaskinen ville det ha vært nødvendig å foreta spett og kilerensk fra korg under utlasting.

Banking av gjenstående "knøler" i profilet ble også utført.

Salvelengden ble gjennomsnittelig øket med 16,5 cm under sammenlignbare forhold, etter at renskemaskinen ble tatt i bruk. (Regnet ut fra 50 salver med manuell rensk, og 14 salver med maskinrensk.) De øvrige salvene gikk med redusert salvelengde på den ene stuffen og ble boret med 18' stenger på den andre stuffen.

I spesielle tilfelle med markerte slepper som gikk inn i stuffen, ble salvene forlenget med opptil 2 m ved hjelp av renskemaskinen, som rensket til sleppeflatene og tok ut opptil 34 billass á 7 m^3 på en salve. Under lignende forhold ble det etter manuell rensk brukt opp til 7 timer på å lade en ferdigboret salve på grunn av gjenrasing i borhullene.

4.4 KAPASITETER OG ØKONOMI VED SALVERENSK

I Holmestrand varte salverensken fra ca. 1 time til ca. 6 timer, avhengig av fjellkvaliteten. Maskinrensk av salvene ble prosessført med i alt 370 timer fordelt på 553,5 m og 143 salver.

Det gir i gjennomsnitt et timeforbruk på 0,67 t/m = 40 min/m eller 2,6 t/salve. Variasjon i antall timer salverensk pr. salve er gitt i fig. 2.

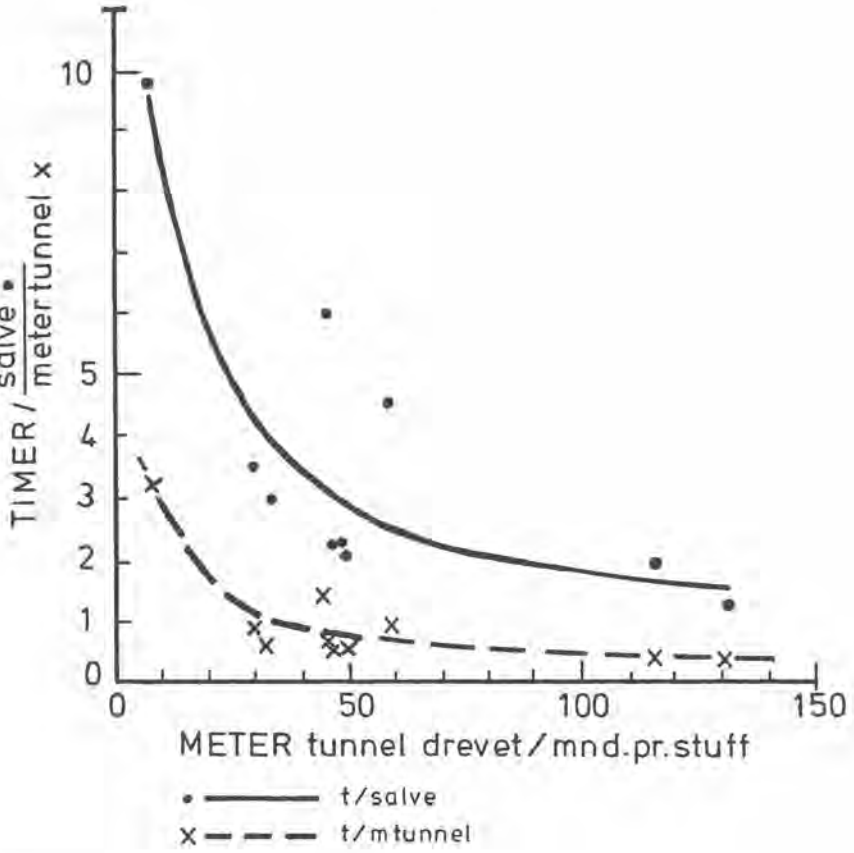


Fig.4.2 *Maskinrensk i Holmestrandtunnelen*

Som fig. 2 viser, gir høy inndrift (godt fjell) relativt få rensketimer, mens lav inndrift faller sammen med mange rensketimer pr. salve. Med i timetallet er transport av renskemaskinen mellom flere arbeidsoperasjoner. Det høyeste timeforbruket refererer seg til gjennomslag i tunnelens sørende, i ekstremt dårlig fjell med gjentatt rensk under utlasting og sikring. (Oppsprukket siltstein med svelleleire.)

I Holmestrand kostet maskinen gjennomsnittelig ca. 500,- kr/time i arbeide. Gjennomsnittelig tidsforbruk på 2,6 t/salve gir en maskinleie på 1300,- kr/salve. Når økning av salvelengden er 16,5 cm, og prisen pr. meter rasprengt tunnel er 10 000,- kr, gir den økte inndriften en gevinst på kr. 1650,- ÷ kr. 1300,- = kr 350,- pr. salve. Dette er forutsatt at rensken ikke har ført til unødig ventetid for borrigg og mannskap.

Under siste del av driften, etter gjennomslag mot nord, vekslet maskinen mellom salverensk på sørstuffen og grøftebanking mot nord fra tverrslaget.

4.5 ETTERRENSK

Manuell etterrensk er det hardeste arbeidet under hele tunneldriften. På grunn av belastningsskader og kald trekk er det vanligvis mye sykdomsforfall under etterrensk. Ved bruk av renskemaskin elimineres dette problemet i stor grad.

- Når etterensk skal gå maskinelt, må mannskapene gå over tunnelen og merke av de blokker og partier som skal renskes ned.
- Når maskinrensken er ferdig, må mannskapene gå over tunnelen med spettrensk og merke av for bolting eller annen sikring.
- Partier som er sikret med tett bolting under drift må ikke maskinrenskes.
- For trangt profil kan strosses ut med renskemaskin uten omfattende demontering av ventilasjon og andre installasjoner som lett skades ved sprenging.
- Renskearbeidet går raskere enn ved kilrensk, som er alternativet.
- Maskinen kan ta ned blokker som ellers må boltes.

4.6 KAPASITET OG ØKONOMI VED ETTERRENSK

Maskinell etterrensk er utført i vegtunneler i Årdal og Holmestrand. Begge steder er maskinrensken sammenlignet med planlagt eller utført manuell rensk. Kapasiteten på etterrensk varierer med fjellkvaliteten.

I Årdal ble 1240 m tunnel rensket på 200 timer, dvs. 6,2 m/time og 76,- kr/m i maskinleie.

I Holmestrand ble 560 m tunnel rensket på 180 timer, dvs. 3,1 m/time og 161,- kr/m i maskinleie.

I Årdal ble både manuell rensk og maskinrensk planlagt og kostnadsberegnet på forhånd. Antall timer for merking og spettrensk i tillegg til maskinrensken ble undervurdert. Men antall timer utført maskinrensk ble bare halvparten av det anslåtte antall.

Tabell 4.1 *Etterrensk i Årdal. 1240 m tunnel, A = 50 m²*

Manuell rensk	**Maskinrensk**
ANTATT KOSTNAD	ANTATT KOSTNAD
ALT. I	50-60 SKIFT = 149 500,- - 179 400,- kr.
100 SKIFT = 213 600,- kr.	MEDGÅTT
ALT. II	28 SKIFT = 219 000 kr.
120 SKIFT = 256 300,- kr.	INKLUSIVE MANUELT ARBEID FØR OG ETTER
	Ca. 150 bolter spart

Regnskapet for etterrensk i Årdal ble som følger:

Renskemaskin	200 t	94.000,- kr
Hjullaster	280 t	42.000,- "
2 mann	280 t	67.200,- "
Diverse		16.000,- "
Totalt ved maskinrensk		219.000,- "

I Holmestrandtunnelen ble det brukt maskinell etterrensk på nordsiden av tverrslaget (746 m ÷ støp og sprøytet = 558 m) og manuell etterrensk på sørsiden av tverrslaget (1026 m ÷ støp og sprøytet = 709 m).

Regnskapet i tabell 2 viser at maskinrensk og manuell rensk kom relativt likt ut når det gjelder medgåtte kostnader.

I Holmestrand er sprekketettheten generelt stor. Der hvor fjellet er mest småfallent vil spettrensken som følger etter maskinrensk bli omfattende.

Tabell 4.2 *Etterrensk i Holmestrand. 1772 m tunnel, A = 66 m²*

Manuell rensk

1026 m + støp og sprøytet = 709 m

SPETTRENSK og KILRENSK 3999 t ------	kr. 540 000,-
MASKINLEIE	" 65 000,-
	kr. 605 000,-
	kr. 853 pr. m
ETTERBOLTING	kr. 1438,- pr. m
SUM RENSK + BOLTING:	kr. 2291,- pr. m

Maskinrensk

746 m + støp og sprøytet = 558 m

MERKING 382 t:	kr. 51000,-
MASKINRENSK 180 t	" 90000,-
SPETTRENSK 2361 t	kr. 319 000,-
MASKINLEIE	" 45000,-
	kr. 505000,-
	kr. 905 pr. m
ETTERBOLTING	kr. 1310,- pr. m
SUM RENSK + BOLTING:	kr. 2215,- pr. m

4.7 MEISLING AV GRØFTER

Når grøftene er sprengt sammen med salvene, vil det alltid stå igjen "knøler" på salveovergangene. Vanligvis må disse bores og sprenges bort.

Både i Holmestrand og Årdal ble grøftene tatt opp ved bruk av hydraulisk renskemaskin. Arbeidet gikk meget greit, og til langt lavere pris enn sprengning ville ha gitt.

Ved meisling av grøftene vil en oppnå smalere grøft med jevnere bunn. Dermed holder det med å fjerne bare ca. halvparten av den masse en ellers

måtte fjerne. (Ca. 1 m^3 mot ca. 2 m^3 ved sprengning.) Tilbakefylling av masse etter legging av drensrør også halvert ved meisling av grøftene.

I Holmestrand ble det meislet ut grøfter på begge sider av tunnelen.

Tabell 4.3 *Grøfting med renskemaskin*

	m grøft	Maskin-timer	m/t	kr/m grøft
Holmestrand	3280	500	6,6	76,-
Årdal	1240	101,5	12,2	38,50

I Årdal var grøftesprengningen beregnet til å koste ca. 100,- kr/m grøft. Bruk av renskemaskin reduserte altså prisen til en tredjedel.

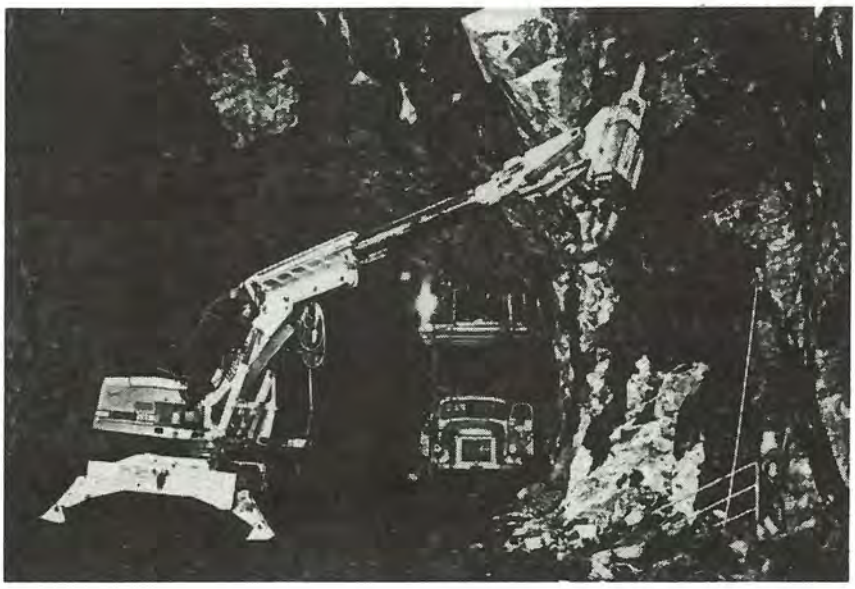


Fig. 4.3 *Rensk med bergrenskmaskin*

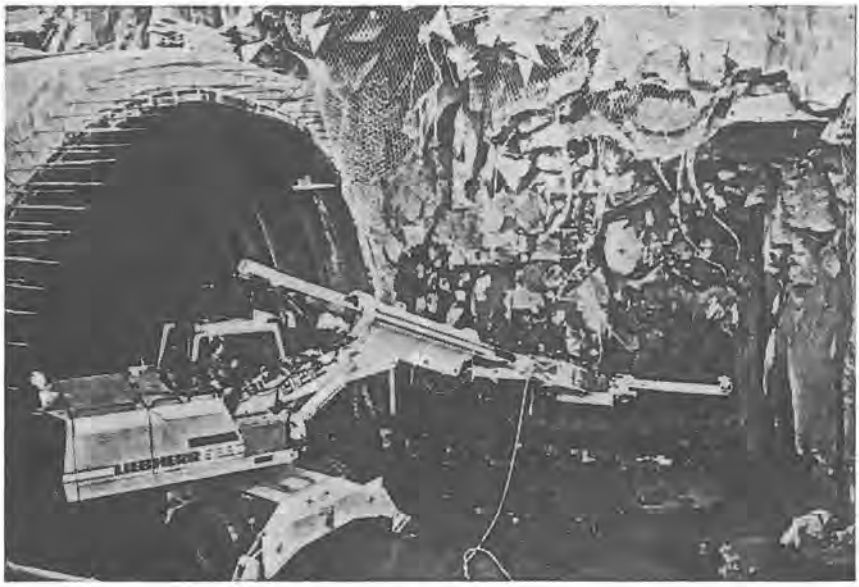


Fig.4.4 *Boring med bergrenskmaskin*

4.8 BORING

På ca. 1/2 time kan slaghammeren byttes med en borbom.

I Holmestrand ble det boret både for vanlige fjellbolter (2,4 og 3,0 m lange) med 32 mm borkrone, og med skjøtestenger for 6 m lange rørbolter med 51 mm borkrone.

Skjøtestangboringen gav en del fastboring med den gamle maskinen.

Dette er eliminert på den nye maskinen, som har fastboringsautomatikk og borklo for hurtigere skifte av borstenger.

Den nye maskinen ble også brukt til å strosse ut halvtunnel under hus som lå på kanten av utsprengt skjæring. Arbeidet gikk bra, takket være fastboringsautomatikken. (Se Fig. 4.) Under de rådende forhold, med stor fare for nedfall, var det uforsvarlig å bore med håndholdt utstyr eller tradisjonell borvogn.

4.9 KONKLUSJON

Hydraulisk bergrenskmaskin er kommet som et verdifullt supplement til tradisjonell håndrensk. Under vanskelige driftsforhold med mye nedfall er den uerstattelig, og er kommet for å bli.

Timeprisene varierer med antall driftstimer pr. uke, og med oppdragets varighet.

De økonomiske fordelene varierer en del med type arbeidsoperasjon. Man bør også prøve maskinen på salverensk under store bergtrykk, som gir langvarig og farefyllt manuell rensk.

MEKANISERAD SKROTNING

Mechanized Scaling

Ingenjör Ohve Lindström, Boliden Mineral AB

SAMMENDRAG

I denna artikel redovisas Boliden Minerals erfarenheter av mekaniserad skrotning. Boliden producerar för närvarande malm från 13 underjordsgruvor och i nio av dessa finns utrustning för mekaniserad skrotning. En snabb maskinutveckling har bidragit till att det idag finns utrustningar som i stort svarar mot de krav som ställs angående skrotningsteknik, reparations- och underhållskostnader.

SUMMARY

This article gives a review of Boliden's experiences from mechanized scaling. The Boliden Company has at present 13 underground mines in production and nine of those are equipped with mechanized scalers. A fast development of equipment has made it possible to build scalers, which now can fulfill almost every demand regarding scaling technique, maintenance and repair costs.

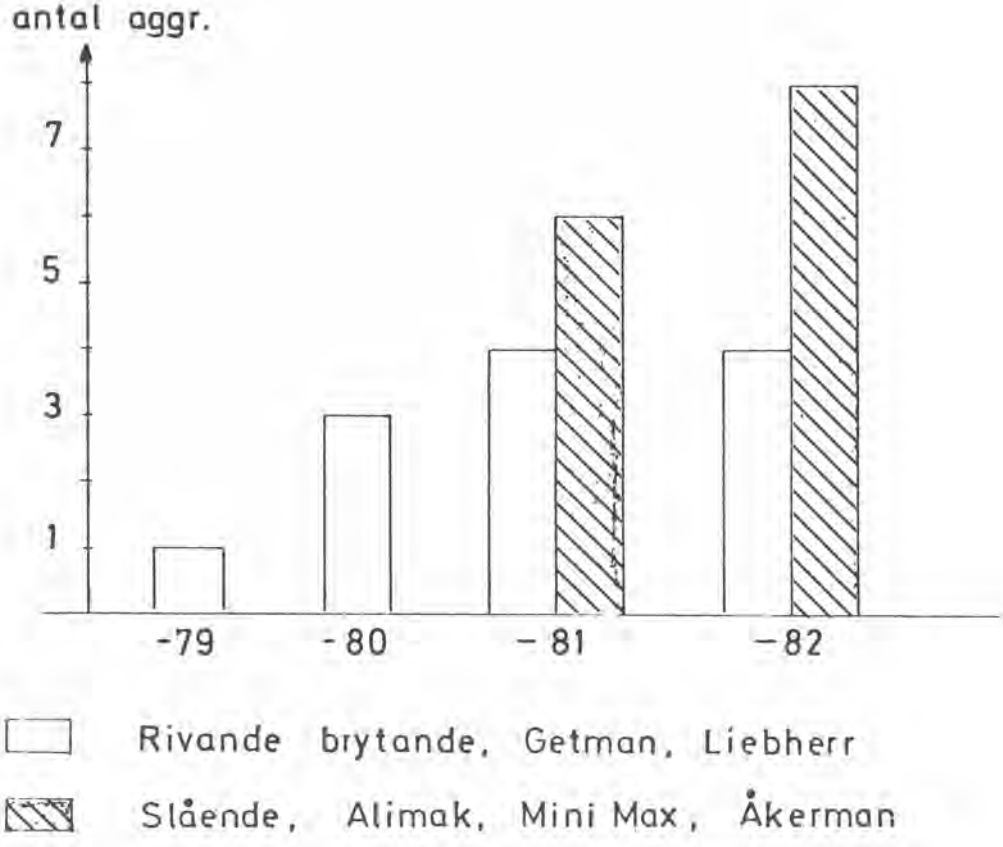
Intresset för mekaniserad skrotning har sedan 70-talet varit stort inom vårt företag. Utvecklingen har dock hållits tillbaka beroende på svårigheter att finna rätt teknik och lämpliga utrustningar för våra gruvor, som har stora olikheter i struktur och brytningslayout. En del misslyckade prov med slående utrustning i början av 70-talet bromsade uppenbart utvecklingen inom området. Detta medförde att vi 1975 började införa utrustningar avsedda för rivande-brytande skrotning. Men de senaste årens aggregatutveckling med tillgång till lätta, snabba bommar har medfört att slående utrustningar snabbt vunnit terräng. Metodens fördelar ligger i att man erhåller lätta och flexibla utrustningar samt konstruktioner som ger rimliga underhållskostnader.

Vid horisontellt skiktade tak med en svag skifferkontakt kan dock den rivande-brytande metoden vara att föredra, då den är mer skonsam mot taket. Lätt slående utrustning med högtrycksspolning kan eventuellt vara ett alternativ för dessa fall.

Vår första satsning på mekaniserad skrotning skedde i Laisvallgruvan, som är vår största underjordsgruva med en produktion av 1,4 milj ton malm per år.

Efter en del försök med slående utrustning, som misslyckades främst beroende på olämpliga underreden och långsamma bomrörelser, inköptes 1975 en rivande-brytande maskin Pingon CF14. Denna ersattes 1978 av en Liebherr 921C med samma skrotningsmetodik. Maskinutrustningen kompletterades år 1981 med en slående Åkerman och idag används Liebherr endast sporadiskt och kommer att ersättas då den ger helt oacceptabla underhållskostnader.

Efter utförd förstudie, där skrotningsmetod och utrustningar värderades, startade 1980 introduktion av mekaniserad skrotning i våra mindre underjordsgruvor.



Figur 1: Skrotningsaggregat inom Boliden Mineral

För närvarande har vi 12 maskiner i drift och dessa kan beskrivas enligt följande.

ALIMAK RSP

Maskinen utvecklades efter ett intimt samarbete mellan Boliden och Alimak. Utrustningen har provats ett år i Renströmgruvan under synnerligen svåra bergförhållanden och har fungerat mycket bra.

GETMAN 300S

Utrustningen är i första hand avsedd för rivandebrytande skrotning men kan även förses med slående hammare. Maskinen har i stort sett fungerat tillfredsställande - men viss tveksamhet råder angående metod och komponenter.

MINIMAX 250PH

Denna maskin är den som hos oss har fått den största omfattningen, för närvarande finns fem maskiner inom företaget. Genom att montera den på begagnade lastmaskiner har vi erhållit en utrustning som utför ett mycket gott skrotningsarbete.

ÅKERMAN H9^{MB}

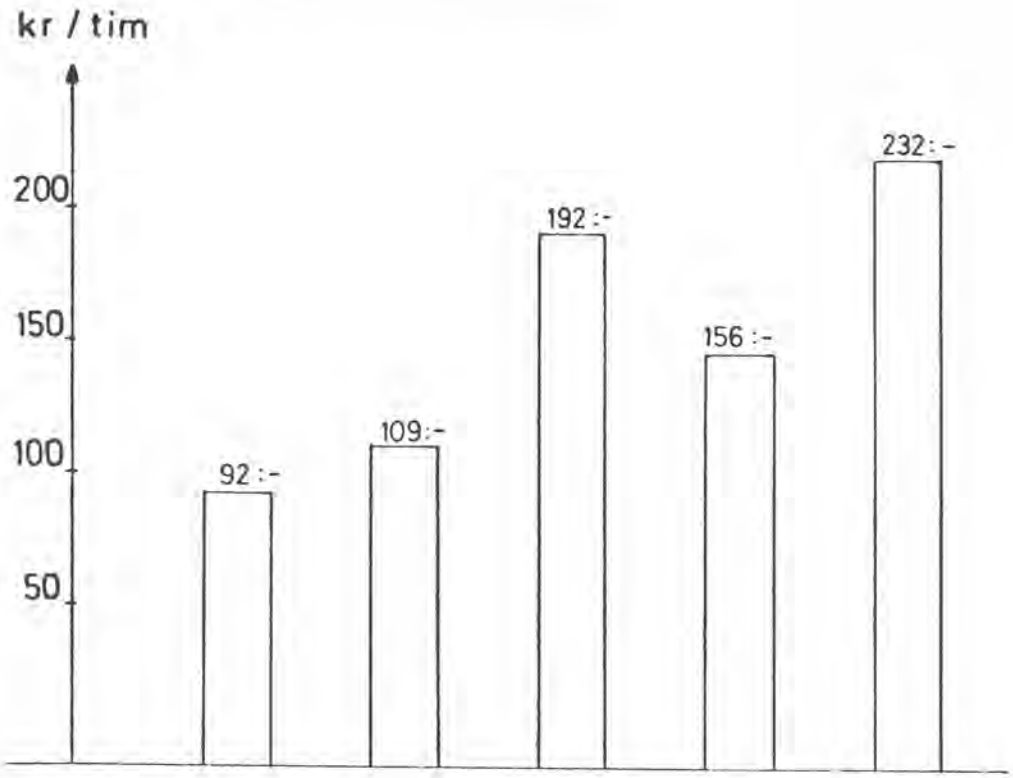
Maskinen är väl känd och då speciellt här i Norge, varför vi bedömer en närmare beskrivning onödig. Utrustningen är stor och relativt utrymmeskrävande. På grund av den stora skrotningseffekten måste stor uppmärksamhet läggas på aktuella bergförhållanden så att man undviker att producera dåliga tak.

Våra reparations- och underhållskostnader som här redovisas är ej direkt jämförbara då uppföljningen skett i skilda gruvor under olika förhållanden. Materialet torde dock ge en god indikation av kostnadsrelationerna. När det gäller slående utrustningar, svarar hammare-spett för ca 50 % av reparationskostnaderna.

Om man ser på utvecklingen av mekaniserade skrotningsutrustningar, är kombinationen lätta slående + högtrycksspolning ett intressant alternativ. De indikerade höga maskinpriserna ger dock anledning till viss försiktighet vid bedömning av metodens potential.

Våra erfarenheter är sammanfattningsvis att

- övergång till mekaniserad skrotning är önskvärd ur produktions- och säkerhetssynpunkt,
- i de flesta fall slående metoden är att föredra,
- maskinskrotning är snabbare och kvalitativt bättre än manuell skrotning.



aggregat	Alimak	Getman	MiniMax	Åkerman	Åkerman
gruva	Renström	Garpenberg	Långsele	Udden	Laisvall
timmar	603	1 562	351	379	667
uppföljn-period	jan-juni 82	81 - juni 82	mars-maj 82	april-aug 82	mars-juni 82

Figur 2: Reparations- och underhållskostnader för mekaniserade skrotningsutrustningar inom Boliden Mineral

ANFO OG MILJØ VED TUNNELSPRENGNING

ANFO and underground environment in tunnelling.

Avdelingssjef Oddar Brøndbo, Dyno Industrier A.S

SAMMENDRAG

Dyno Industrier har undersøkt miljøet i sprenggassene fra et stort antall tunnelsalver med ANFO.

Formålet med undersøkelsene har vært å finne hvilke faktorer som er bestemmende for utvikling av sprenggasser og røyk.

Resultatene viser at flere faktorer medvirker til stor spredning i de målte verdier.

Røykutviklingen fra ANFO-salver kan imidlertid bli betydeling redusert ved bruk av riktig sprengstoff og ladeteknikk.

SUMMARY

Dyno Industrier has investigated the underground environment resulting from tunnel blasting with ANFO.

The purpose of the investigations has been to identify the factors which are important for the development of toxic gases and visible fumes.

The results show that several factors contribute to large scatter in the measurements.

The development of fumes from ANFO-blasting can be marketly reduced by the choice of correct explosives and by using correct loading techniques.

INNLEDNING

Utviklingen som har funnet sted i norsk tunnelsprengning fra manuelle lademetoder med patronert sprengstoff til mekanisert lading med bulk sprengstoff (ANFO) har medført endringer i miljø, arbeidsmetoder og driftsresultat.

Som produsent og leverandør av ladeutstyr og ANFO har det vært naturlig for Dyno Industrier å foreta studier av de faktorer som er bestemmende for driftsresultat og miljø i tunnelsprengning.

UNDERSØKELSER

Formålet ved våre undersøkelser har vært å finne hvilke faktorer som er bestemmende for utvikling av giftige sprenggasser og røyk fra ANFO-salver i tunnelsprengning.

Sprengningsresultate , inndriften og fragmentering har vi ikke behøvd å vie så stor oppmerksomhet, idet ANFO under normale forhold gir tilfredstillende sprengningsresultater i tunnelsprengning.

De faktorer som har størst betydning for gass og røykutvikling er følgende:

- AN-prillsens egenskaper (porøsitet, overflate osv.)
- Brennstoffet (type og mengde brennstoff)
- Primingen
- Ladeteknikk
- Sprengningstekniske forhold (bergart, sleppesystem osv.)

Vi har i alt foretatt målinger fra 112 salver ved fem forskjellige tunnelanlegg med tverrsnitt fra 17 til 43 m^2. Fra ca. 30 000 kg. sprengstoff har vi målt innholdet og konsentrasjonen av giftige sprenggasser, røyk og sikt, og studert produkthåndteringen under ladeprosessen.

For å undersøke forholdene i selve skyteproppen, samt kontinuerlige målinger av gasskonsentrasjon under utlasting har vi bygget en mobil målestasjon. Fig. 6.1.

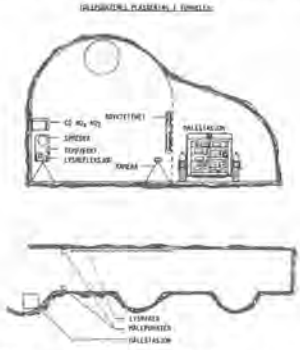


Fig. 6.1. Målestasjonens plassering i tunnelen.

Fra denne målestasjon kan det utføres følgende målinger:

- Totale mengder nitrøse gasser og CO
- Konsentrasjon av de samme gassene
- Røyktetthet
- Lysrefleksjon fra røyken
- Siktforhold
- Ventilasjonskapasitet
- Temperaturer ute og inne
- Relativ fuktighet ute og inne.

MÅLERESULTATER

Til tross for det store antall målinger som er foretatt har vi ikke klart å tegne oss et entydig bilde av forskjeller mellom ulike ANFO-sprengstoffer. Spesielt når det gjelder utviklingen av nitrøse gasser.

Spredningen i resultatene har vært store innenfor samme type sprengstoff og i samme tunnel, og som ventet ennå større forskjeller fra en tunnel til en annen. Vi har hatt store betenkeligheter med å trekke opp gjennomsnittsverdier, selv med det store antall målinger som er foretatt.

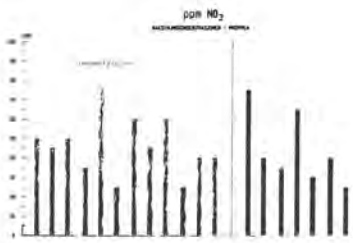


Fig. 6.2. Konsentrasjonen av NO_2

Fig. 6.2. viser resultater fra målingene i en 17 m^2 tunnel, hvor vi har målt sprenggasser og røyk fra patronerte sprengstoffer som Dynamit og Glynit og fra ANFO. I dette tilfelle vår Anolit G. Gassmålingene viser stor spredning, også fra Dynamit- og Glynit-salvene. Konsentrasjonen av CO blir mindre ved overgang til ANFO. Siktmålingene i dette tilfelle viste en forbedring ved bruk av ANFO.

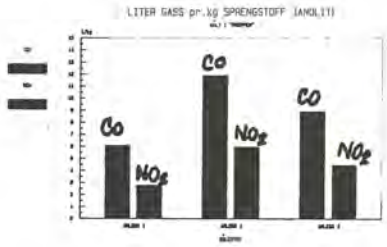


Fig. 6.3. Total liter gass (NO_2 + CO) pr. kg. sprengstoff

Med forbehold i den store spredningen i de målte verdier viser vi en oppstilling av gjennomsnittsverdier av totale mengder gass NO_2 og CO pr. kg. sprengstoff. Fig. 6.3. Målingene er foretatt ved forskjellige tunneler med samme type sprengstoff.

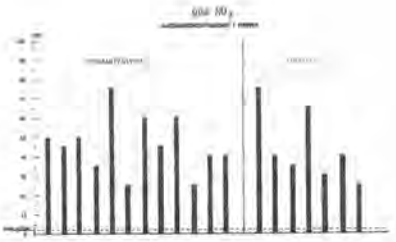


Fig. 6.4. Administrativ norm i forhold til gasskonsentrasjonen.

Fig. 6.4. viser at gasskonsentrasjonen i skyteproppen er håpløst mye høyere enn den administrative normen for nitrøse gasser. Selv med det best tenkelige sprengstoff av ANFO eller patronerte NG-sprengstoffer vil vi ikke klare å nærme oss de yrkeshygieniske grenseverdier, slik at dette får noen praktisk nytte.

Med denne erkjennlesen finner vi det riktig å vie mer av oppmerksomheten på arbeidsmiljø under jord, til bedre verneutstyr og bruken av dette.

RØYK- OG SIKTFORHOLD

Sikten i skyteproppen er en viktig faktor for arbeidsmiljøet og sikkerheten. Etter vårt skjønn har vi her muligheter til å redusere røykmengden i skytegassene, slik at sikten når et akeptabelt nivå. Dette kan vi oppnå ved hjelp av et kvalitetsmessig godt ANFO-produkt, kombinert med fornuftig håndtering og lagring, korrekt ladeteknikk og sprengningsteknisk riktige forhold.

Mengden av røyk som dannes ved detonasjonen av et ANFO-sprengstoff er bl. a. avhengig av hvor fullstendig og raskt omsetningen skjer. For å oppnå best mulig omsetning må følgende faktorer være tilstede:

- God prillskvalitet (porøsitet, oljeoppsugning)
- Riktig brennstoff
- God priming
- God ladetetthet
- Minimal vannpåvirkning.

Som produsenter av ANFO kan vi tilstrebe at produktet får riktig mengde og type brennstoff. Videre kan vi kontrollere at prillskvaliteten er best mulig.

Våre undersøkelser i felten har foregått på stuffer som har god erfaring med bruk av ANFO og ladeutstyr. Vi har ikke forandret eller forbedret ladeteknikken der vi har vært ute etter å teste ANFO-varianter.

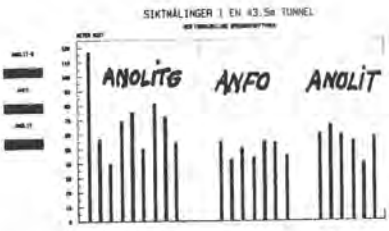


Fig. 6.5. viser gjennomsnittsverdiene av den korteste sikt målt ved forskjellige typer sprengstoffer. Vi ser at Anolit G kommer best ut når det gjelder siktbarhet i skyteproppen.

Fig. 6.5 Siktmålinger med forskjellige typer ANFO.

ANOLIT G

Anolit G er et AN-sprengstoff med tilsetning av glycol som brennstoff og et pulverstoff som gir en smidig konsistens og gode ladeegenskaper. Dette sprengstoffet har ikke innhold av mineralolje og er dermed tilnærmet luktfritt. Anolit G er et fordampningsfritt sprengstoff med gode lagringseqenskaper.

Det har betydelig høyere detonasjonshastighet enn standard Anolit eller tilsvarende ANFO-variant. Anolit G med samme prills som grunnlag vil gjennom den høye detonasjonshastighet gi mindre røykutvikling. Vår Anolit G viser at vi har muligheter med et prillsbasert sprengstoff å forbedre siktbarheten i skyteproppen. Anolit G kan tilbys på markedet idag.

LADETEKNIKK

Ladeteknikken er kanskje den faktoren som gir størst muligheter for å redusere dannelsen av røyk. Feil slangeføring medfører lav og ujevn ladetetthet, mye søl i borehullet og på stuff, som gir øket røykmengde.

Fig. 6.6 er et eksempel på slangeføring, som vi vil kalle ladekjeppmetoden.

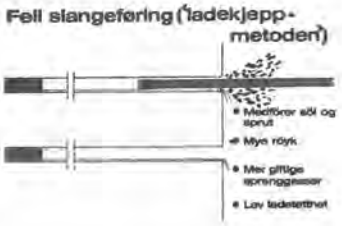


Fig. 6.6. Feil slangeføring.

En tunnelarbeider, med erfaring fra lading av patronerte sprengstoffer vil som regel overføre denne teknikken til ANFO-slangen, nemlig ved å stappe ANFO inn i borehullet. Denne teknikken forekommer dessverre alt for ofte ute på anlegg idag og gir også da de ulempene som er nevnt foran.

For å oppnå en korrekt lading av ANFO må følgende forhold være oppfyllt:

- Funksjonelt godt ladeutstyr
- Opplæring i bruken av ladeutstyret
- Korrekt ladetrykk
- Innarbeidede vedlikeholdsrutiner av ladeutstyret.

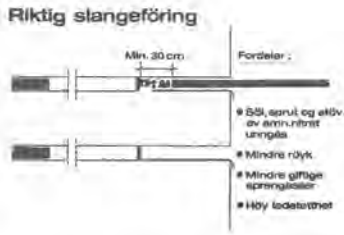


Fig. 6.7. Riktig slangeføring

Fig. 6.7. viser et eksempel på riktig slangeføring. Ladetrykket kan økes, slik at ladetettheten blir optimal. Minimalt søl i borehullet og på stuff. Korrekt ladeteknikk gir også muligheter for å unngå overforbruk av ANFO.

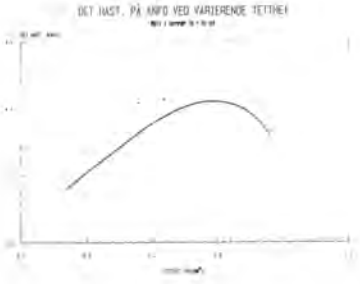


Fig. 6.8. Det. hast. som funksjon av ladetetthet.

Fig. 6.8. viser detonasjonshastigheten som funksjon av ladetettheten. For å oppnå optimal ladetetthet kreves et ladetrykk på minimum 3 bar overtrykk.

VANN I BOREHULLENE

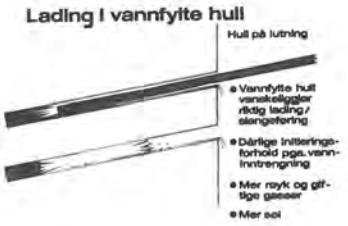


Fig. 6.9. Lading i vannfylte borehull.

Fig. 6.9. viser hvordan forholdene er når en lader med ANFO i et vannfylt hull. Inntrengning av vann i ANFO og spesielt i området rundt tennpatronen, vil føre til dårlig initiering og ufullstendig omsetning av sprengstoffet. Resultatet blir utvikling av mer nitrøse gasser og røyk.

Idag drives flere tunneler på sterk lutning. Etter våre kunders ønske om å ta i bruk ANFO også ved disse tunnelanlegg, har vi utviklet et dewatering system, som har betegnelsen Dynomatic DWS 30/50.

Fig. 6.10. Dynomatic dewatering system.

Dette systemet gjør det mulig å fjerne vannet i borehullet med trykkluft under ladeoperasjonen. Ladeoperatøren kan fjernstyre følgende funksjoner fra systemet:

- Vann fjernes med trykkluft
- Lading
- Slangen tømmes
- Operasjonen gjentas o.s.v.

Vi har også dewateringsystemer konstruert for sprengning i dagen med borehull opp til 4".

AVSLUTNING

Tradisjonelt har ladeprosedyren tidligere vært sikret ved at man kun brukte patronerte sprengstoffer og eneste vedlikeholdsobjekt var ladestokken.

I fremtiden vil mulighetene for å forbedre sprenggassmiljøet hovedsakelig ligge på ladeteknikk og ladeutstyr. For å oppnå forbedringer innen dette området kreves en holdningsendring i forhold til ANFO som sprengstoff og større betydning tillagt bruken og vedlikeholdet av ladeutstyret.

De produktene som er tilgjengelige idag av Anolit-typen tilfredstiller de krav man kan stille til et sprengstoff av denne foredlingsgrad. Blir disse produktene brukt på en riktig måte, vil det gi et akseptabelt sprenggassmiljø.

VANNKRAFTANLEGGET VED KONGSBERG SØLVVERK

The water supply system at the Kongsberg Silver Mines

Ingeniør Per Halvor Sælebakke, Bergverksmuseet.

SAMMENDRAG

Artikkelen omhandler innføringen av vannkraft til drift av heise- og pumpesystemer ved Kongsberg Sølvverk på slutten av 1600-tallet, samt beskrivelse av dammenes og rennenes oppbygging.

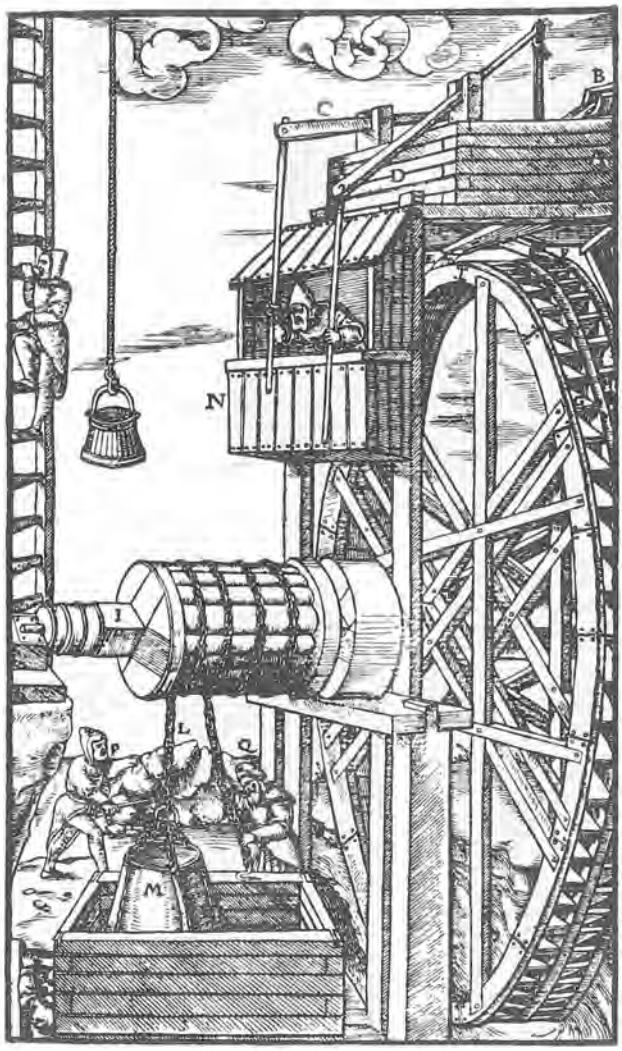
SUMMARY

This article describes the water supply system as power for hoisting and pumping equipment and the construction of the dams and water canals at the Kongsberg Silver Mines in the last part of the seventeenth century.

Norges første "takrennesystem" for energiformål ble anlagt ved Kongsberg Sølvverk for snart 300 år siden.

På siste halvdel av 1600-tallet merket Sølvverket problemene med de stadig økende dyp i gruvesjaktene. Pumpene, som for en stor del var håndrevne, hadde ikke lenger kapasitet til å holde gruvene tomme for vann. Heisene, som var drevet av hestevandringer, klarte heller ikke de lange løftene på 200 meter opp til dagen.

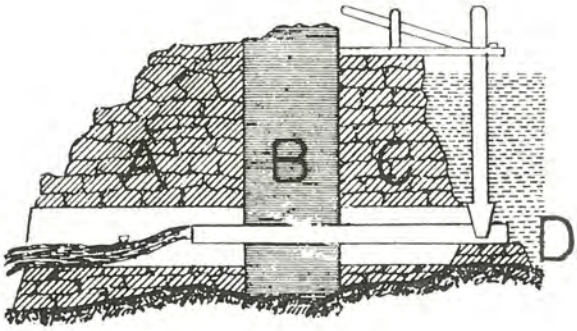
Løsningen skulle vise seg å være en mekanisk drivkraft, nemlig overfallshjulet eller kjeraten (av tysk Kehrrad = vendehjul) som er kjent fra det gamle bergverket i Kremnitza (tidligere Ungarn) tilbake til middelalderen. Et slikt vannhjul ble tatt i bruk ved Kongsberg Sølvverk i 1643 til drift av pumpene i Herzog Ulrichs gruve. Problemet var i grunnen ikke å bygge disse vannhjulene som kunne ha en diameter op opptil 16 meter, men å skaffe tilstrekkelige mengder driftsvann.



...nne B. Die Heb... ,D. Die Gerinne unter den Schützen E, F. Die zu ei...
I. Der Kettenbo... K. Die Förderkette L. Die Bulge M. Die hängende ...
hinunterten O. ...Arbeiter, welche die Bulgen entleeren P, Q.

7.1. Vannhjul til drift av heis.
Fra Georg Agricola, 1556.

På slutten av 1680-årene startet man en omfattende oppdemning av myrer og bekkefar. Dammene ble satt i system med vanngraver som skulle lede vannet ned til vannhjulene. Demningene gjennomgikk en rask utvikling fra å være primitive plankedemninger hvilende på bukker, til å bli kolossale byggverk av gråstein.



7.2. Snitt gjennom dam med tappkiste.
A og C, gråsteinsmurer
B rosensett
D tapp og tappkiste

Demningstypen man ble stående ved er ikke ulik den vi kjenner fra moderne fyllingsdammer. Det ble murt to kraftige steinmurer, en mot våt side og en mot tørr side. Mellomrommet på 3 - 4 meter ble fylt med rosentorv.

7.3. Henriksdam, bygget i 1692. Rominnhold ca. 100.000 m^3
Reguleringshøyde 5,5 meter.

Rosentorv er et materiale fra spesielt våte myrer og består av plante-rester. Torven ble skåret i brikker på 12"x12" med spesielle stikk-spader, og lagt på plass i damkjernene i forband mens man passet på at lag-delingen i torven var normal på vann-trykket. Deretter ble den stampet med en "jomfru".

Til de største dam-ene gikk det med ca. 2.000 - 3.000 m^3 med torv som ble hentet så nær dem-ningen som mulig. Torven utgjorde ofte halvparten av anleggskost-nadene.

7.4. Rosensetten i Tveitseterdam

Tappeanordningen var svært enkel. Det ble snekret en kiste lang nok til å gå gjennom demningen. Enden mot vannet var tett, mot yttersiden var den åpen. På oversiden ble det laget et hull, og i dette hullet satt en konisk tapp som kunne heves eller senkes fra tapphuset oppe på damkronen. Dammen var i tillegg forsynt med overløp.

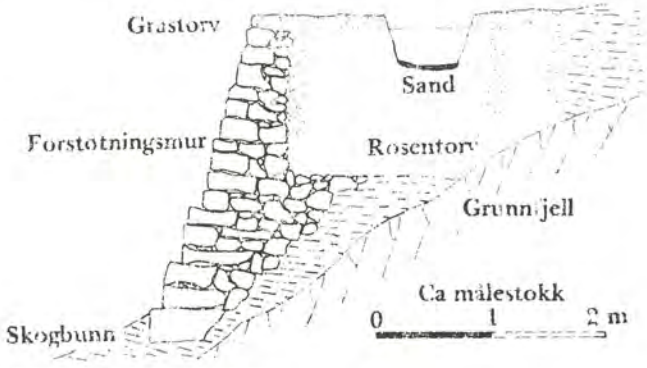
7.5. Linnertdammen, en av Sølvverkets høyeste, til tross for en reguleringshøyde på ca. 6 meter. Bygget ca. 1790.

7.6. Ansokningskanal fra Tveitseterdam.

Fra dammene ble vannet ført videre i renner eller graver- De ble først anlagt med fall på 1/25 - 1/50. Etterhvert som behovet for flere vannhjul meldte seg, ble fallet redusert til 1/1000.

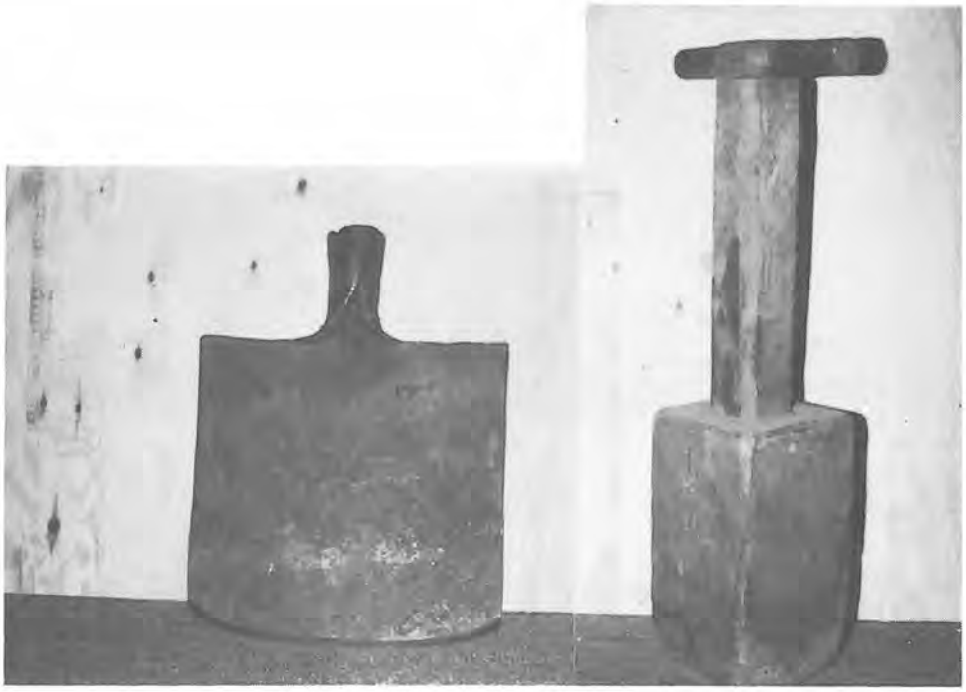
7.7. Mellomrenna, bygget ca. 1690, med sine murer på opptil 6 meters høyde .

Rennene ble laget av samme materialer som demningene. Tørrmurt gråstein dannet terrasser i terrenget. I spesielt bratt terreng og i søkk og kløfter kunne murene bli 6 meter høye. Innvendig ble murene foret med rosentorv. I bunnen av selve vannkanalen ble det lagt et sandlag for å hindre erosjon av torva.



7.8. Tverrsnitt av renne.

For å hindre at vannet ikke skulle fryse i de åpne rennene, ble det gitt ekstra vannmengde fra dammen de første frostnettene. Vannstanden ville derfor øke noe i rennene. Når vannet fikk et islokk ble vannstanden senket til det normale. Slik fikk man luft mellom isen og vannet, og etterhvert ville snøen legge seg over som ekstra isolasjon.



7.9. Verktøy for skjæring og stamping av rosentorv, stikkspade og "jomfru".

I siste halvdel av 1700-tallet var Kongsberg Sølvverk på sitt største. Det ble lett etter sølv i 80 sølvgruver. For å forsyne alle heisene og pumpene som da ble drevet av vannhjul, var 50 dammer og ca. 50 km vannrenner i bruk. Når en hører at en og samme renne kunne skaffe driftsvann til 28 vannhjul som sto i "trappetrinn" nedover åsen, forstår en at vannet ble utnyttet maksimalt.

Den største dammen, Kongens dam, rommer ca. 530.000 m^3 vann, og har en reguleringshøyde på 10 meter, I 1776 ble det anlagt en renne fra Kongens dam til Gyldenløve dam,

7.10. Fundament av hjulstue ved Gottes Hülfe in der Noth gruve, bygget ca. 1850. På disse murene var en gang opplagret et vannhjul med diameter på ca. 14 meter til drift av malmheisen.

en strekning på ca. 1.500 meter. Renna er murt opp i grå-stein, enkelte steder med høyde opp til 5 meter, og ble laget ferdig i løpet av 3 hektiske sommermåneder. For å få renna ferdig så raskt, var 500 mann i sving samtidig.

På slutten av 1800-tallet gikk vannhjulet ut av bruk. I stedet ble Norges første høytrykks kraftsstasjon satt opp i Kongens gruve. Vannet kom fra det gamle anlegget på fjellet.

Dette dam- og rennesystemet på Knutefjellet er regnet for å være en av 1700-tallets større ingeniørbedrifter i Nord-Europa. Av anlegget er ca. 20 dammer og 9 km renner fremdeles i bruk. Det er nemlig drikkevannsforsyningen til Kongsberg by, og anlegget blir vedlikeholdt med samme materiale som de ble bygget av for nærmere 300 år siden.

Litteratur: O.A. Helleberg: Rosentorv. Volund 1981

Artikkler i Langs Lågen 1-4 1979

SPRENGNING AV SILO FOR RANA GRUBER

Excavating of silo at Rana Gruber.

Sivilingeniør Erik Dahl Johansen, Ing. Thor Furuholmen A/S.

SAMMENDRAG

Ørtfjell Knuseranlegg ved Rana Gruber omfatter blant annet en silo i fjell på 60 000 m3. Siloen drives i 5 store fjellrom med takskiver og pallstrosser. Proppene mellom rommene skytes til slutt. Total høyde i siloen er ca. 200 m. Sprengningen foregår med vanlig tunnelutstyr. Atkomst for drivingen foregår via en spiraltunnel med stigning 1:6, fra bunn til topp.

SUMMARY

Ørtfjell Knuseranlegg at Rana Gruber contains a 60 000 m3 silo. The silo is excavated in rock in 5 large rooms. The floors between the rooms are blasted as a final operation. The total hight of the silo is 200 m. The silo is excavated with usual tunneling equipment. Acsess for the excavation is through a tunnel climbing 1:6, around the silo from bottom to top.

1. ØRTFJELL DAGBRUDD

Rana Gruber åpnet Ørtfjell dagbrudd i 1975. Malmforekomstene i Ørtfjell er anslått til 30 mill. tonn. Før Ørtfjell ble åpnet, var bruddriften ved Rana Gruber konsentrert nær Storforshei med knuseranlegget på Storforshei, fig. 8.1.

Transportavstanden fra Ørtfjell til gammelknuseren er vel 8 km, med en høydeforskjell på 300-400 m.

Store transportkostnader samt behovet for øket leveringskapasitet og leveringssikkerhet ga grunnlag for innvestering i nytt knuseranlegg, fig. 8.2.

Ørtfjell Knuseranlegg omfatter

- Grovknuser nær bruddet. Truckene tipper direkte i knuseren.
- Verksted og velferdsbygg i tilknytning til knuserhallen.

- Silo i fjell direkte under knuseren

Silovolum	ca. 60 000	m^3
Tverrsnitt	360	m^2
Største høyde	ca. 200	m

- Tappearrangement i bunn av siloen for direkte tapping i jernbanevogner.

- Tilknytning til Nordlandsbanen

Jernbanetunnel	1,6 km
Jernbanebro	260 m
Sporunderbygning	1,2 km

- Atkomsttunneler ca. 2,2 km

Ingeniør Thor Furuholmen A/S har kontrakten på de bygningsmessige arbeider for det nye knuseranlegget. Kontrakten utgjør ca. 70 mill. kroner av en total investering på ca. 150 mill. kroner.

Sundsvalen & Melby A/S er hovedkonsulent for anlegget. Professor Rolf Selmer-Olsen er geologisk konsulent under byggeperioden.

GEOLOGISKE FORHOLD

Bergarten i siloområdet er en svak karbonatglimmerskifer.

Spenningene i området er målt, men målingene er ikke utført i selve siloområdet.

Fig. 8.3 viser orientering av største hovedspenning, slik den var antatt ut fra forundersøkelser. Største hovedspenning, som er horisontal, er i størrelsesorden 18-19 Mpa.

Fig. 8.3 viser også formen på siloen. Orientering av veggene er bestemt ut fra

- retning på største hovedspenning
- orientering av dominerende sprekkesystem

Det var på forhånd antatt at det ikke ville bli særlig store problemer med stabiliteten av silo og tunneler.

SILOEN

Siloen var prosjektert på konvensjonelt vis med en pilotsjakt og strossing til fullt tverrsnitt fra sjakta.

Ved siden av siloen skulle det drives en heissjakt for framtidig atkomst til silobunn.

I anleggsfasen er det atkomst til silobunn fra en eksisterende tunnel som ligger ca. 20 m lavere enn siloen. Denne tunnelen har vært i bruk for diamantboring og vil i framtida bli brukt som drenstunnel for Ørtfjellbruddet.

Furuholmen utarbeidet en alternativ løsning, som var basert på en spiraltunnel rundt siloen fra bunn til topp.

I forhold til den opprinnelige løsning innebar dette ca. 1,3 km lengre atkomsttunneler. Fordelene med denne løsning er

- redusert byggekostnad
- kortere byggetid
- spiraltunnelen drenerer siloen
- fleksibel løsning med hensyn til sikringsarbeider
- siloen drives med konvensjonelt tunnelutstyr
- framtidig atkomst til silobunn kan foregå med bil

Fig. 8.4 og 8.5 viser prinsippet for løsningen med spiraltunnel.

Siloen drives skrittvis nedenfra og oppover.

Nedre del av siloen, der tappearrangementet skal bygges, drives som en vanlig kraftstasjonshall med takskive og storssing. Høyden i dette rommet er ca. 20 m. Hengen skytes nedenfra helt til slutt.

Over denne proppen drives siloen etappevis med en takskive med atkomst fra spiraltunnelen og en pallstross på ca. 10 m. Massene fra strossen lastes ut over proppen i silobunn, se fig. 8.4. Det lastes imidlertid ikke mer enn at utstyr for resnk og sikring av veggene kan kjøres inn på røysa og følge med nedover, se fig. 8.5.

Denne planen innebar 11 slike etapper. Nødvendig utstyr for denne driften ville være

- tunnelrigg
- hjullaster
- utstyr for utkjøring
- gravemaskin
- bolterigg på belter
- pallboringsaggregat

Alt utstyret er konvensjonellt tunnel- eller sprengningsutstyr.

DRIVING.

Driving av tunnelene startet i mai 1981. Spiraltunnelen ble drevet både ovenfra og nedenfra. Jernbanetunnelen ble drevet på en stuff.

Spiraltunnelen, fig. 8.6, med stigning 1:6 og kurvradier på 20 m , stiller krav til velegnet utstyr.

Spiraltunnelen var planlagt med et tverrsnitt på 16-17 m2, men er drevet noe større pga. utstyret.

Spiraltunnel på stigning

- Hydraulisk rigg, 3 - boms. Eget fabrikat, bygget på Mercedes traktorunderstell. Montabert H-70 bormaskiner 14' stenger, stiftkroner, levetid kroner ca. 500 bm. Riggen er liten og smidig med 4-hjulstrekk. Den er meget godt egnet for driving av spiraltunnelen.
- Lasting med Cat 980 i nisjer. Nisjene ligger med 90-100 m avstand og er i de fleste tilfeller kombinert med avgreninger inn til siloen. I starten ble det lastet med Cat 966, men den ble for lett til å laste på så stor stigning. Dette skyldtes ikke minst den svake bergarten, som ble knust veldig fort ned og ga en sleip, glatt såle.
- Utkjøring med boggi - biler. 10-13 km^3 lasteevne.

Spiraltunnel på synk

- Denne tunnelen ble drevet med en luft sleperigg av egnet fabrikat. Atlas Copco, Cop 126 bormaskiner, 14' stenger, stiftkroner, levetid kroner 150-250 bm, dvs. 30-50 % av levetiden for H-70 maskiner i tilsvarende fjell. Sleperigger med hjullaster bak blir litt for lite smidig til å drive så knappe kurver og kryss.

- Lasting med Cat 966, nisjer som i tunnel nedenfra.

- Utkjøring med boggi - biler med tandemtrekk. pga. den store stigningen er det en forutsetning at bilene har tandemtrekk. Vi har benyttet Mercedes 3232, som har vist seg å være meget godt egnet for slik kjøring. Dekkforbruket har imidlertid vært vesentlig større ved utkjøring på stigning, i forhold til utkjøring fra tunnelen drevet nedenfra.

Sprakfjell har vært det dominerende stabilitetsproblem i tunnelene. Intensiteten har variert, trolig pga.

- vekslende bergartsstyrke

- vekslende orientering av tunneler i forhold til spenningsretninger, oppsprekning og fobiasjon.

Svært ofte har bergslagsproblemene meldt seg 1-2 skift etter at fjellflaten er frisprengt. Det har derfor ofte vært nødvendig å gå tilbake og ettersikre.

For tunnelen, drevet på synk ovenfra, har store vannlekkasjer vært det største problemet. Vannlekkasjene er størst i de øvre 200-300 m av tunnelen. Lekkasjene skyldes åpne ganger og sprekker i det dagnære fjellet og er spontant avhengig av nedbør og overflatevatn. Det ble målt lekkasjer opp til 6-8 m3/min.

Under drivingen har vi måttet leve med disse lekkasjene, fordi det ikke har vært aktuellt å tette lekkasjer ved injisering.

Bakgrunnen for å unngå injisering er frykt for å få vann i siloen. For å unngå frostproblemer i siloen, når kald vintermalm med tempratur ned mot -30° C, fylles inn, er det et krav at siloen skal være tørr. En ønsker ikke å tette vannlekkasjer ved injisering, men foretrekker å drenere alt vann til spiraltunnelen. Filosofien bak dette er at vann som renner inn i spiralen har en kontroll over en gang for alle, mens lekkasjer, som tettes ved injisering, kanskje finner nye veger inn i siloen.

OMLEGGING AV DRIFTEN

En rekke forhold førte til at drivemetoden for siloen måtte revurderes

- ras på nederste takskive
- retning for største hovedspenning er 60-70° forskjellig fra det som var forutsatt
- langt mer omfattende sikring av tunneler, takskiver og silovegger enn det som var forutsatt
- punktlasttest på kjerneprøver viste at det var flere områder med særlig svake bergarter

Disse forhold bar bud om at

- takskivene ville bli vanskelige og kreve meget omfattende sikring
- veggene i siloen må sikres systematisk for å unngå utfall av store blokker

Ut fra dette ble drivingen av siloen lagt om

1. Orientering av siloen ble dreiet i overensstemmelse med ny hovedspenning
2. Antall takskiver ble redusert til et minimum.

Den løsning en kom fram til er vist i fig. 8.7. Den spesielle formen skyldes at nedre og øvre del av siloen var drevet etter opprinnelig plan før omleggingen fant sted.

I det området, som gjensto da omleggingen ble bestemt, ble det besluttet å ta ut to takskiver, slik at en totalt fikk 5 takskiver, dvs. halvparten av det antall som var etter opprinnelig plan.

Siloen drives nå i 5 store rom. Hvert av disse rommene drives som en vanlig kraftstasjonshall, eller annen hall i fjell, med en takskive og et antall paller under.

Siloen ved Ørtfjell drives med pallhøyder på ca. 7,5 m. Med denne pallhøyden er det enkelt å komme til med vanlig utstyr for bolting og spruting av veggene, fig. 8.8.

Rommene i siloen drives paralellt inntil situasjonen er slik som vist på fig. 8.9

Steinen fra propp 22, 24 og 26 faller ned i silobunn når proppene skytes. Hver propp består av ca. 3 500 fm3, dvs. ca. 10 000 tonn. Proppene skytes i små salver for å begrense støtbelastningen på betongkonstruksjonen i silobunn (tappearrangementet). Før proppene skytes, fylles det inn masse til en 10-20 m høy støtpute over betongkonstruksjonen.

SIKRINGSARBEIDER

Sikringsarbeidene ved Ørtfjell Knuseranlegg er blitt langt mer omfattende enn regnet med på forhånd.

I tunnelene er det problemer pga. sprakfjell som har dominert. Spiraltunnelen ble sporadisk boltet under drivingen. Etterrensk ble foretatt regelmessig, men det var stadig nedfall av større og mindre blokker. Ca. 4 måneder etter gjennomslag, og etter at en del av siloen var tatt ut, ble problemene i spiralen så påtrengende at driften i siloen måtte stanse. Mannskapet gikk løs på spiralen og store mengder bomfjell ble rensket ned. Det ble satt inn 1 600 bolter, og de verste partiene ble sprutet.

Etter dette har stabiliteten i spiralen vært tilfredsstillende. Det har imidlertid vist seg at områder i spiralen kan få stabilitetsproblemer, under og etter at silotverrsnittet er tatt ut.

I siloen er det også bergtrykket som skaper de største problemene, særlig for hengen i takskivene.

Et system av steile, glatte og meget gjennomsettende sprekker skjærer siloveggen med en vinkel på 10-30°. I tillegg er det et virvar av kryssende sprekker. Dette muliggjør utfall av meget store blokker eller plater i veggene i siloen.

De høye veggene og de høye spenningene inviterer til bukling av veggene.

Som sikring i siloveggene er det benyttet 25 mm kamstålbolter, som støpes inn. Lengden er 4-6 m med de lengste boltene i veggen, der det steile sprekkesystemet er ugunstigst. Boltemønster er ca. 1,5x1,5 m til 2,0x2,0 m.

Veggene i siloen og hengen i jernbanetunnelen, spiral og takskiver er sprutet. Sprutbetongen har vist seg å være meget godt egnet til å stanse utviklingen av sprakproblemer, der bolter alene ikke er nok.

I silobunn, i hengen over betongarbeidene for tappearrangementet, var det stadig stabilitetsproblemer. Under driving av skiva raste hengen ned. En plate, på ca. 100 m3, løsnet mot en sleppe, klippet bolter og kon brutalt ned. Årsaken var store spenninger kombinert med en ugunstig slepperetning. Under arbeidet med å få kontroll over raset, var det stadige nedfall, som vitnet om en intens bergslagsaktivitet.

Ved hjelp av bolter og sprutbetong lyktes det å få sikret hengen, og drive ferdig resten av skiva.

Under arbeidet med å strosse ned mot jernbanetunnelen, begynte det imidlertid å komme småflak fra hengen igjen. Hengen ble rensket fra kurv på gravemaskin, og et nylonnett ble spent opp. I løpet av det halvåret nettet var i virksomhet, fanget det opp et titalls småflak. Alternativet til nettet ville vært en kostbar og tidkrevende detaljsikring av hengen.

KONKLUSJON

Fjellforholdene ved Ørtfjell Knuseranlegg har vært langt vanskeligere enn det som var forutsatt. Det har vært nødvendig å foreta en rekke endringer og justeringer av driftsopplegget for siloen.

Drivemetoden, med en spiraltunnel rundt siloen, har gjort at de nødvendige omlegginger er er foretatt uten særlig store økninger av tidforbruk eller kostnader.

Vannlekkasjene inn i siloen har også vist seg å være mer omfattende enn på forhånd antatt. Via spiraltunnelen er det imidlertid mulig å drenere siloen.

Slik siloen drives er det ikke behov for spesialutstyr eller spesialmannskaper. Alt arbeidet kan utføres med standard tunnelutstyr og tunnelmannskap. Det har hele tiden vært atkomst til bunn og topp av pallene med hjulutstyr.

Siloen kunne med fordel vært større i areal og høyde, slik at en lettere kunne oppnådd rasjonell drift. Tverrsnittet er ukurant, en lengere og smalere silo ville vært gunstigere å drive.

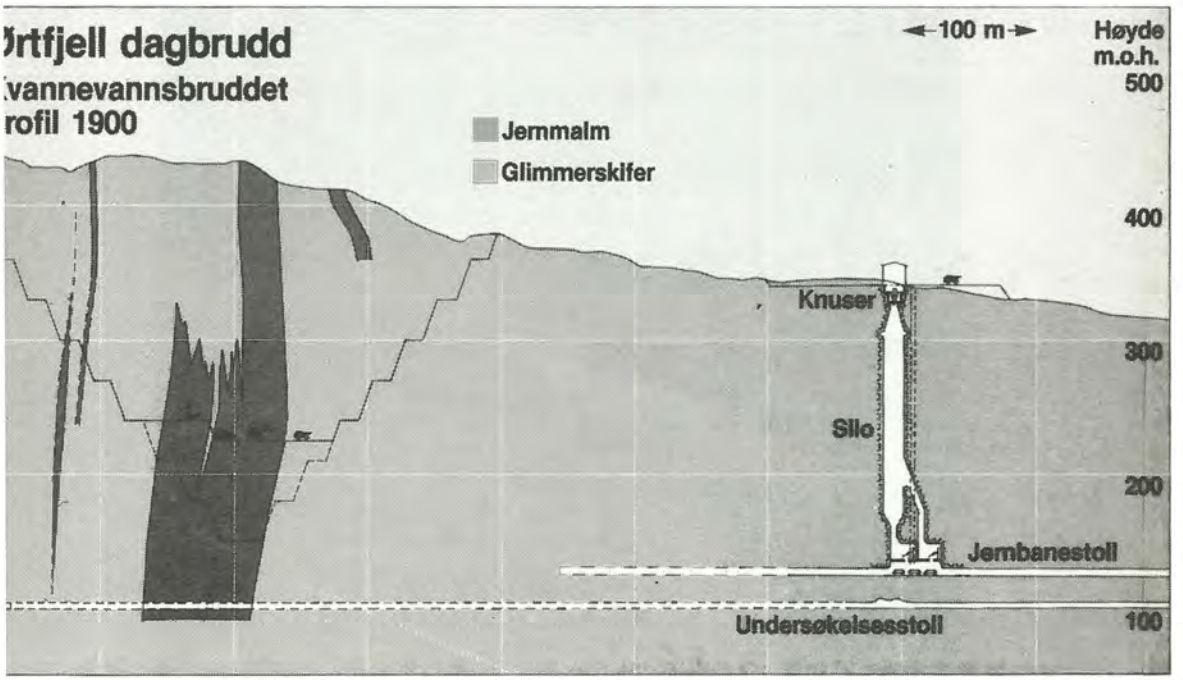


Fig. 8.2 Snitt gjennom det nye knuseranlegget. Figuren viser arrangementet og beliggenhet av knuseranlegget i forholdt til bruddet. Figuren er sakset fra en artikkel i Vårt Verk nr. 3, 1980, og viser et av forprosjektene for siloanlegget.

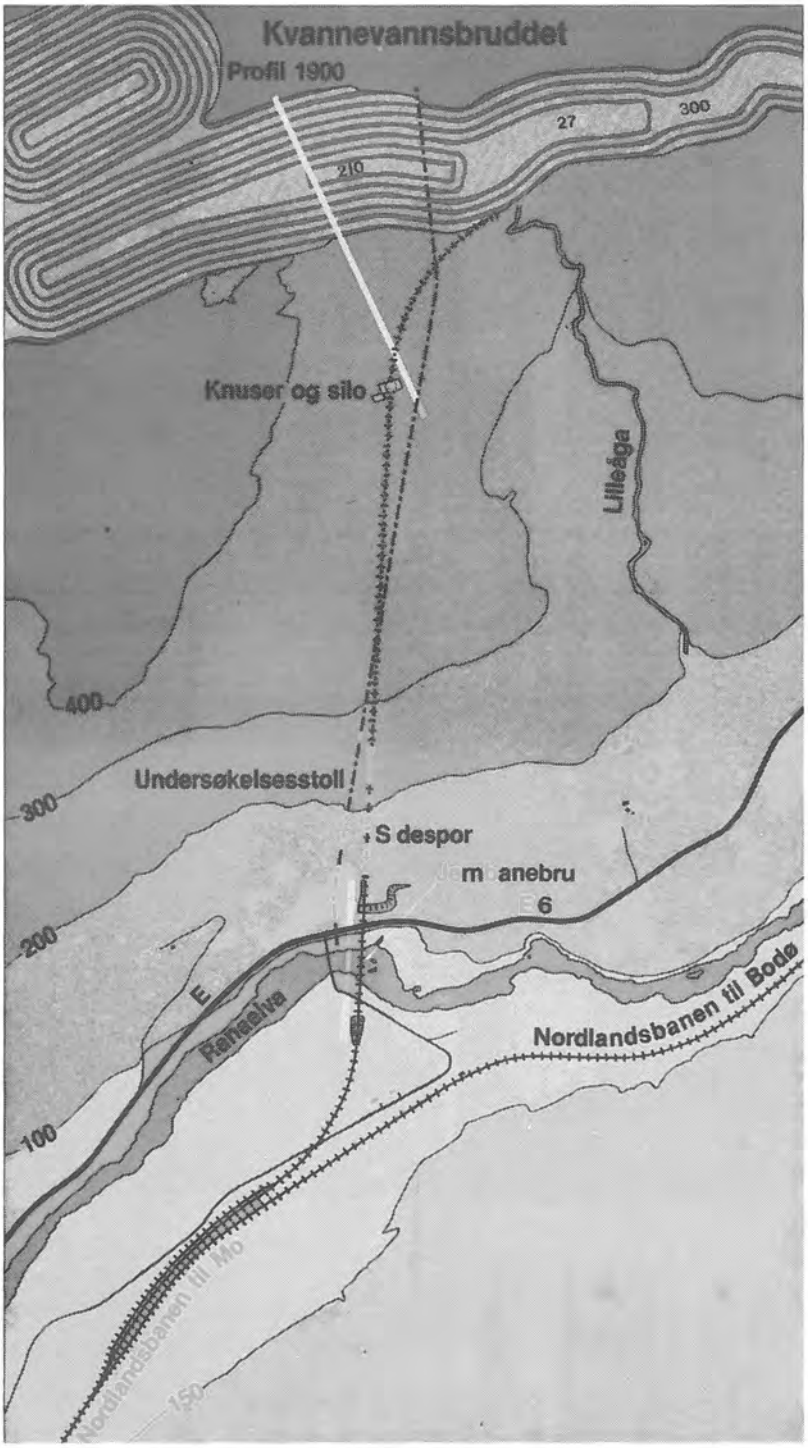


Fig. 8.1 Ørtfjell Knuseranlegg (Fra artikkel i Vårt Verk nr. 3.80)

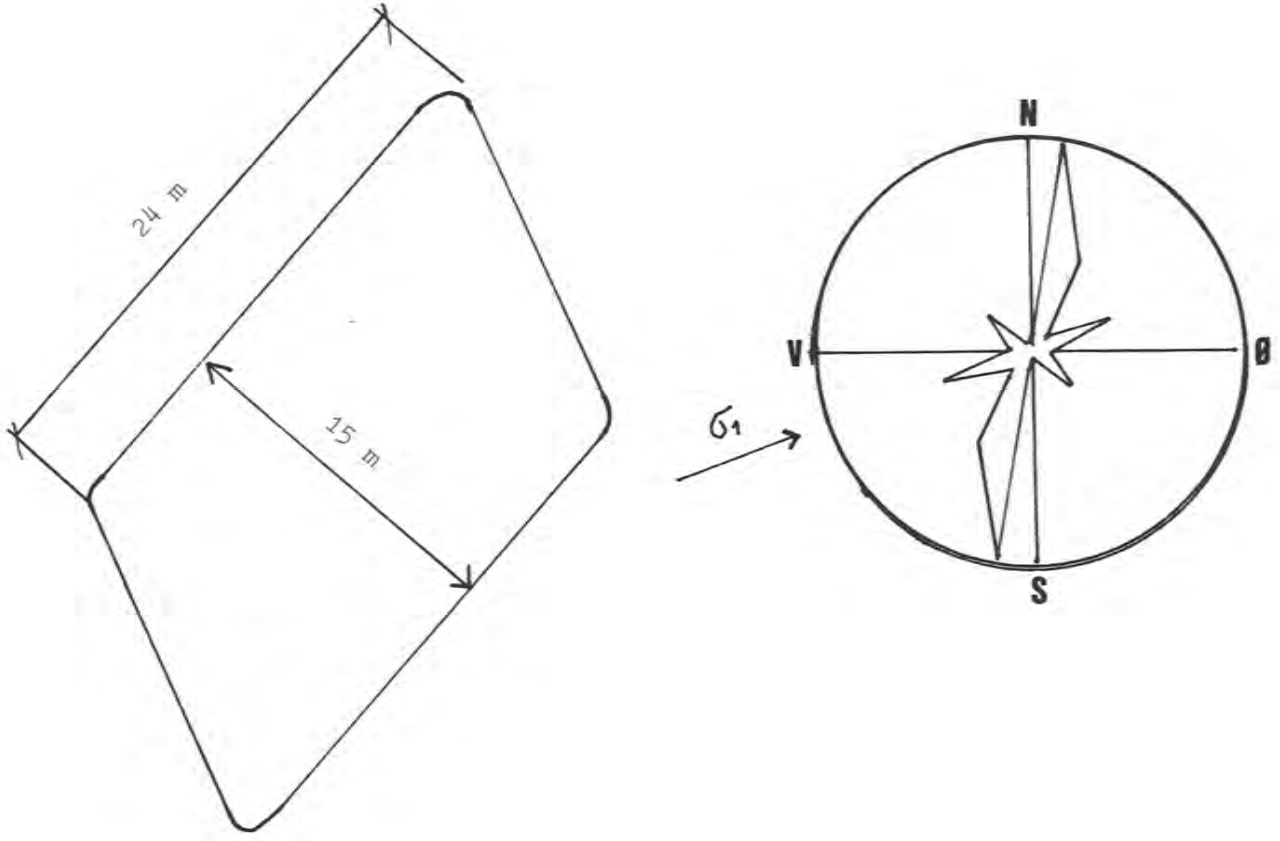


Fig. 8.3 Antatt hovedspenningsretning og målt orientering av sprekker og svakhetsflater i silo-området. Bergarts-foliasjonen er parallell med største hovedspenning og faller 50°- 70° mot nord.
Figuren viser også form og orientering av siloen slik den opprinnelig var prosjektert.

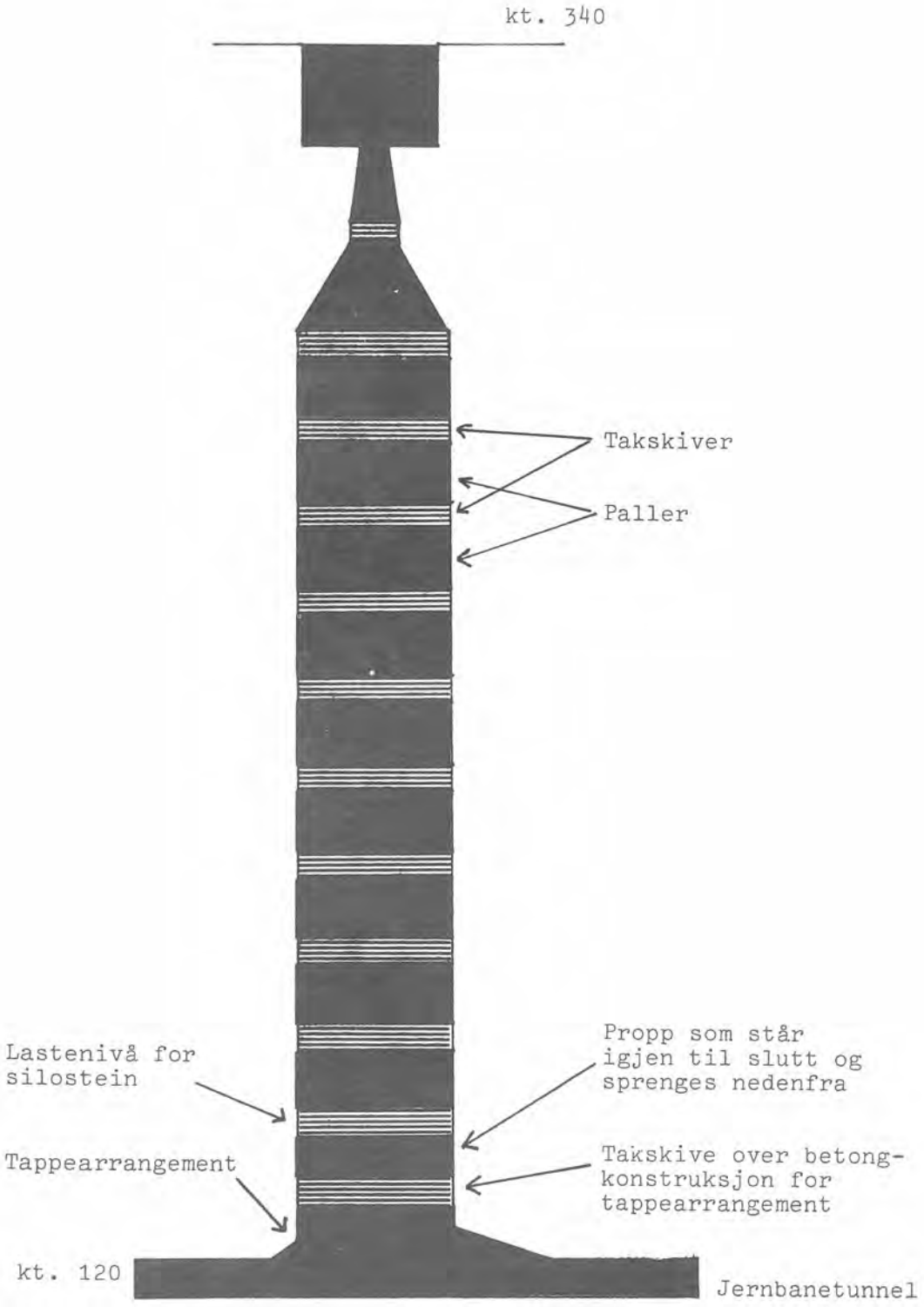


Fig- 8.4 Driving av silo etter opprinnelig plan
Spiraltunnel er ikke vist, se fig. 8.6

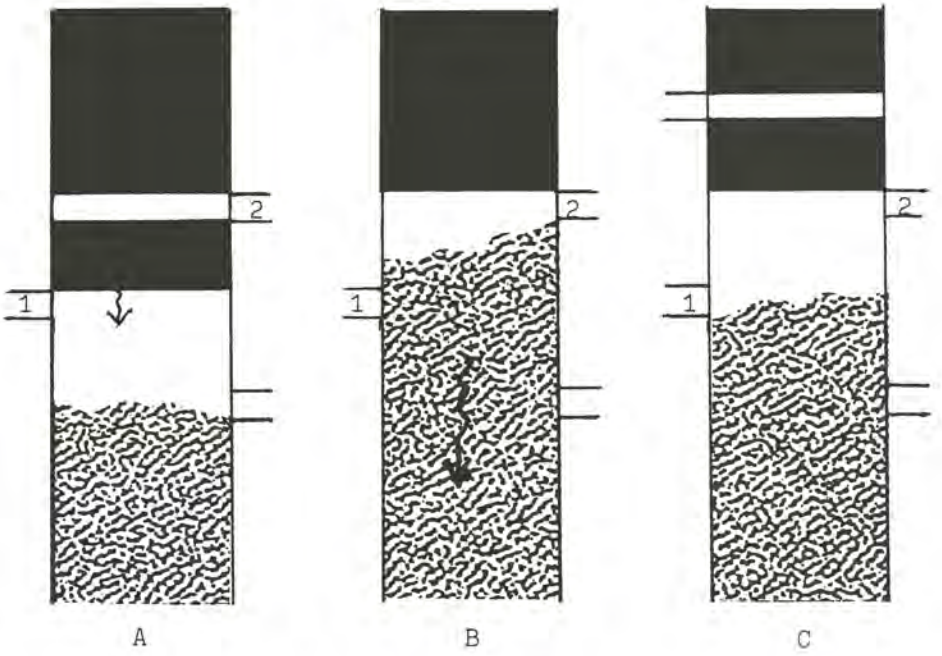


Fig. 8.5

Drivemetoden for Ørtfjell silo etter opprinnelig plan.

A. Takskive er drevet ferdig og sikret. Pallen under skytes ved først å skyte opp en kutt og deretter strosse mot denne. Høyden av pallen er ca. 10 m.

B. Stein fra pallen bygger seg opp i siloen. Om nødvendig suppleres med stein fra takskiver lenger oppe i siloen. Utstyr for rensk og bolting kjøres inn på røysa, gjennom atkomst nr. 2. Røysa lastes ut i bunn av siloen. Veggene renskes og sikres etter hvert som røysa senkes ned.

C. Når en når ned til område som er sikret fra før, kjører utstyret ut gjennom atkomst nr 1 og ny etappe kan begynne.

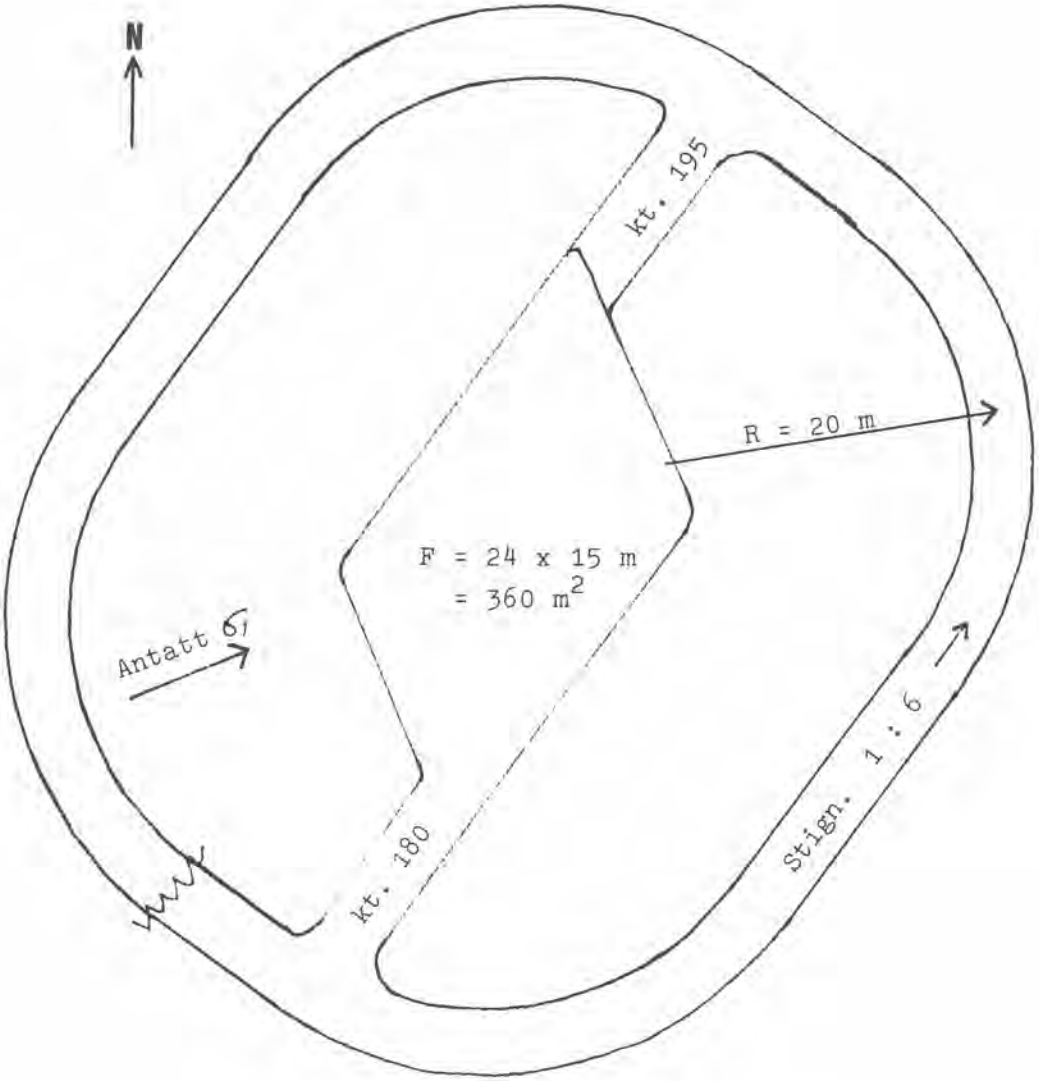


Fig. 8.6 Spiraltunnel og silo etter opprinnelig plan. Spiralen stiger 30 m for hver tørn. Retning for største hovedspenning er angitt i figuren. Atkomst til siloen kommer vekselvis inn på hver side av siloen med 15 m høydeforskjell.

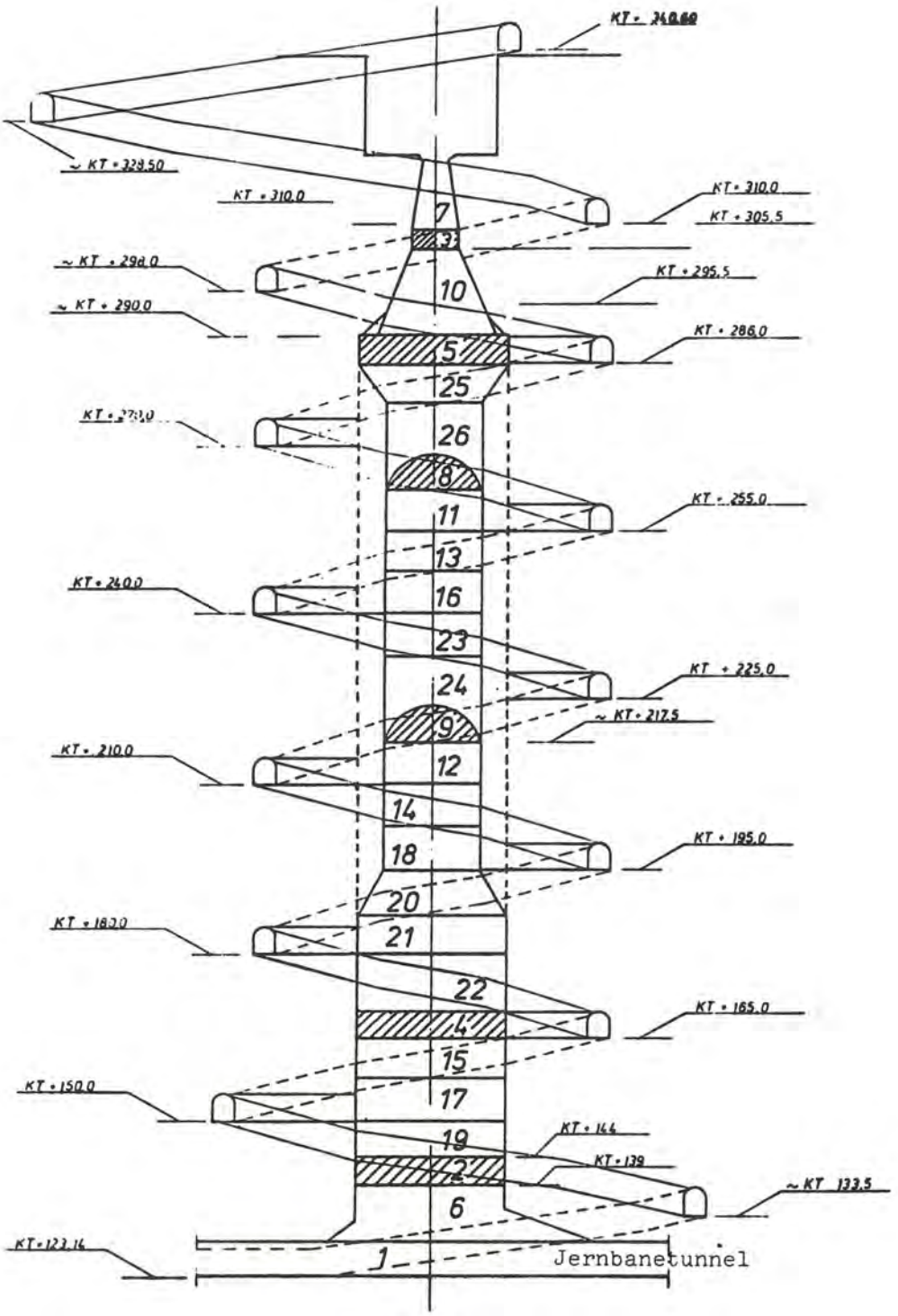


Fig. 8.7 Driving av silo etter endret og tilpasset plan. Tallene angir rekkefølge på pallene. De skraverte skivene er takskiver. Takskive nr. 8 og 9 er skiver som er drevet etter at driften ble omlagt og orienteringen av siloen ble dreiet.

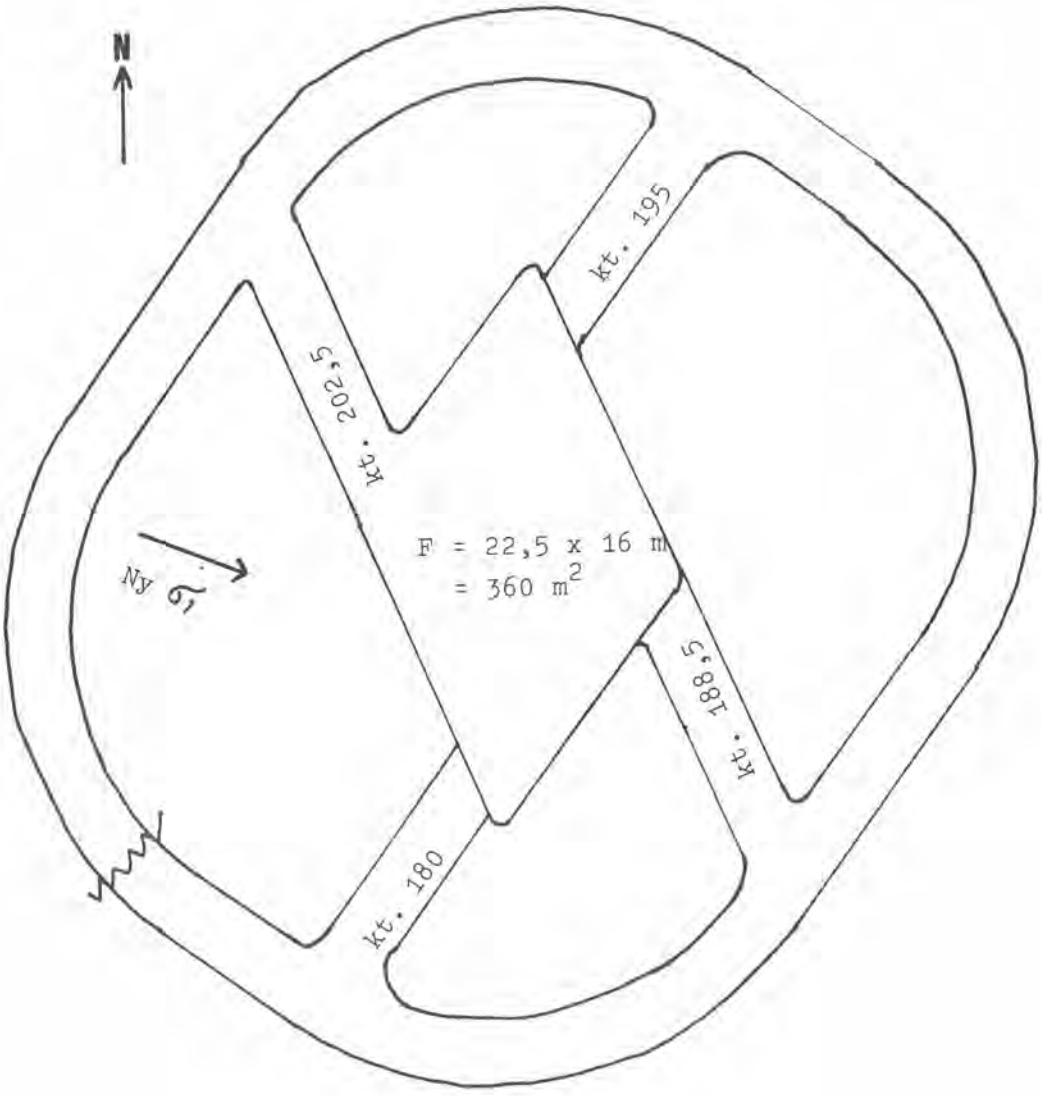


Fig- 8.8 Spiraltunnel og silo etter at siloen er dreiet og drivemetoden er endret. Det er nå atkomst inn i siloen for hver 7,5 hm. Nye paller åpnes ved at det skytes en salve med tunnelriggen inn og opp i pallen

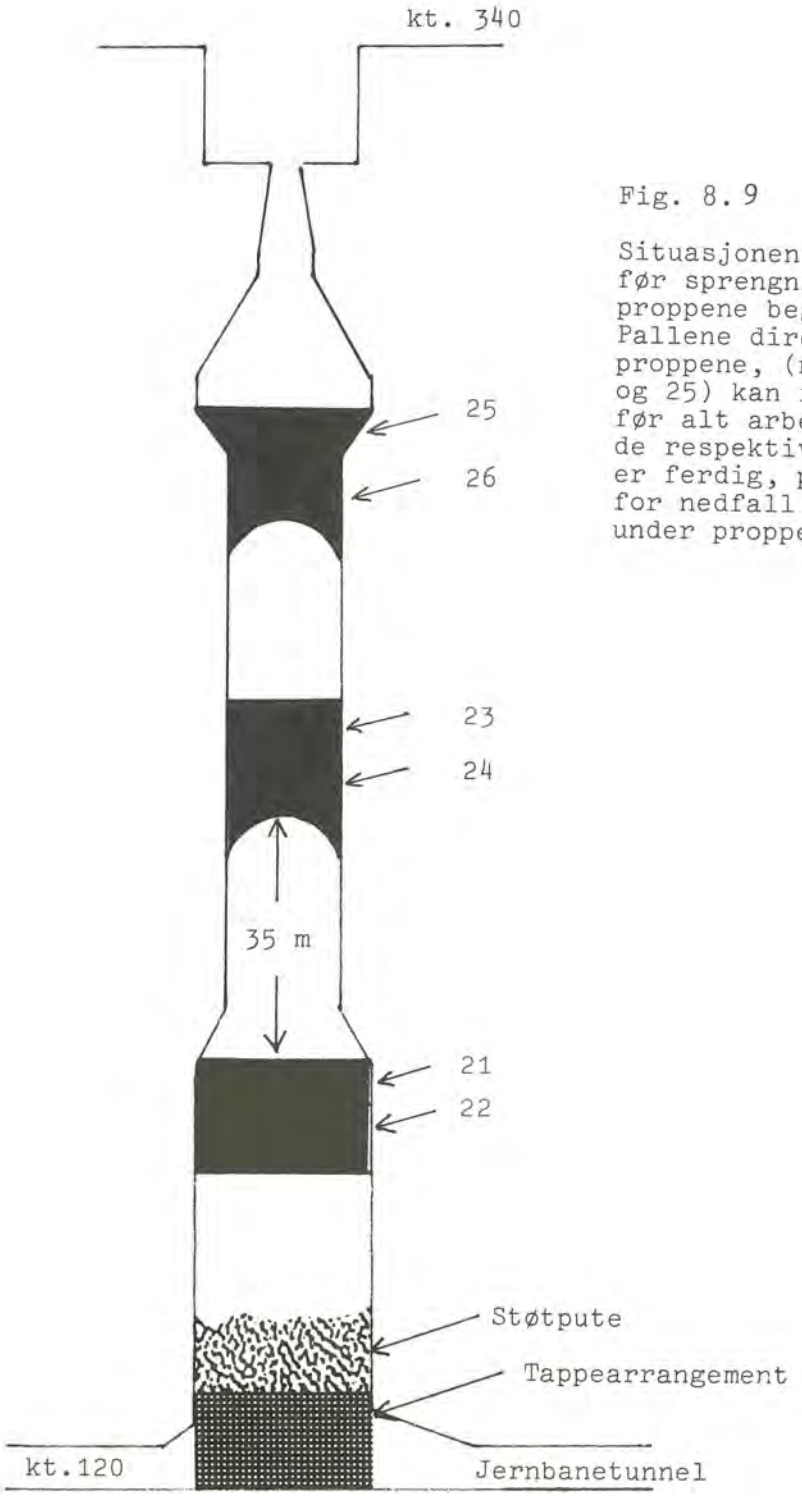


Fig. 8.9

Situasjonen i siloen før sprengning av proppene begynner. Pallene direkte over proppene, (nr.21, 23 og 25) kan ikke taes før alt arbeid under de respektive propper er ferdig, pga. faren for nedfall fra hengen under proppene.

DAMARBEIDENE I VATNEDALEN

The Vatnedalsvatn dams

Siviling. Torbjørn Herre, A/F F. Selmer/Høyer-Ellefsen

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver arbeidene ved to fyllingsdammer i Vatnedalen. Dammene (4,3 mill. m^3 og 0,9 mill. m^3) bygges som fyllingsdammer med tetningskjerne av morene. Arbeidsgang og utstyr beskrives. Det er lagt spesiell vekt på steinproduksjon, langtidskapasiteter for boring, lasting og transport er oppgitt. Til slutt er resultatet av rystelsesmålinger på ferdig injisert fjell referert.

SUMMARY

This article describes the work carried out by the contractor at the Vatnedalsvatn dams. The dams (4,3 mill m^3 and 0,9 mill. m^3) are carried out as rock filled dams with a central core of moraine. Main machinery and working schedule are discribed.
The rock quarry are paid special attention. At the end the result of measuring shock wawes due to blasting are describel.

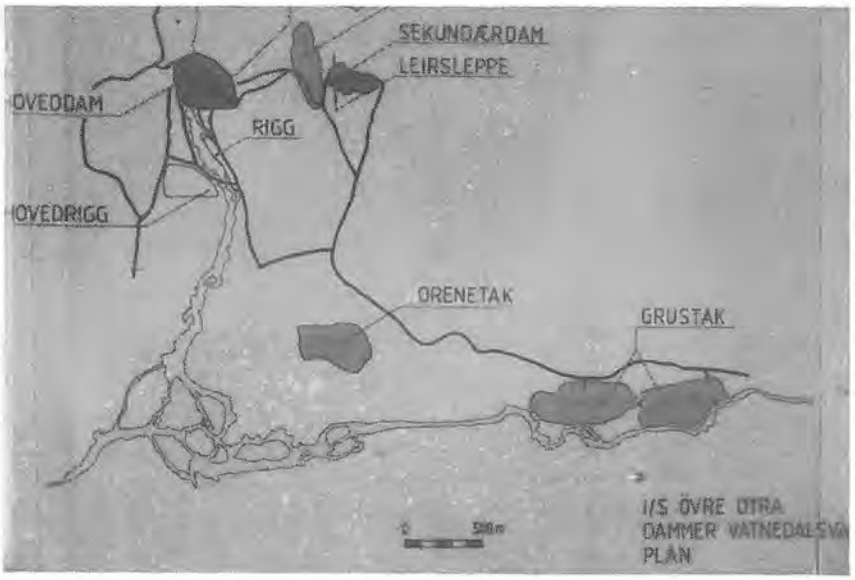
GENERELT

Dammer i Vatnedalsvatn er del av tredje byggetrinn i Øvre Otras utbygging i Bykle i Setesdal.
I/S Øvre Otra er et interesseselskap som består av Aust-Agder kraftverk, Vestfold kraftselskap og Kristiansand E-verk.
Figur 9.1 er en grafisk fremstilling av Otras lengdeprofil. Foruten Dammer Vatnedalsvatn består tredje byggetrinn i Holen kraftverk, og tunnelsysem for overføring av Otra til Vatnedalen.

Dammene skal ferdigstilles høsten 1983. Holen kraftverk ble startet høsten 1983, mens overføringstunnelene var klar til vårflommen 1982.
Byggteknisk konsulent for dammene er Chr. F. Grøner A/S. Etter anbudskonkurranse fikk A/F F. Selmer/Høyer-Ellefsen kontrakt på byggingen høsten 1978.

LAYOUT ANLEGG

Damprosjektet består av hoveddam (4,3 mill. m^3) og sekundærdam (0,9 mill. m^3).
Dammene bygges som steinfyllingsdammer med sentral tetningskjerne av morene.



Figur 9.2 viser plan anlegg.
Som det fremgår av denne er steinbruddet plassert mellom dammene mot sekundærdam. Morenetaket ligger ca. 2 km fra hoveddam. og grustak ca. 4 km fra hoveddam.
Figur 9.3 viser materialspesifikasjon.
Kvaliteten på tetningskjernen har vært god. All morene er dozet fra høy stuff og kjørt over 15 cm stavsikt. Vi har lagt stor vekt på layout i morenetak. Høy og bred stuff, bortkjøring av uegnede masser og god drenasje, senker vær-avhengighet.

VATNEDALSVATN - DAMS

SUMMARY OF COMPACTION SPECIFICATION

ZONE	MATERIAL	LAYER THICKNESS	COMPACTION
Core zone	Screened moraine d_{max} = 150 mm	0,5 m	6 coverages of vibratory roller
Filter zone	Sand and gravel	0,5 m	2 coverages of vibratory roller
Transition zone	Blasted, crushed rock $d_{60} < 75mm$	1,0 m	2 coverages of vibratory roller
Shell	Blasted rock dmax = 1,0 m	1,5 m	6 coverages
Slope protection	Blasted large rock	Upstream slope: 0,25 m3 Downstream slope: 0,15 - 0,25 m3 crown: d = 1 - 2 m3	

Fig. 9.3.
Material-
spesifikasjon

Grusavsetningen var meget uryddig. Det var nødvendig med omfattende blanding. I 1981 ble ca. 250.000 m^3 kjørt på mellomlager for å oppnå ønsket kvalitet.
Overgangssonen er knust bruddstein. Pukkverket har etter hvert blitt relativt stort. Grovknuser, to konknusere, to sikt og silo.
Figur 9.4 viser snitt gjennom dammene.
Gammel betongdam er tegnet inn. Denne ble bygget i oppstrøms støttefylling etter at isolasjonsvegg var revet og hulrom fylt med betong.
Figur 9.5 viser instrumentering av dammene.
Dammene er instrumentert for kontroll både i byggefasen og bruksfasen.

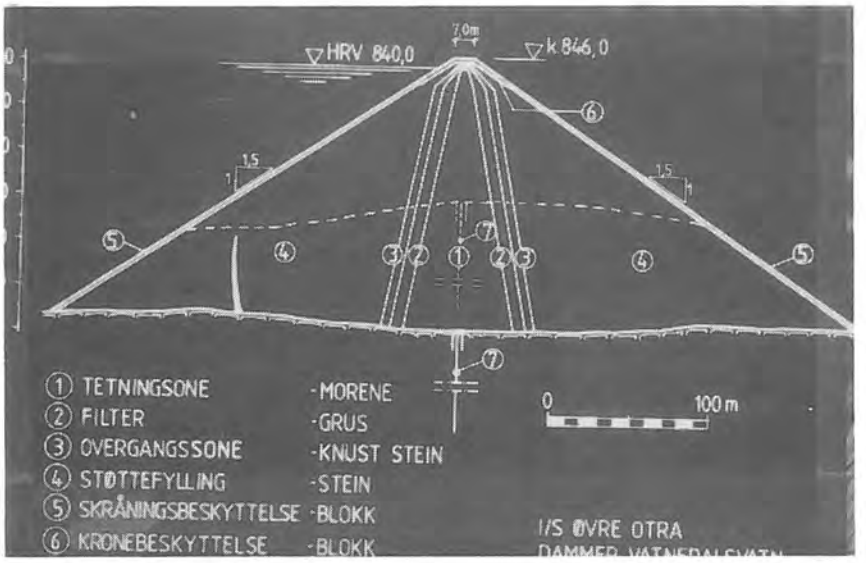


Fig. 9.4
Snitt dammer.

