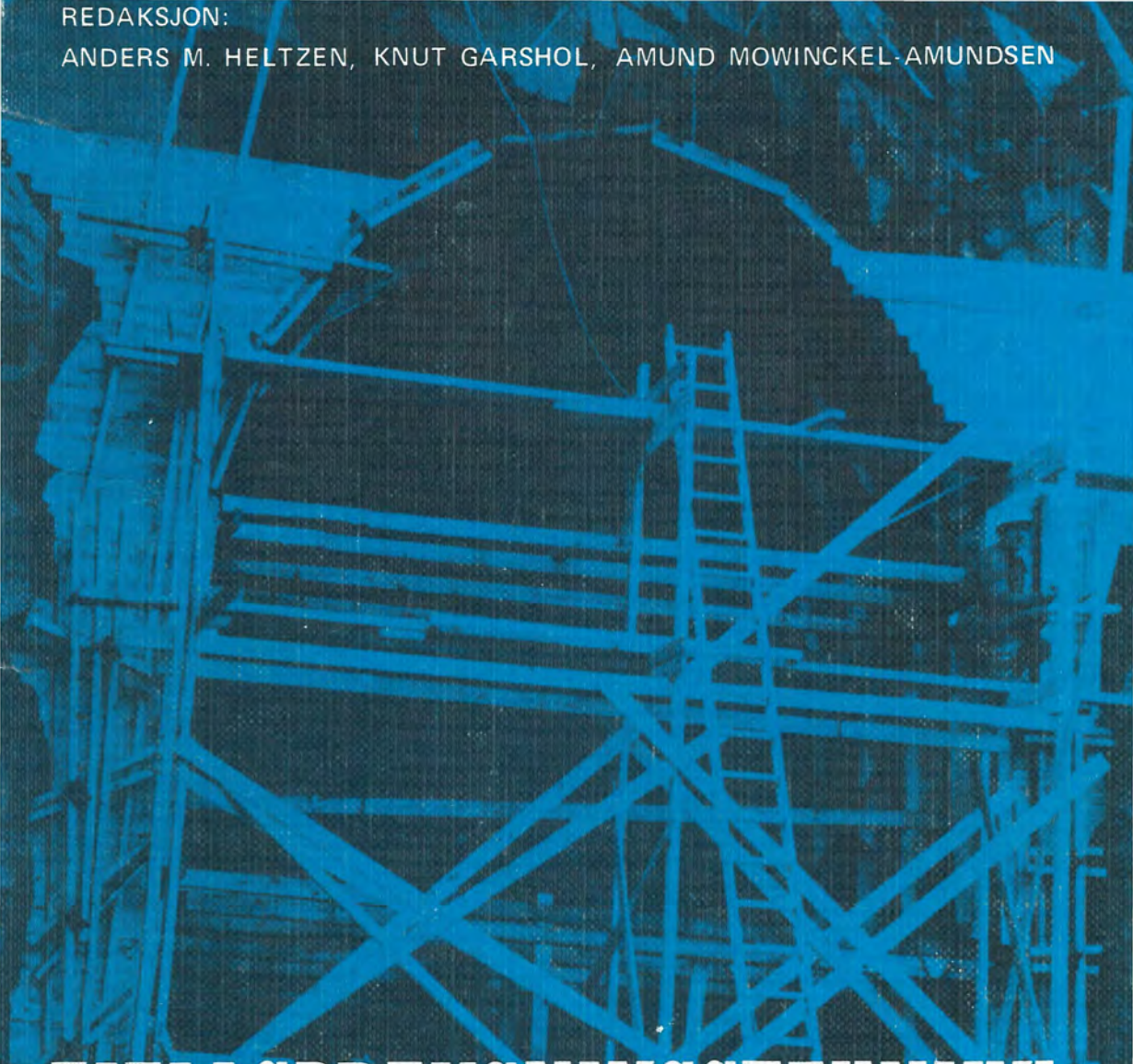
REDAKSJON:
ANDERS M. HELTZEN, KNUT GARSHOL, AMUND MOWINCKEL-AMUNDSEN



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK GEOTEKNIKK 1979

TAPIR

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1979
BERGMEKANIKK 1979
GEOTEKNIKK 1979