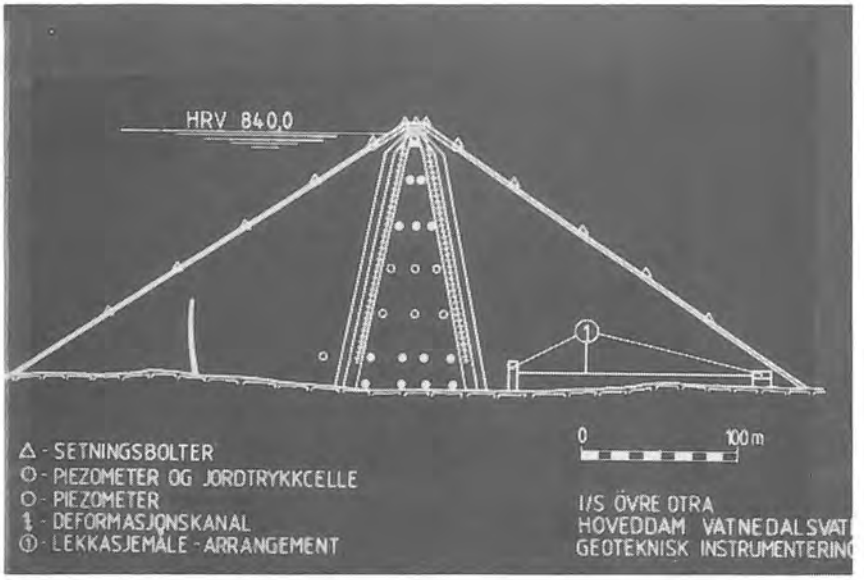


Fig. 9.5
Geoteknisk instrumentering.

UTSTYR OG FREMDRIFT

Figur 9.6 viser utført produksjon sammenliknet med kontraktsprogram.

Det fremgår at produksjonen hele tiden har ligget foran kontrakt. Dette er et resultat av bl.a. skikkelig planlegging og tidlig utførelse av damfotarbeider, samt en provisorisk omløpstunnel før luken i omløpstunnel var ferdig.

Arbeidet har hele tiden gått på to regulære skift, 5 dager pr. uke.

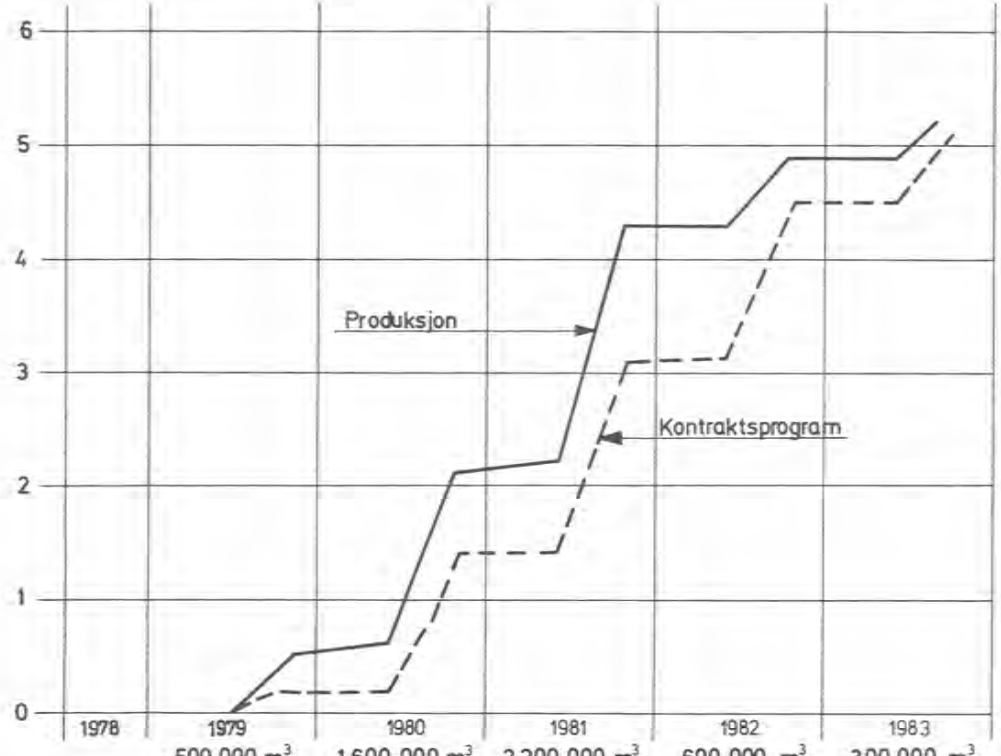
I tabellen under er satt opp innfylte dm^3 pr. uke i gjennomsnitt de tre sesonger.

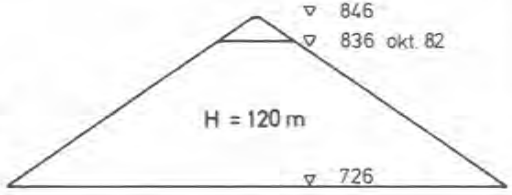
	1980	1981	1982
dm^3/uke	73.000	86.000	29.000

For 1982-sesongen må nevnes at vi ikke har fått lov å bygge dammene høyere enn utført pr. 15. oktober. Det er et krav at min. 10 m skal bygges i 1983. Dette for å ta mest mulig av setningene før krona legges på.

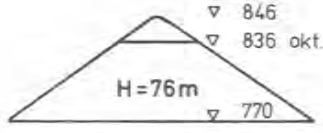
Figur 9.7 viser en typisk situasjon på dammen i 1981.

Øvre Otra - Dammer Vatnedalsvatn





Hoveddam 4.200.000 m³



Sekundærdam 900.000 m³

Figur 9.6: Byggeprogram

Σ 5.200.000 m³ Produksjon
Σ (5.100.000 m³) (Kontrakt)

Tabellen under gir hovedmaskinene på anlegget i 1981 og 1982 sesongen.

Trucker	: 16 stk.	Komatsu HD 460 (50 t)
	2 "	Komatsu HD 680 (75 t)
Lastere	: 2 stk.	Caterpillar 992 C
	3 "	Caterpillar 988 B
Dozere	: 5 stk.	Caterpillar D9
	1 "	Caterpillar D7
	1 "	Caterpillar D6
Borvogne	: 5 stk.	Atlas Copco ROC 810 H
	1 "	Atlas Copco ROC 301
Gravemaskiner:	2 stk.	Caterpillar 235
	2 "	Åkerman H16C
	1 "	Caterpillar 225 (Plastring)
	1 "	Brøyt x 21 (Plastring)
Valser	: 3 stk.	Dynapak CA51
	2 "	Dynapak CK51

Høyeste totale bemanning har vært 225 inkl. funksjonærer. Mer typisk bemanning er ca. 200 hvorav 25 funksjonærer. Bortsett fra gravemaskiner er alle tyngre enheter egne maskiner. Alt vedlikeholds- og reparasjonsarbeid utføres ved eget verksted på anlegget

STEINPRODUKSJON

Layout brudd

Som nevnt tidligere er steibruddet plassert mellom dammene mot sekundærdammen. Bruddet er under en viss kote formet som et krater. Kraterkanten ligger 8 m under HRV. Denne formen gjør det mulig å bruke magasinet i stor grad i byggetiden. I bruksfasen

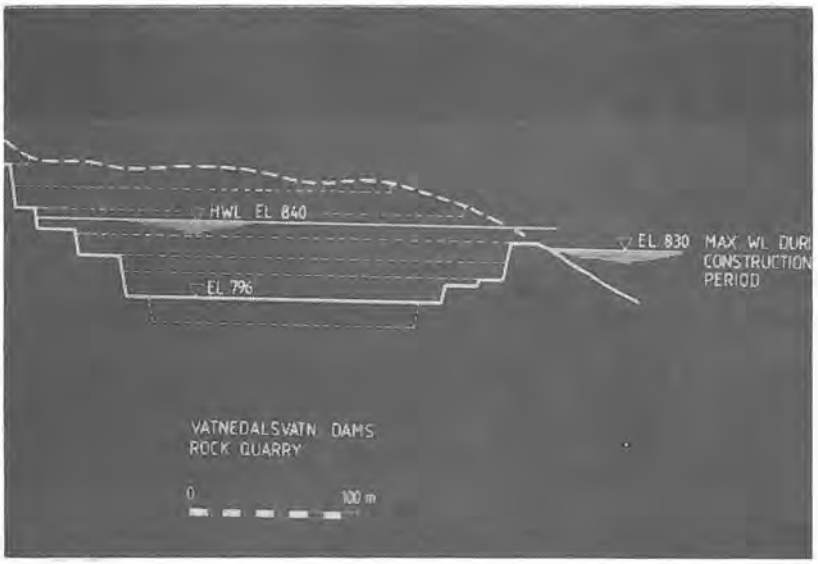
oversvømmes bruddet når magasinet nærmer seg HRV. Ved nedtapping blir krateret innsjø. Selve bakveggen i bruddet har skjæringstopp ca. 50 m over HRV. Denne bruddformen har rent driftsteknisk både fordeler og ulemper. De mest iøynefallende fordeler er

- Store flate paller
- Jevn pallhøyde
- Lett adkomst til ethvert sted i bruddet
- Nødvendig å holde ryddig

Som eksempel kan nevnes

- Mye rensk og sikringsarbeid
- Dyrt og tidkrevende åpning av nye paller
- Vannlensing i krater

Totalt har fordelene for Vatnedalen som prosjekt vært større enn ulempene.



Figur 9.8 viser snitt gjennom brudd. Pallhøyden er 12 m. Denne er bestemt av geometri, boreutstyr og lasteutstyr.

Bruddet er planlagt etter 2 hovedkriterier:
- Utgående masse skal ha rett kvalitet
- Best mulig totaløkonomi for dambyggingen

Det første går på kornfordeling og steinstørrelse. Med to lags plastring både oppstrøms og nedstrøms samt kronebeskyttelse, er kravet til plastrings og kronestein formidabelt. Sprengningsopplegg og opplasting må ta vare på dette.
Det andre kriteriet avhenger av en rekke faktorer. Jeg nevner noen:
- Fleksibilitet. Nok stein til å kjøre alt utstyr på stein i uværsperioder.
- God såle i brudd
- Sprengstoff
- Tenningsopplegg
- Boring
- Laste, transportkapasitet
- Sikkerhet

Boring

Fjellet i bruddet er i hovedsak fin til middelskornet gneisgranitt.
Fjellet er relativt slitende. Levetid for 5" kroner er 320 bm. Borsynkindeks (DRI) er målt til 50 som et gjennomsnitt over prøver tatt i 79, 80 og 81. Boring er i hovedsak utført med Atlas Copco ROC 810 4 og 5" krone. Generelt stor oppsprekning og spesielt i deler av bruddet, har gitt problemer med stabiliteten av borhullene.
I disse deler var det en intens breksjering av fjellet. Mange tettliggende stikk var dårlig sementerte og hadde til dels klorittbelegg. Dette skapte problemer både for boring og produksjon av plastrings- og kronestein.
I 1981 leide vi for øvrig inn Ingersoll Rand DM 4 og T4. Den første rotasjonsboring 7 7/8" diameter, den andre høytrykk senkboring 6 1/2" diameter. Begge rigger var en skuffelse; boringen ble vesentlig dyrere enn 5" hydraulboring.

Med 5" hull har vi benyttet stort sett hullmønster V x E = 3 x 5 m. Dette gir 13,5 m^3/bm. Fjellets relativt gode sprengbarhet kunne nok gitt brukbar brytning med større kornmønster. Når vi har funnet å bore såvidt meget, er det for å øke laste-, transport- og innbyggingskapasiteten. Med andre ord, vi har funnet det riktig å legge noe mer penger i boring og sprengning for å øke kapasiteten inn i dammen.

Ladning, skyting

Hovedsprengstoff i bruddet har vært Slurrit 110 levert i borhull av Dyno Industrier A/S. Uladet del har variert fra 4 m til 9 m i et 14 m langt hull. Etter hvert som behovet for plastrings- og kronestein har økt, har også uladet del økt. Spesifikt sprengstofforbruk har vandret fra 0,65 kg/m^3 i 1980 til 0,39 kg/m^3 i 1982. Pr. i dag hvor behovet for kronestein er bestemmende, er sprengstofforbruket 0,25 kg/m^3.

Dette føres selvsagt til tunge salver, salver som stort sett graves ut med gravemaskin. Delvis i 1982 og helt sikkert i 1983, brukes selvblandet Anfo i bulk og pølser. Kombinert med mindre borhullsdiametere gir dette økning av kronestein i salvene.
Tenningsopplegget er basert på Nonel tennere. Samme tennernr. i alle hull. Nonelslangen knyttes til detonerende lunte på toppen av borhullene, og forsinkere legges inn mellom rasta og mellom enkelthull hvis ønskelig. Etter vår erfaring et enkelt og meget sikkert system.

Oppnådde kapasiteter

Tabellen under gir oppnådde kapasiteter for steinproduksjonen.

	Utstyr	Timekap.	Skiftkap.
Boring	Roc 810H 5" hull	14,6 bm	80,1 bm
Lasting	Cat 992 C Cat 988 B	368 fm^3	2.025 fm^3
Transport	Komatsu HD 460	117 fm^3	643 fm^3

Kapasiteten er et gjennomsnitt over steinproduksjonen og basert på profilert antall m^3 i dam og total gangtid. Omregningsfaktor fra dm^3 til fm^3 er satt til 1,30. Lastekapasiteten er en sammenblanding av Cat 992 C og Cat 988 B da begge typer maskiner har gått parallelt i bruddet, og vi registrerer ikke hvem som laster hva.

RYSTELSES- OG VANNTAPSMÅLINGER

Avstand fra sekundærdam til brudd er liten, fra søndre damfeste til bruddkant 25 m. Tetting av damfundamentet i sekundærdammen har vært til dels problematisk. Dalføret hvor sekundærdammen bygges, er dannet av en regional øst/vestgående forkastning, med til dels meget oppsprukket fjell.

For å undersøke virkningen av sprengninger i bruddet på ferdig injisert fjell, er det utført rystelses- og vannmålinger i damfoten ved sprengning av hver salve i 1981 og 1982. Formålet var foruten å måle rystelsene i damfoten, å forsøke og kartlegge bølgeforplantningsevnen i fjell ved sprengning. Målingene er utført av Ing. Chr. F. Grøner A/S og resultatene beskrevet i rapport av 10/2-82. Sprengstoffmengden pr. intervall har stort sett ligget mellom 500 og 3000 kg. Totale salvestørrelser opp til 20.000 kg.

Konklusjonene fra rapporten er at rystelsesnivået stort sett ligger relativt lavt (20-50 mm/sek).

Det er videre påvist at "fjellkonstanten", som gir uttrykk for bølgeforplantningsevnen i fjell ved sprengning, avtar med økende avstand mellom sprengningssted og målepunkt.

Det er ikke med sikkerhet påvist lekkasjeøkning i damfundamentet p.g.a. sprengning. Målte lekkasjer ligger innenfor målenøyaktighet.

For øvrig henvises til Chr. F. Grøner A/S for ytterligere opplysninger.

PLANERINGSARBEID VED KÅRSTØ-ANLEGGENE
Site preparation at Kårstø site.

Anleggsleder Per Ove Aftreth
A/F Selmer/Høyer-Ellefsen

SAMMENDRAG

Denne artikkelen beskriver spesielle forhold i forbindelse med utførelsen av planeringsarbeidene på Kårstø. Planeringsarbeidene er en del av Statpipe prosjekt. Dette prosjektet består av en gassledning fra Nordsjøen til Kårstø, en gassledning fra Kårstø til kontinentet og gassterminalen på Kårstø.

SUMMARY

This article describes spesial items in the preparation construction work at Kårstø site. The preparation work is one part of the Statpipe project.
The Statpipe project consists of a gas pipe from Kårstø to the North sea, a gas pipe from Kårstø to the Continent and a gas terminal at Kårstø.

Innlegget vil gi et inntrykk av det arbeid som vår organisasjon har lagt ned i anbuds-, kontrakts- og utførelsesfasen for planeringsarbeidene for gassterminalen på Kårstø i Nord-Rogaland. Anlegget har i vår språkform fått betegnelsen Kårstø planering. Byggetiden var 9 måneder. Total masseflytting 1.5 millioner kubikkmeter og planeringsområdet ca. 350.000 m2.

Sprengningsarbeidene utgjorde ca. 1,1 millioner kubikkmeter.
Pallhøyden var fra 0 - 8 meter.
Bergarten er fyllit med ca. 28% kvartsinnhold som forekommer i form av linser.
Kontrakten ble undertegnet medio januar 1982 og arbeidene startet 1. februar.
Betegnelsen tankfarm benyttes på det området hvor beholderne for lagring av gass skal plasseres.
Prosessområdet er arealet hvor de tekniske installasjoner for utskilling av gasser skal lokaliseres.
Spesielt for sprengningsarbeidene var de mange forskjellige nivåer og de lave pallene. Det var gitt strenge toleranser for utførelsen.
Byggherre var Den norske stats oljeselskap (STATOIL).
Oppmåling var overlatt til Bloms Oppmåling A/S.
Konsulenter henholdsvis Elliot Strømme A/S for byggningsteknisk prosjektering og siviling. Ottar Kummeneje for geoteknisk prosjektering.

I det følgende gis det uttrykk for de faser, aktiviteter og metoder i arbeidet som vi har lagt spesielt vekt på.

ANBUDSFASEN

Det ble lagt opp til å dra nytte av de erfaringer fra arbeidsfellesskapet og fra Dammer Vatnedalsvatn. Arbeidslederne i produksjonen og på maskinsiden beregnet og besluttet kapasitet og priser for aktivitetene.
De av lederne som normalt kalkulerer gav anbudet form.
I tillegg til at vi på denne måten utnyttet hele vår erfaring, hadde vi forventning til at vi ville gi drifts- og arbeidslederne større ansvar. Dette trodde vi ville gi større iver og engasjement i produksjonsfasen. Det er meget vanskelig å relatere årsaken til utfallet av en produksjon. Jeg opplevde at en del av våre ledere i startfasen tok på seg ansvar som kanskje var i overkant av hva de kunne bære for å kunne fungere godt.

FORBEREDELSE TIL PRODUKSJONEN

Før kontrakten var undertegnet startet vi med forberedelsene til arbeidet.

Organisasjonsplan og bemanningsplan ble satt opp.
Tillitsmannsorganisasjon ble informert og forberedt.
Alle ble forberedt mentalt på startfasen i arbeidet.
Vi anså starten for å være spesielt viktig. En dårlig start ville ut fra vår mening ødelegge hele fremdriften.
Det var i anbudskalkylen forutsatt et rasjonelt verksted og lageropplegg. Kravene til dette ble definert. Vi lagde selv et prosjekt som utformet og beskrev system og lay-out som ivaretok disse krav. Dette ble satt i bestilling.
Sprengningsopplegget ble utformet og utstyr og materiell satt i bestilling. Da vi fikk startordre var vi forberedt til å sette i gang arbeidet.

TRANSPORT AV MASKINER OG UTSTYR TIL ANLEGGET

Med 100 tonns hjullastere, tunge dozere og med opp til 75 tonns trucker er flytting fra fjellet og ut til og langs kysten en spennende fase. Dette krever grundige forberedelser og i enda større grad dyktige og engasjerte ledere.
Vår rute ned gjennom Setesdalen til havn i Kristiansand og videre med båt til Kårstø ble gjennomført på 3 uker.
Ilandføringen på Kårstø var den vanskelige delen med hårfine marginer. Dette krevde både diplomatens og soldatens egenskaper fra de som utførte arbeidet.

ETABLERING OG UTVIKLING AV ORGANISASJONEN

Det ble lagt opp til en flat struktur i organisasjonen men med stor grad av oppdeling horisontalt.
Denne strukturen gir ifølge vår erfaring korte kommunikasjonslinjer og spesialisering. Spesialisering gir i mange tilfeller samarbeidsproblemer horisontalt.
Lederne i strukturen hadde samarbeidet minst ett år og var trenet gjennom et særskilt opplegg. Vi forventet at organisasjonen skulle fungere godt umiddelbart.
Det var imidlertid planlagt et spesielt arbeidsmøte som

skulle ta seg av kommunikasjons- og samarbeidsproblemer allerede i forberedelsesfasen til anlegget.
Det viste seg umiddelbart at vi ikke fungerte slik som forventet. Nytt arbeid, små endringer av strukturen fra Vatnedalen og ledere i nye posisjoner gav ikke forventede problemer.
Vi gjennomførte etter ca. 6 uker et arbeidsmøte som skulle forbedre vår måte å fungere sammen på.
Strukturen i arbeidsmøtet er vist i figur 1.
Arbeidsmøtet ble ledet av en trenet stab eksternt anlegget.
Jeg vil ikke komme inn på resultatet av dette arbeidet i dette innlegget.

EFFEKTIV BESLUTNINGSPROSESS BYGGHERRE/ENTREPRENØR

Arbeidet hadde etter vår målestokk knappe tidsfrister og krevde stor ressursinnsats. Dette krevde at all tilgjengelig tid måtte utnyttes optimalt.
En forutsetning for å oppnå dette var at det hele tiden hadde et klart prosjekt. Dette nødvendiggjør effektiv saksbehandling byggherre/entreprenør og at det hele tiden blir tatt beslutninger som muliggjorde fremdriften.
Sammen med byggherren ble det lagt opp til byggemøte hver uke. Disse møtene hadde en stram strukturering.
Det ble hele tiden lagt vekt på å behandle og å ta beslutninger på forhold som hadde med fremdriften å gjøre.
Det ble hver dag til bestemt tid holdt befaring hvor byggherre og entreprenør gikk igjennom hele produksjonen sammen. Det ble tatt beslutninger om eventuelle endringer på stedet eller umiddelbart etter befaring.

Resultatet av dette er at det er likhetstegn mellom prosjekt og produkt mellom tidsfrister og ferdigstillelsesdatoer, mellom anbudssum og avregning og når siste frist går ut, kan anlegget avregnes.

RASJONELT VERKSTED OG LAGEROPPLEGG

Arbeidsfellesskapet har vært opptatt av det store svinn på ressurser som vi har hatt på våre anlegg. Spesielt har vi

rettet søkelyset mot maskin og materialsiden. Det har imidlertid vært mangel på fantasi og ideer til å finne frem tiltak for å arbeide med dette. Min erfaring fra vårt miljø er at ideer blir drept av såkalte normer og/eller tradisjoner som finnes i miljøet.
En av de verste idédreperne er kostnadsbegrepet.
Noen ganger kan vi som er ledere bli tvunget til å ta en idé alvorlig med årsak i argumenter. Vi klarer som regel å ta livet av kreativiteten med postulatet:
"Dette er vel bra, men det er for dyrt".

Vårt verksted og lageropplegg er et unntak. Dette ble lagt frem for beslutning med en klar formulering om at lønnsomheten her var basert på en følelse anlegget hadde av at dette var lønnsomt.

Hele linjen i begge moderfirmaene var positive.
I verkstedet har vi lagt opp til systemer for service-, rep.- og vedlikehold som skal øke produktiviteten vesentlig.
Jeg vil her nevne spesielt innretninger for løfting og transport i selve verkstedet og innretninger for oljepåfylling og oljeavtapping.

På lager siden har vi utviklet vårt fullstendige lagerstyringssystem for deler basert på egen computer. Dette har som sideeffekt disiplinert og formet reparatører og lagerfolk slik at vi med årsak i dette også har fått mindre svinn.

BORING OG LADING

Sprengningsopplegget er valgt ut fra de ressurser vi hadde fra Dammer Vatnedalsvatn, bergarten og dens makrostruktur og geomteriske forhold.
Vi valgte å bore med hulldiametre 3" - 3½" selv om pallhøydene var lave.
Borriggene har på Kårstø vist sin fleksibiltet.
Vi har lagt mye arbeid ned i å få til en geometri på salver som gav oss et oversiktlig opplegg for boring.

Dette med årsak i at flytting var en stor del av aktiviteten for borriggen.
Alle hull er målt ut og merket av stikningsgruppen.
Byggherren har kontrollert hullenes dybde ved lodding.
For å illustrere forholdene kan jeg nevne at vi har hatt flere salver med ca. 2.500 hull og et volum på ca. 9.000 m3 og et areal på 10.000 m2.

Tenningsopplegget er basert på ikke-elektriske tennere med samme intervall på alle hull, detonerende lunte og forsinkere. Systemet har bidratt til å skape økt trygghet overfor krav til sikkerhet, krav til produksjonskapasitet og krav til lønnsomhet.

Sprengstoffet er basert på egen produsert anfo i bulk og i pølser. For denne bergarten har denne type sprengstoff fungert godt. Vi har ikke hatt salver som har nødvendiggjort annengangs sprengning. Det er benyttet primere av henholdsvis TNT og gummidynamitt. Anfo i bulk er produsert av en egen rigg på anlegget. Pølsene er produsert på vår egen stasjon på Dammer Vatnedalsvatn.
I løpet av perioden på Kårstø er hele dette sprengningsopplegget utprøvet og modifisert og fungert som et adekvat system.
Det er også her lagt mye arbeid i å forbedre presisjonen.
Alle hull er systematisk rengjort for lading.
Det er stilt store krav til nøyaktighet ved utførelse av tenningsopplegget.
Ladingen er ledet og kontrollert av en arbeidsleder som bare har hatt dette som sin spesialoppgave. Våre kostnader ved sprengning på lave paller i forhold til mere normale pallhøyder har jeg vist i fig. 2.

TOLERANSER

Som dambyggere har vi vært vant med strenge toleranser og skikkelig oppfølging av disse toleranser. På Kårstø planering ble vi imidlertid stilt overfor krav på helt andre felt.

Alle som kjenner til vår dambygging og dambyggere vet at vi er ikke så flinke til å stille egne krav til utførelsen i steinbrudd og morenetak som kontrollen er på dammen. Det er også etter min mening tradisjon i Norge at kravet til nøyaktighet er ganske vid ved utførelsen av sprengningsarbeider.
Dette har sannsynligvis flere årsaker som mangelfull beskrivelse av toleranser, holdninger hos de som utfører arbeidet og manglende kontroll.

Vi ble stilt overfor strenge toleranser og kontroll for sprengningsarbeidene på Kårstø. Spesielt gjaldt dette under sprengning på de forskjellige nivåer.
Dette var vi nødt til å ta konsekvensene av ved å legge mere arbeid i utmåling, endre holdninger hos oss som ledet og de som utførte arbeidet og å finne nye metoder og utstyr.
Av utstyr kan jeg nevne at vi har benyttet såkalt roterende laser med følere på hjullastere, dozere og veghøvler med stor nytte. Det er vanskelig å beregne kostnader med årsak i skjerpete toleranser. Jeg tror imidlertid at på pluss-siden får byggherren et bedre produkt og entreprenøren eleminerer et svinn.

FREMDRIFTEN

Jeg vil til slutt anskueliggjøre vår fremdrift fra måned til måned ved å vise bilder tatt fra fly.

- I februar så det hele jomfruelig ut
- I mars er skippingen i full gang
- I april behandles terrenget for fullt fra strategiske plasser
- I mai trenger vi inn i sentrale deler av tankfarm og prosessområdet
- I juni er bearbeiding av tankfarm snart ferdig og vi konsentrerer oss mere om pressområdet
- I juli hadde fotografen ferie
- I august er vi stort sett ferdig og det hele har fått et mere kommersielt preg.

Som konklusjon kan en si at arbeidsfellesskapet har klart å holde samtlige frister for arbeidet.
Vi kan derfor si at den nødvendige kapasitet hele tiden har vært tilstrekkelig og med små svingninger.
Imidlertid er det ingen direkte relasjon mellom kapasitet og produktivitet.

Vi for vår del kan si at vårt mål når det gjelder produktivitet, kan vi fremdeles se på bare spesielt klare dager.

ARBEIDSMØTE INTERNT I ORGANISASJONEN

ORIENTERINGSMØTE

2-3 UKER INDIVIDUELL FORBEREDELSE

PRESENTASJON I PLENUM AV PROBLEMER OG PERSON ØNSKER

VALG AV PROBLEMER OG ARBEIDSGRUPPER

ARBEIDSGRUPPE PROBLEM A	ARBEIDSGRUPPE PROBLEM B	ARBEIDSGRUPPE PROBLEM C
INDIVIDUELL FORBEREDELSE	--- " ---	--- " ---
DISKUSJON INNEN GRUPPEN	--- " ---	--- " ---
KONKLUSJON	--- " ---	--- " ---
ANALYSE AV ARBEIDET INNEN GRUPPEN	--- " ---	--- " ---

PRESENTASJON I PLENUM AV ARBEIDSGRUPPENS KONKLUSJONER.
BESLUTNING OM VIDERE ARBEIDE MED PROBLEMET.

Fig. I

HØYTRYKKSVASKING AV INJEKSJONSHULL

High pressure water jets for the cleaning of grout holes

Overingeniør Knut Garshol
Ingeniør Thor Furuholmen A/S

SAMMENDRAG

Injeksjonskomiteen for tunneler og bergrom (IKTB), fikk NTNF-støtte til å gjennomføre et prøveprogram i 1982 med høytrykksvasking av borhull (250 bar). Hensikten var å finne ut om dette ville bedre forbindelsen mellom borhullet og sprekkene i fjellet. Utstyr for dette ble satt sammen slik at også vanntapsmåling og hydraulisk splitting (opp til 300 bar) kunne utføres.

På de to prøvestedene hvor det ble registrert lekkasjer i fjellet, økte lekkasjene med 55.3% og 8.2% etter spyling. Hydraulisk splitting ga økning fra nær null til maksimum 3,04 Lugeon. Spyling utføres meget raskt og grundig med enkelt utstyr, og resultatene tyder også på en klar bedring i injeksjonsmiddel-spredning fra spylte borhull. Metoden bør vurderes ved alle større injeksjonsarbeider.

SUMMARY

A test program for the use of high pressure water jets for the cleaning of grout holes was carried out this year. The use of radical nozzles, jetting water at 250 bar, was expected to clean out drilling debris from cracks and joints, thus giving better contact between grout holes and leakage zones. The equipment was also designed to perform water testing and hydraulic fracturing up to 300 bar. In two of the four test locations, where water leakage was recorded, the leakage in terms of Lugeon values, were increased by 55.3% and 8.2% average after cleaning.

INNLEDNING

Injeksjonskomiteen for tunneler og bergrom (IKTB) søkte i 1981 NTNF om støtte til å gjennomføre prosjektet "Spyling av injeksjonsborhull". Søknaden ble innvilget med en samlet økonomisk ramme på kr. 300.000.-. (Bakgrunnen for IKTB er beskrevet i foredrag nr. 12 i Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk - 1980.)

I møte 11.1. 1982 besluttet IKTB at undertegnede skulle være prosjektleder og at Ingeniør Bakken, Entreprenørservice A/S, skulle være med og sette opp en rammeprosedyre for gjennomføringen av forsøkene.

Prosjektets mål er å prøve å reetablere den eventuelle åpne forbindelse mellom injeksjonsborhull og sprekker i berget, ved å fjerne borkaks ved intens spyling og / eller lokal hydraulisk splitting. Ved en gitt injeksjonslokalitet skulle derved spredning av nødvendig injeksjonsmasse kunne oppnås ved færre borhull.

BAKGRUNN

Fra utførte injeksjonsarbeider finnes det tallrike indikasjoner på at borkaks kan tette sprekker i fjellet ved at kakset bankes inn i sprekkene. Ved svakere bergarter som fyllitt, glimmerskifer o.l. kan det også tenkes en plastisk deformasjon av borhullsveggene, som kan klemme igjen mindre sprekker. Den normale vaskeprosess utføres ganske enkelt ved hjelp av en åpen slange med vann. Gjøres det meget bra, benyttes høyt trykk (over 7 bar) og trykkluft.

Hvis nytteverdien av en bedre vaskeprosess og bruk av splitting stipuleres til 10% reduksjon i antall bormeter, er gevinsten ved et slikt opplegg allerede langt over det nødvendige for å betale seg. Eksempelvis er det ved tverrslag Holmen på Oslofjord-prosjektets kloakktunnel boret 110.000 m sondér- og injeksjonsborhull. Settes meterkostnaden til kr. 50.- , gir 10% innsparing kr. 550.000.-

UTSTYR

Høytrykkspumpe og dieselmotor med gear er sammenbygget på et standard, varmforzinket tilhengerchassis med påløpsbrems og lys. Motoren har elektrisk selvstart og elektriske instrumenter. Utstyret er tilpasset til formålet i samarbeid med Allweiler A/S, som også står som utleier ved utførelse av forsøk.

DATA:	Aggregat	-	Allweiler P50/40-250-trailer
	Pumpe	-	Speck Triplex Q = 40 l/min, P = 0 - 250 bar
	Motor	-	Hatz silent pack P = 17 kW, 2400 RPM Støydempet max. 70 dbA.

Figur 1 viser et prinsipp-diagram for høytrykksaggregatet. Ved spyling og hydraulisk splitting trekker pumpen vann fra buffertanken I. Ved vanntapsmåling kobles I ut og pumpen trekker fra den graderte måletanken II.

Spyling:

Ventilene A og B stenges, og det kobles inn en fotventil på høytrykkslangen ("Jetin dump-ventil").

I ubetjent stilling slipper fotventilen vannet i fritt utløp. Når den trykkes ned, vil vannet gå til slangen og spyledysen. Størrelse og antall dyser i spylehodet er anpasset til å gi 250 bar ved 40 l/min. Spylehodet har radielle og bakoverrettede dyser, slik at slangen er selvgående innover i hullet. Dysetypen kan varieres etter behov.

Splitting:

Fotventil tas ut av ledningen og ventil B åpnes (A lukket). I serie med B er innkoblet en fast dyse, som er valgt slik at når fjellet er tett og pumpen leverer 40 l/min., blir max trykk 150 bar. Dysestørrelsen kan velges for å gi andre trykk.

HØYTRYKKSAGGREGAT

FOR SPYLING AV BORHULL

VANNTAPSMÅLING

HYDRAULISK SPLITTING

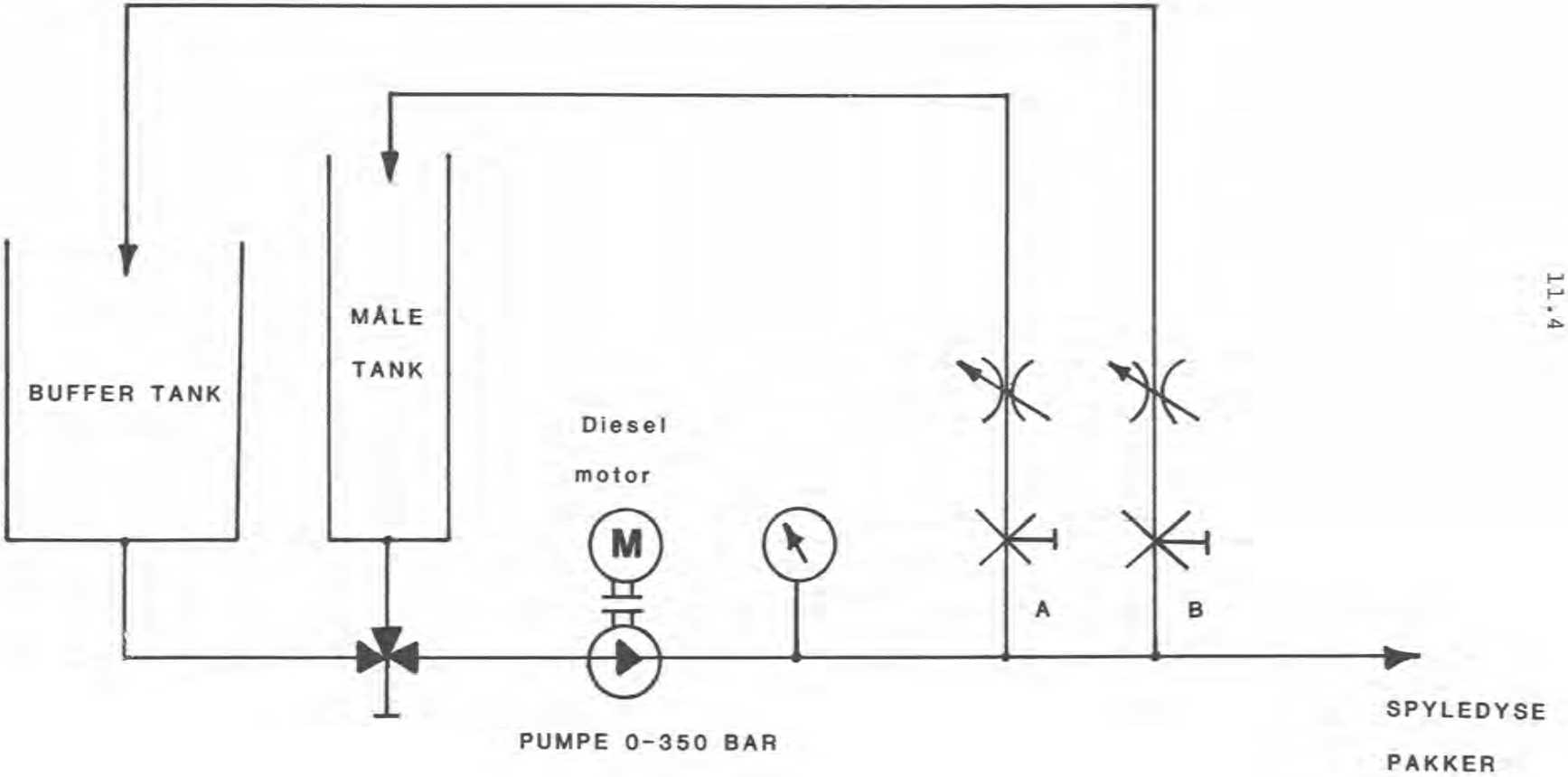


Fig. 1.

Vanntapsmåling:

Fotventilen er fjernet, og ventil A åpnes (B lukket). I serie med ventil A, er montert en regulerbar strupeventil, slik at måletrykket kan holdes nær 10 bar ved rimelige lekkasjer.

Tilhenger med utstyr er avbildet i fig. 2.

Fig. 2.

Pakkere er Geonor gummiekspandere med innerrør, ytterrør for 51 og 48 mm Ø borhullsdiameter. For hydraulisk splitting har det vært anvendt doble pakkere for å motstå trykket.

Vanntapsmåling er utført med 3 m3 vannur. Dette tillater avlesing av halve desiliter i vannforbruk. Vannur og manometer har vært tilkoblet direkte ved pakker. Nøyaktigheten av dette måleoppsettet har vært mer enn god nok.

Utstyrspakken har vist seg meget praktisk og har fungert prikkfritt. Ved stasjonær montering på en borrigg og med elektrisk drift, kan det hele komprimeres vesentlig.

RAMMEPROSEDYRE FOR UTFØRELSE

I GEOLOGI

Det utføres en nøyaktig lokal geologisk kartlegging med angivelse av bergart, oppsprekkingsgrad, sprekk-karakter og retning, synlige lekkasjer, sleppesoner osv. Ved én dominerende sprekkretning bør halvparten av hullene bores vinkelrett på sprekkeplanet og resten i skrå vinkel, der dette praktisk kan gjennomføres.

II BORING

Hullene bores til 15 meters dyp - 10 - 20 stk.

Da en skal prøve effekten av spyleprosessen, må en unngå bakspyling, d.v.s. at vann presses fra ett hull og ut igjen gjennom nabohull. Hvis det praktisk lar seg gjennomføre, bør stedlig program deles i 2 eller 4 etapper, altså 10 eller 5 hull pr. etappe. Hullene i en etappe spres mest mulig på tilgjengelig areal.

Hullene bores på normal måte med hensyn til mating, rotasjon og vannspyling.

III VASKING AV BORHULL

Hullene vaskes med trykkluft og vann gjennom åpen slange, som ved vanlig vasking av injeksjonshull.

IV VANNTAPSMÅLING

Målingene utføres ved 10 bar overtrykk i en periode på 5 min. Det måles 2 ganger, eller til 2 perioder etter hverandre gir samme vanntap.

Første pakningsplassering: 3 meters dyp (justerbart)

Andre pakningsplassering: 9 meters dyp (justerbart)

Lekkasje måles med vannur.

Ved lekkasje mindre enn 0.5 Lugeon defineres hullet som tett.

Utregning av Lugeon - verdi utføres med sann målelengde. Målerekkefølge av borhull i en etappe noteres og eventuell bakspyling angis.

Vanntapsmåling / pakningsplassering angis for alle hull på flytdiagram. Se fig.3.
Alle data føres inn i måleskjema, se fig.4.

V HØYTRYKKSSPYLING

Alle hull i etappen spyles ferdig med 250 bar spyletrykk. Det spyles minimum 3 ganger inn / ut.

VI HYDRAULISK SPLITTING

Seksjoner av borhull som er tette ($L < 0.5$) etter høytrykks-spyling, skal testes med hydraulisk splitting.

Hydraulisk splitting skal ikke foretas før alle hull er testet etter spyling.

Splitting skal bare skje lokalt rundt borhullet og trykket økes derfor raskt inntil det oppstår en brå lekkasjeøkning / trykkfall. Trykket registreres, og pumpen stoppes.
Maksimum prøvetrykk blir det pakkeren kan tåle, eventuelt inntil 300 bar.

Oppstår det en splitting, testes hullet på nytt med vanntapsmåling, for å sjekke om dette har medført en permanent økning av permeabiliteten.

PRØVESTEDER OG RESULTATER

VARMESENTRAL SKØYEN VEST

Entreprenør:	Astrup & Aubert A/S	
Boret 16 prøvehull	á	15 m
og 2 prøvehull	á	12 m
TOTALT:		264 bm

NTNF-PROSJEKT
No. 100666. 12418
Spyling av injeksjonsborehull

FLYTDIAGRAM

Prøvested : _____

Hull nr. : _____

Lengde hull i m: _____

X - VANNTAPSMÅLING 3M DYP

⊗ - VANNTAPSMÅLING 9M DYP

(5) - POSISJONSNR.

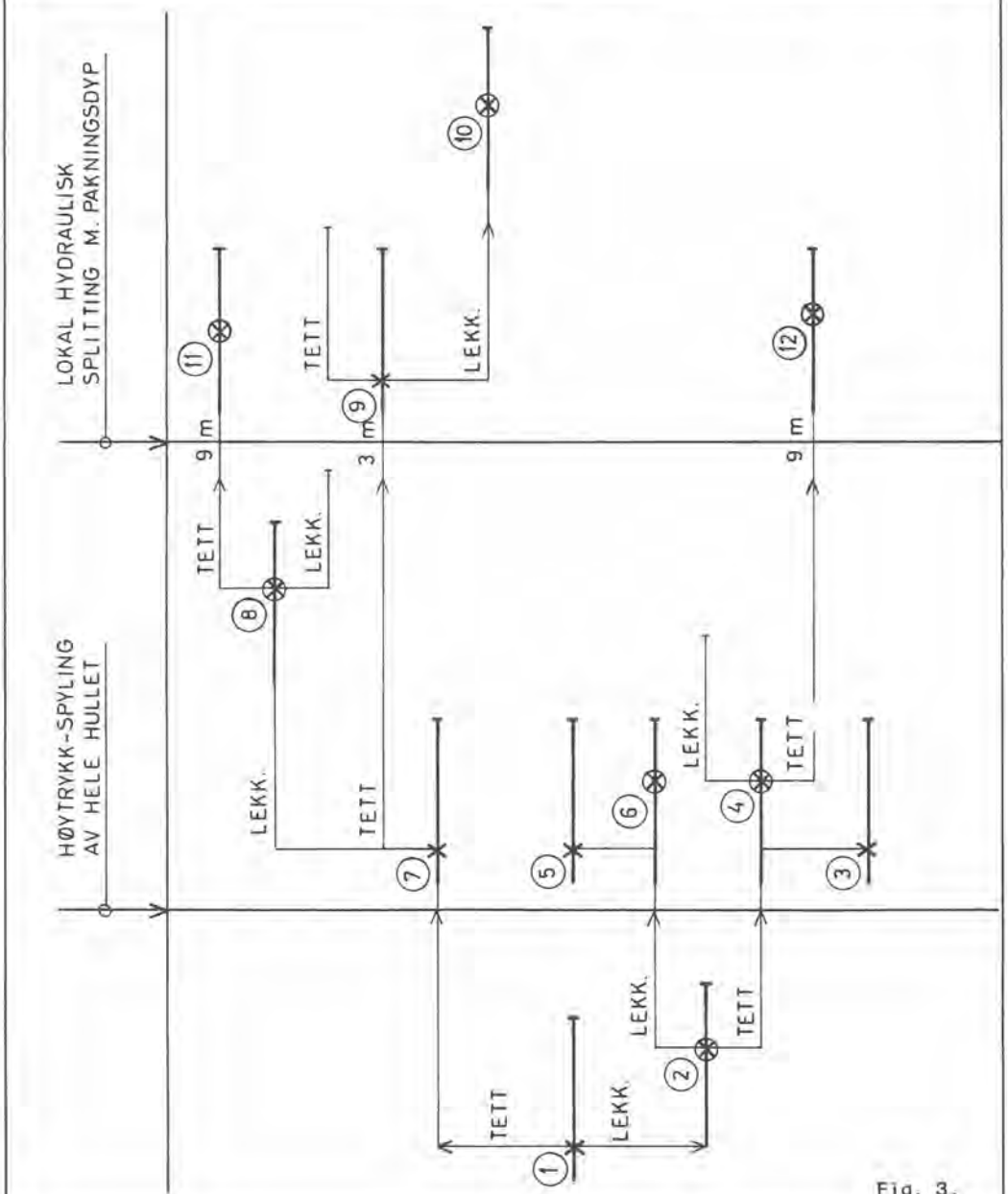


Fig. 3.

NTNF-PROSJEKT

No. 100666. 12418

Spyling av injeksjonsborehull

VANNLEKKASJEMÅLING

Prøvested: _____

Hull nr. : _____

Lengde hull i m: _____

Pos nr.	Vannlekkasje etter spyling		Vannlekkasje etter høytr. spyling		Vannlekkasje etter hydr. splitting		Merknader
	3 m	9 m	3 m	9 m	3 m	9 m	
1							
2							
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							

Merknader:

Fig. 4.

Prøvene er utført i en nisje i tunnelen, og bergarten er leirskifer. Skifrigheten er relativt flattliggende og benkningen varierer i tykkelse fra noen cm til ca. en meter. I tillegg til skifrigheten er det to steiltstående sprekkesystemer. Hovedsystemet har plane, dels glatte sprekker delvis med kalkspatfylling. En kalkspatsleppe gir noe vanndrypp i hengen i nisjen.

Det er gjennomført målinger i 13 hullseksjoner med vannlekkasje større enn 0.50 Lugeon.

Middellekkasje før spyling:	1.23 L
Middellekkasje etter spyling:	1.91 L
ØKNING:	55.30 %
Minste lekkasje før spyling:	0.51 L
Største lekkasje før spyling:	1.83 L
Minste lekkasjeøkning:	1.2 %
Største lekkasje økning:	206.0 %

Hydraulisk splitting er gjennomført i 2 hullseksjoner. Begge ganger gikk trykket opp til 70 bar meget raskt, for så å falle brått til 30 bar.

Lekkasje før splitting:	0.01 L	0.1 L
Lekkasje etter splitting:	3.04 L	0.46 L
Prosentvis økning:	30400 %	460 %

Etter måleresultatene er det altså en klar tendens til økte lekkasjer ut av borhullene etter høytrykkspyling og også etter hydraulisk splitting. Under vanntapsmåling oppsto det en hel del forbindelser til andre hull. Dette har gitt såkalt bakspyling, altså vasking fra fjellet inn i borhullet. En del av lekkasjeøkningen kan altså tilskrives dette, uten at det er mulig å antyde hvor mye.

GASSLEDNINGSTUNNEL TIL KAARSTØ, STUFF
LABBAVATN pel 1000

Entreprenør:	AVR-GRUPPEN og Ingeniør Thor Furuholmen A/S
Boret 3 stk. prøvehull á	18 m
Totalt:	54 bm

Prøvene er utført på stuff i løpet av én natt. Bergarten er en noe oppsprukket grunnfjellsgneis med en del leirbelegg på sprekkene. Foliasjonen faller ca. 45° mot venstre i stuffplanet. Det rant noe saltvann ut av 2 hull og statisk mottrykk ble målt til 9 bar.

Det er gjennomført målinger i 2 hull, det tredje fikk man ikke satt pakning i.

Middellekkasje før spyling:	1.35 L
Middellekkasje etter spyling:	1.46 L
Økning:	8.2 %

Hydraulisk splitting er gjennomført i ett hull. Trykket gikk da opp til 60 bar og falt så brått. Det oppsto samtidig gjennomgang til begge de to andre hullene i stuffen, og en del leirfarget vann ble vasket ut av disse.

Lekkasje før splitting:	1.05 L
Lekkasje etter splitting:	1.12 L
ØKNING:	6.7 %

Både høytrykkspyling og splitting har gitt økning i lekkasjen, men målegrunnlaget er svært lite.

GASSLEDNINGSTUNNEL TIL KAARSTØ, STUFF
KAARSTØ pel 1100

Entreprenør:	AVR-GRUPPEN og INGENIØR THOR FURUHOLMEN A/S
Boret: 10 prøvehull á	15 m
Totalt:	150 m

Prøvene er utført i en stor nisje i tunnelen. Bergarten er fyllitt med kvartslinser og nær flattliggende lagdeling. Nisjen krysses også av en leirsleppe og et bånd av granittisk sammensetning med tykkelse 2.5 - 3 m.

Vanntapsmålingene både før og etter høytrykksspylingen viser tett fjell. Under spyling var noen av hullene helt rene etter 3 omganger, mens det i leirsleppen kunne spyles ut store mengder leire og steinpartikler. Fra hullene 6 og 7 ble det spylt ut 30 - 40 kg i hvert. Fire hull var blokkert på 5 m dyp, p.g.a. sleppemateriale.

Hydraulisk splitting er forsøkt i 5 hull. I to gikk trykket opp til henholdsvis 150 og 250 bar og ned til 100 og 110. I de andre hullene gled pakningen på ca. 200 bar. Vannlekkasjeøkning kunne ikke registreres etter splitting.

På dette prøvestedet er det altså ikke oppnådd noen som helst effekt, men en skal vel heller ikke vente det, hvis fjellet er tett i området.

MESNA KRAFTVERK, TILLØPSTUNNEL Pel 750

Entreprenør:	A/S VEIDEKKE	
Boret 10 prøvehull á		15 m
TOTALT:		150 bm

Prøvene er utført i tunnelen i løpet av lørdag 23.10. 1982. Hullene er boret skrått ut i begge tunnelvegger i ca. 45° vinkel. Bergarten er vesentlig en leirskifer med noen sandsteinslag og kvartslinser. Lagdelingen ligger flatt og har et vertikalt sprekkesystem på tvers av tunnelen.

Vanntapsmåling viser tette hull både før og etter spyling.

Hydraulisk splitting medførte ingen målbar lekkasjeøkning, selv om det fra enkelte hull kunne registreres forbindelse til nabohull. Splitting oppstår ved fra 140 - 200 bar og trykket faller da til fra 60 - 100 bar. To hull ble ikke forsøkt splittet, da pakkeren ikke kom inn. Også her er det tydeligvis tett fjell, og da oppnås ingen effekt av spyling og splitting.

KONKLUSJON

Man har via prosjektet funnet frem til enkelt og praktisk utstyr for høytrykkspyling av injeksjonsborhull. Samme utstyr kan med fordel også benyttes ved vanntapsmåling og ved eventuell bruk av hydraulisk splitting.

Utstyret kan benyttes som mobilenhet med dieseldrift, eller monteres på borriggen og drives elektrisk. Uansett hvordan resultatene bedømmes, kan en slå fast at vaskingen utføres vesentlig raskere og bedre enn på tradisjonelt vis.

Ved de fire prøvesteder som er gjennomført til nå, kan en dele disse i to hovedgrupper:

1. Fjell med lekkasjer

2. Tett fjell

På de to første stedene var det lekkasjer, og disse økte klart både etter spyling og hydraulisk splitting.

På de to neste stedene ble det registrert tett fjell og ingen effekt av spyling og splitting.

I svake soner må en bruke sunn sans ved spylingen, da hullet ellers kan utvides langt utover det hensiktsmessige. Spylingen vasket ut fra ca. 0.5 til 30 - 40 kg av ett borhull.

Indikasjonene fra det gjennomførte program er klart positive, men konklusjonen er basert på et nokså begrenset grunnlag og er noe beheftet med feilkilder fra bakspyling. Ved ethvert større injeksjonsarbeid bør det etter en samlet vurdering av erfaringene, benyttes høytrykksspyling av borhullene.

Det vil bli forsøkt gjennomført flere prøver i Oslo-feltets sedimentære bergarter i løpet av dette året. Endelig og fullstendig rapport vil foreligge på nyåret 1983.

PRAKTISKE ERFARINGER MED FRIKSJONSBOLTER

Experiences with friction rock stabilizers

Diplomstudent Tor Harald Hanssen, Institutt for gruvedrift,
NTH

SAMMENDRAG

To typer friksjonsbolter, Swellex- og Split Set-bolter er utprøvd i Sagmo Gruve - Sulitjelma. Praktiske erfaringer ved oppsetting og prøvetrekking omtales.

SUMMARY

The two friction rock stablizers, the Swellex- and the Split Set-bolt have been tested in Sagmo Mine - Sulitjelma. Experiences concerning insertion and pulling are referred.

Bolteforsøkene er utført i Sagmo Gruve - Sulitjelma, sommeren og høsten 1982 som en del av undertegnedes diplomoppgave "En bergmekanisk undersøkelse av Sagmo Gruve - Sulitjelma" ved Institt for gruvedrift, NTH. Støtte under feltarbeidet er innhentet fra A/S Sulitjelma Gruber, Institutt for gruvedrift, NTH, Atlas Copco A/S og Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

GENERELT

Alle hengbolter som er konstruert bygger på det prinsipp at de skal oppta strekk og samvirke med fjellmassen for dermed å holde denne på plass.

Det har gjennom årenes løp vært lansert mange typer bolter. Noen har fungert fint, andre ikke fullt så godt. Siste nyskapning på dette feltet er friksjonsboltene - markedsført av Atlas Copco A/S og Ingersoll Rand (K.K. Engineering A/S i Norge) med typebetegnelser henholdsvis Swellex- og Split Set-bolter. Begge boltetyper er rene friksjonsbolter og fungerer dermed prinsipielt likt. Swellex-boltene settes opp hydraulisk-mekanisk, mens Split Set-boltene settes opp mekanisk.

Fordelen med friksjonsbolter framfor konvensjonelle

forspente bolter er etter undertegnedes oppfatning at friksjonsboltene ikke trenger etterstramming og heller ikke løsner ved salveskyting når de plasseres nær stuff. Friksjonsboltene er dessuten i stand til å ta opp store deformasjoner ved at bolten glir noe for deretter å feste seg igjen med samme forankringskraft. Dermed er faren for løse bolter eliminert. Ved kontroll av forspente hengbolter er det vanlig å finne en betydelig mengde løse bolter som ikke tar opp noe last, men som bare gir en falsk trygghetsfølelse.

På grunn av færre arbeidsoppgaver ved oppsetting av friksjonsbolter enn forspente bolter, synes det som om friksjonsboltene er hurtigere å sette opp.

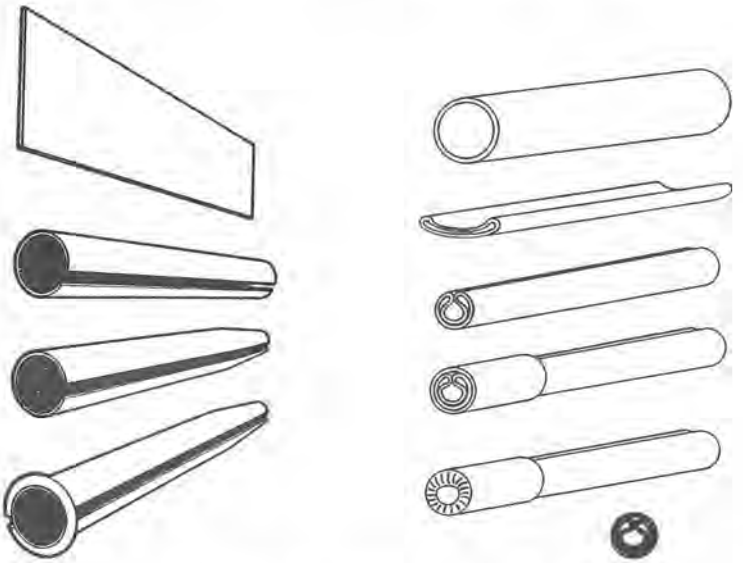
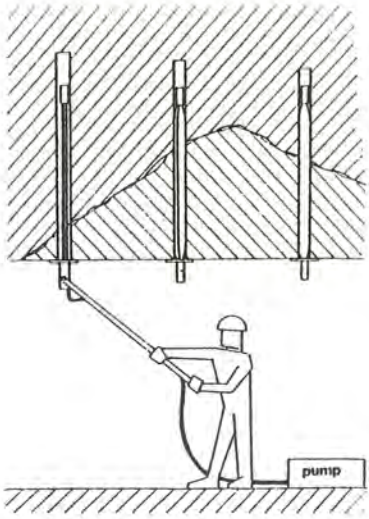


Fig. 12.1.A og 12.1.B. Framstilling av Split Set- og Swellex-bolt.

Fig. 12.1.A. viser framstilling av Split Set-bolten fra en 2,3 mm plate til ferdig bolt Ø 38 mm med innsnevring i front og påsveiset stoppring i bakkant.

Fig. 12.1.B viser framstilling av Swellex-bolt fra Ø 42 mm rør med 2 mm godstykkelse til ferdig bolt Ø 25 mm med påsveisede klaver i hver ende og hull for vanninnstrømning i nedre del.



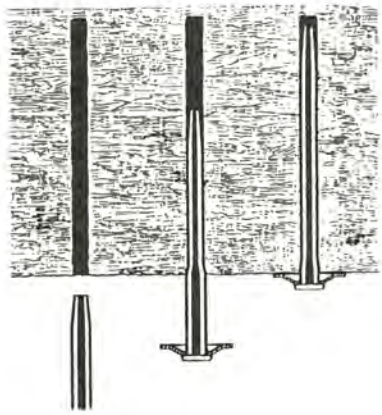


Fig. 12.2.A og 12.2.B. Oppsetting av henholdsvis Swellex- og Split Set-bolt.

Split Set-bolten anbefales satt i hull med diameter 35-37 mm. Bolten som er 38 mm i diameter presses sammen ved innsetting, jfr. fig. 12.2.B. Kraften som skal til for å sette opp bolten fåes fra knemater-maskin eller bormaskin på bolterigg påsatt adapter, jfr. fig. 12.3.

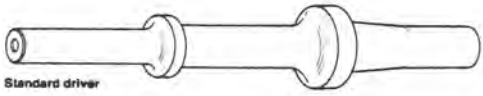


Fig. 12.3. Adapter for montering på bormaskin.

Adapteret er konstruert slik at det bare overfører matekraft og slag under oppsetting av Split Set-bolten.

Swellex-bolten, jfr. fig. 12.2.A og fig. 12.4, føres inn i borhullet, og klaven i nedre ende av bolten plasseres i Swell-chuck (jft. H fig. 12.4). Bolten føres helt inn i hullet,og pumpen startes med hendel på innføringsstang. Vannets utgangstrykk er på forhånd innstilt ved hjelp av C (fig. 12.4) og pumpen stopper automatisk ved dette trykk.

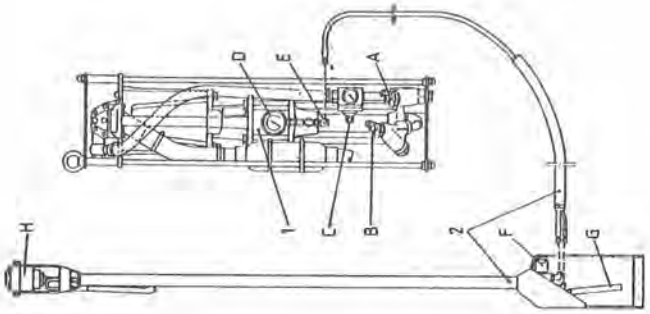


Fig. 12.4. Pumpe (Swell A 660 AL) for montering av Swellex-bolt.

1. Høytrykks-pumpeenhet
A. Trykklufttilkobling
B. Vanntilkobling
C. Trykkluftregulator med manometer (maks. 5 bar / 0,5 MPa)
D. Vanntrykksmanometer (maks. 300 bar/30 MPa)
E. Høytrykksuttak

2. Installasjonsarm
F. Trevegs ventil
G. Operasjonshendel/avtrykker
H. Swell Chuck,kontakt mellom bolt og installasjonsarm. Inneholder boltsete med pakninger for tett omslutning av boltende.

Under oppblåsing starter ekspansjonen på midten av bolten som vist på fig. 12.5. Samtidig skjer en svak sammentrekning i lengderetning. Dette fører til en svak forspenning av bolten dersom den er montert med plate.

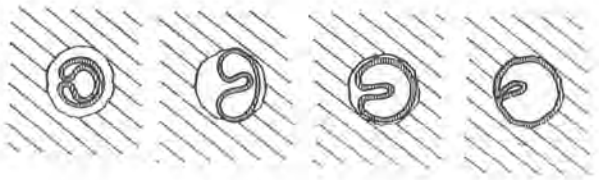


Fig. 12.5. Oppblåsingsforløpet av Swellex-bolt.

Både Swellex- og Split Set-bolten kan monteres med plate. I lite oppsprukket fjell synes dette å ha liten hensikt, men i oppsprukket fjell vil platene binde sammen løse blokker. Selv om platene ikke har så stor hensikt, kan de virke beroligende på dem som er vant med forspente bolter.

Forankringskraften for friksjonsboltene vil øke dersom det er små forskyvninger mellom de lag boltene er satt opp i (se fig. 12.6). Dersom boltene er satt opp i berg som deformeres plastisk, vil forankringskraften øke med økende flyting i berget.

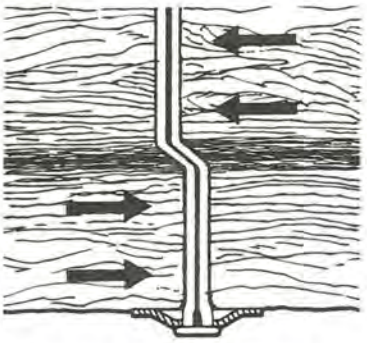


Fig. 12.6. Split Set-bolt i fjell med forskyvning (gjelder for alle friksjonsbolter).

Dersom Swellex-bolten monteres i borhull med ujevne vegger (fig. 12.5 og 12.7), føyer den seg etter borhullsveggen under oppblåsing.

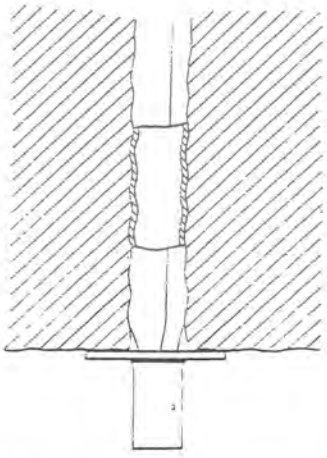


Fig. 12.7. Swellex-bolt montert i borhull med ujevne vegger.

Når Split Set-bolten presses inn, vil den bare få kontakt med de utspringende partier i borhullet. Dette fører til en mindre anleggsflate og dermed en lavere friksjonskraft.

PRAKTISK GJENNOMFØRING AV BOLTEFORSØK

I forbindelse med bolteforsøkene i Sulitjelma er boltehullene boret med ortrigg. Hull for Swellex- og Split Set-bolter er boret med henholdsvis 38 mm og 35 mm krysskjærkrone. (Sistnevnte krone er slipt ned fra 38 mm til 35 mm).

Oppsetting av Swellex-bolter er utført som ovenfor beskrevet. Alt ustyr har fungert tilfredsstillende under oppsetting av boltene. De problemer som kan forventes vil sannsynligvis komme i Swell-chuck (H, fig. 12.4). Tetningsringer og siler kan gå tette av subb dersom denne mistes på sålen. Dessuten kan boltenes klave, som føres inn i Swell-chuck, ruste slik at en vanntett sammenføyning ikke oppnås.Swell-pumpen leveres med en ekstra Swell-chuck som alltid bør tas med under arbeid i tilfelle feil oppstår. I Garpenberg gruve elimineres rustproblemet på bolte-klavene ved at disse sprayes med en blanding av tectyl og krystallolje. (P. Niskanen pers.med.). Dette er den eneste gruven hvor Swellex-bolter blir benyttet regulært. Det er enda ikke høstet erfaringer vedrørende levetiden for Swell-pumpe eller Swell-chuck, så dette er det umulig å si noe om foreløpig.

Split set-boltene er satt opp ved hjelp av knematermaskin med adapter som ovenfor beskrevet. Oppsettingen har foregått fra skuffa på en lastemaskin så arbeidet med hver bolt har tatt unødvendig lang tid. Arbeidstiden pr. oppsatt bolt vil reduseres betraktelig dersom bolterigg benyttes.

Split Set-boltens svakhet er dens følsomhet for diameterendringer i boltehullet. Anbefalt borhullsdiameter er 35-37 mm. Ved minste diameter er bolten treg å få inn, men sitter godt fast på grunn av høy friksjonskraft. Ved største diameter glir bolten lett inn, men får lav friksjonskraft og holder dermed lite. Faren for bøying eller brudd er naturlig nok større dess mindre diameter boltehulet har. Dette er et problem som må vurderes, men dersom det føres kontroll med skjærdiameter er også dette problemet løst.

Felles for både Swellex- og Split Set-boltene er at friksjonskraften øker dersom de blir avfettet før montering. Friksjonskraften vil også øke hvis boltene får ruste litt på forhånd.

Både Swellex-og Split Set-boltene er satt opp av to mann. Det er tiden for oppsetting som er utslagsgivende for hvor mange bolter som kan settes opp pr. arbeidstime. Hjelpesmannen vil i begge tilfeller ha en ny bolt klar for oppsetting før den foregående bolt er ferdigoppsatt.

Gjennomsnittlige tider for oppsetting av en bolt var:

Swellex (2,40 m) : 25 sekunder
Split Set (1,80 m) : 60 sekunder

Her er ikke tidsforbruk for flytting av maskin tatt med.

BOLTETREKKING

Boltene er satt opp i hengbergarten i Sagmo Gruve som er en blanding av biotittrike skifre og kvartsrike vulkanske bergarter. Tykkelsen på de enkelte lag er fra noen millimeter til flere desimeter. Det er ikke registrert noen diameterendring av betydning i boltehullene, så boltene skulle ha lik anleggsflate. Boltene er satt normalt foliasjonen som er tilnærmet horisontal.

Boltene er montert i tre grupper.

Kapasiteten på trekkeutstyr er ca. 13,5 tonn. Dette er grunnen til at to lengder Swellex-bolter ble montert. Gjennomsnittlig trekkraft er angitt i tabell 12.1. Boltene ble av praktiske grunner først trukket 1½ måned etter montering.

Tabell 12.1. Resultater fra boltetrekking.

Type bolt og lengde	Friksjonskraft	Friksjonskraft pr. effektiv boltemeter
Swellex (2,40 m)*	> 13,5 tonn	-
Swellex (0,60 m)	7,0 tonn	15 tonn/effekt. boltemeter
Split Set (1,80 m)	8,8 tonn	5 tonn/effekt. boltemeter

*Friksjonskraft større enn trekkeutstyrets kapasitet.

PRISER

For sammenligning skal priser pr. 1982 nevnes. Dette er ca.priser eksklusiv moms og eventuell kvantumsrabatt.

Swellex:

Bolt 1,80 m	kr.	68,-
Bolt 2,10 m	"	73,-
Plate (antatt pris)	"	7,- 8,-
Swell pumpe	"	21.000,-

Split Set:

Bolt 1,80 m	kr.	45,-
Bolt 2,10 m	"	50,-
Plate	"	8,-
Knemateradapter	"	500,-
Riggadapter	"	500,-

Konvensjonell forspent hengbolt:
(Ørsta Stålindustri A/S)

	2 m rundstål Ø 20 mm gjenget m/mutter	kr. 26,-
	Sfærisk skive 6 x Ø 150	" 7,-
	Halvkule Ø 50 hull Ø 21	" 3,1o
Alt. 1:	Bail ekspansjonshylse M20 for hull Ø 32-35	" 7,8o
Alt.II:	Bail ekspansjonshylse M20 for hull Ø 43-48	" 14,50
	Pris for komplett bolt alt. I:	" 43,9o
	Pris for komplett bolt alt. II:	" 5o,6o

KONKLUSJON

Tabell 12.1 sier ikke at Swellex-boltene er bedre enn Split Set-boltene selv om friksjonskraft pr. effektiv boltemeter er større. Boltene kan i realiteten være like gode. Det er boltenes funksjonsmåte som gjør de godt egnet for arbeidssikring. De kan oppta store laterale bevegelser uten å skjæres av, de kan kompensere for store deformasjoner i lengderetning og fremdeles oppta full kraft.

På grunn av samvirke med fjellet ser det ut som om boltene vil fungere best ved systematisk bolting.

Boltenes godstykkelse gjør at de ikke er egnet til permanent sikring i korrosivt miljø.

Kilder:

Alle figurer og tekniske data er hentet fra produktinformasjon om Swellex og Split Set.

Hammari & Lislerud (1980): "Sikring av fjellrom". Hovedoppgave ved Institutt for anleggsdrift, NTH.

Myrvang, A. (1979): "Splittrørbolting", FGB 1979, Tapir 1980.

Myrvang, A. (1980): "Amerikanske erfaringer med Sliss-Rørbolter". FGB 1980, Tapir 1981.

Myrvang, A.: Muntlige meddelelser.

Ludvig, B. (1979): "Diskussionsinnlägg till Fjällsprängningskonferensen 1979-11-08 i Oslo", FGB 1979, Tapir 1980.

KNUSING AV TILSLAGSMATERIALER, ERFARINGER MED SLAGKNUSERE.

Experiences obtained from manufacturing of aggregates by use of impact crushers.

Ingeniør Willy Buberg, A/S VEIDEKKE.

SAMMENDRAG

Innlegget summerer opp resultater og erfaringer som er høstet ved finknusing i slagknusere av vel 600.000 tonn steinmaterialer med sprengt stein som råmateriale.
Slagknusing har til dags dato vært lite aktuell her i landet på grunn av høye slitasjeomkostninger. Med nye og bedre kvaliteter på slitestål synes metoden å være konkurransedyktig også for bergarter med stort kvartsinnhold og følgelig høy slitasjeindex.
Til framstilling av knuste filter og overgangsmaterialer i fyllingsdammer har metoden den fordel at kornfordelingskurven kan fremkomme umiddelbart uten forutgående splitting av fraksjoner og følgende minutiøs komposisjon av endelig kurve.

SUMMARY

Due to the extreme abrading the impact crushing method has so far been paid little attention in Norway.
The manufacturing of abrasive steel of higher quality however combined with a demand of crushed filter material in dam constructions

has augmented its value.
This concept is based mainly on regular observations on a crushing enterprice of 600.000 tons of solid rocks.
The achivements obtained consequently lead to an amplified concern about the subject.

INNLEDENDE BEMERKNINGER

Slagknuser, eller impact crusher som den kalles på engelsk, har vært anvendt i en årrekke rundt om i verden.

Den har ennå ikke fått fortjent oppmerksomhet i Norge, idet den helt fra sin barndom har levd i skyggen av myten om at den bare egnet seg for bløte og lite slitende bergarter.

Dette forhold synes nå å være i endring. Særlig har bedre materialer i slitedeler gjort knusemetoden anvendbar også under norske forhold.

Noen, riktignok et fåtall, maskiner er i de siste år montert og har vært i drift i en tid. Erfaringene menes å være såpass løfterike at de gjerne kan bringes til almen kjennskap.

Opplysningene som legges fram er alt vesentlig basert på inntrykk fra knusing av 600.000 tonn i en installasjon med 3 slagknusere.

De framstilte produkter representerer ikke tilslagsmaterialer i videste forstand, men de refererte kornfordelingskurver bør kunne gi gode holdepunkter for bedømmelse for enhver produksjon.

Det er ikke foretatt regelmessige flisighet- og sprøhetsprøver. Her kan det bare vises til at metoden er kjent for en selektiv knusing hvor svake partikler blir knust ned til finstoff. De få prøver som er tatt tilsier et godt resultat.

KNUSEMETODE

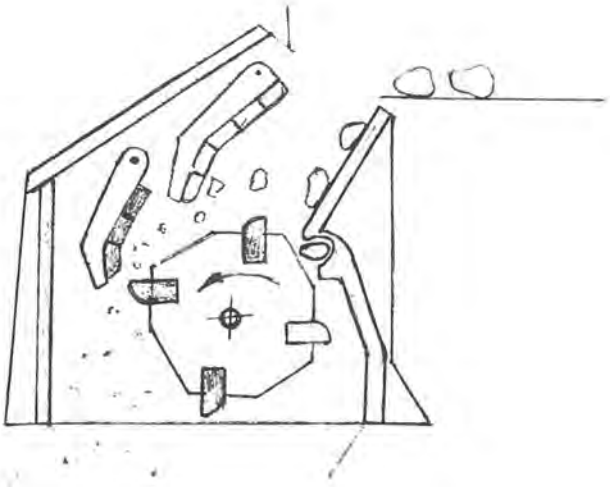


Fig. 13.1 Prinsipp for slagknusing.

Metoden, som er oppfunnet av Dr. Andreas, går i korthet ut på at en påmatet stein av begrenset størrelse faller fritt ned og blir truffet av en slaglist som roterer med stor hastighet i et pansret kammer. Steinen blir primært slått i flere mindre stykker, som slynges ut med stor kraft, og knuses innbyrdes eller mot et stillbart slagverk.

En del av materialkornene, de som kommer i klem mellom slagverk og list når denne passerer, males i en viss grad.

Under er knusekammeret helt åpent, og knust materiale faller fritt ut.

Nedknusningsgraden er alt vesentlig bestemt av hastigheten slaglistene arbeider med. Prosessen er imidlertid avhengig av en minste hastighet og under 25 m/sek er den lite effektiv. Begrensningen oppad synes å være konstruksjonsbetinget. Ved hastigheter over 60 m/sek blir problemene med rystelser så store at en drift forkludres.

MONTASJE

Knuseren kan monteres på et stålstativ, som står direkte på bakken uten noen komplisert fundamentering.

Matingen bør skje ved hjelp av regulerbar mater og gjerne i forbindelse med en silo.

Inn- og utløpstrakter er nødvendige og utformingen må ofres omtanke.

Maskinen krever ingen innbygging, men adekvat støvdemping er nødvendig.

RELEVANTE DRIFTSPROBLEMER

I innledningen antydes at påmatet gods er maksimert. Hvor stor vekt en skal legge på dette forhold er ikke avklart. Anvisninger fra leverandører bidrar noe til denne uvisshet.

Erfaringene omfatter en hel rekke havarier, som fra leverandørs side hevdes å ha sin vesentligste årsak i for grov påmatet stein, og for sikkerhets skyld kontrolleres steinstørrelsen over et enkelt vibrerende galler.

Det er innlysende at for stor (tung) stein overbelaster listene, som derved kan ryke. Faren øker selvsagt med hastigheten. Har vi først fått listebrudd er følgene nærmest katastrofale. Full rasering av hele pansring og alle øvrige slitedeler er ikke unntak, men heller regelen.

Et fullt sett nye deler koster 60 - 70 tusen kroner for en 15 - 16 tonns maskin. Det tilsvarer ca. 10% av maskinens anskaffelsespris.

Innsetting av delene utføres på et skift av et rutinert mannskap på 3 mann.

Er listebruddet bare delvis, dvs. at en del av en list er slått av, kan den oppståtte ubalanse i rotor være så liten at driftspersonalet ikke registrerer det.

Hvis maskinen kjøres med denne defekt, slites vederlaget for listen, slik at en tidkrevende reparasjon med

påleggsveis av rotor kan bli følgen. Reparasjonen, som kan ta både 1 og 2 skift, bør utføres av habil sveiser i samråd med leverandør.

En potensiell fare for listebrudd representeres av fremmedlegemer som borkroner og gravemaskintenner, som ligger skult i påmatet materiale. Et pålitelig detektorutstyr er derfor en forutsetning for tilfredsstillende drift.

ERFARINGER FRA NORMAL DRIFT

Det er valgt å behandle forholdene omkring 2 eksempler på drift, med samme maskin, som representerer ytterpunktene for forsvarlige periferihastigheter.

I det første framstilles et filtermateriale til en fyllingsdam med en morenetetning som krever et høyt finstoffinnhold og dermed stor nedknusing. Periferihastigheten er her 52 m/sek.

I det andre et filter med vesentlig mindre finstoff. Hastigheten er her 30 m/sek.

Kornfordelingskurvene har forløp som virker tiltalende også for andre formål. Hvorvidt de tilfredsstiller fordelingsnøkkelen for fraksjoner i et pukkverk beror på den gitte etterspørsel.

Mulighetene for å påvirke fraksjonsfordelingen etter et varierende behov er små. Ved en gitt hastighet er kurven nærmest låst, og bare små endringer kan oppnås ved å stille slagverkene. I området 2 - 10 mm påvirkes kurven overhode ikke av en slik manøver.

Nedslitte slaglister influerer på kurven som beveger seg mot det grove i takt med slitasjen. Dette er en sannsynlig følge av gradvis synkende periferihastighet. Forholdet er særlig merkbart ved høye hastigheter.

Ved framstilling av materialer til en fyllingsdam angir ofte kurvens utseende tiden for hvornår slaglister må skiftes.

Påmatingsmengden virker noe inn på kurven. Jo høyere mating, jo grovere produkt ved samme effektforbruk. Dette forhold kan utnyttes til å holde seg innenfor kravet til en kurve i noe lengre tid for dermed å utnytte listene mest mulig. Det negative er at produksjonen minker tilsvarende.

Den beste måte å påvirke kurven vesentlig er ved hastighetsvariasjoner. Av de gitte eksempler framgår tydelig hvilket omfattende område en knuser kan arbeide innenfor ved endring av hastigheten.

Av dette kan det synes naturlig å utstyre knuseren med en trinnløs varierende drift. En teknisk forsvarlig løsning etterlyses imidlertid. I praksis ender det opp med å skifte hjul og remskive, noe som er tidkrevende og virker lite up to date.

Finere fraksjoner f.eks. - 20 mm i påmatet materiale påvirker ikke sluttproduktet. Fjerner vi - 20 mm blir kurvens utseende nøyaktig den samme.

Ved høyere hastigheter kan kurven påvirkes betydelig ved å kjøre med ulike høyder på slaglistene. 2 og 2 motstående lister velges som par og kalles gjerne primær- og sekundærlister. Sekundærlistene virker nærmest bare som beskyttelse av rotor. De slites lite i motsetning til primærlistene, som her utfører hele knusearbeidet. Krav om høy andel av fine fraksjoner i produktet betinger en slik drift. Høydeforhold mellom primær- og sekundærlister er vanskelig å angi. Som sekundærlister benyttes nedslitte lister. Det anbefales å prøve seg fram med lister med forskjellig grad av slitasje. Oppgaven med å finne fram til de rette innstillinger anses som en passende utfordring til framtidige brukere.

PRODUKT

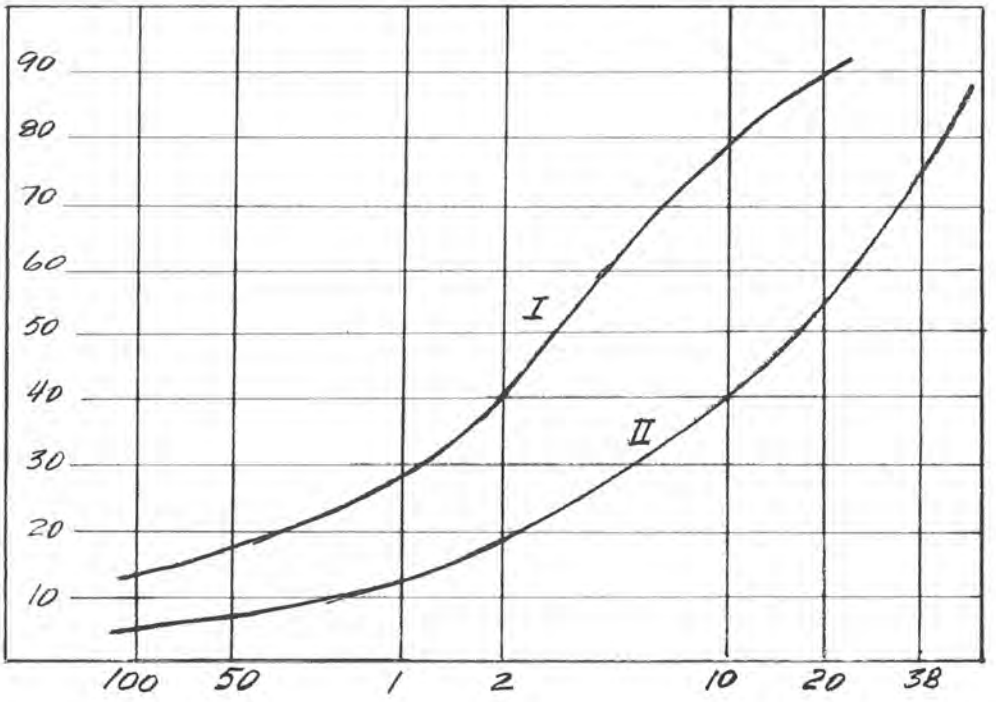


Fig.13.2 Kornfordelingskurver.

Eksempel	I	II
Hastighet:	52 m/sek	30 m/sek
Motoreffekt:	200 kW	160 kW
Produksjon:	60 t/time	140 t/time
D_{90}:	20 mm	55 mm
Gj. USS □ 100:	12%	4%
Påmatet:	0 - 110 mm	0 - 150 mm
Materiale	Diorite	Gneis-granitt
	20% kvarts	30% kvarts
	Slitasjeindex 0.32	Slitasjeindex 0.48

Kravene som stilles til et knust filter i fyllingsdammer synes i noen tilfeller å være vanskelig å etterkomme med andre maskiner uten en omfangende installasjon, omfattende splitting i fraksjoner og en minutiøs komposisjon av endelig kurve. I slagknuser har en mulighet for å fremstille kurven umiddelbart.

SLITASJEFORHOLD

Innvendingene mot bruk av slagknusere har som sagt alltid vært de store slitasjeomkostningene. I de senere år har leverandørene funnet fram til bedre slitestål. En vesentlig reduksjon av driftsutgifter sammen med lave kapital- og riggomkostninger har derfor gjort slagknuseren svært så interessant for mange knuseoppdrag.

For å få et komplett bilde av de økonomiske forhold omkring en knuseprosess må en gå inn i alle ledd. Et valg av slagknuser influerer på hele installasjonen. Dette innlegg omfattes ikke av en slik vurdering, men begrenser seg til rene slitasjebetraktninger.

Myten om at slagknusere bare er anvendbare for bløte og lite slitende bergarter bør revurderes. De valgte eksempler er fra normale bergarter og gir en pekepinn om hva som kan forventes under vanlige norske forhold.

I første tilfelle er, som det framgår av tabell under Fig. II, råmaterialet Trondhjemitt, en diorite med 20% kvarts og slitasjeindex 0.32. Periferihastigheten er høy, 52 m/sek og nedknusingen stor. D_{90} = 20 mm. Påmatet 0 - 110 mm fra en spindeknuser har med en driftsmotor på 200 kW gitt en kapasitet på 60 tonn/time med slitedelsomkostninger uvesentlig i underkant av 1.00 kroner pr. tonn. (Justert til dagens prisnivå).

I det andre eksempel er råmaterialet en gneis-granitt med ca. 30% kvarts og slitasjeindex 0.48. Her kjøres med 30 m/sek for å produsere D_{90} = 55 mm. Påmatet 0 - 150 mm fra en rotasjonsknuser gir med driftsmotor på 160 kW en

kapasitet på 140 t/time til en slitasjeomkostning på ca. 0.70 pr. tonn.

Omkostningene referer seg kun til anskaffelse av slitedeler og inkluderer ikke arbeidsutgifter til skifting og snuing av slaglister. Denne aktivitet er ikke av en slik natur at den volder noen ekstra bekymring. Driftspersonalet ser ikke på oppgaven som noe ulystbetont, og den inngår helt naturlig i en driftsrutine. Arbeidsplassen er både romslig og etter måten bekvem. En del tunge løft (listene veier over 100 kg) kan avhjelpes ved enkle midler, som en svingbar talje og et rullebrett for slaglister.

Listene er montert med store klaringer. De slynges ut til endelig posisjon av sentrifugalkraften. Alle hulrom fylles og pakkes tette av finstoff under drift. Hovedarbeidet består i å slå listene løse. Det utføres helst med en liten utglødd slegge, eller gjerne en av kobber. Selv transport og handlingspåkjenninger kan gi bruddanvisninger.

Er listen først slått løs, skiftes den lett. Før ny list settes inn er det en betingelse at vederlagene gjøres omhyggelig rene med stålbørste. Skal listen bare snus må også den rengjøres like nøye. Det advares mot bruk av olje for å lette innsettingen.

Eksakte tall for arbeidsomkostningene kan ikke framlegges da kotymen er at driftspersonalet skifter lister etter behov: Enten på grunn av kurvens utseende eller at listen er slitt ned til et anbefalt nivå.

Normalt tar en skifting under en time og utføres av 2 mann. Det hender at listene sitter godt, og da kan det gå opp til 2 timer med å slå dem løse.

Ved høy hastighet må listene snus etter 20 - 25 timers drift, mens det ved 30 m/sek kan gå opp til 100 timer mellom hver gang. Slike avbrudd generer ikke en drift

og kan nærmest betraktes som vanlig vedlikehold.

ANNET VEDLIKEHOLD

Øvrige driftsproblemer er minimale. Maskinens enkle konstruksjon og lett tilgjengelige komponenter gjør den ekstra driftsikker og lite vedlikeholdskrevende. Den er enkel å justere innenfor de snevre grenser som er tilstede. Større maskiner er utstyrt med hydraulisk åpne- og lukke-mekanismer som gir rask adkomst til vitale deler.

KONKLUSJON

Slagknusere er idag lite brukt her i landet, men meget taler for en økende interesse. Dette gjenspeiles i den fornyede oppmerksomhet som kjente knuseprodusenter legger for dagen for å kunne tilby konkurransedyktige maskiner.

Forenklet maskininstallasjon og rimelige investeringer gir til tross for høye slitasjeomkostninger en økonomisk basis som kan tolereres.

Det ferdige produkts beskaffenhet med gode verdier for sprøhet og flisighet gjør det mulig å oppnå godkjente materialer av et ellers tvilsomt råstoff.

Slagknusing representerer således en utvikling som vi neppe kan overse i tiden som kommer.

Og ser vi først framover bør også en ny type slagknusing, den såkalte Barmac-metode, registreres. Her produseres ypperlige materialer under forhold som fortjener karakteristikken miljø- og arbeidsvennlig.

ERFARINGER MED MOBILE KNUSEANLEGG

Experiences with mobile crushing plants.

Overingeniør Jarle Gausen, Ingeniør F. Selmer A/S.

SAMMENDRAG

Ing. F. Selmer A/S har siden våren 1978 knust ca. 450.000 m3 stein med totalt 4 mobile knuseanlegg av fabrikat LOKOMO under 7 forskjellige opprigginger.
Erfaringer viser at man med denne type knuseanlegg oppnår gode driftskapasiteter og lave rigg- og transportomkostninger.

SUMMARY

Since 1978 Ing. F. Selmer A/S have produced about 450.000 m3 of crushed material with totaly 4 units of LOKOMO mobile crushing plants on 7 different places.
We have good experiences with this type of stone crushing plants based on good capasity and low rigging and transporting cost.

Ing. F. Selmer A/S har gjennom mange år bearbeidet stein- og grusmasser i knuseanlegg for primært å dekke egne behov, men også i noen grad for eksternt salg. Til og med 1977 rigget vi disse knuseanleggene på tradisjonell måte med lamellmater, grovknuser, sikt og eventuell finknuser på hvert sitt separate stålunderstell.

De enkelte enhetene ble løftet på plass på sine understell og deretter løftet eller jekket i posisjon i forhold til hverandre. Arbeidsoperasjonene var både tidkrevende og dermed kostbare og til en viss grad risikofylte.
Enhetene som inngikk i disse knuseanleggene var forholdsvis

tunge og ikke bygd med henblikk på hyppige forflytninger, og kraner med løftekapasitet på tilsammen 40 tonn var nødvendig.

Vi rigget vårt siste knuseanlegg av denne gamle tradisjonelle, og lite transportvennlige type ved kraftanlegget Åbjøra Øst våren 1977. De høye riggomkostningene også ved denne tilriggingen gjorde oss interessert i å prøve andre og enklere løsninger, og da vi fikk behov ved vårt anlegg Strandfossen våren 1978 kjøpte vi vårt første mobile knuseverk. (En riktigere betegnelse på denne type knuseanlegg er imidlertid semimobilt knuseanlegg i motsetning til de rent mobile på egne hjulunderstell, men for enkelthets skyld er betegnelsen mobilt knuseanlegg beholdt i denne fremstilling).

KNUSEVERK I DRIFT SIDEN 1978

Til anlegget på Strandfossen valgte vi å kjøpe et knuseanlegg av fabrikat LOKOMO og har siden hatt knuseverk på følgende anleggssteder:

Verk nr. 1	Strandfossen I	tidsr. vår 78 - høst	78
" 1	Holmlia	" høst 78 - vinter	82
" 2	Klemetsrud	" vår 80 - høst	80
" 3	Strandfossen II	" vår 80 - høst	80
" 2	Øvre Otra	" høst 80 - høst	81
" 4	Strandf. III(Grundset)	" vår 82 - høst	82
" 1	Solbergfoss	" vinter 82 - i drift pr.d.d.	

Disse 4 knuseverkene har stort sett vært like og har bestått av følgende enheter:

Horisontalmater type B 13 - 120 x 440 2 V, volum 20-30 m3
Rotasjonsknuser type C 100(grovknuser), inntaksåpning 1000 x 700 mm
Horisontalsikt type B 280 eller B 380, inntaksåpning 180mm.
Konknuser type G 1810 (finknuser)
6 - 8 stk. båndtransportører
Hydraulisk kran med steinklo
Manøverhytte med styrepaneler

Knuseverk nr. 2 hadde imidlertid en enklere materenhet da dette verket ble matet med gravemaskin.

OPPBYGGING

Materenheten er montert på en stålramme som tjener både som transportfundament og fundament for enhetens fire bein. På våre utførelser har beina vært hengslet i rammen og har i transportstilling vært festet i vertikal posisjon. For å komme i arbeidsstilling svinges beina ned og låses til rammen med skrueforbindelse.

Grovknuseren er montert på tilsvarende ramme som materen og har samme beinsystem. Begge rammene har flenser i endene mot hverandre og kan skrues sammen og man oppnår da at innbyrdes posisjon er fastlåst med hensyn til avstand og høyde.

Sikten er også montert på en fundamentramme og kan senkes og heves i forhold til denne langs teleskopbein for å oppnå lav transporthøyde og nødvendig høyde under drift for mating til finknuser. Sikten har egne hengslede bein lik mater- og grovknuserenheten.

Finknuseren har fundamentramme og bein tilsvarende grov-knuseren. Sikte- og finknuserrammen er oftest skrudd sammen for fiksering av riktig avstand, men kan også stå hver for seg avhengig av riggplanløsning.

Båndtransportørene har teleskopiske understøttelser.

Hydraulisk kran med steinklo for utkast av stor stein fra materenhet/grovknuser er montert på en konsoll festet til materenhetens fundamentramme.

Manøverhytte med styringspaneler er montert over grovknuser og kan demonteres før transport.

TILRIGGING AV KNUSEANLEGG

Prinsippet med disse mobile knuseanleggene er at man skal kunne gjennomføre rigging uten behov for større krankapasitet. Dette skjer ved at traileren med mater/grovknuserenheten kjører inn på det på forhånd ferdigstøpte betongfundamentet.

Her blir hydrauliske løftebein montert i utsparinger i rammen under mater/knuser, hvorpå mater/knuserenheten løftes fra traileren som kjører unna. Beina som mater/knuser skal stå på under drift frigjøres, svinges ned og låses, og enhetene kan nå senkes ned slik at de blir stående på til sammen 8 permanente bein. De hydrauliske løftebeina kan dermed demonteres.

På samme måte kjøres sikteenhet og finknuser på plass over sitt fundament og løftes fri traileren ved hjelp av de samme hydrauliske løftebeina og senkes deretter ned på fundamentbeina. De hydrauliske løftebeina kan deretter benyttes til løfting av sikteenheten langs teleskopbeina for å oppnå riktig høyde i forhold til finknuseren.

For sammenmontering, løfting av båndtransportører og diverse løfting av gangveier, manøverhytte o.l. er det nødvendig med en mindre kran. Vi har bl.a. benyttet Moelvenkran MK 693.

Det elektriske opplegget, som på forhånd er klargjort på de forskjellige enheter, kobles sammen og verket er dermed klart for den første prøvekjøring.

En betingelse for at man kan benytte løftebein ved lossing er at traileren skal kunne kjøre direkte inn på betong-fundamentene og det stilles derfor store krav til grunn-forholdene i riggområdet i tillegg til at det må være til-rigginger slik at kran har vært nødvendig for lossing og montering på betongfundamentet.

KAPASITETER

Kapasitetesangivelser kan være vanskelige å sammenligne på grunn av de mange variabler som påvirker tallene så som:

- fraksjon på masse inn i knuseverket
- mengde stor stein som må sorteres med kran
- fraksjonering av ferdig masse
- vinter- og sommerforhold
- steinkvalitet

Vi har imidlertid en bestemt følelse av at de mobile verkene kapasitetsmessig ligger over de gamle tradisjonelle i sammenlignbar størrelse grunnet riktigere plassering av de enkelte enheter i forhold til hverandre slik at man kjører med optimale rasvinkler, avstander osv. Tekniske forbedringer av de enkelte enheter bidrar også til økning av kapasiteten.

Arbeidsstudier fra Strandfossen I og Holmlia viser følgende kapasiteter:

	Strandfossen I	Holmlia
Spalteåpning grovknuser	90 mm	90 mm
Spalteåpning finknuser	17 mm	20 mm
Masse for knusing	naturgrus	tunnelmasse
Fraksjonering	0-8 mm	0-25 mm
	8-18 mm	
	18-25 mm	
Driftskapasitet	Ca. 50 m3/h	Ca. 50 m3/h
Korttidskapasitet	Ca. 80 m3/h	Ca. 75 m3/h

DRIFTSKOSTNADER

De variable kostnader på de mobile knuseanleggene har etter vår mening vært lave og for de to verkene som har vært i drift i 1982 har vi hatt kostnader på henholdsvis Strandfossen III og Solbergfoss på kr. 1.20 og kr. 2.00 pr. m3. I tallene inngår reserve- og slitedeler samt reparasjonskostnader.

RIGGKOSTNADER

Vi oppdaget allerede ved riggingen av det første knuseanlegget, Strandfossen I at riggomkostningene ble vesentlig lavere enn tidligere på tross av at dette første verket bar preg av å ha et tidlig leveransenummer slik at en del tilpassing/-modifisering måtte utføres på stedet samtidig med montasje. Kostnadsoppfølgingen av vår siste opprigging, Strandfossen III, viser at dette anlegget ble rigget for ca. kr. 125 000 som er sum av mekanisk og elektrisk montasje inklusiv krankostnader.

KONKLUSJON

Med de mobile knuseanleggene kom en generasjon knuseanlegg inn på markedet. Det har også siden vi kjøpte vårt første mobile anlegg og frem til i dag skjedd en viss utvikling, men det er først nå ved den siste tilriggingen at vi har kunnet dra full nytte av prinsippet som disse verkene er bygget etter.

De reduserte riggomkostningene gjør det også økonomisk forsvarlig å montere verk for knusing av mindre kvantum enn tidligere.

Vi har dessuten erfart at disse verkene har redusert transportkostnadene ved forflytting fra sted til sted da de enkelte enheter er enklere å transportere i tillegg til at sjansen for skader er mindre.

Selve riggoperasjonen er blitt mindre risikofylt p.g.a. at man foretar færre tyngre løft og at det meste av tilpassingen er gjort på forhånd.
Planløsningen av de mobile knuseverkene er fleksibel og hindrer oss ikke i å velge forskjellige sammenstillingsløsninger avhengig av behov og stedlige forhold med hensyn til intern plassering av enhetene eller sammenstilling av enheter med andre kapasiteter.

Totalt sett er vi godt fornøyd med de mobile knuseanleggene som har vist seg å være meget driftssikre og for oss økonomiske.

NYTT PALLBORINGSUTSTYR FOR HULLDIAMETRE OVER 100 MM.

New bench drilling equipment with hole range larger than 100 mm.

Siviling. Kjell Brevik, NVE Statskraftverkene, Ulla-Førre
Siviling. Arnfinn Erlien, NVE Statskraftverkene, Ulla-Førre.

SAMMENDRAG

Tamrocks nye hydrauliske borrigg HERBERT med borhullsdiameter fra 7" til 9" er utprøvd i steinbruddet ved Storvassdammen i sesongen 82. Artikkelen gir en kort beskrivelse av riggen og en oppsummering av de resultater og erfaringer som er høstet etter ca 5 mnd. drift. Den økonomiske siden er ikke nærmere behandlet da riggen foreløpig ikke serieproduseres og innkjøpspris er ukjent.

SUMMARY

The new Hydraulic percussive blast hole drill HERBERT with hole range between 7" and 9" diameter from Tamrock is tested in the guarry at Storvassdammen during the working-season 82. The paper gives a brief description of the drill and a summary of results and experiences which is done after 5 months operation.

GENERELT

BAKGRUNN

Som borutstyr i gruver med store dagbrudd har rotasjonsriggene hittil vært enerådende. Hulldiameteren varierer som regel mellom 7 7/8" og 15".

TAMROCK's arbeide for å få del i dette markedet har resultert i utviklingen av en ny pallboringsrigg: HPRD 4000, populært kalt "HERBERT". Boringen foregår etter topphammerprinsippet, hulldiameter 7" - 9".

Boringen i steinbruddene ved de to største dammene i Blåsjømagasinet utføres av to Bucyrus Erie 45R. I toppsesongene er dette for liten kapasitet slik at NVE Ulla-Førre-anleggene ønsker erfaringer fra ulike typer rigger for å møte denne produksjon.

Det var allerede i år ønskelig med ekstra borutstyr, både for å skape bedre balanse mellom borkapasitet og laste- og transportkapasitet og for å "ta unna" noe av toppkapasiteten i de påfølgende sesonger.

Samtidig var Tamrock som ledd i sitt utviklingsprogram interessert i å få testet "HERBERT" ved å sette riggen inn i regulær steinproduksjon. Det ble derfor inngått avtale med Tamrock om leie av "HERBERT" basert på pris pr bm for sesongen 1982.

Riggen som er brukt på Storvatn er en prototyp og har pr. dato vært til utprøving ved forskjellige gruver og anlegg i Finland og Norge ca ett år. De riggene som er og i framtida vil bli produsert for salg får "HERBERT" som offisielt navn.

STORVASSDAMMMEN

Storvassdammen er den største av dammene som inngår i etableringen av det framtidige Blåsjømagasinet. Den skal bygges som steinfyllingsdam med sentral tetningskjerne av asfaltbetong. Totalt fyllingsvolum blir 9.7 mill dm^3, største høyde 90 m, lengde 1460 m.

Fyllingsarbeidene ble påbegynt i juli 1982 og vil pågå kontinuerlig fram t.o.m. 1987.

Arbeidet utføres av NVE Statskraftverkene i egen regi.

Fig. 15.1 "HERBERT"

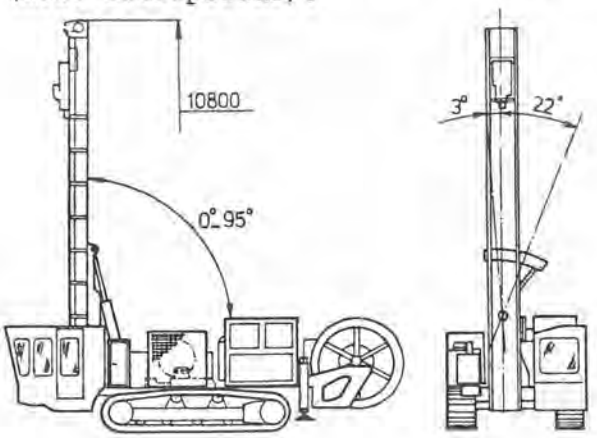
BESKRIVELSE AV RIGG OG KOMPONENTER.

VIRKEMÅTE - PRINSIPP

"Herbert" er en selvgående crawler - basert pallboringsrigg med hydraulisk topphammer og mating. Kfr. fig. 15.1.

Riggen er konstruert med utgangspunkt i Tamrocks velkjente hydrauliske borvogner (Zoomtrack og Fixtrack), og er egentlig bare en forstørret og forsterket utgave av disse. Den er i hovedsak bygget opp av standard-

komponenter, enten laget av Tamrock selv eller av andre store produsenter av anleggsutstyr (m.a. Caterpillar).



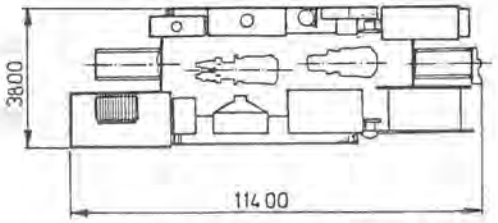


Fig. 15.2 Prinsippskisse med ytre mål

Riggen er utstyrt med kompressor og et system for vanntilsetning til spyleluften for støvdemping. Prototypen blir drevet av én dieselmotor. Riggen vil imidlertid også bli tilgjengelig i elektrisk versjon, da med to motorer: én for det hydrauliske systemet og én for kompressoren.

Prinsippskisse med ytre mål er vist i fig. 15.2.

BESKRIVELSE AV DE ENKELTE KOMPONENTER.

DRIFTER
Denne har fått betegnelsen HL 4000 og er bygd etter samme prinsipp som Tamrock's 400 - og 800 drifterserier. Maks effekt er 70 kW. Øvrige tekniske data er listet opp i tabell 15.1.

MATING - TÅRN
Nødvendig materkraft er ca 4 tonn. Denne besørges av en hydraulisk motor som overfører matingen til drifteren gjennom 2 stk. 1 1/2" kjeder. Materlengden er 6030 mm.

Tårnet kan svinges 0-95° i kjøreretningen og - 3°-22° sideveis. Dette gir fleksibilitet og gjør riggen velegnet til boring av hull på kast med de fordeler dette kan by på m.h.t. bakbrytning, såle, sprengstoff-forbruk etc.

DRIV-KRAFT
Diesel-versjonen er utstyrt med en Cat 3412 12-sylindret motor, effekt 470 kW (630 HK) Dieselforbruket ligger på ca 90 l/effektiv time under boring, ca 70 l/effektiv time i snitt. Total oljemengde på prototypen er ca 2000 liter.

Den elektriske versjonen har to motorer på 250 kW og 132 kW, henholdsvis for hydraulikken og kompressoren. Transformator er montert på riggen.

KOMPRESSOR
Tamrock 900 skruekompressor, kapasitet 25 m^3/min. Maksimalt trykk er 7 bar.

RØR - MAGASIN
Magasinet har plass til 4 rør, d.v.s. 5 rør totalt på riggen. Dette gir en maksimal hulldybde på 28,5 m. Håndteringsprosessen er mekanisert og styres hydraulisk fra førerhytta.

STØV - DEMPING
Riggen har ikke støvsuger. Istedet blir vann sprøytet inn i spyleluften. Praktisk vannforbuk ligger mellom 0,5 og 4 l/min., maks. kapasitet er 27 l/min. Vanntanken, som er isolert og utstyrt med varmekabler, rommer 1200 liter. Dette er normalt tilstrekkelig for to skift. Vannpumpa er også beskyttet med isolasjon.

TEKNISKE SPESIFIKASJONER:

Lengde	11400 mm
Bredde	3800 mm
Høyde	3750 mm
Høyde ved hevet tårn	10800 mm
Vekt, operasjonsklar	48 tonn
Krone/hulldiameter	7"-9"
Krone: Stiftkrone, 18-25 TCI stifter, ingen beveg.deler	
Stangmagasin, automatisk stangbytte	
- Kapasitet	4+1 rør
- Rør	5,7 m lange, Ø 152 mm
Svingutslag, tårn	
- Kjøreretningen	$0\text{-}95^{o}$
- Sideveis	$-3\text{-}+22^{o}$
Drifter	
- Type	HL 4000
- Vekt	1100 kg
- Lengde	1410 mm
- Slagtrykk	130-140 bar
- Slagfrekvens	ca.2200 slag/min
- Rotasjon	0-60 RPM
Mating	
- Type	Hydr.kjedemater
- Materkraft	Maks. 5 tonn
Kompressor (Tamrock skrue-komp.)	
- Kapasitet	25 m^3/min
- Trykk	4,5 bar
Vanntilsetn.for støvdemping	
- Tank	1200 liter
- Vanntilsetn.	Maks. 27 l/min
Motor	
- Diesel : En motor (Cat 3412)	470 kW
- Elektr.: To motorer	Tot.382 kW
Understell	
- Type	Cat 235 - D7
- Lengde	5008 mm
Hydrauliske labber	2 stk.

Tabell 15.1 Viktigste tekniske data

UNDERSTELL
Dette er maken til det som blir brukt på Cat 235 - D7. Det samme gjelder de hydrauliske beltemotorene.

FØRER-HYTTE
Alle hendler samt kontrollpanel og måleinstrument for oljetrykk, lufttrykk, vanntilsetning etc. er plassert inne i førerhytta. Hytta er utstyrt med luft-filter og vibrasjonsdemper. Den er også lydisolert, og det er mulighet for oppvarming.

STENGER - KRONER.
Riggen er utrustet for boring av hull med diameter fra 7" - 9". På Storvatn er det brukt 8" SECOROC stiftkroner. Kroner med forskjellig diameter (16 - 22 mm) og kvalitet på hardmetallstiftene er prøvd. Antall hardmetallstifter (Tungsten carbide inserts - TCl) varierer fra 18 til 25.

Krona har en enkel konstruksjon uten bevegelige deler. Kfr. fig. 15.3.

Storparten av rørene som er brukt er også laget av Fagersta, de øvrige er Tamrock's eget produkt. Rørene er 5,7 m lange med ytre diameter 152 mm. Tykkelsen på rørveggene er 20 mm.

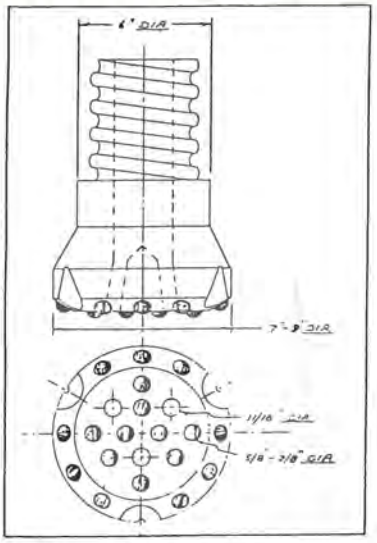


Fig. 15.3 Borkrone

ERFARINGER FRA SESONGEN VED STORVATN

PRODUKSJONSDATA

De viktigste produksjonsdata er satt opp i tabell 15.2 nedenfor.

PRODUKSJONSDATA, STORVATN 1982:

Totalt boret	8.900 bm
Ladbare hull	8.350 bm
Utsprengte masser	188.700 fm^3
Spesifikk boring:	
"Herbert", Storvatn	22,6 fm^3/bm
Iflg. kurvemetr. fra Inst. for anl.drift, NTH. 8" hull, middels sprengbarhet	ca.28 fm^3/bm
Bonmønster, E x V	4(3) x 5(6) m
Pallhøyde	15-22 m
Midl.netto borsynk, tidsstudier	83 cm/min
Brutto borekapasitet:	
Normalisert	22 bm/eff.time
Registrert iflg. borerapp.	17,5 bm/eff.time

Tab. 15.2 Produksjonsdata

Bergarten i bruddområdet varierer mellom en amfibolittisk, middelskornet gneis og en fin-middelskornet gneis-granitt.

- DRI: 46-51 (middels)
- BWI: 36-40 (middels-høy)
- Kvartsinnhold: 30-35% (DTA)

Boringen har hele sesongen foregått på ujevn terrengpall med tildels stor overdekning av utfyllt sprengstein.

KOMMENTARER TIL KAPASITETSTALLENE

Datagrunnlaget er ennå for spinkelt til at sikre konklusjoner kan trekkes. Med basis i studier av netto borsynk og faste tider har vi imidlertid forsøkt å regne oss fram til brutto borekapasitet og produksjonskapasitet. For sammenligningens skyld er resultatet plottet inn på kurver hentet fra prosj.rapp. 7-79: "Pallboring", Institutt for anleggsdrift, NTH, kfr. fig. 15.4 - 15.7.

NETTO BORSYNK er tilnærmet konstant over hull-dybden i motsetning til hydr. slagboring med mindre hulldiametre. Dette antas å ha sin årsak i mer effektiv spyling/mindre åpning mellom røret og borhullsveggen og stor mater-kraft.

Borsynken avtar markant med kroneslitasjen, mens økning i diameteren på hardmetall-stiftene (max 22 mm) ser ut til å ha positiv innvirkning.

Det er ikke gjort systematiske studier av borsynkens variasjon med parametre som materkraft, rotasjon, slagtrykk, spyling, etc.
En kom imidlertid etterhvert fram til at materkraft ca 4 tonn og rotasjon 40-60 rpm ga best resultat i den aktuelle bergarten.

Spylekapasiteten er forsøkt doblet (2x25 m^3/min) ved å sette inn en ekstra kompressor. Dette ga ingen merkbar for-bedring i borsynken.

REGISTRERT MIDLERE BRUTTO BOREKAPASITET er beregnet på grunnlag av totalt antall bm og antall timer brukt til boring inkl. flytting iflg. skiftrapporter. I NORMALISERT BRUTTO BORE-KAPASITET er ekstremt tidsforbruk trukket ut. Dette gjelder først og fremst.

- Liten levetid på rør medførte hyppig og ofte problematisk skifting.
- Ujevn pall - lange flyttetider.
- Mye oppboring/rensking og fastboring grunnet store løsmasselag og ofte svært oppsprukket fjell.

En bedring av disse faktorer burde kunne øke borkapasiteten utover 22 bm pr. eff. time.

Som et apropos kan nevnes at stuider utført på BE 45R viser god overensstemmelse med kurvematerialet i prosj. rapport 7-79. Kapa-sitetstall og levetider på borutstyr ligger dog i underkant av hva som ble kalkulert med før sesongen. Dette skyldes et noe hardere (mer kvartsrikt) og tyngre sprengbart fjell enn på forhånd antatt.

DRIFTSOPPLEGG - TILGJENGELIGHET
Tamrock har brukt egne borere og reparatører. Det ble boret på to skift og jevnt over er minst to mann benyttet pr. skift. Det er først og fremst hyppig rørbrekkasje som har skapt problemer og økt mannskapsbehovet.

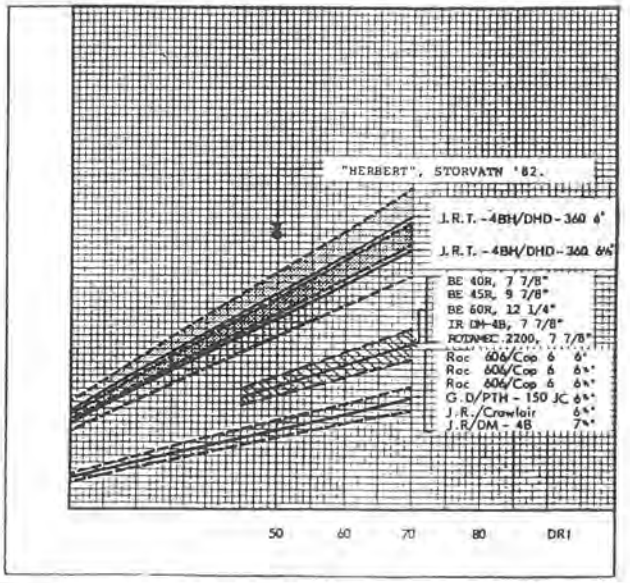
Grunnet vansker med leveransen av rør har mye tid gått med til venting. Dette er en med-virkende årsak til lav gjennomsnittlig skift-kapasitet og langt færre bormeter enn det som på forhånd ble forespeilet.

7⅞" - 12¼" ROTASJONSBORING

FORUTSETNINGER:
- NETTO BORSYNK UAVHENGIG AV HULLDYBDEN
- OPTIMALT MATETRYKK OG ROTASJONSHASTIGHET

6 - 7¾" SENKBORING

FORUTSETNINGER:	Konvensjonelle	Superhøytrykks
• LUFTTRYKK	10 kp/cm²	25 kp/cm²
• STANGLENGDE	10'/3,05 m	25'/7,62 m



3½ - 5" SLAGBORING

FORUTSETNINGER:
- STANGLENGDE 20' (6,10m)
- LUFTTRYKK PR 143, VCR 280 6,0 kp/cm²

Fig. 15.4
Netto borsynk
Netto borsynk 2. stang
for senkbormaskiner

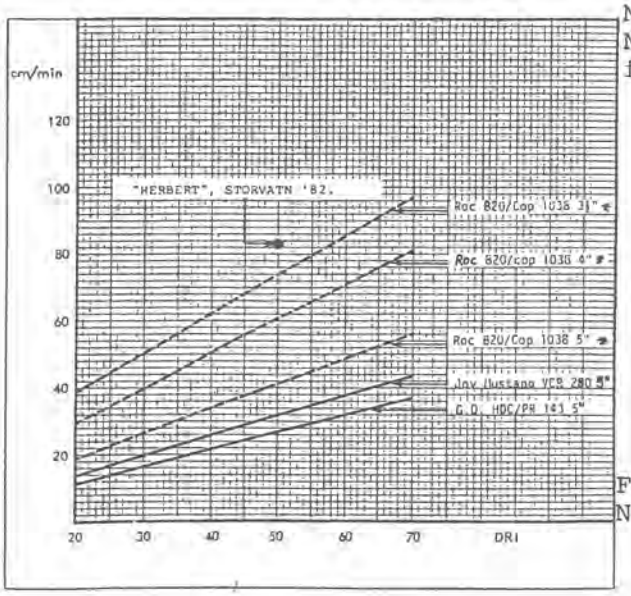


Fig. 15.5
Netto borsynk 2. stang

Faste tider:	Rotasjonsbormaskiner	Senkbormaskiner Konvensjonelle	Superhøytr.
- Flytting, innretting, påskråming	7,0 min.	5,0 min.	5,0 min.
- Stanginnsett	1,8-2,1 min.	1,2 min.	2,2 min.
- Stangopptrekk	2,5-3,1 min.	1,6 min.	2,5 min.
- Stangopptrekk 1. stang	0,6-1,2 min.	0,5 min.	0,6 min.
- Kontroll av borhull	2,0 min.		

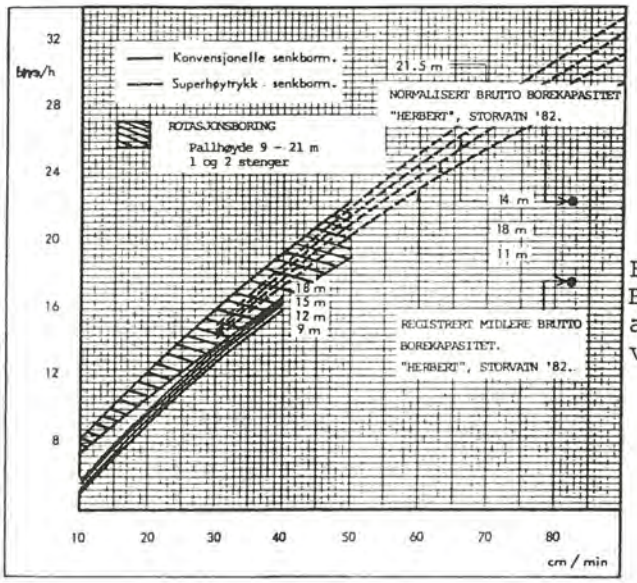


Fig. 15.6
Brutto borekap. som funksj. av mid l. netto borsynk-varierende hulldybde

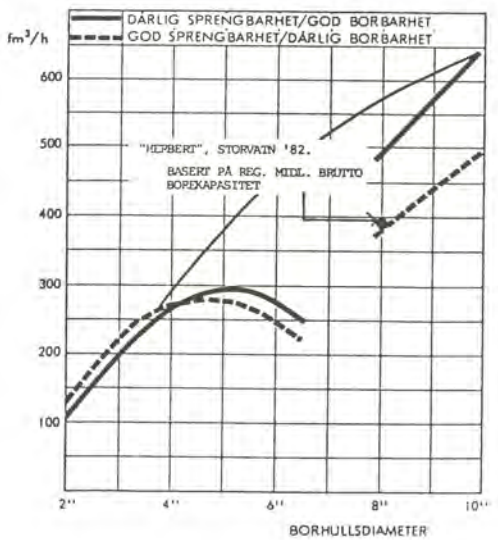


Fig. 15.7
Brutto borekap. som funksj. av borhulls-diameteren (fm^3/eff.time)

Tidsforbruket (i henhold til skiftrapportene) fordeler seg omtrent som følger (hele skift venting er omregnet til timer, 8 timer pr skift):

- boring inkl. oppboring og flytting 530 t 35%
- Rep. smøring, fastboring 290 t 19%
- venting på rør 440 t 29%
- Annen heft grunnet venting (mangelfullt reservelager, mangel på kroner, kronesliping, vann og dieselfylling etc). 245 t 16%
- annen heft 20 t 1%

Periodene med mangel på rør ble delvis utnyttet til boring med TOWER-TRACK DHA 850, 4" - 5" hulldiameter (totalt ca 2000 bm). Det ble imidlertid også utført en del reparasjons- og vedlikeholsdarbeid på "HERBERT". Tilgjengeligheten er derfor vanskelig å tallfeste.

MANØVRERBARHET

Riggens kompakte konstruksjon, kraftige understell og relativ lave vekt gir god manøvreringsevne. Den er rask å flytte og kan ta seg fram på mer ujevnt underlag enn en rotasjonsrigg på størrelse med BE 45R.
"HERBERT" er dog ingen terrengmaskin.

LEVETID BORUTSTYR.

Registrerte levetider:

- kroner: ca 200 bm i snitt
  ca 300 bm for den beste gruppen
- rør: 50-1000 rørmeter (20-400 bm)
  ca 100 bm i snitt
- Nakkeadaptere: ca 1100 bm i snitt.

En har for spinkelt grunnlag til å fastslå hvilken kronevariant (hardmetall-kvalitet) stiftdiameter og antall) som gir best levetid. Slipeintervallene har ligget på rundt 70 bm.

Det kan nevnes at rullborkronene (9 7/8") gjennomsnittlig har hatt ca 3 ganger så lang levetid som stiftkronene.

Når det gjelder rørene er forskjellige stålkvaliteter prøvd. Det er sannsynligvis flere årsaker til de svært korte levetidene:

- stålkvalitet - herdeprosess
- kraftigere drifter enn ved "tradisjonell" hydraulisk slagboring gir vesentlig høyere påkjenninger på gjengepartiet gjennom rotasjon og slag

- ved boring gjennom løsmasselag samt ved oppboring vil stempelslagets trykkbølge nedover reflekteres uten demping som strekkbølger oppover, og overlagre nye trykkbølger. Kombinasjonen stor trykk- og strekkspenning gir hurtig utmatting av stålet.

Erfaringene som er gjort tyder på at økning av materkraft og rotasjon utover en viss grense medfører sterk slitasje på borutstyret. Det samme gjelder boring med for høyt slagrykk gjennom løsmasser.

Spørsmålet er derfor om en ved å redusere mating, rotasjon og slagtrykk og derved legge seg på en noe mer moderat borsynk, ville oppnådd bedre levetider på borutstyret.

SLUTTBEMERKING

Hele sesongen lagt til grunn kan en ikke si at forventningene er innfridd. Reparasjonsfrekvensen har vært noe hyppig. Leveransen av borrør har ofte sviktet, samt at det ennå er langt igjen til konkurransedyktig nivå hva angår levetid på rørene.

Den elektriske versjonen av HERBERT er antydet å koste ca 5,5 mill. kr. inkl. kabelvinne. Dette innebærer at riggen havner i samme prisklasse som 50 t rotasjonsborriggger. Med forventet lavere levetid på "Herbert" er vi redd denne taper markedet i konkurranse med rotasjonsborriggen. En prisreduksjon på 1-1,5 mill. kr. ville endret konkurransesituasjonen vesentlig.

Riggens konstruksjon og funksjonsprinsipp virker imidlertid besnærende, og det skal bli interessant å se om Tamrock klarer å gjøre "Herbert" til et reellt alternativ ved pallboring innen mindre gruve- og større anleggsvirksomhet.

EN SAMMENLIGNING AV ALTERNATIVE LASTEMASKINER

A comparison between alternative loaders

Markedssjef Terje Søyland, Brøyt A/S

SAMMENDRAG

Denne artikkel tar for seg Brøyt X50 sammenlignet med alternative maskiner som hjullastere og hydrauliske gravemaskiner med forgraveraggregat. Sammenligningen er delt opp i tre hovedfelter:

- Understell
- Graveutstyr
- Hydraulikk

og forklarer hvorfor Brøyt X50 kan laste 500 - 700 t/h med en maskinvekt, motorstørrelse og dieselforbruk som er 30 - 50 % lavere enn ovennevnte alternativer.

SUMMARY

This article compares the hydraulic face shovel BRØYT X50 with other loaders as wheel loaders and conventional hydraulic excavators with face shovel attachment. The comparison is devided into three main areas:

- Undercarriage
- Attachment geometry
- Hydraulics

and tries to describe why the BRØYT X50 can load 500 - 700 t/h, with a machine weight, engine size and a fuel consumption 30 - 50 % less than above-mentioned alternatives.

INNLEDNING

Siden den første hydrauliske gravemaskin ble produsert i begynnelsen på 1950-tallet, har det skjedd en enorm utvikling. Forgjengeren til den hydrauliske gravemaskinen, wiremaskinen, er i dag i ferd med å forsvinne helt, bortsett fra de helt store maskinene.

Den største hydrauliske gravemaskin på markedet i dag er sannsynligvis O & K RH 300, med en forgraverskuffe på ca. 20 m^3, og en vekt på 480 tonn.

I tillegg til tendensen vekk fra wiremaskinen, har vi i de senere år også sett en tendens bort fra hjullasteren i primærlasting av sprengt stein. Brukerne finner ut at hjullasteren sammenlignet med en hydraulisk gravemaskin er uøkonomisk p.g.a. høye dekkostnader, drivstoffkostnader og andre drifts- og vedlikeholdskostnader. Man betrakter derfor i dag disse to maskinene mer som komplementærprodukter hvor hjullasteren absolutt har sin fordel ved lasting av løsmasse, rehåndtering av knust stein etc., hvor dens fortreffelige mobilitet er av stor betydning.

De aller fleste hydrauliske gravemaskiner på markedet er primært konstruert som bakgravere. Imidlertid kan de fleste konverteres til forgravere ved å bytte utstyr. Svært få lastemaskiner, bortsett fra hjullasteren, er konstruert som lastemaskiner alene. Det er faktisk bare Brøyt som med sin X41 og X50 kun leverer maskinen som en lastemaskin.

Når vi skal sammenligne alternative lastemaskiner, er det naturlig å dele sammenligningen i 3 områder:

- Understell
- Graveaggregat
- Hydraulikk

Det som kanskje er viktigst for det beste resultat er i hvilken grad man har lykkes i å integrere ovennevnte elementer.

UNDERSTELL

De aller fleste hydrauliske gravemaskiner er utstyrt med belteunderstell. Dette er spesielt fordelaktig på mykt underlag, og det finnes ekstra brede belter som gir maskinen et lavt marktrykk og dermed høy flyteevne. I steinbrudd eller gruvedrift er ikke dette noe problem, og en benytter vanligvis smale belter, såkalt »Heavy Duty» utførelse.

En alternativ underramme er en hjulunderramme som de fleste forbinder med Brøyt grave- og lastemaskiner. Denne karakteriseres ved en enkel solid konstruksjon med et sett gummihjul i den ene enden og et sett jernhjul i den andre enden. Denne underrammen har en rekke fordeler:

Mindre vedlikehold

Den første og kanskje mest iøyenfallende fordel er lave vedlikeholdskostnader. I tillegg til hjulene er det faktisk kun 4 bevegelige deler, nemlig hjullåsene. En kan altså si (om man ikke tar med rullelager i hjulene) at dette er en underramme med kun 8 bevegelige deler.

Bedre mobilitet

Den neste fordelen med hjulunderstellet vi vil trekke frem her er mobiliteten. I arbeidssituasjonen beveger maskinen seg ved hjelp av aggregatet. Over lengre avstander, f.eks. ved sprenging, service, vedlikehold, rengjøring, flytting til annen pallhøyde etc., blir maskinen forflyttet ved hjelp av annet transportutstyr på plassen. Det vanligste er å benytte dumperen, og man kan forflytte maskinen langt hurtigere enn beltemaskiner er istand til å gjøre ved egen hjelp.

Bedre stabilitet

Maskinen kan med dette hjulunderstellet ganske enkelt finne et stabilt underlag. Det samme er ikke alltid tilfellet med en beltemaskin som man ofte ser står og vipper på en stein eller ujevnt underlag. Det er lettere å finne fire stabile punkter for hjulene enn to forholdsvis store stabile flater for beltene på en beltemaskin. Man kan selv tenke seg hvilke enorme belastninger man utsetter beltemaskinen for når den står og vipper på en ujevnhet.

Større sikkerhet ved ras

Et steinras i et brudd er en farlig situasjon for alle lastemaskiner. Det viktigste er derfor at maskinføreren kan tilrettelegge forholdene best mulig for å unngå ras.

Dette gjør han først og fremst ved å fjerne farlige steinblokker oppe i røysa, samtidig som han hele tiden forsøker å generere små kontrollerte steinras mens lastingen pågår. Dette kan den hydrauliske lastemaskinen utføre mye bedre enn f.eks. hjullasteren som har en dårligere rekkevidde.

Skulle likevel et ras komme, gjør føreren to ting: Han forsøker først å få skuffen i en beskyttende posisjon mellom førerhuset og raset. Dernest forsøker han å flytte maskinen bort fra raset så fort som mulig.

La oss først se hvordan føreren av en hjullaster møter en rassituasjon. Hjullasteren har en relativ stor skuffe som gir god beskyttelse, men med en kort avstand fra maskinen. Den kan og reverseres med en stor hastighet. Skulle hastigheten bakover likevel ikke være stor nok slik at raset innhenter hjullasteren, vil tyngden av raset skyve i skuffen og dermed skyve maskinen videre bakover.

Den hydrauliske lastemaskinen har en lenger rekkevidde og dermed fordelen av å kunne arbeide på en lenger avstand fra røysa. En beltedrevet maskin kan og kjøre bakover med en hastighet på ca. 2 km/t. Man skal imidlertid være klar over at om graveaggregatet benyttes samtidig som man kjører maskinen, vil i enkelte tilfeller kjørehastigheten være helt eller delvis lammet. Motstanden i beltene vil og forhindre maskinen fra å bli skjøvet bakover av raset, og kan derfor lett bli innhentet av raset.

En Brøyt-fører vil i en rassituasjon instinktivt trø ned pedalen som frigjør hjullåsene. Nå triller maskinen fritt, og føreren har full hydraulisk kraft og oljemengde til å møte raset med graveaggregatet, styre alle steinblokker bort fra maskinen, samtidig som tyngden av steinraset vil skyve maskinen bakover.

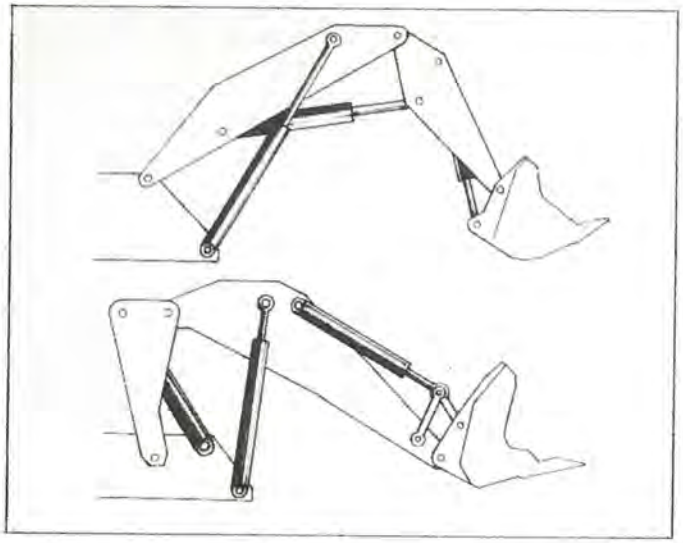


Fig. I. Det konvensjonelle forgraver- prinsipp (øverst)
og Brøyt- prinsippet (nederst)

Fordelene med dette hjulunderstellet er kort oppsummert:

- Mindre vedlikehold
- Bedre mobilitet
- Bedre stabilitet
- Større sikkerhet ved ras

GRAVEUTSTYR

Det å konstruere et graveutstyr er en uhyre komplisert oppgave. I denne forbindelse benyttes det kompliserte matematiske modeller, og det stilles store krav til konstruktørens dyktighet. Også her har datateknologien gjort sitt inntog, og har utvilsomt gjort oppgaven lettere. Det finnes i dag i prinsippet to forskjellige typer forgravergeometrier. Den ene er av tysk opprinnelse og kjennetegnes ved en relativt lang bom og en noe kortere gravearm. De aller fleste produsenter av hydrauliske gravemaskiner benytter dette hovedprinsipp for sine forgraveraggregat.

Det er faktisk bare Brøyt som benytter en annen geometri, og som kjennetegnes ved en kort bom og en relativt lang gravearm. En annen vesensforskjell på de to typer forgraverutstyr er at gravearmsylindrene i Brøyt-løsningen er festet til overrammen, mens de i den konvensjonelle løsning er festet til bommen. (Se fig. I)

Det er grunn til å tro at to såvidt forskjellige prinsipper og vil oppføre seg nokså forskjellig i en arbeidssituasjon, og dette skal vi nå se noe nærmere på.

Skuffefylling

Dette er den mest kritiske delen av hele lastesyklusen. Det å trenge skuffen inn i massen og fylle den, kan ofte ta 30 - 40% av den totale syklustiden. Den motstand skuffen møter ved inntrengning i steinrøysa varierer sterkt. Maskinføreren kan ikke fra sin posisjon i førerhuset se inn i steinrøysa, og kan heller ikke vite hvor åpningene er inn imellom steinblokkene. Han kan bare prøve seg frem.

Fig. II. »Skyv- trekk»-effekten øker utbrytingskreftene.

På det konvensjonelle forgraveraggregatet beskriver gravearmen en kurve omkring det punktet den er festet til bommen. Dersom man ønsker å avvike fra denne kurven, må bommen heves for å få en vertikal bevegelse, eller senkes for å få en horisontal bevegelse. Dette betyr at bommen må reverseres flere ganger i løpet av en syklus.

En rekke maskiner har i dag det som kalles flytestilling. Flytestilling i tillegg til f.eks. automatisk skuffenivellering oppnås ved hjelp av mekanisk lenkesystem og hydrauliske slavesylindre, noe som kompliserer forgraveraggregatet.

P.g.a. Brøyt-aggregatets spesielle geometri, og det faktum at alle sylindrene er koblet til samme oljekrets, vil skuffen søke minste motstands vei inn mellom steinene. Dette skjer helt automatisk mens maskinføreren har spakene fullt betjent. Det betyr og at maskinen blir lett å betjene, og at man i stor grad unngår strupestyring og dermed varmgang. Man kan og forstå at dette må bety mindre dieselforbruk.

Forklaringen ligger altså i geometrien som tillater at man kobler alle bevegelser til en og samme oljekrets. Oljen vil da alltid gå til den letteste bevegelse, og skuffen finner derfor minste motstands vei inn i røysa.

Ved den konvensjonelle geometri må en alltid dele oljestrømmen opp i to separate kretser, og det vil i mye større grad være opp til førerens dyktighet å avgjøre maskinens evne til å trenge inn i røysa. Han må hele tiden prøve seg frem, og dette går ofte utover maskinens stabilitet.

Skuffebryting

Skuffefyllingen er ikke bare et spørsmål om inntrenging og løfting, men og i høyeste grad et spørsmål om skuffebryting. I den konvensjonelle geometri utføres skuffebrytingen først og fremst ved hjelp av skuffesylinderen.

Fig. II ovenfor viser skuffebryting på Brøyt. Hele graveaggregatet er med på å skape en brytebevegelse. Gravearmen sammen med bommen skyver nede på skuffen, samtidig som skuffesylindrene trekker oppe på skuffen. Samtidig som selve skuffen bryter, vil hele graveaggregatet bevege seg inn i røysa og bak den massen som skal brytes løs. Man oppnår med dette en mye større brytekraft enn den nominelle utført av skuffesylindrene alene.

Kort oppsummert får vi disse fordelene med Brøyts geometri:

- Minste motstands skuffefylling
- Enklere betjening
- Mindre dieselforbruk
- Større brytekrefter

HYDRAULIKK

Den sentrale komponenten i et hydraulikksystem er selve manøverventilen, hovedventilen. Den har i prinsippet tre funksjoner:

- Bestemme retningen av oljestrømmen
- Regulere oljemengden
- Regulere trykket

Det finnes en rekke forskjellige typer ventiler, men det mest vanlige er sleideventiler. Fig. III nedenfor viser en enkel skisse av et sleideventilsystem.

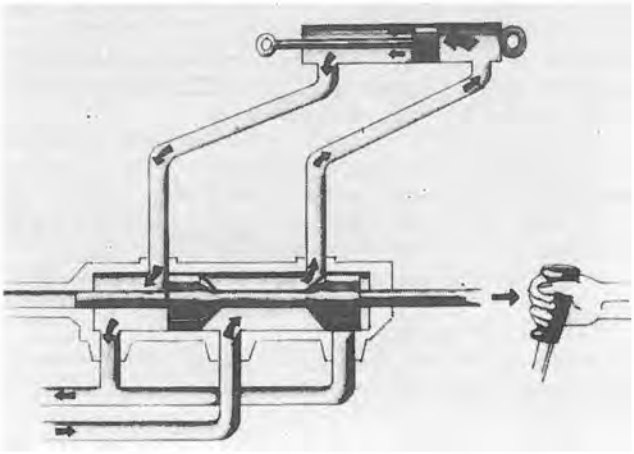


Fig. III. Enkelt sleideventilsystem

Vi skal ikke gå inn på dette systemet i detalj, men heller konsentrere oss om en annen ventil, nemlig sikkerhetsventilen. Fig. IV viser en fjærbelastet sikkerhetsventil.

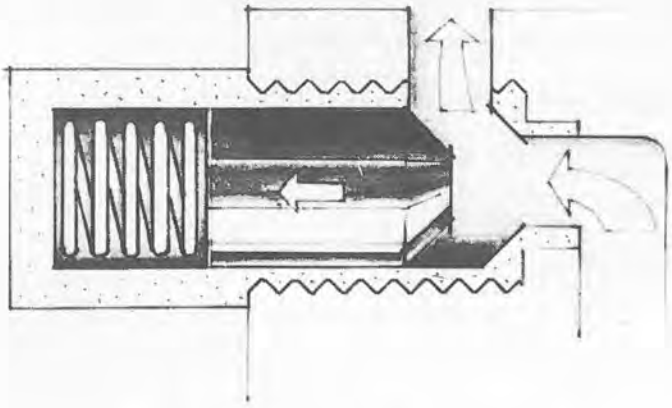


Fig. IV. En fjærbelastet sikkerhetsventil

Når oljetrykket overvinner fjærkraften, blir stemplet presset tilbake, og oljen strømmer forbi. Dette stemplet sammen med den hylsen stemplet glir inni kalles og for en patronventil. Denne danner grunnlaget for et patronventilsystem.

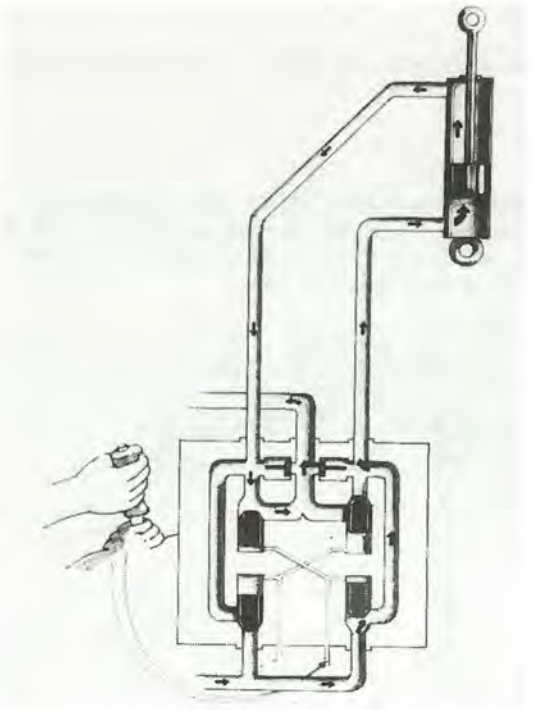


Fig. V. Prinsippet for et patronventilsystem.

Patronventilsystemet

Fig. V viser prinsippet for et patronventilsystem, hvor patronventilene arbeider parvis. Når et par er åpne, åpner den ene for oljetrykk fra pumpen inn til sylinderen, og den andre åpner for returolje fra sylinderen tilbake til tank. Patronventilene blir styrt via et servosystem.

Fleksibilitet

Patronventilsystemet har en rekke fordeler. For det første er det fleksibelt ved at det er mulig å åpne kun en av de fire ventilene. Man kan f.eks. åpne for returolje fra en sylinder uten nødvendigvis samtidig å åpne for trykk fra pumpen. Denne mulighet har man ikke med en sleideventil, og vi skal senere se hvordan dette kan utnyttes.

Sjokktrykk

En annen fordel er redusert sjokktrykk. Stemplet i patronventilen åpner og stenger i samme retning som oljestrømmen, mens en sleideventil kutter av oljestrømmen på tvers. Spesielt viktig er det at patronventilen stenger imot oljestrømmen,da dette gir en mykere stenging. På denne måten tjener patronventilen som både mengderegulerende- og sikkerhetsventil.

Finføling

Det faktum at ventilen åpner og stenger i samme retning som oljestrømmen, gir og en bedre finføling.

Vedlikehold

Til sist vil vi trekke frem vedlikeholdet. Hele patronventilen (stempel samt hylsen stemplet glir inni) kan, om uhellet skulle være ute, skrues ut av ventilblokken omtrent som en tennplugg i en bensinmotor. På denne måten kan den enkelt byttes ut, mens man i en sleideventil ofte må bytte hele ventilblokken.

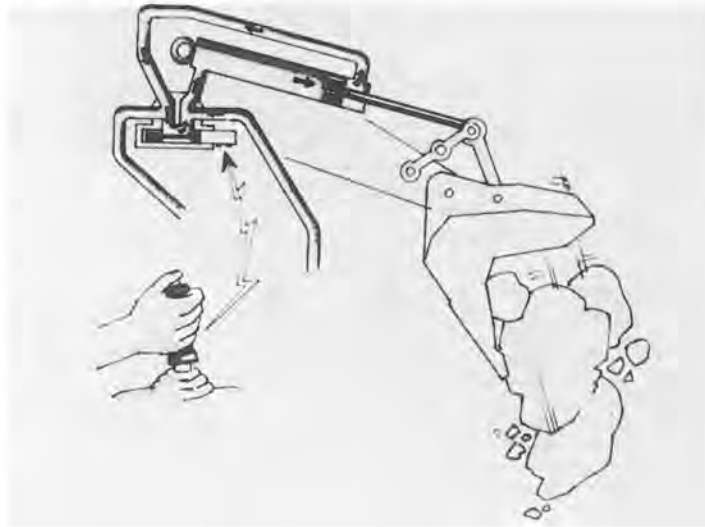


Fig. VI. Hurtigtømming

Patronventilsystemet gir en rekke muligheter som det vil være vanskelig og kanskje umulig å få til med andre ventilsystemer.

Hurtigtømming

Fig. VI viser tømming av skuffen. Via en elektrisk bryter på toppen av styrespaken sender man en impuls til »hurtigkjøringsventilen» på toppen av gravearmen. Denne ventilen er og kalt »kortslutningsventilen», da den kortslutter stempel- og stagsiden på sylinderen. På denne måten tømmes skuffen ved hjelp av vekten av skuffen og massen i denne, uten å benytte olje fra pumpen. Man har m.a.o. fremdeles full oljemengde til f. eks. å justere skuffens posisjon over dumperen.

Hurtigfylling

Den samme »hurtigtømmingsventilen» benyttes også under fylling av skuffen. Skuffen kjøres inn i steinrøysa, tennene får tak, og man betjener for full bryting. Men det er ofte ikke nok å bryte bare en gang. Trykker man derfor et øyeblikk på tømmeknappen vil skuffen tømmes lite grann, og en ny bryting kan foretas. Dette kan gjentas gang etter gang, og skuffen vippes på denne måten inn i massen. Samtidig holder føreren begge spakene fullt betjent, og skuffen søker minste motstands vei inn i steinrøysa slik som tidligere beskrevet.

Automatisk skuffenivellering

Dette er en tredje funksjon en får av »hurtigkjøringsventilen». I lenkesystemet for skuffen er det montert en kvikksølvbryter. Denne sender en elektrisk impuls til »hurtigkjøringsventilen» etterhvert som aggregatet heves og kortslutter stempel- og stagsiden i skuffesylindrene. Dette fører til at skuffen alltid vil stå i samme stilling i forhold til horisontalplanet. Dermed unngår man tap av masse, og man øker sikkerheten. Se Fig. VII.

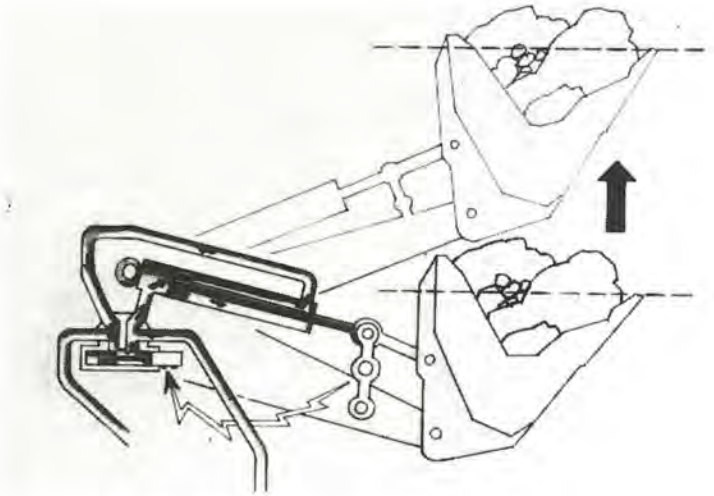


Fig. VII. Automatisk skuffenivellering.

Senking av bom

Til slutt vil vi trekke frem enda en effekt som patronventilsystemet tillater, og som vil være vanskelig å få til med andre ventilsystemer. Som tidligere nevnt er patronventilsystemet fleksibelt, og man kan f. eks. åpne for returolje fra en sylinder uten samtidig å åpne for pumpeolje til den samme sylinder. Fig. VIII viser hvordan dette kan benyttes i praksis.

Her er den ene ventilen åpnet, slik at returolje slippes ut fra løftesylindrene, mens den andre tilhørende ventil er stengt for pumpeolje. D.v.s. at det er tyngdekraften som får gravearmen til å gå ned, mens hele pumpeoljen fortsatt er tilgjengelig for andre bevegelser, f.eks. svinge og trekke bommen tilbake. Dette er en aktuell problemstilling 2 - 3 ganger hvert minutt, og derfor av stor betydning for maskinens effektivitet.

Kort oppsummert har vi sett på følgende fordeler med patronventilsystemet/hurtigkjøringsventilen:

- Fleksibilitet
- Mindre sjokk
- Bedre finføling
- Enkelt vedlikehold

- Hurtigtømming
- Hurtigfylling
- Automatisk skuffenivellering
- Senking av bom uten forbruk av pumpeolje

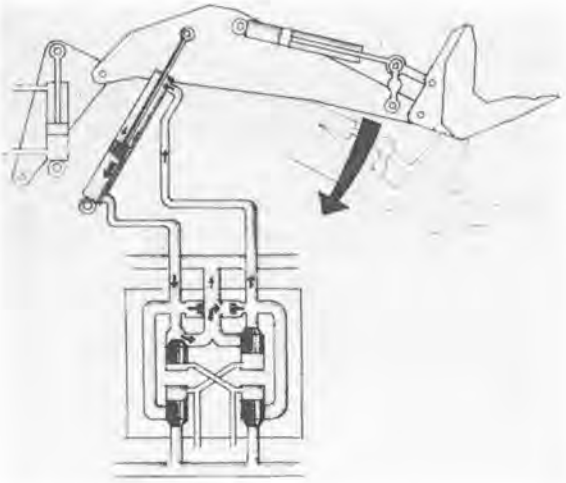


Fig. VIII. Senking av bom uten bruk av pumpeolje.

OPPSUMMERING

Utgangspunktet for denne artikkel er lastemaskinen Brøyt X50 som utstyrt med en 4 m^3 skuffe laster 500 - 700 tonn/time. Sammenligner vi denne maskinen med konvensjonelle hydrauliske gravemaskiner utstyrt med forgraveraggregat og med tilsvarende kapasitet, får vi følgende forhold:

30 - 50% lavere maskinvekt

En konvensjonell hydraulisk lastemaskin med samme kapasitet veier 70 - 90 tonn. Brøyt X50 veier 45 tonn.

30 - 40% mindre dieselmotor

Brøyt X50 er utstyrt med en motor på 243 hk, mens konvensjonelle maskiner er utstyrt med motorer på 350 - 450 hk. Brøyt X50 kan og utstyres med 160 kw elektrisk motor.

30 - 40% mindre dieselforbruk

Erfaringstall viser et forbruk på ca. 30 l/h, sammenlignet med 45 - 65 l/h på konvensjonelle maskiner. Dette utgjør en gjennomsnittlig besparelse på ca. 50.000 l over 2000 timer.

Mindre vedlikeholdsomkostninger

8 bevegelige deler på underrammen. Stort enklere kan det ikke bli. Automatisk sentral-smøreanlegg sikrer og riktig smøring for alle smørepunkter til enhver tid.

Bedre mobilitet

De aller fleste lastesituasjoner krever lasting fra flere pallhøyder, bortflytting for sprenging, inn til verksted for service og vedlikehold etc. Dette kan enkelt utføres ved å slepe maskinen bak en dumper, og man er kun begrenset av dumperens egen hastighet.

Enkel å betjene

Skuffen søker selv minste motstands vei inn i røysa, mens føreren hele tiden sitter med fullt betjente spaker, og benytter samtidig etter behov hurtigfyllingsknappen.

Enkel oppbygging

For å imøtekomme ovennevnte krav har noen konvensjonelle lastemaskiner tilført kompliserte lenkesystemer og slavesylindrer. På Brøyt X50 er dette løst med en enkel geometri sammen med en enkel og effektiv hydraulikk, noe som har preget Brøyt helt fra begynnelsen.

FROST OG NEDFRYSING

Bergingeniør Anders M. Heltzen,
NTNF/Sivilingeniør Elliot Strømme A/S
Formann i Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund.

Vel møtt til den 13. Bergmekanikkdag og den 8. Geoteknikkdag. Det er gledelig at oppslutningen om disse dagene er så stor. Det er ikke tvil om at Fjellsprengningskonferansen i en meget stor grad bidrar til å samle fagfolket. Det samarbeidet som er kommet istand i ly av Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, har så absolutt vært en stor berikelse for vårt miljø. Vi kan gi et tilbud både til den som har den praktiske teknikken eller det mer vitenskapelig betonte arbeidet som sitt interesseområde. Ikke minst viktig er det at vi treffes og utveksler erfaringer og synspunkter. Mye verdifullt materiale er i årenes løp kommet med i kompendiene våre. Det meste av dette ville i beste tilfeller bare blitt lokalt bevart om en ikke hadde fått stoffet nedskrevet og trykket. Det er å håpe at kompendiene blir brukt og ikke bare blir til hyllepynt.

Fellesseksjonens program er viet kuldegradene og kan forsåvidt sies å være avpasset gårsdagens 20-års jubileumsfest for fjellsprengerne. Iallefall er det et meget aktuelt emne dette å kunne utnytte fjellets evne til å lagre varme eller kulde. Mens geoteknikerne foretrekker å ha det kaldt resten av dagen, de avslutter til og med "like ved den kolde pol", har bergmekanikerne etterhvert valgt å tine opp og gå løs på kartlegging, oppsprekning, spenninger, borbarhet og damanlegg. Vi ser frem til en dag med interessante beretninger.

Hermed har jeg fornøyelsen av å erklære Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen 1982 for åpnet.

DET ER KALDT HER I NORD

This cold north

Vegsjef Kaare Flaate, Statens Vegvesen,
Møre og Romsdal

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver kort de problemer som kulden fører til på permanent basis for arbeider i jord og fjell. Det reflekteres over de grunnleggende faktorer i klima og geologi for norske forhold. Det gis videre eksempler på hvordan problemene arter seg og hvordan de løses for veger, jernbaner, vegtunneler og vann og avløp.

SUMMARY

The article describes briefly the problems caused by frost for civil engineering works in soil and rock. Reflections are made as to the fundamental factors as climate and geology for Norwegian conditions. Examples are given on the specific problems and solutions for roads, railroads, road tunnels and utilities.

FROST ER ET PROBLEM

Vinter og kulde er blant de faktorer vi må lære oss å leve med i Norge. Vi er i godt selskap med store områder på den nordlige halvkule slik som Nord-Amerika og Sovjetunionen. Dette betyr at vi får skader på vegene på grunn av telehiving og at bæreevnen reduseres om våren. Midlertidige og permanente byggverk er utsatt for telekrefter og frostsprengning. Ved utilstrekkelig beskyttelse vil vannledninger sprenges og kloakknettet utsettes for skader.

Vi forsøker å møte disse problemene på mange måter og med nye og bedre løsninger. Forskning, utvikling og praktisk gjennomføring må gå hånd i hånd. Løsningene må tilfredsstille de funksjonsmessige krav til byggverket bl.a. sikkerhetsmessig og miljømessig. Men det som er mest krevende er å finne den best mulige løsning både teknisk og økonomisk. Vi vil idag få framlagt en rekke eksempler på disse anstrengelser.

KLIMA OG GRUNNFORHOLD ER SENTRALE FAKTORER

Vårt lange og smale land har store variasjoner i klima, fra de milde vintrene langs kysten i Rogaland til sterk kulde på Finnmarksvidda (Fig. 17.1). Den årlige middeltemperaturen varierer således fra +7°C til -2°C.

Fig. 17.1 Eksempel på frostmengde og midlere årstemperatur

Examples on freezing index and mean annual temperature

Det vanlige mål på hvor kald vinteren er er frostmengde (F) som er produktet av kuldegrader Celcius og antall timers varighet totalt gjennom vinteren.

Dette produkt varierer for en normalvinter i Norge fra null til et maksimum på 55000 h°C og er en av de viktigste faktorer i frostdimensjonering. Det er derfor utført detaljert kartlegging av frostmengden i alle deler av landet sammen med en rekke andre meteorologiske data. I tillegg er det nødvendig å ta visse særlige hensyn til lokal topografi og temperaturprofiler.

Mesteparten av de løse jordlag ble skrapet bort under istiden og våre sedimenter er derfor av nyere dato. I fjellområdene er det morener og grovere sedimenter som dominerer. Men langs kysten og i lavlandet ellers, der vi har den vesentlige del av bosettingen, finner vi marin leire og silt som landhevningen har brakt over havets overflate. I disse områder finner vi også silt og fin sand som er avsatt av elvene.

Disse jordartene er ofte meget telefarlige. For byggevirksomheten er det vesentlige resultat at de mister det meste av sin bæreevne i teleløsningen og at de gir telehiving og frostkrefter om vinteren. Konsekvensene av dette for en rekke sentrale byggeoppgaver vil bli diskutert i det følgende.

DIMENSJONERING AV VEGOVERBYGNING

Det kritiske tidspunkt for en vegs bæreevne er i teleløsningen. Dimensjoneringen bestemmes således i stor grad av undergrunnens telefarlighet (bæreevne) og trafikkbelastningen. Ved hjelp av en rekke halvempiriske tabeller og diagrammer kan en velge mellom alternative løsninger.

Under våre forhold vil telefarligheten i undergrunnen ofte variere langs linje. Det er derfor nødvendig med overgangssoner både for at vegen skal ha jevn bæreevne og av hensyn til mest mulig jevn telehiving.

Et alternativ kan være å utforme vegoverbygningen slik at telehivingen helt eller delvis blir opphevet. Dersom frosten ikke tillates å trenge ned i undergrunnen vil bæreevnen være den samme som om sommeren, og altså høyere.

Et slikt resultat kan en oppnå ved å øke tykkelsen av de ordinære ikke-telefarlige materialer. Der frostmengden er liten kan dette oppnås med en rimelig overbygningstykkelse, mens det i kalde strøk vil gå med urimelige mengder av materialer til dette.

En mulig løsning som er kommet mer og mer i bruk er å bruke frostakkumulerende materialer slik som bark eller sagflis. Kulden "absorberes" i frysingen av vannet i materialene og effekten avhenger av vanninnholdet. (Fig. 17.2.)

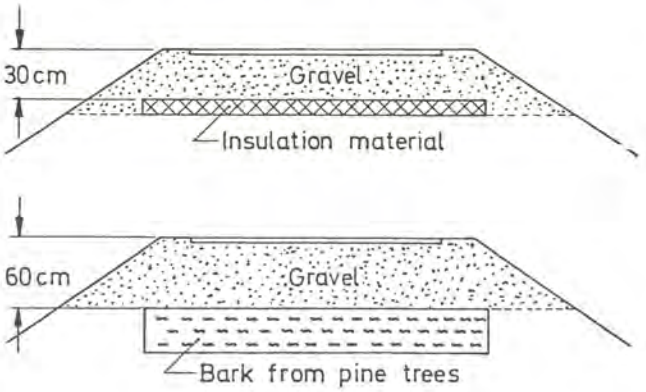


Fig. 17.2 Bruk av isolasjon og frostakkumulerende lag i vegbygging

Use of insulation and frost accumulating layer in road building

I praksis brukes oftere høyverdige isolasjonsmaterialer, slik at en får nytte av det varmemagasin som lagres i undergrunnen i løpet av sommeren. Det mest brukte er plater av ekstrudert polystyren, siden disse har et lavt fuktopptak selv etter mange års tjeneste.

Ved bruk av isolasjonsmaterialer i vegen kan det være øket fare for ising. Det er nødvendig å ha et lag over isolasjonsplatene med et minimum av varmekapasitet og tilstrekkelig termisk konduktivitet slik at varmetappingen i vegoverflaten blir kompensert for mest mulig ved varmetilførsel nedenifra. Fukt kondensasjon og frysing kan da unngås. Til dette bruk vil en god grus av ca 30 cm tykkelse være tilstrekkelig.

Bark og sagflis gir fra seg varme når de fryser. Overdekkingen her må derfor ha en tykkelse som bestemmes av kravet til bæreevne på et slikt elastisk underlag.

FORSTERKNING AV VEGER

Forsterkning av eksisterende veger er en vel så viktig virksomhet som nybygging. Men bare der teleforholdene er spesielt ugunstige vil det være aktuelt å kombinere forsterkningen med frostsikring.

Der konvensjonelle vegbyggingsmaterialer brukes for å øke overbygningstykkelsen, og særlig når disse er kostbare eller vanskelig å skaffe, kan det være praktisk og økonomisk å bruke isolasjonsplater. Uten økt materialforbruk kan slike plater samtidig gi en full frostsikring av vegen.

Registrering av vegens nåværende bæreevne er et vesentlig grunnlag for forsterkningsarbeidet. Den kritiske tiden er i teleløsningen og det er også nødvendig å utføre målinger på forskjellige tidspunkter for å få et komplett bilde av situasjonen.

Sprekker i asfaltdekket pga telehiv fjernes helt ved bruk av stålarmeringsnett. Spesielt aktuelt er dette når vegen bæreevnemessig er tilfredsstillende.

FROSTSIKRING AV JERNBANER

Norges Statsbaner var pionerer når det gjaldt frostsikring og vel også de første i Norge som brukte frostakkumulerende lag. Pressede torvballer og gamle tresviller ble benyttet til dette formål fra 1928. Senere introduserte de en spesiell teknikk for å plassere isolasjonsplater under ballasten. (Fig.17.3.)

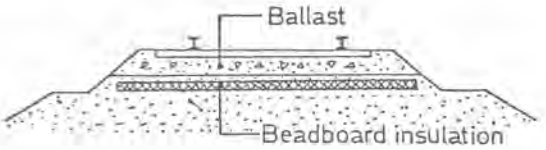


Fig. 17.3 Bruk av isolasjon for jernbane
Use of insulation in railroad construction

Grus eller pukkballasten er åpen og tillater fri fordampning av fuktighet. Det har derfor vært mulig å bruke relativt billige isolasjonsmaterialer uten risiko for for stort fuktopptak. Mesteparten av jernbanenettet er nå frostsikret, i årene 1945-75 ble 610 km utbedret.

ISOLASJON I VEGTUNNELER

Der er mer enn 400 vegtunneler på hovedvegnettet i Norge med en total lengde som nærmer seg 250 km. Det bygges 10-15 km nye vegtunneler hvert år og det er sannsynligvis mer enn 750 vegtunneler av en eller annen type i Norge.

Den grunnleggende tanke ved utforming av vegtunneler er å kunne komme ut av det med så lite betongutstøping som mulig. Det er da bl.a. nødvendig å utføre sprengninger så skånsomt som mulig for å redusere oppsprekkingen rundt tunnelen så mye som mulig.

Stabiliteten av fjellet blir vanligvis tatt vare på ved systematisk bolting, om nødvendig ved brukt av striper og nett. Ved denne framgangsmåte, og takket være heller godt fjell, er resultatet at bare noen få prosent av tunnellengden har betongutforing.

Vann i tunneler forårsaker ekstra sikkerhetsproblemer ved at sikten kan bli redusert. Vannet kan i enkelte tilfeller stoppes ved injeksjon eller ved platehvelv som leder det ned i drenssystemet. Dette siste kan gjøres ved enkle plater dersom en ikke har frost.

De fleste norske tunneler er imidlertid utsatt for frost om vinteren. Dette fører til istapper, ising på vegbanen og frost i drenssystemet dersom en ikke utfører spesielle tiltak. I tillegg vil frostsprengning i fjellet kunne føre til ustabilitet og nedfall av fjellblokker.

I slike tilfeller vil tunnelisolasjon med isolerte platehvelv være en praktisk løsning. Vannet vil ledes ned bak platehvelvet og frostsprengning hindres. Isolert platehvelv kan være nødvendig når frostmengden overstiger 3000 h^{o}C, med isolasjon av drenssystemet for F > 6000 h^{o}C og vegoverbygningen for F > 8000 h^{o}C.

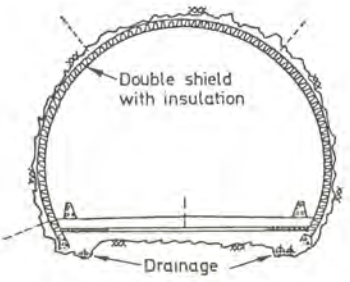


Fig. 17.4 Frostsikring av vegtunneler med dobbelt platehvelv

Frost protection of road tunnels with double insulated shield

En vanlig utforming av isolerte platehvelv har vært doble aluminiumshvelv med isolasjon mellom og i senere tid sandwichkonstruksjon av glassfiber med isolasjonsmateriale i mellom. For mindre lekkasjer brukes også spesielle isolasjonsmaterialer festet direkte på fjellveggen med bolter.

VANN OG AVLØP

Vann og avløpsinstallasjoner utgjør en betydelig del av utgiftene ved boligfelter. Det er kostbart å lage grøfter til frostfri dybde og det tar, spesielt i fjell, betydelig tid. Siden det ikke er noe frosthensynsproblem i fjell er det bare vanntemperaturen som må sikres i det tilfelle.

Det har i det siste vært arbeidet mye med å legge vannførende rør i isolasjonskasser. På denne måten kan en bruke grøfter som er mindre enn 1 meter dype. En prinsippskisse fra NBI er vist i fig. 17.5. Avløpsledninger kan avgi tilstrekkelig varme eller en kan spe på med en ekstra elektrisk varmekabel.

På dette feltet foregår det en stadig utvikling og tilpassing til praktisk byggevirksomhet. Ekstrudert polystyren er et vanlig brukt materiale i isolasjonskassene. Det er nødvendig med ca 50 cm overdekning for at trafikken ikke skal skade ledningene. I mange tilfeller vil grunne ledninger kunne være en økonomisk løsning.

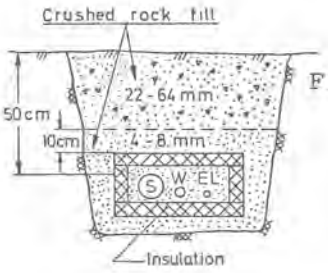


Fig. 17.5 Isolasjonskasse for vann og avløp i grunn grøft (etter NBI)

Insulation box for utility pipes in shallow ditch (from NBI)

FRYSELAGRING I FJELL

Sivilingeniør Per-Erling Frivik

Manus ikke mottatt.

FROSTSIKRING AV LEDNINGER

Frost protection of supply network.

Sivilingeniør Per Gundersen, Norges Byggforskningsinstitutt.

SAMMENDRAG

Denne artikkelen beskriver fordelene som oppnås ved å velge leggedybde for ledninger ut fra samlede praktiske hensyn uavhengig av frostnedtrengningen.
Alle tekniske ledningsanlegg bør samkjøres i en og samme grøft som frostsikres ved bruk av moderne isolasjonsmaterialer. Finpukk anbefales brukt som omfyllingsmasse rundt isolasjon, ledninger og kabler. Slike grøfter vil også virke som utjevningsmagasin og transportvei for overvannet.
Praktiske karakteristiske leggedybder er 1-1,5 m for hovedledninger og 0,5 for stikkledninger.
Artikkelen beskriver eksempler på at betydelige samlede besparelser kan oppnås ved å benytte grunne isolerte ledningssystemer ved utbygging av boligfelter.

SUMMARY

This paper describes the benefits obtained by shallow foundation of supply network.
The conduits are protected against frost by using modern insulating materials. All conduits and lines are collected in one trench. Fine crushed rocks are recommended as backfill material around conduits, lines and insulation. These ditches will work as balancing, reservoir and distribution system for the surface water as well.
Characteristic foundation depth is 1.0-1.5 m for the main cables and supply network and 0.5 m for the service lines and pipes. The paper also describes examples of considerable savings obtained by using shallow supply network technique in connection with planning and exection of new residence areas.

FROSTSIKRING AV LEDNINGER

Innledning

Flat og dyrket mark har av økonomiske grunner vært ansett som den mest attraktive byggegrunnen. Dette har ført til at det rundt tettstedene ligger igjen mange ubenyttede bratte fjellområder eller områder med dårlige grunnforhold. Disse områdene representerer imidlertid verdifulle ressurser i dagens anstrengte tomtesituasjon og vil utgjøre fremtidens boligtomter. Ved opparbeidelse av slike områder har man ukritisk tatt i bruk metoder som er utviklet og tilpasset flate jordtomter. Dette i tillegg til den generelle omkostningsøkningen har ført til en eksplosiv stigning i grunninvesteringene. For å kompensere for dette er tomtestørrelsen blitt redusert. Tomtestørrelser på 450 - 600 m^2 pr. boligenhet er i dag blitt mere vanlig. Denne utviklingen har ført til en rekke uheldige forhold. Det finnes eksempler på at hele områder er rasert under utbyggingen, samtidig som det er velgt hustyper som ikke passer til tomtestørrelsen og terrenget. Skal man virkelig oppnå en totalt sett rimeligere og bedre bolig og et bedre bomiljø, må man være villig til å gå nye veier både når det gjelder regulering, samkjøring og fremføring av tekniske anlegg, husteknikk, organisasjons- og samarbeidssystemer. Det er nødvendig med holdningsendringer både i kommunale etater, boligbyggelse og tomteselskaper for å kunne gjennomføre dette, idet nye metoder vil kunne bryte både med gjeldende forskrifter og den tradisjonelle sektortenkningen.

Grunne ledninger

Frostsikring

Avisoverskrifter om forurensning og vannlekkasjer forteller at de ledningssystemene som vi har lagt til idag, ikke holder mål. Dette kan ofte føres tilbake på metodene for legging av vann- og avløps-ledninger som benyttes.

Vanlig praksis har vært å legge ledningene på forskjellige nivåer i grunnen. Da vannledningen som er plassert øverst i grøfta skal legges under frostfri dybde, vil dette ofte føre til grøfter som er både 3 og 4 meter dype. Samtidig fylles det tilbake med masser som krever en omhyggelig komprimering. Dette er en sårbar utførelse. Første forutsetning for en rasjonell kontrollert utførelse må være at alle ledningstyper legges på samme fundament. Det neste er å fastlegge en praktisk leggedybde. Dette er ikke frostdybden på stedet som er sterkt avhengig av grunnmaterialene (fig. 19.1). I fjellterreng og sprengsteinsfyllinger er frostdybden særlig stor. Dette erfarte mange dyrt i løpet av den kalde vinteren 1978-79 da et titalls millioner kroner gikk med bare til å tine frosne vannrør. De uheldigste huseierne mistet vanntilførselen ved årsskiftet og fikk igjen vannet først høsten 1979.

Ved å utnytte de naturgitte forholdene kan man i mange tilfeller hindre at ledningene fryser. Snø er en god isolator, og frosten trenger ikke dypt ned i snødekket mark. Ledningene bør legges utenfor brøytede veger og gjerne under husene der vannledningen kan tilføres varme.

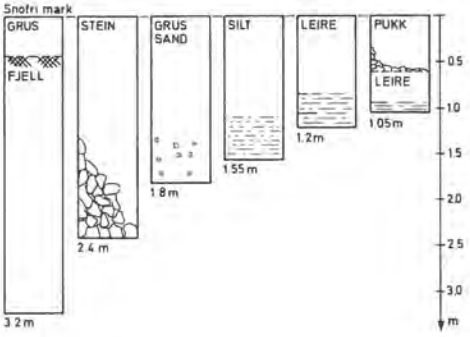


Fig. 19.1 Frostnedtrengning i forskjellige materialer. Frostmengden er 25000 $h^{o}C$

Ledningsføringen i terrenget må konsentreres mest mulig, bl.a. for å oppnå størst mulig vannføring i ledningene. Det er som kjent størst fare for at rørene fryser i kuldeperioder når det er liten eller ingen vannføring i ledningene. Økt vannføring i spillvannseldningene vil også redusere mulighetene for kloakkstopp. Vannledningen bør legges som en ringledning for å unngå endeledninger med liten vannføring.

Det finnes en rekke lett tilgjengelige varmekilder, som ved hjelp av høyverdige isolasjonsmaterialer kan utnyttes til å frostsikre vannledninger som legger betydelig over frostgrensen. Dette er varme avgitt direkte fra strømmende vann eller i form av vanndamp, jordvarme og varme som bolighus avgir til grunnen.

Ved å velge leggedybden uavhengig av frostnedtrengningen åpner dette for muligheten til å samkjøre alle tekniske anlegg (El, Tele, TV og VA) i én og samme grøft. Ved å legge elektriske forsyningskabler i samme grøft som VA-ledningene, kan også varme avgitt fra disse utnyttes. Dette er særlig viktig for å redusere isolasjonsmengden, når vannføringen er liten og variabel eller frostbelastningen stor. Fordelen ved å utnytte varme som elektriske forsyningskabler avgir er at denne varmen som avgis direkte følger belastningen på el-nettet. På grunn av elektrisk boligoppvarming, vil maksimal belastning falle sammen med ekstreme kuldeperioder, da behovet for varmetilførsel i ledningsgrøftene er størst.
I fjellterreng eller ikke telefarlige materialer der frostdybden er stor, bør VA-ledningene legges inne i en isolasjonskasse (fig. 19.2). Det er nå lave temperaturer og ikke en ubestemmelig frostgrense som er dimensjonerende.

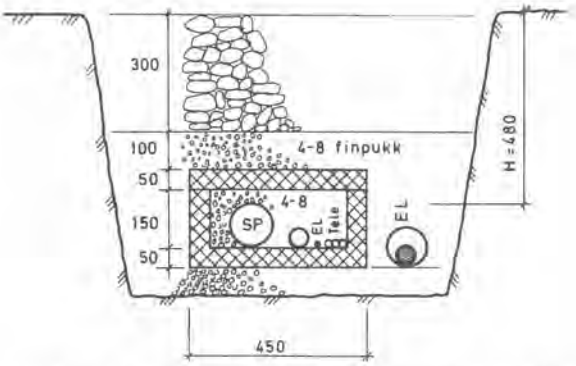


Fig. 19.2 Karakteristisk grøftetverrsnitt i fjellterreng

I telefarlige materialer er det viktig å forhindre at frosten trenger ned under ledningene. Dette oppnås ved å legge en horisontal eller buet isolasjonsplate over ledningene. Denne isolasjonsform kan også benyttes i fjellgrøfter når varmeavgivelsen fra ledningene er stor eller frostbelastningen liten (fig. 19.3).

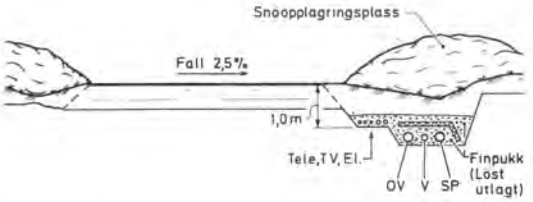


Fig. 19.3 Frostsikring av hovedledninger som følger veitraséen. VA-ledninger og kabler legges på samme side

Ved å velge gunstige lednings- og kabeltraséer kan den totale grøftelengden reduseres betydelig. Dette kan f.eks. gjøres ved å legge ledningene i terrenget og under husene. Man oppnår da flere fordeler som bl.a. mindre inngrep i naturen og redusert forbruk av isolasjonsmaterialer.

Gjenfyllingsmaterialer

Grunne fellesgrøfter har et massevolum pr. løpende meter som bare er 1/4 av tradisjonelle, separate rør- og kabelgrøfter. Økonomisk er det derfor forsvarlig å bruke materialer i lednings- og kabelsonen som sikrer tilstrekkelig stabilitet og styrke uten at massen må komprimeres.

Laboratorie- og feltforsøk med fleksible rør (PVC og PEH) viser at velegnede gjenfyllingsmaterialer er løst utlagt finpukk med kornstørrelse 4-8, 8-12 og 4-16 mm og singel 8-22 mm. Løst utlagt finpukk eller singel har stor fasthet og påvirkes lite av vibrasjoner, vann eller frost, (fig. 19.4). Laboratorieforsøk viser at selv rør av papp som ligger grunt i finpukkmasser, får små deformasjoner/belastninger når grøften utsettes for ytre belastninger. Dette viser at finpukken bærer en stor del av lasten. Minimum overdekning av grunne, frostisolerte avløpsledninger i PEH-eller PVC-plast, klasse T med D $\leq$ 200 mm, er gitt i tabell 19.1.
sonen brukes finpukk. Isolasjonsmaterialet er ekstrudert polystyren (styrofoam).

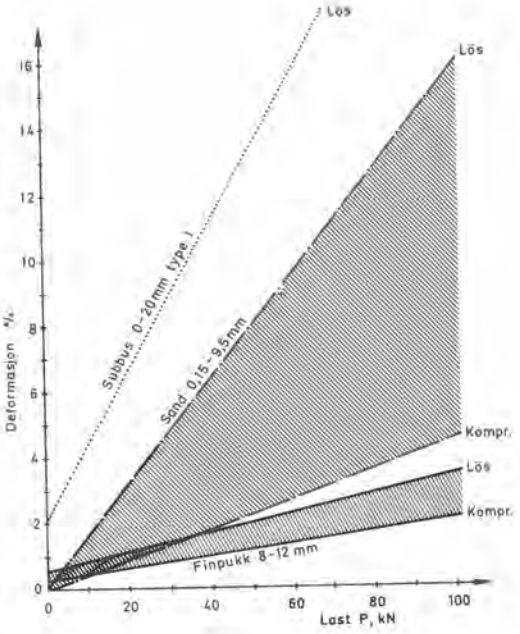


Fig. 19.4 Vertikaldeformasjon av nedgravde, fleksible plastrør utsatt for ytre belastning.
I motsetning til det som gjelder sand, subbus o.l. er fastheten for finpukk nesten uavhengig av komprimeringsgraden. (Rørdiameter 110 mm og overdekning 0,8 m)

Med full oversikt over de ytre belastningene i anleggs- og bruksperioden er det mulig å redusere overdekningen i tabell 19.1, hvis lastene er moderate.

Park.plasser, priv. veger i boligområde A	Mindre trafikkerte gater og veger B	Sterkt trafikkerte gater og veger C
0,40	0,60	0,80

Tabell 19.1

Minimum overdekning i meter for frostisolerte avløpsledninger i plast der finpukk er brukt i ledningssonen.

Da el- og telekabler legges i samme grøft som VA-ledningene, er det en fordel av praktiske grunner også å benytte finpukk rundt disse. Laboratorieundersøkelser viser at ved å benytte finpukk med kornstørrelse 4-8 og 8-12 mm rundt kablene, utsettes disse ikke for mekaniske skader selv ved store ytre laster. Da pukkmaterialene ikke har evnen til å holde på fuktighet av noen betydning, vil variasjonene i varmeledningsevnen være meget begrenset.
Finpukk er derfor et langt mer termisk stabilat materiale enn sand, som normalt benyttes rundt kablene. Finpukk har en meget stor porøsitet, 30-40 %, noe avhengig av kornfordelingen. Varmeledningsevnen er derfor relativt lav 0,6 - 0,9 W/mK. Varmeledningsevnen vil øke noe ved stigende temperaturgradient og fuktighetsinnhold. Sandmaterialene har en varmeledningsevne på fra 0,5 - 2,0 W/mK, avhengig av fukt- og kvartsinnholdet. Tørr sand, uavhengig av sammensetning, har en varmeledningsevne på 0,5 W/mK. Sand rundt elektriske kabler vil ha en tendens til å tørke ut. Denne uttørkingen foregår hurtigere når belastningen og dermed kabeltemperaturen øker. Elkabler i finpukk vil ha en reduksjon i maksimal overføringsevne på ca 15 % i forhold til om kablene legges i fuktig sand. Dette har imidlertid liten praktisk betydning da kablene i et boligområde idag dimensjoneres med henblikk på å redusere tapene til et minimum.

Under hus og ved veipasseringer legges kablene i varerør. Varerør benyttes også under vinterarbeider, da det kan være problematisk å legge elkabler ved for lave temperaturer. Disse kan da trekkes under gunstige temperaturforhold uten at anleggsarbeidene forsinkes.

Bruk av finpukk som omfyllingsmasser rundt isolasjon, VA-ledninger og kabler innebærer altså store fordeler. Man er sikret en meget god mekanisk beskyttelse av kabler og VA-ledninger. Samtidig blir ikke pukkmassene vasket bort med evt. ledningsbrudd. På grunn av pukkens store porøsitet, kan pukkfylte ledningsgrøfter med fordel benyttes som, eventuelt erstatte, over-/drensvannledninger.

Over- og drensvannsystemet

I naturlig mark vil praktisk talt all nedbør bli infiltrert i grunnen. En del danner grunnvann, og eventuelt overskuddsvann renner ut i vassdragene. Denne avrenningen er begrenset og utjevnet på grunn av markens naturlige magasineringsevne. Når marken bebygges, endres den naturlige vannbalansen radikalt fordi større overflater blir vanntette.

Slike tette flater er hustak, asfalterte veier og plasser o.l. Ut fra naturvernhensyn og ønsket om å bevare den opprinnelige vegetasjonen betyr det mye at den naturlige vannbalansen kan opprettholdes mest mulig også etter at et område er bebygd. Vegetasjonen på stedet har gjennom tidene tilpasset seg den naturlige vanntilførselen og grunnvannstanden.

Fram til idag har det vært vanlig å bruke lukkede rør for å lede bort overvannet hurtigst mulig fra urbaniserte områder. Virkningen av dette er bl.a. senking av grunnvannstanden, store skader på vegetasjonen og setninger på bygninger. Samtidig har man lagt et unødig kostbart ledningsnett.

Tiltak som forhindrer dette er infiltrasjon i terrenget og forsinkelse av avrenningen ved økt bruk av naturlige vannveier og mindre bruk av ledninger til transport av overvannet.

Hvis det brukes tette rør for å lede bort eventuelt overskuddsvann, må disse frostsikres som de øvrige VA-ledningene. Dette er viktig hvis ledningene har vannføring om vinteren. Tradisjonelle ledningsgrøfter med dybde 2-3 meter eller mer vil nesten uten unntak føre til en uønsket drenering av terrenget.

Grunne grøfter er en mer naturvennlig løsning. Ved bruk av finpukk i lednings-/kabelgrøftene vil disse virke som utjevningsmagasin og fordelingsledninger.

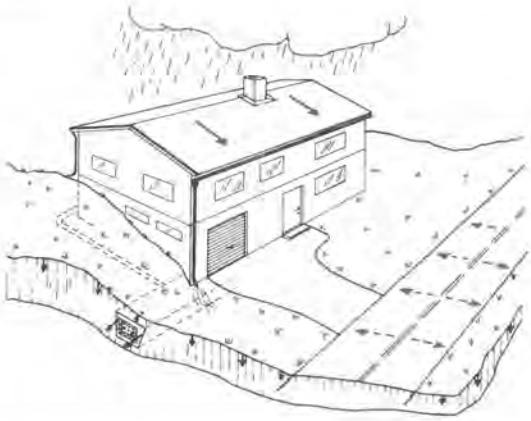


Fig. 19.5 Overvann fra takflater og veier slippes direkte ut på marken

Da finpukken ikke kan holde på fuktighet, vil denne også kunne være vannførende i snøsmeltingsperioder og under vinterforhold.

Den enkleste form for overvannssystem i forbindelse med bebyggelsen er vist på fig. 19.5.
Her er overvannet fra takflater og veger ført direkte ut på markoverflaten. Ofte vil det imidlertid være nødvendig å ha mer kontroll med overvannet (fig. 19.6). Ved å tilføre overvann til grøftene, kan dette effektivt infiltreres i de omliggende massene. Ledningsgrøftene har en ideell form til at det kan skje, idet de er lange og smale.

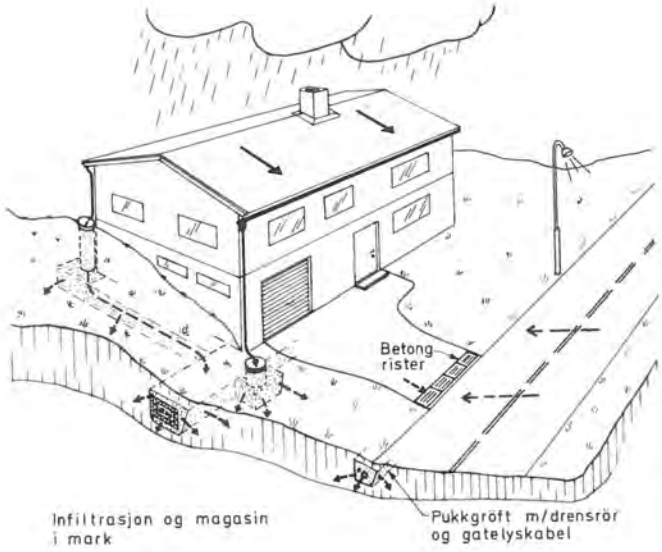


Fig. 19.6 Overvannet fra takflater og veier er ført ned i pukkgrøften. Her kan det infiltreres i omliggende masser eller fordeles til sprengsteinsfyllinger under hus eller i terrenget

Overskuddsvannet fra et område kan f.eks. føres til lokale vassdrag eller eksterne overvannsledninger hvis dette finnes i området.
Det gjøres mest hensiktsmessig i åpne pukkgrøfter. For å øke kapasiteten, kan det legges inn overløp i form av drensrør. Det kan også være en fordel å forme grøfteoverflaten som et dike for å kunne ta hånd om eventuelt flomvann. Bekker o.l. gjennom området bør helst være åpne.

Lett kommunalteknikk

Grunne ledninger i praksis

De nye metodene som er beskrevet i det foregående utgjør samlet en systemløsning som vi har valgt å kalle "lett kommunalteknikk". I korthet kan dette systemet oppsummeres i følgende punkter:

- å redusere graving og sprenging til et minimum ved å legge VA-ledningene (vann- og avløpsledninger) på samme horisontale plan og over frostgrensen. Praktiske hensyn, ikke frostdybden, bør avgjøre hvor dypt VA-ledninger skal ligge. Dette er mulig ved bl.a. å utnytte varme som avgis fra ledningene ved hjelp av høyverdige isolasjonsmaterialer

- å velge gunstige ledningstraséer i terrenget som reduserer ledningslengdene og inngrepene i naturen. Snøens isolerende virkning kan utnyttes ved å legge ledningene utenfor brøytende veger og gjerne under husene der ledningene kan oppta noe varme som kan avgis på frostutsatte steder

- å dimensjonere større deler av ledningsnettet i delområder for forbruksvann med små dimensjoner

- å øke avstanden mellom brannuttakene, og plassere disse på lett tilgjengelige og strategiske steder i forhold til bebyggelsen

- å bruke omfyllingsmaterialer i ledningssonen som løst utlagt gir tilstrekkelig fasthet og støtte til ledningene ved ytre belastning og ikke blir vasket bort ved vannledkkasjer. Man unngår da de strenge kravene til komprimering av gjenfyllingsmassen som det er vanlig å stille, men vanskelig å oppnå i praksis

- å samkjøre og integrere VA-ledninger og kabler for elektrisitet, tele og TV. Grunne fellesgrøfter har et massevolum som bare er 1/4 av tradisjonelle, separate rør- og kabelgrøfter. Dette medfører en radikal nedskjæring i bruken av kostbar gjenfyllingsmasse og forenkler vedlikeholdet

- å infiltrere, magasinere og forsinke overvannet lokalt i grunnen og bare lede bort overskuddsvannet og da om mulig i naturlige vannveier. Grunne grøfter forhindrer uønsket drenering og uttørring av områder

- å velge hustyper, fundamenter og internt veisystem som er tilpasset terrenget.

Sett i sammenheng oppnår man bl.a. følgende fordeler ved å ta i bruk nye metoder:

- enklere og "lettere" anlegg i forhold til konvensjonelle anlegg
- mindre dimensjoner på vann-, spillvanns- og overvannsledningene
- forholdet mellom jord- og fjellgrøfter blir gunstigere
- inngrepene i naturen blir mindre
- kostnadene reduseres samtidig som man får flere kostnadsbærere

Grunne grøfter med løst utlagt finpukk har så stor fasthet at ledningsnettet vil tåle selv de meget store belastningene som anleggsperioden medfører. Grunne fellesgrøfter i fjell gir lite overskuddsmasser med tilsvarende mindre inngrep i terrenget. Dette igjen forhindrer grunnvannsenking. Det er mindre farlig arbeid i grunne grøfter (liten rasfare) og nødvendig manuelt arbeid er lettere å utføre. Bruk av lett kommunalteknikk gir et mer fleksibelt anlegg med store miljømessige fordeler.

Hovedledninger

De kommunale og statlige etatene har bl.a. som oppgave å forsyne et boligfelt med vann, strøm og telefon. Videre må det legges avløp som kan ta hånd om spillvann og eventuelt overvann. Det kommunale vann- og el-forsyningsnettet bør føres fram til sentrale punkter innen delområdene. Her kan det avsluttes med brannvannsuttak og trafostasjoner. For å redusere ledningslengdene til et minimum, vil det ofte være hensiktsmessig å legge ledninger og kabler i terrenget utenom veinettet. Ved å frigjøre VA-ledninger og kabler fra det interne veisystemet kan dette opparbeides på et tidlig tidspunkt under anleggsfasen. Ved samtidig å ha muligheter for massetilskudd fra husgruber kan veiene legges lettere i terrenget.
Hvis praktiske grunner taler for å la ledningene følge veitraséen, bør ledninger og kabler (høyspent) legges i samme grøft på siden av veien (fig. 19.3).
Hovedledninger og større forsyningsledninger fram til delområder har gjerne rikelig og jevn vannføring. Disse frostsikres derfor med en horisontal eller bueformet isolasjon over ledningene. Det bør lempes på kravene om å legge ledningene i rette strekk mellom kummene. Retningsforandringer kan utføres ved lange, slake bend eller tilsvarende.

Dimensjonene på hovedledningene fram til et boligfelt vil som regel være bestemt av kravene til brannvann. Fordelingsledningene innen boligfeltet bør dimensjoneres for husholdningsvann og hagevann. Dette vil føre til sterkt reduserte dimensjoner på vannledningene. En forutsetning for å oppnå dette, er at det ikke stilles generelle krav til vannmengder og avstand mellom brannvannsuttakene. Avstander og vannmengder må nødvendigvis variere innen et område, avhengig av bebyggelsen. Det vesentlige må være at brannvannsuttakene er plassert strategisk og lett tilgjengelig i et område, og at vanntrykk og mengder er tilpasset forholdene på stedet. Dessuten finnes det idag brannbiler med større vannbeholdere enn det som var vanlig før. Dette betyr at brannvesenet har noe lengre tid til å legge ut slanger hvis dette skulle være nødvendig.

Idag stilles det strenge krav til tetthet i spillvannsledningene. Dette er nødvendig for å hindre forurensning og innlekking av fremmedvann. Innlekking av grunnvann og forurensing av drikkevannet kan forhindres effektivt ved å legge ledningene grunt og benytte pukkmaterialer i ledningssonene og fundament. Minste diameter på 200 mm på avløpsrør, som har vært vanlig, kan derfor med fordel erstattes av rør med diameter på 110 mm. Man oppnår da en langt bedre selvrensing i ledningene.

Som omtalt tidligere, er det ofte mulig og ønskelig å foreta tilsvarende reduksjoner i dimensjonene på overvannsledningene. En praktisk leggedybde for hovedledningen vil variere mellom 1,0 og 1,5 m, avhengig av rørdimensjonene og terrengforholdene.

Stikkledninger

Det kommunale hovedledningsnettet innen delområder (fig. 19.7) kan med fordel erstattes av et privat stikkledningssystem med små dimensjoner. Dette er vist på fig. 19.8, der hovedledningsnettet i veien er erstattet med et stikkledningssystem. Ved å legge ledningene i rette strekk mellom og under husene, oppnås flere fordeler. Både ledningslengdene totalt og ledningsstrekket i terrenget som krever frostsikring, er redusert til et minimum. Samtidig oppnås en gunstig hydraulisk rørføring for avløpsledningen. For å slippe endeledninger legges vannledningen som en ringledning. El-, tele- og TV-kablene følger samme trasé (fig. 19.9).

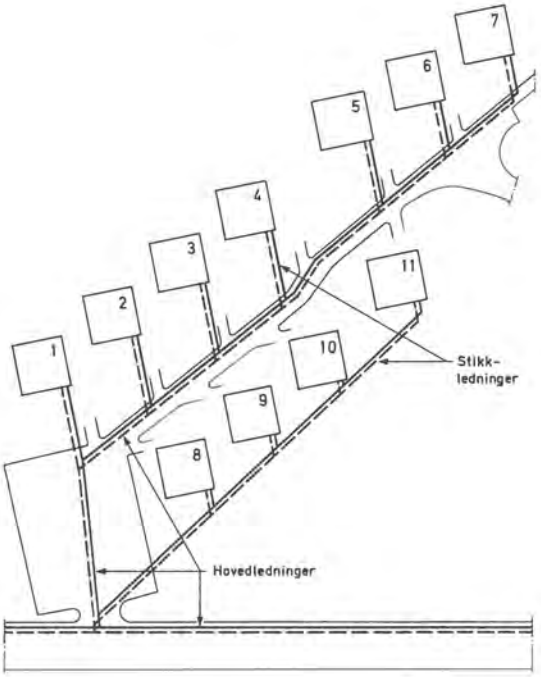


Fig. 19.7 Tradisjonell ledningsføring med hovedledninger i vei. På grunn av hellende terreng er det bare mulig med ensidig utnyttelse av hovedledningene.

Fig. 19.8 Lednings- og kabeltrasé i terrenget og under husene. Vannledningen er lagt som en ringledning.

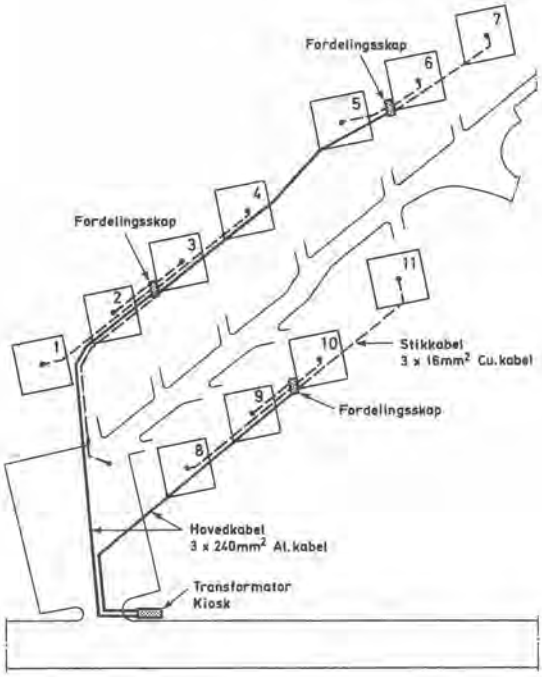
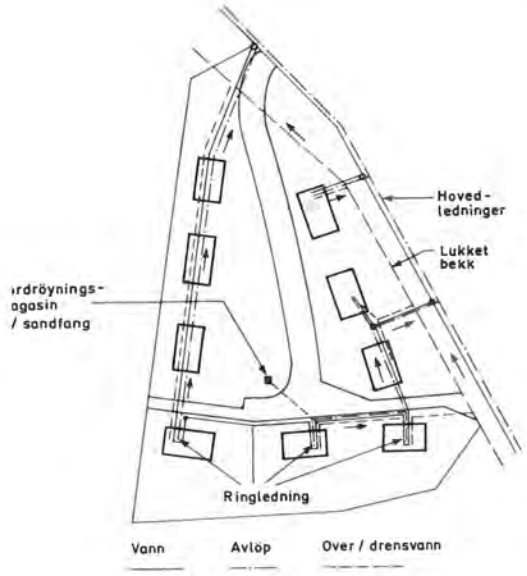
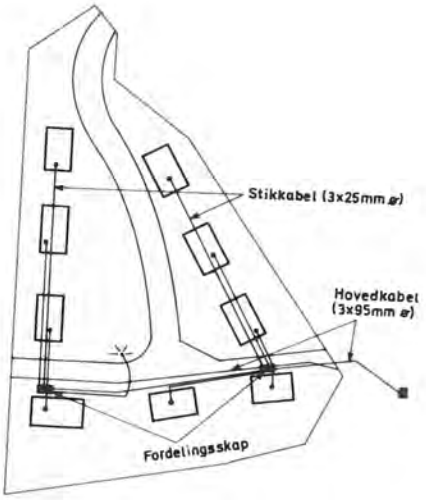


Fig. 19.9 Elektriske lavspent-kabler. Plassering av fordelingsskap

Fig. 19.10 a og b viser lednings- og kabel-traséen i et mindre ene-boligfelt. Her er det valgt forskjellige traséer, avhengig av terreng-forholdene. På grunn av fjellkoller mellom enkelte av husene, er ledningene trukket ut ved siden av gangveien. For husene langs bekken er det mest hensiktsmessig med tradisjonell ledningsføring. Dette viser at innføring av nye metoder åpner for større fleksibilitet når det skal utarbeides regulerings- og bebyggelsesplaner. Det blir enklere å tilpasse boligene etter terrenget uten at ledningsnettet blir dyrere.

I kuperte områder bygges det ofte hus med sokkeletasje. Overdekningen på stikkledningene bør da begrenses til en halv meter. Dette er til-strekkelig for mekanisk beskyttelse av ledningene. I fjellterreng legges ledningene inne i en prefabrikkert isolasjonskasse. I grunn der det er fare for telehiv eller i grunn med liten frostbelastning, benyttes en horisontal eller buet isolasjon over ledningene. Dette hindrer at frosten trenger ned under ledningene.





.g. 19.10a Valg av ledningstraséer i et mindre eneboligfelt

Fig. 19.10b Kabeltraséer med plassering av fordelingsskap

Vann- og spillvannsledninger i drift avgir den nødvendige varmen til å frostsikre ledningene. Også elektriske forsyningskabler i samme grøft avgir varme som kan utnyttes. Den største belastningen på el-nettet faller normalt sammen med ekstreme kuldeperioder. I en slik periode er også behovet for varmetilførsel til vannledningen størst. Større forsyningskabler med sterkt varierende belastning legges utenfor isolasjonssystemet rundt rørene i grøften, da slike el-kabler i perioder kan ha stor varmeavgivelse og trenger avkjøling. Ved passering under snøryddede områder utføres isolasjonskassen med dobbelt lokk for å begrense varmetapet. Et karakteristisk grøftetverrsnitt i fjellterreng er vist i fig. 19.2.

Økonomi

Generelt

Kan innføring av en ny teknologi bl.a. med bruk av grunne ledninger utnyttes i en større sammenheng? Fig. 19.11 viser en grov fordeling av byggekostnadene. Her fremgår det at ledningsnettet separat utgjør en

relativt liten del av de totale boligkostnadene. Ved å se på enkeltkostnadene isolert kan man imidlertid lett stivne i uheldig sektortenkning. Forholdet er at de enkelte faktorer i byggeprosessen påvirker hverandre gjensidig. Det interessante er derfor å undersøke hvordan man ved å endre én faktor kan påvirke alle de andre kostnadene.

Fig. 19.11. Skjematisk fordeling av byggekostnadene

Av fig. 19.11 fremgår det at renter, prisstigning og grunnarbeider tilsammen kanskje utgjør nær halvparten av de totale anleggskostnadene. Kan man påvirke disse faktorene ved å innføre ny teknologi på ett felt, er mulighetene for totalbesparinger meget store. I et av NBIs prøveprosjekter med grunne ledninger har vi derfor forsøkt å utnytte fullt ut de mulighetene dette systemet kan gi. Det er her snakk om primære og sekundære besparelser ved å benytte grunne ledninger og innføre såkalt" lett kommunalteknikk."

Sandeåsen-prosjektet i Sem kommune

Sandeåsen er en åsformasjon ca 3 km nordøst for Tønsberg. Området skråner mot øst og byggegrunnen består vesentlig av variert kupert fjellterreng, bevokst med gran- og furuskog. Bebyggelsen er gruppert om interne veisløyfer i tun (fig. 19.12). De interne veiene er beregnet for gang- og sykkeltrafikk og tilfeldig service-kjøring. I Sandeåsen er plasseringen av hvert hus nøye vurdert og tilpasset terrenget ut fra

ønsket om minst mulig inngrep i eksisterende natur. Samtidig har husene fått innbyrdes fornuftig plassering. Dette er særlig viktig når tomtene er små for å unngå uheldige løsninger med innsyn til nabo etc.

Fig. 19.12 Plassering av hus, veier og ledningstraséer i Sandeåsen

Det er bygd tilsammen 50 boliger. Disse fordeler seg på 20 eneboliger i halvannen etasje, 10 vertikaldelte kjedehus i to etasjer og 20 kjedehus i en etasje. Alle har boder, garasjer og gjesteoppstillingsplass for bil. Gjennomsnittlig tomtestørrelse er på 350 m^2.
Der hvor terrenget er mest kupert, er det benyttet sokkeletasjeløsninger, forøvrig er det benyttet plate på grunn fundamentering.

Tekniske anlegg

Fig. 19.12 viser at ledning- og kabeltraséene er lagt uavhengig av veiene, under og mellom husene. Det er foretatt en fullstendig integrering av funksjonene til Tele-, El-verk og TV som en del av VA-anleggene. Det er benyttet grunne grøfter med en minste ledningsoverdekning på 0,5 m. Ledninger og stikk-kabler er lagt i 50 mm tykke prefabrikerte isolasjonskasser. Varmeavgivning fra vannledninger (ringsystem), spillvannsledninger og el-forsyningskabler sørger for frostsikringen. Isolasjonskassene er fylt med finpukk 4-8 mm for mekanisk beskyttelse av rør og kabler, og for å oppnå varmeakkumulering. Dette er gjort for å kompensere for varierende driftsforhold. Det er også utført et mer miljøvennlig og enklere overvannssystem. Overvannet er delvis infiltrert eller fordelt i grunnen via de pukkfylte ledningsgrøftene. Sprengsteinsfyllingene under husene tjener som utjevningsmagasin. Overskuddsvannet fra området føres ut via pukkfylte hovedledningsgrøfter. Som overløp er det her lagt inn to 110 mm drensledninger som tilknyttes offentlig overvannssystem utenfor området via overvanns-kummer.

Ledningssystemet er dimensjonert for de funksjonene og kravene som gjelder for feltet, og for å tilfredsstille offentlige krav til brannvann. Det er benyttet 110 mm spillvannsledninger overalt, og vannledningene under husene, som er utskiftbare, er PEL-ledninger NT-10 med hoveddimensjonene 40/32 mm. Det passerer også en hovedvannledning 100 mm Ø gjennom feltet. Også denne ligger i varerør under husfundamentene. Ledningen har strekkfaste skjøter og små retningsavvik for å unngå kostbare forankringer.

Oppsummering

Konvensjonelt anlegg fjellprosent 80 %
Grunt anlegg " 44 %
37 % av ledningsnettet under hus
62 % av ledningsnettet er isolert herav
20 % isolert ringledning i kabelgrøft
80 % av ledningsgrøftene er benyttet til å føre fram kabler
32 % av ledningsnettet er offentlig
68 % av ledningene er private fellesledninger dimensjonert for forbruksvann (små dimensjoner)

Total planlegging - økonomi

Når det sammenlignes med tradisjonelle anlegg, er kostnadene til VA-anlegget redusert med over 60 % eller ca. 12000 kr. pr. boligenhet.

Konvensjonell grøft i fjell	Kr. 1070	pr. lm
Grunn grøft i fjell, Sandeåsen	" 320	" "
70 % totalbesparelse	Kr. 750	pr. lm

Fordeling av besparelsen pr. lm grøft		
	Kr.	%
Grøfter	340	45
Kummer	60	8
Rør	60	8
Samkjøring (El, Tele, TV)	140	19
Trasévalg (lengdereduksjon)	150	20
Vegetasjon/terrenginngrep	?	
Veger/plasser/hus		
SUM	750	100

Fig. 19.13 Fordeling av besparelsen ved grunne, integrerte og samkjørte grøfter pr. l. m. i Sandeåsen

Fig. 19.13 viser hvor denne store besparelsen er fordelt på VA-anlegget totalt sett. Det fremgår her at i tillegg til den besparelsen man direkte kan oppnå ved å benytte et grunt isolert ledningssystem, kommer forhold som:

- forenkling og mer miljømessig håndtering av overvannsystemet
- samkjøring av kabeletatene
- forenkling av kumsystemet
- dimensjonering av vannledningssystemet etter funksjonskrav
- valg av gunstige kabel- og ledningstraséer

Disse faktorene utgjør elementene i det systemet vi har valgt å kalle "lett kommunalteknikk", og understreker betydningen av å se systemet under ett. I tillegg er inngrepene i naturen sterkt redusert.

Grunne fjellgrøfter er miljøvennlige. De gir lite overskuddsmasser og liten ødeleggelse av vegetasjonen og grunnvannsnivået. Den som etter at huset er ferdig bygd har opparbeidet en boligtomt som er blitt rasert i anleggsperioden, vet hva det kan koste.

Ved ytterligere å analysere kostnadene i Sandeåsen-prosjektet finner vi store besparelser på veisystemer ved sammenligning med tilsvarende

tradisjonelt utbygde felt.

Dette er blitt mulig bl.a. ved at ledningstraséene ikke følger veiene. Både husplassering og veinett kan nå lettere tilpasses terrenget. Dette gir også en mykere veilinje som ikke innbyr til de store hastighetene uten bruk av kunstige humper o.l. Videre er overbyggingen, veibredder og kurvaturer fastlagt etter veiens funksjoner og ikke etter fastlåste normer.

Ledningstraséer utenom veinettet gir også entreprenøren gunstigere arbeidsbetingelser i anleggsfasen. Veiene kan opparbeides på et langt tidligere tidspunkt i byggeperioden. Videre er det foretatt en samlet håndtering av massene fra grøfter, husgruber, veier og planeringsarbeider. Dette er nødvendig da lednings-/kabelgrøftene og husgrubene opparbeides samtidig, og resulterer i at man har fått en langt bedre kontroll med massebalansen i feltet. Stor stein fra flåsprengningen er f.eks. blitt benyttet som forstøtningsmurer og til å ta opp spranget i terrenget mellom husene.

Alle disse mer eller mindre sekundære effektene ved å ta i bruk nye metoder, har ført til besparelser på ytterligere 15.000-20.000 kroner pr. boligenhet. Samlet er det oppnådd en halvering av grunnopparbeidelseskostnadene i forhold til et tradisjonelt utbyggingsopplegg.

I tillegg er det mulig å legge grunnlag for en rasjonell produksjon ved god planlegging både av grunnarbeider og utforming av husene. For eksempel vil en samkjøring av alle tekniske anlegg gjøre det lettere å ferdigstille hus i puljer under anleggsperioden og dermed hurtig få delkonvertert dyre byggelån.

Her er det også oppnådd en besparelse på 15.000-20.000 kroner slik at de ferdige boligene med tomter faller 40.000-50.000 kroner billigere enn de ville ha gjort ved konvensjonell oppføring.

Totalplanlegging med bruk av grunne ledninger og "lett kommunalteknikk" muliggjør:

- Kortere byggetid/lavere kapitalkostnader
- Lavere riggkostnader
- Lettere å kontrollere vegetasjonsinngrep
- Lettere å oppnå total massebalanse

- Tvinger fram mer rasjonell og effektiv samkjøring av offentlige/ private veier, grøfter og grunnarbeider for hus, garasjer og tomteplaneringsarbeider
- Bedre samordning og arbeidsmiljø gir gode forutsetninger for at alle tekniske anlegg i grunnen, og da særlig VA-ledningene tilfredsstiller de funksjonskrav som stilles
- Mindre terrenginngrep med muligheter for å opprettholde naturlig vannbalanse
- Klarere og mer definerte ansvarsforhold under anleggsperioden og i garantitiden mellom byggherre og entreprenør

Betinger:

- Skjerping av kravet til kontroll
  - av frostisolering
  - av trykk/tetthetsprøving
  - av fundamenter og omfyllingsmasser
- Skjerper kravene til grundig planlegging
- Skjerper kravene til juridiske og formelle avtaler mellom:
  - kommunen/beboerne
  - beboere/beboere
  - kabeletatene/beboerne
    forsikringsselskapene/beboerne
- Nødvendiggjør klare drifts- og vedlikeholdsinstrukser for anlegget.

Konklusjon

Uproduktiv mark som kupert fjellterreng og områder med dårlige grunnforhold vil utgjøre tyngdepunktet i fremtidens boligtomter. For å holde tomtekostnadene nede går utviklingen i så å si alle reguleringsplaner i retning av mindre boligtomter. Et boligfelt med tomtestørrelser på 400-500 m^2 vil kreve en langt sterkere styring av utbyggingen enn det vi er vant til idag. Dette vil være nødvendig for å skape et godt bomiljø, og omfatter også utforming av hus og utearealer. Reguleringsmessige forhold vil derfor ha avgjørende betydning både for miljøet i videste betydning og økonomien.

Det er viktig å ta vare på et områdes naturlige ressurser. Dette kan være vegetasjon, grunnvann, fjellkoller og naturlige vannveier. For å oppnå dette kreves stor frihet og fleksibilitet når veier og hus skal tilpasses terrenget. Her kommer "lett kommunalteknikk" inn i bildet. Ny teknologi for håndtering av overvann må tas i bruk. Dette gjelder både for større felt og for delområder. Videre må de mulighetene grunne integrerte ledning/kabelsystemer gir, utnyttes fullt ut. Dette gjelder både for hoved- og stikkledningsnettet. Veibredder, overbygging og kurvaturer må fastlegges etter veiens funksjoner og ikke etter fastlagte normer. Videre bør masser fra grøfter, husgruber, veier og planeringsarbeider håndteres samlet.

Alt dette vil kreve en grundig regulering og planlegging og et langt bedre kjennskap til det aktuelle området enn det som er vanlig idag. Det vil ofte være hensiktsmessig å opprette nye organisasjons- og samarbeidssystemer. Innføring av nye metoder vil lett kunne bryte med gjeldende forskrifter og den tradisjonelle sektortenkningen. Det er derfor nødvendig å skape holdningsendringer både i kommunale etater, boligbyggelag og tomteselskaper. En rekke prosjekter som er gjennomført i den senere tid der disse nye metodene er tatt i bruk, har gitt meget positive resultater og viser at vi er på rett vei.

KRYSSING AV DYPRENNE UNDER RÅDHUSPLASSEN, OSLO

Tunnel Crossing of Clayfilled Depression in the City of Oslo

Siv.ing. Gunnar Asting, Sivilingeniør Elliot Strømme A/S
Ing. Stein Braathen, Sivilingeniør Elliot Strømme A/S

SAMMENDRAG

Tunnelentreprisen Festningen - Filipstad inngår som en del av det felles tunnelsystem som skal føre avløpsvann fra kommunene Oslo, Bærum og Asker til sentralrenseanlegget i Bjerkås i Asker.
For å krysse en lokal dyprenne under Rådhusplassen i Oslo, valgte man å benytte en metode basert på rørtrykking kombinert med frysestabilisering av overgangssonene mellom fjell og løsmasser. Denne kombinasjonen er ikke tidligere benyttet i Norge. Foredraget oppsummerer forberedelsene og utførelsen av arbeidet.

SUMMARY

Western Oslofjord Sewerage Scheme comprises 42 km of hard rock tunnels, the main part being excavated by full face tunnel boring machines. This paper describes the construction of a 100 m long tunnel across a clay filled depression located in the City of Oslo.
Rock tunnels are excavated close to the depression from each side. Construction of the tunnel through the clay is based on stabilization by freezing of the transitions between the rock and the clay from the rock tunnels and establishing of a concrete pipe by jacking from one side of the depression to the other.

INNLEDNING

Den aktuelle tunnelstrekning inngår som en del av avløpstunnelsystemet gjennom Oslo Bærum og Asker. Dette systemet som frakter overvann til et felles renseanlegg i Slemmestad er omtalt i tidligere foredrag. Her omtales bare strekningen Festningen - Filipstad som er utført som en separat entreprise.

Byggherre og rådgivere har vært:

Byggherre	: Oslo vann- og kloakkvesen
Geoteknikk og geologi	: Geoteknisk kontor, Oslo kommune
Byggeteknikk	: Sivilingeniør Elliot Strømme A/S

På forprosjektstadiet så langt tilbake som i 1973 ble det for strekningen Festningen - Ruseløkka vurdert to hovedalternativer, et høytliggende og et lavtliggende. Det høytliggende var basert på betongrør i grøft, mens det lavtliggende baserte seg på tunnel i et nivå som innebar en løsmassekryssing i 100 m lengde av en dyprenne under Rådhusplassen. Et tredje alternativ med så dyp tunnel at den krysset under dyprennen kunne også tenkes. Dette ville imidlertid gi så store kostnadsøkninger andre steder i systemet at det ikke var aktuelt av den grunn. Etter en vurdering av de foreliggende alternativer ble det lavtliggende alternativ med løsmassekryssing valgt. Foreløpige geologiske undersøkelser utført av Geoteknisk kontor i Oslo kommune viste at en utførelse med rørtrykking var mulig.

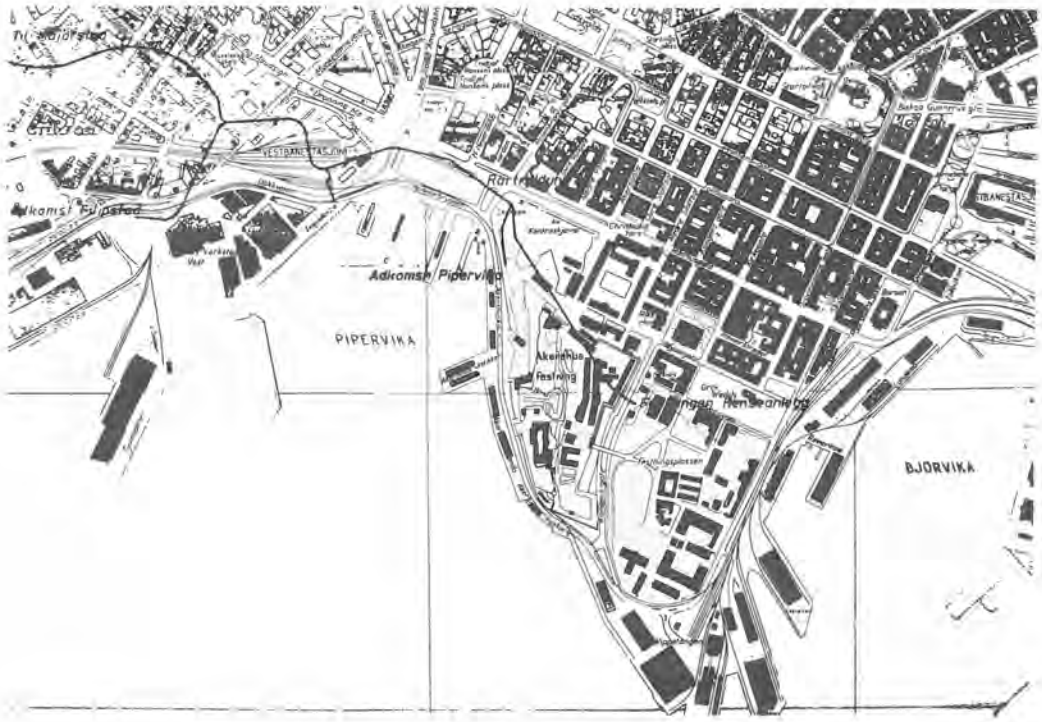


Fig. 20.1

Det valgte alternativ, traséen er vist på Fig. 20.1, medførte bl.a. at man i Vestbane-området hadde fjelltunnel med svært liten overdekning og med skarpe kurver for å unngå dyppartiene. På grunn av bl.a. kurvaturen, kort

tunnellengde og delvis hardt fjell, fant man tidlig ut at strekningen ikke ville egne seg for fullprofilboring slik som alle de øvrige entrepriser i avløpssystemet forutsatte. Senere kom det under arbeidets gang tilbud fra en leverandør av tunnelboremaskiner om å benytte en maskin som både kunne gå i fjell og gjennom løsmasser. Ved en slik løsning kunne traséen rettes ut en del. Vi så imidlertid mange problemer med en slik tunneldrift. Anbudene i august 78 viste imidlertid at alternativet ikke var konkurransedyktig prismessig.