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1979

Foredrag fra Fjellsprengningskonferansen i Oslo 8. november 1979
Redaktør: Bergingeniør Anders M. Heltzen

BERGMEKANIKK 1979

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo 9. november 1979
Redaktør: Bergingeniør Knut Garshol

GEOTEKNIKK 1979

Foredrag fra Geoteknikkdagen i Oslo 9. november 1979
Redaktør: Siv.ing. Amund Mowinckel-Amundsen

NORSK JORD – OG FJELLTEKNISK FORBUND
TILKNYTTET NIF

TAPIR
1980

FORORD

Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdag ble avviklet i Oslo 8. og 9. november 1979.

Foredragene fra disse arrangementene presenteres i denne boken som inngår som en del av kursavgiften.
Salget av boken er overlatt til Tapir (NTH, Trondheim).

En redaksjonskomité med en redaktør for hver fagdel har gjennomgått manuskriptene. Figurantallet er for flere av foredragene redusert i forhold til den muntlige fremføringen mens selve stoffmengden er større.

Meninger og synspunkter som fremsettes i den enkelte artikkel, står helt og fullt for forfatterens egen regning.

Redaktørene vil takke foredragsholderne for et meget godt arbeide med manuskripter og figurer.

Det er å håpe at boken vil gi nyttige opplysninger som kan bidra til god planlegging og gjennomføring av fremtidige arbeidsoppgaver som naturlig ligger innenfor interessefeltene til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Norsk Bergmekanikkgruppe og Norsk Geoteknisk Forening.

Oslo i februar måned 1980.

Anders M. Heltzen Knut Garshol Amund Mowinckel-Amundsen

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Direktør Ulf Smith-Meyer.
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk:
ÅPNINGSTALE . . . . . .

1. Overingeniør Nils H. Sellevold:
ERFARINGER MED MEKANISERT BOLTERIGG . . . . . 4 sider

2A. Dr. ing. Arne Myrvang:
SPLITTRØRBOLTING . . . . . 4 sider

2B. Forskningsing. Bengt Ludvig:
DISKUSSIONSINLÄGG TILL FJELLSPRÄNGNINGSKONFERENSEN 1979 - 11 - 08 i OSLO . . . . . 4 sider

3. Bergingeniør Tore M. Larsen:
MEKANISERT FJELLRENSK UNDER JORD . . . . . 16 sider

4A. Sivilingeniør John D. Holst:
ERFARINGER MED STÅLFIBERARMERT SPRØYTEBETONG . . . . . 7 sider

4B. Dosent Jonas Holmgren:
Diskussionsinlägg betr
"ERFARINGER MED STÅLFIBERARMERT SPRØYTEBETONG" . . . . . 2 sider

5. Ingeniør Arne Reidar Vadheim:
DIESELDREVEN HYDRAULISK BORRIGG UNDER JORD . . . . . 5 sider

6. Ingeniør Jostein Grødem:
ERFARINGER MED REIERSDALS HYDRILL . . . . . 4 sider

7. Avd. ing. Harald Håland:
PALLBORINGSRIGG VED ULLA-FØRRE-ANLEGGENE . . . . . 7 sider

8. Bergingeniør, Dr. ing. Tom Myran:
MILJØFORHOLD VED BORING/LASTING OG BETONGSPRØYTING 11 sider

9. Sivilingeniør Jørn-Tore Glomnes:
FULLPROFILBOREDE INNTAKSSTIGORTER VED ULLA-FØRRE . . . . 4 sider

10. Sivilingeniør, dr.ing. O.T.Blindheim. Sivilingeniør E. Dahl-Johansen:
NY PROGNOSEMODELL FOR INNDRIFTER OG KOSTNADER VED FULLPROFILBORING AV TUNNELER . . . . . 11 sider

11A. Sivilingeniør Torstein Lange Larssen:
FULLPROFILBORING.
NYE ERFARINGER FRA OSLO SENTRUM. . . . . 5 sider

11B. Sivilingeniør Odd G. Askilsrud:
NYTT FRA FULLPROFILBORING. . . . . 7 sider

11C. Sivilingeniør Thor Skjeggedal:
NYE ERFARINGER FRA FULLPROFILBORING I BÆRUM OG EIDFJORD . . . . . 5 sider

12. Sivilingeniør Øivind Solvik:
SAMMENLIKNING AV HYDRAULISK MOTSTAND I VANLIG SPRENGTE OG FULLPROFILBORETE TUNNELER. . . . . 6 sider

13. Sivilingeniør Odd Johannessen og Rolf Risdal:
PALLBORING – METODER OG KOSTNADER . . . . . 12 sider

14. Sivilingeniør Karl Kure:
"ANFO I DAGBRUDD OG TUNNELER – KOSTNADSANALYSE". . . 12 sider

15. Sjefing. Åsmund Bjørge:
BRUK AV IKKE-ELEKTRISKE TENNINGSSYSTEM. . . . . 5 sider

16. Ingeniør Thor Hauff:
SEKUNDÆRKNUSING MED SLAGHAMMERE . . . . . 5 sider

DEL II: BERGMEKANIKK OG GEOTEKNIKK

FELLESSESJON

Dr. ing. Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH.
Formann i Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund:
ÅPNINGSTALE . . . . . .

17. Sivilingeniør Peer-Richard Neeb:
NGU's SAND OG GRUSUNDERSØKELSER . . . . . 19 sider

18. Siviling. Svein Willy Danielsen:
MINERALOGISK KVALITETSKLASSIFISERING AV BETONGTILSLAG . . . . . 17 sider

19. Professor John N. Hutchinson:
VARIOUS FORMS OF CLIFF INSTABILITY ARISING FROM COAST EROSION IN SOUTH-EAST ENGLAND . . . . . 32 sider

BERGMEKANIKKDAGEN

20A. Sivilingeniør Georg Jessen Lambach:
BØLGEFORPLANTNING I FJELL. PRAKTISK ANVENDELSE AV MÅLEDATA VED SPRENGNINGSARBEIDER . . . . . 12 sider

20B. Forskningsingenjör Per-Arne Lindquist,
Forskningsingenjör Karl-Erik Rånman:
MEKANISK BERGFRAGMENTERING VID HÖGSKOLAN I LULEÅ . . . 2 sider

21. Civilingenjör Hans Carlsson:
DET SVENSK-AMERIKANSKE FORSKNINGSPROJEKTET I STRIPA GRUVA . . . . . 14 sider

22. Sivilingeniør Terje Holm Nygaard:
TILTAK FOR Å UNNGÅ VANNPROBLEMER VED DRIVING AV INNTAKSTUNNEL, SKIBOTN KRAFTANLEGG . . . . . 11 sider

23. Ingeniørgeolog Arild Palmstrøm:
BRUK AV INGENIØRGEOLOGI VED RYGEN KRAFTVERK . . . . . 14 sider

24. Sivilingeniør, dr.ing. O. T. Blindheim:
BRUDDMEKANISMER UNDER RULLEMEISLER
Faktorer som påvirker boreprosessen ved fullprofilboring av tunneler. . . . 12 sider

25. Dr. ing. Arne Myrvang:
BERGTRYKKSMÅLINGER FRA DAGEN I DYPE BORHULL. . . . . 12 sider

26. Overingeniør Walter Hoffmann:
EN PROSJEKTERT 130 M HØY HVELDAM VED "STIEGLER'S GORGE PROSJEKTET" I TANZANIA:
"BERGMEKANISKE UNDERSØKELSER OG ANALYSE AV VEDER-LAGSSTABILITET" . . . . . 18 sider

27A. Ingeniørgeologene Bjørn Buen, Tom Gustavsen og Arild Palmstrøm.:
ERFARINGER FRA OPPFYLLING AV UFORETE TRYKKSJAKTER OG – TUNNELER MED INNTIL 590 M TRYKK. . . . . 11 sider

27B. Dr. ing. Reidar Lien:
KLASSIFISERING AV BERGARTER MED HENBLIKK PÅ BORBARHET . . . . . 3 sider