Strekningen Festningen- Filipstad ble skilt ut som egen entreprise. Som adkomst for den vestre del av strekningen er det lagt en adkomsttunnel fra Filipstad. En tunnel fra Pipervika gir adkomst til den østre del. Avløpstunnelen skal, når den settes i drift våren 83 ta inn vann fra en stor kulvert i Kongens gate og fra Bislettbekken som krysser over den nye avløpstunnelen. Ved Bislettbekken er det også bygget et overløpsarrangement for tunnelsystemet. Som for de øvrige tunneler i avløpssystemet i Oslo ble det også for strekningen Festningen - Filipstad satt krav om tetting for å hindre senkning av grunnvannstanden.Det er således utført omfattende forinjisering som har resultert i en svært tett tunnel. Disse arbeidene vil imidlertid ikke bli omtalt nærmere her da dette ville bli for omfattende. I det etterfølgende har man konsentrert seg om selve kryssingen av dyprennen under Rådhusplassen.

VALG AV METODE FOR KRYSSING AV DYPRENNE

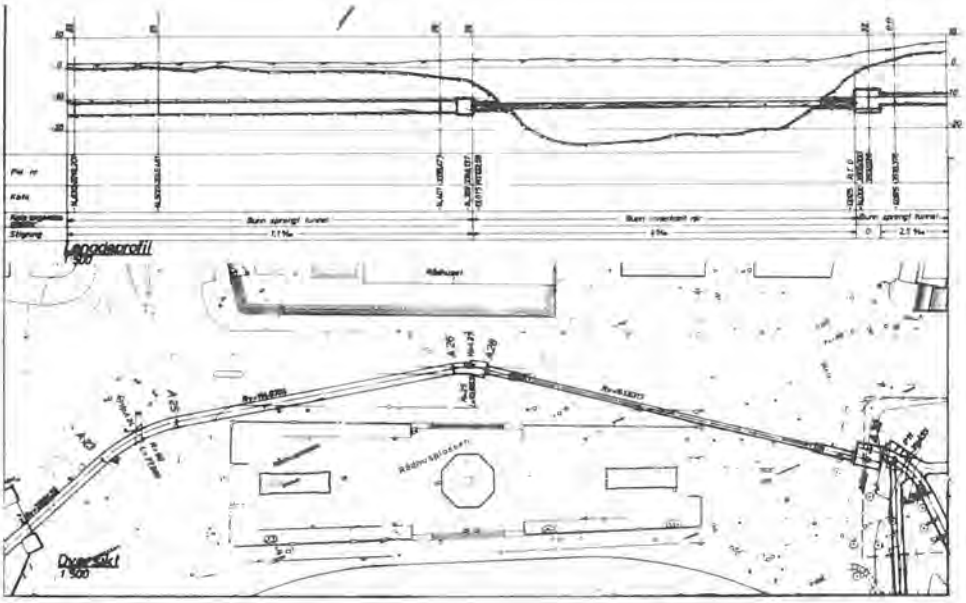


Fig. 20.2

På grunn av god tid på denne entreprisen ble det etter forprosjektet et opphold i prosjekteringen frem til 1976. Et hovedspørsmål da var valg av metode for kryssing av dyprennen. Se fig. 20.2.
Metoder som tunneldrift med overtrykk og frysing av hele traséen ble tatt opp til vurdering, men raskt forkastet. De mest aktuelle alternativer var alle basert på rørtrykking hvor hovedproblemet ville bli overgangen mellom fjell og løsmasser. Følgende alternativer forelå:

Alt. 1 Etablere sjakter fra dagen og ned til overgangspartiene. Rørtrykking fra sjaktbunn, sprengning av tunnel til gjennomslag i sjakt, utstøping av overgang. Som alternativer for sjaktutførelse hadde man:

a) Sylindriske betongelementer
b) Slissevegger
c) Stålspunt

Alt. 2 Frysing av overgangspartiet. Utsprengning fra tunnel, utstøping av partiet, rørtrykking til motsatt side, frysing av mottakerside, sprengning til gjennomslag, utstøping. Som alternativer for frysing har man:

a) Frysing fra dagen
b) Frysing fra tunnel

Alt. 3 Etablere en sjakt midt på strekningen i tillegg til de to sjaktene i overgang fjell/løsmasser. Rørtrykking fra midtre sjakt. Forøvrig som for Alt.1 evt. Alt. 2.

Etter konsultering av entreprenør med erfaring i rørtrykking ble det klarlagt at trykking av den 100 m lange strekningen i ett var fullt mulig. Da Alt. 3 var klart det dyreste, ble dette derfor sjaltet ut.

Beregninger utført av Geoteknisk kontor viste at sjakten kunne utføres med stålspunt. Da dette var billigste sjaktalternativ, falt de andre ut.

Ved vurdering av frysemetode for Alt. 2 ble frysing fra tunnel ansett som klart den beste. Dette ville gi best kontroll med frysingen og det ville også gi minst frysevolum. Den eneste fordel med å fryse fra dagen var at frysingen kunne forberedes i god tid før tunnelene var sprengt frem og at man således fikk redusert anleggstid.

Tilbake sto Alt. 1c, rørtrykking med spuntede sjakter, og Alt. 2b, rørtrykking med frysing fra tunnel på hver side. Alt. 2b ble ansett som det beste bl.a. fordi dette ikke ville forstyrre trafikkforholdene på Rådhusplassen.

I anbudsdokumentene ble imidlertid begge disse alternativer tatt med for å få direkte sammenligning av kostnadene.

Det viste seg at samtlige anbydere hadde priset Alt. 2b lavest. Differansen varierte mellom 2 og 20%. Alt. 2b ble derfor valgt.

Som hovedentreprenør for entreprisen Festningen - Filipstad ble valgt Astrup & Aubert A/S. Som underentreprenør for rørtrykkingen valgte dette firma Kr. Olimb A/S med samarbeidende partner Lundby Rørtrykking A.B., Sverige. Fryseteknisk konsulent for hovedentreprenøren og underleverandør av fryseutstyr var Kværner Kulde A/S.

GEOTEKNISKE UNDERSØKELSER

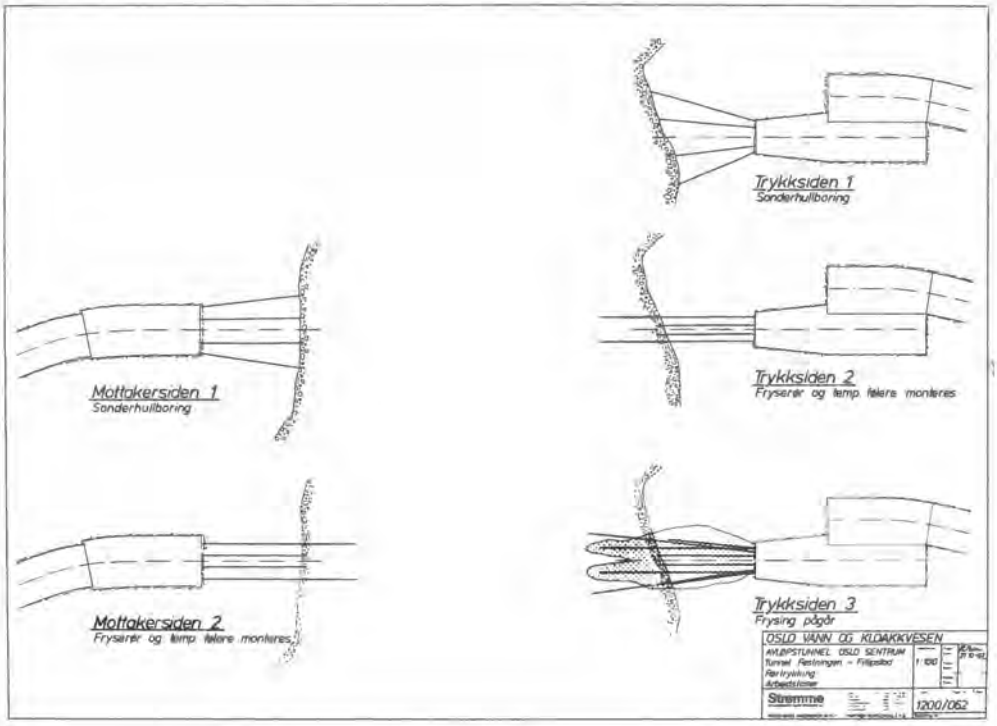
I forbindelse med vurdering av kryssingen av dyprenne utførte Geoteknisk kontor, en rekke boringer i rørtraséen og i overgangen fjell/løsmasser. Det ble videre tatt opp prøver av leiren. Undersøkelsene gav følgende resultater:

- I overgangssonen var det et lag med sand og grusholdige masser med mektighet fra 0 til 1 m.
- Overgangssonen var forholdsvis steil og jevn.
- Leiren i rørtraséen var en middels fast, vannholdig marin leire med $\rho = 1.9$ t/m^3.
- I rørtraséen var det ingen store blokker eller fjellrygger som ville skape problemer under trykkingen.
- Det ble beregnet at rørstrengen kunne bli påført langtidssetninger i størrelsesorden opptil 10 cm.

Morenelaget som ble oppdaget i overgangssonen kunne skape problemer for frysingen hvis det var sterkt vannførende og da spesielt hvis det var bevegelse i vannet. Leirens egenskaper viste at det ikke ville by på problemer å trykke seg gjennom den. De forventede setninger var innenfor de toleransekrav man opererte med. Setningene ville kunne opptas i skjøtene mellom betongrørene.

PLANLEGGING AV ARBEIDET

I forbindelse med utarbeidelsen av anbudspapirene ble det skissert en veiledende arbeidsgang for rørtrykkingen. Entreprenøren valgte en noe endret arbeidsgang.


Trykksiden 1
Sonderhullboring
Mottakersiden 1
Sonderhullboring
Trykksiden 2
Fryserør og temp. følere monteres
Mottakersiden 2
Fryserør og temp. følere monteres
Trykksiden 3
Frysing pågår
OSLO VANN OG KLOAKKVESEN
AVLØPSTUNNEL OSLO SENTRUM
Tunnel Festningen – Filipstad
Rørtrykking
Arbeidstegninger
1:100
Strømme
1200/062

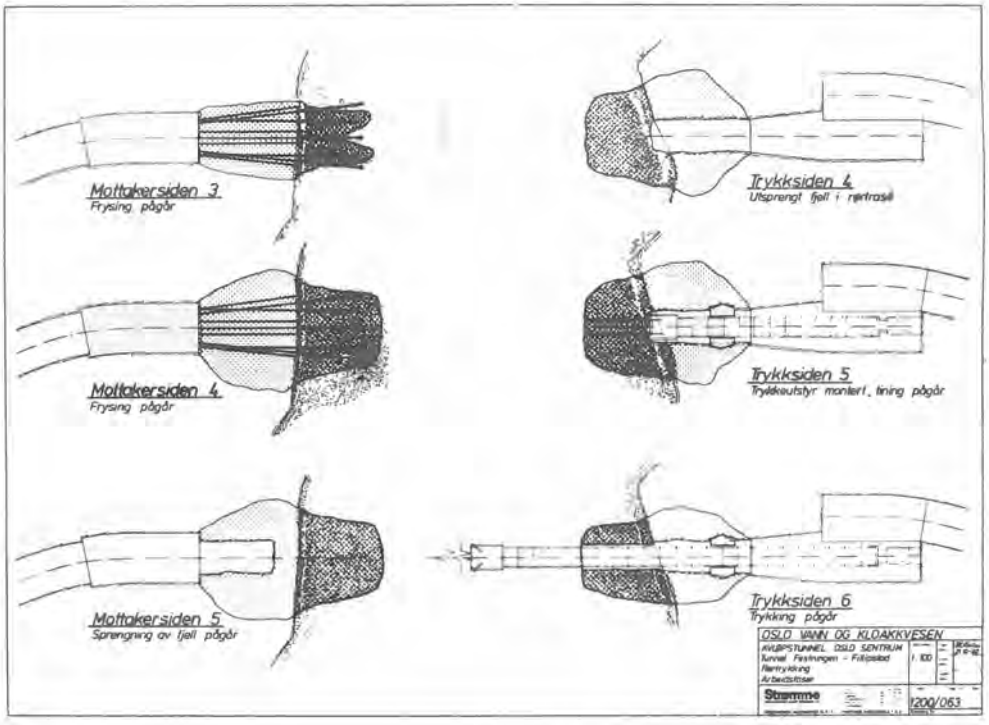

Mottakersiden 3
Frysing pågår
Trykksiden 4
Utsprengt fjell i rørtrasé
Mottakersiden 4
Frysing pågår
Trykksiden 5
Trykkeutstyr montert, tining pågår
Mottakersiden 5
Sprengning av fjell pågår
Trykksiden 6
Trykking pågår
OSLO VANN OG KLOAKKVESEN
AVLØPSTUNNEL OSLO SENTRUM
Tunnel Festningen – Filipstad
Rørtrykking
Arbeidstegninger
1:100
Strømme
1200/063

Fig. 20.3

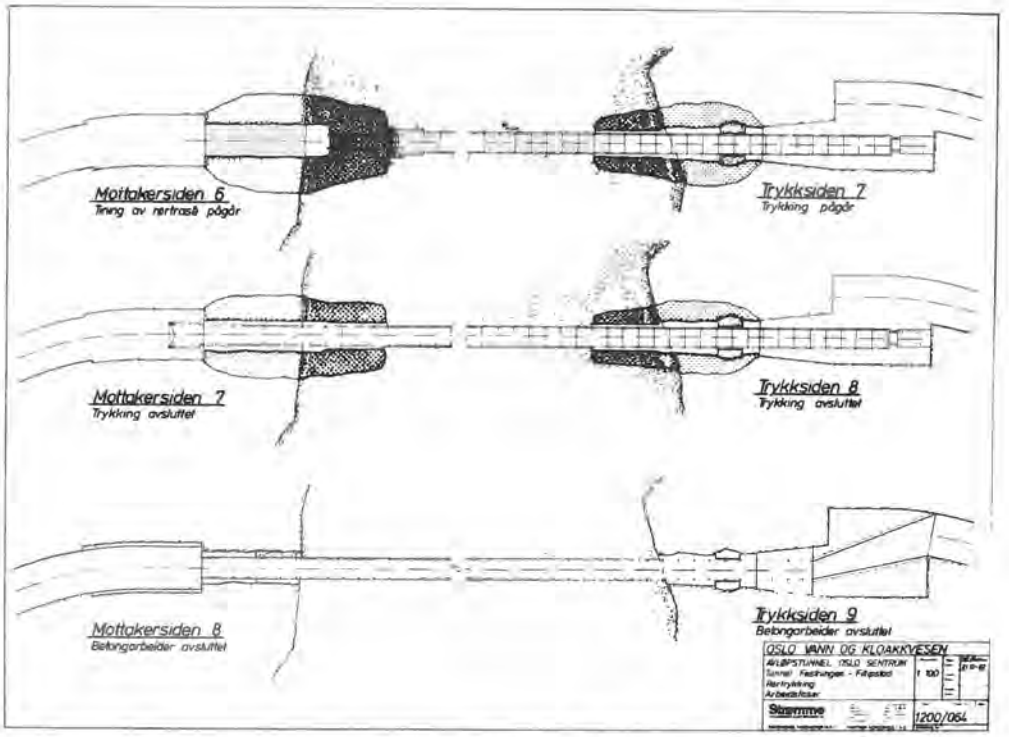


Fig. 20.4

Følgende arbeidsgang ble valgt:

Trykksiden :

- Utsprengning av rom for rørtrykkingsutstyret. Fig 20.3
- Injisering av gruslaget mellom fjell og leire med sement. Fig. 20.3
- Installasjon av fryserør og temperaturmålere. Fig 20.3
- Nedfrysing av løsmassepartiet. Fig. 20.3
- Forsiktig sprengning ut i de nedfryste løsmasser. Fig. 20.3.
- Tilrigging av rørtrykkingingsutstyr og montering av styrerør og nødvendig del av rørstrengen. Fig. 20.3.
- Støping av tetningsveggen, og tetting mellom denne og rørstrengen. Fig. 20.3.
- Oppfylling av rommet mellom røret og de nedfryste løsmasser med leire. Fig. 20.3.
- Tining av massene under kontroll så hurtig som mulig. Fig. 20.3.
- Rørtrykking. Fig. 20.3.
- Nedrigging av rørtrykkingsutstyr. Utstøping av kanal mellom rør og tunnel. Fig. 20.4.

Mottakersiden :

- Utsprengning av mottakerrom så nær løsmassene som mulig. Fig. 20.3.

- Injisering av gruslag mellom fjell og leire. Fig 20.3
- Installasjon av fryserør og temperaturmålere. Fig 20.3
- Nedfrysing av løsmassepartiet. Fig. 20.3.
- Forsiktig utsprengning i de nedfryste løsmasser.
- Trykking av styrerøret til kontakt med de frosne løsmassene. Fig. 20.4.
- Tining av kjernepartiet i de frosne løsmassene. Fig 20.4.
- Trykking av styrerøret inn i mottakerrommet. Fig 20.4.
- Demontering av styrerøret. Fig. 20.4.
- Omstøping av rørstrengen i den frosne sonen. Fig 20.4.
- Betongarbeider i mottakerrom. Fig. 20.4.

I forhold til den fremgangsmåte som var tenkt ut på anbudsstadiet var det på mottakersiden man fikk den viktigste forandringen. Entreprenøren valgte her å fryse ned løsmassene, og så trykke seg igjennom disse. Opprinnelig var tanken å trykke til styrerøret stod mot fjelloverflaten og deretter fryse ned løsmassene. Så skulle det sprenges innenfra og ut til styrerøret, hvoretter trykkingen ble avsluttet. Denne fremgangsmåte var imidlertid mere tidkrevende enn den valgte og ville p.g.a. døgnleien på styrerøret bli dyrere.

Oppstarting av injisering på trykksiden ble påbegynt i september 1981. Frysingen på trykksiden skulle avsluttes så tidlig at aggregatet kunne bli satt i drift på mottakersiden før juleferien. I juleferien skulle man tine på trykkesiden, og selve rørtrykkingen skulle starte umiddelbart over nyttår.

UTSTYR

Utstyret som ble benyttet under trykkingen kan grovt beskrives slik :

I fronten på rørstrengen satt et styrehode av stål. Dette hadde samme diameter som betongrørene og var i fronten utstyrt med en "appelsinluke" og en styreanordning.

Appelsinluken var hydraulisk styrt og bestod av to segmenter som i åpen tilstand var svinget inn i rørstrengen. Maks. åpning hadde en diameter på 1500 mm.

I appelsinlukens segmenter var det også laget noen mindre luker som kunne åpnes hvis man måtte frem foran styrerøret med f.eks. en borstang for å sprenge eventuelle hindringer for videre rørtrykking.

Som styreanordning ble benyttet en ring som satt i forlengelsen av vegglivet. Til ringen var festet 3 hydraulisk styrte sylindre, og ved hjelp av disse kunne man endre retningen på ringen slik at rørstrengen ble holdt på plass i forhold til utsatt retning.

I rørstrengen ble det benyttet et skrapespill til å dra leirmassene ut. Ved trykkestasjonen falt massene ned i et midlertidig massedepot. Herifra ble det brukt hjullaster og lastebiler for å frakte leiren ut av tunnelen.

Som trykkeutstyr ble benyttet 2 stk.hydrauliske sylindre som presset på rørstrengen. I fronten på sylindrene var en stålring som fordelte trykkraften likt rundt hele betongrørets vegger. Totalt kunne sylindrene gi en trykkraft på 1000 tonn.

På trykkstasjonen var det montert en førerplass. Fra denne kunne alle funksjoner styres og ved hjelp av en teodolitt ble retningen kontrollert. Kun hvis det oppstod uforutsette hendelser var det behov for å ha mannskap i rørstrengen.

Matingen av betongrør foregikk ved hjelp av en liten gravemaskin som var plassert i tilknytning til det midlertidige massedepotet.

INJISERING AV OVERGANGSSONEN

Ved sonderboring for å kartlegge fjelloverflaten, fikk man umiddelbart etter at hullet var boret bare små lekkasjer. Men i løpet av kort tid økte vannlekkasjene slik at det måtte monteres pakninger i alle borhull. Det ble registrert fall i poretrykket mens boringen pågikk, men forholdsvis raskt etter at pakningen ble montert, fikk man en økning slik at poretrykket igjen kom opp imot det normale. Man antok at de påtrufne lekkasjene hadde sammenheng med morenelaget i fjelloverflaten.

Strømmende vann er noe av det man er mest redd for i forbindelse med en slik frysing, da dette lokalt kan hindre utbredelsen av frostsonen. I dette tilfellet ble imidlertid det vannførende morenelag i første omgang ikke betraktet å skulle medføre noen risiko, da man antok at det ikke var strømmende vann.

Senere ved boring for innsetting av fryserør fikk man i noen hull, en tid etter gjennomboring, større lekkasjer som medførte innspyling av masser. For å sikre seg mot åpne kanaler eller hulrom ble det bestemt å injisere og det gikk da med ganske mye sement. Kontrollhull viste imidlertid at det fortsatt var lekkasjer, selv om disse nå var redusert. Forklaringen var sannsynligvis at det etter gjennomboring etter en tid utviklet seg lekkasjekanaler, men at selve morenen i utgangspunktet var for tett til å kunne injiseres med sement. Etter ny injeksjonsomgang bestemte man seg for å avslutte denne. Man var da litt spent på om de relativt store sementmengdene senere ville medføre problemer for rørtrykkingen.

FRYSING AV LØSMASSER

Selve frysingen og problematikken med setninger vil bli omtalt av Robsrud, Geoteknisk kontor, i det etterfølgende foredrag.

KLARGJØRING FOR TRYKKING

Etter at nedfrysingen av trykksiden var ferdig (uke 48), ble utsprengningen ut i den frosne sonen foretatt.
Det var da etablert en vertikal vegg i de frosne løsmassene ved hjelp av redusert salvelengde og delt tverrsnitt. Disse arbeidene måtte utføres med største forsiktighet slik at fryserørene i den ytterste kransen ikke ble ødelagt. Disse skulle benyttes til vedlikeholdsfrysing hvis behovet skulle oppstå.

Mellom rørstrengen og fjellet støpte man deretter en tetningsring som skulle hindre leirmassene å trenge inn i tunnelen.

Det ble så montert føringer i sålen. Styrerøret samt noen betongrør ble plassert oppå føringene, slik at styrerøret så vidt stakk innenfor tetningsringen. Deretter ble det utsprengte rommet foran styrerøret, ved hjelp av transportbånd, fylt med tilkjørt leire. Styrerøret ble så med stengt luke trykket så langt frem som mulig. Man oppnådde dermed å få presset leiren godt ut i det utsprengte rommet, og således redusere faren for setninger når den frosne sone tinte.

Disse arbeidene ble avsluttet i uke 50, og fra og med uke 51 pågikk den kunstige tiningen. Gjennom de tidligere omtalte smålukene i"appelsinluken" ble det montert 6 tinerør inn i de frosne leirmassene. Her sirkulerte varmt vann (80°-90°) helt frem til trykkingen begynte.

KLARGJØRING PÅ MOTTAKERSIDEN

I prinsippet utførte man de samme arbeidsoperasjoner på mottakersiden som på trykksiden. Her vil derfor kun omtales de deler av prosedyren som avvek fra de som tidligere er beskrevet.

Sonderhullboringen viste at morenelaget ikke var spesielt vannførende. Dette kombinert med erfaringene fra trykksiden gjorde at man valgte ikke å injisere her.

Langs et par av fryserørene var det en liten lekkasje inn i tunnelen. Det viste seg da at man ikke greide å fryse vannet rundt disse rør før lekkasjen ble stoppet. Denne observasjon viste klart hvor viktig det er å ikke ha vann i bevegelse i et område man skal fryse ned.

Under sonderboringen fra tunnelen fikk man observasjoner som tydet på et noe annet fjellforløp enn antatt. Det ble derfor utført en del tilleggsboring i mottakerområdet. Det viste seg da at fjellet, i stedet for å stupe bratt ned, dannet en ca. 10 m bred hylle før det stupte videre ned. Oppå hyllen lå et morenelag som stakk opp over bunnen av røret. Av frykt for at morenelaget skulle hindre inndriften under trykking, tok man ikke sjansen på å starte sprengningen av gjenstående fjell mot de frosne løsmassene før styrerøret stod mot den frosne sonen.

RØRTRYKKINGEN

Trykkingen startet allerede i uke 1, tiltross for den opprinnelige fremdriftsplanens antakelse om uke 3. Så selv med en problemfyllt start med forsinkelser under injisering og montering av fryserør greide entreprenøren å holde oppsatt tidsplan med en viss margin.
Den kunstige tiningen på startsiden fungerte bra, og da trykkingen begynte, hadde man ikke problemer med frosne masser. Den første dagen ble det trykket kun 7.5 m. Dette skyldtes i første rekke en del sementklumper og morenestein som var i leiren. Disse skapte store problemer for massetransporten ut av rørstrengen.

Fremdriften de derpå følgende dager var 10 m, 23 m, 30 m og 29 m.

Under rørtrykkingen ble appelsinluken gitt en passe åpning slik at leirmassene som lå i rørtraséen, etter hvert som rørstrengen ble trykket fremover, kom inn gjennom luken. Dermed unngikk man å omrøre leiren mer enn høyst nødvendig og således redusere faren for setninger.

Etter 5 dager var styrerøret fremme ved pel 99.5. Opprinnelig var meningen at de siste 2 metrene frem til den frosne sonen, som skulle ligge på pel 102, skulle trykkes med redusert hastighet slik at sprengning av fjell og tining av rørtraséen kunne utføres uten at rørstrengen satte seg fast.

På pel 99.5 ble det imidlertid påtruffet en stor stein som ikke gikk inn i luken i styrerøret og som stoppet videre trykking. Steinen måtte sprenges og fraktes i biter gjennom rørstrengen. Umiddelbart etter at steinen var fjernet kom man inn i et morenelag som dekket 2/3 av luken. Dette måtte man fjerne med en regulær salve som ble håndgravd inn i rørstrengen. Fortsatt var det imidlertid et morenelag som stakk 30-40 cm over bunn av røret. Under forsøkene med å få den store steinen inn gjennom luken var styrerøret kommet 6-7 cm for lavt. Det var derfor ikke forsvarlig å trykke med full kraft, idet eksentrisiteten kunne forårsake knusing av deler av rørstrengen. I tillegg til komplikasjonene med

morenelaget stod nå styrerøret mot den frosne sonen. P.g.a. usikkerheten med hvilken fremdriftshastighet man ville greie nå som man delvis gikk i morene våget man ikke sette igang den kunstige tining av kjernepartiet.

Samtidig som arbeidene med å forsere den store steinen pågikk ble det fra mottakersiden sprengt vekk gjenstående fjell og etablert en stuff i de frosne leirmassene.

For å få rettet opp styrerøret slik at det kunne trykkes med full kraft, måtte det delvis håndgraves og sprenges i den frosne sonen. Etter en inndrift på 3.5 m var styrerøret igjen på rett plass og alt var klart til trykking med full kapasitet. Det gjenstod da ca. 4 meter med frosne leirmasser, og den kunstige tiningen ble startet. Ved hjelp av 10 stk. fryserør ble det i løpet av et døgn tint såpass at man greide å trykke ytterligere 1 m. Tinerørene ble deretter fjernet da de nå stod i vegen for den videre trykkingen.

Ved hjelp av en shovel påmontert en jernbjelke ble det fra mottakersiden laget et hull i senter slik at massene fikk rom å bevege seg i under den avsluttende trykkingen. Det gjenstod frosne masser ca. 30 cm innenfor profilet rundt hele periferien da denne operasjon pågikk.

Før rørstrengen ble trykket inn i den utsprengte del i den frosne sonen ble det lagt ut en sandpute. Idet betongrørene var trykket så langt som de skulle inn i tunnelen, ble styrerøret demontert og en endeforskaling montert. Man støpte så ut det som var av hulrom mellom betongrør og fjell/leire. For ytterligere å sikre seg mot setninger når de frosne massene tinte, ble det injisert sement fra rørstrengen for å fylle ut evt. gjenværende hulrom.

KOSTNADER

De påløpte kostnader omregnet til prisnivå i 1982-kroner er følgende:

Injisering, frysing og tining	kr 2.850.000
Levering av betongrør og trykking	kr 1.700.000
Tilslutningsarbeider	kr 650.000
Sum	kr 5.200.000

Dette gir en løpemeterpris på kr 45.000.

FRYSESTABILISERING UNDER RÅDHUSPLASSEN I OSLO

Stabilization with artificial ground freezing under Rådhusplassen, Oslo.

Siv.ing. Arnulf J. Robsrud, Geoteknisk kontor, Oslo kommune.

SAMMENDRAG

Denne artikkelen beskriver bruk av fryse - stabilisering i forbindelse med bygging av en kloakktunnel i bløt leire under Rådhusplassen i Oslo. Fryserørsplan og temperaturutvikling under nedfrysingen blir omtalt. Videre ble poretrykksutviklingen og derav følgende setninger registrert. Til slutt er kostnadene ved prosjektet omtalt.

SUMMARY

This paper describes the use of stabilization with artificial ground freezing for the construction of a sewage tunnel in soft clay under Rådhusplassen, near the City Hall in Oslo. The lay-out of the freeze-pipes and the development of the temperature during freezing is discussed. Futhermore, the porepressure and the settlements were registered. At last the costs of the project is discussed.

INNLEDNING

Det er under bygging et felles avløpssystem som skal føre avløpsvannet fra Asker, Bærum og Oslo kommune til et større renseanlegg i Asker. Etter rensing skal det der slippes ut i Oslofjorden. Dette avløpssystemet består av et nett av tunneler (totalt ca 42 km) som hovedsakelig er fullprofilboret.

På tunnelstrekningen mellom Akershus Festning og Oslo Vestbanestasjon krysser traséen et løsmassebasseng over en strekning på ca 100 m under Rådhusplassen i Oslo. Traséen krysser løsmassebassenget på ca kote -13 som er ca 15 m under terrengnivå. Den store dybden vanskeliggjorde bygging av tunnelen fra terrengnivå. Forøvrig ble det ansett som meget viktig å la trafikken gå uhindret over Rådhusplassen som har meget stor trafikktetthet.

Astrup & Aubert A/S var hovedentreprenør for disse arbeidene og E. Strømme A/S var byggeteknisk konsulent. Forøvrig var Kværner Kulde A/S, Fjellsprengningsteknikk, Norges Byggforskningsinstitutt (NBI) og Institutt for kjøleteknikk, NTH involvert på forskjellige områder i prosjektet. Rørtrykkingen ble utført av Lundby rørtrykking A/B.

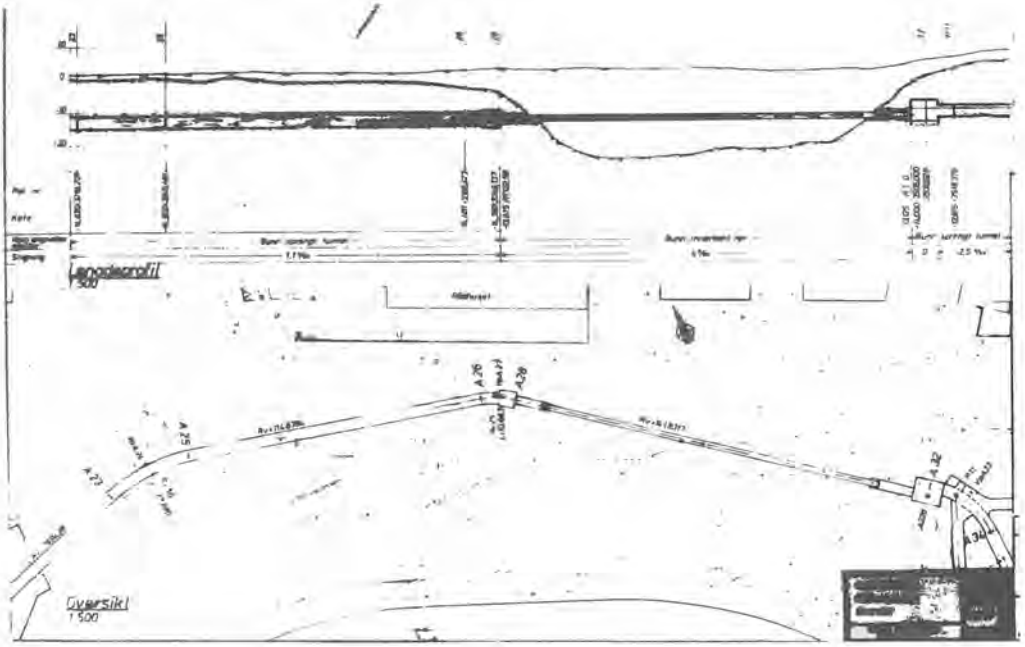


Fig. 21.1 Plan og profil av tunneltraséen under Rådhusplassen.

GRUNNFORHOLD

Fjellforløpet i begge overgangssonene mellom fjell og leire er relativt steilt med helning ca 3:1 ved Festningen, og ca 2:1 foran Rådhuset. Ved Festningen, som i fortsettelsen er kalt "trykksiden", har fjellet strøk nesten vinkelrett på tunneltraséen. Foran Rådhuset, som i fortsettelsen er kalt "mottakersiden", hadde fjellforløpet i den opprinnelige traséen strøk noe på skrå i forhold til tunneltraséen. Dette førte til at påhugget på mottakersiden ble flyttet ca 4 m mot nord-øst hvor fjellet hadde strøk mer vinkelrett på traséen.

Forøvrig består fjellet på trykksiden av mænaitt med alunskifer og på mottakersiden av kalkholdig leirstein. Løsmassene i området består av ca 4 m fylling over en lite sensitiv, meget plastisk bløt/middels fast leire med skjærstyrke varierende mellom 20 og 30 kN/m2. Vanninnholdet varierer mellom 35 og 45% og romvekten er i gjennomsnitt 19 kN/m3. Disse verdiene er hentet fra et typisk borprofil fra en prøveserie som er tatt ca 35 m nord-vest for trykkstasjonen. Forøvrig viser prøveseriene at det finnes et lag med sand og grus(morene) nærmest fjell langs hele traséen. Dette gjelder også i overgangssonene mellom fjell og leire i tunneltrasé ens nivå. Tykkelsen på gruslaget varierer, men antas å være i størrelsesorden et par meter. Porevannet i gruslaget er saltholdig, noe som tyder på drenasje fra sjøen.

FRYSESTABILISERING

Bruken av frysestabilisering øker internasjonalt, også i Norge har denne metoden blitt benyttet flere ganger. Undertegnede kjenner til 4 prosjekter. Metoden er imidlertid foreløpig meget kostbar og den benyttes bare der andre alternativer ikke er aktuelle. De største endringene som skjer i grunnen ved frysestabilisering er at jordens styrke øker mange ganger og at grunnvannet er under kontroll. Metoden kan være vanskelig å benytte hvis grunnvannet er i bevegelse. En grunnvannsstrøm med hastighet på 1 m pr. dag eller mer kan vanskelig-gjøre bruk av frysemetoden.

Nedfrysing av jord utføres ved å pumpe nedkjølt væske eller gass gjennom et dobbelt rør som er installert i massen som skal nedfryses. Frysevæsken pumpes vanligvis inn i innerrøret og returneres tilbake til pumpestasjonen gjennom ytterrøret som er tett i ene enden.

For tiden er det to frysemetoder som kan benyttes, disse kalles indirekte og direkte frysing.

Indirekte frysing

Prinsippet ved indirekte frysing er at en gass, vanligvis freon eller amoniakk, komprimeres til flytende væske som fordamper i en varmeveksler hvor fordampingsvarmen tas fra en annen væske, f.eks. saltlake eller glycol, som sirkulerer i fryserørene. Den komprimerte gassen sirkulerer i et sluttet system i varmeveksleren. Den kuldebærende væsken går også i et sluttet system gjennom fryserørene i jorden og tilbake til varmevekseleren. Denne metoden krever relativt omfattende riggutstyr og tempraturen på kjølevæsken som pumpes ut i fryserørene kan neppe nedkjøles til under ca -35°C. Den gir derfor et relativt langsomt innfrysingsforløp, og benyttes ved prosjekter hvor man ikke er avhengig av kort nedfrysingstid.

Direkte frysing.

Ved direkte frysing pumpes den komprimerte gassen direkte ut i fryserørene som er innstallert i jordmassen som skal nedfryses og fordamper der. Den mest effektive gassen som kan benyttes ved direkte frysing er flytende nitrogen som har en fordampningstemperatur på -196°C. Denne gassen må lagres i spesielle tanker hvorfra gassen pumpes direkte ut i fryserørene, og returgassen slippes ut i fri-luft. Dette kan av miljømessige hensyn i enkelte tilfeller medføre problemer.

Denne frysemetoden har små installasjonskostnader men forbruket av gass (nitrogen) medfører at driftskostnadene blir høye. Innfrysingsforløpet er meget raskt, men på grunn av de høye driftskostnadene benyttes denne metoden ved prosjekter der man er avhengig av en rask nedfrysingsperiode. Den ekstremt lave temperaturen på nitrogen medfører også at det stilles spesielle krav til materialvalget i fryserørene.

Forøvrig kan det aksepteres en noe høyere hastighet på en eventuell grunnvannsstrøm ved denne metoden. Undertegnede kjenner ikke til noe tilfelle hvor direkte frysing med nitrogen har vært benyttet i Norge.

BAKGRUNN FOR BEREGNINGER

Det ble ikke utført laboratorieforsøk på frossen leire i forbindelse med dette oppdraget. De data og løsninger som ble benyttet har vi kommet fram til ved å studere tidligere utførte arbeider hvor frysestabilisering har vært benyttet. Hovedsakelig prosjekter som er utført i Norge, men også artikler fra en del utenlandske tidsskrifter.

I beregningene for dette prosjektet ble det benyttet en skjærstyrke på 250 kN/m2 ved -10°C og en materialfaktor på 2,0. Ut fra saltinnholdet ble frysetempraturen stipulert til -1°C.

Videre viser tidligere prosjekter at en avstand mellom fyrserørene på 80-90 cm var passende for å få en overlapp av frossen masse. Utgangstempraturen i massene på 15 m dybde ble anslått til ca 6°C.

PRINSIPPLØSNING

Prinsippet for nedfrysingen er vist på Fig. 21.2. Skissene viser situasjonen før og etter frysing. Nødvendig fjell-dekning frem til løsmassene ble anslått til ca 5 m.

Fryserørene som er plassert i den indre ringen vil bli ødelagt når fjelltunnelen drives frem til løsmassene etter at frysingen er utført. Fryserørene i den ytre ringen skulle imidlertid forbli intakt etter sprenging og sørge for å holde løsmassene tilstrekkelig nedfrosset mens resten av riggarbeidene for rørtrykkingen ble utført. Det ble ansett som tilstrekkelig med 0,5 m teoretisk fjelldekning mellom

tunnelen og fryserørene i den ytre ringen når fjelltunnelen skulle drives frem til løsmassene. Dette nødvendiggjorde imidlertid forsiktig sprengning.

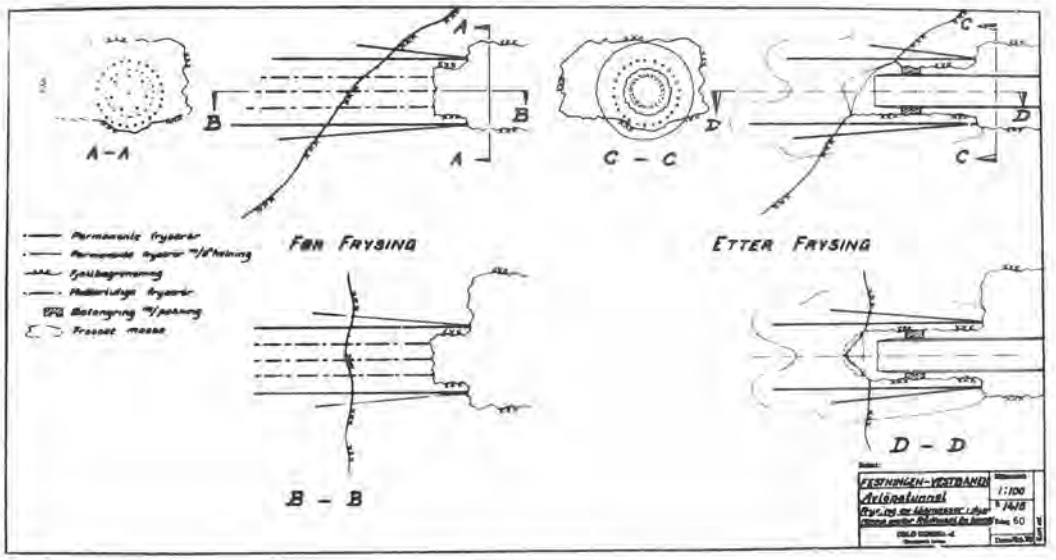


Fig. 21.2 Prinsippskisse av frysearbeidene i trykk- og mottakerstasjonene.

Utførte beregninger viste at det var nødvendig med en minst 1 m tykk frossen sone med -10°C foran åpningen på utsprengt fjelltunnel. For å tilfredsstille dette kravet måtte de vannrette fryserørene i den ytre ringen føres en viss lengde inn i løsmassene.

Med en teoretisk frysekapasitet på kjøleanlegget på 17000 Kcal/time (20 kW) ble det antatt å ta ca 35 dager før gjennomsnittstemperaturen var -25°C over tunnel-tverrsnittet. Det ble forøvrig opplyst at kjøleanlegget burde overdimensjoneres betydelig på grunn av diverse varmetap, noe som også ble gjort. Nødvendig lengde på fryserørene i den ytre ringen i leirmassene ble anslått til 5-6 m.

FRYSERØRSPLAN, TRYKKSIDEN

Det ble innsatt tilsammen 34 fryserør fordelt på to ringer, samt et fryserør i tunnelens senterlinje. Som vist på fig. 3 hadde den indre ringen med fryserør en diameter på ca 1,8 m, og den ytre ringen en diameter på ca 3,5 m. Monteringen ble utført på en stuff som var ca 4,0 m i diameter. For å få en ekstra sikkerhet på nedfrysingen i overgangssonen ble annet-hvert rør i den ytre ringen montert med 5° helning ut fra tunnelens ℄ mens alle de andre fryserørene ble montert parallellt med ℄. Dette førte til at skråørene i overgangssonen ble stående ca 60 cm utenfor den ytre ringen med parallelle fryserør. Forøvrig var rørplasseringen basert på at fryserørene skulle ha en innbyrdes avstand på mellom 80 og 90 cm. Fryserørene som var montert parallellt med senterlinjen var 12 m lange, hvorav 5-7 m lå i fjell og resten i leire. Fryserørene i skråhullene var imidlertid ikke mer enn 9 m lange, da disse bare skulle forsterke frostsonen i overgangen mellom fjell og leire.

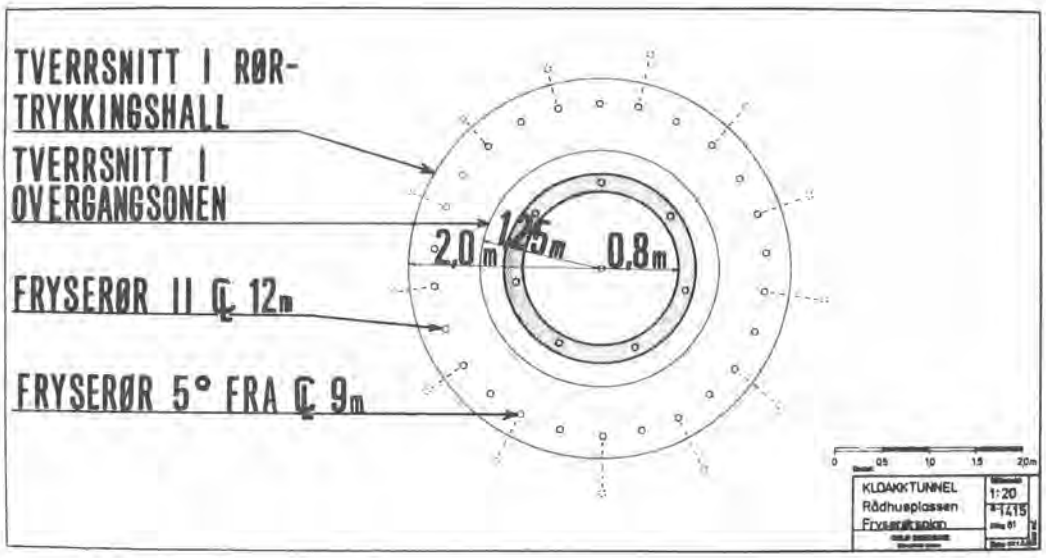


Fig. 21.3 Fryserørsplan på stuff.

Fryserørene var sammensatt av to sømløse stålrør med stålkvalitet St. 35,8. Ytterrøret hadde en ytterdiameter på 48,3 mm og godstykkelse på 2,6 mm. Innerrøret hadde en ytterdiameter på 26,9 mm og godstykkelse på 2,3 mm. Størrelsen på ytter- og innerrør bør ha et bestemt innbyrdes forhold for å oppnå maksimal effekt, men de dimensjonene som ble benyttet på trykksiden gav ikke den maksimale effekt.

TEMPERATURMÅLERE, TRYKKSIDEN

Før frysingen ble igangsatt ble det innstallert 54 temperaturmålere. Det ble i utgangspunktet tatt sikte på å montere disse midt mellom fryserørene. Se fig. 4. Foruten et par målere midt i tunneltverrsnittet resulterte dette i en indre ring med radius ca 2,0 m. I en ytre ring ble en del målere innsatt med ca 10° retningsavvik i forhold til tunnelens senterlinje for å kontrollere temperaturen i ytterkant av det nedfryste området.

I temperaturmålehullene som ble boret parallelt med tunnelens senterlinje, ble det montert 3 målepunkter i hvert hull som var ca 12 m langt regnet fra stuff. Det første målepunktet ble plassert i overgangssonen, og de 2 neste ble plassert henholdsvis 2,5 m og 5 m inn i leirmassene. Temperaturmålehullene hadde på denne måten målepunkter i 3 forskjellige snitt langs tunnelaksen. I hvert av de skråstilte temperaturhullene ble det imidlertid bare montert et målepunkt i overgangssonen.

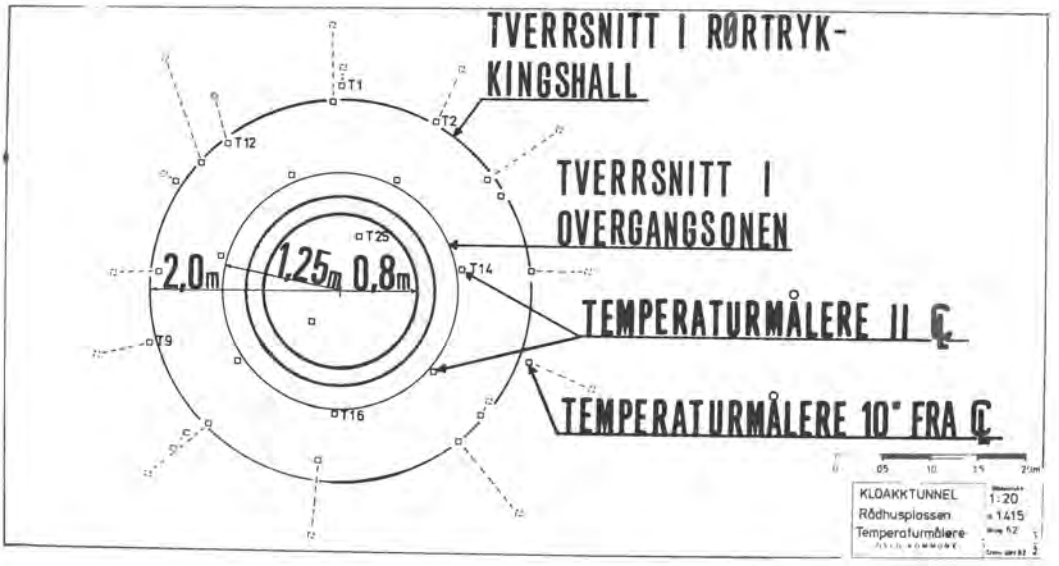


Fig. 21.4 Plan over temperaturmålere på stuff.

Som temperaturmålere ble det benyttet copper/constantan ledninger. I disse ledningene endrer motstanden seg avhengig av temperaturen. Dvs. under konstant tilførsel av spenning vil den målte strømstyrken bestemme motstanden hvorfra temperaturen kan bestemmes.

Hull for temperaturmålerne bør bores før fryserørene er montert, ellers kan fryserørene bli skadet ved boring av temperaturmålehullene. Skadevirkningen av dette er større enn om noen temperaturmålere blir ødelagt.

FRYSEFORLØP, TRYKKSIDEN

Fryseaggregatet som ble benyttet var en 4-sylindret kompressor med kapasitet på 38500 Kcal/h, dvs. ca. det dobbelte av den v/NBI teoretisk beregnet nødvendige kapasitet. Aggregatet er basert på indirekte frysing med freon som kuldekilde og saltlake som kuldebærer. Saltlaken inneholdt ca 30% calciumclorid(veisalt) og har en frysetemperatur på ca - 50°C. Laken er imidlertid ikke brukbar ved så lave temperaturer da den blir ganske tungtflytende før den fryser. Saltlaken ble nedkjølt til ca - 26°C av freon som hadde en temperatur på ca - 45°C.

Frysingen ble igangsatt 12. okt. 1981 og man hadde 6 uker til rådighet før frysingen måtte avsluttes. I følge beregningene som var utført ville man ha rikelig tid til nedfrysingen.

Tempraturutviklingen viste imidlertid at det var nødvendig å fryse lenger enn beregnet. Frysingen pågikk hele tiden man hadde til disposisjon. Utsprengning av den gjenstående fjelltunnelen måtte påbegynnes 24. nov. 1981 for å holde det oppsatte tidsskjema. Tunneltverrsnittet var ved avsluttet frysing tilstrekkelig godt nedfrosset. Den indre kjernen med en diameter på ca 4 m hadde en temperatur på nedimot -20°C i overganssonen mellom fjell og løsmasser. I et snitt 2,5 m ut i leiren var imidlertid temperaturen noe høyere, ca - 15°C, og 5 m ut i leiren var gjennomsnittstemperaturen ca -5°C i den indre kjernen. I den indre kjernen ble 8 av fryserørene koblet ut 10. nov. 1981 for å øke effekten på de resterende fryserørene. Man mente å ha oppnådd tilstrekkelig lave temperaturer i de sentrale deler av tverrsnittet.

Årsaken til at frysetiden var lenger enn beregnet skyldes trolig flere ting. Som det kan ses av fig. 21.5 og 21.6 var utgangstemperaturen i overgangssonen mye høyere enn forutsatt (6°C). De fleste målerene viste mellom 10 og 14°C. Enkelte målere hadde en utgangstemperatur på over 19°C. De høye utgangstemperaturene skyldes trolig herdningsvarme fra sementinjiseringen, noe som trolig forårsaket at frysetiden ble lenger enn antatt. Videre hadde man ikke tatt tilstrekkelig hensyn til det kuldetap en har i fryserørene fra aggregat til massene som skal nedfryses. Dette kan reduseres ved å isolere fryserørene før de går inn i fjell.

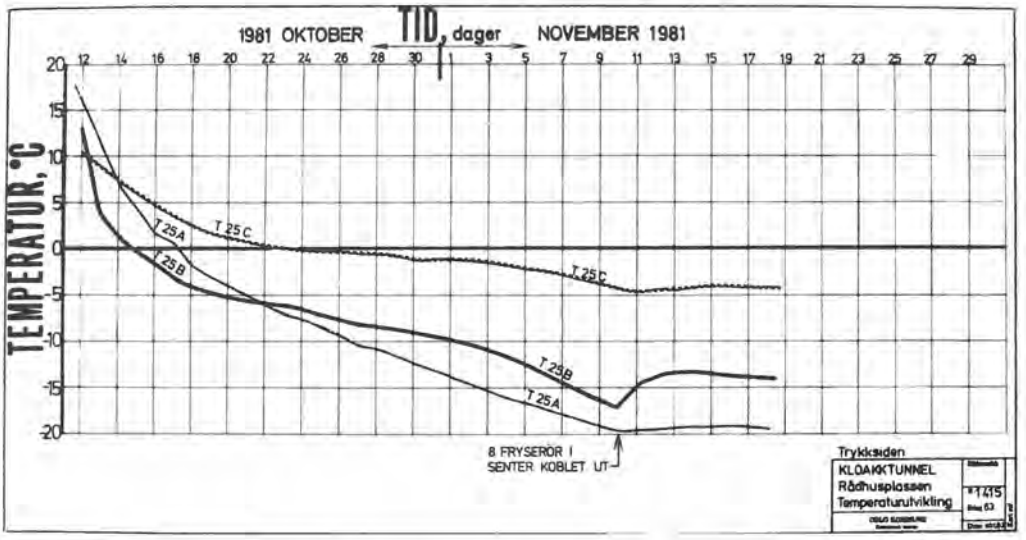


Fig. 21.5 Fryseforløp i tre forskjellige snitt i tunneltraséen.

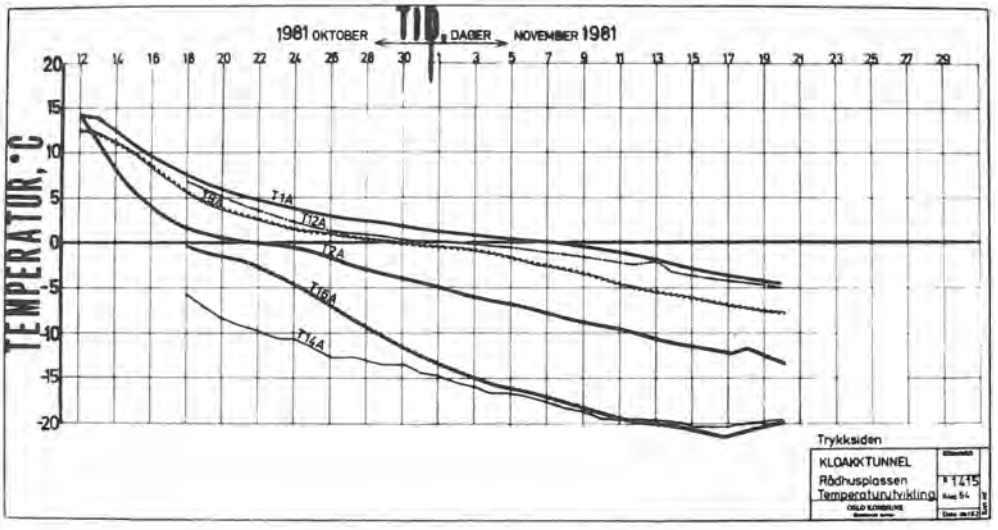


Fig. 21.6 Fryseforløp i tilfeldige målepunkter i overgangssonen.

Utsprengningen av den gjenstående 6 m lange fjelltunnelen tok 3 dager.

VEDLIKEHOLDSFRYSING, TRYKKSIDEN

Etter samråd mellom entreprenør, underentreprenører og konsulenter ble den endelige løsningen på dette prosjektet noe endret i forhold til den tidligere omtalte prinsippløsningen (fig. 21.2). Det ble i nedfrysningsperioden klarlagt at frysestabiliseringen måtte fungere i drøye 3 uker. Man så da en mulighet for at vedlikeholdsfrysingen kunne utføres uten å benytte seg av indirekte frysing.

Beregninger som ble utført ved Institutt for kjøleteknikk viste at det var mulig å forsinke tineprosessen så mye at stabiliteten i de frosne massene ville være tilfredsstillende i drøye 3 uker. Dette var nødvendig for å få tid nok til å etablere en permanent sikring mot innpressing av løsmasser i tunnelen. En isolasjonsvegg bestående av ca 10 cm isopor ble montert et par meter bak stuff, som på det tidspunktet var ved de nedfryste løsmassene i overgangssonen. Mellom isolasjonsveggen og stuffen ble det montert en kuldevifte som ville holde lufttemperaturen mot stuff under $-20^{\circ}C$. Viftens aggregat var plassert innenfor isolasjonsveggen slik at dennes varmeutvikling ikke ville heve temperaturen mot stuffen. På grunn av kuldeviften ville temperaturen ca 1 m inne i leiren beregningsmessig være snaue $-10^{\circ}C$ etter drøye 3 uker. Det sistnevnte tilfredsstilte en av forutsetningene for stabiliteten av den frosne leiren. Se fig. 21.7.

For å kontrollere temperaturutviklingen under vedlikeholdsfrysingen ble det innmontert 13 temperaturmålere som vist på fig. 21.8. Det ble boret 5 hull i ytterkant av tunneltverrsnittet 45° vinkel i forhold til tunnelens senterlinje og plassert 2 temperaturmålere i hvert hull, henholdsvis 1 og 2 m inn i de frosne løsmassene. I tillegg ble det plassert 3 temperaturmålere i tunnelens senterlinje, i 1, 2 og 3 m dybde. Som det fremgår av fig. 21.8 steg temperaturen raskt til mellom -8 og $-10^{\circ}C$, men så ut til å stabilisere seg på dette nivået.

Mens vedlikeholdsfrysingen pågikk ble det arbeidet på spreng med å montere rørtrykkingsutstyret. Dette gikk noe raskere enn planlagt og kunne avsluttes etter snaue 3 uker da man hadde etablert en permanent sikring mot innpressing av leire.

Sikringen mot innpressing av leire bestod av en 2 m tykk støpt tetningsring rundt styrerøret hvor åpningen ble lukket med en innebygget lukkemekanisme. Tetningsringen ble støpt 9. des. 1981 og isolasjonsveggen ble fjernet dagen etter.

Rommet mellom styrerøret og de nedfryste massene ble fylt med leire så langt dette lot seg gjøre for å unngå bevegelse

i løsmassene etter opptining. Da dette var gjort tok rørtrykkingsmannskapene juleferie til 4. jan. 1982.

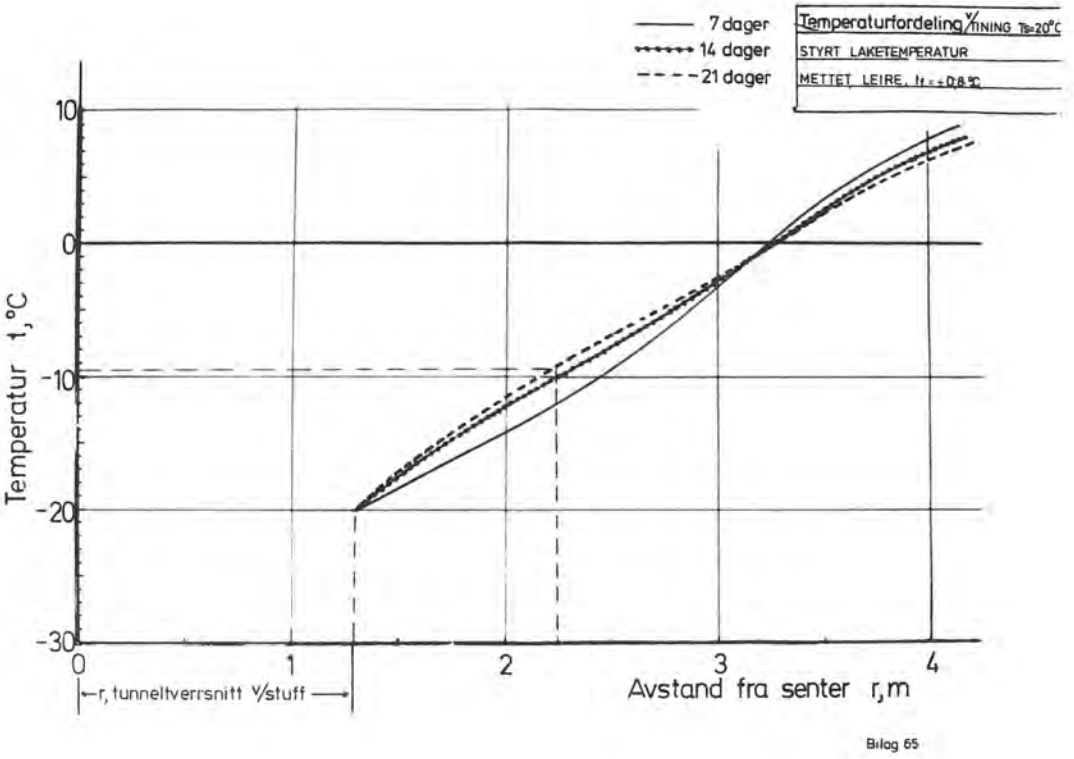


Fig. 21.7 Temperaturfordeling ved tining avhengig av tid og avstand fra tunnel.

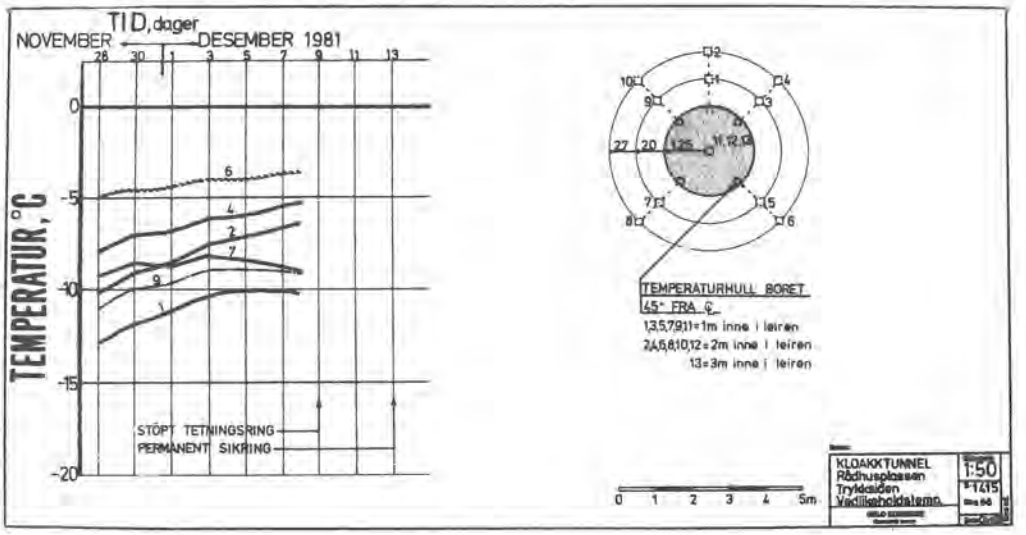


Fig. 21.8 Temperaturforløp ved vedlikeholdsfrysing (nye målepunkter).

TINEFORLØPET, TRYKKSIDEN

Naturlig tining begynte i realiteten når isolasjonsveggen ble fjernet, men den kunstige tiningen begynte ca 3 dager etter at løsmassene var sikret, da det ble innmontert 6 tinerør (doble) hvor det ble pumpet inn varmt vann med temperatur på ca 90 °C. Disse rørene var 5 m lange og ble montert i en sirkel med diameter ca 1,4 m gjennom borede hull i lukene på styrerøret.

Etter 6-7 dager ble lekkasjen mellom tetningsringen og styrerøret relativt stor, noe som tydet på at løsmassene begynte å få en temperatur på over null. Tiningen ble avsluttet 2. jan. og selve rørtrykkingen begynte 5.jan. 1982.

MOTTAKERSIDEN

I prinsippet ble fryserør og temperaturmålere på mottakersiden montert på samme måte og etter samme mønster som på trykksiden.

Fryseutviklingen gikk imidlertid betydelig raskere enn på trykksiden. Dette skyldes at fryseaggregatets kapasitet ble øket med 50% og alle slanger som transporterte saltlake ble isolert før de gikk inn i fjell.

Vedlikeholdsfrysing og tining ble også i prinsippet utført på samme måte som på trykksiden. Rørstrengen på mottakersiden ble imidlertid presset gjennom delvis nedfrosset masse. Ca. kl. 14.00 18. jan. 1982 skar styrerøret seg pent og pyntelig ut av stuffen på mottakersiden.

PORETRYKKSUTVIKLING

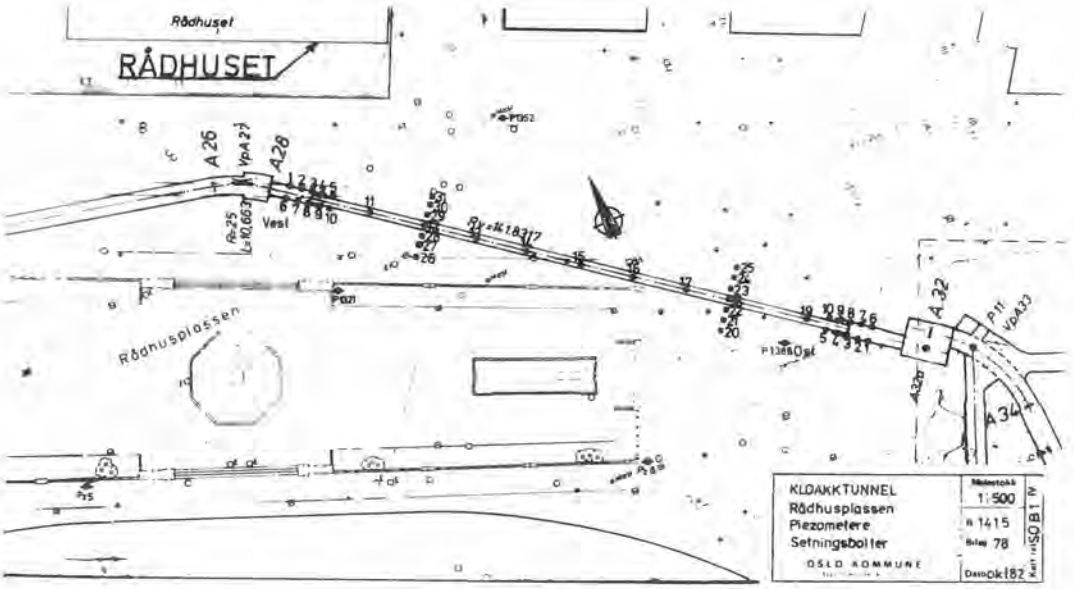


Fig. 21.9 Oversikt over piezometere og setningsbolter.

Som det fremgår av fig. 21.10 og 21.11 ble poretrykket først berørt av tunnelarbeidene da det ble boret for injisering i overgangssonen i rørtrykkingshallen i slutten av august 1981. Poretrykket som ble registrert ved fjell, i en hydraulisk poretrykksmåler, Pz 6, ca 45 m vest for rørtrykkingshallen falt da ca 55 kN/m2. Poretrykket her steg imidlertid meget raskt til sitt opprinnelige nivå fordi lekkasjen stoppet når frysingen ble igangsatt på trykksiden. Dette tyder på godt tilsig av vann, trolig fra sjøen. Tine- og rørtrykkingsarbeidene forøvrig ble også klart registert i denne måleren.

Pz 5 som står nesten 70 m sør-vest for mottakerhallen, reagerte på de forskjellige arbeidsoperasjonen som ble utført, men da avstanden er så stor blir reaksjonene noe sene. Poretrykksfallet var her maksimalt 35 kN/m2.

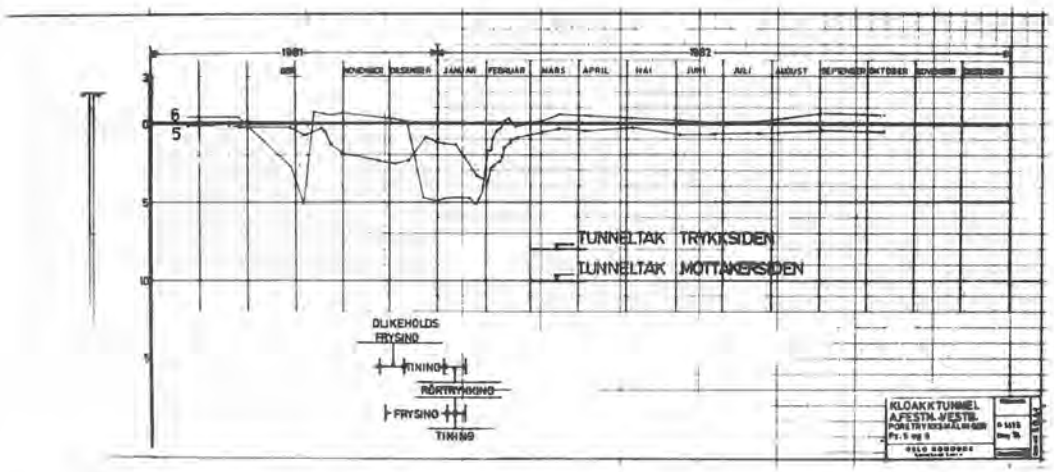


Fig. 21.10 Poretrykksforløp Pz 5 og 6.

I slutten av oktober og begynnelsen av november 1981 ble det nedsatt 3 elektriske poretrykksmålere til fjell, for å få en bedre kontroll med poretrykket. GN 1388 ble satt ned drøye 10 m vest for rørtrykkingshallen og reagerte som ventet raskt på de arbeidene som pågikk der. Maksimalt poretrykksfall under tine- og rørtrykkingsarbeidene var ca 90 kN/m2. Dette tilsvarer et poretrykkspotensial på kote -8,0 tilsvarende nivået på taket i rørtykkingshallen. Etter at tetningsarbeidene var avsluttet steg poretrykket raskt mot sitt opprinnelige nivå. For raskere å reetablere det opprinnelige poretrykket ble det 8. februar 1982 påsatt infiltrasjon av vann i rørtrykkingsstasjonen. Infiltrasjonen

ble avsluttet 15. feb., og medførte et lite poretrykksfall, se fig. 21.11.

Pz 1321 som ligger 20 m sør for mottakerhallen reagerte raskt på de arbeidene som ble utført der. Største poretrykksfall i tineperioden var ca 40 kN/M2 under opprinnelig nivå, og relativt rask poretrykksøkning etter at tetningsarbeidene var avsluttet.

Pz 1352 ligger 40 m øst for mottakerhallen og reagerte lite på arbeidene der. Maksimalt poretrykksfall var ca 25 kN/m2. Dette skyldes trolig at måleren står et stykke unna sjøen.

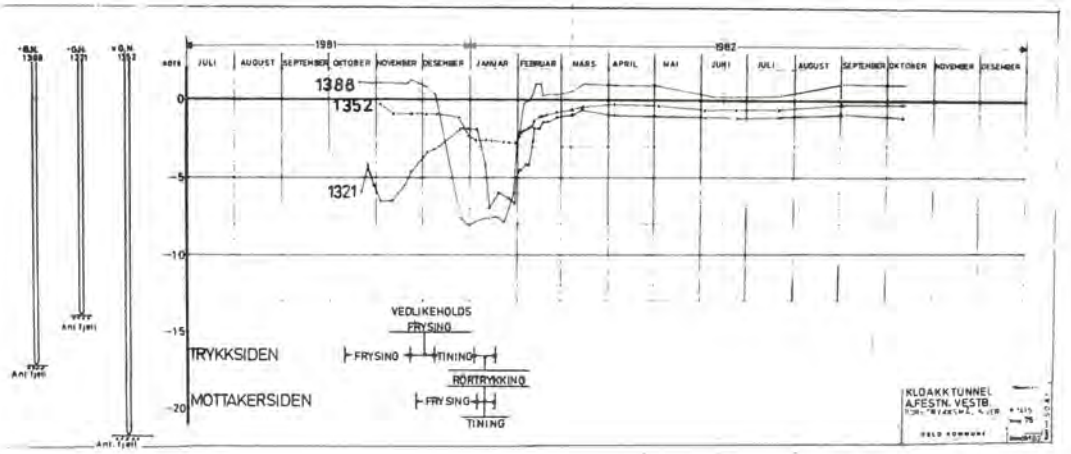


Fig. 21.11 Poretrykksforløp 1321-1352-1388.

Det antas at poretrykkspotensialet ved trykk- og mottakerstasjonene periodevis har vært helt nede på tunnelnivå på ca kote 112,0.

Man vurderte kontinuerlig under arbeidets gang nødvendigheten av infiltrasjon for å opprettholde poretrykket, men av frykt for bivirkninger som f.eks. utvasking ble dette bare benyttet en gang. Poretrykket steg allikevel raskt til sitt opprinnelige nivå når arbeidene var ferdig og faren for store setningsskader på grunn av poretrykksfallet ble ansett for mindre enn hva en utvasking kunne forårsake.

SETNINGSMÅLINGER

Det ble 15. sept. 1981 satt ned 10 setningsbolter over trykkstasjonen og 10 bolter over mottakerstasjonen. Noe senere ble det satt ned bolter for hver 10 m i tunneltrasé-

ens senterlinje, se fig. 21.9. Målinger ble utført med jevne mellomrom mens rørtrykkingsarbeidene pågikk og resultatet av målingene er vist på fig. 21.12 og 21.13.

I fig. 21.12 fremgår det at setningene hovedsakelig har gjort seg gjeldende over trykk- og mottakerstasjonene. På trykksiden er det registrert maksimalt 20 cm setning og på mottakersiden er det registrert maksimalt 13 cm. I tunneltraséen mellom trykk- og mottakerstasjonene er det målt ca 2 cm setning.

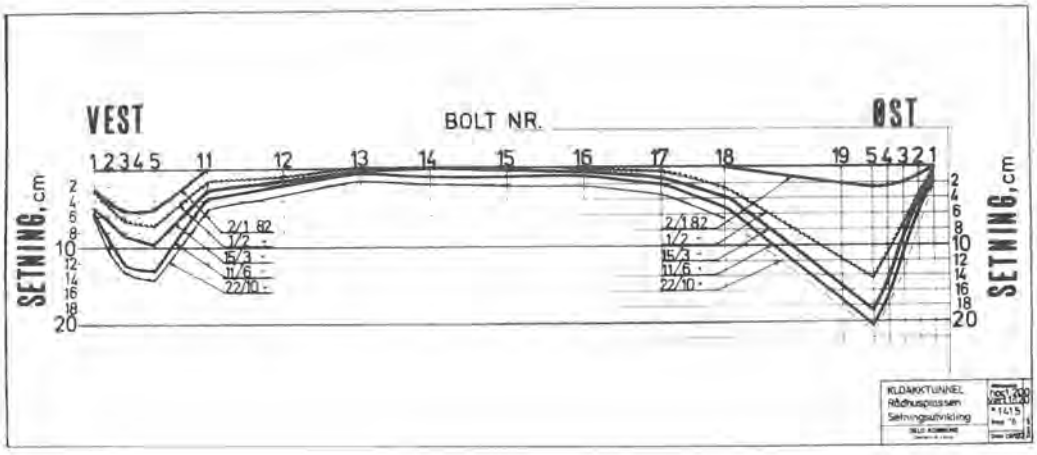


Fig. 21.12 Setningsutvikling langs traséen.

I fig. 21.13 fremgår det at setningshastigheten er størst under tine- og rørtrykkingsperiodene, når poretrykksfallet er størst. Både på trykk-og mottakersiden ble det registrert en liten heving av terrenget under fryseperiodene. Dette kan skyldes telehiv i terrengnivået eller svelling p.g.a. økende poretrykk.

Setningsforløpet over trykk- og mottakerstasjonene tyder på at de setningene som fremdelses gjenstår er ubetydelige.

Ut fra setningsmålingene kan man trekke den slutning at det i hovedsak er poretrykksreduksjon som har forårsaket den setning som har skjedd i området. Selve rørtrykkingen har trolig forårsaket at setningene har blitt noe større i traséens senterlinje enn ellers. Dette kan skyldes at det har blitt tatt ut mer løsmasse enn framdriften av rørtrykkingen skulle tilsi eller at leire har "klabbet" seg fast på utsiden av betongrørene. Selve frysingen antas å ha hatt meget liten innvirkning på setningenes størrelse.

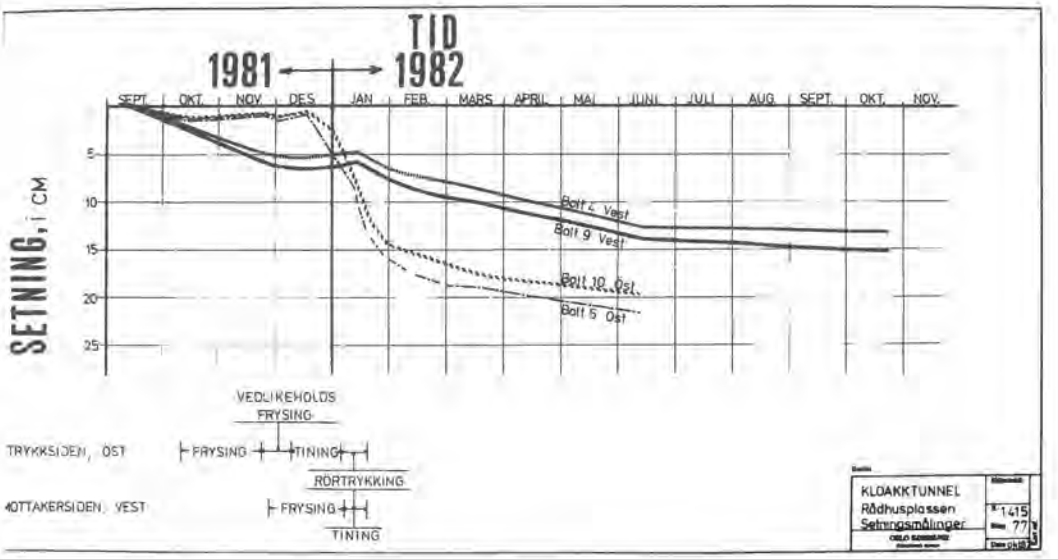


Fig. 21.13 Setningsutvikling over trykk- og mottaker-stasjonene avhengig av tiden.

ØKONOMI

Kostnadene i forbindelse med frysestabiliseringen på begge sider av løsmassebassenget er:

Fryserør, temp. målere, installering	kr.	820.000,-
Frysing, aggregat	"	880.000,-
Tining	"	200.000,-
Totalt	kr.	1.900.000,-

Prisene er basert på utførte arbeider i følge kontrakt, og er oppgitt i 1978 kr.

Totalt ble det nedfrosset ca 400 m3 masse, prisen pr. m3 blir da ca kr. 4.800,-. Denne enhetsprisen antas å ligge noe høyt fordi det nedfrosne volum var relativt lite.

AVSLUTNING

Frysestabilisering er hittil lite brukt i Norge, og erfaringene med denne metoden er meget begrenset. Det sier seg dermed selv at arbeidene har stilt betydelige krav til entreprenører, byggherre og konsulenter, og til samarbeidet mellom disse. En rekke spørsmål og problemer har dukket opp under veis. Disse har imidlertid latt seg løse på tilfredsstillende vis, og det er vår vurdering at gjennomføringen av prosjektet har vært vellykket. Dette bekreftes ved at de oppsatte tidsplaner har vært overholdt og at kostnadene stort sett har vært som forventet.

LITT OM FROST OG FROSTSIKRING AV VEGTUNNELER

Frost protection of road-tunnels.

Siviling. K. Borge Pedersen, Veglaboratoriet.

SAMMENDRAG

I Norge blir det årlig bygd mellom 10-15 km vegtunneler. En stor del av disse ligger i områder med kalde vintre.

Problemer av forskjellig art oppstår i tunnelenes frostsoner hvor lekkasjene ikke fryser tørre. Dette medfører blandt annet trafikkfare og store problemer med vedlikeholdet.

De viktigste frostsikringsmetodene er:

- injeksjon
- isolerte platehvelv
- ekstrudert polyetylen (Ethafoam)
- dobbelt utstøping med membran
- isolering av såle og grøfter.

SUMMARY

In Norway there are about 10-15 km of road tunnels built annually, a large proportion of the tunnels are situated in areas with severe frost.

Problems invariably arise in this context in that part of the tunnel's frost zone where the leakages do not freeze dry. Accumulation of ice along walls and in ditches often clogs up the drainage paths, causing water to spill on to the road where it freezes, making driving hazardous and creating difficulties for the maintenance crews.

The five main methods of permanent frost protection in road tunnels are:

- injection
- insulated panels, aluminium sheets with rockwool insulation or glass fiber reinforced polyester with polyurethane foam in the centre
- extruded polyethylene (Ethafoam)
- concrete lining waterproofed with membrane
- insulation of ditches and road construction with extruded polystyrene (Styrofoam).

INNLEDNING

Det finnes i dag ca. 300 tunneler på riksvegnettet i Norge med en samlet lengde på over 150 km. Mindre enn 3% av tunnelenes samlede lengde er fullt utstøpt og bare ca. 60 stykker er utstyrt med belysning, mens knapt 15 har mekanisk ventillasjon. I mange tunneler utgjør etterarbeidet rundt 40-50% av totalkostnadene man har da regnet med vann- og frostsikring, rensk, bergsikring samt drenering og overbygning. Vann- og frostsikring er normalt en av de største utgiftspostene ved etterarbeidet, og i enkelte tilfeller kan prisen komme opp i det samme som det koster å sprenge ut tunnelen (rådriften). Man har derfor i de senere årene satset tid og penger på å utvikle vann- og frostsikringsmetoder som er økonomiske og kan tilpasses det lokale behov - samt ivareta trafikksikkerheten.

HVILKEN SKADER KAN FROSTEN FORÅRSAKE I EN TUNNEL ?

I tørt godt berg gjør frosten sjelden noen skade. Nær tunnelåpningene hvor temperaturforandringene i døgnet ofte er betydelige, kan det dannes spenninger i berget som vil forårsake en viss forvitring, men noe problem er ikke dette her i landet. Det er først og fremst i forbindelse med vått berg og vannlekkasjer at frost i vegtunneler byr på vanskeligheter. Som kjent utvider vann seg ca. 9% når det fryser, og denne prosessen (frostsprenging) vil kunne utvide sprekker og sprenge løs biter og blokker fra berget. Ved siden av frostsprenging følger det også med en rekke andre problemer i en usikret vegtunnel:

- Is i tak og vegger løsner og faller ned i mildværsperioder og om våren.
- Drensgrøftene fryser til, noe som ofte fører til iskjøving i kjørebanen.
- Vannsiget fra taket fryser på kjørebanen og danner issvuller.
- Skader oppstår på lysarmatur når den brytes ned av islast.
- På grunn av isdannelser i tunnelsålen kan man få ujevn kjørebane.

FROSTINNTRENGNING I VEGTUNNELER

Frost trenger inn i tunneler ved at kald luft strømmer innover. Avkjøling av berget vil derfor først og fremst skje ved ledning og konveksjon.

De forskjellige effekter som følger med langbølget varmeutstråling som vi kjenner fra vegen ute i friluft, vil ikke forekomme i en tunnel, f.eks. rim og isdannelser på isolerte strekninger.

På vindstille dager vil trekken i horisontale tunneler være lik 0 når temperaturen ute og inne er noenlunde lik. Hvis berget har høyere temperatur enn luften vil den kunne varme opp luftmassene slik at varm luft strømmer ut oppe i taket i begge tunnelender, og kald luft strømmer inn langs vegbanen. Utover vinteren vil imidlertid frosten etter hvert trekke igjennom tunneler av denne type, mens det i de lengre vil være et parti i midten som er frostfritt. Hvor langt frosten vil trenge inn i horisontale tunneler er avhengig av dens lengde, frostmengden på stedet og eventuelle lufttrykkforskjeller mellom tunnelåpningene. Ved de korte tunnelene (< 500 m) vil også de fremtredende vindretningene i vintermånedene være en medvirkende faktor for frostinntrengningen.

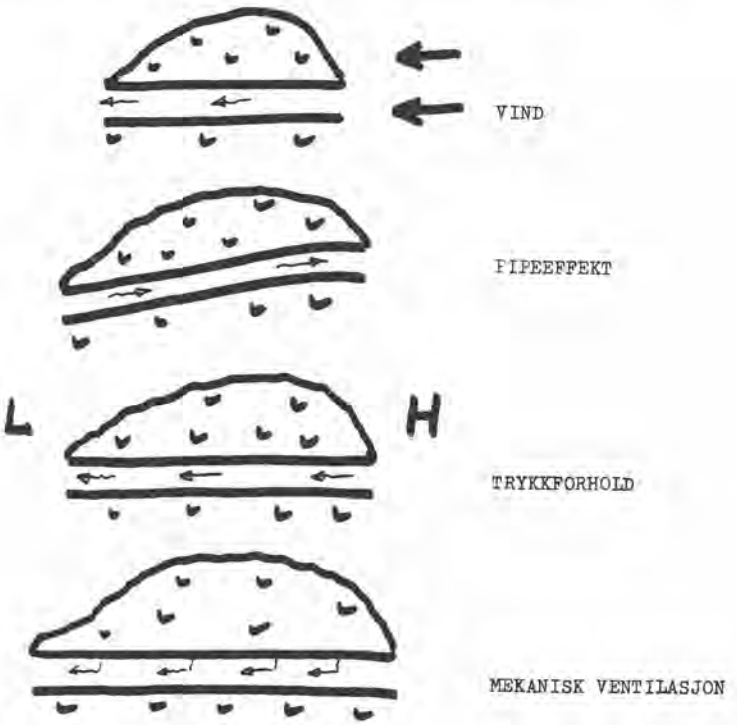


Fig 1. Faktorer som forårsaker frostinntrengning i vegtunneler

I tunneler med stigning vil trekkretningen være dominert av "pipeeffekten". Normalt ligger temperaturen i berget i de lange tunnelen (> 1000 m) fra 3-6°C hele året. Lavest vil bergtemperaturen være i våre nøyfjellstunneler, særlig hvis den har liten overdekning. I ekstreme kuldeperioder kan lufttemperaturen falle under 0°C selv 2-3 km inne i berget. Da varm luft har mindre tetthet enn kald luft, vil den varme luften stige i den retningen tunnelen stiger, og kald luft trekkes inn fra den åpningen som ligger lavest.

Denne effekten er minst ved de korte tunnelene (mindre temperaturgradient), men på kalde dager med rolige vindforhold lar imidlertid effekten seg registrere i tunneler med lengder på ned til 200 m og 10 °/oo stigning. Om sommeren er forholdet omvendt, temperaturen ute er høyere enn inne i tunnelen, og trekkretningen blir derfor motsatt.

Noen av våre høyfjellstunneler ligger slik at de drenerer kaldluft fra høyfjellsplatåer. Her vil frosten kunne trenge inn fra øvre ende selv med stigning på inntil 60 °/oo mot trekkretningen.

I vegtunneler med stor trafikk vil en måtte montere inn ventillasjonsvifter. Dette vil i de fleste tilfeller føre til større frostmengder i tunnelen, hvis ikke ventillasjonslufta er forvarmet.

Fig 2. Iskjøving i tunnel.

FROSTDIMENSJONERING I VEGTUNNELER

Den beregningsmetode som er skissert her, bygger på temperaturmålinger utført av fylkene i en rekke tunneler. Man har forsøkt å få med målinger fra tunneler i forskjellige klimasjoner. Rent praktisk har man funnet det riktig å knytte temperatursonene sammen med frostmengdene. Man har også funnet en sammenheng mellom frostmengden, årsmiddeltemperaturen og beliggenhet, og dette kan man dra nytte av ved beregning av luftens frostmengde på et anlegg.

Ved å benytte frostmengdedata for en årrekke kan man bestemme sannsynligheten for at en bestemt frostmengde vil overskrides. Dette åpner muligheten for en frostteknisk dimensjonering alt etter den frostbelastning man mener konstruksjonen tåler.

Frostmengden angir vintertemperaturen med et tall, og den er definert som tidsintergralet av negativ temperatur gjennom vinteren. Det finnes kart som viser midlere frostmengde (F_2) og maksimal frostmengde (F_{100}) i Norge, se også figur 3. Som generell dimensjonerende frostmengde for vegbygging har man valgt F_{10}.

Frostmengde	Sannsynlighet for overskridelse i enkeltår		Forventet antall overskridelser i gjentaksperioden
F_2	50%	1:2	1 gang i 2 års perioden
F_5	20%	1:5	1 gang i 5 års perioden
F_{10}	10%	1:10	1 gang i 10 års perioden
F_{100}	1%	1:100	1 gang i 100 års perioden

Fig 3. Ved å benytte frostmengdedata for en årrekke, kan man bestemme sannsynligheten for at en bestemt frostmengde vil overskrides.

Erfaringsdata til nå har vist at F_2 gir for dårlig sikkerhet i dimensjoneringen.

F_{10} kan finnes i tabeller for de enkelte kommunesentre, men den kan også beregnes ut fra et steds årsmiddeltemperatur (se Frost i Jord nr. 17). Regner man med adiabatiske forhold, kan den normale vertikale lufttemperatur bestemmes ved hjelp av figur 4.

	Område	°C/100 m stigning
1	Brattlendte kyststrøk, alle høydeforskjeller	- 0,70
2	Frittliggende indre strøk, alle høydeforskjeller	- 0,60
3	Trange daler i innlandet, små høydeforskjeller	- 0,30
4	Åpne daler i innlandet, små høydeforskjeller	- 0,14

Fig 4. Regner man med adiabatiske forhold, kan normal vertikal lufttemperatur bestemmes ved hjelp av tabellen.

Når anleggets årsmiddeltemperatur er kjent, kan men gå inn i figur 5 og finne den ønskede frostmengde i luften, F_{10}.

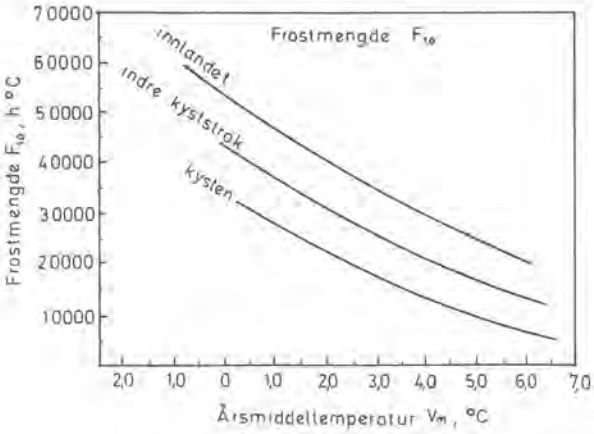


Fig 5. Når anleggets årsmiddeltemperatur er kjent, kan man gå inn i diagrammet og finne ønsket frostmengde.

Figur 6 kan man bruke til å beregne frostinntrengningen i vegtunneler uten mekanisk ventillasjon.

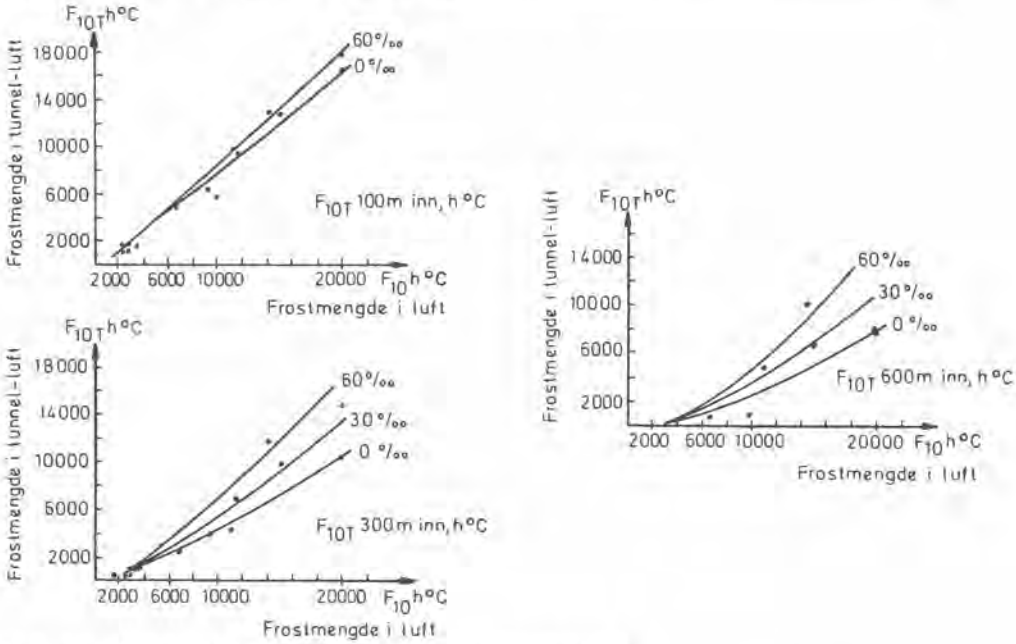


Fig 6. Frostdiagrammer for vegtunneler

For å beregne frostmengden videre innover fra pel 600, kan man som tommelfingerregel redusere denne med 600 h°C pr. 100 meter. I lange tunneler med stigning går sjelden

frosten lenger inn enn 200-300 meter fra øvre åpning.

KORTFATTET BESKRIVELSE AV NOEN SIKRINGSMETODER MOT FROSTSKADER

På steder hvor frostmengdene er moderate (F_{10} < 10000 h°C) vil man i korte tunneler få stadig nydannelser av is. I de lange tunnelene vil problemene med isdannelser som regel innskrenke seg til partier nær munningene. Er frostmengden relativ stor (F_{10} > 10000 h°C), vil de korte tunnelene ofte fryse helt tørre om vinteren, mens det vår og høst stadig dannes is. De største problemene får man som regel i de lange tunnelene når frostmengden er stor, og lekkasjene relativt moderate, ofte bare små takdrypp. Bare korte partier nær munningene vil kunne fryse tørre. Har tunnelen stigning, og den er meget lang, vil det frostfrie partiet som regel ligge nær den munningen den naturlige trekken er rettet ut (pipeeffekten).

En rekke metoder kan benyttes for å hindre frostproblemer i våre vegtunneler, og de viktigste metodene er summert opp i figur 7.

Sikringsmetode	Benyttes vanligvis	Pris ca.
a) Injeksjon	Best ved få klare avgrensede sprekker. Vanskelig å tette 100%, men lekkasjene kan begrenses betydelig.	1500,- 2500,- kr/lm tunnel
b 1, 2) Isolert platehvelv	Benyttes der berget forøvrig kan sikres med bolter, bånd og nett.	8000,- 9000,- kr/lm tunnel
c) Ekstrudert PE-skum. (Ethafoam)	Klare avgrensede punktlekkasjer. Bør ikke brukes i tunneler med stor gangtrafikk.	300 kr/m^2
d) Dobbel utstøping med membran	Ved vanskelige stabilitetsforhold og store lekkasjer.	30000,- 40000,- kr/lm tunnel.
e) Isolering av såle og grøfter	Benyttes sammen med de andre sikringsmetodene, og der grøftene passerer frostsonen.	35 kr/m^2 isolasjon

Fig 7. Vanlige krav til frostdimensjonering av forskjellige sikringsmetoder er vist i figur 8.

TYPE FROSTSIKRING	FROSTMENGDE I TUNNELLUFTEN
Behov for såleisolasjon (ekstrudert materialer)	$F_{10T} > 8000$ h°C
Grøfteisolasjon hvis vannmengden i grøfta ≥ 1 l/sek.	$F_{10T} > 6000$ h°C
Grøfteisolasjon hvis vannmengden i grøfta < 1 l/sek.	$F_{10T} > 4000$ h°C
Isolert platehvelv. Platehvelv føres minst 2 m fra lekkasjesonen når $F_{10T} \geq 10000$ h°C. Når $F_{10T} < 10000$ h°C, føres hvelvet minst 1 m fra lekkasjesonen.	$F_{10T} > 3000$ h°C

Fig 8. Frostdimensjoneringskrav

a) Injeksjon.

Vanligvis bør ikke berget være dårligere enn at det kan sikres med bolter, hvis man skal tette det med injeksjon. Arbeidet bør dessuten foretas i den årstid lekkasjene er størst. I prinsipp går injeksjon ut på å presse injeksjonsmidler inn i vannførende sprekker. Borhullene plasseres i en avkortet kjegleflate over tunnelhvelvet, og disse tilføres injeksjonsmiddel slik at det dannes en tett skjerm som avleder vannet ut til siden for tunnelen. Ved tverrsgående sprekker går dette vanligvis etter teorien, men ved langsgående sprekker kan man få problemer. Ofte må man her bore drenasjehull for å avlede vannet til grøftene.

I regelen er det de store lekkasjene som er lettest å tette. Dette er trolig på grunn av at disse kommer fra klart synlige sprekker, slepper eller knusningsoner som er lette å treffe med borhull. Det hender imidlertid at store lekkasjer er summen av mange små fra en tett, men fin oppsprekning. Her vil det i praksis ofte være meget vanskelig å få tettet helt. Dette kommer av at man ikke treffer alle lekkasjebanene med borhullene. Sprekkenes geometri setter også grenser for hvor langt injeksjonsmidlet trenger inn.

For å unngå at frosten sprenger løs steinblokker, bør sprekkesystemet tørrlegges et stykke inn i berget. Å tørrlegge til frostfri dybde er normalt ikke nødvendig, idet isen som dannes, f.eks. på 2 m dybde i berget, vil flyte plastisk på grunn av mottrykket berget mobiliserer. Nær tunnelåpningen i meget kalde strøk (høyfjellet $F_{10} > 20000$ h°C) bør man få borhullene til å skjære de vannførende sprekkene minst 2,5-3 m inne i berget. Målinger har vist at frosten trenger 1 m inn i berget ved

F_{10} = 10000 h°C. I tunnelens frostfrie soner kan man f.eks. nytte skjæringsdybder fra 1,5-2 m.

Ofte kan det være lettere å tette berget ved forinjeksjon enn ved etterinjeksjon, fordi sprekkene etter at tunnelen er drevet kan bli fylt med luft som vanskelig lar seg fortrenge.

Når det gjelder de forskjellige injeksjonsmaterialer, detaljer med utstyr etc. så vises det til litteraturlisten. Her skal bare kort nevnes at man normalt deler injeksjonsmaterialene i tre hovedgrupper: Oppslemmede materialer, f.eks. rapid sement i vann, kjemiske injeksjonsmidler (stadig nye kommer på markedet) og emulsjoner.

b 1) Isolert platehvelv

Bruk av isolerte platehvelv må betraktes som en ren vann- og frostsikring, og det gir liten eller ingen beskyttelse mot nedfall av stein. Berget må derfor i den utstrekning det er nødvendig forsterkes med bolter, bånd og nett før platehvelvet monteres.
I dag er det to aktuelle konstruksjoner som er utviklet og utprøvd. Det ene leveres av ÅSV og består av plater og skinner i aluminium som poppes sammen med nagler i tunnelen. Til isolasjon brukes 10 cm tykk steinull innsveiset i polyetylenfolie. Dette hvelvet kan også settes opp i uisolert utførelse, men det kan bare gjøres der frostmengden F_{10} < 3000 h°C. Når frostmengden i tunnelen, F_{10} < 10000 h°C, trekkes det frostisolerte hvelvet 1 m fra den fuktige sonen på begge sider av lekkasjen. Ved større frostmengder avsluttes hvelvet 2 m fra sonen, dette for at frosten ikke skal gå igjennom berget og inn bak platehvelvet.

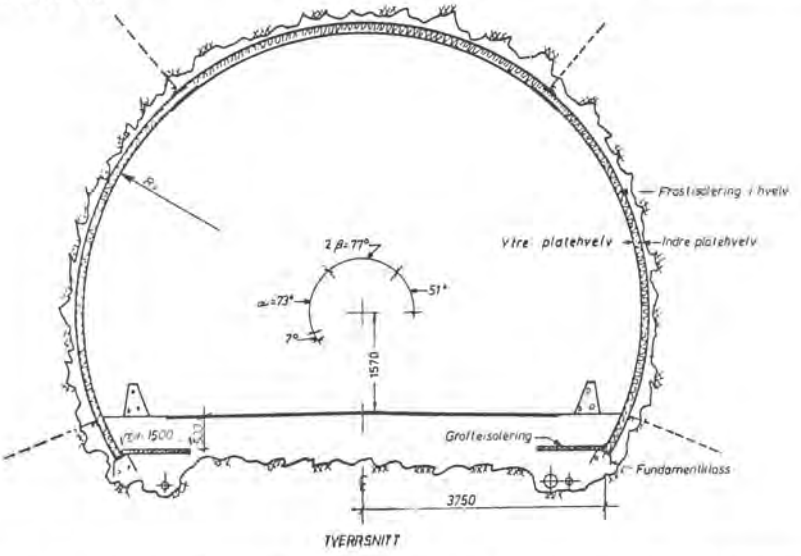


Fig 9. Aluminium platehvelv, frostisolert. Konstruksjonen er utviklet på Veglaboratoriet, i samarbeid med Vik Verk. Produsent Årdal og Sunndal Verk A/S. Vik Verk i Sogn.

b 2) **Prefabrikert isolert platehvelv i glassfiber-armert polyester.**

Denne konstruksjonen er utført som en sandwich - halvbue konstruksjon i glassfiberarmert polyester med polyuretan-skum imellom. Isolasjonstykkelsen kan variere fra 50-80 mm, og den vil da dekke de fleste klimasoner i Norge, Bredden på hver bue er ca. 1,5 m, krumming og lengder er tilpasset tunnelprofilet. Monteringen skjer ved at halvbuene festes til opphengsboltene som er plassert med tre meters inn-byrdes avstand. Tunnelbuene står på en fundamentskinne som er festet til betongklosser.

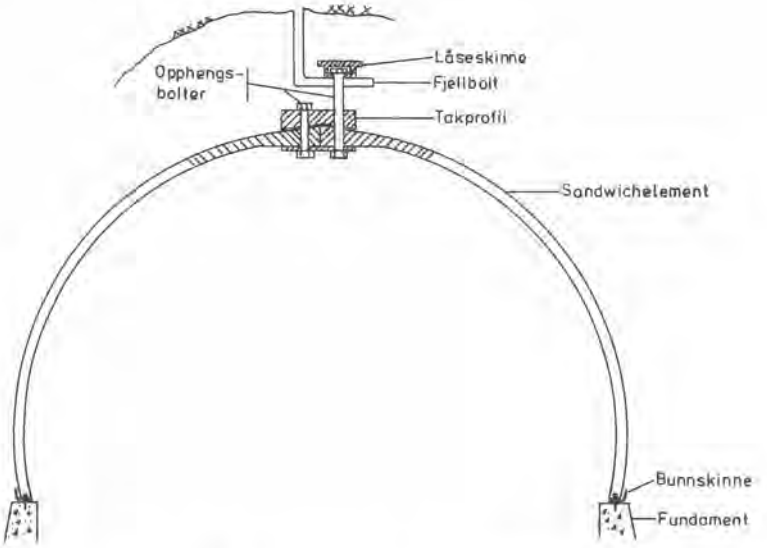


Fig 10. Detalj av oppheng for sandwich platehvelv. Systemet er konstruert ved Veglaboratoriet. Produsent Norcem Plast A/S m.fl.

c) Ekstrudert PE-skum

Til nå har dette materialet vært å få i handelen under navnet Ethafoam. De fleste har vel vært i sportsforretninger og kjøpt seg isolasjonsunderlegg for soveposen. Dette er det samme materialet som er tatt i bruk til vann- og frost-sikring i våre vegtunneler, men i større tykkelser.

Egenskapene som gjør Ethafoam egnet til tunneler er god isolasjonsevne ($\lambda \sim 0{,}051$ W/mK), lavt fuktopptak og at det kan sveises sammen i store flak. Ethafoam leveres i tykkelsene 30, 50 og 70 mm og størrelsen på platene er normalt 2,75 x 0,60 m. Valg av materialtykkelse avhenger av frostmengden i tunnelen, men vanligvis brukes ikke mindre tykkelser enn 50 mm.

Av monteringstekniske årsaker m.fl. bør Ethafoam kun brukes til sikring av punktlekkasjer. Materialet sveises sammen i passelige store flak og presses inn på bolter (glattstål 16, 1 bolt /m^2) som på forhånd er festet i berget. Deretter låses det hele med skive og mutter. Hvis bergoverflaten er veldig ujevn kan man supplere med stigebånd.

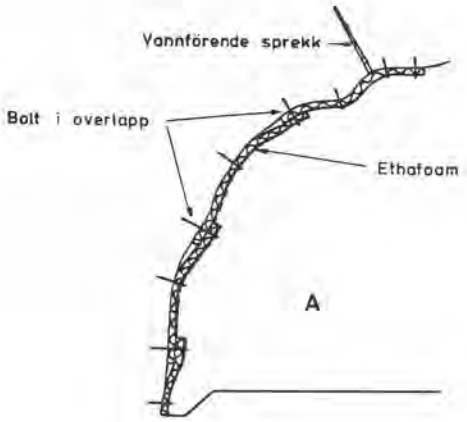


Fig 11. Prinsippskisse for montering av Ethafoam etter taktekkingsprinsippet.

d) Dobbel utstøping med membran

Ved tunnelpåhugg og i svakhetssoner må man ofte støpe ut hele tunnelprofilet. På grunn av støpeskjøter, svinnsprekker etc. vil vann kunne trenge igjennom enkel utstøping. Kontaktutstøping uten membran benyttes normalt bare der berget er tørt og fritt for sulfidiske mineraler. Der hvor det er vannlekkasjer vil vannet kunne skade betongen før den er avbundet, og senere vil vannet erodere betongen ved utvasking og frostsprenging. Ved utstøping på stuff i svakhetssoner hender det at ras inntrer, og betongen får ikke den kvalitet og styrke den var tiltenkt. Man bør derfor i slike tilfeller legge membran og støpe ut på nytt.

Noen byggetekniske krav som må settes til en membran:

- Den må være vanntett.
- Membranen skal ha en viss stivhet og fleksibilitet (elastisk) slik at den tåler de aktuelle belastninger.
- Den må kunne festes til underlaget slik at den ikke påføres skade under ifylling av betongen i støpeformen.
- Membranen må være stabil i det foreliggende miljø.
- Den bør dessuten være enkel å montere, reparere og tetthetskontrollere under arbeidsprosessen.

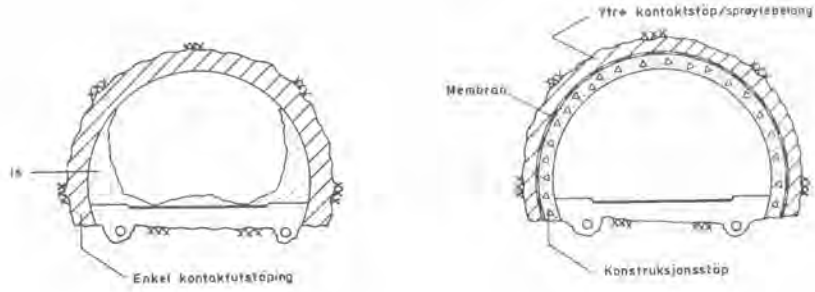


Fig 12. Tunnelutstøping med og uten membran

Den type membran som har vært mest brukt i vegtunneler er PVC-folie. Denne kan dobbeltsveises i skjøtene og trykkluftkontrolleres.

Fig 13. Eksempel på konstruksjon av PVC-membran

Det viser forøvrig til litteraturlisten angående andre membrantyper og monteringstekniske detaljer.

e) Isolering av såle og grøfter

For at en vegs bæreevne skal være sikret hele året er det nødvendig med en overbygningstykkelse på telefarlig undergrunn i størrelsesorden 0,6-1,0 m. Tykkelsen vil avhenge av forventet trafikkbelastning og undergrunnens bæreevne. Problemene i en tunnel kan også være av bæreevnemessig karakter, men som oftes er det frosne drensledninger og ujevn kjørebane på grunn av iskjøving i sålen.

Observasjoner ute i dagen på vegkonstruksjoner frostsikret med sand eller grus viser at frosten trenger 1 m ned ved ca. 8000 h°C målt i luften. Den tilsvarende frostmengde i vegdekker vil ligge på fra 12000 h°C - 14000 h°C avhengig av varmetapet ved langbølget varmeutstråling. Målinger inne i vegtunneler viser at frosten når en dybde av ca. 1 m i berget ved 10000 h°C målt i tunnelluften. Dette tilsvarer en frostmengde på bergoverflaten på bare 4000-8000 h°C avhengig av hvor nære tunnelåpningen man er. Det er med andre ord den konvektive varmeovergang som betyr noe i en tunnel. Faren for rim og isdannelse på en isolert vegkonstruksjon på grunn av varmetap ved stråling er derfor ikke til stedet.

Til nå har man benyttet ekstrudert polystyren (Styrofoam, $\lambda \sim 0{,}03$ W/mK) isolasjon til vegoverbygningen. Det er trykkstyrken på isolasjon som bestemmer hvor dypt den bør legges i overbygningen. Isolasjonsplatene legges på samme måte inne i en tunnel som ute i dagen. En del utkilinger kan man imidlertid spare seg for der isolasjonen trekkes godt inn på tørr tunnelsåle. Ved tunnelåpningene derimot bør man legge inn utkilinger.

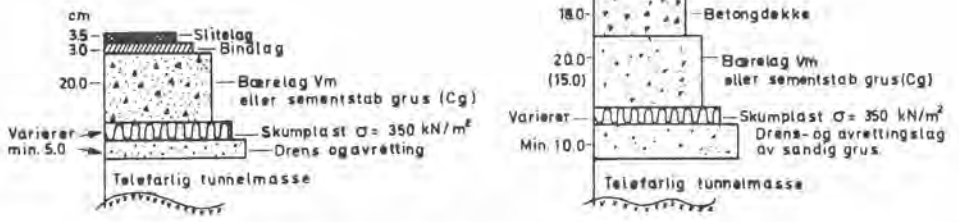


Fig 14. Eksempler på vegoverbygning i tunneler med frost

LITTERATUR

K.B. Pedersen: Midlere frostmengdekart 1943/44-71/72. Diagram over dimensjonerende frostmengde. Intern rapport fra Veglaboratoriet, nr. 596

K.B. Pedersen: Tabell for dimensjonerende frostmengde og tykkelse på frostsikringslag på kommunal basis. Intern rapport fra Veglaboratoriet, nr. 607

T. Large-Larsen: Utstøping av vegtunneler og montering av membran etter spilemetodens prinsipper 12 s. Intern rapport fra Veglaboratoriet, nr. 754

K.B. Pedersen: Vann- og frostsikring. NIF-kurs: Vegtunneler - planlegging, bygging og vedlikehold, Gol 2.-4. mai 1979. Intern rapport fra Veglaboratoriet, nr. 882

K.B. Pedersen/ S. Floen : Bruk av membraner i vegtunneler. Intern rapport fra Veglaboratoriet, nr. 943

K.B. Pedersen: Frostinntrengning i vegtunneler. Kort beskrivelse med regneeksempel. Intern rapport fra Veglaboratoriet, nr. 948

K.B. Pedersen/ A. Johnson/ J. Krokeborg : Prefabrikert isolert platehvelv i glassfiberarmert polyester. Intern rapport fra Veglaboratoriet, nr. 995

J. Krokeborg: Ekstrudert PE-skum for sikring av punktlekkasjer i vegtunneler. (Erst. Int. rapp. nr. 982). Intern rapport fra Veglaboratoriet, nr. 999

T. Large-Larsen/ K.B. Pedersen/ J. Krokeborg: Vann- og frostsikring av vegtunneler med platehvelv i aluminium. Intern rapport fra Veglaboratoriet, Nr. 1010

A. Grønhaug: Low Cost Tunnel Developments in Norway. La Recherche D'Economics Dans les Travaux Sonterrains Journees D'Etudes Internationales 10-14 Mai 1981 Nice (AFTES 1981)

DIGITAL KARTLEGGING

Digital map production

Forsker Stein W. Bie, Norsk Regnesentral, Oslo.

SAMMENDRAG

Bruken av digitalt utstyr er i ferd med å forandre kartproduksjonen. Utover i 1980-årene vil standard kartserier i økende grad også bli tilgjengelige i digital, edb-lesbar, form. Forsøksproduksjon med 1:5000 og 1:50000 topografiske kartverk pågår. Artikkelen presenterer de redskaper som benyttes til digital kartproduksjon: stereoinstrument, stereokomparator, manuell og automatiserte linjefølgere, digitaliseringssveipere og fjernanalysedata. Videre gjennomgås interaktive editeringssystemer, uttegningssystemer og digital datadistribusjon. Norsk industri bidrar til teknologiutvikling på disse feltene.

SUMMARY

The use of computer-assisted techniques is changing map production. During the 1980'ies standard map series will be available also in digital, computer-readable, form. In Norway there are pilot production issues of 1:5000 and 1:50000 topographic maps. This article presents the tools used in digital map production: stereoinstruments and stereocomparators, manual and automated line followers, map scanners and remote sensing data. Also discussed are interactive editing, systems, plotting and digital data distribution. Norwegian industry is active in producing computer-assisted systems for map production.

STATUS OG UTVIKLINGSTENDENSER

Dataindustrien har vist en rivende utvikling i 1970-årene. Likevel har systemer som er knyttet til stedfestede data, hatt mindre spektakulære fremskritt. Mange institusjoner er gått inn i 1980-årene med tilnærmet det samme utstyr for datamaskinstøttet kartografi som var tilgjengelig ved 70-årenes begynnelse.

Vi forventer en sterk økning i tallet på og ambisjonsnivået til edb-hjelpemidler for geodata i 1980-årene. Miljøvern-bølgen i 70-årene har kanalisert større midler til naturressurs-siden, med økt kjøpekraft blant de organisasjoner som benytter geodata. Stigende arbeidskostnader har gjort maskintekniske løsninger mer aktuelle.

Hos brukerne har det også foregått en betydelig forandring i arbeidsmetoder. Innen bygg- og anleggsbransjen benyttes edb-systemer stadig mer i ingeniørtekniske beregninger, planleggere anvender edb-støttete modeller innen by- og regionalplanlegging.

Innen administrativ databehandling har datatekniske hjelpemidler nå vunnet innpass. Behovet øker for edb-utstyr for registrering av bygninger, eiendommer og anlegg.

Petroleums- og gruveindustrien blir stadig mer kvantitiativt orientert og stiller nye krav til digital presentasjon av grunndata.

Hos de militære er det oppstått en rekke nye behov for detaljert og nøyaktig datagrunnlag (f.eks. for lavtflyvende raketter og fly).

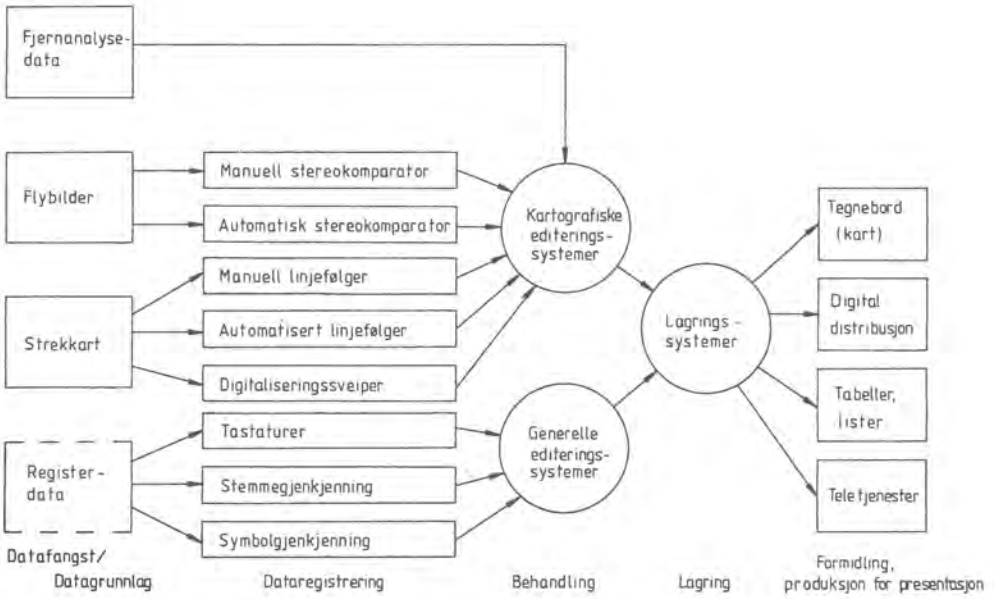
Utviklingen av avansert utstyr for datamaskinassistert konstruksjon av elektroniske og mekaniske komponenter, bildeanalyse koplet til romfartsteknologi og militærteknologi er i ferd med å gi kartindustrien en rekke biprodukter. Det er likevel langt fra teknologisk problemfritt å tilpasse systemer utviklet for andre formål til den håndverkstradisjon kartografien representerer. Den kartografiske bransje er liten i forhold til mer kapitalsterke deler av samfunnet.

Norge er ikke isolert i denne forbindelse. Selv om vi har flere firmaer med gode navn på verdensmarkedet innen digitale geodata, er det utviklingen i de store industriland som i første rekke bestemmer det tekniske nivå i 1980-årene. Til nå har Norge vært med i fronten av utviklingen, men dersom nye tekniske hjelpemidler er svært kapitalkrevende,

vil det oppstå spørsmål om de relativt små norske behov kan rettferdiggjøre det mest kostbare og avanserte utstyr. På den annen side kan greie samarbeidsforhold i et lite land nettopp bringe sammen den kompetanseblanding som skaper nye produkter fra den grunnutvikling som skjer i de store utenlandske industrimiljøer. For at norske produkter innen kartsektoren skal kunne ha et hjemmemarked må imidlertid prisnivået være avpasset de mindre produksjonsvolumer kartbransjen i Norge har. Til nå har imidlertid eksportrettet markedsføring fra etpar norske bedrifter vært lovende. I den påfølgende diskusjon bør vi gå ut fra at Norge i alle fall vil få føling med hovedtendensene i den pågående teknologiske utvikling.

I de følgende avsnitt vil vi la endel av den forventede utvikling passere i revy, for å ha et grunnlag for de spørsmål organisasjoner, samfunn og arbeidstakere vil stille seg i årene som kommer.

Figur 1 beskriver de elementer vi vil berøre, og deres innbyrdes sammenheng.



Figur 1. Elementer i digital kartproduksjon.

DATAFANGST OG REGISTRERINGSUTSTYR

Digitale kartografiske data fanges fra fjernmålinger (på flybilder eller satellittopptak), fra bestående (analoge) kart, direkte målinger i terrenget og på sjøen eller fra administrative rutiner.

Mekanisk stereoinstrument (manuell) med digital utgang.

Det mekaniske stereoinstrumentet benyttet på stereopar av flyfoto representerer for tiden det viktigste redskap i fangsten av nye kartografiske data. Stereoinstrumentet krever betydelig fagkunnskap fra operatørens side, arbeidsrutinene. Med det manuelle stereoinstrumentet følger som oftest operatørene produktet fra flyfoto til rentegning. Instrumentet koster omkring 1/2 million kroner. I de senere år har vi sett tilleggsutstyr på nye og ombygging av bestående mekaniske stereoinstrumenter for å gi digital utgang i stedet for eller i tillegg til blyantkopi. Tendensen fra 1970-årene vil fortsette, de fleste instrumenter vil bli ombygget. Stadig kraftigere kontrollenheter (mikroprosessorer) vil styre instrumenter og datastrøm. Papirbånd forsvinner, magnetbånd, høy-tetthets disketter og platelagre kommer. I siste halvdel av 1980-årene kommer trolig også boblehukommelse og video-disk.

Figur 2. Moderne mekanisk stereoinstrument.

For tiden koster slikt tilleggsutstyr ca. 1/4 mill. kroner. Det er blitt slik at operatøren kun har begrenset innsikt i sitt arbeid når instrumentet har digital utgang. Blyantkopien gir ikke eksakt informasjon om det digitale produkt. Rettinger i den digitale datamengden foregår en tid etter selve digitaliseringen.

I den nåværende utviklingen er noe tilleggsutsyr av norsk fabrikat.

I begynnelsen av 1980-årene forventes det mekaniske instrumentet å bli erstattet av elektroniske og elektromotoriske systemer (analytisk stereoplotter). Fiberoptikk vil bli benyttet. Blyantkopien kan forsvinne. Apparatene blir muligens "blinde", men ekko på grafisk skjerm kan også bli aktuelt.

Disse nye analytiske stereoplotterene er mindre og enklere å betjene. Men arbeidet vil stort sett inneholde de samme faktorer.

For øyeblikket koster slike analytiske stereoplottere fra 1 til 2 millioner kroner. Det er å forvente at slikt utstyr i alle fall i løpet av de første årene vil være tilsvarende de eldre instrumenter i pris.

Automatisk stereokomparator.

På slutten av 1970-tallet er det for sivilt og militært bruk vist endel prototyper på automatiske og semi-automatiske stereokomparatorer. Dette er apparater som automatisk beregner x, y og z koordinater fra stereobilder. Det benyttes avanserte teknikker for mønstergjenkjenning og triangulering, støttet av mikroprosessorer og integrerte kretser. Disse komparatorene har vært utviklet ikke minst for militære formål. Det foreligger også utviklingsplaner fra et norsk firma.

Stereokomparatorene av denne type har endel tekniske problemer forbundet med den automatiske tolking. Høydene (z-koordinatene) som måles representerer den fysiske overflate (inkludert hustak og tretopper), mens topografiske kart søker å gjengi bakkeflaten. For noen formål (f.eks. fly- og rakettstyring, beregning av fri sikt) kan likevel den fysiske overflaten være relevant. Det å trekke fra høyden på uønskede objekter er ikke trivielt, og forbundet med usikkerhet. Dette kan begrense systemets anvendbarhet eller nødvendiggjøre betydelig interaksjon mellom maskin og operatør. I alle fall er det trolig at bare middels nøyaktighet kan oppnås.

Demonstrasjon av et kanadisk system (figur 3) tyder på at det stilles store krav til operatøren. Slik dette systemet er konstruert må operatøren kontinuerlig overvåke instrumentets arbeid på en videoskjerm som presenterer nye bilder med få sekunders mellomrom.

Trolig vil kommende systemer kunne bygges på mer operatørvennlige måter, men det vil være behov for høy fotogrammetrisk ekspertise hos operatøren. Systemet ligger i en prisklasse på ca. 10 millioner kroner. Utover i 1980-årene kan vi forvente at prisen vil ligge i området 2-4 millioner kroner.

Figur 3. Automatisk stereokomparator.

Manuelle linjefølgere.

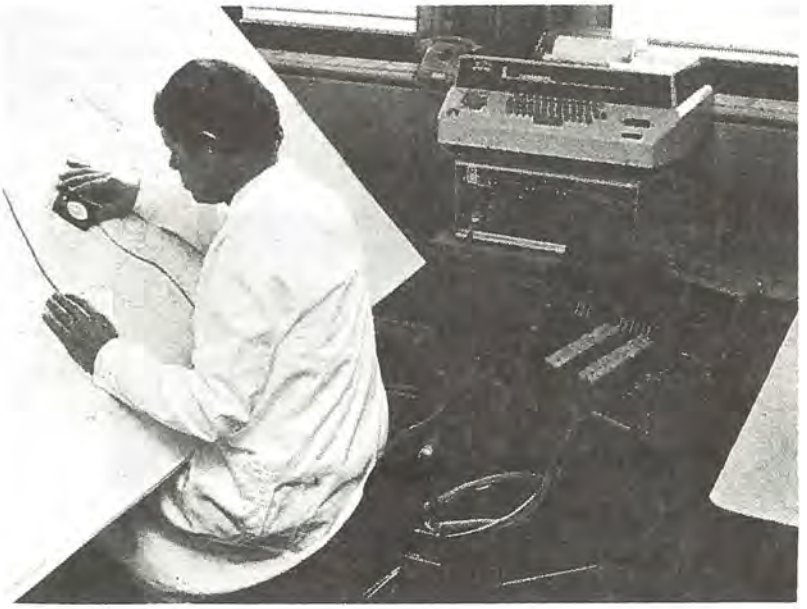
Manuelle linjefølgere (figur 4) benyttes til å digitalisere eksisterende strekkart. De linjefølgere som kom på markedet i 1960-årene og var basert på koordinatografprinsippet, er langsomt blitt fortrengt av bord med fritt trådkors og innebygget sensormatte.

Gjennom dette er operatørens arbeid blitt noe forenklet, og det kreves mindre fysisk kraft for å betjene bordet. De lette trådkorsene har imidlertid den ulempe at de ikke enkelt kan bli utstyrt med risse- eller skrivestift. Dermed er det vanskeligere å se hvilket arbeid som er utført. Grafisk ekko på skjerm er et stadig vanligere element i et slikt system. Nye skjermer vil gjøre dette mer effektivt.

Fallende kostnader på datakraft vil utvilsomt føre til at all slik digitalisering vil foregå interaktivt, med stadig mer utviklete feilkontroller. Mikromaskiner vil utføre mye av dette arbeidet.

De manuelle linjefølgere representerer en noe klosset form for teknologi, men vil trolig spille en vesentlig rolle for digitalisering av enkelte typer kart i 80-årene. De er forholdsvis rimelige (50.000 - 100.000 kroner, avhengig av hvordan de er koplet til en datamaskin).

Det er for tiden ingen norskproduserte digitaliseringsbord, men mange institusjoner har norsk-produserte digitaliseringsprogrammer.



Figur 4. Manuell linjefølger.

Automatisert linjefølger.

Linjefølgingsprosessen på strekkart kan få assistanse fra datakraft. Det er i slutten av 1970-årene introdusert en semi-automatisk linjefølger. Man "låser" en laser-sveiper til en linje. Sveiperen spaserer så opp linjen til et knutepunkt med en annen linje, hvor operatøren må foreta et veivalg.

Den ene (utenlandske) systemløsning som i dag finnes, er teknisk elegant, men langsom. Den stiller meget store krav til operatørens utholdenhet i et mørklagt arbeidsmiljø.

Vi har vanskelig for å vurdere hvorvidt denne teknologien vil bli fortsatt og forbedret. Vi antar at det vil bestå et mindre marked for denne typen, for organisasjoner med liten produksjon, særlig av tematiske kart, og for digitalisering av isolinjekart med lange, gjennomgående linjer.

Prisen er for øyeblikket ca. 1.7 millioner kroner, men systemet har også betydelig verdi som editeringssystem og tegnemaskin.

Digitaliseringssveiper.

Digitaliseringen kan også full-automatiseres. Digitaliseringssveipere (figur 5) konstruerer linjer fra et rastermønster som lages av sveipere. Kartet deles opp i småruter (raster eller pixels), deretter settes strenger av pixels sammen til linjer. De mest avanserte sveipere har også gråtone- og fargegjenkjenning. Likevel forlanger disse sveipere foreløpig nokså rene manuskriptkart.

Figur 5. Digitaliseringssveiper.

Evnen til å skille mellom ulik strektykkelse, gjenkjenne stiplete linjer og å skille tekst fra linjer er utvilsomt muligheter disse systemene vil tilby i 1980-årene. Videre forbedringer som ventes er automatisk tekst- og symbolgjenkjenning, med kopling til punkter, linjer og flater. Dette vil kreve større maskinkraft enn nå, og stille svært store krav til programvare. Selv om den nåværende pris er 3-5 millioner kroner, vil nok prisene falle utover i 1980-årene, til anslagsvis 1-2 millioner.

Digitaliseringssveipere vil utkonkurrere de manuelle digitaliseringsbord for mange formål. De er enkle å betjene, men skaper endel editeringsarbeid. Likevel tør sies at de er arbeidsbesparende.

Det er for tiden ingen norsk produksjon av slike sveipere. Utviklingsarbeid er imidlertid igang, samtidig som et norsk firma markedsfører et vesttysk utstyr.

Tastatur.

Både for data assosiert med grafiske elementer, og for opplysninger i administrative rutiner trengs datafangstmetoder. Innlesing på magnetisk medium vil dominere 80-årenes registerdata fangst. Her vil tastaturer tilkoplet bildeskjermer og små datamaskiner dominere. Kontrollprogrammer vil sørge for at det blir få feil i dataene. Utviklingen vil være en naturlig fortsettelse av det vi har sett i 1970-årene, men med skjermterminaler som dominerende.

Vi tør forvente at disse intelligente dataregistreringsterminaler vil fortsette å falle i pris, trolig til 2000-5000 kroner pr. terminal i slutten av 80-årene. Frittstående terminaler, med muligheter for tilkopling til datanett, er mer sannsynlig enn at terminaler tilkoples store datamaskiner.

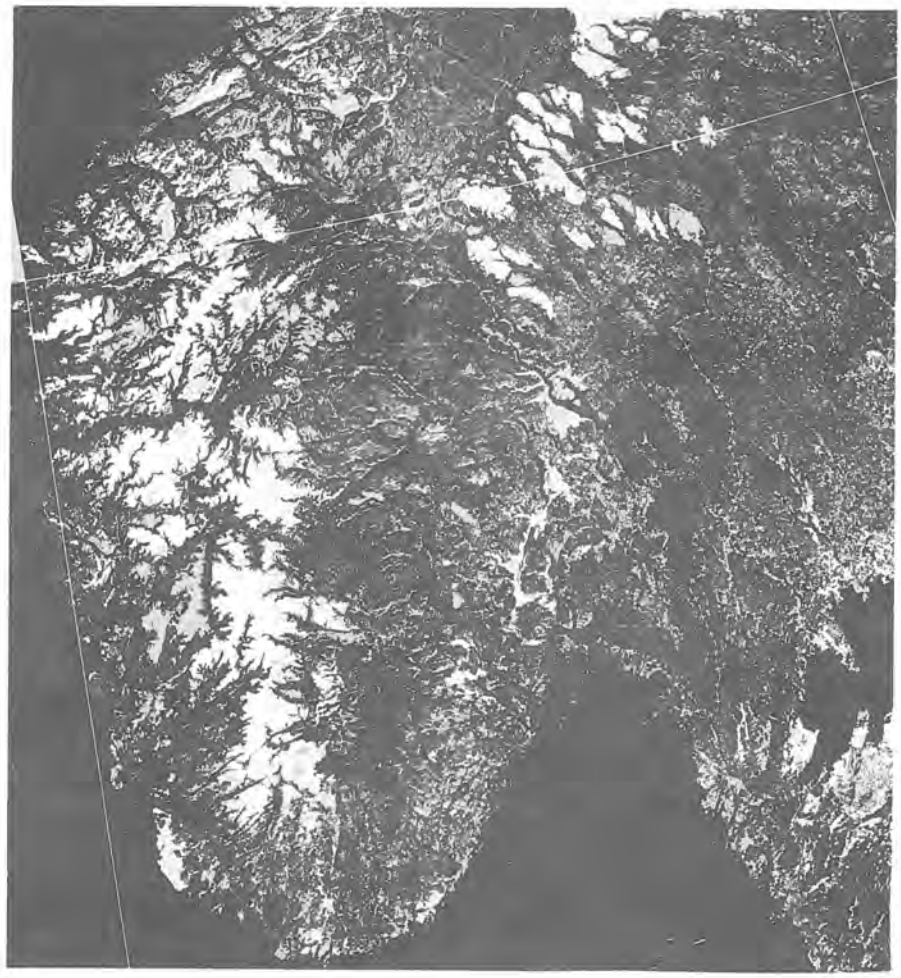
Norskprodusert utstyr bør forbli konkurransedyktig.

Stemmegjenkjenning.

Et hjelpemiddel som vil lette innføring av temakoder og liknende i kartproduksjonen, er stemmegjenkjenningssystemer. Disse kan erstatte tastatur og menyer. Det er trolig at svært rimelige systemer vil være på markedet i midten av 80-årene. De koster nå fra 30.000 til 400.000 kroner. Også for registerregistrering vil de i noen grad kunne bli aktuelle. Arbeidssituasjonen forbundet med å snakke inn i en mikrofon, med optisk kontroll av det innleste på skjerm, er uvant.

Symbolgjenkjenning.

Ikke bare innen kartografien, men også for administrative rutiner ventes betydelig framgang i optisk symbolgjenkjenning. Det vil i midten av 80-årene være mulig å identifisere mange ulike fonter av trykket tekst og symboler og tolke dem riktig. Håndskrift vil trolig forbli et problem, men også her tør vi forvente nye ting i slutten av tiåret. Både kartografi og registerverk vil dra fordeler av dette.



Figur 6. Satellittbilde.

Fjernanalyse-data.

Mens datafangst til nå vesentlig har konsentrert seg om oversettelse av analoge kart og bilder, vil direkte bruk av digitale signaler fra fly og satellitter bli stadig mer aktuelt i 80-årene. For det første vil vi få store forbedringer i oppløsningsevnen til de digitale sveipere som installeres i høytflyvende fly og satellitter. Nåværende ressurssatellitter med 60m x 80m oppløsning vil i midten av 80-årene bli avløst av 10m x 10m sveipere. Det er trolig at vi vil nærme oss mellom $1m^2$ og $10m^2$ oppløsning i slutten av tiåret. De store datamengder som genereres vil kunne behandles av stadig økende datakraft.

Ved siden av svart/hvitt og multispektral sveiping i det optiske og nær-optiske området, vil også fjernmålinger i mikrobølge-området bli aktuelt. Slike radarmålinger eliminerer problemer med skyer og natt/dag. Oppløsninger på 25m x 25m er allerede demonstrert og vil trolig bli forbedret i 1980-årene.

Til nå har amerikanske fabrikanter dominert markedet for fjernanalyse, men økt europeisk innsats - også norsk - gir grunnlag for håp om en gryende norsk hjemmeindustri på maskinvare- og programvare-siden.

Særlig vil tematisk kartlegging nyte godt av økt suksess med bruk av fjernanalyse, men også topografiske kart av lavere nøyaktighetsgrad vil kunne bli produsert.

DATABEHANDLING OG LAGRING

Kartografiske editeringssystemer.

I slutten av 1970-årene begynte interaktive editeringssystemer å få innpass i kartografien. Dette er en grei måte å rette feil og å innføre nye data på.

Systemene har til nå vært langsomme, noe som både skyldes program- og maskinvare. Her tør vi vente store forbedringer, slik at responstidene blir uvesentlige. Dermed blir systemene mer økonomiske i bruk.

Det er meget som tyder på at rasterkartografien vil vinne innpass, men behovene vil bestå for vektor (linje) baserte data. Vi tør forvente store forbedringer i skjermenes oppløsningsevne, samt økte muligheter for fargebruk.

Prisen på slike systemer bør falle fra nåværende 0.5 - 1 million kroner til omkring 100.000-200.000 kroner. Det er betydelig norsk kompetanse på dette området, som fornuftig utviklingspolitikk og markedsføring bør kunne bevare. Norske bedrifter er engasjert i utvikling av slike kartografiske editeringssystmer.

Det er å forvente at mye vil bli satt inn på å utvikle editeringsprogrammer som utfører en betydelig del av rettinger automatisk. Interaktiv retting vil forbli kostbart på grunn av den arbeidsinnsats som kreves.

Figur 7. Kartografisk editeringsstasjon.

Generelle editeringssystemer.

Database-teknologien forventes ytterligere utviklet i 80-årene, ikke minst gjennom hardware-løsninger. Hurtigminne i datamaskinene vil bli betydelig større. Dette vil gjøre editering og oppdatering av store datamengder lettere enn på 70-tallet.

Ellers forventes ikke store forandringer.

Lagringssystemer for kart- og registerdata.

For kartdata har hullbåndet vist seg utrolig seiglivet, selv om dette medium stort sett er utdødd i andre områder innen databehandling. Likevel tør hullbåndet finne sitt endeligt i begynnelsen av 1980-årene.

Magnetbånd har overtatt hullbåndets rolle. 7-sporsbånd og 800 b.p.i-tetthet er i ferd med å utdø. 9-spor og 1600 b.p.i. er nå dominerende. Magnetbåndet vil utvilsomt bestå gjennom 80-årene, med vanlig datatetthet økende til 6250 b.p.i. Som arkiveringsmedium vil det fortsatt være mye brukt, særlig for registerdata.

Kassett-bånd har for liten kapasitet for kartdata, men er aktuelt for registerdata.

Disketter har for liten kapasitet til å fungere som lagringsmedium, men økende datatetthet på disketter gjør dem mer aktuelle som registreringsmedier. Særlig for registerproduksjon vil de bli stadig mer egnet.

Magnetiske disker vil nok fortsatt bli et viktig, men noe kostbart medium for lagring framover. Utviklingen av de lette (Winchester)-diskene er økonomisk lovende.

Den viktigste nyvinning forventes å bli videodisken, hvor det nå er endel prototyper. I digital form kan veldig store datamengder oppbevares på et medium som tillater rask fremhenting av spesifikke dataposter. Videodisken vil egne seg til lagringsmedium, men kan ikke oppdateres, da må en ny videodisk lages. Dette er imidlertid ingen stor ulempe for kartdata.

DATAFORMIDLING OG PRESENTASJON

Digital distribusjon.

Behovet for digitale data vil øke utover i 1980-årene. Magnetbånd og disketter vil forbli dominerende, med videodisken som svar på økende behov i slutten av ti-året.

Endel juridiske problemer kan oppstå.

Det vil være et uttrykt behov for standardisering av stedfestede data, i alle fall slik at data kan bli lest av alle. Utvekslingsformater vil bli definert.

Med "hjemme-datamaskinens" komme vil også almenheten ha muligheter til å bruke digitale geodata. Kartkontorer og bokhandlere vil trolig selge disketter og kassetter for dette marked i slutten av 80-årene.

Teletjenester.

"Viewdata"-teknologien vil banke på i Norge i 1980-årene. Mulighetene til å la hjemmefjernsynet spille leksikonets rolle er blitt demonstrert.

Vi er selv usikre på om "Viewdata" vil vise seg levedyktig for stedfestet informasjon i 80-årene. Kanskje vil distribuerte systemer bli dominerende.

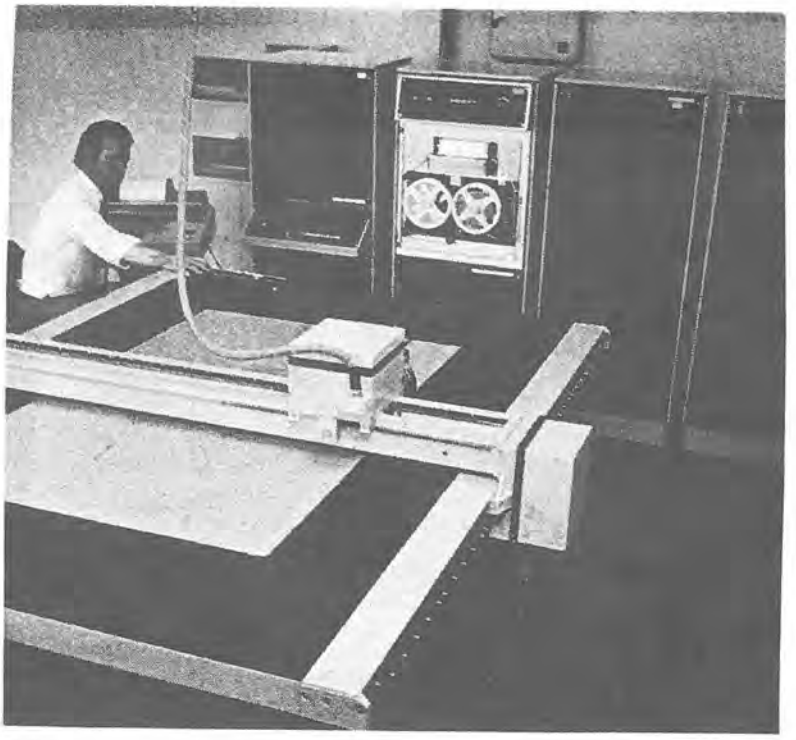
Selv om det norske datel-nettet blir vesentlig utbygget i 80-årene, representerer stedfestede data store datamengder som legger beslag på mye overføringskapasitet. Det er vår spådom at først i slutten av 80-årene vil rutine-overføring av geodata fra en digital hovedkart/register-base bli aktuell for annet enn småspørsmål.

Tegnebord.

De mekaniske tegnebord har trolig nådd sin utviklingsgrense i 1970-årene. De er meget nøyaktige, langsomme og meget kostbare (0.5 - 1 mill.kroner). Norske tegnebord har meget godt rennomé.

Det er lite trolig at behovet for papirkart vil synke i 80-årene, slik at uttegning for trykking vil forbli aktuelt.

Elektronisk styrte systemer vil etter all sannsynlighet overta markedet i midten av 80-årene. Laserteknikk er særlig lovende, men videreutvikling av mikrofilmteknikken (COM) er også relevant. Dette vil kreve betydelig fotografisk innsats for kopiering. Vi kan forvente avanserte systemer i prisklassen 300.000 - 600.000 kroner, med kvalitet sammenliknbar med mekaniske bord. Kapasiteten bør være 10-100 ganger mekaniske bord, slik at systemene er rimelige.
Norsk produksjon er usikker.



Figur 8. Mekanisk tegnebord.

Tabeller, lister

Trykte tabeller og lister vil forbli viktige. Bortsett fra trykktekniske forbedringer (laserskrivere, blekksprutere, mikrofilm), vil 80-årene ikke bringe vesentlige forandringer.

SAMLET VURDERING.

Med dette er hovedretningslinjene i den tekniske utvikling forsøkt trukket opp. Selv små teknologiske forandringer kan ha vesentlig betydning nettopp på struktur og organisasjon.

Vi ser at datafangst vil forbli et sentralt problem med stedfestede data. Teknisk utvikling vil føre til mindre arbeidskrevende metoder. Imidlertid vil denne avanserte apparatur forbli meget kapitalkrevende til langt ut i 80-årene. Automatiske datafangstmaskiner vil være utviklet for store datamengder, og slikt utstyr kan være overdimensjonert for det norske markedet.

Nye instrumenter vil være vel så krevende for operatøren som manuelle metoder, men kanskje kreve mindre fagkunnskap. Arbeidsmiljø er sjelden tatt med som designfaktor.

Anbefalt lesning:

Brugård, Bent (1982)
"EDB-kartet".
Universitetsforlaget, Oslo.

Pape, Arne et al. (1982)
"Strukturelle og organisasjonsmessige konsekvenser av overgang til digitale kart og geodata (STORK)".
Rapport 714. Norsk Regnesentral, Oslo.

SAMMENHENG MELLOM SPREKKER OG SPENNINGER I FJELL

Relations between fractures and sresses in rock.

Cand.real Kjell Buer, Universitetet i Oslo.

SAMMENDRAG

Basert på undersøkelse av bruddtektonikk rundt gruvefeltene Dalen-Kjørholt og Tellnes, ble det laget en teori for sammenhengen mellom sprekker og spenninger i fjell. Den bruddtektoniske analysen er foretatt som en kombinasjon mellom fjernanalysen (stereoskopisk analyse av flyfoto) og feltarbeid. Undersøkelsen er foretatt i områder, hvor det også er foretatt spenningsmålinger. Sammenlikningen mellom teoretisk beregnete og målte spenningsakseretninger, viser at det er en rimelig god overensstemmelse.

SUMMARY

Based on an investigation of fracture tectonics in the quarries Dalen-Kjørholt and Tellnes area, a theory for the relation between stress and fractures in rocks has been constructed. The analysis of the fracture tectonics is a combination of stero scopic viewing and fieldwork. The investigation is made in areas where triaxial stress-release measurements have been undertaken. Companing between theoretical and measured stressaxisdirection, shows a reasonable good correlation.

INNLEDNING

Hovedsiktemålet med dette arbeidet var å prøve ut en teori framlagt av den sveitsiske professor Adrian Scheidegger for sammenhengen mellom spenninger og sprekker i fjell. Hans teori som bygger på Mohr-Coulombs bruddteorier, gikk i korthet ut på at største horisontale spenning deler den minste vinkelen mellom to "ferske" vertikale sprekkesett.

For å kontrollere teorien ble det sommeren 1979 satt igang feltarbeid med måling av sprekker i tre gruvefelt: Tverrfjellet på Hjerkinn (A/S Folldals Verk), Dalen-Kjørholt i Brevik (Norcem A/S og NH) og Tellnes ved Hauge i Dalaene (A/S Titania). Disse områdene ble valgt fordi det her var eller skulle bli foretatt spenningsmålinger.

Noen direkte støtte for Scheideggers teori ble ikke funnet. Resultatene var likevel så interessante at det ble bestemt å fortsette undersøkelsen i form av en hovedfagsoppgave. Av hensyn til oppgavens omfang omfatter hovedoppgaven kun gruvefeltene i Brevik og Tellnes, Se Fig. 1.

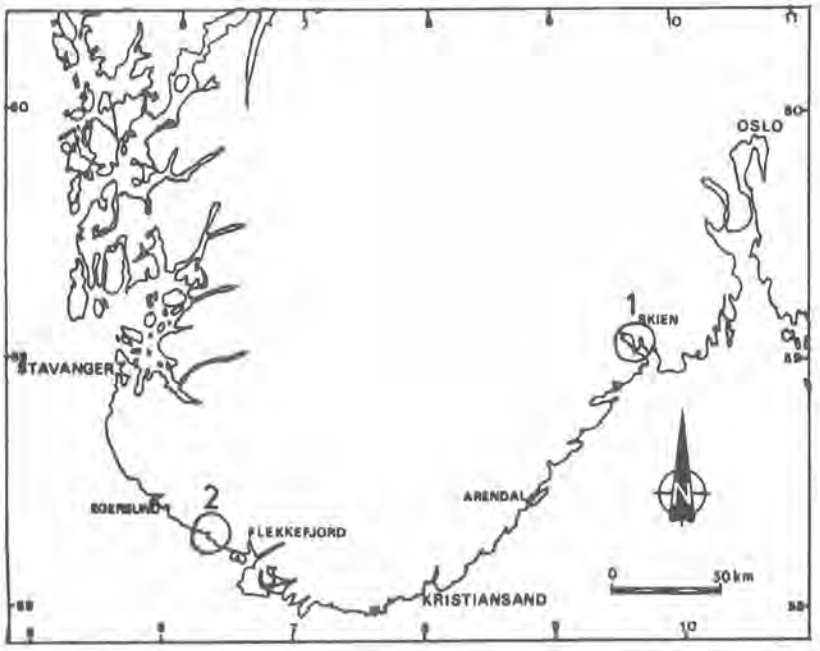


Fig. 1. Oversiktskartet viser den geografiske beliggenheten av Brevikområdet (merket med 1) og Tellnesområdet (merket med 2).

METODE OG ARBEIDSPROSEDYRE

Arbeidet kan etter metodene deles i to hoveddeler: En feltmessig del og en del med kartstudier og analyse av flyfoto.

FELTDEL

Feltarbeidet bestod i måling av strukturelementer som sprekker, forkastninger og foliasjonsplan med registrering av mineralisering, tykkelse av mineralisering, ruhet, utholdenhet, bevegelse osv.

KARTSTUDIER OG STEREOSKOPISK ANALYSE AV FLYFOTO

Pga. den store forskjellen i geologi og overdekningsgrad i de to områdene (Brevik og Tellnes) er det brukt forskjellige kart og flyfotogrunnlag i de to områdene. Selve flyfotoanalysen bestod i konstruksjon av bruddtektoniske kart og konstruksjon av rosediagrammer. Rosediagrammene blir brukt for å bestemme hovedbruddpopulasjonene i et område. Eksempel på rosediagram er vist i Fig. 2.

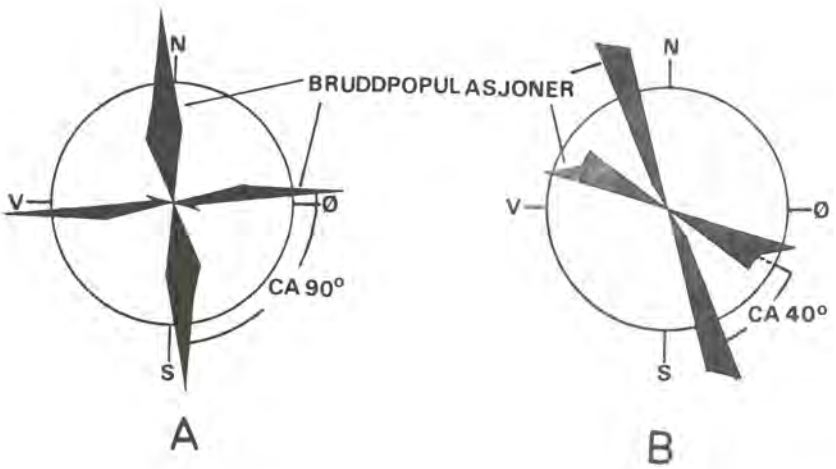


Fig. 2. Eksempler på rosediagram.
A) Eksempel på type 1 bruddsett med åpningsvinkel ca. 90°.
B) Eksempel på type 2 bruddsett med åpningsvinkel ca. 40°.

Følgende flyfoto målstokker ble brukt i de to områdene:

BREVIK

Tolkningen er basert på flyfoto, målestokk 1:13 000, i infrarøde originale opptak. Disse fotoene ble brukt, fordi de i forhold til tilsvarende sort-hvitt foto har bedre oppløsning og dessuten er følsomme overfor fuktighet slik at bruddlinjer lettere kan skilles ut. Bruddtolkningskartet er vist på Fig. 3.

TELLNES

I Tellnes-området ble det laget to bruddtektoniske tolkninger basert på flybilder i to målestokker, ca. 1:6 000 og ca. 1:29 000. God blottningsgrad gjorde bruk av spesielle bilder eller kart unødvendig.

1:6 000

Et meget detaljert og tett bruddmønster, har gjort det mulig å se sammenhengen mellom små og store bruddlinjer. Bruddtolkningen basert på denne målestokken er vist på Fig. 4. Det tette bruddmønsteret og nedfotograferingen, har dessverre gått utover kvaliteten slik at detaljene har forsvunnet.

1:29 000

Ved å kombinere denne tolkningen med geologien har det vært mulig å skille ut bruddsystemer som er dannet ved forskjellige mekanismer. Disse kan skilles på en relativ tidsskala. Fig. 5 viser det bruddtektoniske kartet for denne skalaen.

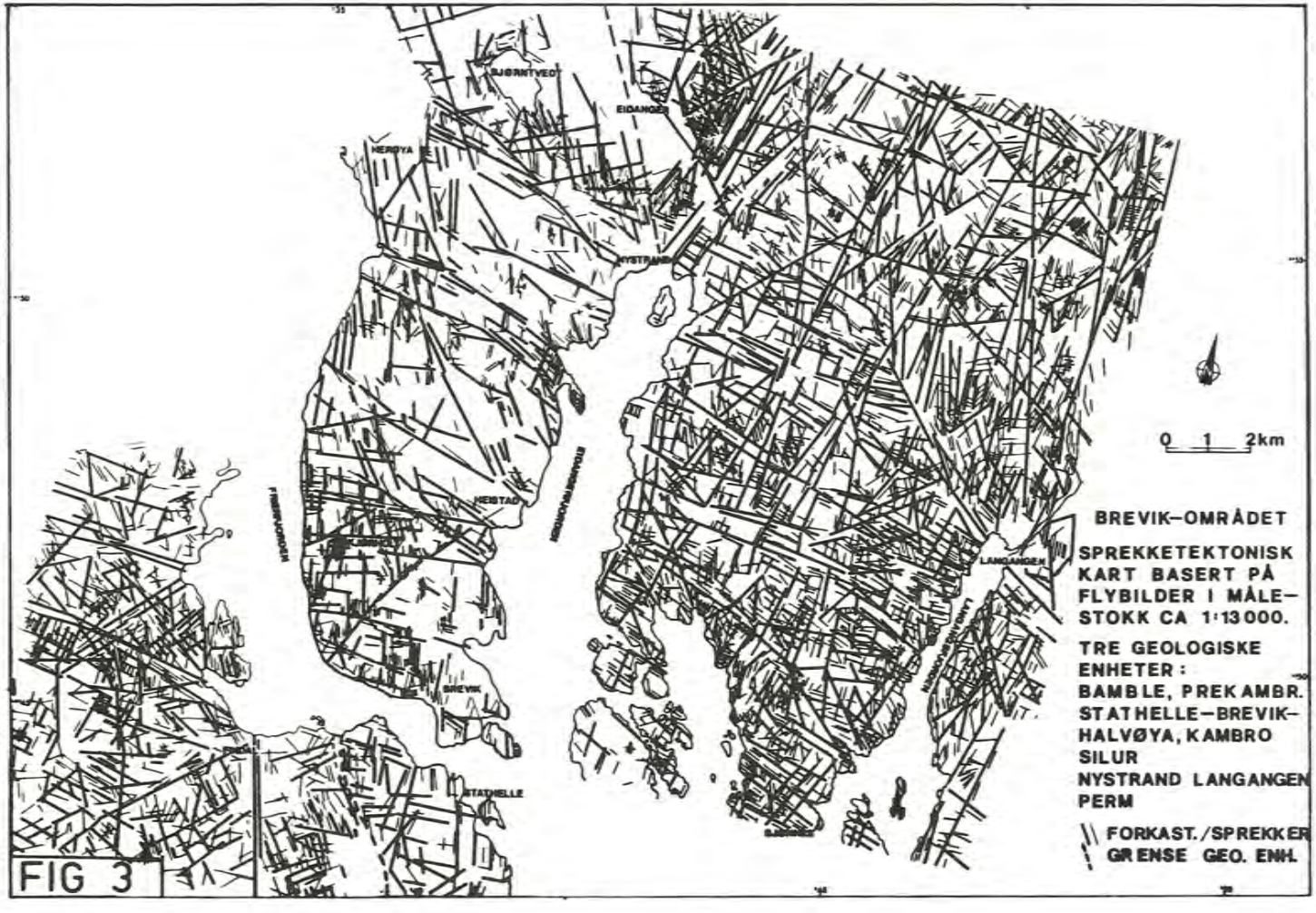

BJØRNEVEI
EIDANGER
HERØYA
NYSTRAND
HERSTAD
BREVIK
STATHELLE
LANGANGEN
0 1 2km
BREVIK–OMRÅDET
SPREKKETEKTONISK KART BASERT PÅ FLYBILDER I MÅLESTOKK CA 1:13000.
TRE GEOLOGISKE ENHETER:
BAMBLE, PREKAMBR.
STATHELLE–BREVIK–HALVØYA, KAMBRO SILUR
NYSTRAND LANGANGEN PERM
FORKAST./SPREKKER
GRENSE GEO. ENH.

FIG 3

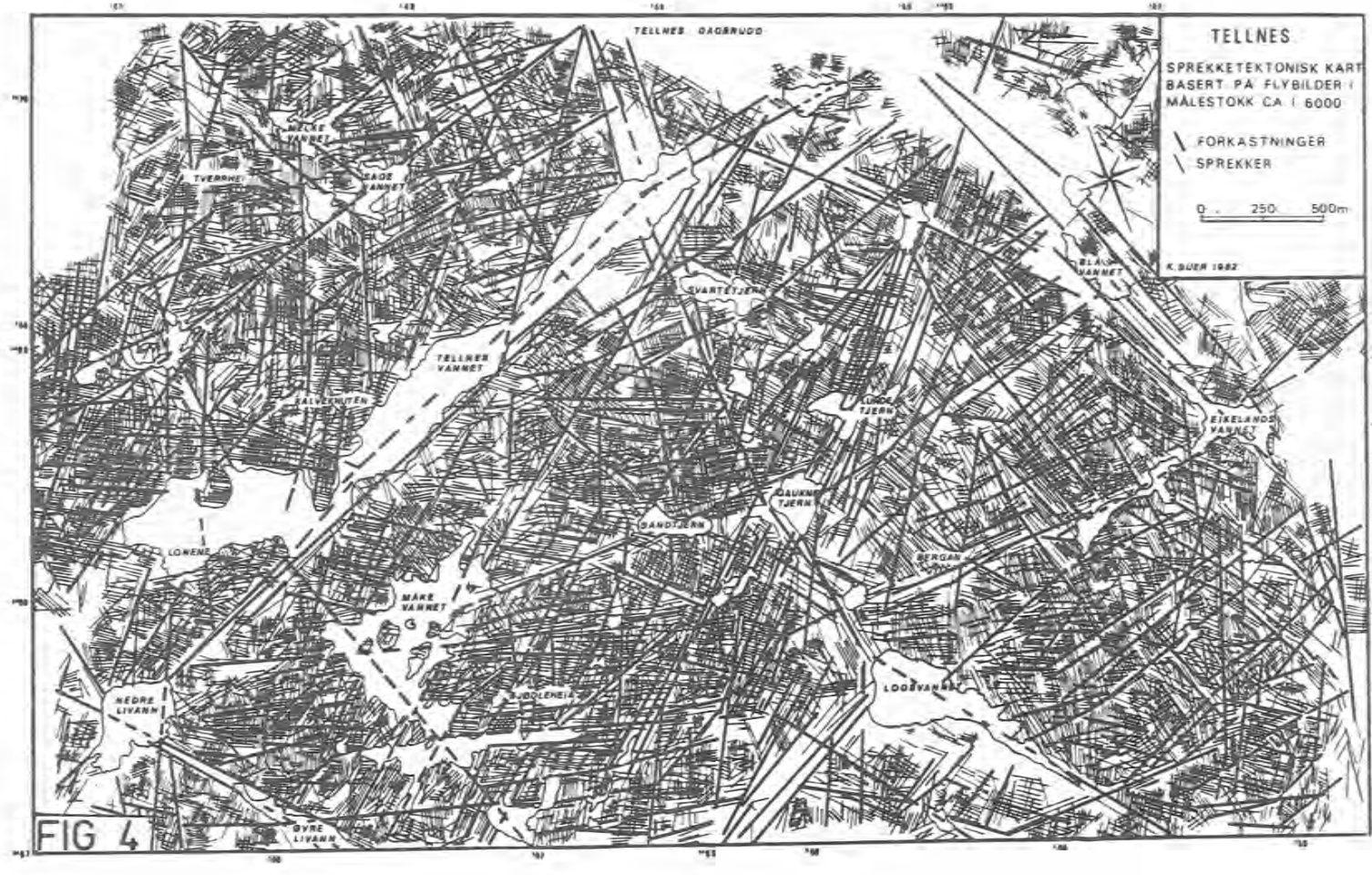
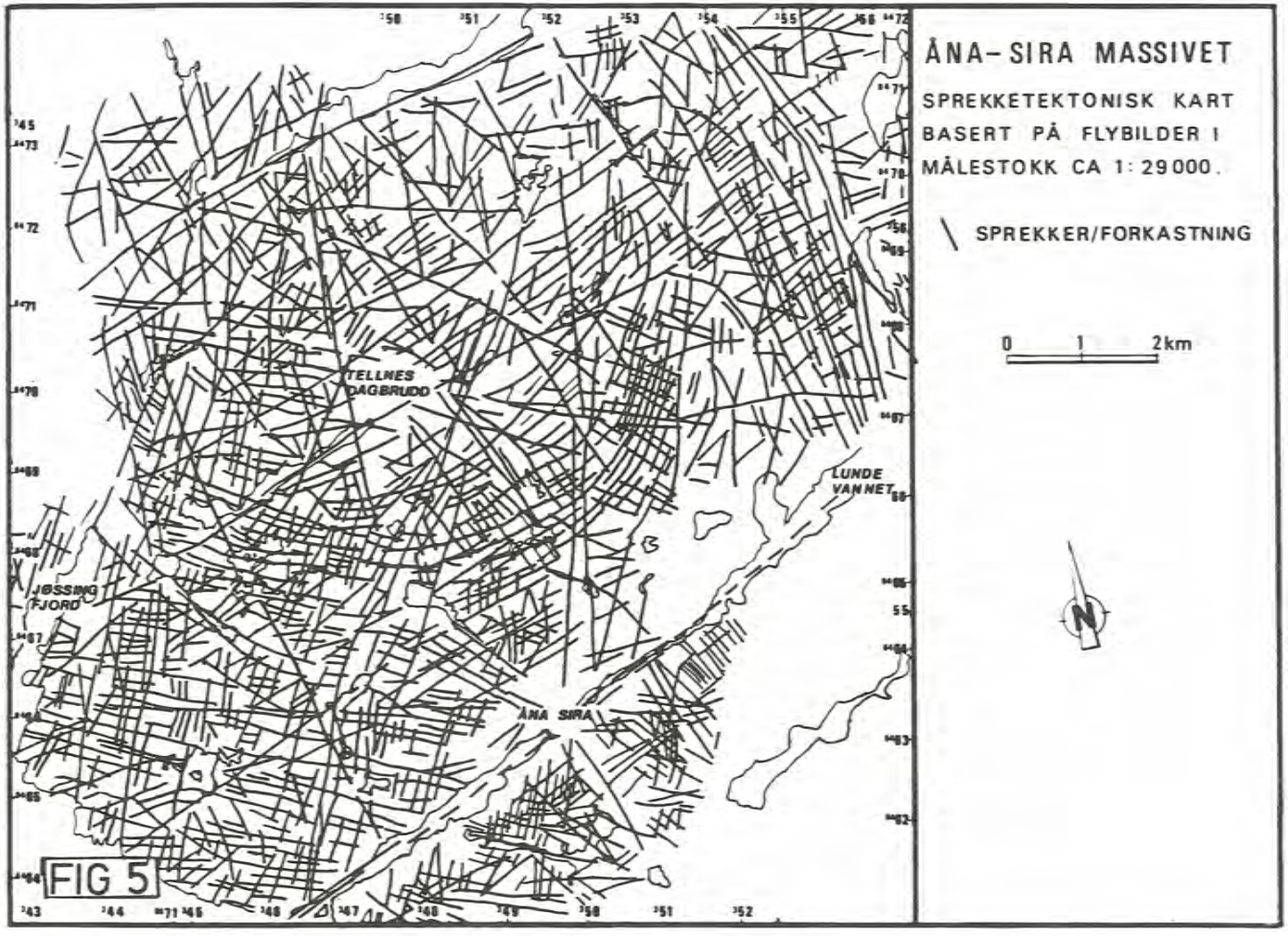

TELLNES
SPREKKETEKTONISK KART
BASERT PÅ FLYBILDER I
MÅLESTOKK CA I 6000
FORKASTNINGER
SPREKKER
0 250 500m
K. BUER 1982
TELLNES GAGBRUDD
MELKE VANNET
TVERRHEI
SAGE VANNET
TELLNES VANNET
SVARTETJERN
BLÅ VANNET
EIKELANDS VANNET
LONENE
MÅKE VANNET
BERGAN
LOOSVANNET
NEDRE LIVANN
ØYRE LIVANN

FIG 4


ÅNA-SIRA MASSIVET
SPREKKETEKTONISK KART
BASERT PÅ FLYBILDER I
MÅLESTOKK CA 1:29000.
SPREKKER/FORKASTNING
0 1 2km
TELLNES DAGBRUDD
LUNDE VANNET
JØSSING FJORD
ÅNA SIRA
FIG 5

KORT BESKRIVELSE AV GEOLOGIEN

BREVIKOMRÅDET

Området har fått sitt preg gjennom tre geologiske hovedperioder.

1. Prekambrium
2. Kambro-silur
3. Permtiden

De forskjellige gneis og granittbergarter som er en del av det fennoskandiske skjoldet ble i kambro-silurisk tid overleiret av marine sedimenter (kalker og leirer) med enkelte sandige lag og konglomerater inn i mellom. Deretter fulgte kanskje den viktigste perioden med kontinental rifting og store magmatiske intrusjoner. Denne perioden inkludert pre-rift stadiet, strakk seg fra øvre karbon til og med nedre trias, Ramberg og Larsen (1978). Geologisk er derfor området satt sammen av tre geologiske hovedenheter, se Fig. 6.

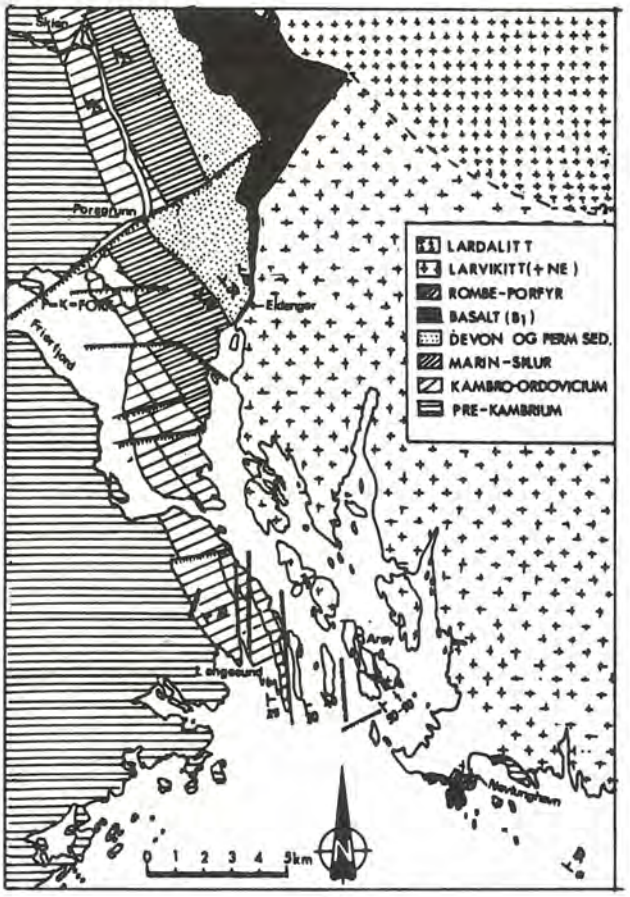


Fig. 6. Geologisk oversiktskart over Brevikområdet. Kartet viser tre geologiske hovedenheter: Prekambrium, kambro-silur og permintrusiver (Oftedal 1953).

TELLNESOMRÅDET

Hele det 160 km^2 store flyfototolkete område ligger innenfor den geologiske enheten som blir kalt Åna-Sira-massivet. Dette 200 km^2 store anortositt-massivet er en del av Egersundfeltets magmatiske kompleks som med Kogenetiske bergarter dekker et område på 1 500 km^2. Dette komplekset kan deles inn i ni deler, se Fig. 7.

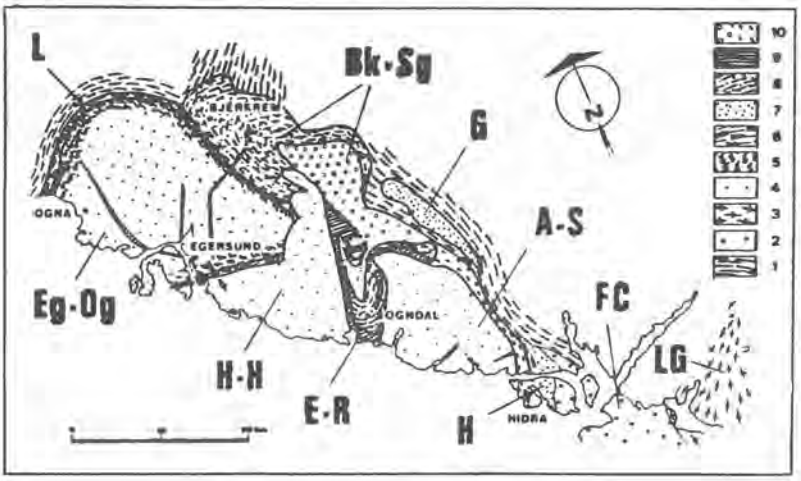


Fig. 7. Geologisk oversiktskart over Egersundfeltet. Egersund-Ogna anortositt (Eg-Og), Laksevelefjell noritt (L), Håland-Helleren anortositt (H-H), Bjerkum-Sogndal Lopolitt (Bk-Sg), Eia-Rekefjord monzonitt (E-R), ÅNA-SIRA Anortositt (A-S), Hidra (H) og Garsaknatt (G), Farsund charockitt (FC) og og Lyngdal Granodioritt (LG). 1) Omkringliggende granulitt gneis. 2) Farsund Charnokitt. 3) Lyngdal hornblende granodioritt. 4) Anortositt. 5) Leuconoritt gneiss. 6) Noritt. 7) Leuconoritt med anortositt. 8) Lagvis noritt. 9) Kvarts monozonoritt. 10) Mangeritt og kvarts mangeritt (Pasteels et al., 1979).

RESULTATER

Med unntak av bruddintensiteten som er mye større i Tellnes området, ga de bruddtektoniske analysene fra Tellnes og Brevikområdet overraskende like resultater. Disse kan sammenfattes i følgende punkter:

1. Et område kan alltid begrenses på en slik måte at kun to hovedbruddpopulasjoner finnes innen området. Hvis flere bruddpopulasjoner finnes, er disse representert med et mindre anntall sprekker. Disse sprekkene er i felt ofte åpne og fylt med kalkspat o.l., noe som er en indikasjon på at dette er ekstensjonsbrudd.

2. Det er mulig basert på åpningsvinkelen mellom bruddpopulasjonene å dele inn i to hovedtyper, se eksempler Fig. 2.

   Type 1: Subområder (mindre områder på flyfototolkningen) og feltområder hvor åpningsvinkelen er ca. 90°.

   Type 2: Subområder og feltområder hvor åpningsvinkelen er mindre enn 90° (vnaligvis 40°-60°).

   Fordelingen på disse to hovedtypene gir en overvekt av type 1.

3. Bruddpopulasjonene målt i felt har en generell tendens til å være parallell med eldre og større planstrukturer (foliasjon, skjærsoner, forkastninger o.l.). Feltobservasjoner viser at tendensen til parallellitet avtar med avstanden til planstrukturen.

4. Når type 2 bruddsett opptrer finnes det alltid planstrukturer parallell begge bruddpopulasjoner, mens når type 1 opptrer er det vanligvis kun en planstruktur parallell en av retningene.

ANDRE FELTOBSERVASJONER

Mineralisering på bruddplan i Brevikområdet er kloritt, muskovitt, kalkspat og noe hydrotermal kvarts. Mens Tellnes-området har brudd med kloritt, leire, montmorilonitt, stilbitt, talk og kalkspat.

TEORIER

En akseptabel teori for sammenhengen mellom sprekker og spenninger i felt må åpenbart stemme på alle punkter med de observasjonene som er presentert foran. Tiltross for at Mohr-Coulombs teori ikke stemmer overens med disse dataene, har jeg likevel valgt å presentere den kort for å vise noen av de områdene teorien ikke er tilfredstillende. Dessuten er denne teorien kanskje den mest brukte av både felt og laboratorie arbeidere (Scheidegger bygger også på denne teorien) for å bestemme bruddretninger og bruddstyrke.

MOHR-COULOMBS TEORI

Utgangspunktet for teorien er at makrobruddets retning og den spenning det dannes ved i følge Mohrs hypotese kan forutsies ved hjelp av en eksperimentelt bestemt omhyllingskurve, Mohr (1900). Hvis kurven er nær lineær er bruddvinkelen tilnærmet gitt ved $\theta = 1/4\ \pi - 1/2\ \phi$, Anderson (1905). Bruddforsøk har vist at denne vinkelen ligger mellom 20°-35°, se Hoek og Bray (1981).

Etter teorien dannes konjugerte bruddsett med åpningsvinkel $2\alpha = 2\theta = 40^{\circ}$-$70^{\circ}$, noe som stemmer dårlig med observasjoner av bruddsett med 90° i naturen.

Den endelige bruddretningen på makrobruddet kan ikke forutsies p.g.a endring i spenningstilstanden når et brudd initieres, Lajtai (1969).

I tillegg forutsetter teorien at mellomste spenning ikke virker inn på brudd-dannelsen, noe som blir motbevist, (Mogi, 1967 og Handin, Heard og Magouirk, 1967).

Av ovenfornevnte grunner, kan man konkludere med at denne teorien ikke kan beskrive sammenhengen mellom spenninger og sprekker i naturen. Derfor er det nødvendig å lage en ny enkel teori som beskriver forholdene i naturen bedre.

NY TEORI

Denne teorien bygger på den antakelsen at enhver bruddannelse vil føre til en lokal reorientering av spenningsaksene. I tillegg antas det at kun et av to mulige bruddsett kan dannes av gangen, fordi anisotropi alltid vil sørge for at en av retningene er å foretrekke framfor en annen. Det prekære punktet i denne teorien er hvordan og hvorfor spenningsaksenes retning vil bli endret ved brudd. Største spenningsakse kan få følgende lokale reorientering:

a) En reorientering hvor vinkelen til bruddplanet reduseres.

b) En reorientering hvor vinkelen til bruddplanet øker.

I følge litteraturen er den mest stabile orienteringen av største spenning vinkelrett på bruddplanet, (Anderson 1951, Hobbs et al., 1976). Dvs. at alternativ b) favoriseres.

Følgende resonnement støtter også alternativ b). Ved bruddannelse eller bevegelse på et bruddplan vil spenningen reduseres i og like ved bruddet som følge av frigjøring av energi i form av varme, knusing, bevegelse osv. (Price, 1966, Teisseyre, 1970, Chinnery, 1966). Dette fører til at bruddområdet representerer et lavspenningsområde i spenningsfeltet. Selv om denne reduksjonen er liten i forhold til det regionale feltet vil dette likevel være nok til at største spenning roteres bort fra bruddplanet, Lajtai (1969). Hvor stor roteringen av spenningen vil være, er avhengig av antall brudd, bevegelse og størrelse på bruddsonen.

En utløsning av spenning parallelt et anisotropiplan kan foregå så lenge skjærmotstanden overstiges, dvs. inntil største spenningsakse danner en så stor vinkel at anisotropiplanet ikke kan fungere lenger. I

følge Donath (1972) vil anisotropiplanet opphøre og fungere når vinkelen til største spenning er ca 60°-70°. Hvis bruddstyrken overstiges dannes et nytt plan. Det finnes tre muligheter:

A) Nybruddet dannes på samme side av største spenning som anisotropiplanet. Med en bruddvinkel på ca. 30° får man 2α lik 30°-50°, se Fig. 8.

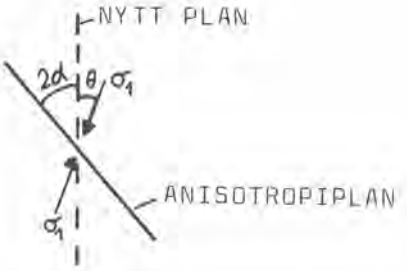


Fig. 8. Alternativ A.
Nytt bruddplan dannes i intakt bergart med $2\alpha = 30^{o}$-50°.
σ_1 = største hovedspenningsakse.
θ = Bruddvinkel mellom største hovedspenningsakse og nytt bruddplan.

B) Nybruddet dannes på motsatt side av største spenningsakse i forhold til anisotropiplanet. Med en bruddvinkel på ca. 30° vil nybruddet danne 2α tilnærmet lik 90° med anisotropiplanet, se Fig. 9.

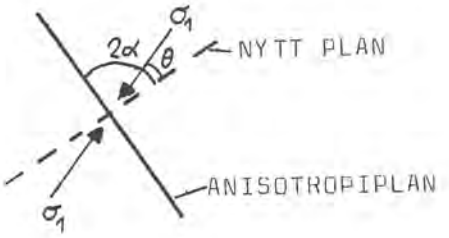


Fig. 9. Alternativ B.
Nytt bruddplan dannes i intakt bergart med $2\alpha = 90^{o}$. (Type 1 bruddsett).
σ_1 = Største hovedspenningsakse.
θ = Bruddvinkel mellom største hovedspenningsakse og nytt bruddplan.

Av disse to mulighetene, dvs. med kun en anisotropiretning, viser dataene at tilfelle B) er det foretrukne.

C) Dannelse av et nytt plan eller utløsning av bevegelse parallelt et annet anisotropiplan, kan skje så snart dette planet blir foretrukket framfor det første (f.eks. når vinkelen fra største spenningsakse er mindre til dette planet). Dvs. at vinkelen på 60°-70° angitt foran mister mening, se Fig. 10. Her er det vinkelen mellom anisotropiplanene som bestemmer åpningsvinkelen mellom bruddpopulasjonene.

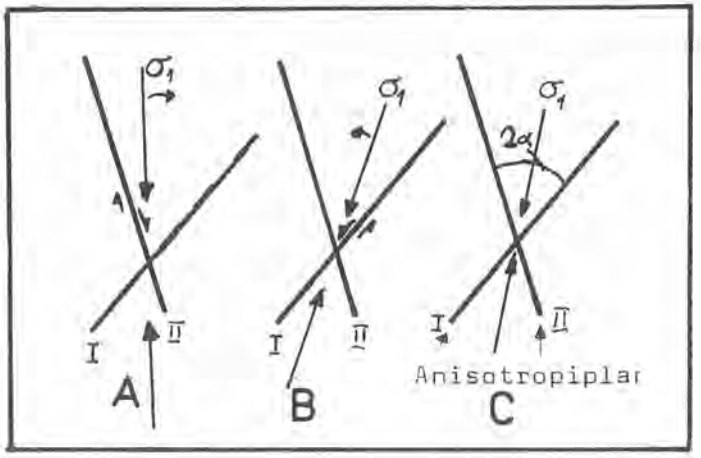


Fig. 10. Utvikling av type 2 bruddsett.
A) Utløsning av spenning langs plan I og rotering av spenningsaksen bort fra plan I.
B) Utløsning av spenning langs plan II og rotering av spenningsaksen bort fra plan II.
C) Spenningsaksen står i likevektstilling med vekselvis utløsning av spenning langs plan I og II.

Når det gjelder den endelige orientering av største horisontale spenningsakse, vil dannelsen av 2 generasjons bruddplan eller bevegelse langs et annet anisotropiplan føre til at spenningsaksene roteres motsatt vei inntil en likevektstilstand oppnås. Den mest sannsynlige orientering mellom to likeverdige bruddpopulasjoner er en deling av vinkelen. Fig. 10 og 11 illustrerer hvordan man kan tenke seg at dette kan foregå.

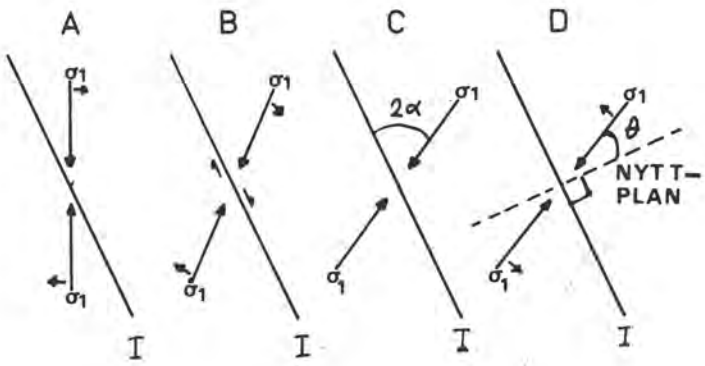


Fig. 11. Utvikling av type 1 bruddsett.
A og B) Utløsning av spenning langs plan I og rotering av spenningsaksen bort fra planet.
C og D) Vinkelen 2 α er så stor at plan I ikke kan nyttes slik at nytt plan dannes. Dette fører til at spenningsaksen roteres tilbake mot likevektstilling medt mellom planen.

Siden denne enkle teorien stemmer med observasjonene og kan forklare dannelsen av både type 1 og type 2 bruddsett, mener jeg at denne teorien er dekkende for dannelse av brudd i naturen.

KONSEKVENSER AV TEORIEN

De horisontale spenningsaksenes retning kan bestemmes med ganske stor sikkerhet. Dette kan gjøres fordi den mest stabile orienteringen mellom to plan som begge kan gi mulighet til utløsning av spenning er en deling av vinkelen. Hvilken av de to mulige kvadrantsettene som inneholder største spenningsakse, kan finnes ved hjelp av ekstensjonsplan hvis dette er observert i felt. Ekstensjonsplan dannes tilnærmet parallelt største spenningsakse. Ellers kan største spenningsakse antydes ved hjelp av noe jeg har kalt tetteste vinkel, se Fig. 12.

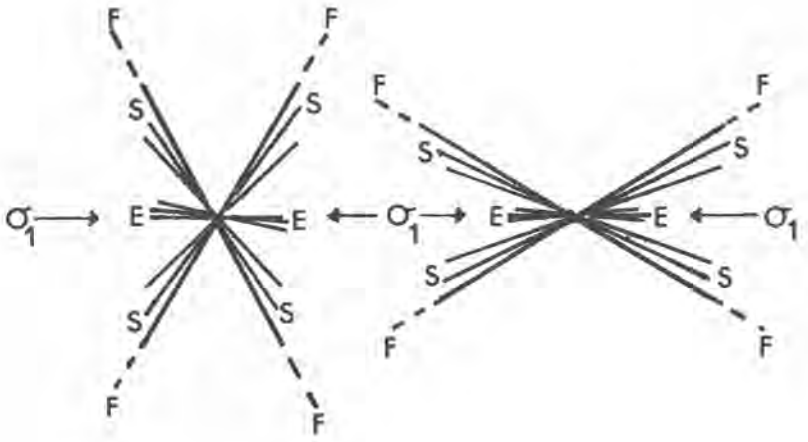


Fig. 12. Sannsynlig plassering av største bruddspenning i vilkårlige rosediagram. Bestemt ved hjelp av ekstensjonssprekker (E) og tetteste vinkel. Tetteste vinkel er et uttrykk for dannelse av sprekker, subparallelt anisotropiplanet (F).
F=Forkastning (anisotropiplan)
S=Sprekker
E=Ekstensjons-sprekker
σ_1=Største hovedspenning.

Tetteste vinkel er basert på at mindre bruddplan dannet subparallelt med større anisotropiplan, vil dannes med mindre vinkel til største spenningsakse enn vinkelen mellom anisotropiplan/største spenningsakse. Eksempler på områder hvor spenningsaken er beregnet er vist i Fig. 13, 14 og 15. På disse figurene er også de målte spenningsaksene inntegnet slik at en direkte sammenlikning mellom verdiene kan foretas.

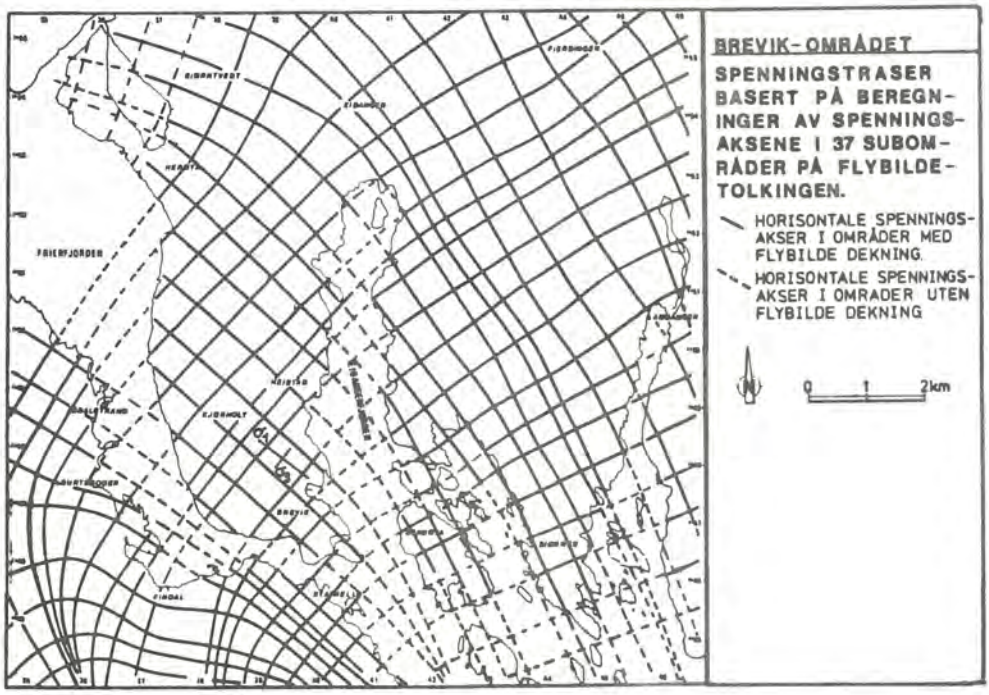


Fig. 13. Spenningstraser basert på beregning av spenning i 37 subområder fra flyfoto. Største hovedspenning tilsvarer sannsynligvis trasene NV-SØ som også er parallelt de målte spenningsaksen på Brevik-halvøya.

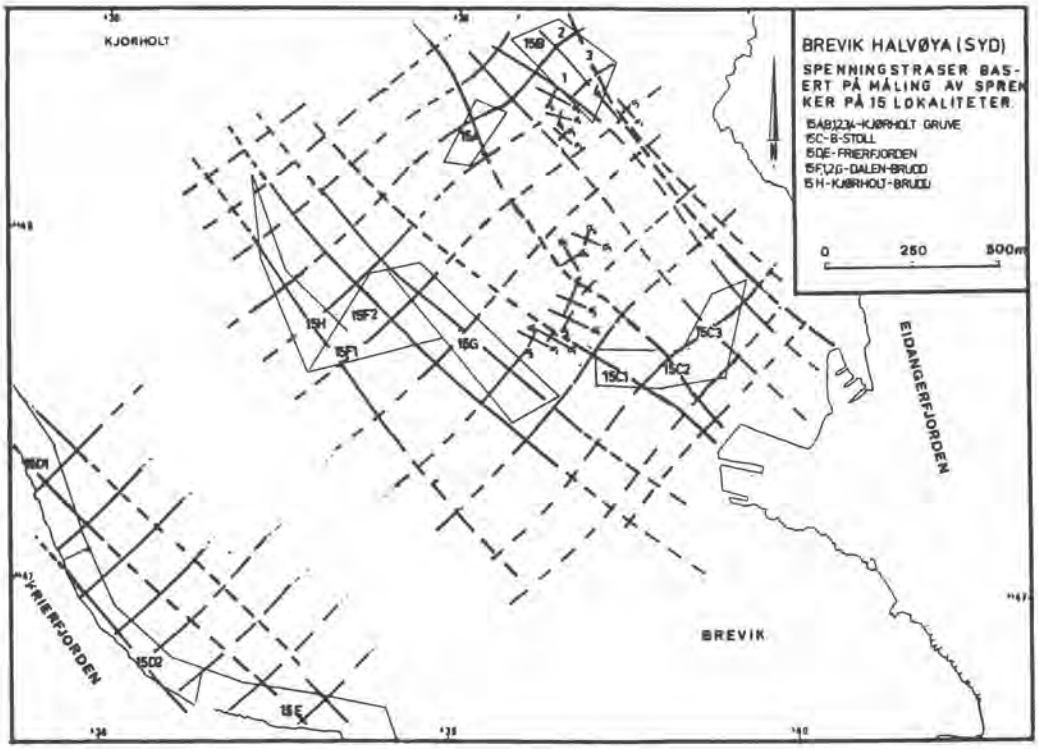


Fig. 14. Spenningstraser basert på måling av sprekker på 15 lokaliteter. Etter kriteriene på Fig. 12 tilsvarer største spenningsakse trasene NV-SØ som også stort sett tilsvarer de målte.

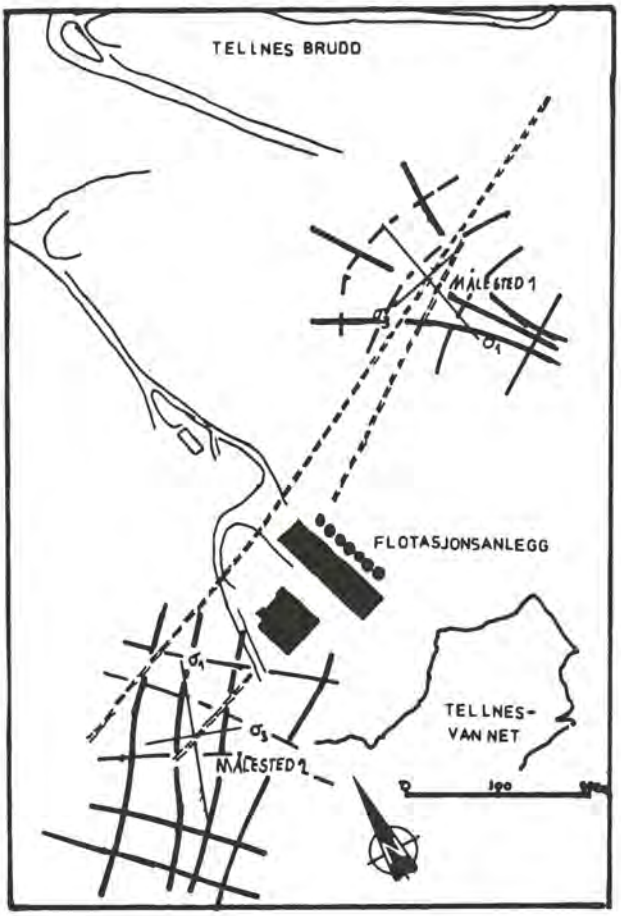


Fig. 15. Spenningstraser basert på måling av sprekker i tunellen i Tellenesområdet. Det er relativt god overenskommelse mellom målte og beregnete verdier på de to målestene.

KONKLUSJON

Sammenlikning mellom beregnete og triaksial målte spenningsakser, viser at det er rimelig god overenstemmelse mellom målte og beregnete spenningsakser. Siden resultatet av spenningsmålingene forelå før beregningen av spenningene etter teorien vil nye spenningsmålinger utført etter spenningsakseberegninger etter teorien vise om teorien kan brukes. En slik spenningsakse kontroll vil muligens bli utført i løpet av november 1982 i Tellnes området. Hvis teorien er god nok vil den være et rimelig alternativ til triaksiale spenningsmålinger, når industrien har behov for å vite spenningsaksenes retning ved anlegg i fjell.

REFERANSELISTE

Anderson, E. M., 1905: The Dynamics of Faulting, Trans. Edin. Geol. Soc. 8, Nr 3, 387 sd.

Anderson, E. M., 1951: The Dynamics of Faulting, 206 sd., Oliver and Boyd, Edinburgh.

Chinnery, M. A., 1966: Secondary faulting. Canadian J. Earth Sci. 3, 163-174.

Donath, F. A., 1972: Effects of cohesion and granularity on the deformational behavior of anisotropic rock. In: Doe, B. R., Smith, D. K. (eds.): Studies in mineralogy and precambrian geology. Geol. Soc. Am. Memoir 135, 95-128.

Handin, J., Heard, H.C. og Magouirk, J. N., 1967: Effects of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite and glass at different temperatures and strain rates. J. Geophys. Res. 72, 611-640.

Hobbs, B. E., Means, W. D., Williams, P. E., 1976: An outline of structural geology. John Wiley and Sons, Inc. 571 sd.

Hoeck, E., Broy, J. W. 1981: Rock slope engineering 3rd. ed. I. M. M. London, 360 sd.

Holtedahl, O., 1943: Studies on the igneous rock complex of the Oslo region. I. Some structural features of the district near Oslo. Scr. Norske Vid.-Akad. i Oslo, I. Mat.-naturv. Kl. 1943, Nr. 2, 71 sd.

Lajtai, E. Z., 1969: Mechanics of second order fault and tension gashes. Geol. Soc. Am. Bull., 80, 2253-2272.

Magi, K., 1967: Effect of the intermediate principal stress on rock failure. J. Geophys. Res. 72, 5117-5131.

Mohr, O., 1900: Welche Umstende bedingen die Elastiätsgrenze und den Bruch eines Materiales? Z. Verein. dtsch. Ing. 44, 1524-1530; 1572-1577.

Pasteels, P., Demaiffe, D. og Michot, J., 1979: U-Pb and Rb-Sr geochronology of the eastern part of the South Rogaland igneous complex, southern Norway. Lithos, Vol. 12, Sd. 199-208.

Price, N. J., 1966: Fault and joint development in brittle and semibrittle rock. Pergamon Press. N.Y., 176 sd.

Ramberg, I. B. og Larsen, B. T., 1978: Tectomagnetic Evolution. In: Dons, J. A., Larsen, B. T. (eds.). the Oslo paleorift, A Review and Guide to Excursions. Norges Geol. Unders. 337, 55-63.

Teisseyre, R. 1970: Crack formation and energy release caused by the concentration of dislocations along fault planes. Tectonophysics, 9, 547-557.

NYE ERFARINGER OM OPPSPREKNINGENS INNVIRKNING PÅ BORBARHET OG STABILITET VED FULLPROFILBORING

Recent experiences about the influence of discontinuities on boreability and stability by full face tunnel boring.

Dr.ing. O. T. Blindheim, A/S Geoteam

SAMMENDRAG

Innhold av svakhetsflater som sprekker og stikk i fjellmassen letter dennes borbarhet. Det hele er et samspill der antall sprekkesystemer, frekvens, orientering og type (ruhet) til svakhetsflatene virker inn. Effekten av oppsprekningen er ikke spesifikk for fjellmassen, men er avhengig av matekraft, kutteravstand og bergartsstyrke.

Dette kompliserte samspillet er ikke tilfredsstillende kvantifisert. Foredraget summerer kort opp de viktigste hovedtrekkene i denne sammenheng. Nye erfaringer viser hvor utslagsgivende det er for inndriften at det i det minste er en moderat oppsprekning tilstede i fjellmassen når det bores i sterke bergarter med en matekraft like over den kritiske.

Oppsprekningen har generelt en gunstig effekt på borbarheten. Ved særlig tett oppsprekning og ved uheldig orientering av sprekkene, dvs. nær parallelt tunnelaksen, kan imidlertid stabiliteten bli svekket. Virkningen på borbarhet og stabilitet bør behandles og vurderes separat.

SUMMARY

The rock mass boreability is improved by the presence of weakness planes such as joints, cleavage and foliation. The number of joint sets, frequency, orientation and roughness are important. The effect on the boreability is not specific for the rock mass, but is dependant of thrust, cutter spacing and rock strength.

This complicated interaction is not satisfactory quantified. The paper summarizes the most important factors. Recent experience shows how important it is for the net penetration that even a moderate jointing is present in the rock mass. This is valid when strong rock is bored with a thrust just above the critical.

In general, the presence of weakness planes in the rock mass has a positive effect on the boreability. However, in very broken rock and when a joint set is nearly parallell to the tunnel axis, the stability may be redused. The effect of jointing on the boreability and stability should be treated separately.

BEDRET BORBARHET KAN BETY SVEKKET STABILITET

At svakhetsflater i fjellmassen, som letter borbarheten, samtidig kan bety en forverring av stabiliteten er innlysende. Det bør imidlertid være like innlysende at disse to effektene bør behandles, vurderes og forsøkes kvantifisert hver for seg.

Hadde det vært brukt like mye energi på å samle inn gode erfaringsdata for disse to effektene som det har vært brukt bare til å diskutere borbarhetstester, hadde dette spørsmålet for lengst vært ganske grundig klarlagt. En del resultater om oppsprekningens innflytelse er tidligere publisert i dette forum, se referansene BLINDHEIM [1] og AASEN [2].

Den stadige utprøvingen av fullprofilboring i mer krevende og også hardere bergartsformasjoner gjør det imidlertid stadig aktuelt for oss å ajourføre erfaringsdataene.

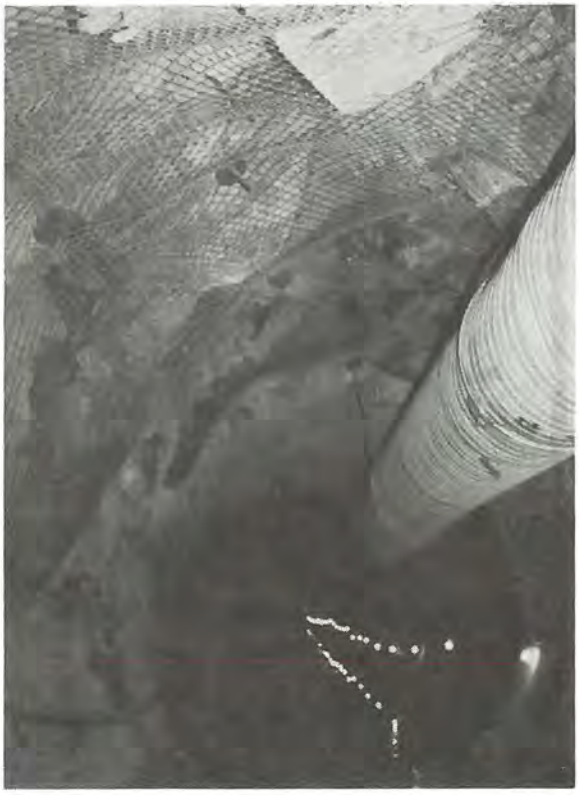


Fig. 25.1 Oppsprukket gneis krever sikring i sprengt tunnel, men kan stå usikret i boret, (Washington D.C., diameter 3.8 m)

Det tidligere presenterte systemet med oppsprekningsklasser for klassifisering av fjellmassens borbarhet, se bl.a. Prosjektrapport 1-79 [3], gir ingen direkte indikasjon på de mulige stabilitetsproblemene. Nedenfor følger en del eksempler fra en påbegynt oppfølgingsserie som søker å klarlegge disse forholdene.

Figur 25.1 illustrerer dette og viser en ganske tett oppsprukket gneis i Washington D.C. med oppsprekningsklasse varierende fra II til III, (se kort definisjon i figurteksten til figur 25.7). Denne må sikres i sprengt profil, men kan fullprofilbores med diameter 3,8 m uten behov for sikring. At fremdriften blir vesentlig lettet av sprekkene ser vi fremme på stuffen, figur 25.2, der det er tydelig at fjellet bryter ut foran kuttersporene.

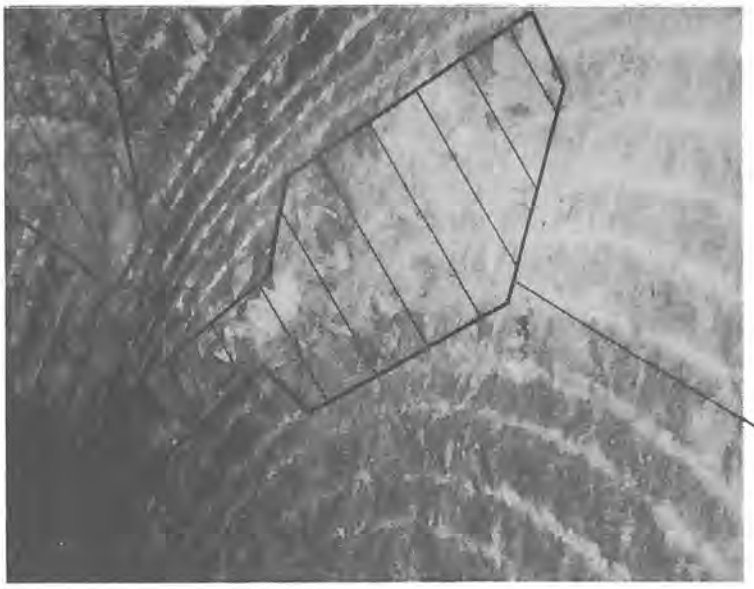


Fig. 25.2 Sprekker på stuffen letter brytingen. De kutterne som passerer sprekkene blir avlastet og matekraften overføres til de andre som derved borer mer effektivt.

Figur 25.3 illustrerer hvordan borkakset blir når fjellet er tett oppsprukket av flere sprekkesystemer. Bildet er tatt under boring av inntakstunnelen ved Seabrookanlegget. I så oppsprukket fjell, oppsprekningsklasse III-IV, blir borbarheten vesentlig lettet, selv om matekraften må reduseres på grunn av slag på kutterne o.l. Stabilitetssikring blir også nødvendig, se figur 25.4. For nærmere diskusjon av dette anlegget vises til BLINDHEIM & HELGEBOSTAD [4].

Fig. 25.3 Grovt borkaks ved boring i blokkig fjell, (Seabrook-anlegget, diameter 5,8 m)

Fig. 25.4 Sikring av blokkig fjell med stålbuer, (Seabrook-anlegget, diameter 5,8 m)

Figur 25.5 viser den benkige kalksteinen i Chicago. Dette er ypperlig "TBM-fjell". En del av benkningssprekkene har stor ruhet og utgjør knapt noen velutviklet mekanisk diskontinuitet, mens andre er mer markerte og gjennomsettende, (oppsprekningsklasse I, varierende til II). Siden de stryker parallelt med tunnelhengen kan de i kombinasjon med andre sprekker nær parallelt tunnelen gi mindre utfall, se figur 25.5 nederst.

Ved innsamling og systematisering av erfaringsdata fra slike anlegg kan vi etterhvert kvantifisere en del av disse effektene.

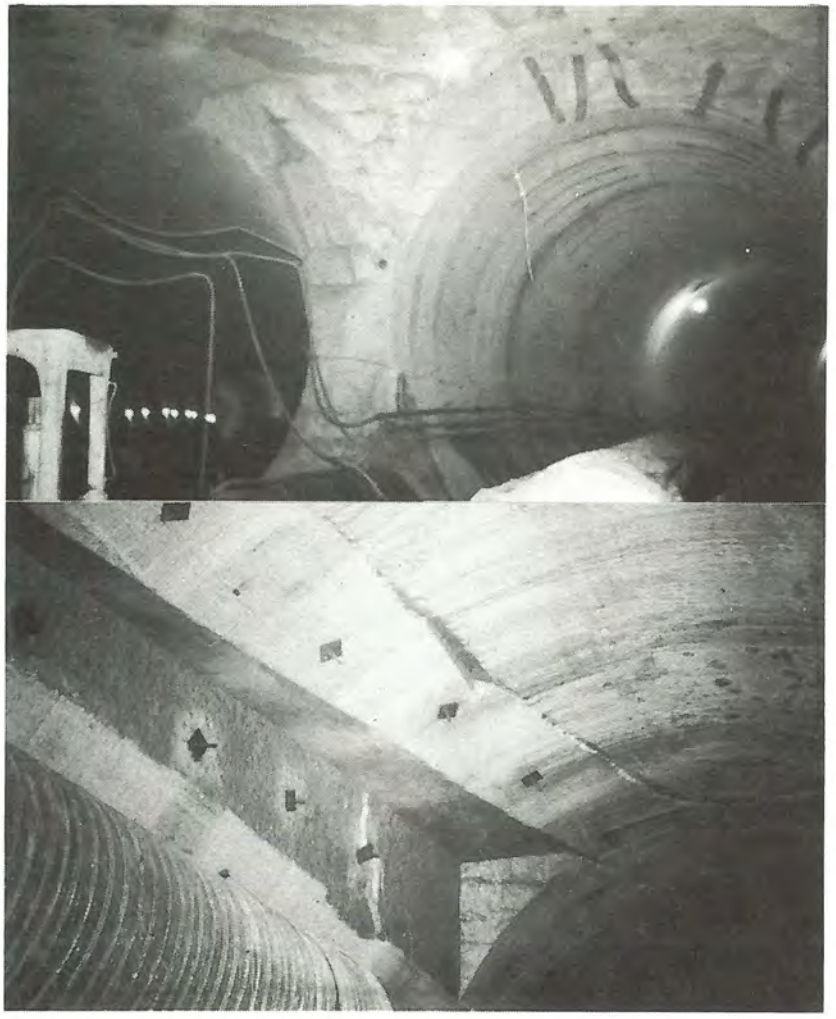


Fig. 25.5 Kalkstein med benkningsstikk i Chicago, tunneldiameter 10,7 m.

Nederst sees utfall langs benkningsstikk og steil sprekk parallelt med tunnelen.

HELT MASSIVT FJELL ER TUNGT BORBART

Hittil har oppmerksomheten vært rettet mot moderat til tett oppsprukket fjell. Fjell med større sprekke- eller stikkavstand enn 40 cm har i denne sammenheng vært karakterisert som tilnærmet massivt og er blitt puttet i

samme "sekk". Dette viser seg å være for enkelt. Så lenge dette gjaldt situasjoner med bergarter med god borbarhet var denne forenklingen grei nok. Man kunne i praksis se bort fra tillegget fra en sparsommere oppsprekning uten vesentlige feil.

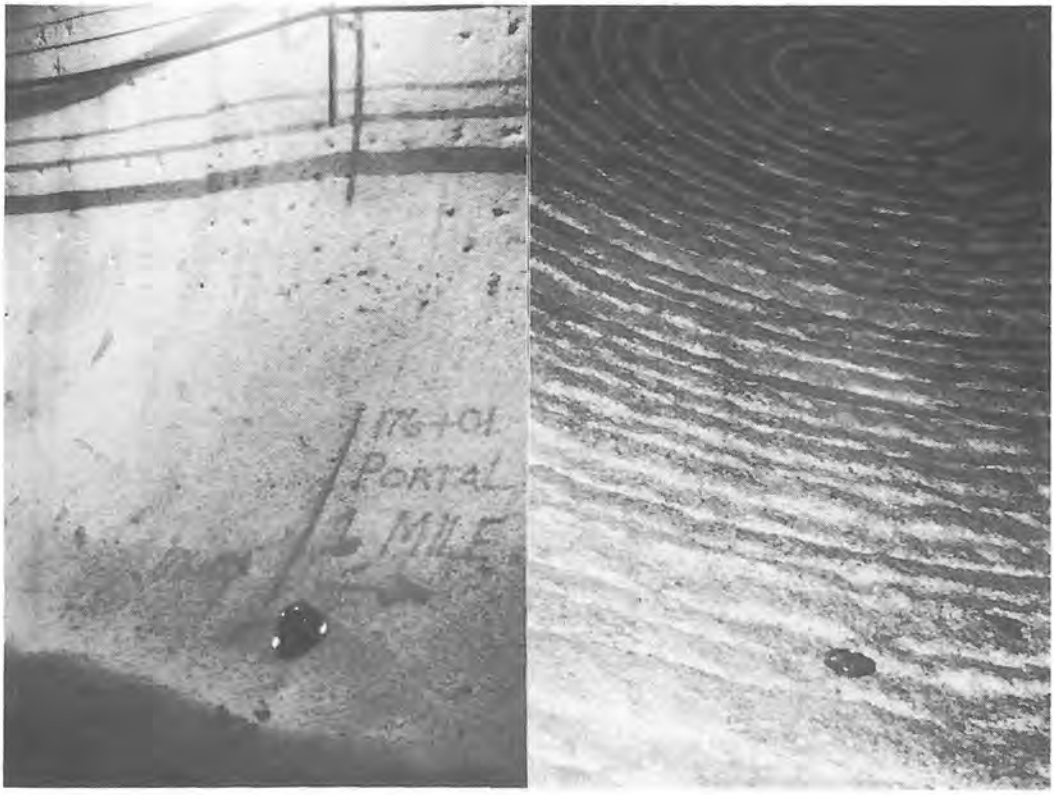


Fig. 25.6 Massiv granodioritt fullprofilbores i Kerckhoff i California med diameter 7,3 m. Ingen sprekker å se hverken i tunnelvegg eller på stuffen.

I en del tilfeller i det siste har man imidlertid erfart at når fjellet er helt massivt samtidig som bergarten er tungt borbar, går det saktere enn tidligere erfaringer skulle tilsi. Dette gjelder etter det forfatteren kjenner til i granittisk gneis i Zillergründl i Østerrike, Kerckhoff i California, [5] og [6], og i Stølsdal på Ulla-Førre-anlegget slik HOLEN [7]

rapporterte på Fjellsprengningskonferansen i går, også omtalt av ROLFSEN [8].

Spesielt ut fra det oppfølgingsprogrammet som er under utførelse i Stølsdal for NVE, av Institutt for Anleggsdrift, NTH, har man erkjent behovet for en "oppsprekningsklasse "0" gjeldene for helt massivt fjell.

Dette refererer seg til den nevnte inndeling i oppsprekningsklasser som har vært presentert tidligere og som "Prosjektrapport 1-79", [3], utgitt i fjor, baserer seg på.

Erfaringene det siste året viser altså at det trengs en supplering og justering av denne modellen. Dette er det viktig å være oppmerksom på for den som skal planlegge eller utføre tunnelboring under tilsvarende forhold.

Årsaken ligger i det forhold at for sterke bergarter ligger den kritiske matekraft pr. meiselring på et meget høyt nivå når fjellet er helt massivt. Man må helt opp i omkring 15 t/meiselring før man får nevneverdig inntrengning av kutterne.

På basis av registreringer fra ca. et dusin anlegg, Seabrook [4], Buckskin, Washington D.C., Grimsel, Aurland, Kerckhoff m.fl., der det er boret i middels til tungt borbare bergarter (DRI = 49 - 38), er sammenhengen mellom matekraft pr. meiselring og inndrift pr. omdreining vist i figur 25.7. Kurvene støtter seg dels på enkeltstående datasett, dels på større serier og dels på fullstendige registreringskurver for denne sammenhengen bestemt ved direkte forsøk med de respektive tunnelbormaskinene.

Legg spesielt merke til hvor raskt inndriften øker når matekraften kommer over et visst nivå ("kritisk matekraft") for hver grad av oppsprekning eller oppsprekningsklasse. Linjen for oppsprekningsklasse 0, som man altså tidligere ikke har hatt erfaringsdata fra, er angitt ut fra boreresultater oppnådd det siste året i helt massiv granodioritt i Kerckhoff.