GEOTEKNIKKDAGEN

28. Dr. ing. Einar Tesaker:
START OG UTVIKLING AV EROSJON. . . . . 19 sider

29. Overingeniør Nils Rygg:
EROSJON AV BRUFUNDAMENTER, PROBLEMSTILLINGER. . . . . 10 sider

30. Fagsjef Bård Andersen:
EROSJONSSIKRING AV ELVER OG BEKKER PRAKTISKE ERFARINGER . . . . . 20 sider

31. Siviling. Snorre Leivseth:
BESKYTTELSE MOT PROPELLEROSJON VED KAIER OG FERJELEIER. . . . . 16 sider

32. Cand.real Bjarne Korbøl:
EROSJON VED SENKNING AV MAGASINER . . . . . 7 sider

33. Dr. techn. Rune Dahlberg, Sivilingeniør Nils F. Braathen og Sivilingeniør Odd Torset:
OBSERVASJONER AV EROSJON RUNDT KONSTRUKSJONER I NORDSJØEN. . . . . 20 sider

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN 1979

ÅPNINGSTALE

Formannen i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
Direktør Ulf Smith-Meyer.

På vegne av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk har jeg den ære å ønske foredragsholdere og deltagere velkommen til årets Fjellsprengningskonferanse - den 16. i rekken i Foreningens regi.

Deltagerantallet ca 675 - er nok en gang ny rekord. Vi oppfatter dette som et tegn på at foreningen i noen grad har lykkes i å dekke et behov.

Som det fremgår av innbydelsen, står Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund også i år som hovedarrangør for de tre arrangementene: Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen. Det er 5. gang denne modell gjennomføres, og det er iår som ifjor 50 deltagere som kombinerer deltagelse i Fjellsprengningskonferansen med Geoteknikkdagen.

Siden forrige konferanse har vi hatt pris- og lønnsstopp. Prisstoppen har for enkelte vært tung å bære, men må vel sees som en nødvendig forutsetning for å få en hårdt tiltrengt bremsing av lønnskostnadene.

Denne konferansen retter seg mot det like nødvendige, nemlig å høyne vårt fag, bli dyktigere og mer effektive.

Dagens program er viet ulike emner innen faget. Det er også i år lagt vekt på å bringe ajourførte foredrag om hvor langt fullprofilboringsteknikken er kommet.

Møteleder er foreningens sekretær Anders Heltzen.

Konferansen er hermed åpnet.

ERFARINGER MED MEKANISERT BOLTERIGG.

Experiences with mechanized bolting rig.

Overingeniør Nils H. Sellevold, Hordaland vegkontor.

SAMMENDRAG

Mekaniseringsgraden av boltearbeid i tunneler har i 70-årene ikke fulgt med i den generelle tekniske utviklingen. Det har nå imidlertid kommet endel automatiske bolterigger på arkedet.

En slik bolterigg har vært til utprøving i en vegtunnel i Hordaland siden i februar 1979. Endel tekniske problemer med riggen har blitt rettet på i prøveperioden. Foreløpige resultater tyder på at kapasiteten på boltingsarbeidet kan økes betydelig i forhold til konvensjonelle metoder, og at utgiftene til bolting kan reduseres.

For arbeidsfolkene som utfører arbeidet, betyr en automatisk bolterigg en betydelig økning av sikkerheten.

SUMMARY

The degree of mechanization of bolting in tunnels has in the seventies not followed the general technical evolution in tunnelling. Lately a few automatic bolting rigs have been introduced. Such a machine has been tested in a road tunnel in Hordaland since February 1979. Some initial technical difficulties which arose with the machine heve been solved. Preliminary results show that the capacity of the bolt work can be greatly improved in comparison to conventional methods. There is also reason to expect reduced bolting costs. Compared to a traditional built up platform an automatic bolting rig represents a major improvement in operating safety.

Bolting i tunneltak blir tradisjonelt utført fra plattformer oppbygd på lastebil. Boring foregår med knematerdrift, boltene blir montert manuelt, og til oppspenning nyttes luftverktøy. Folkene som utfører arbeidet, har ingen sikring mot stenfall. Det har i lengre tid vært arbeidet med nye metoder for å rasjonaliserer boltearbeidet, og flere firma ventes å komme på markedet med automatiske bolteaggreater.