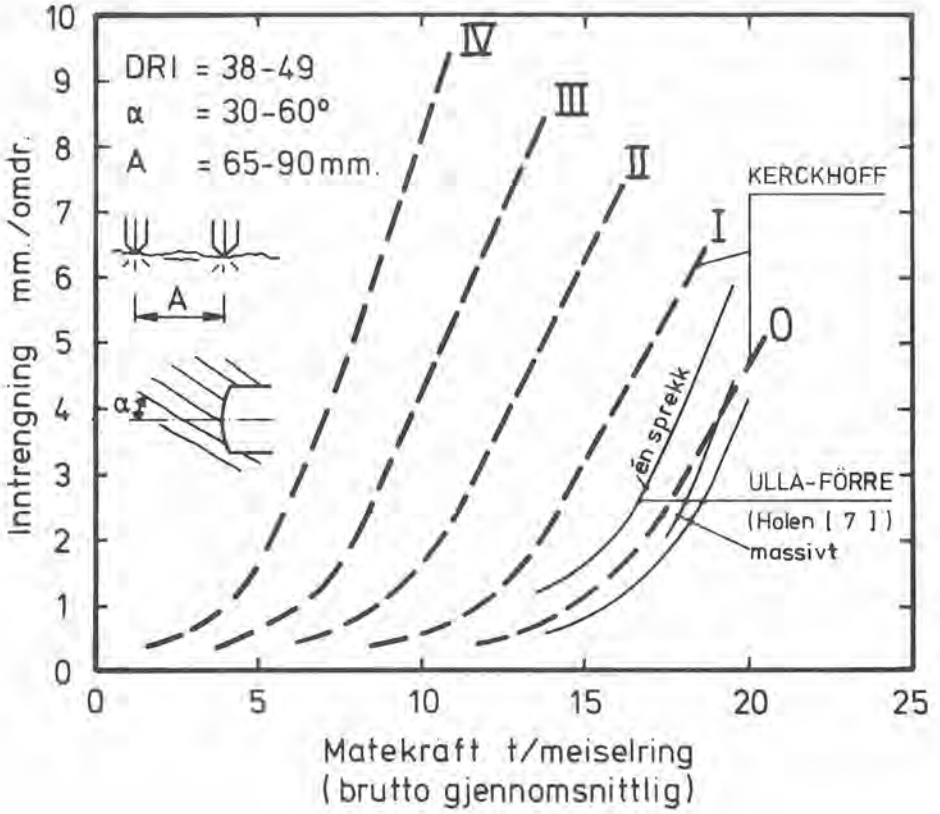


Fig. 25.7 Sammenhengen mellom matekraft pr. meiselring og inntrengning pr. omdreining for middels til tungt borbare bergarter og forskjellige grader av oppsprekning.

Oppsprekningsklassene I-IV er ifølge NTH's prognosemodell 1-79 [3]:

Oppsprekningsklasse	Avstand mellom svakhetsflater
IV	5 cm
III	10 "
II	20 "
I (basis)	40 "

Bemerk at inntrengningen for oppsprekningsklasse 0 i Kerckhoff for 18 t/meiselring er bare halvparten av inntrengningen for oppsprekningsklasse I.

Tilsvarende kurver fra Ulla-Førre, gjengitt etter Holen [7], viser samme tendens. Legg merke til hvor stor forskjell bare én sprekk utgjør i dette området!

En videre bearbeiding av disse ferske erfaringene vil forhåpentligvis innen relativt kort tid kunne resultere i en prinsipielt riktigere og mer korrekt prognosemodell for inndrifter ved tunnelboring.

ORIENTERING OG RUHET ER OGSÅ VIKTIG

I tilknytning til figur 25.7 nevnes at orienteringen av svakhetsflatene og karakteren til disse kan endre borbarheten minst én klasse.

Siden forfatterens foredrag i 1979 [1] og Aasens i 1980 [2] er det vunnet flere erfaringer angående orienteringen og typen av svakhetsflater.

WANNER [9] har publisert resultater som viser at sprekker dannet ved strekkspenninger, det vil si ru sprekker, ikke påvirker nettoinndriften så mye som sprekker dannet ved skjærbevegelser i fjellmassen, som gir glatte sprekkeflater.

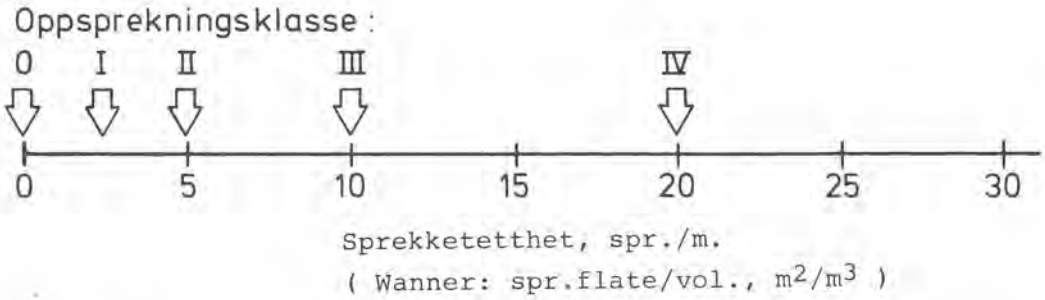
Forøvrig viser hans og Aeberli's data, som han refererer, at innflytelsen av anisotropien og oppsprekningen kan påvirke netto inndrift med en faktor på inntil henholdsvis 1,5 og 2,5, endog mer hvis man ligger nær det kritiske matetrykket for bergarten. Dette stemmer godt med våre egne observasjoner.

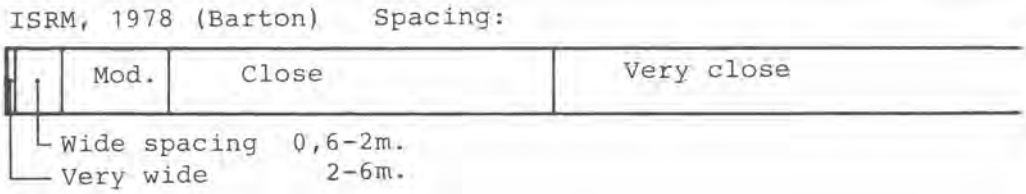
OPPSPREKNINGEN KAN GI STABILITETSPROBLEMER

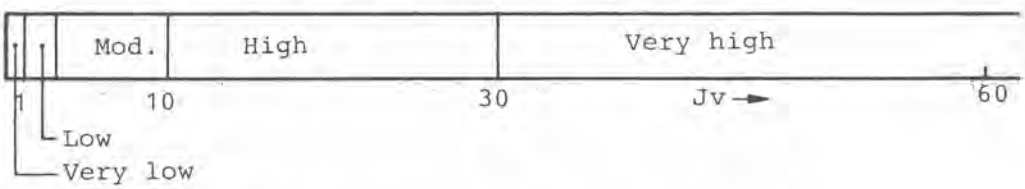
De nevnte oppsprekningsklassene I-IV, som altså bør suppleres med en klasse 0, har vært utviklet for klassifisering av oppsprekningsgraden med hensyn på borbarheten.

I tillegg til behovet for denne mer detaljerte oppdeling for det mer massive fjellet, melder ønsket om en systematisk

behandling av hvordan oppsprekningen påvirker stabiliteten seg. Det er derfor nå naturlig å se nærmere på hvordan klassifiseringssystemer for oppsprekningsgraden generelt, eller spesielt med hensyn på stabilitet, korresponderer med de nevnte oppsprekningsklassene for borbarhet.







RQD korrelert med Jv etter Palmstrøm, 1975 [12] :

RQD = 115-3,3 Jv

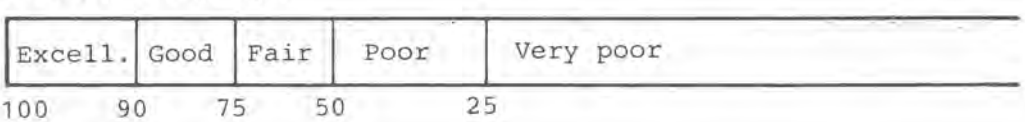


Fig. 25.8 Sammenstilling av noen systemer for klassifisering av oppsprekningsgrad. Sammenstillingen med Palmstrøm's sprekketall J_V er basert på at $J_V \simeq 2$ x sprekketettheten når ett sprekkesystem dominerer, [12].

I figur 25.8 er det foretatt en slik sammenstilling. PALMSTRØM's sprekketall, J_V, synes å kunne være en interessant parameter ved slike analyser, spesielt siden han har etablert en korrelasjon mellom dette og RQD (RQD $\simeq$ 115-3,3·J_V), [11] og [12].

RQD-skalaen i figuren gir forøvrig en indikasjon på at det først er fra oppsprekningsklasse III og oppover at man vil vente stabilitetsproblemer av betydning. Dette korresponderer godt med de praktiske erfaringene fra de omtalte anleggene. Når det opptrer flere gjennomsettende sprekkesystemer er det som regel en del stabilitetsproblemer for oppsprekningsklasse IV, i noen tilfeller allerede fra klasse III.

Dette bør imidlertid nyanseres litt. Dersom det kun opptrer ett sprekkesystem, som f.eks. ved skifrighet eller benkning alene, og dette står i en gunstig vinkel til tunnelaksen, behøver det ikke å være stabilitetsproblemer selv for oppsprekningsklasse IV.

Dersom vinkelen mellom sprekkeflatene og tunnelaksen er mindre enn ca. 10 - 15°, kan utfall bli et problem allerede for beskjedne sprekkefrekvenser, særlig på grunn av at fastspenningslabbene forstyrrer fjellet.

Disse betraktningene er illustrert i figur 25.9, sammen med forskjellige utsagn angående oppsprekningens innflytelse på borbarhet og stabilitet, etter referansene [13], [14], og [15]. Sammenstillingen må ikke tas for bokstavelig idet de respektive forfatterne ikke har diskutert utsagnene nærmere. Den understreker imidlertid behovet for at det må arbeides videre med å kvantifisere de enkelte effektene hver for seg.

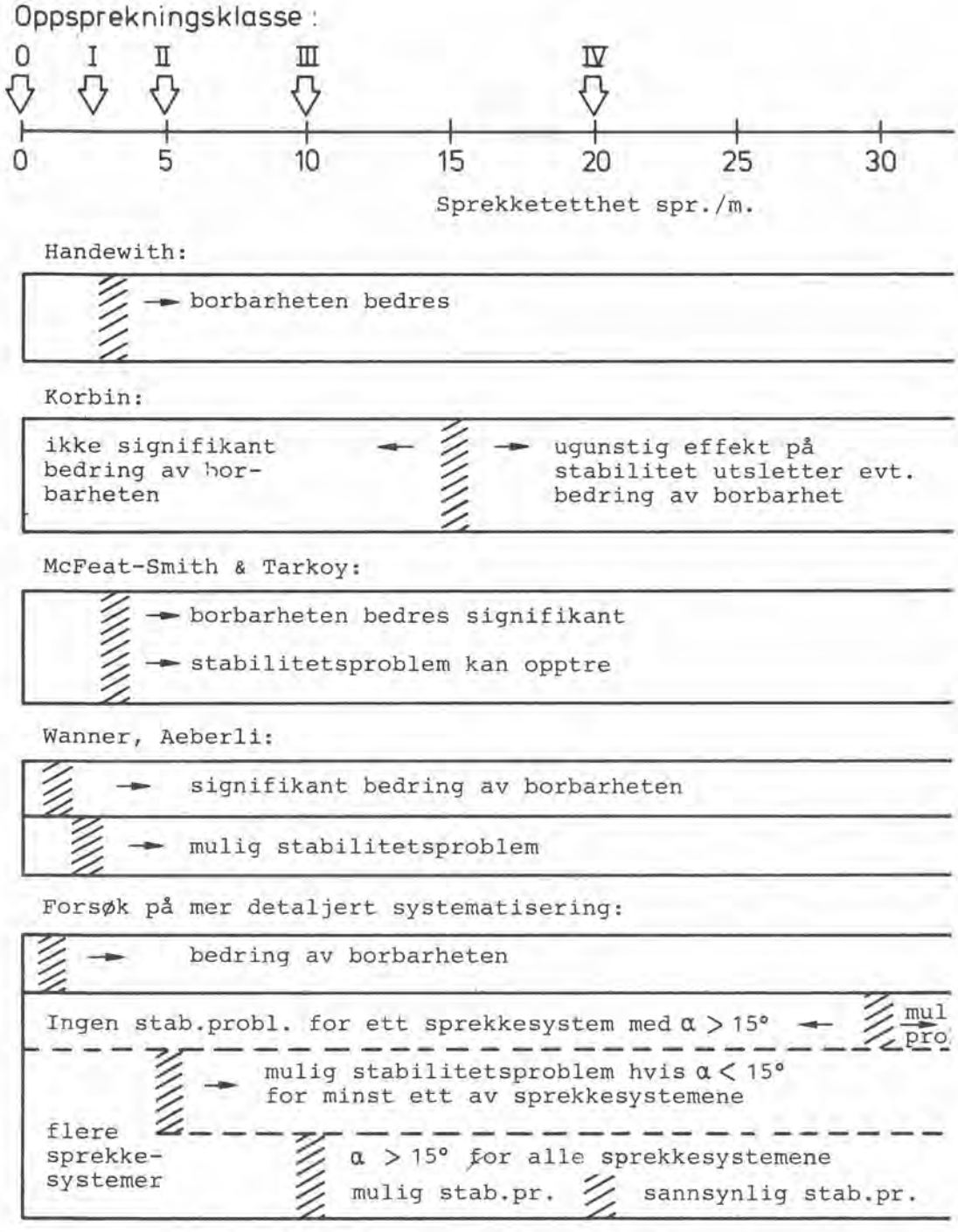


Fig. 25.9 Forskjellige vurderinger angående oppsprekningens innflytelse på borbarhet og stabilitet.
(α er vinkel mellom sprekkeplan og tunnelakse)

GRUNDIGE FORUNDERSØKELSER BØR UTFØRES

Vi vet nå i prinsipp hvordan oppsprekningen påvirker borbarhet og stabilitet. Det finnes derfor ingen unnskyldning lenger for å nøye seg med lettvinte forundersøkelser.

Det er forfatterens mening at de impliserte partene; byggherrer, entreprenører, konsulenter og leverandører, burde finne en anledning til å diskutere forundersøkelser for fullprofilboring. Det er ønskelig at man kan etablere en praksis for slike undersøkelser, slik at de kan få et kvalitetsmessig tilfredsstillende og samtidig økonomisk hensiktsmessig omfang. Slike tilstrekkelig grundige undersøkelser bør bli regelen og ikke unntakene som hittil. Det er tross alt ti år siden erfaringene fra den første borede tunnelen i Norge ga oss de første informasjoner om oppsprekningens innflytelse, BLINDHEIM [16].

Det er selvsagt ikke mulig for ingeniørgeologene å klarlegge alle forhold i detalj ut fra forundersøkelsene, overraskelser må man nok fortsatt regne med. For den problemstillingen som er omtalt i dette foredraget kan man imidlertid konstatere at det foreløpig er relativt sjelden at ingeniørgeologens muligheter til å skaffe nyttige opplysninger utnyttes fullt ut.

Oppsprekningen kan som regel kartlegges med brukbar nøyaktighet fra overflaten. Den kan om nødvendig kontrolleres ved hjelp av kjerneboring og seismikk. Det er f.eks. tidligere i dette forum rapportert hvordan sprekkefrekvensen kan anslås ut fra refraksjonsseismiske målinger, HALVORSEN [17].

Kjerneboring og seismikk blir normalt brukt for å skaffe opplysninger om spesielle forhold som større knusningssoner e.l., men kan altså gi nyttige opplysninger også om oppsprekningsgraden. Det vil derfor være mer aktuelt i fremtiden å bruke slike undersøkelser i forbindelse med forundersøkelser for fullprofilboring av tunneler.

REFERANSER

[1] BLINDHEIM, O.T. (1979): "Bruddmekanismer under rullemeisler. Faktorer som påvirker boreprosessen ved fullprofilboring av tunneler". Bergmekanikkdagen, Oslo.

[2] AASEN, O. (1980): "Innflytelse av bergartsegenskaper og oppsprekning ved rullemeiselboring med trearms tunnelbormaskin". Bergmekanikkdagen, Oslo.

[3] PROSJEKTRAPPORT 1-79 (1979): "Fullprofilboring av tunneler". Institutt for Anleggsdrift, Geologisk Institutt, NTH, Trondheim.

[4] BLINDHEIM, O.T. & HELGEBOSTAD, J. (1980): "Fullprofilboring ved Seabrook-anlegget. Borbarhet og sikringsarbeider". Rapport nr. 14, Geologisk Institutt, NTH, Trondheim.

[5] FRÆKALAND, S. H. (1981): "Fullprofilboring med store rullemeisler". Hovedoppgave i ingeniørgeologi. Geologisk Institutt, NTH, Trondheim. Upublisert.

[6] HARDER, P. (1982): "TBM drives four miles through granite mountain". Tunnels & Tunnelling July 1982.

[7] HOLEN, H. (1982): "Fullprofilboring i gneisgranitt og boring av stigorter. Erfaringer fra Ulla-Førre-anleggene". Fjellsprengningskonferansen, Oslo.

[8] ROLFSEN, P.B. (1982): "Fullprofilboring Ulla-Førre". Fossekallen nr. 4-82.

[9] WANNER, H. (1980): "Klüftigheit und Geistein-Anisotropie beim mechanischen Tunnel vortrieb". Rock Mechanics, suppl. 10.

[10] ISRM-COMMISION ON STANDARDIZATION OF LABORATORY AND FIELD TESTS (1978): "Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 15.

[11] BARTON, N. (1976): "Recent experiences with the Q-system of Tunnel Support Design". Proc. Symp. Explor. Rock Eng. Johannesburg. In the Appendix.

[12] PALMSTRØM, A. (1982): "The volumetric joint count. A useful and simple measure of the degree of rock mass jointing". To be published at 4th Int. Congr. IAEG, New Dehli.

[13] HANDEWITH, H. (1972): "Suggested Tunnel Investigation Criteria for Rock Boring Machines". Proc. 8th Symp. Rock Mech. Univ. of Toronto.

[14] KORBIN, G. E. (1979); "Factors influencing the performance of full face hard rock tunnel boring machines". Univ. of Calif. Dept. of Civ.Eng.

[15] Mc FEAT-SMITH, I. & TARKOY, P. J. (1980): "Site investigations for machine tunnelling contracts". Tunnels & Tunnelling.

[16] BLINDHEIM, O.T. (1972): "Erfaring fra fullprofilboring i grønnstein". Fjellsprengningskonferansen, Oslo.

[17] HALVORSEN, A. (1975): "Vurdering av dagfjell på grunnlag av seismiske refraksjonsmålinger". Bergmekanikkdagen, Oslo.

FULLPROFILBORING I ANLEGG MED BERGTRYKKSPROBLEMER

Examples of rock pressure problems during tunnel and shaft boring.

Dr.ing. O. T. Blindheim, A/S Geoteam

(Presentert på Bergmekanikkdagen, 1981)

SAMMENDRAG

Foredraget går gjennom endel eksempler på bergtrykksproblemer ved fullprofilboring. Bergslagsytringer i form av avskalling i vegger eller vederlag kan gi store problemer med fastspenning og innretting av tunnelbormaskinen. Ved bruk av skjoldmaskiner kan avskalling og oppflising gi problemer med fastkiling av skjoldet. Aktiv sikring i form av bolter og netting rett bak borhodet, eventuelt supplert med stålribber og rister, synes å gi den beste fremdriftssikringen.

SUMMARY

The paper analyses some examples of rock pressure problems connected with tunnel boring. Rock spalling in the tunnel wall or crown can cause serious problems with gripping and machine alignement. Conditions with heavy squeezing and slickensided rock may cause extreme difficulties for shielded machines because of friction on the tail end of the shield. Rock reinforcement and support just behind the cutterhead seem to be the best solution when dealing with heavy rock pressure problems.

SILDVIK

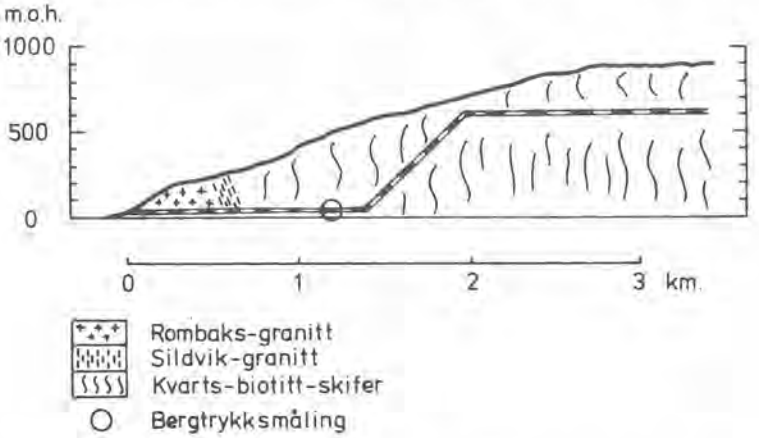
Fullprofilboringen av trykksjakta i Sildvik med diameter 2,5 m og lengde 760 m er tidligere omtalt av SKJEGGEDAL [1] og [2]. DAHLE [3] har diskutert bergtrykksproblemene i anlegget inngående i et eget foredrag.

På grunn av problemer med intenst bergslag, hadde det vært nødvendig med omfattende sikringsarbeider i form av bolting og betongsprøyting i anleggets tunneler og fjellrom.

I adkomsttunnelen viste bergtrykksmålinger en største hovedspenning på ca 21 MPa, mellomste på 18 MPa, begge nær flattliggende. Minste hovedspenning var ca 8 MPa. Overdekningen var ca 400 m.

Bergarten er en middels sterk kvartsbiotitt-skifer. En situasjonsskisse er vist i figur 25.A.1.

Ut fra det foreliggende var det ventet at det særlig i nederste del av trykksjakta ville opptre bergslag. Det ble ut fra orienteringen av hovedspenningene og sjakta antatt at bergslaget først og fremst ville opptre i overgangen mellom stuff og heng. Dette ville bli spesielt problematisk for kutterskiftet. Videre kunne særlig venstre del av heng og høyre del av såle få utfall slik at fastspenningslabbene kunne få problemer her.



Figur 25.A.1 Lengdeprofil adkomsttunnel-trykksjakt-driftstunnel. (Etter Dahle)

For en detaljert beskrivelse av sikringsopplegget, henvises til Skjeggedals foredrag. Her skal bare understrekes følgende konklusjoner og nyttige erfaringer:

- Sjakta hadde en relativt gunstig orientering i forhold til spenningene. Som ventet opptrådte det intenst bergslag i den nederste delen av sjakta, muligens også noe forsterket av enkelte sprekker, men problemene avtok oppover.

- Det ble gjennomført en effektiv sikring med radielle bolter, bånd og netting. Dette ga en systematisk sikring i takt med fremdriften uten å hindre denne noe vesentlig. Dette ble muliggjort av en arbeidsplattform bak tilbakefalls-sikringen og innsats av 2 - 3 ekstra mann pr skift (8 mot 5-6). Denne sikringen utgjorde både arbeidssikring og permanent sikring.

- Det var ikke nødvendig med sikring rett bak borhodet idet bergslaget ikke utviklet seg så raskt. En slik sikring hadde vært meget vanskelig å utføre på grunn av den trange plassen i dette området.

- Forholdene ble derfor strengt tatt noe bedre enn det man var forberedt på. Siden intensitet og omfang av bergslag sjelden lar seg forutsi helt nøyaktig, bør imidlertid beredskapen dekke en noe ugunstigere situasjon enn den man venter vil dominere.

- Forøvrig er det mulig at man ved å drive en slakere sjakt kunne ha redusert omfanget av sikringsarbeidene, idet kravet til arbeidssikkerhet nå ble utslagsgivende.

BRATTSET

Før noen eksempler fra utlandet gjennomgås, skal noen observasjoner fra Brattset i Sør-Trøndelag nevnes kort.

Overføringstunnelen for Brattset kraftverk drives med en diameter på 4,5 m med moderat overdekning, dvs. 100 - 200 m.

Tunnelen bores nær parallelt foliasjonsplanet i fyllitt og glimmerskifer.

På enkelte partier er fyllitten spesielt skifrig ("flatbrødaktig") og er gjennomsatt av en del glatte glidespeil. Det er her observert en tendens til utbukling i side og vederlag, se figur 25.A.2. Dette gir ikke store overmasser eller driftsforstyrrelser, men dryssing fra hengen reduserer sikkerheten.

Figur 25.A.2 Utbukling pga. moderat bergtrykk i planskifrig fyllitt på Brattset.

Dette utgjør nærmest en kuriositet sammenliknet med de mer dramatiske problemene som skal omtales nedenfor, men fenomenet fortjener en forklaring.

I et boret profil blir ikke stabiliteten av fjellet forstyrret av sprengningsriss, og spenningsvollen kommer nærmere konturen. Selv moderate bergtrykk kan derfor i slike spesielle situasjoner der bergarten er svak pga. sterkt utviklet skifrighet, gi en utbukling og endel nedfall. I en sprengt tunnel ville imidlertid overmassene trolig vært langt større, men man hadde kanskje ikke angitt bergtrykket som årsak til nedfallet.

OMFATTENDE ERFARINGER MED BERGTRYKKSPROBLEMER OG FULLPROFILBORING FINNES I UTLANDET

Utover de erfaringene som hittil er gjort i Sildvik, har vi altså ikke hatt bergtrykksproblemer i forbindelse med fullprofilboring i Norge. Dette vil nok komme etter hvert som metoden blir tatt i bruk under forhold der høye dalsidespenninger vil forårsake bergslag. Vi bør derfor trekke konklusjonene av de erfaringene som allerede er gjort i utlandet før det begynner å sprake om ørene på uforberedte TBM-mannskap.

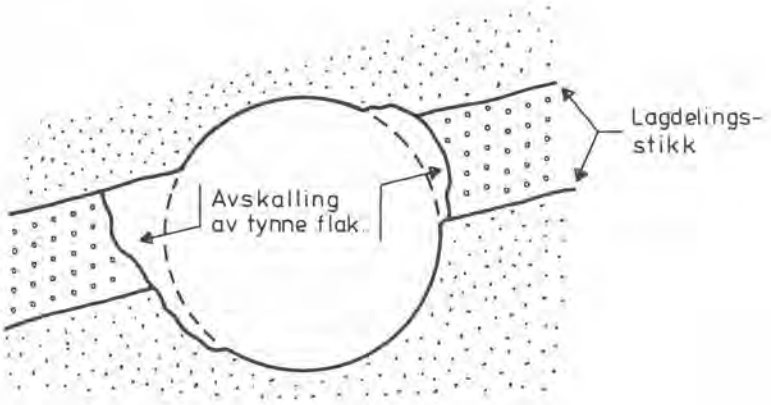
Som det vil fremgå, kan selv alvorlige bergslagsproblemer overvinnes, men de kan også forårsake vesentlige forsinkelser og fordyrelser.

SØR-AFRIKA

Libanon Gold Mine var først ute med tunnelboring i Sør Afrika. I 1975 ble det boret ca 280 m tunnel med 3,4 m diameter i middels sterk kvartsitt (enaksiell trykkfasthet på 210 MPa) på 2280 meters dyp.

Det ble boret parallelt benkningen i fjell som var massivt bortsett fra enkelte lagdelings- eller benkingsstikk.

Det fant sted en tildels intens avskalling av tynne flak i veggen. Dette var særlig intenst der maskinen gikk parallelt en kvartsittbenk med to lagdelingsstikk som vist i figur 25.A.3



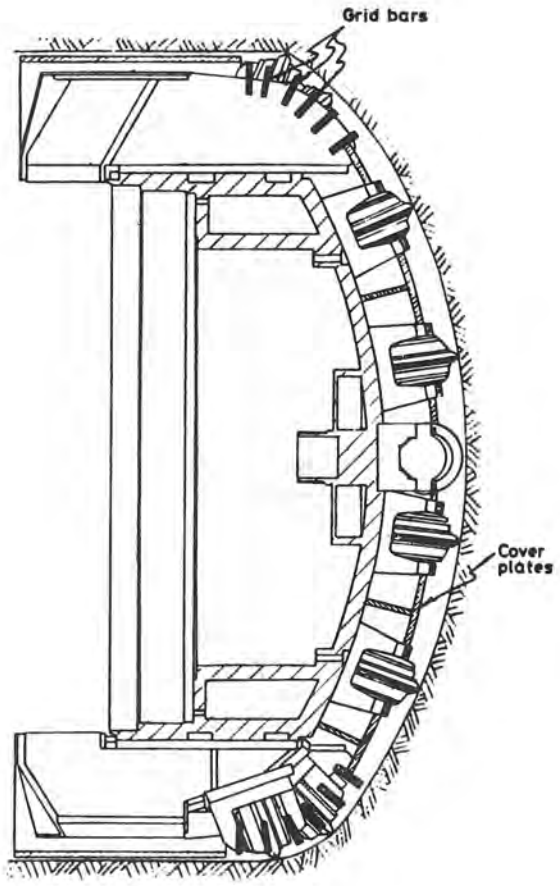
Figur 25.A.3 Tunneltverrsnitt som viser avskalling mellom to lagdelingsstikk på grunn av store vertikale spenninger. (Skisse etter Graham)

Selv om maskinen hadde et spesielt dreibart fastspenningssystem og faktisk kunne spenne fast i heng og såle, istedetfor som normalt i veggene, forårsaket utfallet problemer. Dårlige fastspenningsforhold ga også økte borverktøykostnader. Bergslagsavskallingen fant sted helt fram til og også på stuffen. Dette ga også problemer med blokkering av borkaksoppsamlerne.

GRAHAM [4] beskriver disse forholdene mer i detalj. Nedenfor er det oppsummert hvilke modifikasjoner som man foreslo på basis av erfaringene,

1. Montering av falsk frontplate på borhodet og støtteribber for å hindre slag på kutterne og fastkiling av løse flak. se figur 25.A.4.

2. Montering av et glissent fingerskjold bak borhodet for å muliggjøre bolting.



Figur 25.A.4 Forslag til modifikasjoner på borhodet til tunnelbormaskin under bergslagsforhold. Montering av dekkplater og ribber. (Etter Graham)

Arbeidsforholdene var ekstremt vanskelige med meget tungvint adkomst og høye temperaturer, dvs. ca 60°C!

Senere erfaringer med andre tunnelbormaskiner på store dyp bekrefter hvor viktig det er å sikre gode fastspenningsforhold.

I South Vaal boret en tunnelbormaskin med 3,45 m diameter på ca 2000 m dyp. Ved rask utvikling av bergslag i veggene, ble det nødvendig å utføre bolting umiddelbart bak borhodet. Dårlig oppspenning på grunn av utfall forårsaket vibrasjoner og ga raskt ekstreme borverktøykostnader (3 - 5000 kr/fm i den abrasive kvartsitten.

Figur 25.A.5 Bergslagsavskalling i veggene i konvensjonelt drevet stoll på grunn av høye vertikale spenninger på 2000 m dyp i Sør-Afrika

Maskinen spente fast mot heng og såle. Veggboltingen kunne når bergslaget ikke utviklet seg for raskt, utføres bak tunnelbormaskinen under bor-transportøren.

Figur 25.A.5 viser det vanlige avskallingsmønsteret i konvensjonelt drevne stoller. Figur 25.A.6 viser moderat avskalling i den fullprofilborede tunnelen.

Figur 25.A.6 Avskalling i vegger og vederlag i tunnel med 3,45 m diameter i South Vaal

I East Driefontein er det boret flere 1,8 m "reef raises" dvs. stigorter langs det gullførende laget med 20 - 25° stigning. Dette ble boret med en spesiell tunnelbormaskin "avkledd" transportbånd etc. idet massen ble spylt ned.

Det ble boret på ca 1900 m dyp der veggene ellers viste tegn på bergslag tilnærmet like intenst som i figur 25.A.5.

Månedlig fremdrift var typisk mellom 50 - 100 m. Det ble ikke utført sikringsarbeider under drivingen. Avskallingen i sidene utviklet seg langsomt og stort sett i form av tynne flak. Større flak kunne forekomme i forbindelse med lagdelingsstikk.

Figur 25.A.7 Avskalling langs konsentrert kjøl i veggen, East Driefontein.

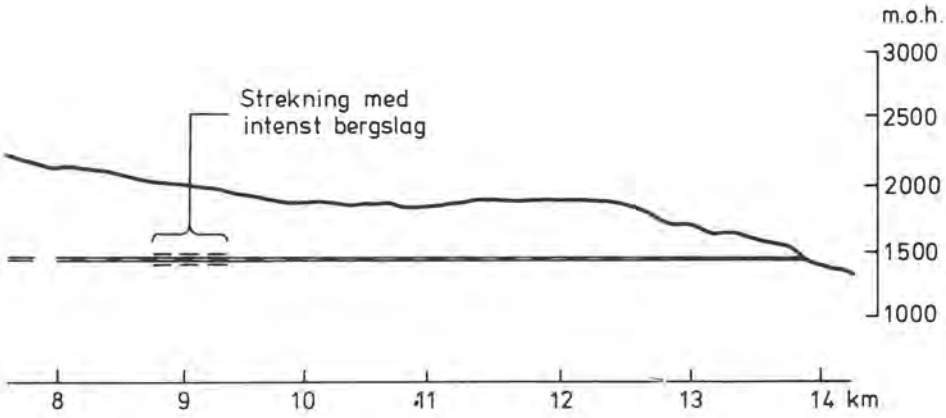
Av figur 25.A.7 fremgår tydelig hvordan avskallingene var konsentrert i en "kjøl" langs veggene. Dette peker på at bergslagsavskallingene kan opptre minst like intenst i en fullprofilbore tunnel som i en konvensjonelt drevet, men at utbredelsen i prof vil kunne bli mindre.

Kommentar: Til slutt skal det bemerkes at vi under norske forhold sjelden vil få problemer med bergslag på grunn av høye vertikale spenninger. Imidlertid vil forholdene kunne bli ganske nær tilsvarende i høye dalsider med anisotrop spenningstilstand. Bergslaget kommer her vanligvis i overgangen mellom heng og vegg (og i overgangen mellom såle og vegg) hvis en tunnel drives parallelt dalsiden og nær denne.

CHIVOR, COLOMBIA

I Tunjita Valle tunnel ble det drevet med en vanlig åpen Robbins TBM for hardt fjell. Diameteren var 4,3 m.

Bergartene var kvartsittisk sandstein og leirskifer i vekslende lag. Overdekningen fremgår av skissen i figur 25.A.8



Figur 25.A.8 Lengdeprofil for ytre del av Tunjita Valle tunnel, Chivor-anlegget i Colombia.

På endel strekninger var det svake til moderate bergslagsytringer, der bolting og bånd var tilstrekkelig sikring. Bolting rett bak borhodet hadde kun forårsaket moderate forsinkelser.

På en strekning på ca 450 m hadde man erfart intense bergtrykksproblemer. Overdekningen var ca 500 m. Bergartene viste intens oppflising og innbukling, ikke plastisk flytning.

Dette forårsaket tildels store utfall i den ene siden av hengen der lagdelingen og trolig største hovedspenning (etter forfatterens vurdering ut fra topografien) tangerte tunnelprofilet. Sålen bladet seg også kraftig opp slik at betongsåleelementene ble forskjøvet. Se figur 25.A.9.

Problemene ga betydelige og stadige driftsavbrudd med en reduksjon av maskinutnyttelsen ned til 25 - 50% av det normale. Blant annet måtte bakriggen på det verste hektes av slik at såleelementene kunne tas opp og sålen renskes for oppfliset fjell.

Figur 25.A.9 Nedfall i venstre side av heng (sikret med bolter og bånd) og såleløfting i høyre side på grunn av høye bergtrykk i skifrig fjell.

Fjellmassen ble her for svak i forhold til bergtrykket, dels på grunn av lagdelingsstikk, og for deler av strekningen også på grunn av glidespeil i fjellmassen. Man bør selvsagt være forsiktig med å trekke for bastante konklusjoner på grunnlag

av en kort befaring, men tilstedeværelsen av glidespeil indikerte altså en kombinasjon av bergtrykk og allerede eksisterende svakhetssoner for de strekningene der problemene var verst.

Fordi man her drev med en åpen tunnelbormaskin, var det mulig å overvinne problemene og drive videre. Etter forfatterens oppfatning hadde problemene blitt ekstreme ved bruk av en skjoldmaskin under slike forhold. Dette belyses av neste eksempel.

STILLWATER

Erfaringene fra Stillwatertunnelen i Utah fortjener også en kort gjennomgåelse i denne sammenheng. Bergtrykksforholdene er ikke typiske for norske forhold, men erfaringene viser hvilke problemer som kan være forbundet med bruk av skjoldmaskiner under bergtrykksforhold. Gjennomgåelsen baserer seg på eget besøk på anlegget, opplysninger fra bergingeniør Jens Arne Gaupset, som var der på studiebesøk med støtte fra Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, samt tilgjengelig litteratur; MARUSHACK & TILP [5] og MORTON & PROVOST [6].

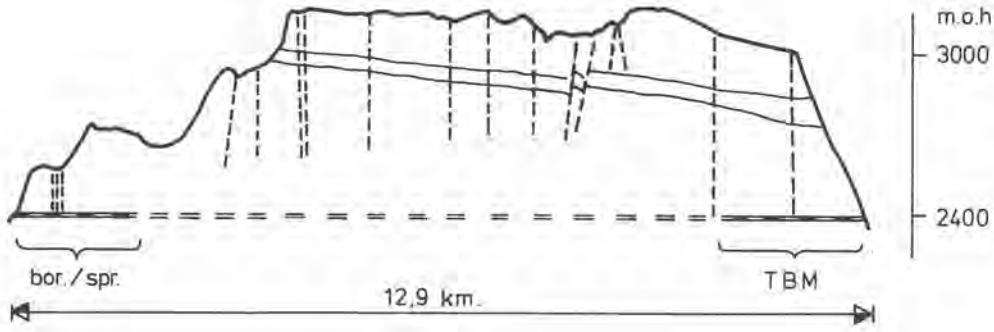
Tunnelen ligger i Uintah Mountains i nærheten av Vernal, Utah. Den går gjennom prekambriske bergarter som kvarsitt, sand- og siltstein og leirskifer, stort sett lite metamorfe.

Som det fremgår av figur 25.A.10 var overdekningen over den maskinborede delen av tunnelen 600 - 700 m. Tunnelaksen står nær parallelt strøket til bergartenes lagdeling som faller med ca 12°. Det opptrer flere større og mindre knusningssoner samt steile sprekker i massivet.

Tunnelbormaskinen hadde et heldekkende, teleskopisk og leddet skjold med diameter 2,9 m og lengde 7,3 m.

Borhodet hadde en maksimal matekraft på 455 t. Normalt arbeidstrykk under boring var på 227 t.

Maskinen hadde to sett fastspenningslabber og et hjelpemate-system (auxiliary thrust system; ATS). Dette var først og fremst laget for å lette monteringen av de prefabrikerte betongelementene som ble montert i den bakre del av skjoldet.



Figur 25.A.10 Lengdeprofil for Stillwatertunnelen som viser overdekningen. (Etter Marushach & Tilp).

Hendelsesforløpet er gjennomgått detaljert i de refererte artikler, her skal det kun summeres opp kort:

Oppstartingen i tverrslaget var i januar 1978. Etter at det var boret et stykke inn i en leirskifer (ikke ulik Oslo-feltets) ble TBM-en låst i et blokkig parti i skiferen under arbeid med å få maskinen i nøyaktig riktig retning igjen.

Noe lenger inn fikk man blokkig nedfall over maskinen, og det ble nødvendig å grave rundt denne for hand. For endel strekninger måtte det settes stålbuer utenfor skjoldet for at videre fremdrift skulle være mulig.

Når TBM-en fikk stor friksjonskraft på skjoldet, ble ATS brukt for å skaffe ekstra matekraft (opp til 227 t). Betongelementene var ikke konstruert for dette slik at de fikk skader som oppsprekning av hjørner, innbyrdes forskyving etc.

Under den videre fremdriften gjentok dette seg flere ganger. I flere tilfeller forårsaket arbeid med nødvendig retningskorreksjon og andre stoppårsaker at fjellet rakk å "klemme" rundt skjoldet. Dette ga stor friksjon særlig for bakre del av skjoldet slik at ATS-mating mot betongelementene var nødvendig med de problemene dette medførte.

Etter mye strev og forbedringer, blant annet ble borediameteren øket for å gi større klaring, økte inndriftene opp til maksimalt 148 m/uke. I februar 1979 satte maskinen seg imidlertid igjen fast i en stor knusningssone i en flattliggende skifer, se figur 25.A.11, den neste 3-måneders perioden var samlet inndrift 38,4 m.

Figur 25.A.11 Provisorisk stempling av sleppete fjell på utsiden av skjoldet i Stillwatertunnelen. Andre partier viser typisk fingradert glidespeiloppsprekning.

Gjentatte problemer med fastkiling resulterte i avbrudd i kontrakten i september 1979.

Senere er det foretatt sonderboring med diamantkjerneboring fra en stoll som ble drevet rundt og foran maskinen. Dette viste at det foran stuffen opptrer flere partier med kraftige knusningssoner.

Deformasjonsmålinger viste vertikale sammentrykninger av betongelementene på 15 - 20 cm.

Oppsummering

Fjellet ble presset inn på grunn av at spenningene var for store i forhold til fjellmassens styrke. Det oppførte seg nærmest "viskoelastisk". Entreprenøren rapporterte om en økt mengde borkaks (fra 3½ vagger til 5 toppede) pr borflytt.

At det var tydelige glidespeil i massen, viser at det nok var fjellmassens styrke i allerede oppknuste partier (knusnings/ forkastningssoner) som ble overskredet.

I hvilken grad problemene bare var knyttet til slike spesielle knusningssoner, eller om fjellmassen eller bergarten generelt var for svak og derved ble utsatt for "squeezing" eller

opplising, er såvidt forfatteren har oppfattet det et av flere diskusjonsspørsmål mellom byggherre og entreprenør.

Det synes ikke som det opptrer andre spenninger enn de som er forårsaket av topografien, selv om entreprenøren ikke utelukker noe residualspenninger i uoppsprukket fjell. Statisk vertikal-spenning blir anslått til i størrelsesorden 15 MPa, med tilsvarende høyere periferispenninger.

Entreprenøren trekker ellers disse konklusjoner:

- skjoldet var ikke egnet til å sikre fremdriften
- effektiv sikring av nylig eksponert fjell rett bak kutterne var ikke mulig
- betongelementenes utforming var ikke egnet
- hele systemet var for lite fleksibelt.

Etter reparasjoner av og injisering bak de allerede monterte betongelementene, skal resten av tunnelen settes ut på ny kontrakt. Uttalelser fra anleggslederen tydet ikke akkurat på at han er noen tilhenger av skjoldmaskiner under slike forhold!

KONKLUSJONER

1. Bergslagsutviklingen kan ved fullprofilboring, som ved konvensjonell drift, komme meget raskt eller over noe tid. Ved en hurtig utvikling kan det være behov for sikring i form av bolting rett bak borhodet for at tunnelprofilet og derved fastspenningsmulighetene skal beholdes. I slike situasjoner kan problemene bli meget store dersom man ikke har mulighet til å sikre rett bak borhodet.

2. I sterke bergarter og der det finnes lagdelingsstikk, sprekker o.l., kan store flak sprake løs. I massivt fjell kan det synes som om bergslaget blir mer konsentrert og intenst i en boret tunnel enn i en sprengt. Dette samsvarer godt med antakelsene om at spenningsvollen kommer nærmere tunnelveggen i en boret tunnel.

   Dette betyr at sikringsarbeidene vil kunne konsentreres om en noe mindre del av periferien.

Hvorvidt lengre strekninger av tunnelene vil bli berørt eller ikke, står igjen å avklare. På den ene side kan et høyere spenningsnivå i tunnelperiferien tenkes å gi problemer over lengre strekninger i borede tunneler. På den annen side kan man tenke seg at sprengningsrissene kan svekke fjellet slik at det opptrer avskalling for et lavere spenningsnivå i sprengte tunneler.

3. Skjoldmaskiner synes etter forfatterens vurdering ikke å utgjøre noen god løsning under forhold med bergtrykks-problemer, enten disse består i avskalling av større eller mindre flak, eller det opptrer oppflisning og overganger til "squeezing rock". I slike situasjoner løser ikke skjoldet problemet; det bare gir en mulighet for å utsette det. Dette kan gjøre at det forverrer seg, og at det ved siden av alle problemene med fastkiling av skjoldet kan bli nødvendig med mer omfattende sikringstiltak.

Skjoldets lengde i forhold til tunneldiameteren er selv-sagt viktig i denne sammenheng. Der er idag ikke klart om det er noen praktisk løsning å bygge sammentrekkbare skjold som lar seg løsne etter fastkiling.

Selv ved intens oppflising av fjellet, synes bruk av åpne tunnelbormaskiner å være den beste løsningen. Ribber med strekkmetallrister e.l. synes å kunne være en effektiv og hurtig sikring rett bak borhodet som samtidig vil kunne ta ganske store krefter og deformasjoner. Dette kan eventuelt forsterkes med stålbuer etter behov, og det hele sprøytes inn lenger bak som permanent sikring.

Bergslag av moderat karakter vil kunne sikres tilfreds-stillende med hurtig bruk av bolter og netting rett bak borhodet. Ved langsom utvikling kan sikringsarbeidene utføres lenger bak.

Bruk av maskiner med dreibart fastspenningssystem kan være en nyttig løsning. Dette blir imidlertid en noe passiv beredskap. Mulighet for sikring bak borhodet slik at profilet kan beholdes best mulig, vil være en mer aktiv sikringsmetode.

4. Det er ønskelig med en videre systematisering av erfaringene med bergtrykksproblemer i tunneler, bl.a. ved hjelp av en detaljert analyse av spennings- og bergslagsnivå på basis av en metode som er utviklet ved Geologisk Instututt, NTH av cand.real. Bjørn Falck Russenes. Denne metoden anvender bergartens punktlaststyrke og beregninger av spenningsnivået etter endelig-element-metoden.

REFERANSER

[1] SKEGGEDAL, T. (1981): "Sjaktboring med TBM ved Sildvikanlegget". Fjellsprengningskonferansen, Oslo.

[2] SKJEGGEDAL, T. (1980): "Fullprofilboring av skråsjakt, Sildvikanlegget". Fjellsprengningskonferansen, Oslo.

[3] DAHLE, T. (1981): "Bergtrykksproblemer ved Sildvikanlegget". Bergmekanikkdagen, Oslo.

[4] GRAHAM, P.C. (1976): "Some problems associated with the use of a tunnel machine in deep-level gold-mines" Tunnelling '76, London.

[5] MARUSHACK, J.M. & TILP, P.J. (1980): "Stillwater Tunnel-A Progress Report". Newsletter, U.S. National Committee on Tunneling Technology.

[6] MORTON, J.D. & PROVOST, A.G. (1980): "Stillwater Tunnel: A Classroom in Engineering Geology". Can. Rock Mech. Symp. Proc. 13th Conf. Ontario.Can. Inst. Min & Metall.

SPENNINGER I SPRØYTEBETONG

Stresses in Shotcrete.

Dr.ing. Arne Myrvang, Institutt for gruvedrift, NTH

SAMMENDRAG

Denne artikkelen beskriver resultatet av in-situ spenningsmålinger i uarmert sprøytebetong brukt som sikring mot bergslag (sprakefjell). Samtidig er det også målt spenninger i berget umiddelbart bak betongen. De mekaniske egenskaper for berg og betong er målt i laboratoriet. Det er målt på tre ulike anlegg hvor det er brukt henholdsvis tørrsprøyting, våtsprøyting og fiberbetong. Typisk for alle steder er at betongen er praktisk talt spenningsløs, mens spenningene i berget bak kan være meget høye. Dette indikerer at betongen virker som "lim", som holder bergpartiklene på plass slik at berget selv tar opp den alt overveiende spenning.

SUMMARY

This article describes the results from in-situ stress measurements in non reinforced shotcreate used as lining against bursting (or popping) rock. The stresses are also measured in the rock immediately behind the shotcreate layer. The mechanical properties of rock and shotcreate have been determined in the laboratory. Measurements have been performed in three different tunnels, when dry mixed, wet mixed and shotcreate with steel fibres have been used respectively. Typical for all sites is that the shotcreate layer is practically stressless, while the stresses in the rock behind the shotcreate layer may have very high values (> 90 MPa). This indicates that the shotcreate acts as "glue", keeping the rock particles in place, thus enabling the rock itself to carry the stresses.

1. GENERELT

Denne artikkelen bygger på målinger foretatt av Bergmekanikklaboratoriet, Institutt for gruvedrift, ved tre ulike anlegg. Artikkelforfatteren har vært ansvarlig for måleopplegg. Resultatene har vært publisert tidligere hver for seg. En vil her forsøke å trekke konklusjoner basert på resultater fra alle tre anlegg.

2. MÅLESTEDER

Kloakktunnel Konnerud: Disse målingene er tidligere omtalt av Anders Heltzen ved Bergmekanikkdagen 1978 [1] [2] og undersøkelsene ble i sin tid initiert av han. Målingene ble foretatt i tre perioder, nemlig desember 1977, januar 1978 og juli 1978. Det er her våtsprøytet. Bergarten er granitt med maksimal overdekning ca. 140 m.

Kraftverk Ljungaverk, Sverige: Resultatene er publisert av Bo Hall i BeFo-rapport nr. 18 1973 [3] og målingene ble initiert av Bo Hall for Nitroconsult. Målingene ble foretatt i to perioder, nemlig desember 1972 og januar 1973. Det er her tørrsprøytet. Bergarten er gneisgranitt med maksimal overdekning ca. 40 m.

Vegtunnel Fjørå-Tafjord: Målingene ble foretatt i forbindelse med eksamensarbeidet for Svein Sørheim høsten 1981. Undersøkelsene ble finansiert av Tafjord Kraftselskap og Høyer-Ellefsen. Resultatene ble omtalt av Erik Einum ved Bergmekanikkdagen 1981 [4]. Det er her sprøytet med fiberbetong. Bergarten er gneis med vertikal overdekning opp til 700 m.

På alle tre steder har en hatt meget betydelige sprakefjellsproblemer (selv om overdekningen i Ljungaverk er under 40 m!).På alle tre steder er det også foretatt generelle bergtrykksmålinger. Disse viser at på Konnerud og i Ljungaverk skyldes sprakingen kraftige horisontalspenninger som gir spraking i hengen, mens en i Tafjord har høye dalsidespenninger som gir spraking som vist på fig. 26.1.

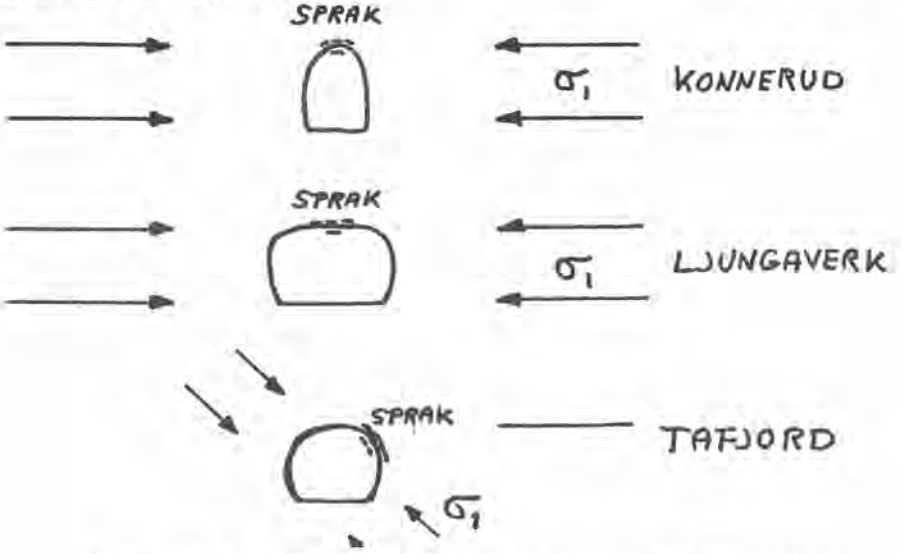


Fig. 26.1: Dominerende spenninger og spraking.
Dominating stress and spalling.

Betongen er på alle tre steder uarmert med tykkelse 3-7 cm.

For måling er det på alle steder brukt todimensjonalt måleutstyr ("doorstoppers") (fig. 26.2).

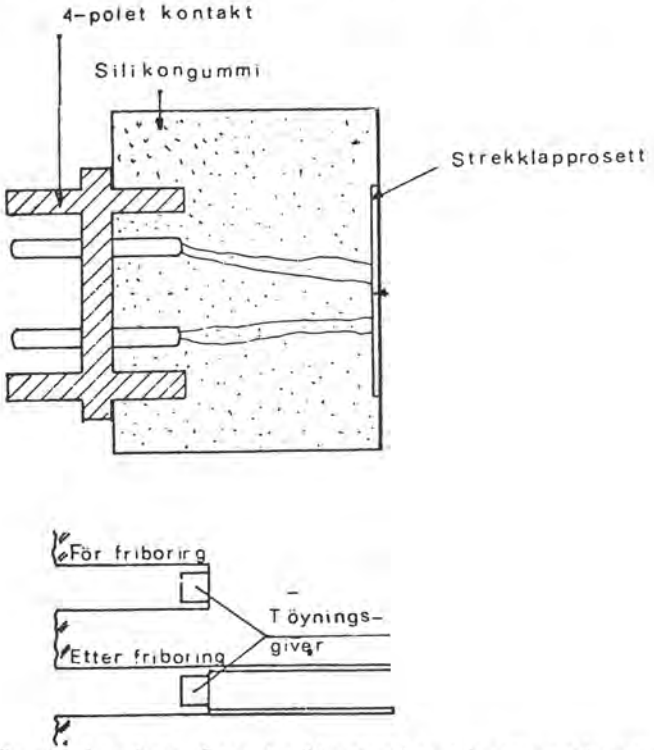


Fig. 26.2: Prinsipp for todimensjonal spenningsmåling.
Principle for biaxial stress measurements ("doorstoppers").

3. MÅLERESULTATER

Konnerud: Det er målt både i betongskiktet og i berget bak betongen. De fleste målinger er foretatt i taket i vertikale hull (i sprakesonen). I flere hull var en plaget med såkalt "core discing" og spraking på selve hullbunnen. Dette skyldes høye spenninger normal hullaksen. Dette vanskeliggjorde måling de første sentimetrene i berg. Det er også foretatt noen målinger i veggen. Ellers er det generelle måleopplegget skissert i fig. 26.3:

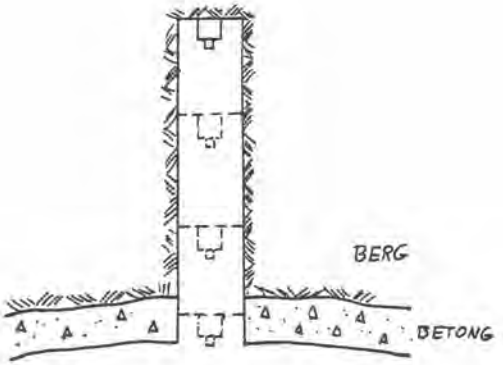


Fig. 26.3: Generelt måleopplegg.
General measuring pattern.

Tabell 26.1 viser resultatene fra alle lokaliteter.
Fig. 26.4 viser spenningsgradienten innover i berget.

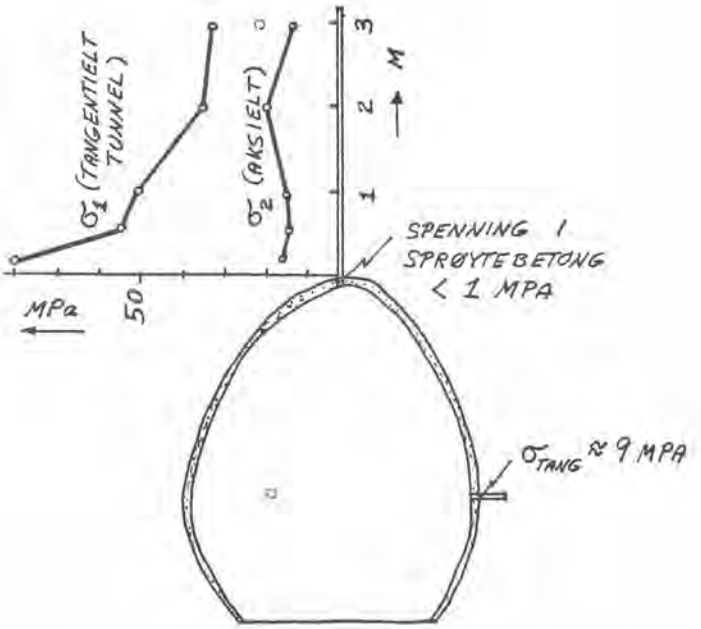


Fig. 26.4: Spenningsfordeling innover i berget.
Stress distribution from the surface into the rock mass (tangential and axial stress).

Ljungaverk: Måleopplegget er omtrent det samme som på Konnerud, men problemene med "core discing" var her mindre. Resultatene er satt opp i tabell 26.2.

Tafjord: Måleopplegget er også her i prinsipp det samme, men antall måleplasser er mindre, og målingene er bare foretatt i sprakesonen. Resultatene er satt opp i tabell 26.3. På grunn av at det ikke har vært mulig å få nok prøvemateriale, har en her ikke fått data om betongens mekaniske egenskaper. De målte tøyninger i betongen er imidlertid meget lave, hvilket indikerer lave spenninger.

Tabell 26.4 viser en sammenstilling av bergets og betongens mekaniske egenskaper på Konnerud og i Ljungaverk.

KONKLUSJON

Målingene på alle tre steder viser meget lave eller ingen spenninger i betongen, mens spenningene i berget umiddelbart bak betongen er tildels meget høye. De prøvene som er tatt av betongen in-situ viser ifølge tabell 26.4 dårlig kvalitet, dvs. lav E-modul og lav trykkfasthet sammenlignet med samme betong støpt i form. Videre var heften mellom berg og betong ut fra en visuell vurdering som regel dårlig. Ut fra dette kan en sette ned følgende påstand: Uarmert sprøytebetong brukt som sprakefjellssikring virker som "lim", dvs. betongen holder bergpartiklene sammen slik at berget bærer seg selv og tar opp det alt vesentlige av spenning. Hvis bergets fasthet overskrides mye slik at vi får mye oppknust, løs masse, vil en få nedfall av både berg og betong fordi betongen ikke er istand til å bære særlig last.

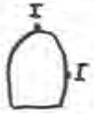
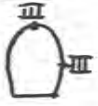
REFERANSER:

1. Heltzen, A.M.: "Sprøytebetong på sprakefjell". Bergmekanikk 1978.

2. Heltzen, A.M.: "Shotcreate - An effective resource against rock fall in spalling rock". 20th U.S.Symposium on Rock Mechanics, Austin 1979.

3. Hall, Bo: "Bergmekanisk uppföljning av kraftverkstunnel i Ljungan". BeFo rapport nr. 18, Stockholm 1976.

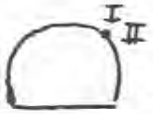
4. Einum, Eirik: "Stålfiberarmert sprøytebetong som sikring mot sprakefjell". Erfaringer fra Tafjordtunnelen. Fjellspr.tekn./Bergmekanikk 1981.

Lokalitet		SPENNINGER I BERG			SPENNINGER I BETONG			
		Hull-dyp m	σ_1 MPa	σ_2 MPa	Hull-dyp m	σ_1 MPa	σ_2 MPa	Anm.
I 	Tak	0,25	74,0	15,5	0,03	1,0	-0,2	0,06 m betong
		0,30	58,6	14,6	0,04	1,1	0,2	7 mnd. senere
	Vegg	0,50	5,5	2,0	0,03	0,6	0,3	0,06 m betong
II	Tak	0,65	39,4	10,3	0,03	0,5	0,2	
III 	Tak	0,45	91,9	41,2	0,05	0,4	0,3	0,06 m betong
	Vegg	0,65	9,7	6,7	0,05	0,6	0,3	0,08 m betong
IV					0,05	0,5	0,2	Betonghvelv, 0,11 m betong

Tabell 26.1: Spenningsmålinger - Konnerud.

		SPENNINGER I BERG			SPENNINGER I BETONG			
Lokalitet		Hull-dyp m	σ_1 MPa	σ_2 MPa	Hull-dyp m	σ_1 MPa	σ_2 MPa	Anm.
	I	0,23	39,1	29,8	0,02	0,5	0,4	
	II	0,20	23,4	8,6	0,01	0,1	-0,3	0,03-0,07 m betong
	III	0,20	15,2	-4,3	0,02	0,05	-0,3	
	IV	0,20	0,5	0,3	0,02	0,5	0	Ikke sprak, meget oppsprukket berg
	V				0,02	1,1	0,7	0,4 m betong meget
					0,28	0,2	0,1	oppsprukket berg

Tabell 26.2: Spenningsmålinger - Ljungaverk.

Lokalitet		TØYNINGER I BERG			*TØYNINGER I BETONG			
		Hull-dyp m	**ε_1 μ S	ε_2 μ S	Hull-dyp m	ε_1 μ S	ε_2 μ S	Anm.
	I	0,55	871	49	0,04	10	0	0,11 m fiberbetong
	II	0,60	646	204	0,06	70	29	0,11 m fiberbetong

* Pga. manglende prøvemateriale har en ikke kunnet bestemme de elastiske konstanter for betong. Derfor er tøyningene angitt istedet for spenninger.

** $1\ \mu S = 10^{-6}\ \frac{M}{M}$

Tabell 26.3: Spenningsmålinger - Tafjord.

	BERG***			BETONG***		
Lokalitet	E-modul 10^6 MPa	Poissons forhold	Trykkfasthet MPa	E-modul 10^6 MPa	Poissons forhold	Trykkfasthet MPa
Konnerud**	0,0385	0,18	121	0,0106	0,29	15
	0,0400	0,17	86	0,0100	0,17	10
				0,0200	0,25	22,5*
Ljungaverk**	~0,0300	~0,13	~90	0,0074	0,20	8,3

*Fra kjerner utboret fra støpt terning.

**Bergarten er begge steder granitt.

***62 mm kjerner l/d ≈ 2,5.

Tabell 26.4: Mekaniske egenskaper - berg og betong.

INGENIØRGEOLOGISKE OG ANLEGGSTEKNISKE FORHOLD VED TILFLUKTSROM/PARKERINGSANLEGG I STAVANGER SENTRUM

Engineering geology and construction techniques at public shelter/parking halls at the center of Stavanger town.

Sivilingeniør Svein Øyvind Norheim, NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A.S

SAMMENDRAG

Anlegget omfatter et bergrom med dimensjon 36 x 8,6 x 70,3 m og tilhørende adkomsttunneler og sjakter. Fjelloverdekningen varierer fra 4 til 10 m med fyllitt som dominerende bergart.
Bergrommet skal være vann-og gasstett,og blir derfor fullt utstøpt. På grunn av liten overdekning benyttes en driftsmetode med gjensetting av to langsgående pillarer som røves etter hvert som betonghvelv etableres mellom støpt midtvegg og sidevegger. Betongkonstruksjonene er dimensjonert for å kunne ta full last fra overliggende fjell. Til sikring under drift er det benyttet polyesterforankrede bolter, fjellbånd og sprøytebetong.
Nabobebyggelsen krever spesielle tiltak ved sprengningen med korte salvelengder og oppdeling av salvene for å holde rystelsene på et akseptabelt nivå.

SUMMARY

At the center of Stavanger town a rock cavern having length 70,3 m,total height 8,6 m and span 36 m is under construction.
The rock cover varies from 4 to 10 m with phyllite as the predominant rock type.
No leakages of water and gas will be tolerated,and hence the cavern has to be completely lined with concrete.

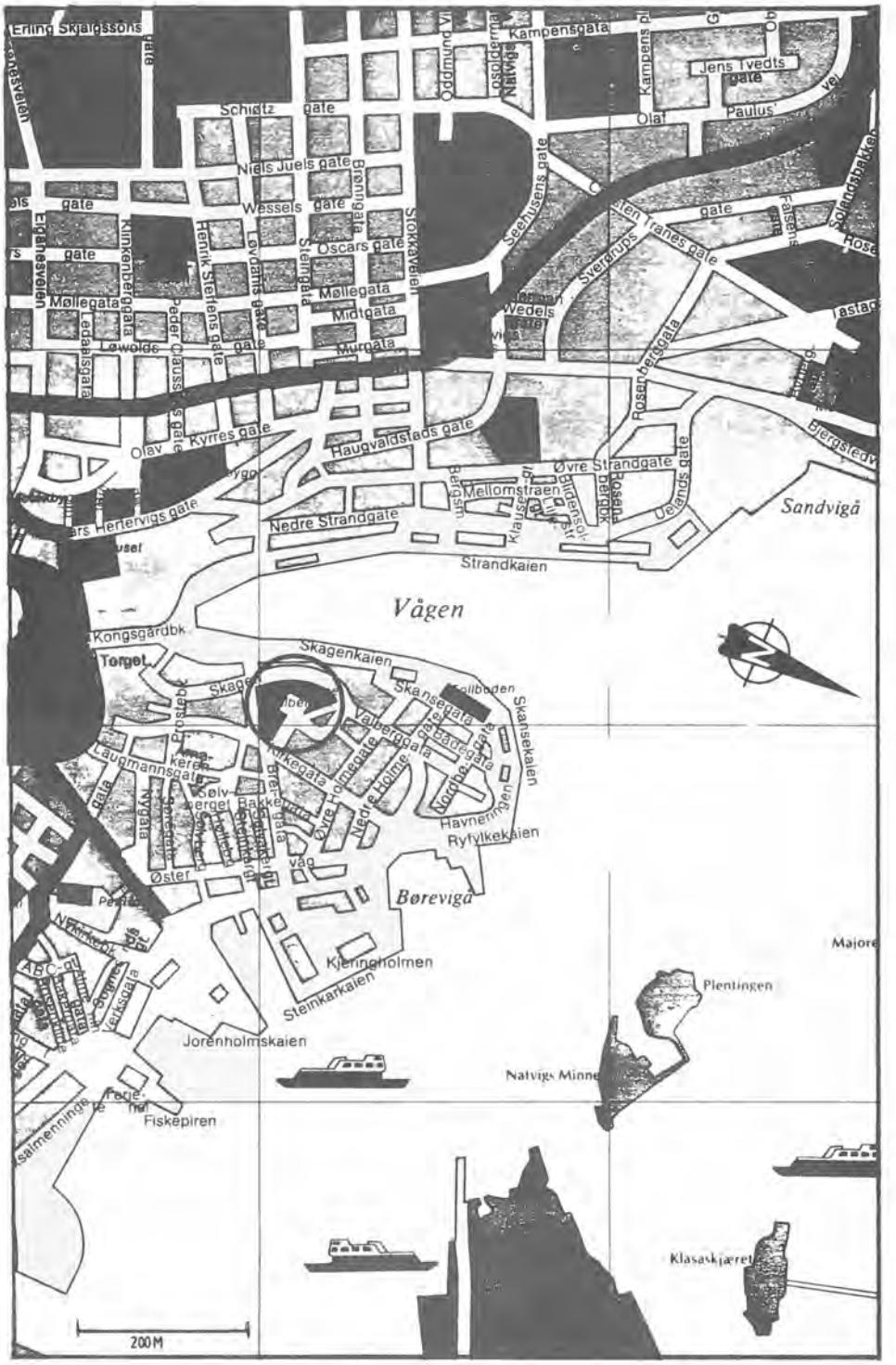


Fig.27.1 Oversiktskart.

Due to the modest rock cover, a special construction technique has to be followed. This procedure involves a step by step removal of rock pillars having been left to divide the cavern into three provisional,parallell rock chambers. Correspondingly step by step,and closely following the removal of the pillars, a concrete arch is constructed between concrete sidewalls and a center wall.
The concrete lining is designed to withstand the theoretical,maximum load caused by the overlying rock mass. Local stability during construction is obtained by the use of rock bolts, roof ties and fibre shotcrete.
Due to the neighboring buildings a careful blasting procedure with short blast lengths is demanded in order to keep the vibrations on a low level.

INNLEDNING

Stavanger kommune har et tilfluktsrom/parkeringsanlegg under utsprengning i Valberget,Stavanger sentrum(fig.27.1) .

Bergrommet får følgende dimensjoner:

Lengde : 70,3 m
Bredde : 36,0 m
Største høyde : 8,6 m

Topp heng ligger på kote+9,2 m. Fjelloverdekningen i området varierer fra snaut 4 til ca.10 m. Fig.27.2 viser en situasjonsplan.

Bergrommet får kjøreadkomst gjennom en 27 m lang tunnel fra Skagen på Valbergets vestside. Åpningen ligger på kote +1,7 m ca.50 m fra Skagenkaien. Tunnelen vil få en bredde på 13 m og to kjørebaner til hvert parkeringsplan. Fotgjengere får adkomst via en ca.8 m^2 tunnel fra samme side, samt gjennom en trappesjakt ved Kirkegaten med en kort forbindelsestunnel til bergrommets østvegg. Trappesjakten har

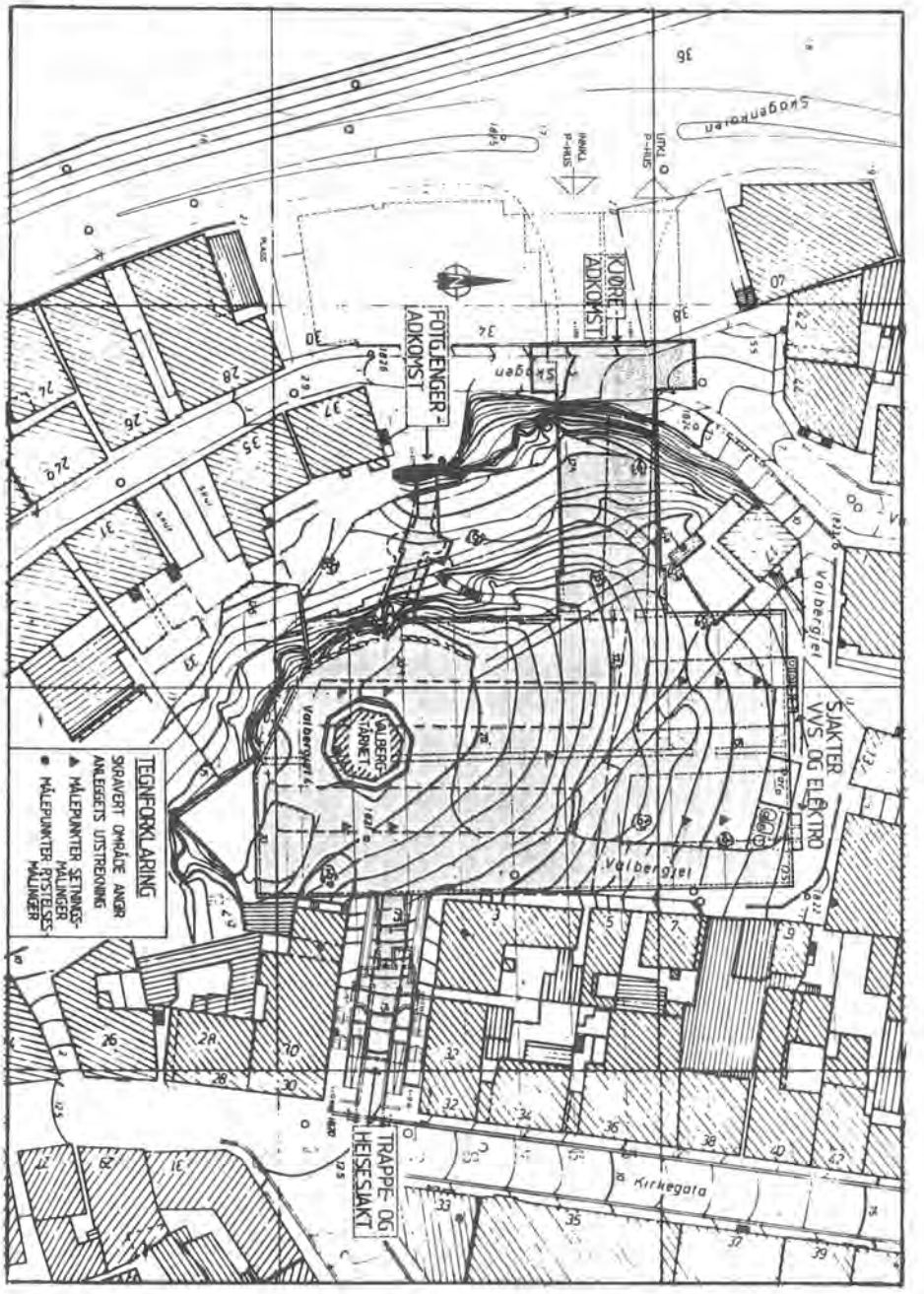


Fig.27.2 Situasjonsplan.

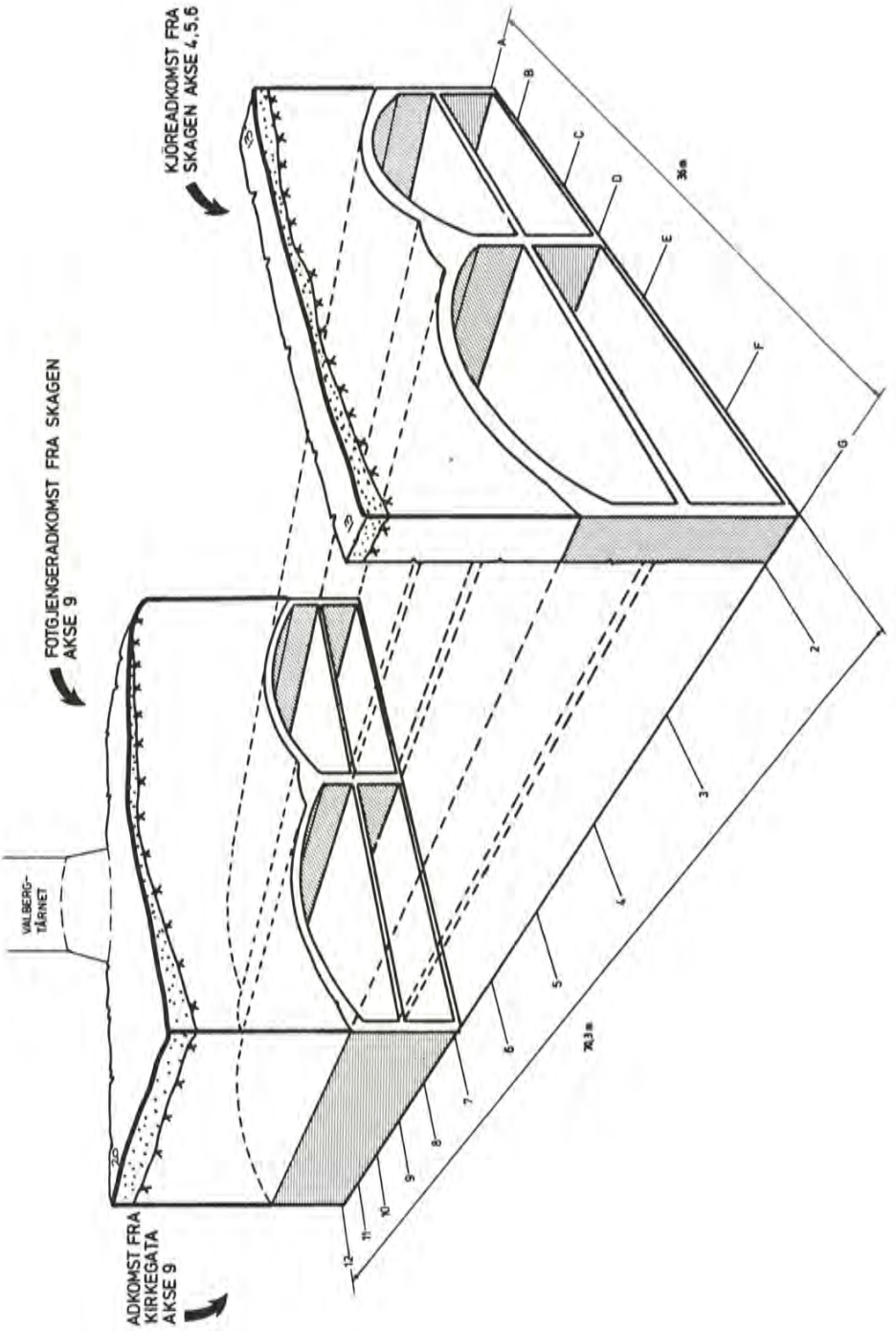


Fig.27.3 Perspektivskisse av ferdig utstøpt bergrom med etasjeskiller.

også heis, slik at funksjonshemmede har adkomst fra gateplanet.

En støpt midtvegg deler bergrommet i to parallelle haller i lengderetningen. Betongdekker 3 m over sålenivå deler hver hall i to plan (fig.27.3). I fredstid vil hallene ha en parkeringskapasitet på 180 personbiler,i en krigssituasjon 5800 tilfluktsromsplasser.

Arbeidene omfatter utsprengning av ca.21000 m^3 fast fjell. Steinmassene fra dette anlegget samt en annen større utsprengning i sentrum,blir benyttet til bygging av en småbåthavn på Hundvåg like nord for bykjernen.

Til støpearbeidene, som omfatter midtvegg,full utstøping av haller, kjøreadkomst og sjakter samt dekker og fundamentsøyler, vil det medgå ca 5900 m^3 betong. Til alle bærende og vanntette konstruksjoner mot fjell benyttes betongkvalitet C 35.

Stavanger kommune står som byggherre og prosjektleder. Anlegget drives av ingeniør F.Selmer A/S for Norwegian Contractors. Rådgivende ingeniører er:

Byggeteknikk : Dr.techn.Kristoffer Apeland,Oslo
Byggeledelse : Siviling.Torger Carlsen,Stavanger
Ingeniørgeologi NOTEBY
og sprengningsteknikk: Norsk Teknisk Byggekontroll A.S

Anlegget ble påbegynt i januar 1982 og ventes avsluttet i juli 1983. Kostnadene for ferdig tilfluktsrom/parkeringsanlegg vil være av størrelsesorden 40-50 mill.kr.

GEOLOGI

Fjellgrunnen i området tilhører Jærens kambrosilurisedimenter. Fyllitt er den dominerende bergarten, men soner med kvartsittskifer og kvartsittisk sandstein finnes også. Fyllitten er gjennomgående tett småfoldet, mens kvartsittskiferen er planskifrig (fig.27.4).

Større foldninger medfører en del variasjoner i strøk og fall for skifrigheten, men hovedsaklig er denne orientert med strøkretning NV-SØ og fall 55-85° mot NØ.

Orienteringen av sprekker og slepper fremgår av sprekke-

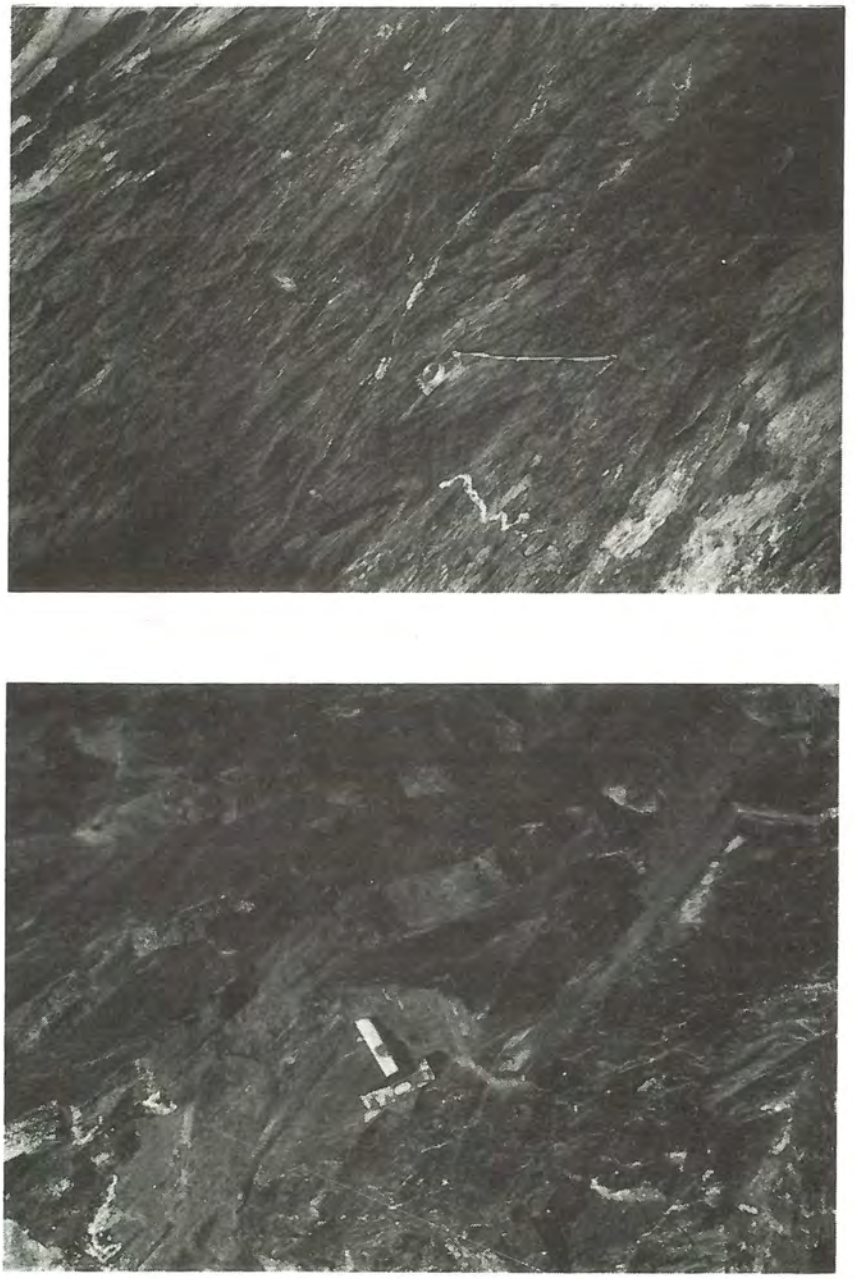
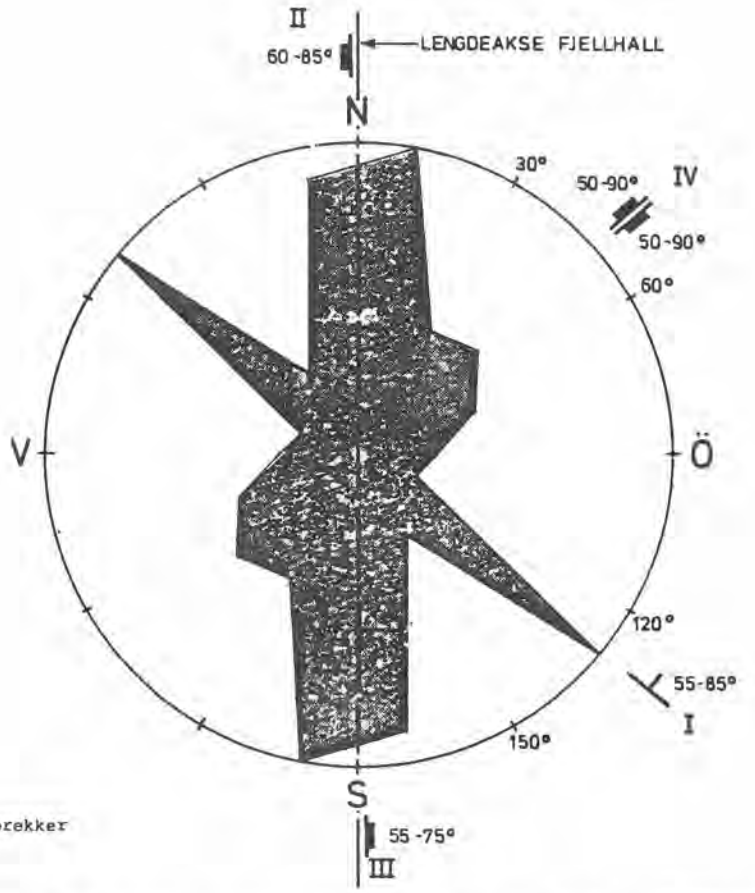


Fig.27.4 Bergartsvariasjoner. Øverste foto viser en småfoldet fyllitt, nederst kvartsittskifer.



I Markerte og gjennomsettende sprekker langs skifrigheten. Plane sprekkeflater, ofte glatte med glidespeil. Midlere sprekkeavstand: $\bar{d}$ = 1/4 - 1 m.

II Meget markerte og gjennomsettende sprekker. Steilt fall mot V (60 - 70°) i området for hallene, steilt fall mot Ø i ytre deler av adkomsten. Plane, men ofte uregelmessige sprekkeflater med stripning, $\bar{d}$ = 1/2 - 3 m.

III Lite gjennomsettende sprekker, ofte uregelmessige. Få sprekker av dette system innenfor hall-området.

IV Utholdende og gjennomsettende sprekker, ofte glatte, $\bar{d}$ = 1/2 - 2 m.

Fig.27.5 Sprekkesystemene framstilt ved en sprekkerose.

rosen (fig.27.5). Sprekkesystem II er særlig ugunstig i forhold til bergrommets lengdeakse. I tillegg er sprekkene svært ofte glatte.

Leirslepper opp til et par cm tykkelse er registrert både langs skifrigheten og sprekkesystem IV. Sleppene er gjennomgående steiltstående.

Fjellkontrollboringer viser varierende løsmassemektigheter fra 0 til 1,5 m i området over anlegget. I nordøst er fjelloverdekningen på det laveste 3,8 m,stigende mot Valbergtårnet i syd til ca. 10 m.

BESKRIVELSE AV ARBEIDENE

I Valberget ble det i 1953 utsprengt et tilfluktsrom bestående av tre parallelle haller med bredde 8 m og langsgående pillarer mellom hver hall (fig.27.6). Det var, som mange andre tilfluktsrom fra denne epoken, ganske fuktig og utrivelig og ikke på høyden med de krav det i dag stilles til slike rom.

Det var likevel ønskelig å dra nytte av eksisterende bergrom,slik at det gamle tilfluktsrommet i stor grad har vært med på å bestemme orientering og beliggenhet av det nye.

Utsprengning for nytt tilfluktsrom/parkeringsanlegg består i en utvidelse av det gamle tilfluktsrommet ved å senke sålen fra kote +4,5 til +0,6 m, samt å sprenge vekk de to mellomliggende pillarene. Videre skal bergrommet utvides ca. 25 m mot nord (fig.27.6).

Det nye bergrommet får en svært stor spennvidde i forhold til fjelloverdekningen. Dette nødvendiggjør et helt spesielt drifts- og sprengningsopplegg for å ivareta stabiliteten av hengfjellet. Det er også tatt hensyn til rystelser på nærliggende bebyggelse.

Arbeidene startet med sprengning av en 27 m lang pilottunnel på 30 m^2 fra Skagen på vestsiden inn til det gamle tilfluktsrommets begrensning mot nord. Tunnelen er nå under utvidelse til bredde 13 m,og skal med fire kjørebaner være hovedadkomst til parkeringsanlegget. Utvidelsen skjer ved side- og takstrossing fra bergrommet og utover mot påhugg (fig.27.6).

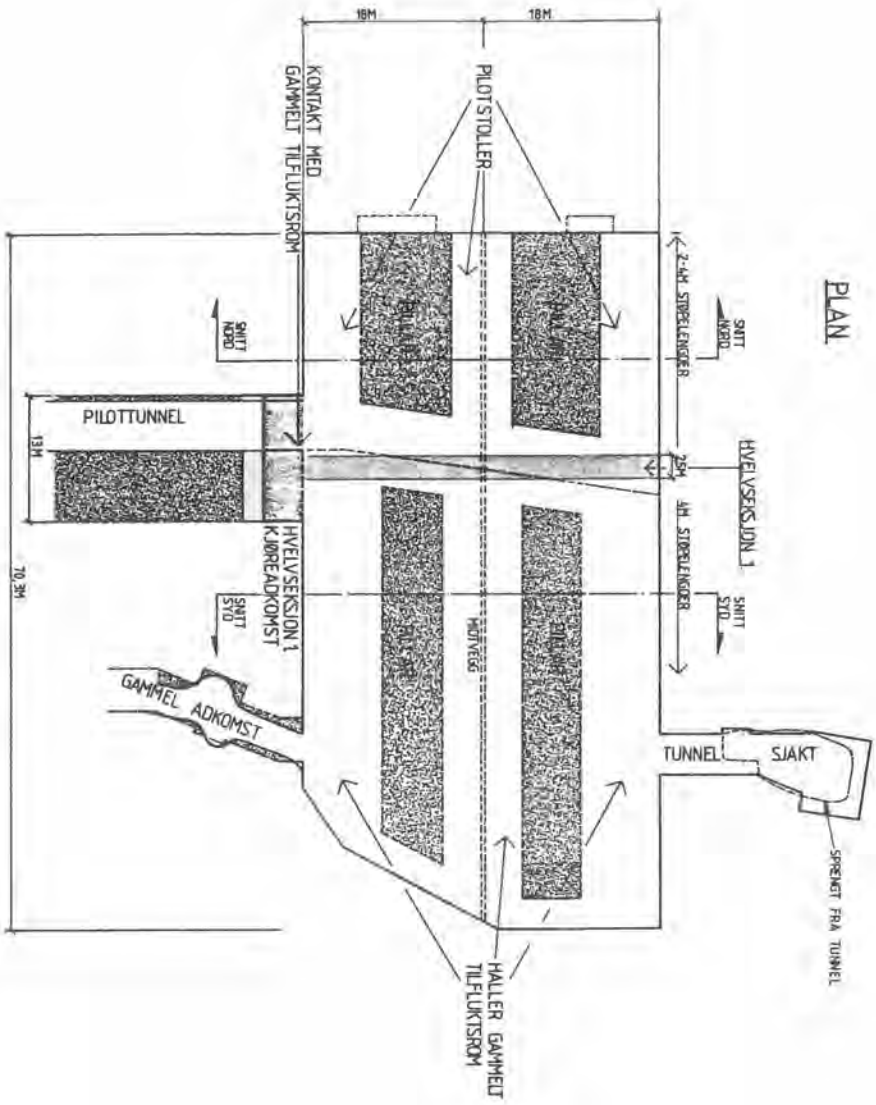


Fig.27.6 Plantegning av bergrommet med gjenstående pillarer, adkomsttunneler og sjakter

Deretter ble sålen i de gamle hallene senket til kote +0,6 m, mens de langsgående pillarene forble intakt (fig.27.7A). En del gamle støttekonstruksjoner av betong i heng og vegger ble samtidig fjernet, i det disse ikke syntes å ha noen effekt på stabiliteten.

Videre ble bergrommet utvidet ved sprengning av tre 25 m^2 pilotstoller på kote +0,6 m fram til ny begrensning mot nord. Det var derved mulig å få et inntrykk av fjellet i det området der fjelloverdekningen er minst. Disse bunnstollene ble så utvidet til full høyde ved takstrossing (fig.27.7B). På grunn av liten fjelloverdekning,er pillarbredden gjort større enn i sør, i det hver stoll ble drevet med en bredde på ca. 6 m.

Sprengning av forbindelsestunnel til trappe- og heisesjakt var neste arbeidsoperasjon. Sålenivå ligger på kote +0,6 m og tverrsnittet er 24 m^2 med en høyde 6 m. En del av sjakten ble strosset ut ved en utvidelse av tunnelen(fig.27.6), slik at den øvrige sprengningen fra kote +6,6 m og oppover kunne utføres ved boring og lading fra dagen. Samtidig med sjaktarbeidene begynte støping av midtvegg og sidevegger i bergrommet. Sjakten er nå ferdig utsprengt (fig.27.8).

Etter at midtvegg og sidevegger var ferdigstøpt, ble de to første hvelvseksjonene etablert i forlengelsen av hovedadkomsten (fig.27.6). Hver seksjon har en lengde på 2,5 m og er støpt ved konvensjonell forskaling. Den øvrige hvelvstøpen utføres med forskalingvogn på skinner i 4 m seksjonslengder.

Driftsmetoden er som følger:

Pillarene røves både mot nord og syd.Dette gir drift på fire stuffer. Hver hvelvseksjon støpes fram til 2 m fra pillaren. Så snart hvelvet kan ta full last(3 dager etter utstøpning),sprenges en salvelengde på 4 m slik at avstanden mellom pillar og bæredyktig hvelv blir 6 m.Prinsippet for driftsmetoden er vist ved et lengdesnitt langs en av pillarene(fig.27.9). I nord reduseres seksjons og salvelengdene slik at avstanden pillar-hvelv ikke overstiger fjelloverdekningen.Hvelvene støpes tilnærmet parallelt i hver hall for

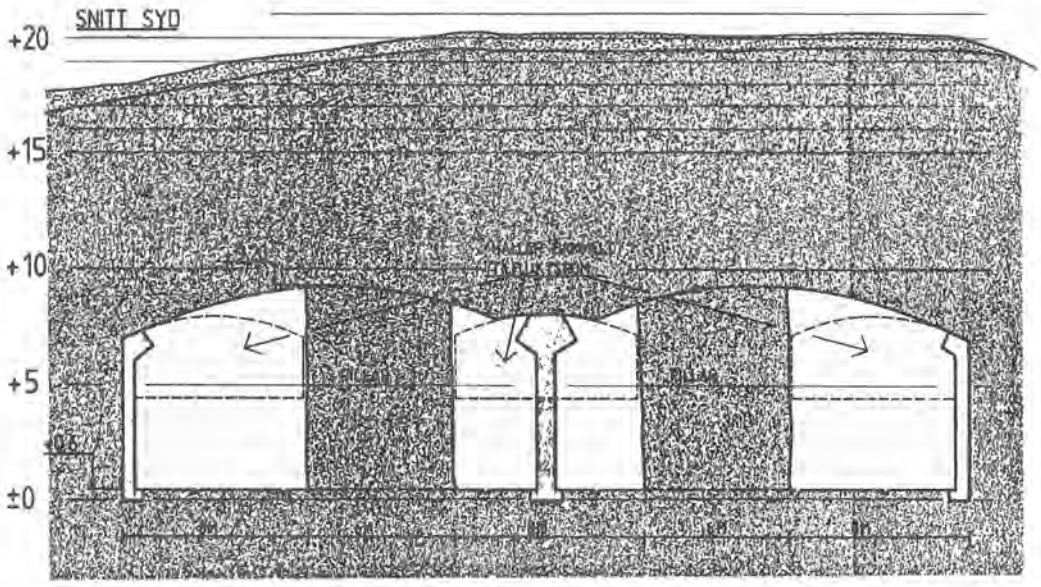


Fig.27.7A

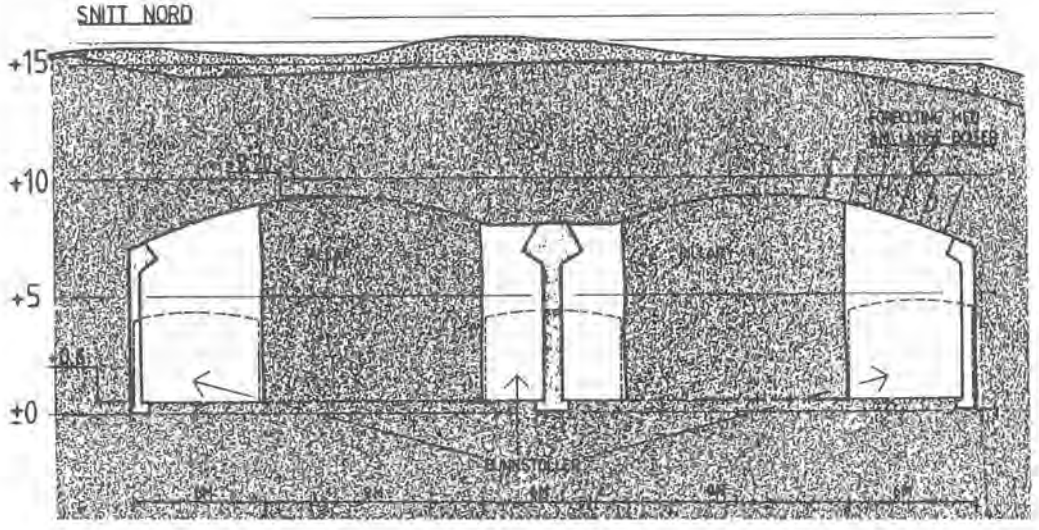


Fig.27.7B

Fig.27.7 Tverrsnitt som vist på fig.27.6. A: Senking av sålen i haller gammelt tilfluktsrom. B: Takstrossing av bunnstoller mot nord.

å unngå skjevbelastninger på midtveggen. Pr.idag er det støpt 1 hvelvseksjon i hver av de to hallene. Armering for de første seksjonene mot nord pågår.

Som følge av liten fjelloverdekning praktiseres et tilsvarende opplegg ved utvidelse av tunnel for kjøreadkomst (fig.27.6).Hvelv-og sidevegger føres også her fram til 2 m bak stuff før en ny salvelengde på 4 m sprenges. Sprengningsarbeidene for tunnel til fotgjengeradkomst består hovedsakelig i en mindre utvidelse av adkomsttunnelen til det gamle tilfluktsrommet.

Etter at hvelv i begge haller er ført helt fram til begrensningen i nord,skal det sprenges sjakter for framføring av ventilasjon,røykavtrekk og friskluftinntak for nødstrømsaggregat(fig.27.6).Sjaktene har tverrsnitt 1,6 x 7,8 m og 1,6 x 4,8 m i henholdsvis hall vest og øst. Sjaktene sprenges ved boring og lading fra dagen.

STABILITET OG SIKRING

Hvelvet, som er armert, har en tykkelse på 70 cm. Det støpes med en betong som får fasthet 35 MPa etter tre døgn. Dimensjoneringsgrunnlaget for hvelv og vegger var opprinnelig full last fra overliggende fjell ved maksimal overdekning, pluss den tilleggslast på ca.1200 tonn som Valbergtårnet representerer.

Senere geologisk kartlegging i de utsprengte bergrom viste imidlertid at mulig skjevbelastning som følge av innglidning av skråstilte fjellflak,kan gi en mer ugunstig lastsituasjon.

Slike innglidninger kan skje av fjellflak og varierende bredde avgrenset i sidene av sprekkesystem II. Fig.27.10 viser innglidning over en hallbredde. På grunn av liten fjelloverdekning vil slike innglidninger etter all sannsynlighet forplante seg opp i dagen.

Den mulige skjevlast vil få en belastningsretning på ca. 70° med horisontalplanet. Forutsatt en aktiv friksjonsvinkel Øa = 50° langs glideplanene, og drenering slik at maksimalt sprekkevannstrykk tilsvarer en midlere vannhøyde 3 m over hvelvet, blir resultantkraften i fig.27.10 0,54

Fig.27.8 Trappe- og heisesjakt sett fra bergrommet og fra dagen. Merk den korte avstanden til bebyggelsen.

ganger vekten av fjellflaket. I dimensjoneringsgrunnlaget for skjevlaster er det i tillegg tatt med lastbidrag fra Valbergtårnet.

Det har hittil ikke oppstått vesentlige stabilitetsproblemer ved anlegget. Selve driftsmetoden med tilnærmet "støping på stuff" er vurdert til å gi den ønskede sikkerhet mot større innglidninger. Det er likevel anbefalt et opplegg med setningsmålinger i dagen for å få en kontroll på hengfjellets stabilitet under drift, samt et visst inntrykk av hvilke laster som blir påført hvelvet.

Målepunktene, som består av bolter innstøpt i fjell, er plassert langs senterlinjen over hver hall. Punktene er konsentrert om området i nord der fjelloverdekningen er minst, og i sør der belastningene på hvelvet kan bli størst (fig.27.2).Hvert punkt skal kontrollmåles umiddelbart etter at pillaren like under det sprenges. Avlesningene utføres med nøyaktighet på $\pm$ 0,5 mm.

Grenseverdiene for setninger i hengfjellet er satt til 4 mm for punktene ved Valbergtårnet, og 8 mm for målepunktene i nord. Dersom det inntreffer bevegelser større enn de angitte verdier, eller hvis to påfølgende målinger viser en akselerende bevegelse, vil sikringstiltak umiddelbart bli satt i verk. Slike tiltak er i første omgang tenkt å bestå i en sammensying av fjellet med forspente bolter og stag, både fra fjellrommet og dagsiden. I neste omgang vil salvelengdene og hvelvseksjonene, og dermed også avstanden mellom pillar og hvelv, bli redusert.

Detaljstabiliteten i heng og vegger har heller ikke skapt vesentlige problemer. Størsteparten av sprekkeavgrensede, ustabile fjellblokker er sikret ved hjelp av polyesterforankrede, forspente bolter under drift. Overmassene har jevnt over vært små. I bergrommets nordlige del blir hengfjellet sikret med bolter og fjellbånd foran hver ny salve i området der fjelloverdekningen er mindre enn 5 m (fig.27.7B og 27.9).

Ved takstrossing i pilotstollen lengst mot øst,var det nødvendig med sprøytebetong på stuff over et parti med små-

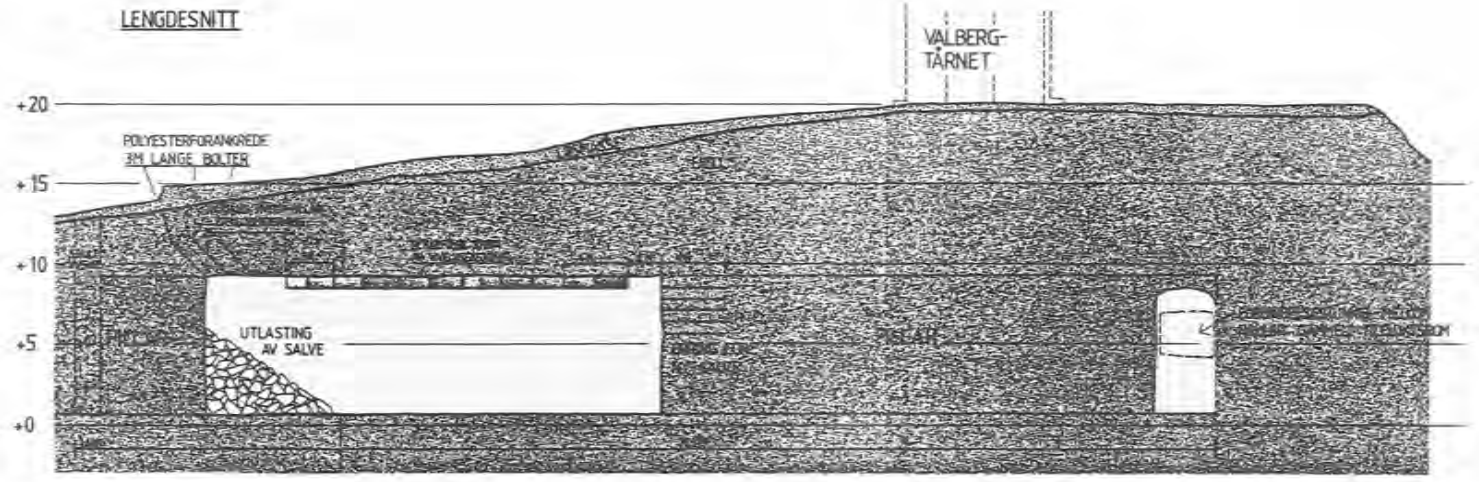


Fig.27.9 Prinsipp for driftsmetoden ved røving av pillarene vist ved et lengdesnitt etter at 6 hvelvseksjoner er støpt. Hengfjellet sikres ved forbolting når fjelloverdekningen er mindre enn 5 m.

fallent og forvitret dagfjell. En del bolter og bånd er også benyttet til sikring av hengen i adkomsttunnelene, langs bergrommets østvegg og i sjaktsidene. Pr. idag har det medgått 540 stk. 3 m lange, polyesterforankrede bolter og 520 m fjellbånd.

Sidene i sjaktene blir dessuten sikret ved forbolting med lange, vertikale innstøpte kamstålbolter Ø=25 mm plassert 0,5 m utenfor sprengningslinjen. Videre er påhugget for tunnel kjøreadkomst tenkt forboltet med innstøpte bolter, eventuelt supplert med forspente bolter og stag, før de siste salvene ut mot dagen sprenges.

VANNLEKKASJER

Til tross for liten fjelloverdekning og markerte sprekkesystemer, kommer det forbausende lite vann inn i anlegget. De største vannlekkasjene fra enkelte sprekker kan best karakteriseres som "jevne drypp". Dette forhold skyldes nok først og fremst at Valberget ligger noe høyere enn terrenget rundt. Videre er store deler av området asfaltert, slik at nedbør for en stor del renner av på overflaten.

Sprekkevannstrykket over hvelvet i den sydlige del av bergrommet vil bli overvåket ved hjelp av piezometre installert i borhull. Det er lagt inn drenasje i form av mineralullmatter mot fjell i alle sidevegger og langsgående drensrør både i såle, vederlag og overgang hvelv-midtvegg. Alle drensrør føres ned til et grøftesystem under sålenivå hvor vannet ledes til samlekummer. Fra kummene pumpes vannet ut gjennom en ledning i hovedadkomsten.

Dersom trykket overstiger 3 m vannhøyde, vil lange, svakt oppadrettede drenshull bli boret fra vestsiden av Valberget. Dette vil kun bli utført i området med størst overdekning for at ikke de tidligere omtalte skjevlastene på hvelvet skal bli større enn forutsatt.

I og med bergrommet skal fungere som kombinert tilfluktsrom og parkeringhall, gjelder krav om både gass- og vanntetthet. Det er derfor forutsatt kontaktinjeksjon mellom hvelv og fjell og midtvegg-fjell med sementvelling for å tette

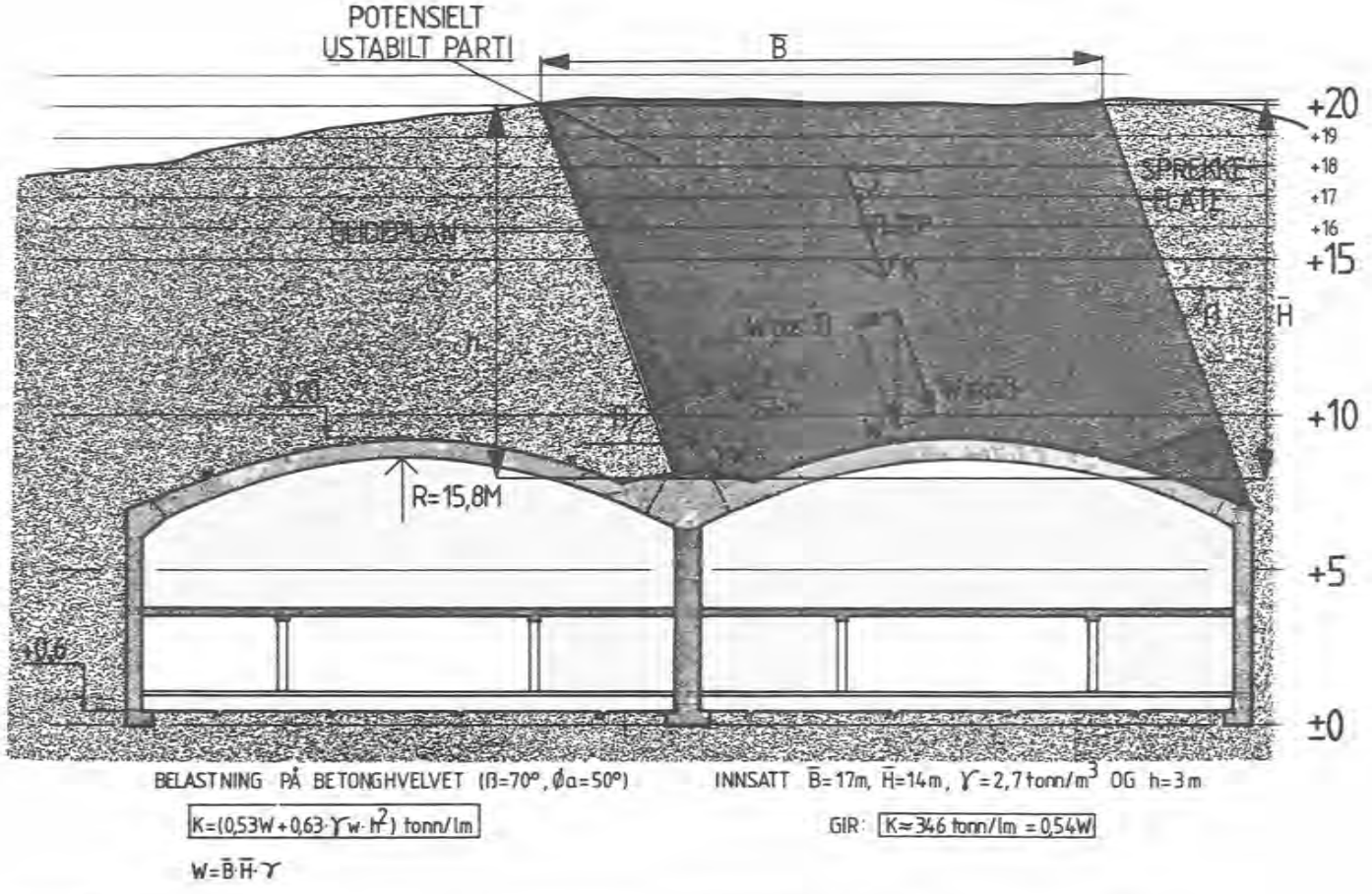


Fig.27.10 Innglidning av sprekkeavgrenset fjellflak over en hallbredde.

eventuelle lekkasjer i sprekker og støpeskjøter, samt å blokkere flest mulige vannveier. Ni injeksjonsrør blir satt inn i hver hvelvseksjon.

Dersom cementinjeksjonen ikke gir tilstrekkelig tetting, skal det nyttes kjemisk injeksjon med en gel-acrylblanding. Jektoslange for kjemisk injeksjon blir lagt inn i støpeskjøtene mellom hvelvseksjonene, i overgangen hvelv-sidevegger og hvelv-midtvegg.

På grunn av den korte avstanden til sjøen, var det interessant å vite om sjøvann kunne trenge inn i grøfter og samlekummer, både med tanke på pumpekapasitet og korrosjonsfare. Det ble derfor tatt ut vannprøver fra et borhull boret til kote -1 m i bergrommets vestvegg og drypp fra hengen. Analyser viste at vannprøven fra borhullet ikke hadde høyere saltinnhold enn dryppvannet.

RYSTELSER

Med unntak av Valbergtårnet, en gammel steinbygning fra 1850, er området over selve bergrommet ikke bebygd. Imidlertid ligger bebyggelsen svært nær anleggets begrensningslinjer (fig.27.2). Bygningene består for det meste av eldre trehus, samt en eldre murbygning. Av hensyn til den eldste bebyggelsen, er maksimal vertikal svingehastighet for rystelser fra sprengningene satt til v=45 mm/s.

For å holde rystelsene på et lavt nivå, valgte entreprenøren en parallellhullskutt med fire 4" grovhull ved all stoll- og tunnelsprengning. Videre ble salvelengder ned til 2 m benyttet, med oppdeling av hver salve til bare ett hull pr.tennernummer. Jevnt over har rystelsene vært under den angitte grenseverdi. Noen overmålere er likevel registrert, uten at disse har resultert i nevneverdige skader på nabobebyggelsen.

Vi har hatt opp til seks rystelsesmålere i drift samtidig. Målepunktenes plassering framgår av fig.27.2. Måleresultatene har vist tildels store innbyrdes variasjoner over korte avstander. Dette har antagelig sin forklaring i bølgenes forplantningsretning i forhold til skifrighet og

enkelte leirslepper. Videre har sonene med kvartsittskifer gitt vesentlig bedre forplantning enn fyllitten.

Før sprengningsarbeidene startet, foretok vi besiktigelse med registrering av bygningenes tilstand på ca. 50 omkringliggende eiendommer. Vi har hittil ikke fått melding om mer alvorlige skader enn noe nedfall av puss i den eldste murbygningen.

Vi har hatt jevnlig kontakt med en del av beboerne nærmest anlegget. Personlig varsling ved hver salve i oppstartingsfasen, samt løpende informasjon underveis, har antagelig vært med og bidratt til at det har kommet få klager fra naboene.

SLUTTKOMMENTAR

Erfaringene fra Valberget så langt viser at det er mulig å sprenge ut store bergrom i byområder under svært liten fjelloverdekning. Dette krever imidlertid nøye planlegging og riktig valg av driftsmetode. Ved slike anlegg er oppfølging og kontroll svært viktig, slik at eventuelle justeringer av driftsmetoden kan bli foretatt hvis forholdene krever det.

20 M HØY FJELLFANGDAM VED RÅNÅSFOSS KRAFTVERK

20 m high rockmass-cofferdam at Rånåsfoss Powerplant.

Sivilingeniør Ulf Fredriksen, Oslo kommune,
Geoteknisk kontor
Sivilingeniør Arild Palmstrøm, Ingeniør A.B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

Ved nytt Rånåsfoss kraftverk er fjellet mot Glomma benyttet som fangdam i inntakskanalen. Dammen har en høyde på 20 m. Artikkelen beskriver denne dammen med utførelse av injeksjon og stabilisering med bolter og ankere samt opplegg for sprengingen inn mot fangdammen. Dammen har fungert bra med små lekkasjer i de 1½ år som er gått siden etableringen. Sprengningen av dammen gjenstår. Ved vurderingen av alternativer ble denne fjellfangdam kostandsmessig ca 1,2 mill. kr billigere enn en alternativ betongfangdam.

SUMMARY

At the new Rånåsfoss powerplant the rock in the inlet channel has been used as a cofferdam. The height of the rock wall in this dam is 20 m. This article describes the grouting, the stabilizing with bolts and rock anchors, and how the rock blasting to establish the dam is done. The dam has now worked satisfactory for 1½ years. The costs for a rock-cofferdam with an ordinary concrete cofferdam and this was 1,2 mill. NOK cheaper than an alternative concrete dam.

INNLEDNING

Rånåsfoss ligger i Glomma, ca 15 km ovenfor Glommas utløp i Øyern, og ca 17 km nedenfor sammenløpet Glomma - Vorma, fig. 28.1. Gamle Rånåsfoss Kraftverk ble bygget i årene 1918-1922 og utnytter fallet fra normalt overvann kote 119,3 til normalt undervann kote 106,60. Det har installert 6 aggregater med en samlet ytelse på 54 MW og en slukeevne på 540 m3/s.

Fig. 28.1 Nøkkelkart

Nytt Rånåsfoss kraftverk bygges på høyre side av elven uten forbindelse med det gamle anlegget, se fig. 28.2. Kraftverket vil få en Kaplan-turbin med en slukeevne på 400 m3/s og en ytelse på 45 MW ved utnyttelse av nåværende reguleringshøyde på 12,7 m. Ved økt utnyttelse av vannføringen og bedret virkningsgrad for ny maskin, vil produksjonen samlet for de to kraftverkene øke med totalt 100 GWh på Rånåsfoss til totalt 460 GWh, og totalt slukeevne 940 m3/s.

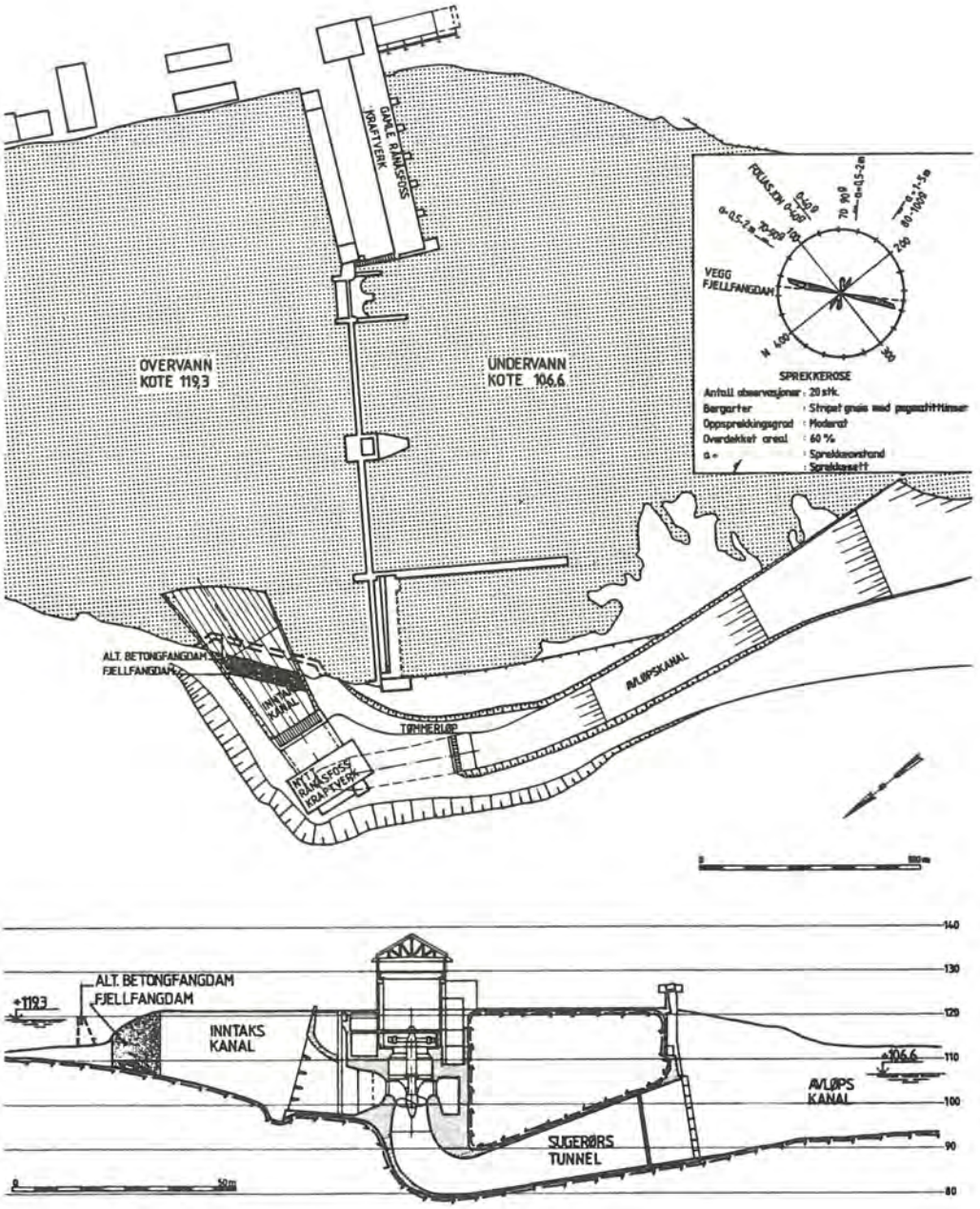


Fig. 28.2 Oversikt over Rånåsfoss kraftverk.

Det nye kraftverket legges i fjell. Det har en inntaks-og avløpskanal med opptil 35 m høye fjellvegger, og kraftstasjon i åpen byggegrop. Anleggsarbeidene ble påbegynt sept. 1980, og kraftverket skal settes i produksjon 1.5.1983. Byggherre er Akershus Energiverk, hovedkonsulent og ingeniørgeologisk konsulent Ing. A.B. Berdal A/S og entreprenør Ingeniør Thor Furuholmen A/S. Videre har Institutt for fjellsprengningsteknikk vært konsultert i forbindelse med sprengningsopplegg og krav til rystelser. De totale byggeomkostningene er beregnet til 190 mill. 1980 kr. inkl. kapitalkostnader, hvorav den bygningsmessige kontraktsum beløper seg til 37 mill. kr. ekskl. merverdiavgift.

Fjellet i ytre del av inntakskanalen er benyttet som fangdam for kraftstasjonen, se fig. 28.2. Indre del av kanalen ble sprengt ut samtidig med stasjonen, mens ytre del skal sprenges og opplastes under vann vinteren -82/-83. Av hensyn til gamle lukepilarer og gamle og nye luker, er det stilt spesielle krav til rystelser fra sprengningsarbeidene. Dette vil bli nærmere omtalt senere.

GEOLOGISKE FORHOLD

Bergartene består av grunnfjellsgneis med foliasjon (skifrighet) som hovedsakelig stryker Ø-V, med slakt fall (0-40g) mot nord. I tillegg opptrer detaljsprekker med sprekkeretninger som angitt på sprekkerosen, fig. 28.2. Det opptrer 3 relativt steile sprekkesystemer, hvorav det meste gjennomsettende stryker NØ-SV med fall 70-90g mot SØ. Sprekkeavstanden er normalt 0,5-2 m, men kan variere mellom 0,1-5 m. For de to andre sprekkesystemene er innbyrdes sprekkeavstand noe større slik at oppsprekkingsgraden totalt er moderat med 3-6 sprekker pr. m3 fjellmasse. De fleste sprekkene er middels plane og har rue sprekkeflater.

Det ble ikke observert knusningssoner som skapte større stabilitetsproblem.

FJELLFANGDAM - BETONGFANGDAM

Ved bygging av elvekraftverk er det vanlig å bygge en betongfangdam utenfor inntakskanalen, og sprenge ut så mye som mulig av kanalen bak dammen i tørr grop. Ettersom bygging av en slik betongfangdam kan være vanskelig med fjerning av løsmasser og rensk av fundament under vann samt undervannsstøp, undersøkte man ved Rånåsfoss mulighetene for å benytte bergmassene i inntakskanalen som fangdam. For at en 20 m høy fjellfangdam skal kunne fungere i hele byggetiden må de bergmassene den består av, være tette og stabile. En faktor av betydning når fjellfangdam benyttes er at sprengningsarbeidene under vann blir større enn dersom betongdam et stykke ute i elven benyttes. Fjerningen av

selve fjellfangdammen vil også kreve omfattende tiltak for å beskytte installerte konstruksjoner som varegrinder og luker, fordi avstanden fra dammen og til disse konstruksjoner oftest er liten.

Her ved Rånåsfoss ble disse faktorer samt de økonomiske aspekter stilt opp mot hverandre og man kom til at å bygge fjellfangdam ville være gunstig, med bl.a. en besparelse på 1,2 mill. kr. Man hadde tilstrekkelig terskelhøyde til å ta vanlige flommer, samt en bergart som syntes å ha rimelig god kvalitet. Man hadde dessuten tilstrekkelig avstand fra fjellfangdammen og bakover til lukene for sprengningsarbeidene ved fjerning av dammen.

Fjellfangdammen måtte imidlertid beregnes med tilstrekkelig stabilitet mot utglidning langs ugunstige sleppeplan og den måtte utformes slik at større vannlekkasjer ble unngått.

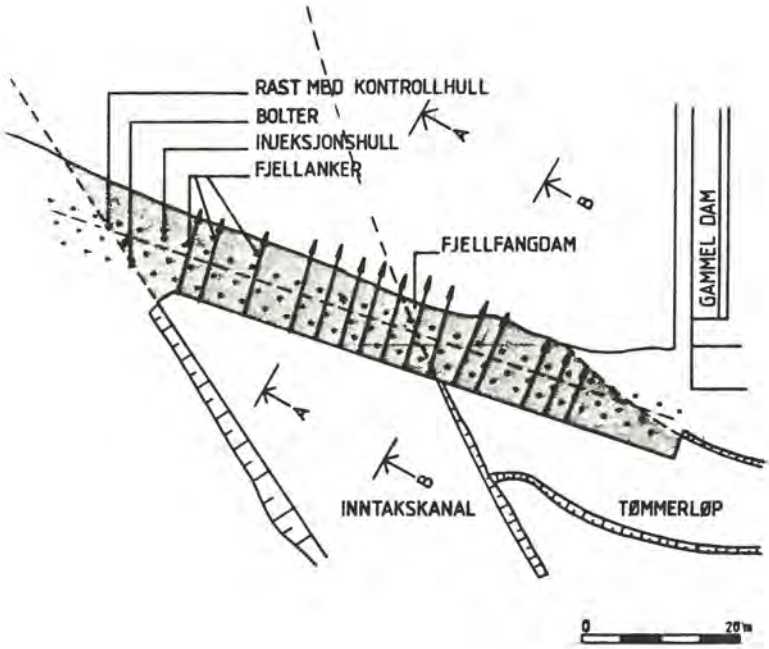


Fig. 28.3 Plan av fjellfangdam.

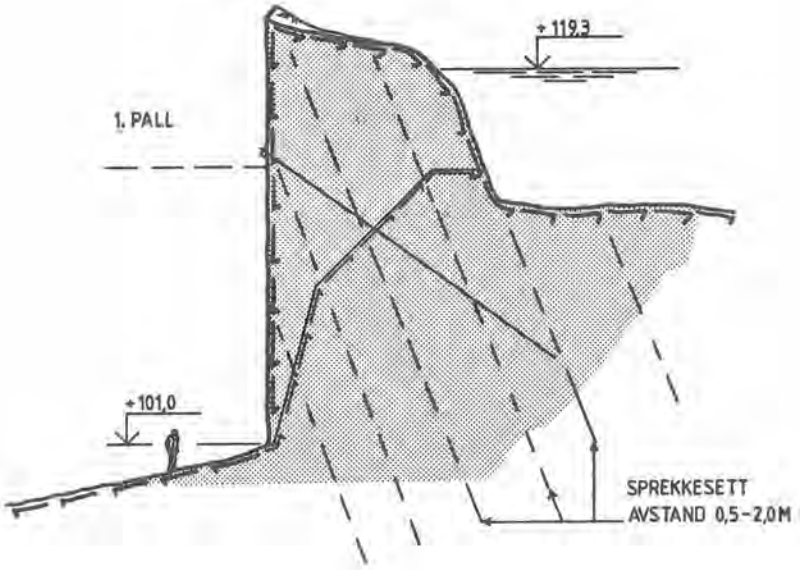


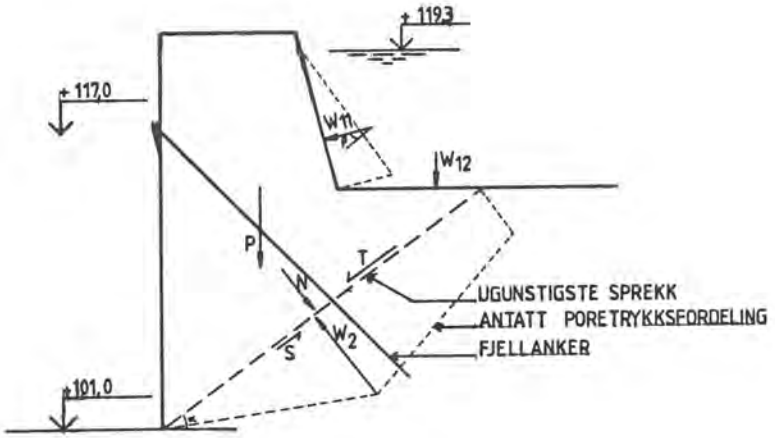
Fig. 28.4 Profil B-B.

STABILITETSBEREGNINGER

Med grunnlag i de geologiske forhold slik de ble registrert på forhånd ble det utført beregninger på stabiliteten av fjellfangdammen med antatte friksjonsforhold langs ugunstige sprekkeplan, og med forskjellige bredder på dammen i toppen. Beregninger med en 8 m bred dam ga som resultater at det skulle benyttes 24 ankere hvorav 18 stk. skulle være 140 tonns og de resterende 6 stk. skulle være 70 tonns ankere. Lengden på ankrene skulle være fra 16 til 18 m.

Etter at endel av fjellet var tatt ut fikk man bedre oversikt over de geologiske forholdene og disse syntes ikke å være så ugunstige som man hadde regnet med, og det ble ut fra de endrede forutsetninger utført nye beregninger av nødvendig ankerkapasitet. Resultatene viste en bedre stabilitet i bergmassene i fangdammen og sikringsmengden kunne reduseres. Figur 28.3 og 28.4 viser utførelse av fjellfangdammen mens 28.5 viser beregninger i et snitt gjennom dammen.

Ut fra beregningene kunne dammens stabilitet sikres ved bruk av 18 fjellankere som man valgte å spenne opp til 70 tonn, og ankrene skulle settes i en rekke med innbyrdes avstand på 3 m.



$tg\varphi$	=	1.2	Normalkraft	N	=	210 t/m
p	=	440 t/m	Tangentialkraft	T	=	310 t/m
W_{11}	=	25 t/m	Friksjonskraft	S	=	250 t/m
W_{12}	=	50 t/m	Boltekraft	B	=	50 t/m
W_2	=	175 t/m				

Fig. 28.5 Eksempel på beregning av ankerkrefter i profil B-

UTFØRELSE AV FJELLFANGDAMMEN

Tettingsarbeider

For at fjellfangdammen skulle kunne fungere tilfredsstillende måtte den være relativt tett.

Det første ledd i tettingsarbeidene var en boltesikring av toppen av dammen, se fig. 28.3. Her ble det satt ned to rekker med vertikale bolter med lengder fra 7 til 10 m, tilsammen ca 50 bolter. Boltene var innstøpte 32 mm kamstålbolter.

Hensikten med disse boltene var å hindre at injeksjonen skulle splitte berget og løfte de øverste fjellmassene. I tillegg hadde de en stabilitetsmessig effekt idet den ene raden bare sto 1,5 m fra fjellfangdammens vegg og forhindret en oppriving inn i dammen under sprengningene.

Det neste leddet var så tettingen ved sementinjeksjon. Det ble laget et program med en enkel injeksjonsskjerm langs hele dammen, og et stykke ut for dammen på hver side. Hullene hadde forskjellig lengde vurdert ut fra mektighet på dammen på de forskjellige steder og dybden på inntakskanalen innenfor.

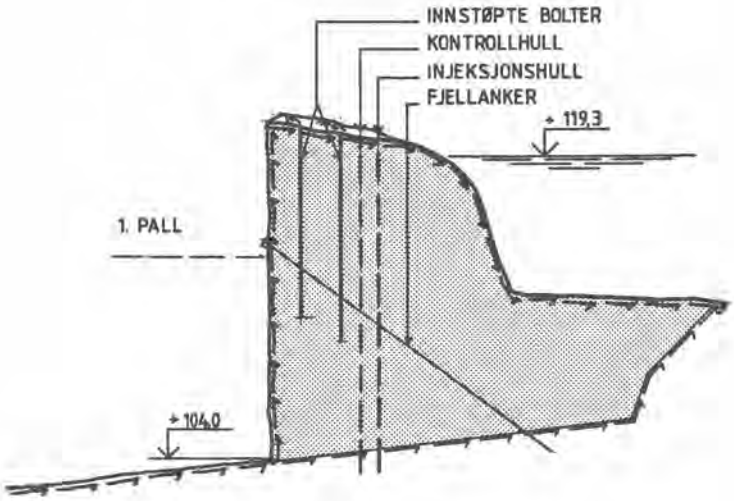


Fig. 28.6 Fjellfangdam snitt A-A.

Tilsammen besto denne enkle skjermen av ca 30 hull med innbyrdes avstand 3 m og med hulllengder på 25 m - 20 m og 15 m. Pakningsplasseringer var 15, 8 og ca 1-2 m nede i hullet og det var bare de 25 m lange hullene som hadde 3 pakningsplasseringer. Ut i fra de injiserte mengder i de enkelte hull ble det så bestemt å plassere ekstrahull. Disse ble plassert mellom hullene i den første raden, og ca 1 m lengre fra elven, se fig. 28.3 og 28.6. Disse ble vanntapsmålt, og dersom vanntapene tapene var større enn 2 Lugeon (1 Lugeon = 1 l/m x min. x 10 Bar) ble hullene injisert som den første raden. I den første injeksjonsomgangen ble det injisert ca 19,5 tonn og i ca 10 kontrollhull gikk det med 3 tonn sement.

Sprengning inn mot fangdammen.

De generelle krav til sprengning ved anlegget var satt slik at:

1 Bygninger og andre konstruksjoner i nærheten ikke skulle utsettes for skadelige rystelser. Kriteriene var i an budet gitt ved antatte tillatte ladningsmengder ut fra en tillatt rystelsesamplitude på 200 µm.

2 konturspreng ning skulle utføres i alle skjæringer.

Det var på forhånd bare satt opp krav til konturspreng-ning inn mot dammen.

Ut i fra ønsket om at fjellfangdammen ikke skulle få så store skader at lekkasjer kunne oppstå eller stabiliteten svekkes, samt at dammen skulle være så smal som mulig, ble det laget en bore- og ladningsplan med sømboring av konturen med hullavstand 22,5 cm, og med en sprengstoffmengde pr. m3 fast fjell på 0,55 kg/m3. De svenske erfaringer med at berget sprekker opp når rystelser målt som svingehastighet er over 700-1000 mm/s ble også tatt med i vurderingene. Man ønsket i prinsippet at ikke mer enn 2 m inn fra konturen skulle påvirkes ved slik oppsprekning. De ladningsmengder som da kunne brukes pr. tennerintervall var meget små, ca 1,6 kg, og med pallhøyde på 12 m var dette i praksis meget vanskelig å utføre. Man valgte derfor å øke bredden på dammen på nedstrøms side ved at kontur og nærmeste hullrad ikke ble boret. Bredden ble derved øket til ca 3,5 m, med tilsvarende økning av enhetsladningene. Ved denne løsning sparte man 2000 bormeter i denne omgang og lot det stå igjen ca 900 m3 mere fjell som kommer som tilleggsmasser ved sprengning og utgraving av fjellfangdammen under vann. Den videre utsprengning ned til bunn av inntakskanal ble utført med lavere pallhøyder og derved også uten så store problemer m.h.t. ladningsmengder, dessuten var dambredden mye større her.

Utsprengningen gikk uten problemer. Med de ladnings-mengdene som ble benyttet nærmest fjellfangdammen ble det beregnet rystelser på ca 100 µm på målere plassert i det gamle lukehuset et stykke unna. Utslagene lå da også i nærheten av denne verdi for de sprengninger som har fore gått.

Fjellankre

Etter at utsprengningen ned til kote 112 m.o.h. var ut-ført, ble det foretatt boring for ankre og støping av fund-amenter.

Entreprenøren ønsket å benytte ankre bestående av en stang i stedet for wire-ankre som beskrevet. Disse stengene leveres i lengder på 12 m som kan skjøtes til ønsket lengde.

Ankrene kunne leveres med tilstrekkelig spennkraft, og de kunne leveres med enkel korrosjonsbeskyttelse for temporær bruk (inntil 2 års brukstid). Ankrene tilfredsstilte byggherrens krav og ble valgt. Under boring for ankrene var det to ankerplasseringer det viste seg meget vanskelig å få boret og man valgte å sløyfe disse. Under oppstramningen var det et stag som røk lenge før bruddlast. Heller ikke dette anker ble erstattet. Tre av de 18 opprinnelig bestemte ankre var dermed ute av funksjon. Man regnet imidlertid med at stabiliteten var god nok, da bl.a. dambredden var øket med inntil et par meter og oppspenningen av de andre lå over nødvendig forspenningskraft slik at det var sikkerhet nok.

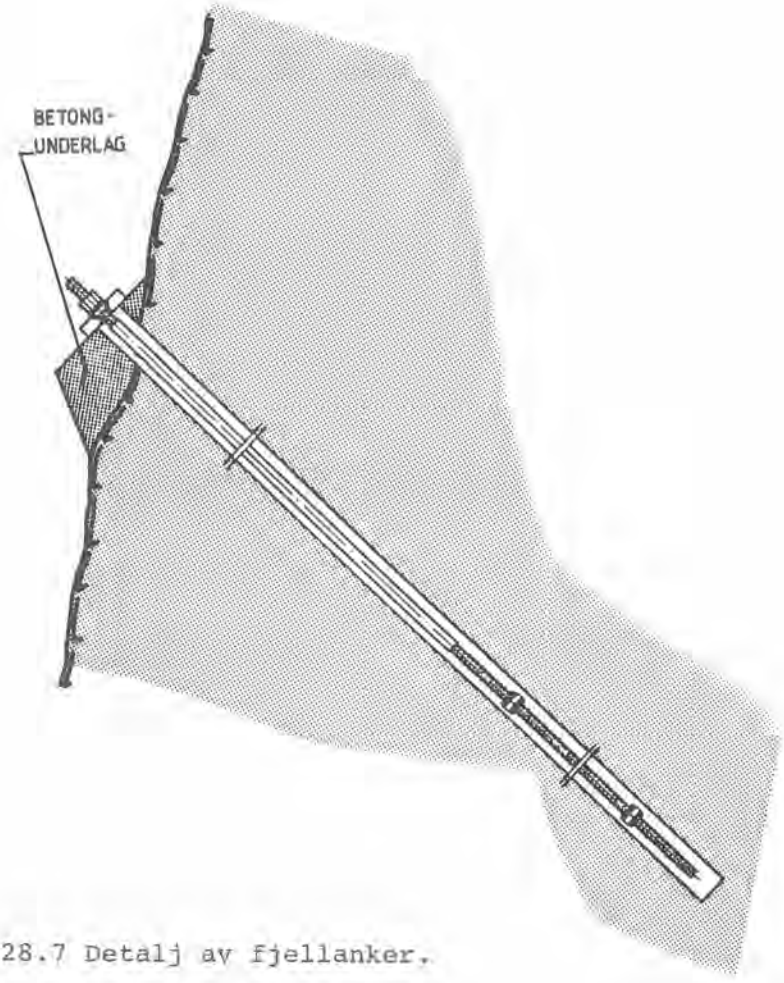


Fig. 28.7 Detalj av fjellanker.

ERFARINGER

Fjellfangdam har her vist seg som en meget gunstig løsning. Det har vært meget små vannlekkasjer inn i inntakskanalen, gjennom dammen. Sannsynligvis ikke mer enn ca 10 l/min. Utførelse og opplegg av injeksjonen og sprengningen har etter alt å dømme vært viktige faktorer i å få dammen så tett.

Ankrene har vært av betydning for å stabilisere fjellfangdammen. Selv om det var visse problemer ved oppboring og oppstramming har denne type ankre fungert bra.

Ved en slik løsning av fangdammen som her har vært benyttet, ble det mindre plass i byggegropen foran lukene, men man fikk bedre adkomstmuligheter rundt anlegget så lenge fangdammen fungerte. Ved dette anlegget fungerte dammen også som midlertidig adkomst den tiden sikringsarbeider måtte utføres i veiskjæringen på den andre siden av byggegropen og ved forsterkningsarbeider ved denne veien.

Ulempene ved en slik fangdam kommer når den skal sprenges. Avstanden mellom varegrind og luker er liten, og sprengningen må utføres meget forsiktig samtidig som det må lades kraftig nok til å være sikker på at sprengningen blir vellykket. Det kreves omfattende beregninger av salveopplegg og ladningsmengder samt at det nødvendiggjør omfattende sikringstiltak for å beskytte luker og varegrind. Hvordan sprengningen av fangdammen for inntakskanalen ved Rånåsfoss Kraftverk som planlegges utført i desember d.å. blir utført, er kanskje et emne for foredrag ved neste års fjellsprengningskonferanse eller bergmekanikkdag.

STABILITET AV DAMFUNDAMENT, FØRREVASSDAMEN.

Foundation stability, the Førrevassdam.

Sivilingeniør Per Magnus Johansen
Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Stabiliteten av en hvelvdam er i mange tilfeller bestemt av fundamentets stabilitet.
Denne artikkelen beskriver kort hvordan stabilitetsanalysen, TETRAROC, for Førrevassdammen er utført. Videre er diskutert hvilke parametre og krefter som er mest avgjørende for stabiliteten. De tiltak som er truffet for å øke sikkerheten mot brudd er skissert.

SUMMARY

The stability of an arch dam is in many cases based on the stability of its foundation. In this article the stability analysis is shortly presented (TETRAROC). The arch dam at Førrevatn is taken as an example. Further a discussion of the input parameters and forces which are the most important for the stability has been made. The design of the grout curtain and drainage system is shortly presented.

INNLEDNING

Betydningen av å påse at stabiliteten av fundamentet for en betonghvelvdam er tilfredsstillende kan illustreres ved å nevne hva som skjedde med Malpasset dam i Frankrike 2. desember 1959. Dammen var 66 m høy og det manglet 0,3m vann til HRV var nådd. Dammen klappet plutselig sammen og 50 millioner m^3 vann strømmet ut og skyllet bort landsbyen Frejus - 300 mennesker omkom.

Undersøkelseskommisjonen skrev senere:
"Årsaken til bruddet var helt og holdent begrunnet av de geologiske forholdene på stedet - et brudd i venstre vederlag. Betongdammen ville ha vært fullstendig sikker hadde vederlagene vært i stand til å bære de ekstra belastningene som ble påført".

Bergmekanikk og stabilitetsanalyser av fundamenter for dammer, skråninger, store bergrom etc. er ennå i nybegynnerstadiet i forhold til mange andre grener innen teknologien. Det er så mange parametre som varierer så mye og samtidig er de lover disse parametre *antas* å følge så omtrentlig at det ennå er et langt stykke til at vi kan skryte av å ha kommet så langt som for eksempel innen betongteknologien.

FØRREVASSDAMMEN - EN 95 M HØY BETONGHVELVDAM

Førrevassdammen er en av dammene for det store Blåsjømagasinet. Den vil bli ca. 95 m høy og det totale betongvolum, inklusive gravitasjonsdammene på hver side, er ca. 250 000 m^3. Den første betongen er støpt i høst og dammen vil være ferdig i 1987, men magasineringen vil starte allerede 1983/84.

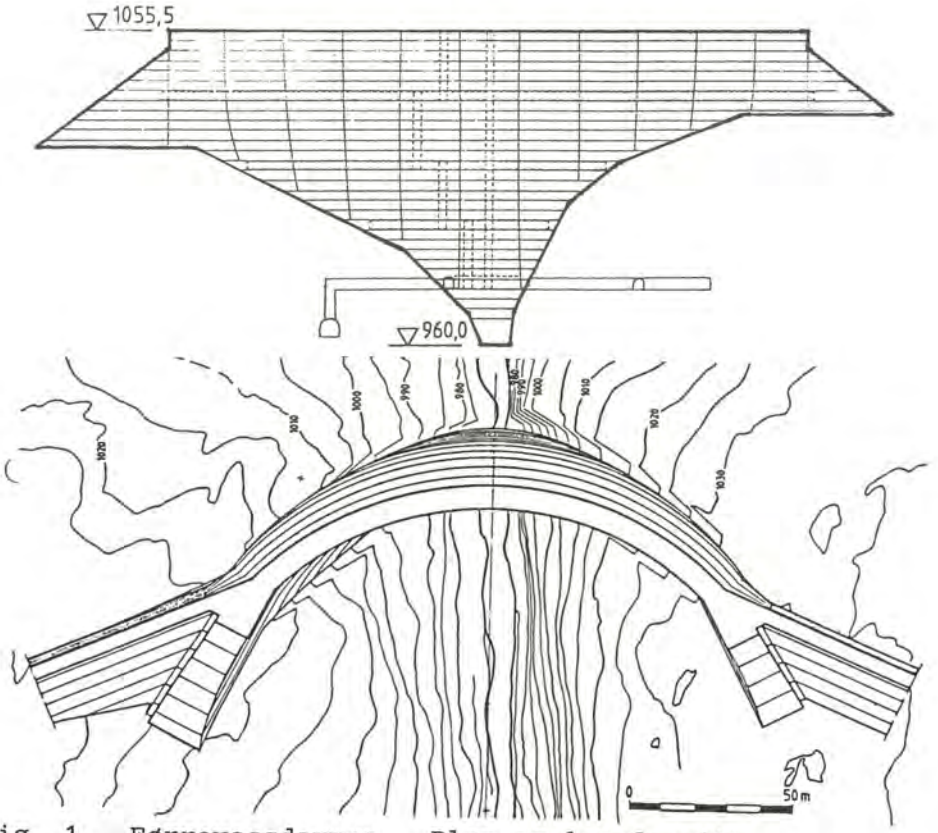


Fig. 1. Førrevassdammen. Plan og lengdesnitt.

FORUNDERSØKELSER - DESIGN

Før den endelige design av en betonghvelvdam og dens fundament må fundamentet ha vært undersøkt med hensyn på følgende:

a) geologi

b) permeabilitet/grunnvannsforhold (hydrogeologi)

c) detaljert kartlegging av sprekker/sprekkesystemer

d) eventuelle "in situ"-forsøk for å bestemme parametre som vil bli brukt i analysen.

På bakgrunn av de opplysninger man får under forundersøkelsene må man foreta en stabilitetsanalyse av fundamentet med de forventede krefter dammen og magasinet vil påføre dette.

Av analysemetoder kan brukes:

a) 2 eller 3-dimensjonal FEM-analyse

b) analytisk beregning av stabiliteten av blokker definert av observerte svakhetsplan.

c) stereo-nett (Hoek & Bray).

Den første metoden, FEM-analyse, kan benyttes der en har homogene forhold. Denne analysen betinger en relativ nøyaktig måling av deformasjon- og skjærparametre.

Den andre metoden passer bedre til forhold der en har en høy styrke av selve bergarten og der en vil forvente et brudd langs de svakhetsplan som forefinnes i fundamentet. Det er denne analysemetoden jeg skal nærmere beskrive med eksempel fra Førrevassdammen.

Den tredje metoden er et godt hjelpemiddel i den innledende stabilitetsundersøkelsen.

Generelt kan fundamentets stabilitet økes ved å vurdere følgende punkter:

a) endre dammens kurvatur og/eller damtykkelse for å oppnå en gunstigere damkraftorientering.

b) øke dammens fundamentdybde.

c) øke injeksjonsarbeidet.

d) øke dreneringsarbeidet ved å sprenge ut dreneringsstoller og bore drenasjehull.

e) øke den mekaniske styrke av fundamentet ved lange fjellbolter og/eller utstøpninger.

FORUNDERSØKELSER - FØRREVASSDAMMEN

Det er i alt boret 9 diamant borhull på damstedet for den prosjekterte hvelvdammen. Disse er vanntapsmålt og resultatene viser liten lekkasje i dybden. Borhullene viste en sone med oppsprukket fjell med leire i dypløpet. Denne sonen er steil med fall mot sør.

Bergarten på damstedet er en prekambrisk, båndet gneis. Foliasjonen har fall mot elveleiet på begge sider, typisk 10^{g}. Det er relativt stor forskjell på oppsprekningsgrad og oppsprekningsmønster fra den ene siden til den andre.

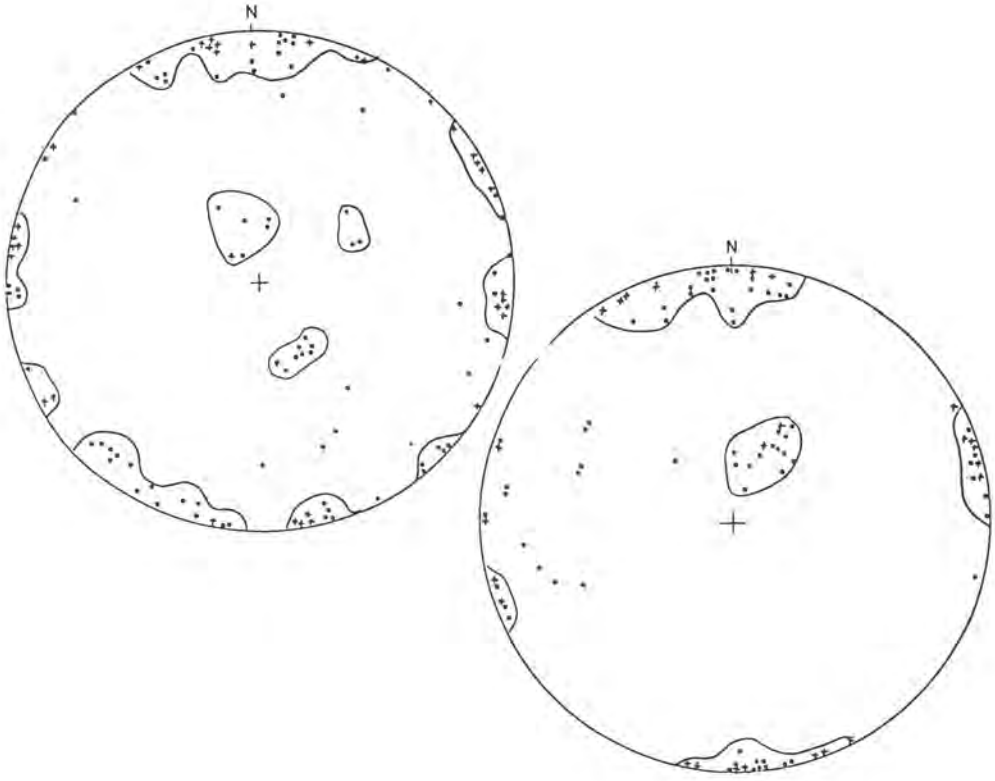


Fig. 2. Sprekkeobservasjoner fra henholdsvis venstre og høyre damfundament (Schmidt-nett - nedre halvkule).

Det er vurdert at stabiliteten av venstre (søndre) vederlag er mer kritisk enn den nordre siden, men det er utført beregninger for begge vederlagene.

Det er ikke utført "in situ"-målinger for å finne de ingeniørgeologiske parametre. Man har benyttet målinger og erfaringer fra tilsvarende bergarter - og da dette er en grunnfjellsgneis har man en mengde data fra disse fra før.

Det er imidlertid satt ned piezometere i 3 borhull for å registrere følgende:

1) naturlig grunnvannstand
2) effekt av drenasjetunnel og drenasjehull
3) om drenasjetiltakene er tilstrekkelige ved magasinfylling

DRENASJE- OG OBSERVASJONSTUNNEL

Sprekkeobservasjonene i overflaten ga en idikasjon på at en hadde et meget ugunstig sprekkesystem med et fall 25 - 30° nedstrøms mot elveleiet. For å undersøke på et så tidlig stadium som mulig om dette systemet også kunne finnes i dybden, ble det besluttet å sprenge en observasjonstunnel i venstre vederlag. Denne ble utført i september 1981 og en har ikke observert dette ugunstige sprekkesystem i tunnelen.

Da denne tunnelen nå skal benyttes som drenasjetunnel registrerte man også dens innflytelse på grunnvannstanden. To av hullene har vist at grunnvannstanden har falt ca. 10 m mens det tredje hullet synes ikke å ha blitt påvirket av drenasjetunnelen.

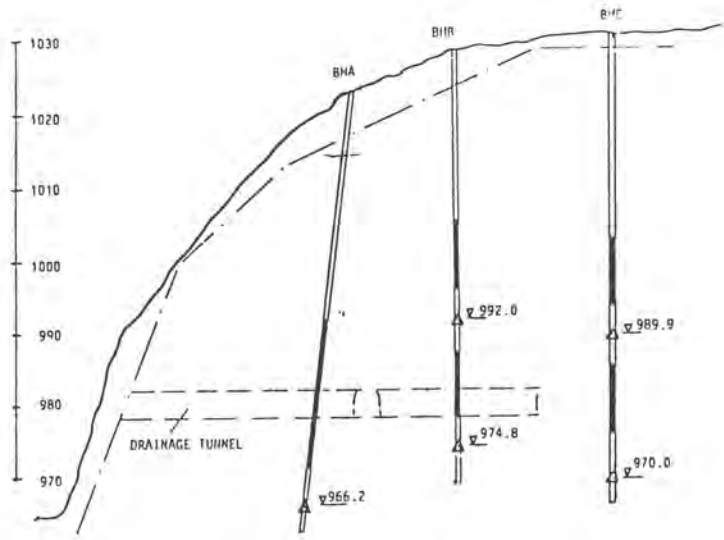


Fig. 3. Piezometerinstallasjoner - venstre vederlag.

UTVIKLINGEN AV "DESIGN" FOR FUNDAMENTET - FØRREVASSDAMMEN

Etter at man for ca. 1 år siden fant ut at stabiliteten av damfundamentet for Førrevassdammen kunne være noe lav, har dette påvirket design av dam og fundament på følgende måter:

1) optimalisering av dammens kurvatur/retning

2) inkludere drenasjetunnel og drenasjehull

3) overvåke vanntrykket i fundamentet

Ved å optimalisere dammens kurvatur/retning fikk man en gunstigere retning på dammens krefter for fundamentet på venstre side - som ansees som den mest kritiske. Man fant videre at sprekkevanntrykkene var svært avgjørende på fundamentets stabilitet og av den grunn la man vekt på å minimalisere disse i størst mulig grad ved å inkludere en drenasje tunnel på ca. 150 m lengde og ved å bore ϕ 100 mm drenasjehull, i alt ca. 3000 m i venstre vederlag og ca. 800 m fra omløpet i høyre vederlag. For å få et svar på om disse tiltak er tilstrekkelige til å holde vanntrykket nede på et forsvarlig nivå ble det som nevnt, besluttet å instrumentere 3 borhull med piezometere.

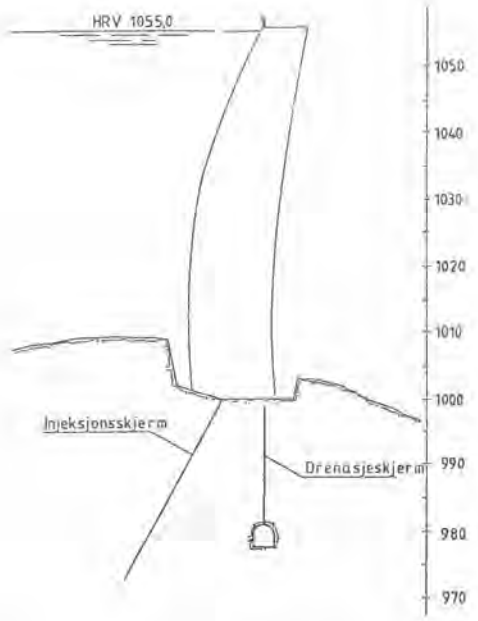


Fig. 4. Tverrsnitt av dam med injeksjon-og drenasjeskjerm.

STABILITETSANALYSE - BRUK AV PROGRAM "TETRAROC".

I de innledende stabilitetsanalysene ble stereo-nett analysen (Hoek & Bray) benyttet. Senere beregnet man stabiliteten ved å anta stive blokker og grafisk løsning. Da erfaringene med stabilitet av fundamenter for store hvelvdammer i Norge er begrenset, besluttet man å henvende seg til utenlandsk ekspertise - Pierre Londe, Coyne & Bellier, Paris.

Londe har utviklet et program for stabilitetsanalyse av damfundamenter - TETRAROC. Dette er basert på stivblokkprinsippet hvor man antar ingen kohesjon på sprekkene, blokkene er udeformerbare og at friksjonen på sprekkene er definert av en enkelt parameter - den effektive friksjonsvinkelen.

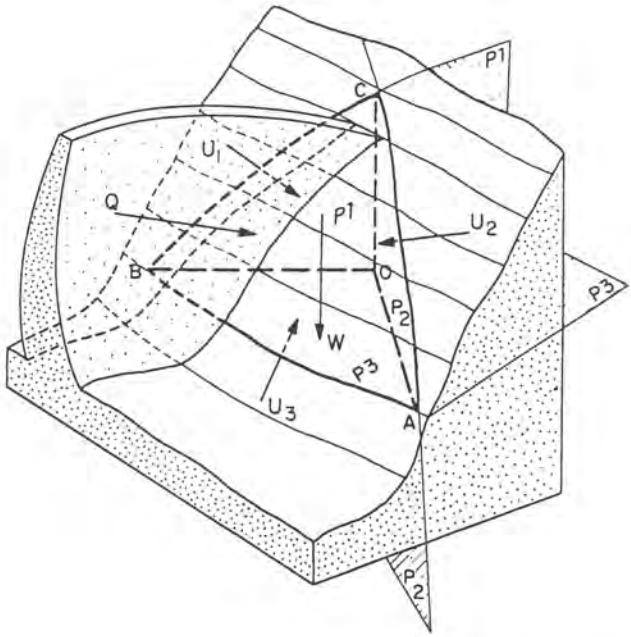


Fig. 5. Krefter som virker på stivblokklegeme, definert av 3 plan P1, P2 og P3.
Q = damkrefter; W = vekt av legemet; U1,U2 og U3 = sprekkevanntrykket.

TETRAROC-programmet regner ut resultantene av kreftene da den bruker vanntrykket på de 3 sprekkeplan som et tredimensjonalt nett. Programmet definerer også hvilken type brudd en har og for Førrevassdammen er det to typer brudd som er aktuelle:

1) brudd langs side- og underplanet

2) brudd kun langs underplanet

Som "input" gir man følgende data:

1) retning/fall av normalen til de 3 plan

2) vekten av blokken (retning: Z)

3) damkrefter (x y z)

4) maksimum vanntrykk på de tre plan (⊥ hvert plan)

5) annen ekstern kraft (f.eks. statisk kraft forårsaket av jordskjelv) (x y z)

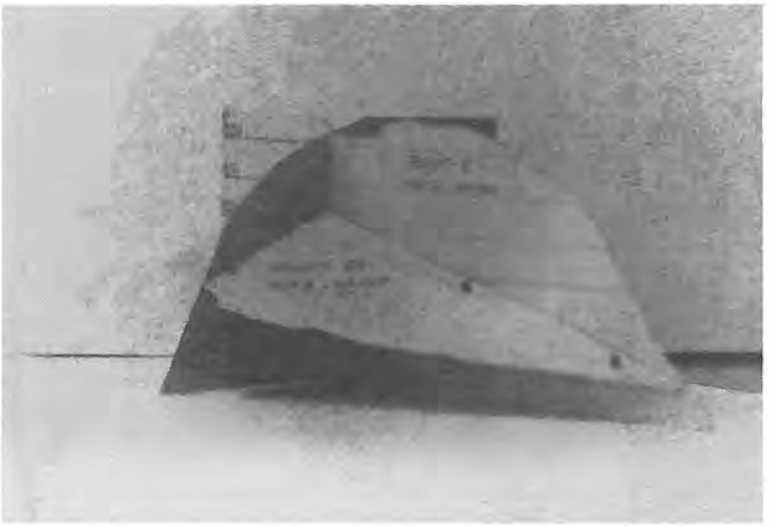


Fig. 6. Bilde av modell - venstre damfundament - Førrevassdammen.

Ved å velge de aktuelle vanntrykk for de 3 plan på nettet vil programmet gi resultater av alle kreftene som er tatt med.

Plotter man så inn friksjonsvinkelen for det eller de aktuelle bruddplan vil programmet gi den friksjonsvinkelen som er nødvendig for ikke glidning.

For Førrevassdammen er den minimale friksjonsvinkelen mellom 35° og 41°.

Den reelle friksjonsvinkel på de enkelte sprekkeplan er antatt å følge empirisk formel:

$$S = N \tan \left(JCR \log \frac{JCR \cdot A}{N} + \phi_b \right) \text{ [(Barton)]}$$

S = skjærkraft
N = normalkraft
A = sprekkeareal
JCR = joint roughness coefficient
JCS = joint compressive strength
ϕ_b = basisk friksjonsvinkel

Nick Barton har gjort en mengde forsøk på sprekker i grunnfjellsgneis og følgende gjennomsnittsparametere er brukt:

JCR = 9
$\phi_b = 30^o$
JCR = 120 MN/m^2

Avhengig av spenningen gir det en effektiv friksjonsvinkel på 50 - 55°.

REFERANSER

Barton, N: The shear strength of Rock and Rock Joints, Int. journal and Rock Mech. and Mining Sciences, Vol. 13, 1977 p. 255-279.

Londe, P et al: Stability of rock slopes, a threedimensional study. ASCE, Vol. 95, No. SMI, Jan. 1969.

FROSTSIKRING AV FUNDAMENTER

Frost protection of foundations.

Siviling. Svein Erik Torgersen, NBI.

SAMMENDRAG

I denne artikkelen beskrives frostsikring av fundamenter på telefarlig grunn ved bruk av høyverdig varmeisolasjon.

Det vises frostsikring basert på jordvarme alene (varme akkumulert i grunnen i sommerhalvåret), og frostsikring der varme fra bygningen kan utnyttes i tillegg til jordvarmen.

SUMMARY

This article describes frost protection of foundations in soils susceptible to frost action, by using modern insulation materials.

Frost protection bases on ground heat only (heat accumulated in the ground in the summer season) is described, and also frost protection where heat from the building can be utilized in addition to ground heat.

PRINSIPPER

Ved frostsikring av fundamenter og konstruksjoner i telefarlig grunn kan det skilles mellom to hovedprinsipper:

1. Frostsikringen kan kun baseres på den jordvarme som magasineres i sommerhalvåret
2. Varmeavgivelse fra bygningen kan utnyttes i tillegg ved frostsikringen.

Hovedprinsipp 1 vil gjelde for fundamenter og gulv i uoppvarmede bygninger som:

- industribygninger
- lagerbygninger
- parkeringshus og garasjer
- frittstående uthus og boder.

Prinsippet gjelder også for

- fundamentering av uoppvarmet del av ellers uoppvarmet bygning
- fundamentstriper og pilarer ved åpen fundamentering
- fundamenter for atriumsvegger, levegger og andre utomhuskonstruksjoner
- fundamentkonstruksjoner og gulv i byggeperioden der bygning ikke er montert og oppvarmet før frosten kommer.

Hovedprinsipp 2 vil gjelde for fundamentkonstruksjoner og gulv som

- gulv på grunnen med ringmur
- kjellerkonstruksjoner
- ringmurer i ventilerte krypperom

der det forutsettes at bygningen er montert og oppvarmet før frosten kommer.

FROSTSIKRING BASERT PÅ JORDVARME

Frostsikringslag

For å forhindre at frosten trenger ned i den telefarlige undergrunnen legges det et frostsikringslag. I denne forbindelse består dette av et lag varmeisolasjon, eventuelt med et underliggende lag av masser som ikke er telefarlige (f.eks. grus, sand o.l.). Frostsikringslaget dimensjoneres slik at det ikke blir kuldegrader i den telefarlige undergrunnen.

Dimensjonering av frostsikringslagets tykkelse

Frostsikringslagets tykkelse er avhengig av stedets klima, uttrykt ved frostmengde og årsmiddeltemperatur. Slike klimadata finnes i (1).

Som dimensjonerende frostmengde for permanente konstruksjoner benyttes frostmengder F_{100}, som betegner den kaldeste vinteren i en 100-års periode.

Ved frostsikring i byggeperioden for en enkelt vinter kan benyttes f.eks. F_5 eller F_{10}. Tabell 1 gir samhørende verdier av tykkelser for varmeisolasjon (ekspandert polystyren, romvekt 30 kg/m^3) og underliggende drenslag (masser som ikke er telefarlige) ved forskjellige klimadata.

Dimensjonerende frostmengde h °C	Årsmiddeltemperatur °C	Nødvendig lag av drenerende masser (Z, angitt i m) under varmeisolasjon av ekspandert polystyren i følgende tykkelse (t, angitt i mm)							
		0	40	50	60	80	100	120	150
3000 og mindre	1	0,6	0						
	3	0,5	0						
	5	0,4	0						
	7	0,4	0						
5 000	1	0,8	0						
	3	0,7	0						
	5	0,6	0						
	7	0,5	0						
10 000	1	1,2	0,1	0					
	3	1,1	0						
	5	0,9	0						
	7	0,8	0						
20 000	1	1,9	0,8	0,6	0,5	0,3	0,1	0	
	3	1,6	0,4	0,3	0,2	0			
	5	1,4	0,3	0,2	0,1	0			
	7	1,3	0,2	0,1	0				
30 000	1	2,3	1,2	1,1	0,9	0,7	0,4	0,3	0,1
	3	1,9	0,8	0,7	0,6	0,3	0,1	0	
	5	1,8	0,7	0,6	0,4	0,2	0		
	7	1,7	0,6	0,5	0,3	0,1	0		
40 000	1	2,6	1,5	1,3	1,2	0,9	0,7	0,5	0,4
	3	2,2	1,2	1,0	0,9	0,6	0,4	0,3	0,1
	5	2,1	1,1	0,9	0,8	0,5	0,3	0,2	0
50 000	1	2,8	1,7	1,5	1,4	1,1	0,9	0,7	0,6
	3	2,6	1,5	1,3	1,2	0,9	0,7	0,5	0,4

Eksempel: For frostmengde 20 000 h °C og årsmiddeltemperatur 5 °C oppnås telesikring med f.eks.:

a. 40 mm polystyren og 0,3 m drenerende masser
b. 60 mm polystyren og 0,1 m drenerende masser
c. 80 mm polystyren.

Under golv må det være et lag av drenerende masser, tykkelse minst 0,1 m.

Under golv som har rullende belastning, må det være et tilstrekkelig bærelag.

Tabell 30.1 Telesikring med ekspandert polystyren og underliggende drenerende masser

Isolasjonsmaterialer

Tabell 1 angir isolasjonstykkelser for ekspandert polystyren med romvekt 30 kg/m^3. Ved bruk av andre isolasjonsmaterialer må isolasjonstykkelsen endres. Det kan da multipliseres med korreksjonsfaktorer som angitt i tabell 2.

Isolasjons-materiale	Korr. faktor
Ekstrudert polystyren	0,85
Ekspandert polystyren	
Densitet 20 kg/m³	1,4
Densitet 30 kg/m³	1,0 (basis)
Mineralull	
Densitet minst 150 kg/m³	2,0
Lettklinker	3,5

Tabell 30.2

Ekstrudert polystyren er det beste materialet både når det gjelder varmeisolering (lav fuktopptak) og trykkstyrke.

De øvrige materialene bør ligge på et drenert underlag (eller over høyeste grunnvannstand). Mineralull bør ikke legges under belastet fundament.

Ekspandert polystyren, romvekt minst 30 kg/m^3 kan legges under fundament for lette bygninger.

Eksempler

Frostsikring av ringmur og gulv

I uoppvarmede bygninger hvor telehiv ikke kan aksepteres, må både ringmur og golvkonstruksjon telesikres. Figur 30.1 viser eksempler på frostsikring. Den frostsikringen som her er vist kan også benyttes for ringmur og gulv i byggeperioden der bygningen

ikke er montert og oppvarmet før frosten kommer. Frostsikringslaget er ført under hele konstruksjonen til en avstand b utenfor ringmuren, se tabell 30.3.

Frostsikringslagets tykkelse dimensjoneres etter tabell 30.1.

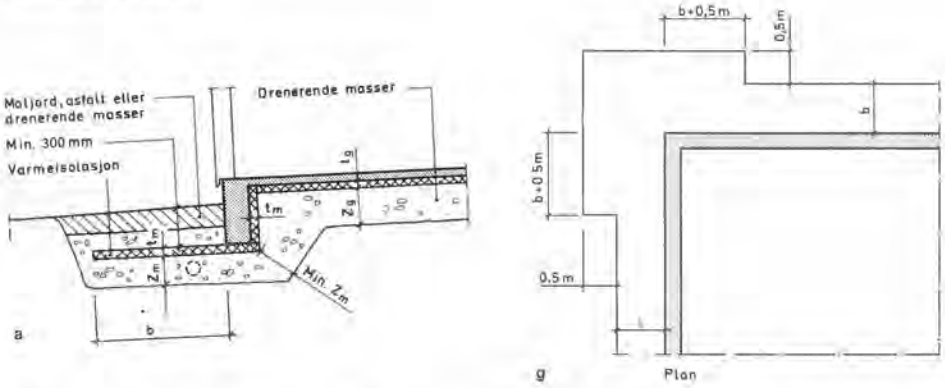


Fig. 30.1 Eksempel på frostsikring av ringmur og gulv, samt ekstra sikring ved hjørner

Maksimal frostmengde h °C	10 000	20 000	30 000	40 000	50 000	60 000
Nødvendig isolasjons-bredde utenfor ringmur b i meter	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,50

Tabell 30.3 Nødvendig isolasjonsbredde utenfor ringmur

Frostsikring av stripefundamenter

I spesielle tilfeller hvor toleransekravene til gulv er små og telehiv kan aksepteres, er det tilstrekkelig å frostsikre fundamentene for yttervegger og eventuelle innervegger. Slik frostsikring kan også brukes for fundamentstriper ved åpen fundamentering og fundamentstriper for atriumsvegger, levegger etc. Fig. 30.2 viser noen eksempler.

Frostsikringslaget må føres ut til en avstand b utenfor fundamentstripen på begge sider, se tabell 30.4.

Frostsikringslagets tykkelse dimensjoneres etter tabell 30.1.

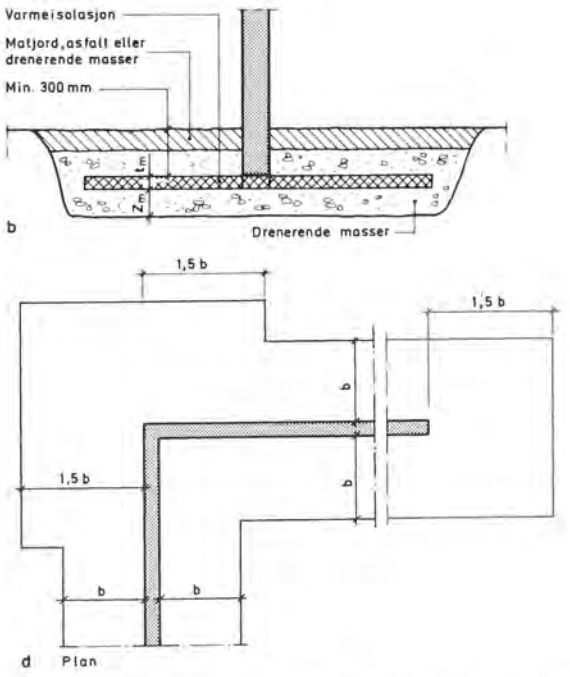


Fig. 30.2 Eksempel på frostsikring av stripefundament, samt ekstra sikring ved hjørne og fri ende

Maksimal frostmengde h °C	10 000	20 000	30 000	40 000	50 000	60 000
Nødvendig isolasjonsbredde b på hver side av ringmur i meter	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50

Tabell 30.4 Nødvendig isolasjonsbredde ved telesikring av ringmur

Frostsikring av enkeltfundamenter

Søylefundamenter og pilarer kan frostsikres som vist på fig. 30.3. Tabell 30.5 angir hvor langt frostsikringslaget må føres utenfor fundamentet.

Det lønner seg ofte å telesikre en pilarrekke med et horisontalt sammenhengende isolasjonsfelt som vist foran for stripefundamenter.

Frostsikringslagets tykkelse dimensjoneres etter tabell 30.1.

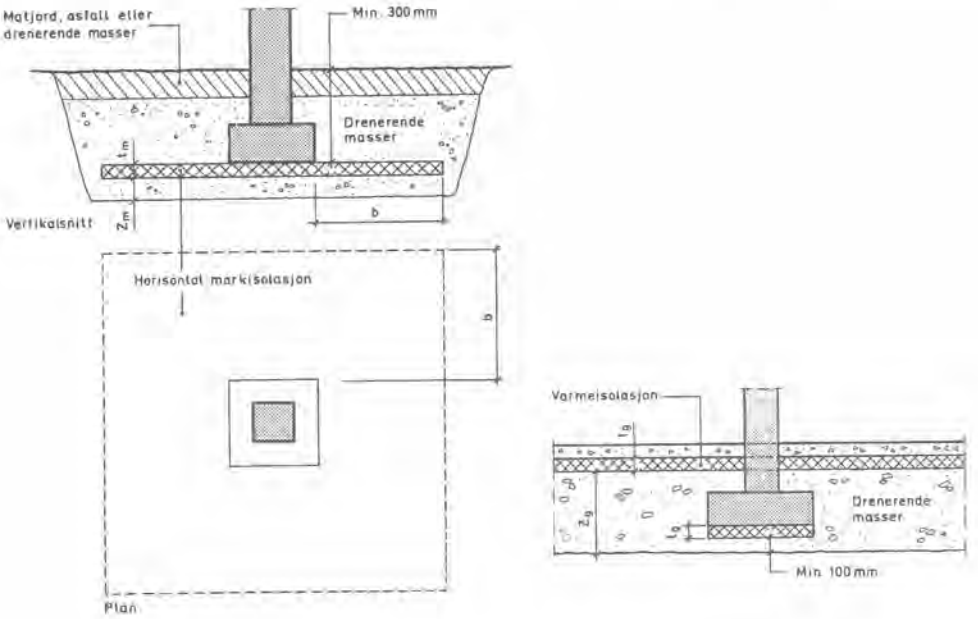


Fig. 30.3 Eksempel på frostsikring av enkeltfundament

Maksimal frostmengde h °C	10 000	20 000	30 000	40 000	50 000	60 000
Nødvendig isolasjonsbredde utenfor fundament i meter	0,75	1,10	1,50	2,25	3,00	3,75

Tabell 30.5 Nødvendig isolasjonsbredde ved frostsikring av søylefundament

FROSTSIKRING DER VARMEAVGIVELSE FRA BYGNINGEN KAN UTNYTTES

Eksempler

Frostsikring av gulv på grunnen

Fig. 30.4 viser noen vanlige konstruksjonstyper.

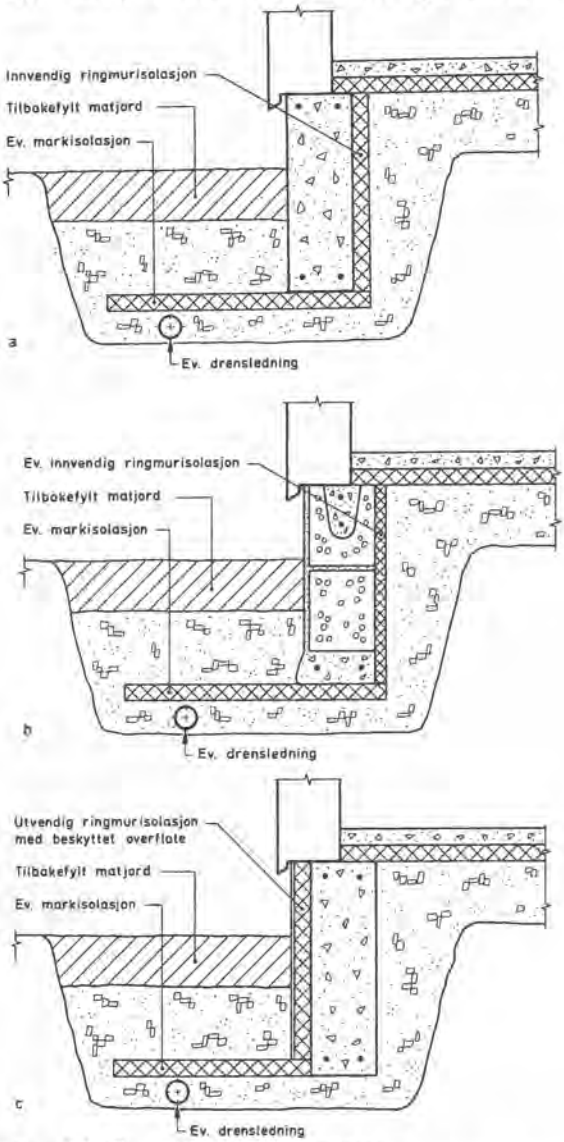


Fig. 30.7 Ringmurstyper
a. Støpt ringmur med innvendig isolering
b. Murt ringmur av lettklinkerblokk på støpt betongsåle, ev. med ekstra innvendig isolering
c. Støpt ringmur med utvendig isolasjon med beskyttet overflate

Gulv isolasjonen dimensjoneres for å begrense varmetap fra bygningen (varmebehagelig gulv, krav til k-verdi), mens ringmurisolasjonen og eventuell markisolasjon inngår i frostsikring av ringmuren.

Tabell 30.6 angir isolasjonstykkelse for ringmur av betong, isolert med ekspandert polystyren eller mineralull. Ringmur av 250 mm lettklinkerblokk kan regnes tilsvarende 40 mm polystyren eller mineralull. Er gulvets høyde over terreng mer enn 600 mm, bør ringmurens frostsikring bare baseres på jordvarme, se foran.

Maksimal frostmengde h °C	Golvets høyde over terreng, mm		
	300 eller mindre	450	600
30000 eller mindre	40	60	80
40000	50	75	100
50000	60	90	120
60000	70	105	140

Tabell 30.6 Nødvendig ringmurisolasjon av ekspandert polystyren eller mineralull. Tykkelsen er angitt i mm i tabellen

Ringmuren kan fundamenteres 0,4 mm under ferdig terreng uten markisolasjon hvis dimensjonerende frostmengde F_{100} er 30000 $h^{o}C$ eller mindre.

I kaldere klima kreves det ytterligere tiltak:

A. Fundamentdybden økes, og det legges markisolasjon ved hjørner og utenfor kalde smårom (boder etc.), se fig. 30.5 og tabell 30.7.

   Ved større uoppvarmede rom eller uoppvarmede deler av bygning baseres frostsikringen på jordvarme, se foran.

B. Fundamentdybden beholdes (0,4 m), og det legges markisolasjon langs hele bygningen, ekstra ved hjørner osv., se fig. 30.6 og tabell 30.8.

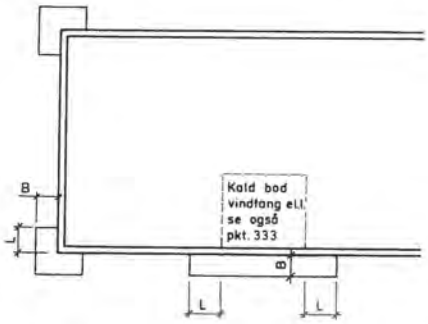


Fig. 30.5

Maksimal frost-mengde h °C	Ringmur		Nødv. markisolasjon ved hjørner og kalde rom: (t × B × L) i mm (se fig. 334)
	Betong utv. isolert	Betong innvendig isolert Lettklinker-blokker tykkelse 250 mm	
30000 eller mindre	0,40	0,40	Markisolasjon ikke nødvendig
35000	0,40	0,50	50 × 500 × 1000
40000	0,50	0,60	(polystyren)
45000	0,60	0,70	
50000	0,70	0,85	50 × 500 × 1500
55000	0,85	1,05	(polystyren)
60000	1,00	1,20	

Tabell 30.7 Minste fundamentdybde i meter med markisolasjon bare ved hjørner og utenfor uoppvarmede smårom. Hvis ringmuren har innvendig isolasjon, må eventuell markisolasjon også føres inn under ringmuren

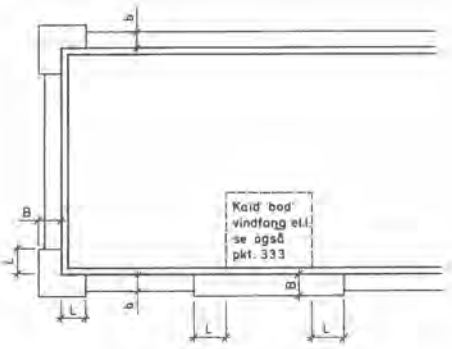


Fig. 30.6

Maksimal frostmengde h °C	Markisolasjon (polystyren)	
	Ved hjørner: tykkelse, bredde og lengde (t × B × L) i mm	Langs langvegg: tykkelse og bredde (t × b) i mm
30000 eller mindre	Ikke nødvendig	Ikke nødvendig
35000	50 × 500 × 1000	50 × 250
40000	50 × 750 × 1000	50 × 250
45000	50 × 750 × 1500	50 × 250
50000	80 × 750 × 1500	50 × 500
55000	80 × 1000 × 1500	80 × 500, 50 × 750
60000	80 × 1000 × 2000	80 × 750

Tabell 30.8 Nødvendig markisolasjon (polystyren) ved fundamentdybde 0,4 m. Hvis ringmuren har innvendig isolasjon, må markisolasjonen også føres inn under ringmuren

Tabellene 30.7 og 30.8 er basert på ekspandert polystyren, romvekt 30 kg/m^3. For andre isolasjonsmaterialer, se tabell 30.2

Kryperom

Ved ventilert kryperom kan varmeavgivelse fra huset benyttes til en viss grad, det vil være noe høyere temperaturer i kryperommet enn ute. Frostsikring av ringmuren fremgår av fig. 30.7 og tabell 30.9.

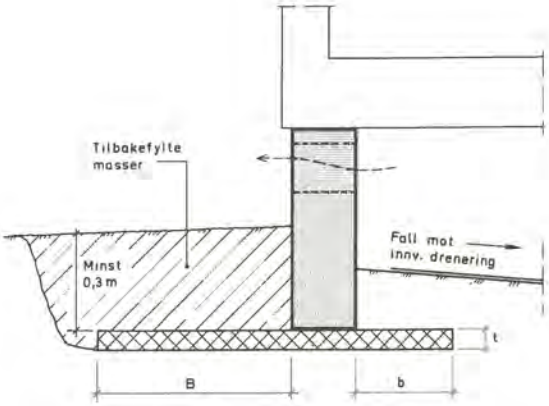


Fig. 30.7 Plassering av isolasjon ved redusert fundamenteringsdybde

	Frostmengde F_{100}, t °C			
Årsmiddeltemp. ϑ_m °C	5000	10000	20000	30000
3			80	120
5	40	40	80	100
7	40	40	60	100
B (m)	0,5	0,5	0,75	1,0
b (m)	0,5	0,5	0,5	0,75

Tabell 30.9 Isolasjonstykkelse t(mm)

HENVISNINGER

Byggdetaljblad:

(1) A451.021: Data for frostsikring. Tabeller

(2) A451.022: Data for frostsikring. Kart

(3) A521.811: Telesikring av uoppvarmede bygninger

(4) A521.111: Golv på grunnen med ringmur. Oppvarmede bygninger

(5) A521.203: Ringmur med ventilert kryperom

TELEKREFTER MOT STØTTEKONSTRUKSJONER

Frost heaving forces against sheetpile walls and retaining walls.

Siviling. Åsmund Eggestad, Sivilingeniør Elliot Strømme A/S.

SAMMENDRAG

Støttevegger i kaldt klima kan få store trykkrefter og/eller store forskyvninger som følge av teletrykk bak veggen. Teoretisk sett kan teletrykkene bli enorme noe også eksperimenter bekrefter. I praksis blir trykkene langt mindre, men likevel ofte dominerende i forhold til vanlig jordtrykk.

I denne artikkel er de teoretiske forutsetningene kort resymert mens hovedvekten er lagt på resultatet av målinger i praksis, hvilke faktorer som påvirker trykkene, og tiltak for å motvirke telekreftene.

SUMMARY

Sheet pile walls and retaining walls in cold regions are often subjected to large lateral pressures and/or deflections due to frost action. Theoretically these pressures can be enormous which is also confirmed by experimental tests. In practice the forces caused by frost heaving are usually much smaller. Still they are the dominant factor in may cases and have to be taken into account in practical design.

This paper reviews briefly the theoretical aspects of frost heaving forces, and results from practical cases are given. Factors affecting the pressures, together with practical measures to avoid frost heaving forces, are briefly discussed.

Beregning av jordtrykk mot støttekonstruksjoner har i alle år vært et sentralt tema innen geoteknikken. Den ene mer raffinerte beregningsmetode har overgått den andre, og omfattende utredninger er viet betydning av jordens skjærstyrke, terrenglastens størrelse og plassering, støtteveggens fleksibilitet etc. Empiriske regler har avløst idealiserte, teoretiske formler når de sistnevntes

svakheter er blitt avslørt. I den seneste tid har så igjen avanserte teoretiske metoder, bygget på element-analyser, og høyt spesialiserte laboratorieforsøk vunnet innpass. Til tross for at en del fremragende og mer praktisk orienterte forskere lenge har vært klar over frostens store betydning for kreftene i for eks. spunt-avstivninger er det forbausende få som fullt ut har tatt konsekvensen av denne erkjennelse.

TELETRYKKETS MEKANISME

Det har gjennom tidene vært lansert mange forklaringer på hvorfor man får telehivning og teletrykk når finkornige jordarter fryser.

En av de mest anerkjente teoriene bygger på at overflatespenningene mellom is og vann medfører en løftekraft på isfasen som illustrert nedenfor, fig. 31.1.

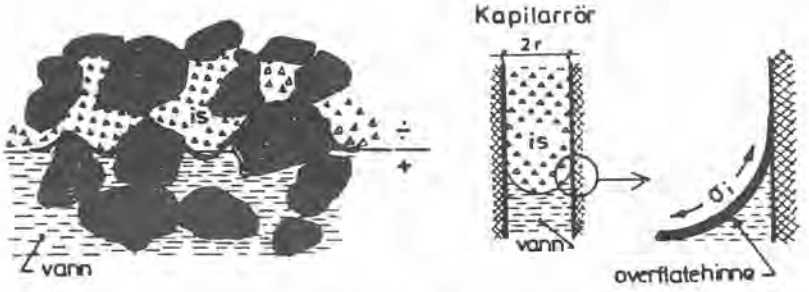


Fig. 31.1 Teletrykkets mekanikk, prinsipp

Overflatespenningene har en bestemt størrelse som ifølge "Sikring mot teleskader" (1976) kan settes til $\sigma_i = 0.0305$ N/m. For ett bestemt kapillærrør med radius r fås da en løftekraft $Q = \sigma_i$.

Forutsettes videre at "kapillærrørene" i en jordart er plassert tett i tett blir antall kapilærrør pr. arealenhet $n = \frac{1}{\pi r^2}$ og løftekraften pr. arealenhet

$$p = Q \cdot n = \frac{\sigma_i \cdot 2\pi r}{\pi r^2} = \frac{2 \cdot \sigma_i}{r}$$

Dersom man innfører kornradien R og setter R = 5,6 r og videre introduserer en arealfaktor $A_s = 0,902$ ("Sikring mot teleskader") kan man sette

$$p = 2 \cdot \sigma_i \left(\frac{1}{r} + \frac{1}{R} \right) A_s = \frac{2\sigma_i}{r} \cdot 1,07$$

eller

$$p = \frac{2 \cdot \sigma_i}{R} \cdot 5,95$$

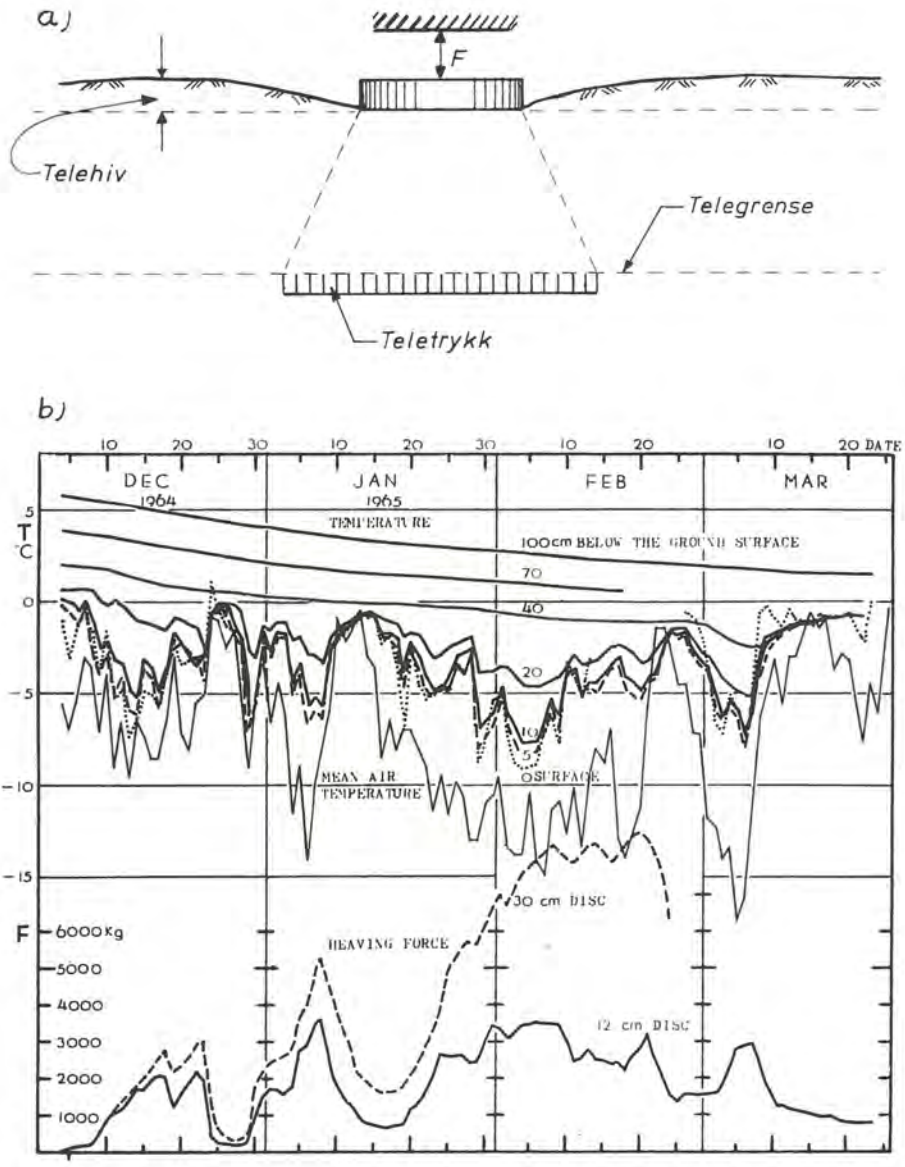


Fig. 31.2 Kinosita's teletrykkforsøk, a) prinsipp b) resultater

Setter man inn i formlene en korndiameter på for eks. R = 0,01 mm (grov silt) fås p = 36 kPa.

EKSPERIMENTELLE FORSØK

Det er vanskelig å utføre helt realistiske teletrykk-forsøk da forsøksbetingelsene spiller en stor rolle for resultatene.

Forsøk utført ved Veglaboratoriet har vist at trykkene har vært avhengig av bl.a. frysetiden. Teoretisk skulle det ikke være slik og årsaken er antagelig deformasjoner i prøve og aparatur. Imidlertid viser såvel Veglaboratoriets forsøk som lignende undersøkelser andre steder at for prøver med hindret utvidelse kan det oppnås teletrykk av samme størrelse som de teoretiske, d.v.s. for leirjordarter opptil tusen kPa og mer.

Kinosita (1966) utførte en del feltforsøk i Japan hvor han målte telehivningskraften på plater lagt ut på overflaten av en telefarlig jordart. Forsøket er illustrert på fig. 31.2a), og resultatene er gjengitt på fig. 31.2.b). Her må man være oppmerksom på at den målte kraft var mot platen på overflaten. Ved isfronten har Kinosita beregnet at teletrykket var maksimalt 140 kPa, d.v.s. vesentlig lavere enn målt under laboratorieforhold hvilket synes logisk utfra den større deformasjonsmulighet jordarten hadde i feltforsøkene.

MÅLINGER I PRAKSIS

Da teletrykk fra laboratorieforsøk og fra teoretiske beregninger åpenbart er vesentlig større enn de man normalt oppnår i praksis er observasjoner fra praktiske tilfeller av stor verdi. Dessverre er det sparsomt med pålitelige "cases". En del observasjoner fra avstivede spuntvegger finnes imidlertid, og disse skal gjennomgås nedenfor.

Forsøksgrøft i Uelandsgt., Oslo

(Ref.: DiBiagio og Bjerrum 1958)

Den del av grøften hvor målingene ble foretatt var 14 m lang, 4,0 m dyp men bare 0,9 m bred. Avstivningskreftene i innvendige stålavstivere ble målt i dybdene 0,3 m, 1,0 m, 1,7 m, 2,3 m, 3,0 m og 3,7,.Målingene ble utført vinteren 1955 - 56. Jordarten i grøftehøyden besto av tørrskorpeleire med ca. 30% vanninnhold og plastisitetsindeks ca. 20%. Stiverkreftene i de forskjellige nivå ved forskjellige tidspunkter er gjengitt i fig. 31.3. Frosten satte inn ca. 10. desember og stiverkreftene var da maksimalt ca. 15 kN/lm, tilsvarende et jordtrykk på ca. 2,0 kPa. Frem til månedskiftet jan/feb. økte jordtrykket til ca. 150 kPa i ca. 3,0 m dybde. Flere av stiverne knekket ut senere og måtte erstattes. Økningen på ca. 130 kPa må vesentlig tilskrives teletrykket. Frostmengden på overflaten frem til dette tidsunkt er beregnet til ca. 20.800 h^{o} C. Frostmengden nede i denne trange grøften var antagelig en del mindre.

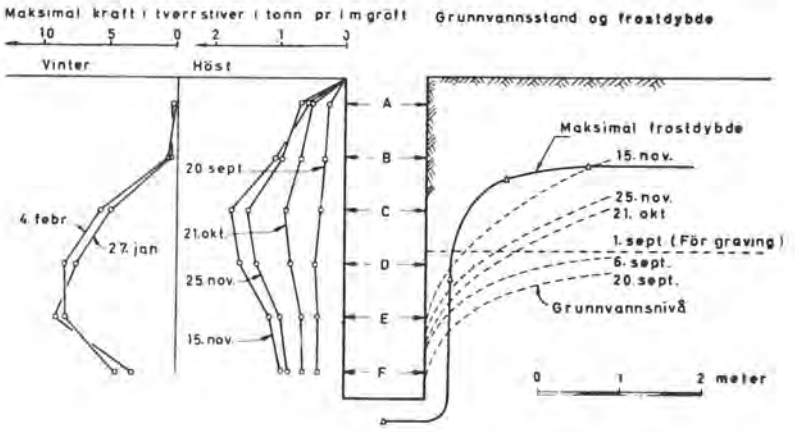


Fig. 31.3 Forsøksgrøft i Uelands gate, avstivningskrefter

Oslo Tekniske skole

(Ref.: Norges Geotekniske Institutt (NGI) Technical Report No. 2, 1962)

I forbindelse med Oslo Tekniske Skole's nybygg i Cort Adelers gate ble det foretatt måling av avstivningskrefter i byggegropen. Gravedybden var ca. 6,0 m. Terrengnivået var ca. kote + 12,0 og de tre avstivningslagene lå på henholdsvis kote 11,6 (A), 9,2 (B) og 7,5 (C). Det ble brukt spuntvegg av type Larsen II Neu rammet til fjell som på målestedet lå i ca. 9,5 m dybde. Grunnen ved målestedet besto av fyllmasse til 2,5 m dybde, og derunder en middels plastisk (I_p = 25%) bløt leire med udrenert skjærstyrke 10-20 kPa. Vanninnholdet var ca. 40%. Mellom fyllmassen og den bløte leiren var det et tynt lag tørrskorpeleire.

Figur 31.4a) viser et oppriss av spuntveggen med stiverplassering, fig. 31.4b) viser målte totale stiverkrefter, og fig. 31.4c) viser temperaturen i måleperioden.

Karakteristisk for måleresultatene er en klar trykkøkning da kulden satte inn ved ca. dag 40 og en like klar trykkreduksjon da man fikk en mildværsperiode i tiden dag 49-58. I den påfølgende kuldeperiode frem til dag 72 øket samlet stiverkraft over måleseksjonens lengde (9,0 m) med 60 t i stiverlag B og med 65 t i stiverlag C. Summen av disse kreftene, 125 t, fordelt over stivernes samlede influensareal gir en jordtrykksøkning på ca. 40 kPa. Det er sannsynlig at denne trykkøkningen vesentlig skyldes telen. Frostmengden i samme tidsrom var ca. 2200 h° C.

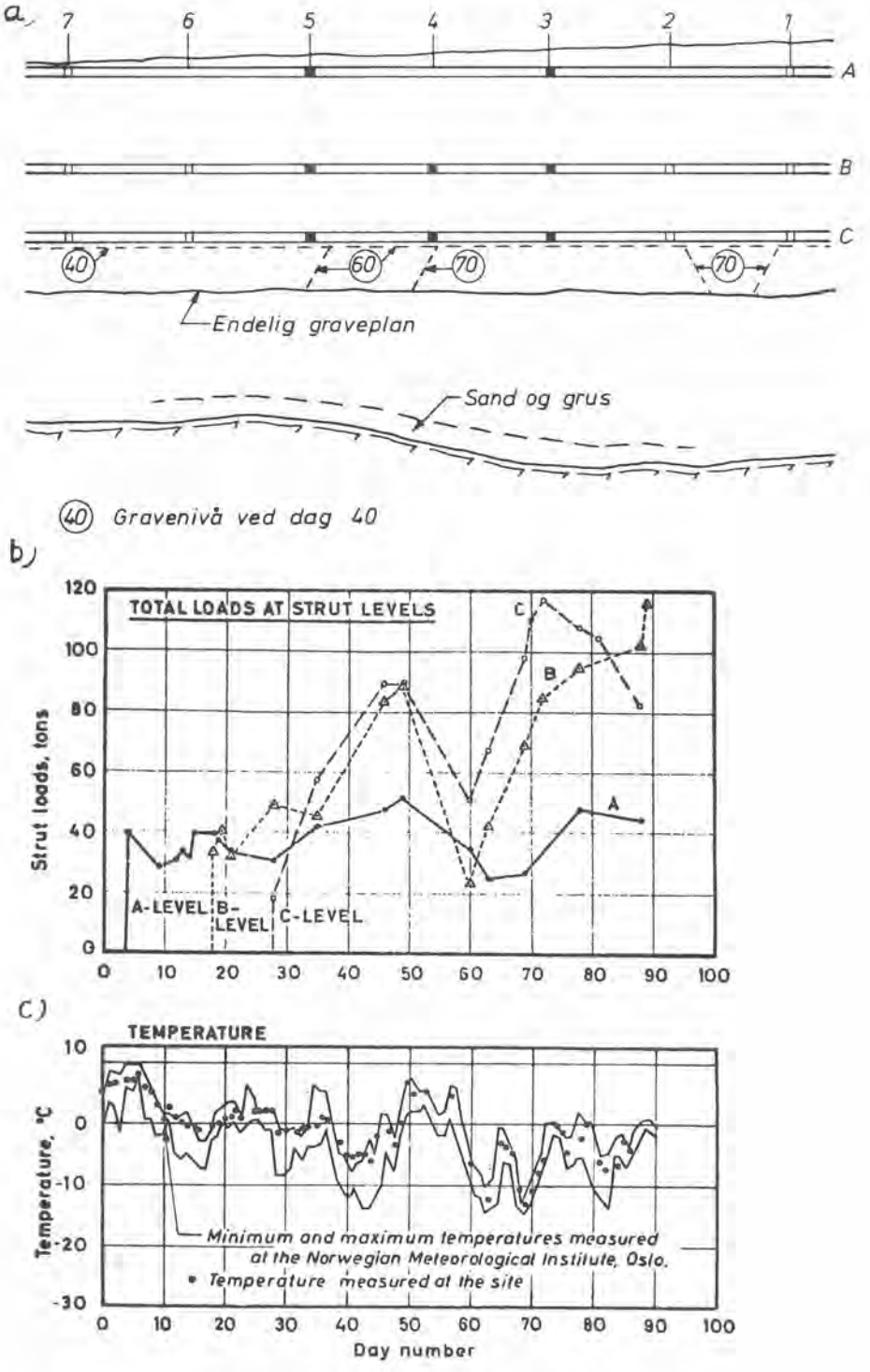


Fig. 31.4 Utgraving for Oslo Tekniske skole.
a) oppriss av spuntvegg, b) avstivningskrefter, og c) temperaturdiagram.

Telegrafverkets administrasjonsbygg i Oslo

(Ref. NGI Technical Report No.4. 1965)

Omfattende målinger av stiverkrefter og jordtrykk ble utført i anleggsperioden. Gravearbeidet ble startet i november 1958. Innenfor måleseksjonen ble øverste stiverlag (A) montert ca. 15. desember, midtre stiverlag (B) ca. 15.januar 1959 og nedre stiverlag (C) ca. 20. mars 1959.

De mest klare og fullstendige data har man derfor for øverste lags vedkommende. Dette var plassert på ca. kote 11.5, terrengnivået var ca. 13,2. Avstanden ned til stiverlag B var 2,2 m. Grunnen ned til midtre stiverlag besto av ca. 0,5 m fyllmasse, og derunder tørrskorpeleire med vanninnhold ca. 30%, plastisitetsindeks ca. 25% og udrenert skjærstyrke over 30 kPa.

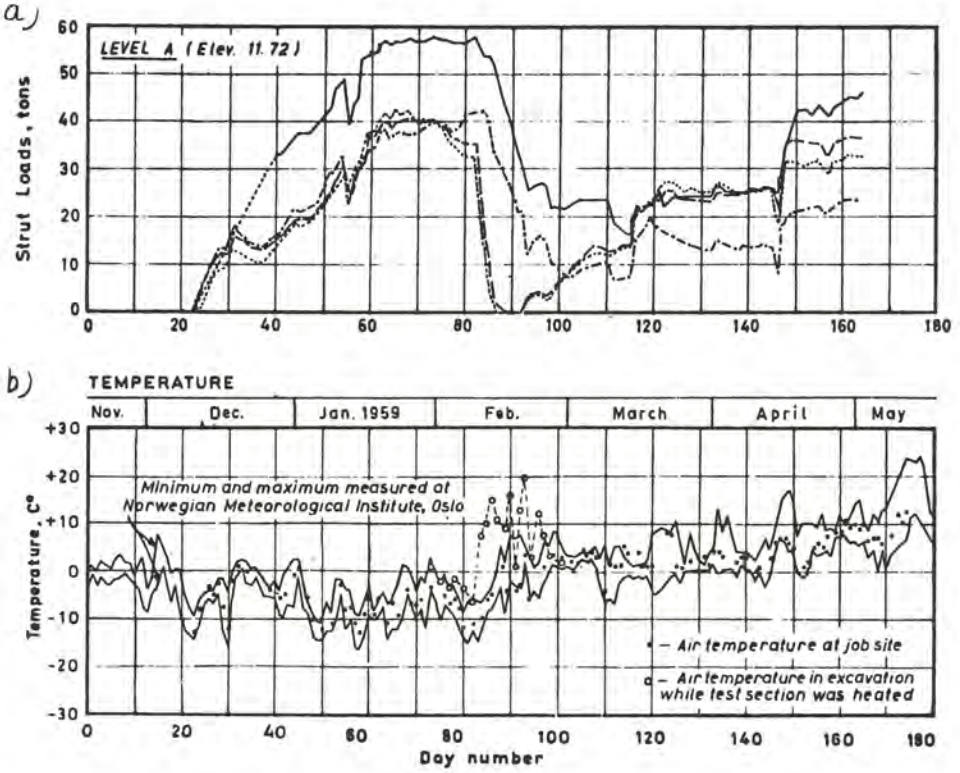


Fig. 31.5 Utgraving for Telegrafverkets administrasjonsbygg.
a) avstivningskrefter, b) temperaturdiagram

Figur 31.5 a) viser stiverkrefter i lag A over målestrekningen som var på 12,0 m, og fig. 31.5b) viser temperaturen fra november 58 til mai 59. Da mildværet kom i midten av februar sank stiverkreftene i lag A med ca. 35 t. Forutsettes kraftreduksjonen å skyldes teletrykk som ble borte har dette vært ca. 45 kPa dersom det ses bort fra eventuelt teletrykk i det ca. 0,5 m tykke fyllmasselaget. Frostmengden fra midten av desember til midten av februar (dag 60) da maksimalt trykk ble målt, var ca. 4000 h°C.

Helserådets nybygg

(Ref: Eggestad og Buflod 1968)

Ved dette anlegg ble det for første gang her i landet anvendt skråforankret spuntvegg i større omfang. For å høste erfaring med denne metoden ble det valgt å måle stagkreftene med jevne mellomrom i et utvalgt felt. I målefeltet var det ankerrekker i 1,5 m, 3,3 m og 4,5 m dybde. Forankringsstagene besto av Ø26 mm Dyvidag-stenger.

Gravedybden var 6,0 m og dybden til fjell ca. 8,0 m. Grunnen besto av ca. 1,0 m fyllmasse over et ca. 2,0 m tykt lag tørrskorpeleire. Derunder var det bløt, meget sensitiv leire.

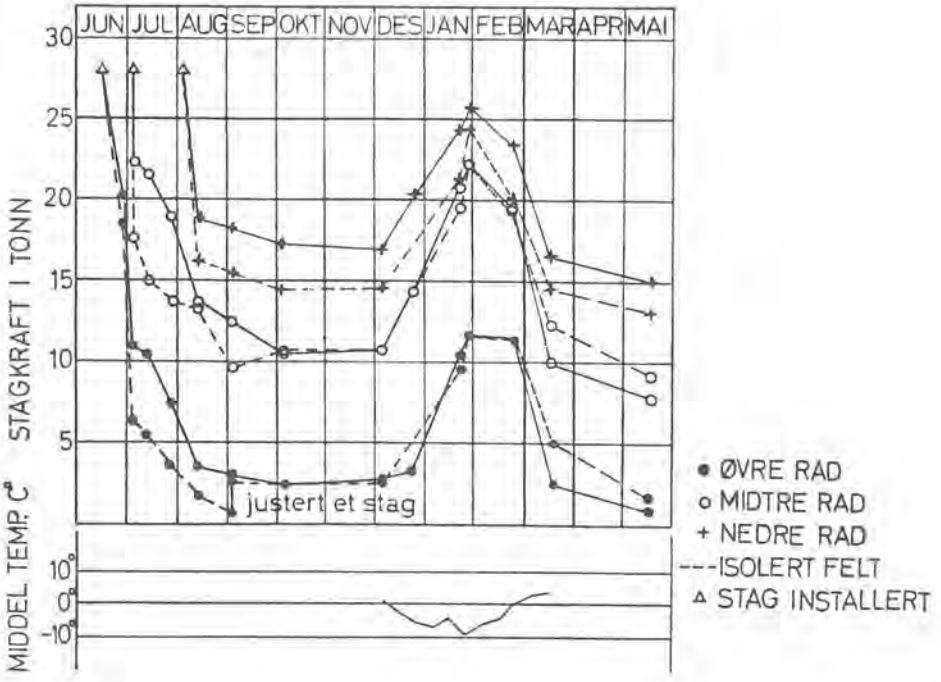


Fig. 31.6 Utgraving for Helserådets bygg, stagkrefter

Figur 31.6 viser målte stagkrefter og middeltemperatur. Senteravstanden mellom stagene i øvre rekke var 2,0m og i de to nedre 1,0 m. Økningen som skyldes telen fremgår klart av diagrammet. Fordelt på spuntveggens høyde over graveplanet var gjennomsnittlig teletrykk 50 kPa. Frostmengden frem til det tidspunkt de største kreftene ble målt var ca. 7500 h° C.

Det ble i dette tilfelle forsøkt å frostisolere halve målefeltet. Isolasjonen ble nærmest mislykket, og har åpenbart hatt ubetydelig virkning på teletrykkene.

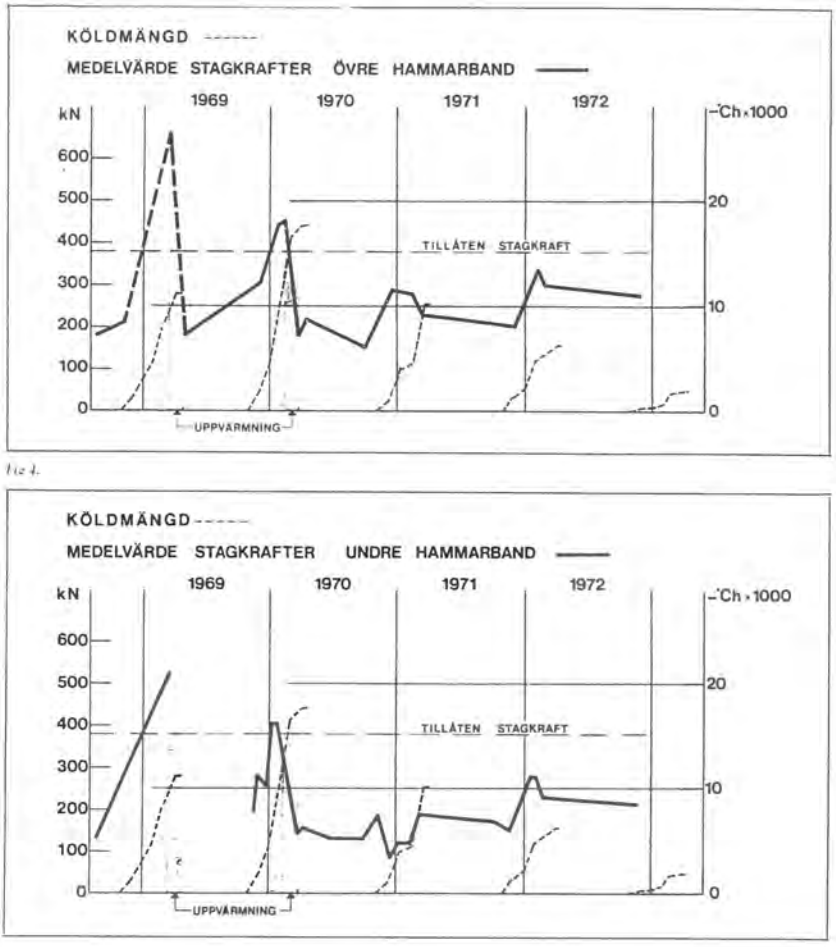


Fig. 31.7 Permanent spuntvegg i Västberga, stagkrefter

Västberga, Stockholm
(Ref: Sandegren, Sahlström og Stille 1973)

På en forankret spuntvegg anvendt som permanent støttevegg ble det gjennom flere år foretatt måling av stagkreftene flere ganger i året. Som stag ble brukt stangstag type Bauer Ø 32 GWS. Grunnen besto av leire i

hele gravedybden, men nærmere data er ikke gitt. På fig. 31.7 er gjengitt måleresultatene gjennom 4 år. Ser man bort fra 1. året hvor forholdene var litt uklare er sammenhengen mellom frostmengde og stagkraft åpenbar. Da stagkreftene steg til mer enn tillatt stagkraft vintrene 1969 og 1970 ble det foretatt oppvarming som umiddelbart resulterte i sterk reduksjon av telekreftene. Avstanden mellom stagene er dessverre ikke oppgitt, men i et annet diagram er det antydet at maksimal trykkøkning for øvre og nedre stagnivå var henholdsvis 28 og 32 kPa. Dette kan antas å korrespondere med frostmengden 10000 h° C (1970).

Smestadkrysset, Oslo

(Ref. Oslo kommune, Geoteknisk kontor R-1355, ikke publisert)

Byggegropen for vegtunnelen under Smestadkrysset ble sikret med kabelforankret stålspuntvegg. Spuntveggen var av type Hoesch 134 og ankerkablene besto av 8 lisser. Det var 2 stagrekker, den øvre i vel 2,0 m dybde og den nedre i vel 5,0 m dybde. Grunnen besto av fyllmasse 2,5 - 3,0 m dybde, tørrskorpeleire til ca. 5,0 m, og derunder bløt til middels fast leire. Spuntveggen ble rammet i august 1981 og øvre stagrekke ble strammet opp ca. 1.november. Nedre stagrekke ble strammet opp 5.-10. desember. På dette tidspunkt var det allerede blitt kuldegrader. Øvre stagrekke ble således utsatt for hele vinterens frostmengde og er derfor av størst interesse. Det ble ikke gjennomført noe systematisk måleprogram, men kreftene i to staggrupper ble kontrollert på slutten av vinteren og senere i august 1982.

Alle disse stagene var blitt oppspent til 300 kN etter først å være prøvespent til 1050 kN. Ved målinger den 10. og 12. mars 1982 var midlere stagkraft i den ene gruppen 1100 kN og i den andre gruppen 1134 kN. Det var da nylig blitt mildvær og den 25.mars var kreftene sunket til henholdsvis 715 kN og 846 kN. Ved ny kontroll i august var kreftene sunket ytterligere til 484 kN og 307 kN.