BOLTERIGG

Hordaland vegkontor har siden februar 1979 hatt en bolterigg til utprøving i en 5 km lang vegtunnel. Riggen er en prototyp konstruert av Mine Construction AB i Sverige. Riggen består av en chassis type MC 80B/600, Alimak BAL31 bom med mater MKA 336 og verktøyveksler

med boltemaskin og boremaskin Tamroch E 400-T. Denne maskinen krevde spesialbor, og er siden blitt erstattet med en COP 89 bormaskin for å kunne nytte standard bor i borserie II. Over førerplassen er montert beskyttelsestak.

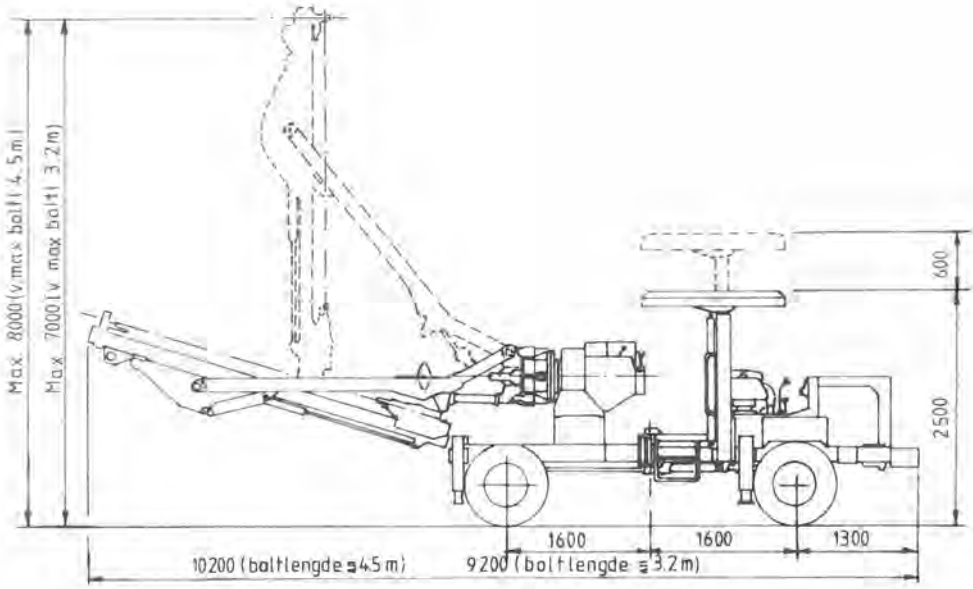


Fig. 1.1 Automatisk bolterigg MC 80/L 831

VIRKEMÅTE

Påhugg og boring utføres fra overbygget førerplass. Materen er utstyrt med automatikk for fram- og tilbakegående bevegelse og for avstengning av vann og luft til boremaskinen etter avsluttet boring. Etter boring kjøres bormaskinen tilbake og settes i hvilestilling. Ladeslangen for injiseringspatronene føres automatisk inn i borhullet, og patronene blir skutt inn ved hjelp av trykkluft. Også dette blir utført fra førerplass.

Bolten med påmontert skive og mutter blir plassert i boltemaskinen manuelt. Deretter blir bolten presset inn i borhullet samtidig som den blir rotert, og tilslutt teites mutteren. Rotasjonshastigheten er 250 omdreininger pr. minutt, strekkraften i bolten er ca. 3 tonn.

Riggen blir operert av 2 mann.