Det er grunn til å tro at differansen mellom kreftene i begynnelsen av mars og i august vesentlig skyldes teletrykk. Vinteren var svært kald med en total frostmengde på 15300 h° C. Fordeler man stagkreftene på sine respektive influensarealer kommer man til henholdsvis 51 kPa og 70 kPa for de to gruppene. Da målingene 10. og 12. mars skjedde etter at mildværet var kommet kan teletrykket ha vært enda større tidligere. Her skal bemerkes den beskjedne dybden til fjell og følgelig de korte staglengdene. Dette betyr en relativt liten forlengelse av stagene og dermed en forholdsvis stor kraft.

VURDERING AV TELETRYKK I PRAKSIS

Det er åpenbart mange faktorer som innvirker på teletrykkets størrelse. Noen av de viktigste omtales nedenfor.

Konstruksjonens stivhet. Da det er begrenset hvor tykk islagdannelsen kan bli innen et gitt tidsrom må konstruksjonens ettergivlighet spille en vesentlig rolle. En stiv vegg med innvendige stålstivere vil derfor under ellers like forhold (frostmengde - tid - jordart) gi betydelig høyere teletrykk og stiverkrefter enn et langt kabelstag.

Jordartens stivhet. Da dannelsen av tilnærmet vertikale islag i prinsippet endrer trykkbildet fra aktivt via hviletrykk til passivt (som øvre grense) vil en stiv jordart gi høyere trykk enn en bløt jordart.

Jordartens telefarlighet. Her virker to faktorer mot hverandre. For det første gir en forholdsvis grovkornig jordart, f.eks. grov silt, en raskere islagdannelse (p.g.a. høy permeabilitet) enn for eks. en leire. Dette skulle bevirke et høyere trykk innen et gitt tidsrom. På den annen side er de maksimalt mulige teletrykk vesentlig mindre i en silt enn i en leire. Det er usikkert hvilken av disse egenskapene som dominerer i praksis.

Frostmengdens størrelse. Hvis man kunne se bort fra mulighetene for deformasjoner ville man kunne oppnå fullt teletrykk allerede med en liten frostmengde. Imidlertid vil det i praksis, som nevnt foran, være deformasjonsmuligheter såvel i konstruksjonen som i jordmassen, og teletrykket mot konstruksjonen vil derfor være sterkt avhengig av frostmengden.

Frostsprengning

På samme måte som fjellblokker sprenges og løsner av is kan det forekomme at også støttevegger utsettes for direkte frostsprengning. Betingelsene er da at vann trenger inn i lukkede kammer hvor det så fryser og utvider seg ca. 10%. Dette kan lett skje i perioder med skiftende opptining og frysing, for eks. i mars/april med sol om dagen og sterk nattekulde.

Empirisk dimensjonering

I tabell 1 er måleresultatene fra de gjennomgåtte praktiske tilfellene listet opp sammen med type avstivning, jordart og frostmengde. Måleresultatene er videre tegnet inn i diagrammet fig. 31.8. I samme diagram er antydet et forslag til dimensjonerende teletrykk. Dette er slik å forstå at de angitte teletrykk kommer i tillegg til jordtrykk beregnet på teoretisk grunnlag eller etter empiriske regler, men da må det påses at ikke teletrykk inngår i de data de empiriske regler bygger på. Det kan

nevnes at den empiriske metode til Kjærnsli (1970) prinsippielt inkluderer teletrykk mens dette visstnok ikke er tilfelle i metoden foreslått av Flaate/Peck (1973). En halvempirisk metode lansert av Stille/Fredriksson (1979) inkluderer heller ikke teletrykk.

Tabell 1 Sammenstilling av måleresultater.

Sted	Teletrykk kPa	Frostmengde h°C	Avstivningstype	Jordart i målenivå
Uelandsgt.	130	20800	Innv. stålstiver	Tørrskorpe w=30% Ip=20%
Oslo Tekn. skole	40	2200	Innv. stålstiver	Bløt leire w=40% Ip=25%
Telegr.adm.bygg	45	4000	Innv. stålstiver	Tørrskorpe w=30% Ip=25%
Helserådets nybygg	50	7500	Stangstag	Fyllmasse og m. fast leire
Västberga,Stockholm	30	10000	Stangstag	Leire
Smestadkrysset	51	15300	Kabelstag (korte)	Fyllmasse og tørrskorpe
Smestadkrysset	70	15300	Kabelstag (korte)	Fyllmasse og tørrskorpe

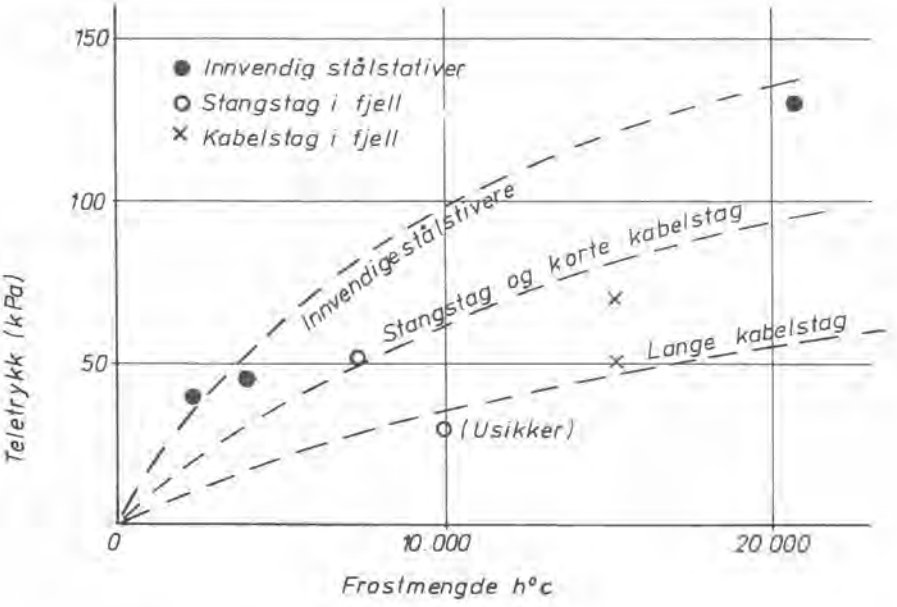


Fig. 31.8 Forslag til dimensjonerende teletrykk basert på observasjonene.

Det må understrekes at de foreslåtte teletrykk på fig. 31.8 er basert på meget få data. Det er å håpe at det snart blir utført flere målinger som kan gi et mer pålitelig grunnlag.

TILTAK MOT TELETRYKK
Spuntvegger

Problemet med teletrykk kan motvirkes på flere måter. Det mest nærliggende er kanskje å dimensjonere støttekonstruksjonen til å taåle de forventede trykk. Her må igjen presiseres at kunnskapene om trykkenes størrelse foreløpig er for mangelfulle.

Frost-isolasjon av støtteveggen kan være en naturlig løsning for permanente støttevegger. For vanlige midlertidige vegger, for eks. avstivede spuntvegger er isolasjon neppe hverken enklest eller billigst. Oppvarming bak nedhengende presenninger er derimot effektivt og relativt enkelt å utføre.

Ved forankrede spuntvegger har det i noen tilfeller vært praktisert å avlaste ankerstagene når kreftene har øket. Med stangstag kan dette gjøres ved å stramme opp stagene ved hjelp av monteringsjekken og dernest løsne mutteren og "gi etter" inntil en passende kraft er oppnådd og så skru inntil mutteren igjen. Med kabelstag kan man fjerne mellomlagsplater som på forhånd må være lagt inn. Metoden er relativt arbeidskrevende da man kanskje må gjenta prosessen flere ganger i løpet av vinteren. Den kan dessuten medføre store deformasjoner bak veggen når telen tiner igjen.

Hvilken metode som bør velges må avgjøres ut fra teknisk/økonomiske
hensyn i de enkelte tilfelle.

Støttemurer

Retningslinjer for bygging av støttemurer inneholder nesten alltid påbud om bruk av ikke telefarlige masser bak veggen. Forutsatt en korrekt utførelse med filter mellom denne massen og naturlig grunn skulle metoden være enkel og sikker. I noen tilfeller kan man ikke få plass til en tilstrekkelig tykkelse av ikke telefarlfig masse. Da er det naturlig å benytte permanent kuldeisolasjon. Denne kan dimensjoneres på vanlig måte som ved fundamentering.

Grunnmurer - kjellervegger

Grunnmurer som omslutter oppvarmede rom, for feks. vanlige kjellervegger, synes å være lite utsatt for teletrykk. Dette skyldes åpenbart retningen på telefronten i forhold til veggen. Derimot har det vært teleskader i garasjer og andre kalde rom hvor det er fylt inntil på utsiden med telefarlige masser.

KONKLUSJON

1. Målinger fra en del praktiske tilfeller har vist tilleggsjordtrykk p.g.a. tele på mellom 30 og 130 kPa

2. Trykkene øker med økende frostmengde og økende stivhet av konstruksjonen.

3. Med mindre man velger å motvirke teletrykket med for eks. oppvarming må sannsynlige tilleggstrykk tas med i dimensjoneringen. Artikkelen gir antydningsmessig et forslag til dimensjonerende teletrykk.

4. Det kreves bedre kunnskaper om teletrykk under forskjellige forhold, og større midler bør settes inn i forskningen på dette område.

LITTERATUR

DiBiagio, E. og L. Bjerrum (1958)
Avstivningskrefter i en grøft i marin tørrskorpeleire.
NGI publ. nr. 28

Eggestad, A. og H. Buflod (1968)
Observerte stagkrafter og setninger med forankret spuntvegg ved Oslo helseråds nybygg.
Väg- och vattenbyggaren, nr.8. 1968

Flaate, K.S. and Peck, R.B. (1973)
Braced cuts in sand and clay.
NGI publ. nr. 96

Frost i Jord (1976)
Sikring mot teleskader.
Vegdirektoratet/NTNF

Kinosita, S. (1966)
Heaving Force of Frozen Soils.
Int. Conf. on Low Temp. Sce. Hokkaido Univ. Japan.

Kjærnsli, B. (1970)
Empirisk regel for bestemmelse av avstivningskrefter i utgravninger i Oslo leire.
NGI-publikasjon nr. 83

Norges Geotekniske Institutt (1962)
Measurements at a strutted excavation, Oslo Technical School.
Technical report No. 2.

Norges Geotekniske Institutt (1965)
Measurements at a strutted excavation. The New Headquarters Building of the Norwegian Telecommunication administration, Oslo.
Technical Report No. 4

Sandegren, E., P.O. Sahlström og H. Stille (1973)
Permanenta förankrade sponter - nogra erfarenheter från utførda mätningar.
Väg- och vattenbyggaren. nr. 7, 1973.

Stille, H. og Fredriksson, A. (1979):
Field measurement of an anchored sheet pile wall in clay.
7th European conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, Brighton.

FROST I BYGGEFASEN - EKSEMPLER FRA PRAKSIS

Frost during construction - Case records.

Sivilingeniør Egil Nordahl Rolfsen, A/S Geoteam.

SAMMENDRAG

I dette innlegget trekkes frem en rekke eksempler på teleskader på bygningskonstruksjoner og utførte planeringsarbeider der telen er dannet i byggeperioden.

Det er påpekt at ansvarsforholdet for tele i byggefasen bør følge de samme regler som gjelder for permanent frostsikring, og at det er nødvendig med et mere omhyggelig forarbeide når det gjelder telesikring i byggefasen.

SUMMARY

In this contribution several case records are referred where frost action - heave and later settlement - have caused great damage to structures during construction and also great confusion in the building process.

It is suggested that the responsibility for the working out of outlines for frost prevention should follow the same procedure as for permanent frost prevention.

FROST I BYGGEPERIODEN - EKSEMPLER

Frostsikring i byggeperioden er vanskeligere å få riktig enn såvel byggherrer som konsulenter og entreprenører vil erkjenne.

Den permanente frostsikring er viet stor oppmerksomhet i en byggesak mens frostsikringen i byggeperioden er overlatt til entreprenørens improvisasjonsevne.

Selv om denne rekker langt og svært ofte er tilstrekkelig ville det sikkert være riktig om frostsikringsplanene ble utarbeidet etter de samme retningslinjer som blir fulgt ved bestemmelse av den permanente frostsikring ved bygging vinterstid, og at så entreprenøren kunne gi konkrete priser på dette. Det ville være god økonomi i det lange løp for et prosjekt.

Skadene som inntreffer har endel fellestrekk:
De inntreffer alltid om våren.
De er dramatiske.
De er kortvarige.
De kan lett forveksles med andre alvorligere og mere katastrofeaktige skader selv om de er alvorlige nok.

For å få illustrert dette er det nødvendig å gå litt i detalj når det gjelder de geotekniske forhold ved de valgte eksempler.

Figur 1 viser når frostmengden inntreffer og når telelinsene dannes.

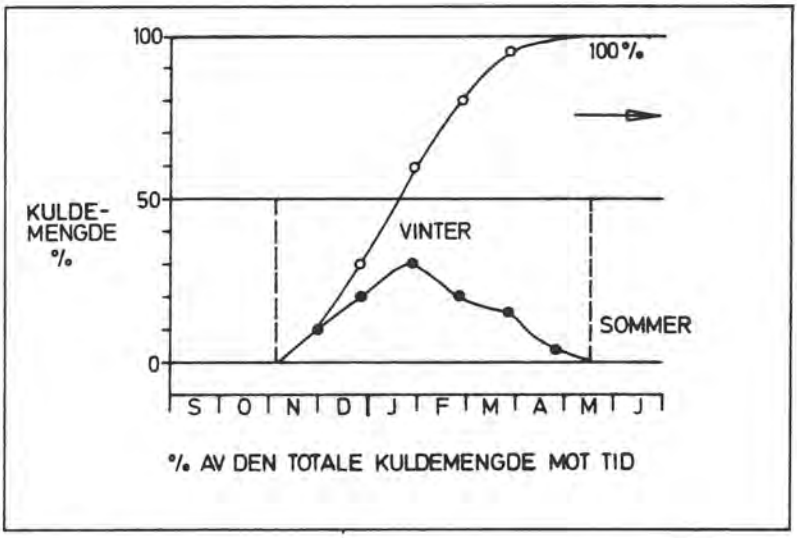


Fig. 32.1 Kuldemengder over et normalår

Når denne perioden er over overtar varmemengden og vi får våre drastiske tilbakegangskurver.

Det første eksemplet er fra et aldershjem i Østlands-området

Det kan her være på sin plass å gå gjennom de geotekniske og fundamenteringstekniske problemer slik de forelå da grunnen var undersøkt.

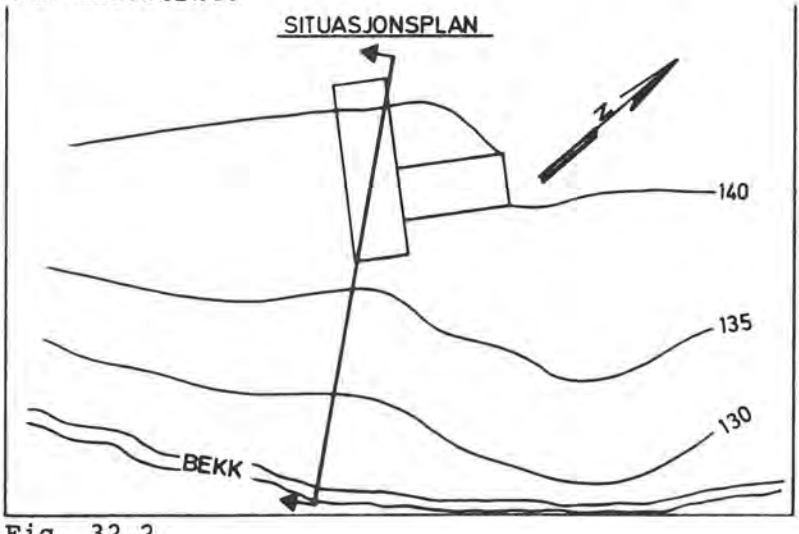


Fig. 32.2

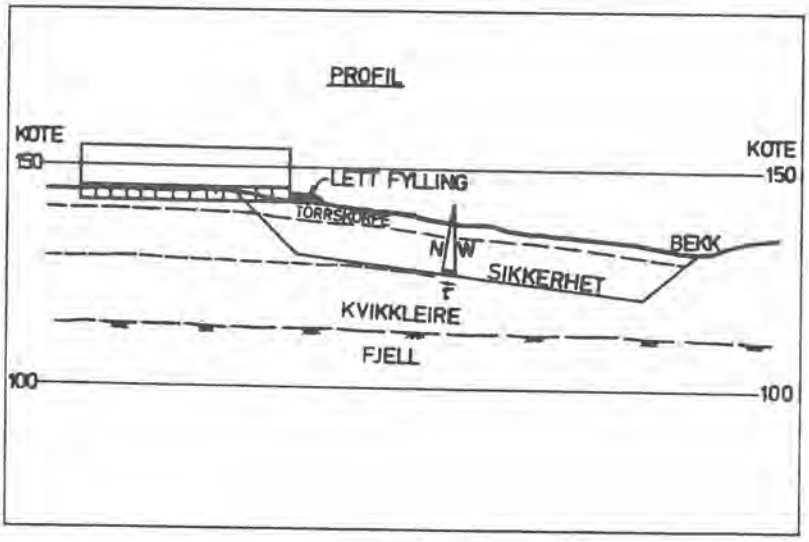


Fig. 32.3 Profil med grunnforhold og stabilitsforhold

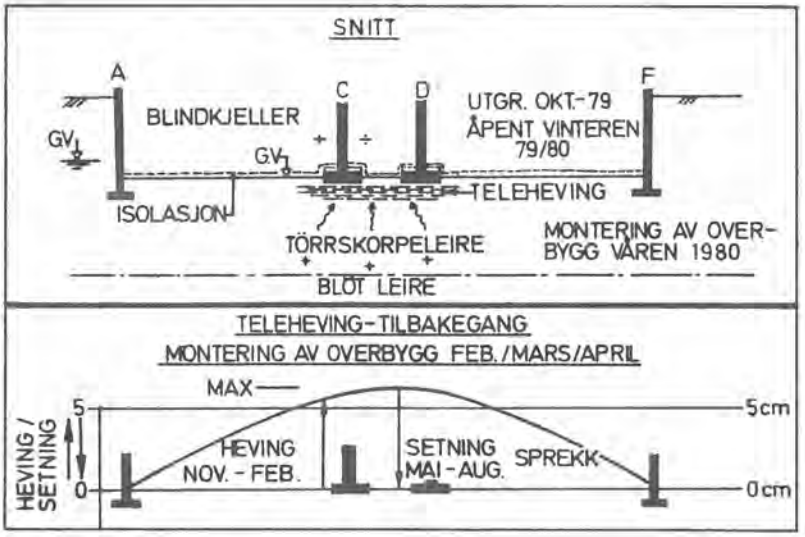


Fig. 32.4 Byggegrop og telehivtilbakegang

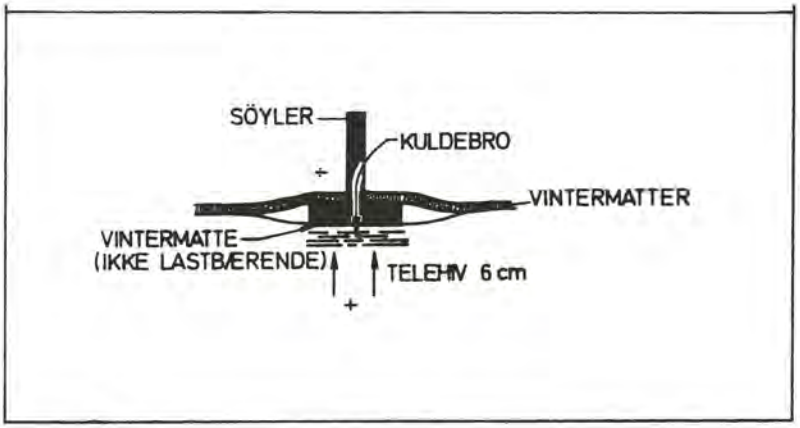


Fig. 32.5

Aldershjemmet var prosjektert på toppen av en skråning og grunnen besto av tørrskorpeleire øverst, et lag med siltig leire og videre meget bløt kvikkleire. Avanserte laboratorieundersøkelser og omfattende stabilitetsberegninger viste at stabiliteten var tilfredsstillende, men enhver reduksjon av stabilitetsforholdene ville kunne få betydelige konsekvenser. Forbedring av stabilitetsforholdene ved belastning av foten var ikke mulig av hensyn til eiendomsforholdene. Det var dengang under prosjektering fremføring av et vegprosjekt som ville virke stabiliserende, men ikke lå langt frem i tiden.

Det ble anbefalt å fundamentere aldershjemmet kompensert - det vil si at de utgravede masser i dette tilfelle rikelig kompenserte tilleggslasten fra bygget, og alle fyllinger ble utført med lette fyllmasser, vesentlig bark. De utgravede masser ble kjørt vekk.

Utgravningen for bygget og fundamenteringsarbeidene ble startet opp om høsten. Man var klar over faren for telehiv og spørsmålet ble vurdert. Det ble lagt ut vintermatter - ikke lastbærende - fundamentene ble støpt på disse, og siden ble fundamentene dekket med vintermatter.

Arbeidene fortsatte utover vinteren. Ved påsketider startet man monteringen av overbygget.

Utover vårparten begynte det å inntreffe ubehagelige deformasjoner. Disse viste forskjellssetninger på 5-6 centimeter. Man forsøkte å rette dette ved å jekke opp konstruksjonene. Over fellesferien ble den geotekniske rådgiver kontaktet.

Det ble umiddelbart etablert setningsbolter, og det varte ikke lenge før det var klart at setningene var avsluttet.

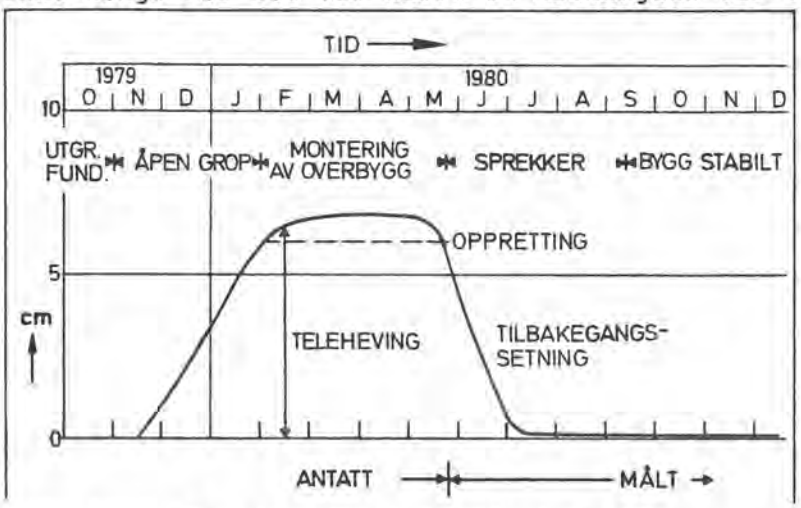


Fig. 32.6 Hevnings- setningsforløp tid

Det ble i mellomtiden foretatt undersøkelser av de lokale grunnforhold ved fundamentene og man fant at grunnen tålte det trykk de var dimensjonert for.

Ser man på frostsikringen av fundamentet, er det klart hvilke feil som her er begått.

Den isolasjonsdekning som er lagt over fundamentet har liten verdi. Man får kulde ned gjennom søylen og til fundamentets underkant, og med de betydelige frostmengder man har på stedet med kuldegrader ned til $-30^{o}C$ er det blitt dannet telelinser under fundamentet i vinterperioden. Så er over-

byggingen montert, og deretter har fundamentet gått tilbake sine 5-6 centimeter. Vintermattene under fundamentene var flattrykte.

Setningene førte til betydelige opprettingsarbeider, og i en periode også til stor usikkerhet og stagnasjon i byggefasen.

Et annet eksempel er et kloakkrenseanlegg i en innlandskommune.

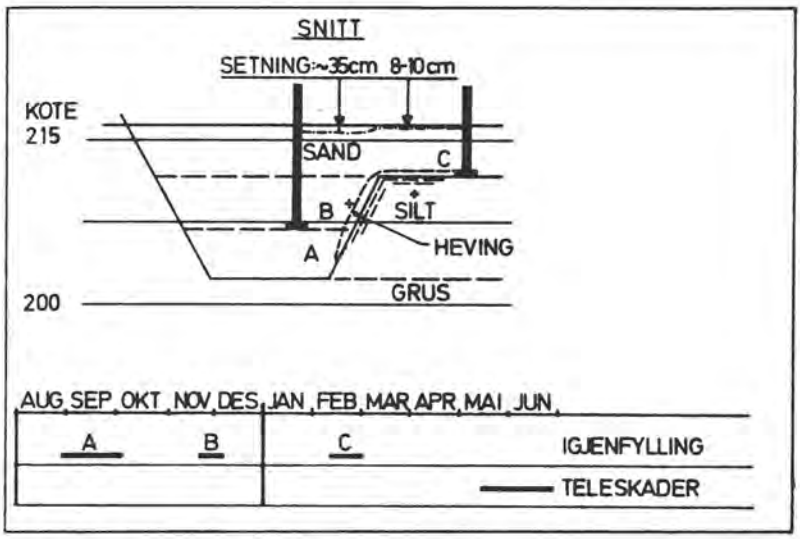


Fig. 32.7 Typisk snitt

Et snitt viser en meget dyp utgravning i silt utført sen-høstes. En betydelig kuldemengde har i tiden frem til desember bidratt til dannelse av telelinser og betydelig telehiv i sjaktveggen.

Sjakten ble gjenfylt før telen var ute. Videre ble det fylt opp til ferdig nivå i februar og gulv på grunnen og over-byggingen ble støpt ferdig.

I midten av mai og i forbindelse med kraftig tining og flom, slik at grunnvannstanden steg voldsomt, tinet tele- og islinser raskt, og setningene inntraff med dramatisk virk-

ning. Synkningene av grunnen under gulvet var opptil 0,35 meter. Denne store synkningen kan kun forklares ved at det har dannet seg tele inn i den bratte skråningen i den meget dype utgravningen.

Fig. 32.8 Fotografi av teleskade

Der hvor telen hadde dannet seg i horisontalt terreng var synkningene av størrelsesorden 8-10 centimeter. Skadene var betydelige på dette bygg.

Også her hadde man benyttet vintermatter i en viss utstrekning.

Ledningsgrøft

Et tilsvarende eksempel har vi også i en 5 meter dyp ledningsgrøft i tørrskorpeleire.

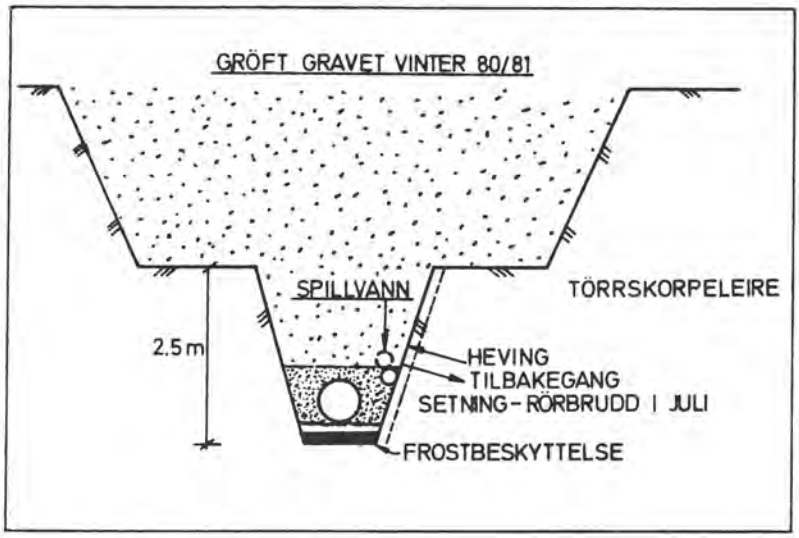


Fig. 32.9 Grøfteprofil

Grøften ble gravet vinteren 1981/82 med steile skråninger som sannsynligvis er blitt påvirket av frost på en slik måte at det har dannet seg telelinser og tilsvarende telehiving.

Grøften er telesikret i bunnen.

Før fellesferien viste det seg at nest nederste rør hadde fått skader. En TV-undersøkelse viste en rekke brudd svanker og forskyvninger som var av en slik karakter at grøfter måtte graves opp og ledningen legges om. Det nederste rør var intakt.

Den sannsynlige årsak er også her tilbakegang av grøfteveggen og derav følgende setning av røret.

Et tredje eksempel er det nye samfunnshus med kinolokale i en Østlands-kommune

Det er nødvendig å gå igjennom de problemstillinger

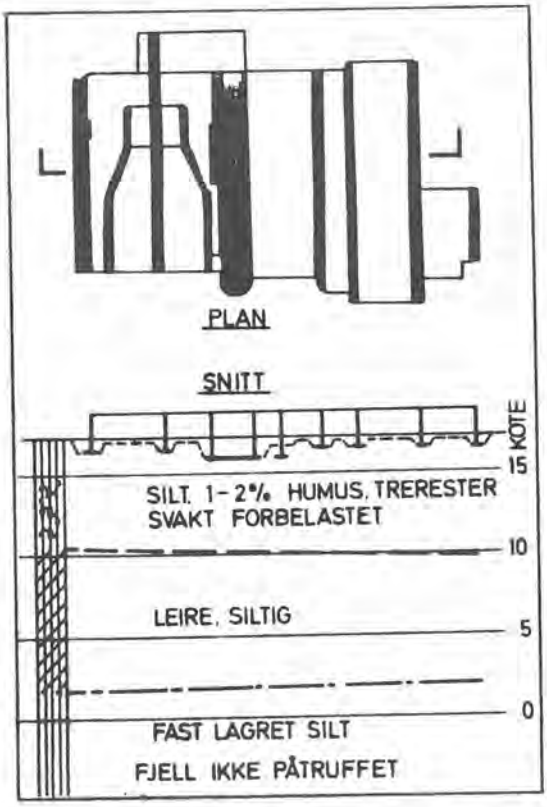


Fig. 32.10 Plan og snitt av samfunnshus med grunnforhold

man var stillet overfor ved valg av fundamentering, og spesielt hvilke setningsforhold man hadde.

Bygget var plassert i et lavtliggende delta område som ikke tidligere har vært benyttet til bebyggelse på grunn av de dårlige grunnforhold.

Området er lavtliggende i forhold til vannet utenfor og har vært benyttet til søppelfyllplass og lignende.

Grunnen består i de øverste 5 meter av en silt med et organisk innhold på 1-2% og et vanninnhold på 35% av tørrstoffet.

Under dette laget har man 5 meter med middels fast siltig leire, og under dette laget igjen en fast lagret silt. Dybdene til fjell er mer enn 30 meter.

Man hadde her valget mellom en fundamentering på friksjonspeler eller en kompensert fundamentering.

Det siste alternativ var det mest økonomiske, og dette alternativ ble valgt. Kompenseringen ble oppnådd ved at bygget fikk en blindkjeller.

Totalvekten av bygget ble kompensert, men lastintensiteten under fundamentene i de øvre lag var det ikke kompensert for. Spørsmålet om en vurdering av setningenes størrelse knytter seg dermed til det øvre lag med noe organisk innhold. I en deltaavsetning kan man også ha uregelmessigheter dannet av meandrerende bekker og dermed uoversiktlige torvdannelser.

Vi var klar over disse forhold, men vi mente at vi hadde disse tingene under kontroll.

Byggearbeidene ble startet opp om høsten 1978. Det første som ble gjort var å grave ut for en hovedfundamentplate tvers gjennom bygget.

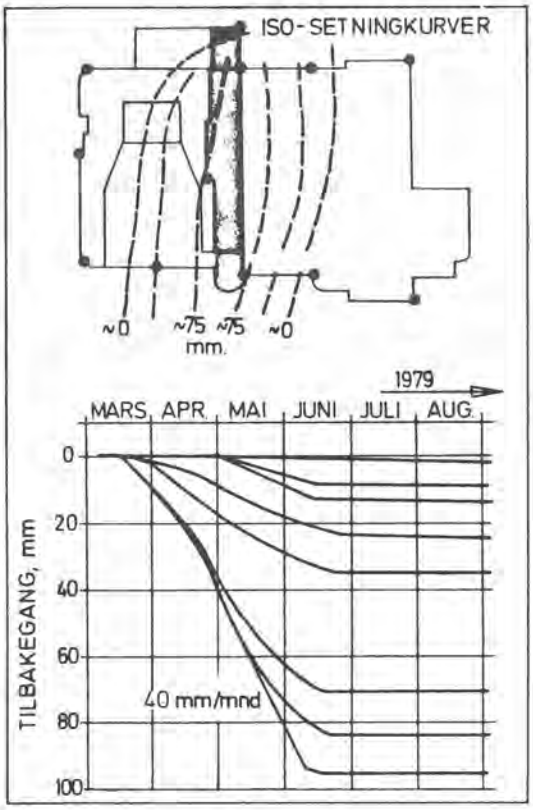


Fig. 32.11 Plan med setningskoter og tidssetningsforløp

Det ble støpt vegger på hver side. Videre ble de øvrige fundamentene støpt og blindkjelleren ble etablert.

De første sprekkdannelser ble registrert om våren.

Den geotekniske rådgiver ble tilkalt den 4 mars 1979. Det var da en markert sprekkdannelse med en sprekkebredde på 1 cm.
Det var klart at det var sterke bevegelser som foregikk i bygget.

Det ble etablert setningsbolter som ble fulgt fra et fastmerke i fjell.

Ved befaringen ble det prøvegravet ved alle hjørner, og det ble registrert et fortsatt telelag i grunnen på 60-70 cm.

Som nevnt består grunnen av en organisk silt som er meget telefarlig, og islinsedannelse og telehiv vil kunne bli store.

Den geotekniske rådgiver mente at årsaken var telen, og at man kunne utelukke andre årsaker som fyllmasser, bark, sagflis, torv i gamle elveleier, men ettersom måleresultatene begynte å komme var vi urolige.

Den sentrale kjerne av bygget fortsatte å synke med en setningshastighet på 4 centimeter (40 millimeter) pr. måned i flere måneder - inntil, og dette er også typisk for telesetninger, det plutselig bråstoppet den 15 juni 1979.

Årsakene til de store setningene sentralt i bygget er klart. Det var her støpt et 0,50 m tykt fundament med vegger på begge sider. Det skulle her være et kryperom. Dette fundamentet var ikke tildekket, og man har her hatt en klar kuldebro.

De øvrige fundamentene var gravet opp og fylt over igjen slik at kulden her ikke fikk komme til like godt. Videre ble det støpt et dekke over og etablert en blindkjeller.

Eksempel på tørrskorpefylling og teledannelse

Planering av leireterreng ved oppfylling med tørrskorpeleire har vært benyttet lenge her i landet. Metoden ved bruk av oppfylling med tørrskorpeleire er først benyttet systematisk og utvidet av Veglaboratoriet og har gjort det mulig å benytte stedlige leiremasser til bruk i kvalitetsfyllinger i langt større utstrekning enn tidligere. For at resultatet skal bli vellykket må man også her følge endel faste regler og retningslinjer.

Det har forekommet ved endel tilfelle at slike fyllinger er blitt lagt ut i perioder da fyllingen er blitt tilført kuldemengder i tilstrekkelig grad til at man har fått dannelse av telelinser i avsetningen.

Skjer det, mister slike fyllinger sin fasthet når isen smelter - det vil da ikke være kontakt mellom partiklene, og massen blir friksjonsløs og renner vekk. Det finnes fler

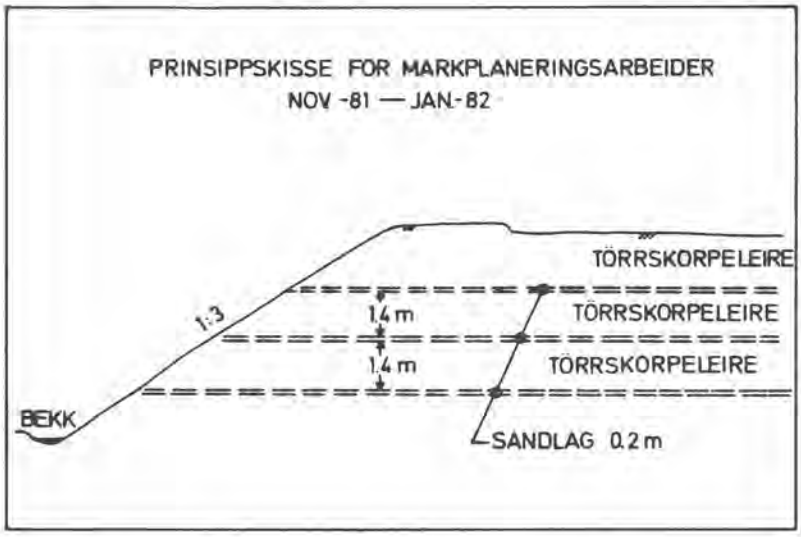


Fig. 32.12 Tørrskorpefylling

eksempler på slike fyllinger som har glidd ut i tiningsperioden mai-juni.

Et prinsippsnitt av fyllinger viser hvordan denne er bygd opp med drenerende sandlag for hver 1,4 meter med komprimert tørrskorpeleire. Leira er komprimert i lag på 0,20 meter. Fyllingen er lagt ut høsten og vinteren 1981/82.

Da våren satte inn tinet islinsene og massen mistet sin fasthet etterhvert som 0°-isotermen trengte inn i fyllmassene.

Fotografiet på fig. 32.13 viser hvorledes massen blir friksjonsløs og renner vekk.

Fotografiet i fig. 32.14 viser telelinsene som kommer til syne etterhvert som overmassene renner vekk.

Islinsene kunne man observere til langt ut i august måned.

Fig. 32.13

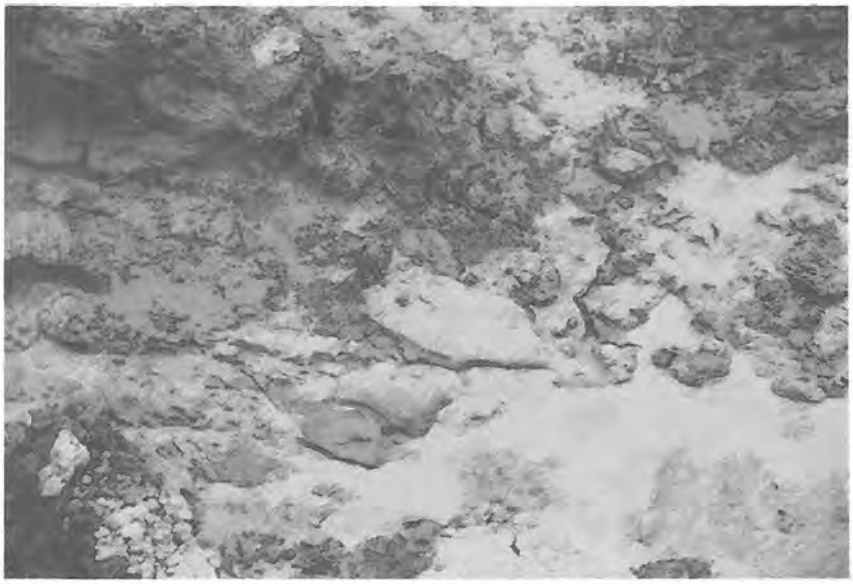


Fig. 32.14

I eksemplene ovenfor burde det ha ligget en grundig utarbeidet plan for frostsikringsarbeidene. Sikringene burde i flere av tilfellene ha fulgt de samme retningslinjer som gjelder for permanente konstruksjoner.

Ved vinterbygging må byggherren og hans rådgivere drøfte og ta stilling til hvordan frostsikringen må utføres, og gi entreprenøren anvisninger for hvordan dette bør gjøres.

FROSTSIKRING AV VEG (TELEMEKANISMEN/ISOLASJONSMATERIALER/ ISGLATTE VEGER)

Frost Protection of Roads (Frost heaving mechanism/ Insulation materials/Icing on road surface).

Sivilingeniør Reidar Sætersdal, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet.

SAMMENDRAG

Når finkornig jord fryser oppstår det et sug ved tele-fronten. Vann strømmer til telefronten og danner islinser som resulterer i telehiv og telekrefter samt oppbløting av jordmassene og nedsatt bæreevne når jordmassen smelter. I dag har man ingen gode kriterier for å vurdere potensielle telekrefter, telehiv og bæreevne ved tining.

Veger frostsikres helst ved: - tykke lag av sand, grus og sprengt stein - frostakkumulerende lag av bark - varmeisolasjonsmaterialer.

Ved bruk av varmeisolasjonsmaterialer stilles det krav til trykkstyrke, fuktopptak og bestandighet.

Om høsten, ved stjerneklare netter, har enkelte vegkonstruksjoner mer tendens til å ise på vegdekket enn andre. Overflateising reduserer trafikksikkerheten. På grunnlag av omfattende forsøk i felten har Veglaboratoriet gitt en kvalitativ vurdering av isingsrisikoen for en rekke overbygningskonstruksjoner.

SUMMARY

Freezing of fine grained soils create a suction at the freezing front. This suction causes a water flow to the frost line. Freezing of frost susceptible soils result in: - frost heave and heaving forces - reduced bearing capacity in the thawing period.

Roads can be frost protected by: - thick layers of sand, gravel or crushed stones - frost accumulating layers of bark - heat insulating muterials.

By frost protection of heat insulating materials we have specification to: compressive strength, amount of water pick-up and mechanical duration.

Icing and differential icing is dangerous for traffic. Icing on roads is dependent on several factors as: Atmosphere, surroundings and road structure. Experience and theoretical consideration have shown that surface icing to a large extent is dependent on the type of material, the water content and the thickness of the different layers in the road base 20 to 50 cm from the road surface. The NRRL has given a qualitative estimate of the icing risk for differend road structure.

FRYSING AV JORD

Når finkorning jord fryser oppstår det et sug ved telefronten. Dette suget resulterer i at porevann strømmer mot isfronten hvor det fryser, ofte i rene lag av is.

Frysing av telefarlig jord resulterer i:

- vannstrøm mot telefronten
- telehiv og telekrefter
- redusert bæreevne i teleløsningsperioden

Frysesonen.

I telefarlig jord fryser tilstrømmende vann ut i en tynn sone mellom telefronten ($\leq 0^{o}C$) og selve islinsen, fig. 1. I denne utfrysingssone er vann og is i likevekt, og trykktilstanden er en funksjon av temperaturen som avtar kontinuerlig over sonen. Da temperaturen varierer over sonen, vil også undertrykket og permeabiliteten variere svært meget over denne viktige utfrysingssone. Det ser ut for at hvordan selve utfrysingen skjer i denne kritiske sonen i stor grad kontrollerer vannoppsugningen og dermed hele telehivingsprosessen. Forsøk ved Veglaboratoriet tyder på at tykkelsen på utfrysingssonen er fra 2 til 5 mm og temperaturen over sonen kan variere fra ca. - $0.1^{o}C$ til ca. - $1^{o}C$ for en vanlig leire (1,2)

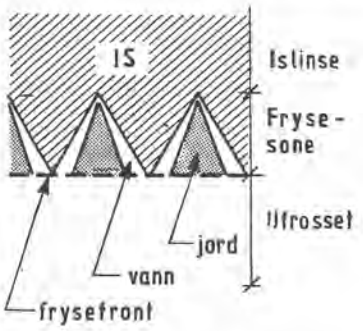


Fig.33.1 Prinsippskisse av "telefronten".

Laboratorieforsøk viser at vannoppstrømningshastigheten er en funksjon av netto bortført varmemengde. Vannoppstrømningshastigheten og dermed også telehivingshastigheten varierer med frysebetingelsene fra ett år til ett annet(eller fra en lab. test til en annen). (1,2,3).

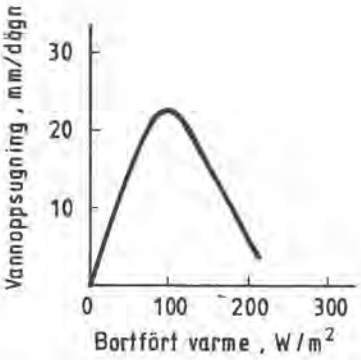


Fig.33.2 Vannoppsugningshastighet som funksjon av bortført varmemengde

Trykktilstanden i frysesonen, termodynamisk modell.

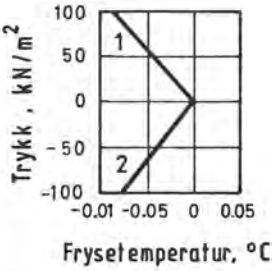


Fig.33.3 Trykktilstanden etter likning 1 og 2 som funksjon av frysetemperaturen ΔT.

Når det er termodynamisk likevekt mellom is og vann og trykket på isfasen er konstant kan undertrykket uttrykkes ved

$$\Delta p_{sug} = \frac{L \cdot \Delta T}{V_w \cdot T} \simeq 1230 \cdot \Delta T, \ kN/m^2 \qquad 1$$

Det tilsvarende ekspansjonstrykk er:

$$\Delta p_{hiv} = \frac{L \cdot \Delta T}{V_i \cdot T} \simeq 1125 \cdot \Delta T, \ kN/m^2 \qquad 2$$

Trykktilstanden ved telefronten er vanskelig å observere under laboratorieforhold, da f.eks. ekspansjonstrykket varierer med faktorer som frysetid, temperaturforhold, måleutstyr etc. Imidlertid er det flere forskere som i den senere tid som har verifisert likning 2 vedrørende ekspansjonstrykket (4,5).

I praksis er det imidlertid vanskelig å bruke likning 1 og 2 da man ikke har data for hvilken ΔT som er representativ for en gitt jordart.

Permeabiliteten.

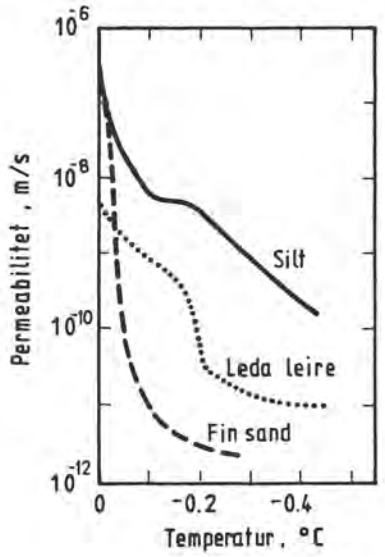


Fig.33.4 Permeabiliteten som en funksjon av temperaturen.

Permeabiliteten i frysesonen ved temperaturer mellom $\lesssim 0^{o}C$ og ca. $-1^{o}C$ vil i stor utstrekning bestemme vannmengden som strømmer mot telefronten. Permeabiliteten i jord som fryser i temperaturintervallet 0 til $-1^{o}C$ er mye lavere enn ved temperaturer over $0^{o}C$, fig. 4. (6)

METODER FOR FROSTSIKRING AV VEGER

En vegoverbygning dimensjoneres normalt slik at bæreevnen er sikret i teleløsningsperioden. Avhengig av vegens standard og faren for ujevne telehiv kan det være aktuelt å frostsikre vegen (7). Problemer med telehiv, nedsatt bæreevne om våren, iskjøving etc. kan bekjempes ved frostsikring med

- relativt tykke lag av sand, grus, stein
- varmeisolerende lag av isolasjon
- frostakkumulerende lag av bark

Frostsikring med sand, grus, stein

Disse materialene er økonomiske å bruke når de kan tas fra selve veglinjen eller i rimelig nærhet. Særlig er sprengt stein som frostsikringslag blitt mer og mer brukt. Maksimal overbygningstykkelse ifølge Vegnormalene er satt til 1,2 til 1,8 m selv om frostdybden er større i slike materialer.

Frostsikring med frostakkumulerende lag av bark

Bark er mest aktuelt ved nybygging ved at barken plasseres direkte på traubunn. Bark har god lastfordelende evne og kan derfor med fordel benyttes der undergrunnen er bløt. Avløpsvann fra bark kan medføre forurensing av omgivelsene. I bebygget område må man derfor vise forsiktighet ved bruk av bark.

Frostsikring med varmeisolasjonsmaterialer

Frostsikring med isolasjon er egnet ved bygging av nye veger og ved forsterkning/utbedring av eksisterende veger. Ved nye veger legges isolasjonsmaterialet normalt nederst i vegoverbygningen. Ved utbedring av eksisterende veg kan isolasjonen enten klistres direkte til den gamle vegbanen med en bitumenemulsjon eller varm bitumen. Når vegen ikke kan heves, graves platene ca. 25-30 cm ned i den eksisterende overbygning.

Fig. 33.5a Frostsikring av eksisterende veg. Isolasjonen klistres direkte på gammelt vegdekke.

Fig. 33.5b Frostsikring av eksisterende veg. Isolasjonsplatene graves 250-300 mm ned i gammel overbygning.

For å unngå at varmeisolerte veger resulterer i større isingsfare på vegdekket enn vanlige veger må et grusbærelag på minimum 250-300 mm brukes over platene.

VARMEISOLASJONSMATERIALER

Materialkrav

I vegvesenet settes det følgende krav til isolasjonsmaterialene (7):

. trykkfasthet ved 5% deformasjon (50 x 50 x 50 mm prøve)

Grusoverdekning, mm	kN/m^2
min. 200	350
min. 300	150

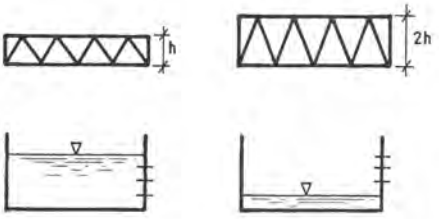
. bestandighet, kjemisk og mekanisk

. motstand mot oppfuktning; spesifisering av minimumstykkelser alt etter isolasjonstype, f.eks:

Materialtype	Min. tykkelse i vegoverbygning, mm
Skumglass:	ingen krav
Ekstrudert polystyren	45
(eller tilsvarende kvalitet)	
Ekspandert polystyren	120
(Normalkvalitet)	

Fuktopptak i polystyrenmaterialer

Ved fuktopptak mister materialene en del av isolasjonsevnen. I en veg utsettes et isolasjonslag for varierende temperatur og damptrykksgradienten over året og fra år til år. Dette forårsaker fuktvandring ut og inn i materialet. I polystyrenmaterialer er fuktopptaket proporsjonal med uttrykket



$$\text{fuktopptak} = f\left(\frac{1}{h^2}\right)$$

hvor h er isolasjonstykkelsen. En fordobling av isolasjonstykkelsen vil altså redusere vannopptaket til 1/4-del. (Derfor krav til minstetykkelsen).

De isolasjonsmaterialer som regnes som meget gode er skumglass og ekstrudert polystyren. Polyuretan, ekspandert polystyren og lettklinker vil normalt være dårligere hvis de ikke er beskyttet av en spesiell fuktsikring, f.eks. en fuktsikker membran som legges på oversiden av isolasjonslaget.

Nedenfor har man vist minstetykkelser alt etter hvilken konstruksjon som skal frostsikres.

Konstruksjon		Polystyren, mm	
		Ekstrudert	Ekspandert (normalkvalitet)
Veg		45	(120)
Kulvert (d = diameter)	d < 2,5	45	(120)
	d > 2,5	75	U
Støttemur (h = høyde)	h < 2,5	45	(120)
	h > 2,5	75	U
U: uegnet			

Fig.33.6Krav til minstetykkelser for isolasjonsmaterialer av polystyren.

For tiden pågår omfattende arbeid med å forbedre de fuktteknisk egenskapene til ekspandert polystyren.

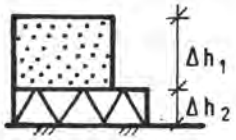
ISING PÅ VEGOVERFLATEN

Overflaten av et vegdekke utstråler varme til himmelrommet om natten. Netto varmeutstråling kan komme opp i 50 til 90 W/m^2 på stjerneklare netter. Varmetapet avkjøler vegoverbygningen slik at temperaturforskjellen mellom dekke og luft kan bli i området ca. 4 til 8°C. Et varmetap på 50 til 90 W/m^2 kan fryse overflatevann med en hastighet på 0,5 - 1,0 mm/h eller trekke opp mot 0,3 kg rim pr. m^2 fra luften og ned på dekket i løpet av en natt (8).

Isingsproblematikken er relativ komplisert og avhenger av

- materialene i vegoverbygningen
- omgivelsene (landskapet)
- atmosfæren (skyet-skyfri himmel)

Hvis man f.eks. betrakter en varmeisolert veg vil isingsrisikoen på overflaten innflueres av uttrykket (8):



$$\text{Isingfrekvens} = f\sqrt{\frac{\Delta h_2/\lambda_2}{\rho c \Delta h_1}}$$

hvor

ρ = densitet, kg/m^3
c = sp. varme Wh/kgK
h = lagtykkelser, m

Dessuten vil utfrysing av vann i laget over isolasjonen dempe avkjølingen av dekket kraftig. For å redusere isingsrisikoen bør man velge:

- materialer med høy densitet og stor sp. varme. Gjerne grus med finstoffinnhold opp mot det tillatte for å kunne holde på mye vann. (Pukk med lavt vanninnhold og god isolasjonsevne må ikke brukes over et isolasjonslag på 200-300 mm dybde).
- en viss minimumtykkelse på gruslaget over isolasjonsmaterialet.

På grunnlag av mange feltforsøk har Veglaboratoriet satt opp en kvalitativ vurdering av forskjellige vegoverbygninger mht isingsrisiko (9).

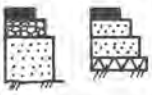
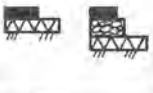
Isingsömfintlighet	meget liten	liten	middels	stor	meget stor
Eksempel på vegkonstruksjon					

Fig. 33.7 Isingsrisiko for-skjellige vegoverbygninger.

I normalene Håndbok -018 "Vegbygging" er det spesifisert at ved frostsikring med varmeisolasjonsmaterialer (ekstrudert polystyren) skal disse plasseres i en dybde av 250 til 300 mm og at laget over skal bestå av stabil grus. En slik konstruksjon har tilnærmet samme isingsrisiko som enkelte mer konvensjonelle vegtyper.

REFERANSER

1. Loch. J.P.G., 1979. Influence of the heat extraction rate on the ice segregation rate of soils. Frost i Jord nr. 20, Utvalg for Permafrost, Oslo, s. 19-30.

2. Loch, J.P.G., 1979. Suggestions for an improved standard laboratory test for frost heave susceptibility of soils. Frost i jord nr. 20, Utvalg for Permafrost, Oslo, s. 33-38.

3. Horiguchi, K., 1978. Effects of the rate of heat removal on the rate of frost heaving. Proc. Int. Symp. Ground Freezing, Ruhr University, Bochum, pp. 25-30.

4. Takashi, T. 1980. Upper limit of heaving pressure derived by pore water pressure measurements of partially frozen soil. Proc. Int. Symp. Ground Freezing, Norwegian Inst. of Technology, Trondheim, pp. 713-724.

5. Radd, F. Oertle, D., 1980. North American Contrib. Sec. Int. Permafrost Conf. Washington. D.C. pp. 377-383.

6. Williams, P.J., 1977. General properties of freezing soils. Soil freezing and highway construction. Carleton University, Ottawa, pp. 7-12.

7. Vegdirektoratet, 1980. Håndbok -018, Vegbygging, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, Oslo 493 s.

8. Frivik, P-E., Johansen, H., Pedersen J.M., 1977. Ising på veg. Teori, datagrunnlag og resultater. Inst. for kjøleteknikk, Trondheim, 105 s + bilag.

9. Refsdal, G., 1976. Frostsikring av veg. Utvalg for frost i jord, Frost i Jord nr. 17, s 153-202.

FROSTSIKRING VED JERNBANEN

Frost protection of railway lines.

Sivilingeniør Knut Sætre, NSB.

SAMMENDRAG

Artikkelen handler om hvordan NSB planlegger sitt arbeid mot telehiving i sporet. Den lister også opp de metodene som har vært benyttet ved NSB til frostsikring.
Videre refereres det fra en undersøkelse utført for jernbanen for å bringe dimensjoneringsdiagrammene opp til nyeste stand. Det vises også hvilke besparelser NSB har gjort innen vedlikeholdet ved å investere i telesikring.

SUMMARY

This article reports how NSB make their plans to avoid frost heaving in the track. It deals also with different methods which have been used by NSB to controll frost heaving. Some diagrams are shown from an investigation carried out for the NSB to bring their dimensional diagrams up to date. The article also show the reduction of maintenance cost from investing in frost protection.

INNLEDNING

En jevn telehiving har ikke noe å bety for en jernbane. Det er de ujevne telekulene som skaper de store problemene. Den største rampestigningen som tillates ved NSB er 1:300. Det betyr at en ikke kan ha mer telehiving enn 1 cm målt over 3 m lengde. Hvis den er større blir sporet regnet som avsporingsfarlig.

PLANLEGGINGEN AV FROSTSIKRING VED NSB

På grunn av økte krav til kjørekomfort, økt hastighet, sikkerheten og reduksjon av vedlikeholdet, har det vært nødvendig å forbedre de gamle linjene. Nøyaktig planlegging har vært nødvendig for å få linjen telefri med minst mulige investeringer. Planleggingen har vært basert på følgende forundersøkelser.

1. Telenivellement: Nivellerer en strekning to ganger. Først om høsten før telehivingen starter og deretter samme strekningen om vinteren mens telehivingen er på det

største. Differansen tegnes opp som telehiving.

2. Skoringsoppgaver. Skorer er trekiler mellom skinne og sville for å fordele telekulen over et lengre parti. Nøyaktig fortegnelse av slike partier framlegges ved planleggingen.

3. Grunnundersøkelser. Jordartsklassifisering av materialene i jernbaneprofilet. Kornfordelingskurver, Beskows telekriterium. Grunnvannstandbestemmelse.

4. Linjebeskrivelse. Angivelse av om sporet ligger i fylling, skjæring eller kurve. Tverrprofiler blir også tegnet inn.

Disse opplysningene danner så grunnlaget for planleggingen. Metodene velges så ut i fra de eksisterende grunnforhold slik at frostsikringen kan gjøres med minst mulig ressursbruk. Knapp tid til rådighet mellom togene vil eliminere de mest arbeidskrevende metodene. Planleggingen utføres av en geotekniker pluss vedlikeholdspersonalet ved linjen.

TELEFOREBYGGINGSMETODER VED NSB

For å gjøre jernbanelinja fri for telehiving ha NSB benyttet seg av forskjellige metoder.

Tidligere var det masseskifting med ikke telehivende masser eller telebremsende materialer som dominerte. Disse metodene var imidlertid så arbeidskrevende at det på våre driftsbaner ble vanskelig å innpasse metodene mellom toggangen.

I de senere år har derfor isolasjon vunnet større plass og i dag domineres telesikringen av disse metodene. Skumplastisolering kan utføres ved hjelp av ballast-renseverket, en maskin som graver unna og renser pukken uten å røre skinnegangen. Dette gir mulighet for å legge inn isolasjonsplater før maskinene legger tilbake den rensede pukken. Fremdriften med denne metoden har maksimalt vært oppe i 100 meter/time. Denne maskinen bemannes med 7 - 9 mann.

Masseskifting er vesentlig mer arbeidskrevende og en regner for eksempel 6 dagsverk for å masseskifte 10 meter spor med 3 lag sviller.

Tabell 34.1. Utført frostsikring ved NSB

ISOLERING	1) Skumplast	a) Ekspendert polystyren-skum (1964-75)	
		b) Ekstrudert polystyren-skum (1968-82)	222 km
	2) Løfting	Pukk	-
MASSE-SKIFTING	1) Organiske materialer	a) Sviller (1951-81)	115 km
		b) Bark	8 "
		c) Torv (1928-74)	175 "
		d) Kutterflis	7 "
	2) Mineralske materialer	a) Grus	80 "
		b) Slagg	80 "
KOMBI	- Skumplast + sviller (1976-81)		7 km

BEREGNINGER

Dimensjoneringen av frostfundamentene har vært utført etter de retningslinjer som Skaven-Haug har stilt opp. Han var ansatt ved NSB i nesten 50 år og samlet data om tele fra alle de nordiske jernbanene.

En kan i dag si at de beregningsmetodene som ble benyttet av Skaven-Haug baserte seg på endel forenklinger. Med moderne datamaskinprogram kan antall forenklinger reduseres og en kan for eksempel løse to-dimensjonale problem.

For å bringe dimensjoneringskurvene for telesikringen opp i nyeste stand, ble det i 1976 startet et forskningsprogram ved jernbanen. Dette programmet ble finansiert av en internasjonal jernbaneorganisasjon hvor NSB deltar. Planer og gjennom- føringen av programmet ble lagt til Institutt for Kjøleteknikk ved NTH (v. Dr.ing. Ø. Johansen).

DATAINNSAMLING

Måleprogrammet ble startet høsten 1976. Det ble instrumentert 3 forsøksstasjoner

Årnes (NSB)
Avestad (SJ)
Ostermünchen (DB)

På disse stedene ble det bygd inn temperaturfølere i overflaten av jernbaneprofilet og ned til 5 m dyp. I tillegg ble også temperaturen i luften og mark-overflaten utenfor sporet registrert.

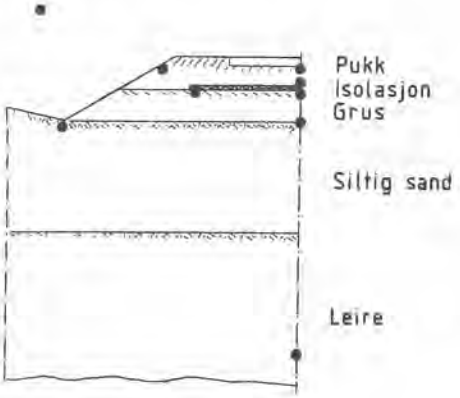
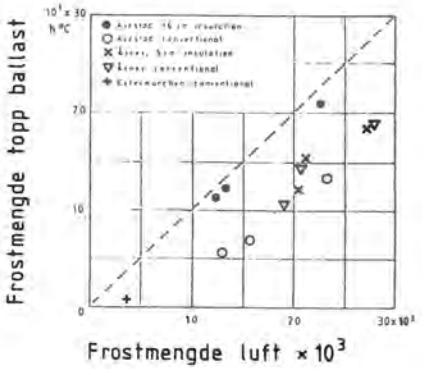


Fig. 34.1. Punktene angir plasseringen av temperaturmålerne i forhold til materiallagene i frostfundamentet på Årnes

Stasjonene i Norge og Sverige omfattet to målefelt, et felt hvor det var isolert med skumplast og et felt hvor banelegemet var konvensjonelt oppbygd. Målestasjonen i Tyskland var en konvensjonelt oppbygd dobbelsporet strekning.

TEMPERATURMÅLINGER

hvert forsøksavsnitt ble utstyrt med 10 temperaturfølere og dataene ble registrert med dataloggere for hver time i 2 1/2 år (til våren 79). Av alle disse temperaturregistreringene (ca. 600 000) vises bare to eksempler for å illustrere målingene.



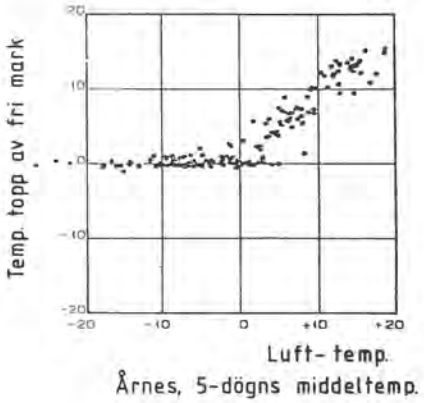


Fig. 34.2. Se teksten

Fig. 34.3. Se teksten

Fig 34.2. viser en sammenligning mellom frostmengden i toppen av ballastlaget (pukken) og frostmengden målt i luften. Frostmengden i luften er større enn den i toppen av ballasten. Da målepunktet i toppen av ballasten lå 20 cm under en virkelig overflaten vil forskjellen mellom disse to frostmengdene ha vært mindre hvis en regner helt i toppen av ballasten. Konklusjonen fra undersøkelsen er at randbetingelsene på toppen av isolerte jernbanekonstruksjoner kan uten stor feil beskrives med luft-temperaturen.

Fig. 34.3. viser en sammenligning av lufttemperaturen og temperaturen på fri mark ved siden av sporet. Den store forskjellen mellom disse temperaturene kommer av den isolerende virkningen som snølaget har. Snølaget fører faktisk til at temperaturen i overflaten av fri mark ikke går under null. Feltmålingene og databeregningene har vist at for konvensjonelle strekninger, (dvs uten skumplastplater) er det ikke nødvendig å dimensjonere for maksimal frostmengde når strekningen har et snødekke.
Dette har for øvrig NSB tatt hensyn til tidligere også, da vi brukte F_{10} som dimensjoneringsgrunnlag ved masseskifting og F_{100} ved skumplastisolering. En av konklusjonene ved undersøkelsen var at man kunne fortsette med det.

Snømålinger

Under data-innsamlingen ble det i vinterperioden registrert snødybde hver dag, både i sporet og ved siden av sporet. I tillegg ble det tatt foto av snøforholdene en gang pr. uke.

Geotekniske data

For å kunne bestemme de termiske egenskapene til materialene i konstruksjonen (ledningsevne og varmekapasitet), ble det tatt geotekniske prøver. For NSB's vedkommende besto disse i

. Kornfordelings-analyser
. Vanninnholdsbestemmelser
. Romvektsmålinger

De materialene som var aktuelle på Årnes var: pukk, grus, siltig sand, finsand og leire. Vanninnholdet påvirker de termiske egenskapene og materialenes vanninnhold varierte selv innenfor små områder på prøvefeltet. Som eksempel vises en figur hvor vanninnholdet i silt er framstilt som funksjon av siltinnholdet.

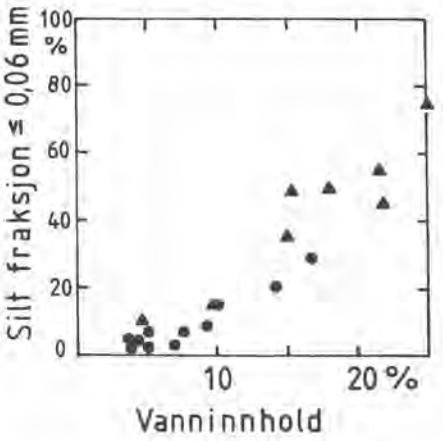


Fig. 34.4. Forholdet mellom vanninnhold og mengden av silt-materiale fra Årnes

SKUMPLAST

Vanninnholdet i skumplasten ble bestemt ved oppgraving av plater og inntørking av prøvene. På denne strekningen er skumplasten av ekspendert type som hadde ligget fra 1972, dvs. ca. 6 år. Vanninnholdet lå på ca. 5 - 15 vol % og varierte om prøvene hadde ligget mellom svillene eller direkte under svillene. Vanninnholdsmålingene var for oss så oppsiktsvekkende at vi satte igang med en større under- søkelse av den nedlagte skumplasten ved NSB.

Ialt ble ca. 50 prøvesteder undersøkt og tilsammen 300 prøver av både ekstrudert og ekspendert polystyren-skum testet. Konklusjonen på denne undersøk-

elsen er at vanninnholdet i prøvene påvirkes av plasseringen av prøvene.

1. Dybden under svillene

Ved NSB foreskrives 50 cm pukk. Da betongsvillene er 20 cm tykke, betyr det 30 cm pukk mellom svillene og skumplastplata. Mange oppgravingssteder var det bare i 10 cm pukk.

Justering og pakking av sporet foregår med en pakkemaskin som stikker vibrerende pakklabber ned i pukken til ca. 10 cm dybde under svillene. De platene som lå grunnere enn den foreskrevne dybde var påvirket av pakkingen. Innpressingen av pukkstein var størst der hvor platene lå grunnest. Plater på foreskreven dybde var i svært liten grad deformert. Vanninnholdet viste seg også å være størst i de prøvene som var mest deformert.

2. Plassering under eller mellom svillene

Den delen av skumplastplatene som ligger rett under svillene får større påkjenninger enn den delen som ligger mellom svillene. Målinger uført av NSB i samarbeide med Institutt for Veg og Jerbanebygging på NTH (v/Harald Brennodden) viser at det er stor forskjell på de vertikale spenningene under og mellom svillene. I 20 cm dybde under svillen ble det målt 4 ganger så høy spenning rett under svillene sammenlignet med mellom svillene (160 kN/m^2 og 40 kN/m^2 ved passering av lokomotiv med akselast 180 kN).

De aller første skumplastplatene som ble lagt ned av NSB hadde en trykkfasthet på 150 kN/m^2. Det betyr at platene under svillene ble belastet over trykkfastheten hver gang et tog passerte. I dag forlanger vi en trykkfasthet på 350 kN/m^2

Resultatene fra vanninholdsundersøkelsen vises på figuren vist nedenfor.

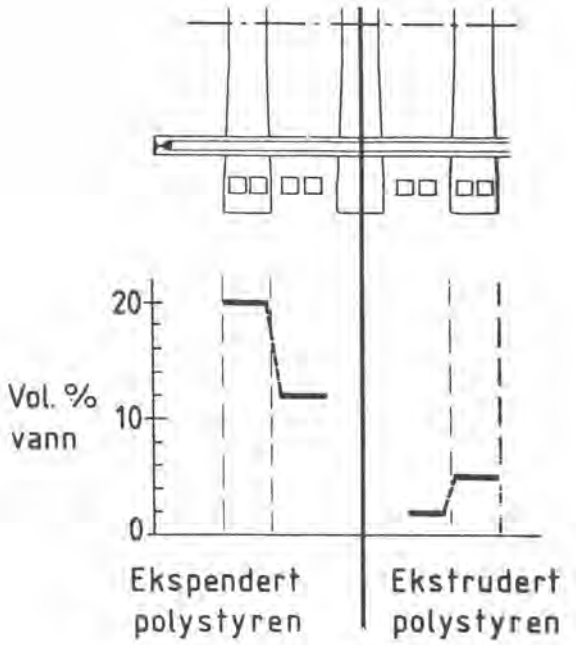


Fig. 35.5. Vanninnholdet i skumplasten varierer med plasseringen av prøvene og med typen av skumplast. De angitt verdier er et snitt fra 50 prøvesteder.

Som en kan se er det også forskjell i vanninholdet på de ekspanderte og ekstruderte skumplastplatene. Dette mener vi har sammenheng med måten de to materialene er bygd opp. Ved NSB har vi siden 1976 bare benyttet plater av ekstrudert polystyren-skum.

Tidligere har det vært vanlig å fremstille vannopptaket i platene som funksjon av tiden. For oss er det ikke så aktuelt lenger, da vi mener andre faktorer overskygger alderen. Av to sammenlignbare prøver hadde den ene 15 vol% vann etter 1 år mens en annen hadde 2 vol% etter 13 år.

Vannopptaket er størst i de platene som deformeres mest. For NSB har målsettinger blitt at de skal plasseres så dypt at belastning/påkjenning er så liten at derformasjonen holdes under 3-4%. Dermed blir vannopptaket så lite at isolasjonsevnen bevares.

DIMENSJONERINGSDIAGRAM

Det dimensjoneringsdiagram for skumplastisolering som NSB har brukt inntil nå var utarbeidet på grunnlag av Skaven-Haug´s målinger og innsamlede av data. Dimensjonerende parameter var frostmengden. Av praktiske

grunner har NSB valgt å bruke to tykkelser på skumplasten, 5 og 10 cm.

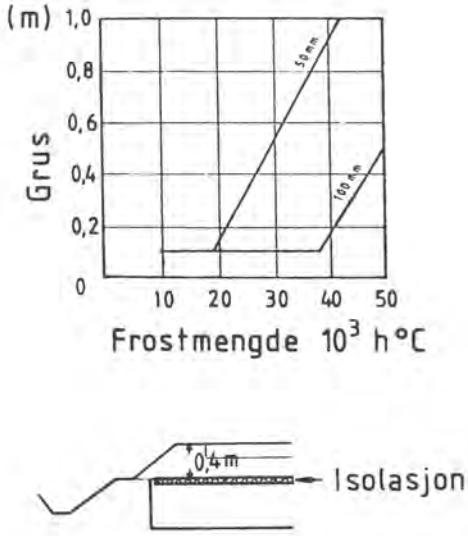


Fig. 34.6. Dimensjoneringsdiagram for gruslaget under skumplast plater. Diagrammet er utarbeidet på grunnlag av Skaven-Haug's målinger.

For å finne nødvendig frostfundament ble tykkelsen av et ikke telehivende gruslag under en standard skumplastplate bestemt ut i fra frostmengden.

Konklusjonen på de siste temperaturmålingene ble at en beholdt frostmengden som dimensjonerende parameter, men i tillegg ble innført også den korresponderende årsmiddeltemperaturen. Dette for i større grad ta hensyn til de aktuelle klimabetingelsene. Diagrammet har samme form som tidligere.

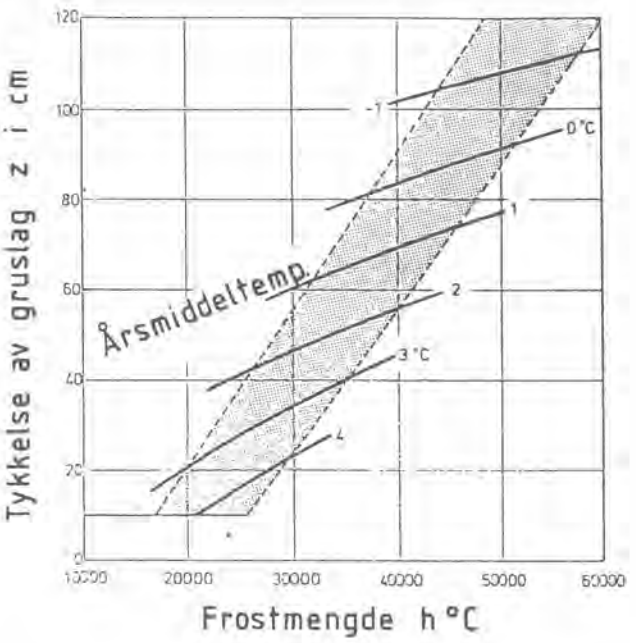


Fig. 34.7. Dimensjoneringsdiagram for gruslaget under 5 cm skumplastisolasjon, utarbeidet på grunnlag av endimensjonale beregninger og ut i fra de siste målinger nevnt i teksten

Fortsatt bestemmes gruslagets tykkelse under skumplastplata. Figruen viser dimensjoneringsdiagrammer for 5 cm skumplast, men det er også utarbeidet lignende diagram for 3 og 10 cm i tillegg. De linjene som avgrenser det skraverte feltet, angir kystklima for linjen til venstre og innlandsklima for linjen til høgere.

INNFLYTELSE AV BANEGEOMETRI

Det dimensjoneringsdiagrammet som er vist i forrige avsnitt er utarbeidet på grunnlag av endimensjonale beregninger. Dette vil gjelde midt under sporet, da en ikke vil ha noen varmelekkasje til sidene der.

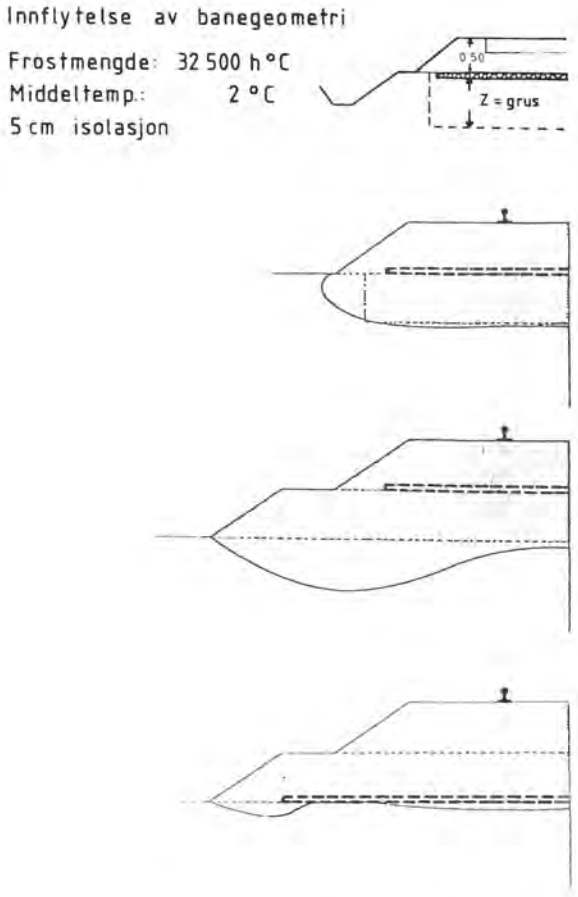


Fig. 34.8. Todimensjonale beregninger viser at frostsonen (skravert felt) går utenfor det som er beregnet endimensjonalt. Nederste del viser effekten av å legge plata dypere og utvide bredden

Figuren viser resultatet av todimensjonale beregninger. Disse ble utført for å kunne se hva de relativt smale jernbanefyllingene kan ha å si for innfrysningen fra sida. Dette har også vært et praktisk problem, da vi ofte får melding om telehiving på fyllinger selv om det er utført frostsikring.

Den øverste figuren viser at det er godt samsvar mellom den dimensjonerte grustykkelsen og den beregnede frostsonen så lenge sporet ligger i terrenget. Den midterste figuren viser at store soner utenfor det som ble dimensjonert i de endimensjonale beregningene har frosset.

I den nederste delen er antydet en løsning på dette problemet med å legge skumplastplata dypere og utvide den med 1 meter i bredden. På et nyanlegg kan denne

løsningen være mulig, men på driftsbanene vil det by på store vanskeligheter å gjennomføre en slik plassering.

ØKONOMI

De siste 30 år har NSB utført frostsikring på ca 700 km spor. (totale nett - 4241 km). Til disse arbeidene er det gått med ca 120 mill kr over investeringsregnskapet.

Arbeidet fortsetter og spesielt der hvor der hvor betongsviller legges inn, er det nødvendig å ha et telefritt spor på grunn av manglende mulighet til å etterjustere sporet.

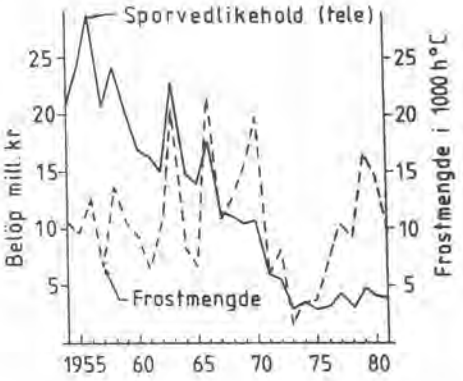


Fig. 34.9. Årlige utgifter til sporvedlikehold på grunn av telehiving har stadig gått nedover. Stiplet linje angir frostmengden i Oslo

I løpet av denne perioden er de årlige vedlikeholdsutgifter redusert fra ca 20 mill kr pr. år til ca. 3-4 mill kr pr. år. Hertil kommer en betydelig besparelse på det rullende materiell som følge av bedre skinnegang, bedre komfort for de reisende og større regularitet under ekstreme vinterforhold.

LITTERATUR

1) H. Hartmark. (1976): Frostsikring av jernbane. Frost i jord nr. 17. Oslo.s. 203 ff.
2) Sv. Skaven-Haug. (1971): The Design of Frost Foundations, Frostheat and Soilheat. Norwegian Geotechnical Institute. Publication No. 90. Oslo.
3) Ø. Johansen. (1982): Termisk dimensjonering av jernbanefundamenter. Frost i jord nr. 24, juni 82.

FUNDAMENTERING PÅ PERMAFROST PÅ SVALBARD
ARBEIDER UTFØRT AV NTNF'S UTVALG FOR PERMAFROST

Foundation engineering on permafrost on Svalbard.

Siviling. Odd Gregersen, Norges Geotekniske Institutt.

SAMMENDRAG

Artikkelen gir først en kort beskrivelse av generelle problemer ved fundamentering på permafrost og omtaler prinsipielle løsninger.
Erfaringene fra Svalbard er knyttet til Svea og den virksomheten som der utføres av NTNFs Utvalg for permafrost. Spesiell vekt er lagt på beskrivelse av Svealeiren - en marin leire med en særegen struktur - og dens fundamenteringsmessige egenskaper. Til slutt er vist ulike fundamenteringsløsninger som kan være egnet for forholdene på Svalbard.

SUMMARY

The paper gives a short account of general foundation problems in permafrost and describes principal solution. Experiences from Svalbard are related to Svea conditions where The Norwegian Committee on Permafrost has a research station in operation. Special emphasis is given the Svea clay - a marine clay with an unusual structure - and its foundation properties. Different foundation solutions, suitable for Svalbard conditions are discussed.

VED FUNDAMENTERING PÅ PERMAFROST UTNYTTES DEN FROSNE GRUNNENS GODE INGENIØRMESSIGE EGENSKAPER

Øygruppen Svalbard ligger i Ishavet mellom 10° og 35° Ø.L. og mellom 74° og 81° N.B. Den største av øyene er Spitsbergen, som utgjør over 39.000 km^2 av øygruppens totale areal på 61.723 km^2. Øyene består stort sett av fjellandskap med fjorder og daler, men det er også store lavlandssletter. Svalbard ligger på høyde med det nordlige Grønland. På tross av denne ekstreme beliggenhet, er hele vestkysten isfri om sommeren. Dette skyldes en utløper av Golfstrømmen. I det østlige farvann er klimaet vesentlig strengere.

Det alt vesentlige av virksomheten foregår på vestkysten, på øya Spitsbergen. Norske samfunn er Longyearbyen, Ny-Ålesund, Svea og Isfjord Radio, se fig. 35.1. De russiske samfunnene er Barentsburg og Pyramiden. I de norske samfunnene er byggevirksomheten i dag stort sett begrenset til Longyearbyen og Svea.

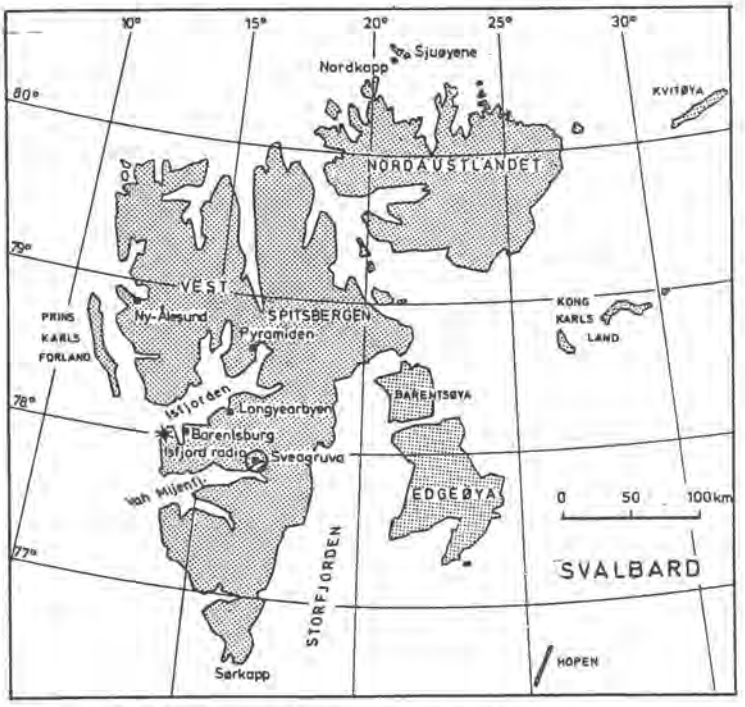


Fig. 35.1. Oversiktskart Svalbard

Årsmiddeltemperaturen i denne delen av Svalbard ligger på ca. $-6^{o}C$, og permafrostdybden er av størrelse 200-300 m. Fig. 35.2 viser i prinsippet temperaturforholdene i et jordprofil på Svalbard, henholdsvis på det kaldeste (våren) og det varmeste (høsten). Som det fremgår er det øverste laget opptint om sommeren og utover høsten, og betegnes det aktive laget. På Svalbard kan dette variere fra 1.0 til 2.0 avhengig av klima, topografi og grunnforhold. De årlige temperatursvingninger går ned til en dybde av ca. 10 m.

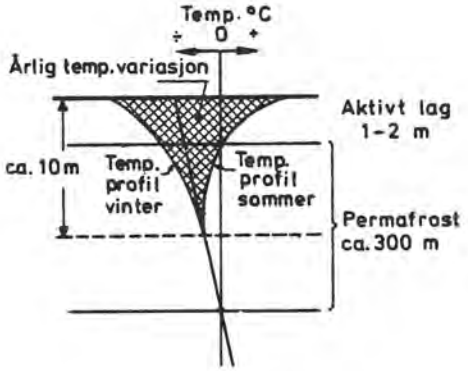


Fig. 35.2. Temperaturprofiler i grunnen

Hovedprinsippet ved fundamentering på Svalbard er å utnytte den frosne grunns gode ingeniørmessige egenskaper. For å oppnå dette må den termiske balansen i grunnen opprettholdes etter utbygning, slik at smelting av underliggende masser unngås. Ved fundamentering av oppvarmede konstruksjoner benyttes løsninger som hindrer at varme fra konstruksjonen trenger ned i grunnen. En svært vanlig løsning er å anlegge et lufterom mellom konstruksjonen og grunnen som vist på fig. 35.3. Fundamenteringsløsningen kan da være peler eller, som her, pilarer med såle.

Fig. 35.3. Fundamentering på pilarer med lufterom mellom bygg og terreng

Også ved konstruksjon av veier og plasser er det de termiske forholdene som er bestemmende for dimensjoneringen. De høye fyllingene som er så karakteristiske for slike anlegg i permafrostområder, skyldes at fyllmassene må ha tilstrekkelig tykkelse til å unngå smelting av de underliggende masser.

Fundamenteringsmessige problemer som følge av smelting av grunnen oppstår selvsagt bare når massene er smelteustabile. Store deler av den aktuelle byggegrunnen i de norske samfunnene på Svalbard består imidlertid nettopp av slike smelteustabile masser. Dette er finkornige masser, ofte med et stort innhold av is. Isen kan være jevnt fordelt (frosset i jordas opprinnelige porer), eller som rene isforekomster inne i løsmasseavsetningen. Under slike vanskelige grunnforhold vil konsekvensene kunne bli store om det gjøres feilvurderinger.

NYERE FORSKNINGSARBEID HAR FORBEDRET BEREGNINGSGRUNNLAGET VED DIMENSJONERING AV FUNDAMENTERINGSLØSNINGER

Det er av stor betydning at valg av fundamenteringsløsning er basert på grundige geotekniske undersøkelser og detaljerte

termiske beregninger. Dette har imidlertid sjelden vært tilfelle på Svalbard. Egnet utstyr til å foreta grunnundersøkelser har manglet, likeledes har det ikke foreligget nødvendige data for å kunne utføre termiske beregninger. Fundamenteringsløsningene har derfor i stor grad vært basert på erfaringer fra utlandet og fra tidligere byggevirksomhet.

Situasjonen er imidlertid nå i ferd med å bedres. Siden 1976 har NTNFs Utvalg for permafrost foretatt systematiske undersøkelser av faktorer som innvirker på fundamenteringsforholdene. Resultatene av disse arbeidene kan nå anvendes i løsning av praktiske fundamenteringsproblemer. De igangsatte prosjektene har omfattet kartlegging av geologi, klimaundersøkelser samt bestemmelse av jordartenes termiske og styrkemessige egenskaper. Arbeidene er gjennomført ved våre universiteter, høyskoler og forskningsinstitutter i samarbeid med Store Norske Spitsbergen Kulkompani, konsulenter og offentlige institusjoner.

Utvalgets virksomhet har vært lagt til Longyearbyen og Svea. I det etterfølgende redegjøres for undersøkelser i Svea, hvor Utvalget har hatt sin største aktivitet. Valget av Svea som senter for virksomheten skyldes den planlagte utbyggingen av det store kullfeltet i området.

DET ER STORE OMRÅDER MED ISRIKE AVSETNINGER I SVEA. DE INGENIØRMESSIGE EGENSKAPENE MÅ BETEGNES SOM DÅRLIGE

Svealandet består av to hovedavsetninger. Ytterst mot van Mijenfjorden ligger et belte med morene og mellom morenen og fjellsiden et belte med marin leire, se fig. 35.4.

Fig. 35.4. Svea

Det antas at disse avsetningene der de ligger er et resultat at Paulabreens siste fremstøt fra den andre siden av van Mijenfjorden for 700-900 år siden. Breen dekket da hele indre delen av van Mijenfjorden og Sveaområdet. Marin leire fra fjorden ble skjøvet foran breen og opp på det området som i dag utgjør Svealandet. Morenen er et resultat av avsmeltningen av breen, og er idag et aktivt dødisområde. Området er intenst kupert, kanskje ligger det breis under hele området. Ryggene består av is med en løsmasseoverdekning på bare 1.5 - 2.0 m. Nedsmeltingen vil skje som en naturlig prosess med tiden eller på grunn av menneskelige inngrep. Fig. 35.5 viser iskjerne under nedsmelting, i dette tilfelle forårsaket av anleggsdrift. Termisk balanse vil gjenoppstå først når terrenget er fullstendig invertert og utgjør et lavparti i landskapet.

Fig. 35.5. Iskjerne under nedsmelting

Den vesentligste delen av den framtidige utbygningen i Svea vil skje innen det marine leirområdet. Det er også denne avsetningen som har vært gjenstand for de mest omfattende undersøkelsene. Det har vært utført boringer som viser at leiren har en mektighet på mer enn 10 m . Kjerneprøveutstyret som er benyttet er vist på Fig. 35.6, og består av en 75 mm diam. sylinder med skjærekniver i enden. Prøven skjæres ved å rotere sylinderen ned i bakken. Borkakset transporteres opp ved hjelp av en utvendig skrue.

Fig. 35.6. Kjærneprøvetaker for permafrost

Fig. 35.7. Kjerneprøve av Svealeire

Leiren har en meget særegen struktur, bestående av parallelle isfylte sprekker, tilnærmet vertikale. Sprekkene er opptil 2 cm brede og mer enn 5 m dype (trolig går de ned gjennom hele avsetningen, > 10 m). Undersøkelser på ulike steder innen avsetningen har vist at sprekkene er parallelle og at de går tilnærmet parallelt med strandlinjen. Figurene 35.7 og 35.8 viser henholdsvis en kjerneprøve av leiren og et horisontalt snitt i leir-avsetningen (det aktive laget er fjernet).

Fig. 35.8. Svealeire, horisontalsnitt

En sannsynlig forklaring på leirens struktur ligger i avsetningens geologiske historie. Under Paulabreens fremstøt ble leiren liggende med høye horisontalspenninger, klemt mellom Liljevalchfjellet og isbreen. Da isbreen trekker seg tilbake reduseres horisontaltrykket. Leiren utvider seg sideveis og sprekker opp. Sprekkene fylles med vann.

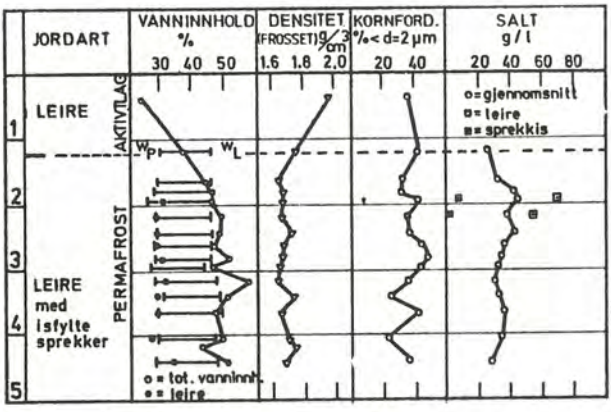


Fig. 35.9. Borprofil Svealeire

Det er utført omfattende laboratorieundersøkelser på Svealeiren. Undersøkelsene er foretatt ved Norges Tekniske Høg-

skole, Institutt for geoteknikk, Berggren (1980).
Fig. 35.9 viser borprofilet fra et 5 m dypt kjerneborehull med resultater av rutinemessige lab.-undersøkelser. På figuren skilles det mellom totalt vanninnhold (inkludert sprekkeisen) og leirens vanninnhold. Det totale vanninnholdet ligger som det fremgår høyere enn flytegrensen, mens leirens vanninnhold ligger ned mot utrullingsgrensen. Et annet interessant resultat er fordelingen av salt i avsetningen. Gjennomsnittlig for prøven ligger saltinnholdet på ca. 30 g/l (tilsvarende som i saltvann). Saltinnholdet i selve leiren ligger så høyt som ca. 60 g/l, mens sprekkeisen nesten er fri for salt.

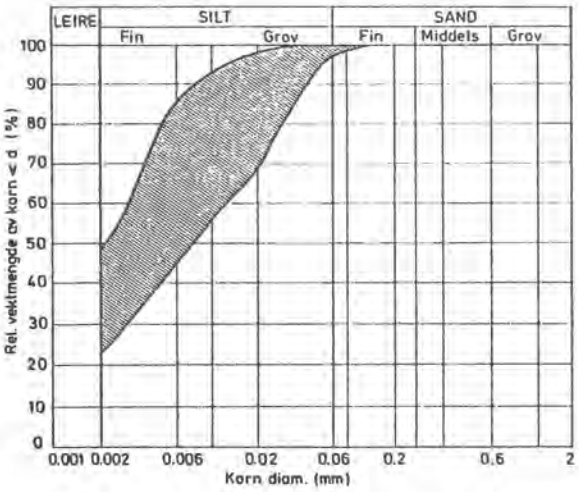


Fig. 35.10. Kornfordelingsanalyser Svealeire

Det er utført et større antall kornfordelingsanalyser på leiren, fig. 35.10. Resultatene ligger innenfor den skraverte sonen. Materialet kan betegnes som en siltig leire. Mineralene er i hovedsak illitt (15-40%), kloritt (20-30%) og kaolin (10-40%). Kvarts og feltspat ble påvist i mindre mengder. Tolkningen av resultatene var problematisk, spesielt mengdeangivelsen er beheftet med usikkerhet.

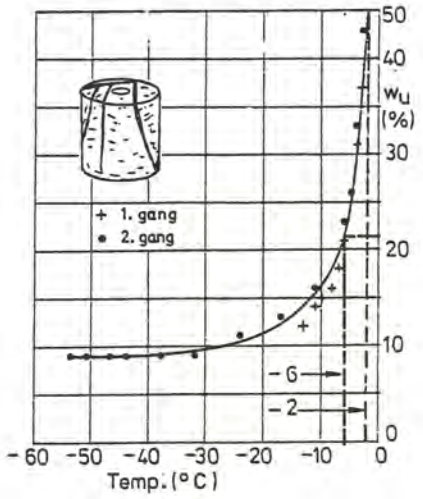


Fig. 35.11. Mengde ufrosset vann som funksjon av temperaturen

En annen, fra en ingeniørs synspunkt, interessant undersøkelse er bestemmelsen av innhold av ufrosset vann som funksjon av temperaturen. Fig. 35.11 viser resultatet for en av de undersøkte prøvene. Ved -2°C er alt vannet i prøven ufrosset (W = 45%). Altså medfører saltet i leiren en frysepunktnedsettelse på ca. 2°C. Ved -6°C, tilsvarende årsmiddeltemperaturen i Svea, er halvparten av vannet i prøven ufrosset.

De omtalte undersøkelsene indikerer at leirens fundamenteringsmessige egenskaper er relativt dårlige og sterkt temperaturavhengige. For å få egenskapene nærmere bestemt er det utført et større antall krypforsøk på den frosne leiren. Resultatene av undersøkelsene er tolket med hensyn på å bestemme materialets krypstyrke. Dette er gjort etter metoder utviklet av Ladanyi (1972) og Vyalov (1966). Fig. 35.12 viser et diagram for tillatt spenning under fundamenter i permafrost for ulike jordarter. Diagrammet er utarbeidet på grunnlag av egne og utenlandske forsøk, Johansen (1980). Diagrammet gjelder for en temperatur under fundamentet på -4°C og en dimensjoneringstid på

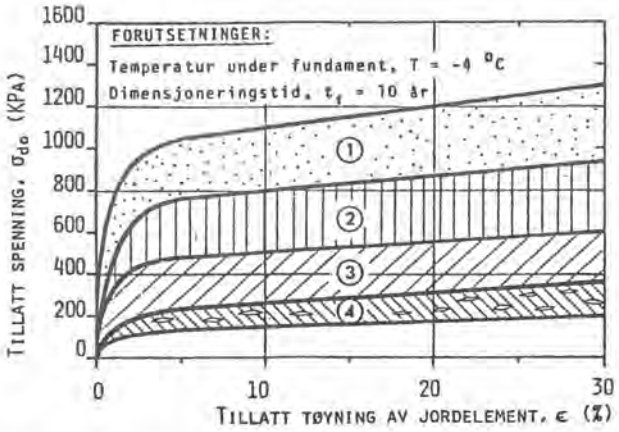


Fig. 35.12. Styrke av frossen jord

10 år. For andre temperaturer og andre dimensjoneringstider benyttes korreksjonsfaktorer. Svealeiren ligger nederst i gruppe 4 og er således blant de svakeste materialer permafrostlitteraturen omhandler.

Like nødvendig som kjennskap til grunnens krypegenskaper er data om de termiske forhold. Slike data foreligger nå. En automatisk permafrost målestasjon har vært i drift i Svea siden 1977, fig. 35.13. Målingene omfatter stråling, vind, luft- og jordtemperaturer (ned til 8 m dybde) snødybde og varmestrøm. Således foreligger i dag det nødvendige grunnlaget for å kunne bestemme fundamenteringsløsninger på Svalbard på et forsvarlig faglig grunnlag.

VALG AV FUNDAMENTERINGSLØSNING AVHENGER AV KONSTRUKSJON OG GRUNNFORHOLD

Det finnes mange ulike fundamenteringsalternativer i permafrost avhengig av konstruksjon og grunnforhold. Avslutningsvis skal jeg gi en kort omtale av de mest aktuelle løsninger med hensyn på forholdene på Svalbard, Phukan (1981).

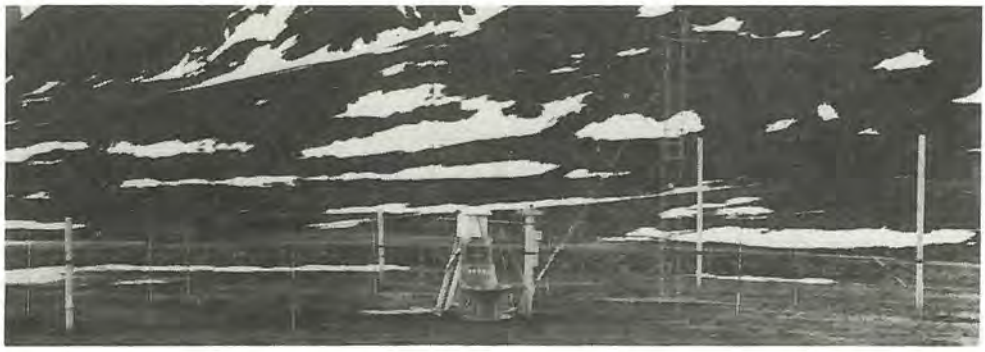


Fig. 35.13. Permafrostmålestasjonen i Svea

ENKELT- ELLER STRIPEFUNDAMENTER

Figurene 35.14,-15 og -16 viser tre varianter, henholdsvis med lufteåpning, gruspute med lufteåpning og gruspute med isolasjon. Løsningene brukes som oftest i forbindelse med noe lettere bygg. Store fundamentlaster vil kunne medføre betydelige krypdeformasjoner i grunnen. Dette fordi belastningsintensiteten blir stor nær overflaten hvor grunnen er svakest. Valget av de tre omtalte løsningene innbyrdes vil være et kostnadsspørsmål og avhenger blant annet av tilgangen på grus.

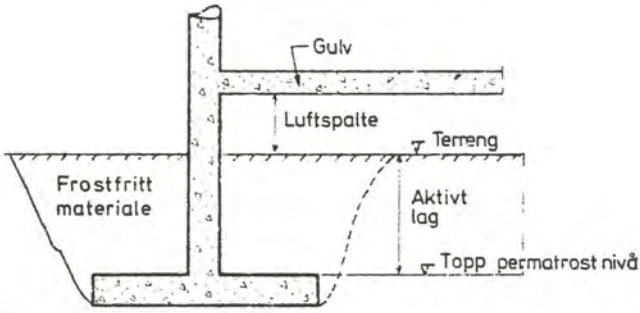


Fig. 35.14. Grunn fundamentering med lufteåpning

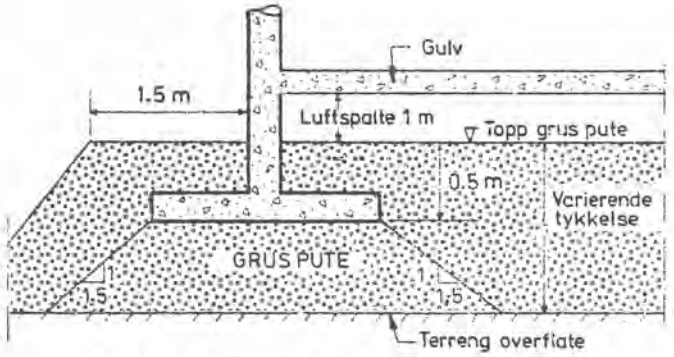


Fig. 35.15. Grunn fundamentering med gruspute og luftеåpning

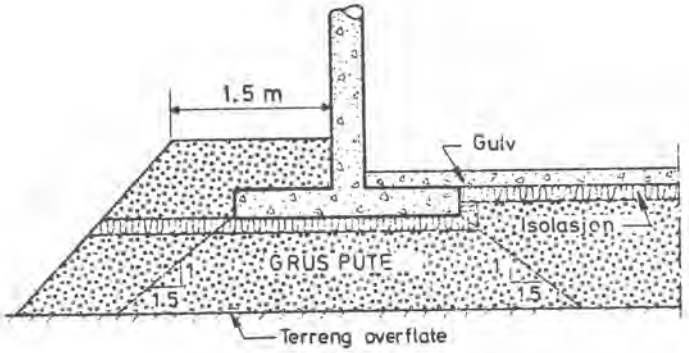


Fig. 35.16. Grunn fundamentering med gruspute og isolasjon

GULV PÅ GRUNN

Konstruksjoner med store gulvlaster vil kunne fundamenteres økonomisk som vist på fig. 35.17. Lufterørene vil redusere behovet for grus og isolasjon. Luftesystemet kan baseres på naturlig gjennomstrømning eller bruk av vifter. En annen mulig løsning for å redusere varmetransporten gjennom grusfyllingen vil være å installere varmevekslere. Metoden er relativt ny, men synes allerede å få betydelig utbredelse.

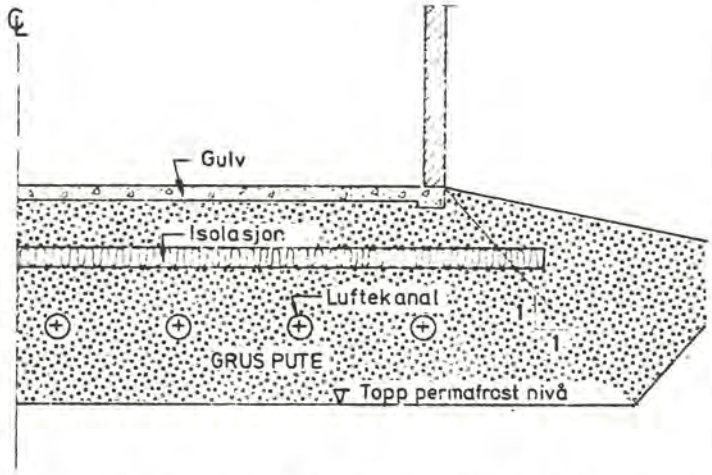


Fig. 35.17. Gulv på grunn med luftekanaler

PELER

Peler er den vanligste fundamenteringsløsningen ved store konsentrerte laster eller der grunnen er svak for eksempel på grunn av stort isinnhold. Ved bruk av peler oppnås en lastfordeling ned til større dybder. Denne løsningen er således langt mindre følsom overfor temperaturøkninger i grunnen enn de tidligere omtalte. Pelen installeres i et forboret hull fylt med en sand-/vann-blanding. Bæreevnen beregnes på grunnlag av fryseheftspenningen mellom peleoverflaten og tilbakefyllingsmaterialet. Bare i spesielle tilfeller blir spissmotstanden inkludert.

Referanser:

1. Berggren, A-L. (1980)
"Laboratorieundersøkelser av permafrostleire fra Svea og en kunstig frosset Trondheimsleire".
Inst. for geoteknikk, NTH. 0.78.06-2.

2. Haga, Ø. (1978)
"Morenemasser i dødis etter et brefremstøt i van Mijenfjorden, Spitsbergen".
Hovedfagsoppgave. Universitetet i Oslo. Geografisk institutt.

3. Johansen. T. (1980)
"Tillatt belastning for fundamenter i permafrost".
Inst. for geoteknikk, NTH. O.78.06-3.

4. Ladanyi, B. (1972)
"An engineering theory of creep of frozen soils".
Canadian Geotechnical Journal. Vol. 9, No. 1, s. 63-79.

5. Phukan, A. (1982)
"Design and construction of foundations in permafrost soils related to Svea conditions".
NGI Intern rapport 52701-05.

6. Rowan, D.E. et al. (1982)
"Holocene glacial geology of the Svea Lowland, Spitsbergen, Svalbard".
Geografiska Annaler 64 A (1982) 1-2

7. Vyalov, S.S. et al. (1966)
"Methods of determining creep, long-term strength and compressibility characteristics of frozen soils".
Nauka, Moscow. Nat.Res.Coun. of Canada. Tech.Trans. 1364. Ottawa 1969.