ERFARINGER

I den tunnelen vi har hatt riggen i drift, har det vært nyttet 2,4 m lange kamstålbolter med diameter 20 mm. I endel tilfeller kan det være ønskelig med lengre bolter. Denne riggen gir ikke muligheter for det, men den kan bygges for boltlengder mellom 3,2 m og 4,5 m. Oppspenningskivene er sfæriske med diameter 150 mm og tykkelse 6 mm. P.g.a. at skivene skal gå gjennom en åpning i verktøyveksleren på enden av materen, kan det ikke nyttes større skiver. Dersom det er aktuelt å bruke større skiver eller trekantplater, må disse monteres på boltene manuelt etter at bolten er plassert i borhullet. Eventuelt bruk av fjellband må monteres på bolten på samme måten. I den tunnelen riggen har vært i bruk, har det vært tilstrekkelig

med standard bolter og skiver. I sprakefjell har vi normalt brukt trekantplater, og det at disse ikke kan premonteres på boltene, kan bety en begrensning i bruken av riggen.

Boltene er endeforankret med 2-komponents polyesterpatroner av merke Celtite. Herdetiden er ca. 2 minutter. Det har vært endel problemer med å skaffe egnede patroner. Endel av patronene tålte ikke påkjenningen ved trykkluftskyting. De har hatt en tendens til å bli for stive i kaldt vær. Det er også ønskelig å redusere herdetiden til under ett minutt for å øke kapasiteten. Av den grunn vil det være ønskelig med oppvarmet magasin for patroner for å holde dem myke og for å redusere herdetiden.

Bolteriggen ble levert med en produksjongaranti for konstruktørens side. Denne går ut på at med en borsynk på 1 m/min. skal maskinen i løpet av et 8 timers skift kunne sette inn 60 stk. 2,4 m lange kamstålbolter i en standard vegtunnel (dvs. ca. 8 m bred, og ca. 5,5 m høy i midten). Dette under forutsetning av minst 6 bolter pr. maskinoppstilling. Av flere grunner er denne kapasiteten ikke oppnådd i den tiden vi har hatt riggen. En del komponenter har vært for svakt kostruert. P. g. a at dette var en prototyp, måtte komponentene konstrueres på nytt og produsere. Det har også tatt tid å fremskaffe endel reservedeler. Dette har resultert i lengre perioder med driftstans, og riggen har delvis blitt brukt til å bore boltehull mens boltene har blitt satt inn manuelt. Riggens stabilitet var i starten ikke god nok pga oljetrykket som presset bommen mot fjellet var for svakt. Når bormaskinen ble kjørt tilbake, kom riggen noen ganger ut av posisjon, noe som resulterte i at patronene ikke traff boltehullet. Det har vist seg at det er ønskelig å få montert en arbeidsplattform på riggen. Konstruktøren regner med at dette vil la seg gjøre. For å løse dette problemet kjøpte vi inn en mobil inspeksjonplattform som dras med riggen. Dette er imidlertid et tungvint arrangement, og operatørene klatrer heller opp etter bommen ved inspeksjon eller reparasjon. Avgjørende for kapasiteten har også vært avstanden mellom boltene. Før boltearbeidet ble utført, har tunnelen vært ferdig rensket. Partiet som boltes blir angitt ved at renskerne maler merker på fjelloverflaten. Avstanden mellom boltene har variert mye, noe som har resultert i mer flytting enn det som er forutsatt i produksjonsgarantien. For hvert hull som slåes, må riggen mates manuelt med en bolt. Av denne grunn ville det være ønskelig med et automatisk boltemagasin montert på riggen. Dette ville øke kapasiteten da bommen nå må legges ned for isetting av ny bolt.

Det er vanskelig på grunnlag av de erfaringene vi har med bolteriggen til nå, å angi hva vi kan regne som en realistisk langtidskapasitet. Vi regner med at det tar gjennomsnittlig ca. 8 minutter å sette inn en bolt. Dette gir en produksjon på ca. 60 bolter pr. skift i overensstemmelse med produksjonsgarantien, men pga spredt bolting som vi normalt har i tunnelene våre, antar vi at langtidskapasiteten vil ligge på ca, 40 bolter pr. skift. Ved konvensjonell bolting med knematerdrift regner vi med til sammenligning med en gjennomsnittskapasitet på 20-25 bolter pr. skift med samme antall folk når det gjelder spredt bolting.

Vi har liten erfaring med vedvarende systematisk bolting, men vi regner med at det vil være mulig å sette ca. 40 bolter pr. skift med konvensjonelt utstyr.

Uansett omfanget av boltearbeidet representerer en automatisk bolterigg en betydelig kapasitetsøkning.

P.g.a usikkerheten når det gjelder langtidskapasitet er det også vanskelig å angi nøyaktig pris pr. bolt. Riggen har vært for kort tid i full produksjon til at vi har fått nøyaktige oppfølgingstall, men med en kapasitet på 40 bolter pr. skift regner vi med at prisen vil ligge i området 180-200 kr pr. bolt. Til sammenligning ligger prisen pr. bolt montert med konvensjonelt utstyr på 250-270 kr basert på innsetting av 20 bolter pr. skift.

KONKLUSJON

Til tross for de tekniske problemene vi har hatt med bolteriggen i prøveperioder, synes det klart at mekanisert bolting representerer et framskritt i forhold til vanlige boltemetoder. Riggen som vi har hatt til utprøving, er en prototyp, og det var ventet at det ville oppstå endel barnesykdommer med utstyret. Hvorvidt alle problemer nå er løst, er ennå for tidlig å si. Vi har i prøvetiden hatt et godt samarbeid med konstruktøren, men det skal ikke legges skjul på at det fra vår side har vært en viss utålmodighet etter å få utført nødvendige endringer. De siste ombyggingsarbeidene ble utført i midten av oktober.

Mekanisert bolting med automastisk bolterigg representerer en klar kapasitetsøkning i forhold til konvensjonell metode. Også prismessig synes det å være en klar gevinst.

Det kan imidlertid settes et lite spørsmåltegn ved kvaliteten på denne boltemetoden. Boltene blir bare endeforankret, og langtidseffekten ved denne typen forankring er lite kjent. Sikringsmessig ville det være ønskelig med forankring i hele boltens lengde, spesielt p.g.a at steinnedfall i en tunnel etter at den er åpnet for trafikk kan få tragiske følger. To-komponents polyesterblandinger kan fås med herdetid fra flere timer og ned til under et minutt. En løsning kan da tenkes å være at det blir brukt en hurtigvirkende blanding i bunnen av borhullet og en langsomt herdende type i resten av hullet.

For folkene som arbeider med bolting, representerer en overbygget automatisk bolterigg en klar sikkerhetsmessig forbedring. På en konvensjonelt oppbygget plattform representerer nedfall av stein en stor fare for arbeidsfolkene. Det er ofte bare årvåkenhet som hindrer at det skjer ulykker. Arbeidet med knematerne er tungt, og boring og innsetting av bolter medfører en uheldig arbeidsstilling hvor alt foregår over hodet på folkene. Boltingen utføres ofte i sammenheng med renskingsarbeidet, og dette resulterer i at det kan ligge mye løs stein oppå plattformen. Dette representerer en stor fare for snubling og fall. Disse risikomomentene er i stor grad eliminert ved den nye boltemetoden. Under bolting med riggen har det forekommet steinnedfall ved ansetting av boret til tross for at taket var kilrensket, men dette har ikke forårsaket skade på hverken folk eller utstyr.

Ved automatisk bolterigg savnes imidlertid den nære kontakt som arbeidsfolkene tradisjonelt har med fjellet, og dette kan resultere i feil retning på de innsatte boltene. Problemet kan reduseres med å montere hydraulisk arbeidskorg på riggen med mulighet for fjernstyring fra korgen.

Prøveperioden har bevist oss om at automatiske bolterigger som system betraktet er framtidens boltemetode i tunneler. Men det kan vel reises tvil om utstyret ennå er fullt utviklet.

SPLITTRØRBOLTING

SPLIT-SET BOLTING

Dr. ing. Arne Myrvang, Institutt for gruvedrift, 7034 Trondheim-NTH.

SAMMENDRAG

Splittrørbolting eller friksjonsbolting har i de siste år fått en betydelig utbredelse i gruveindustrien i USA. Bolten består av et rør som er splittet opp i hele rørets lengde. Røret slås inn i et borhull med noe mindre diameter enn bolten. Dette skaper radielle og aksielle trykkrefter som stabiliserer berget. Forskjellige forhold i forbindelse med boltingen omtales kort.

SUMMARY

The split-set system of ground support or friction rock stabilizer has been used in an increasing quantity in the U. S. mining industry during the last years. The split-set is essantially a split pipe which is forced into a borehole which is slightly smaller in diameter than the bolt. This creates axial and radial prestress of the surrounding rock which stabilize the rock. Different factors relevant to the bolting system are discussed.

GENERELT

Splittrørbolting eller friksjonsbolting (split-set bolting) er en boltemetode som i de siste år har fått en betydelig utbredelse i gruveindustrien i USA. Dette gjelder særlig urangruvene hvor en ofte har meget vanskelige forhold.

Metoden er oppfunnet og patentert av professor James I. Scott, University og Missouri-Rolla, og utviklingen har foregått i samarbeid med Ingersoll-Rand Co.

I Norge er metoden foreløpig bare brukt i meget begrenset omfang i forbindelse med forsøk. BVLI-Bergforskningen har fått endel bolter som for tiden brukes i et forsøksopplegg ved Mofjellet Gruve, Mo i Rana, og ved Store Norske Spitsbergen Kulkompanis Gruve 3, Longyearbyen.

PRINSIPP OG BRUK

Splittrørbolten består av et stålrør som er splittet opp med en ca. 12 mm splitt eller sliss i hele rørets lengde (Fig. 2.1). I den øvre enden er røret konisk, mens det i nedre ende er påsveist en ring som holder underlagsplaten på plass. Røret har i standardutførelse en diameter på 1 1/2" (38 mm) og er laget av et høydeformerbart stål med flytegrense ca. 4900 kp/cm^2. Veggtykkelsen er ca. 2,5 mm, og bolten leveres normalt i lengdene 4, 5 og 6 ft (1,2 1,5 og 1,8 m).

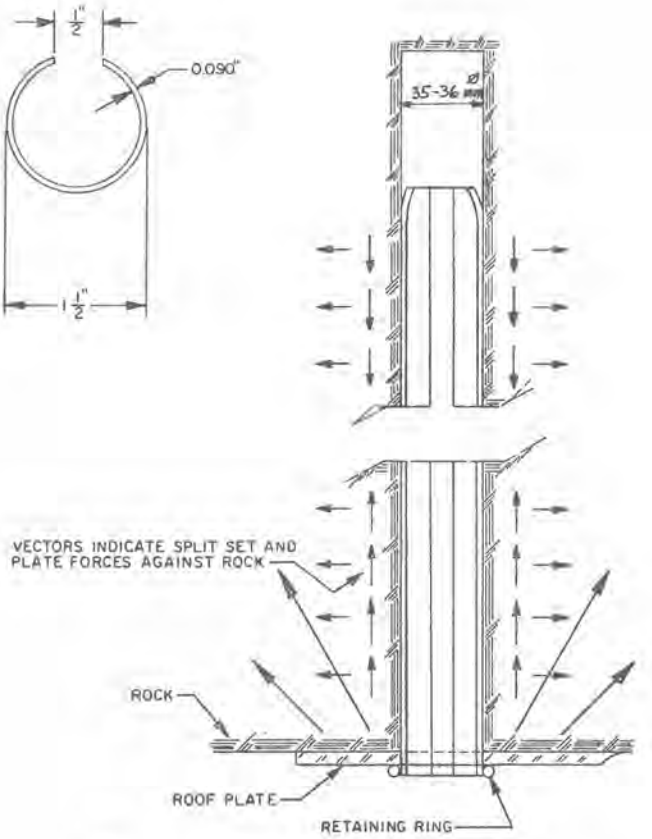


Fig. 2.1 Splittrørbolten og dens virkemåte

En underlagsplate tres innpå bolten, og den stukes eller slås inn i et borhull som har noe mindre diameter enn bolten. På grunn av friksjonen mellom berg og bolt fås en aksiell forspenning av bolten, samtidig som det også oppstår radielle trykkrefter. (Fig. 2.1).

Nødvendige borhullsdiameter vil være noe avhengig av bergarten, men vil normalt ligge 35–36 mm. Avhengig av borhullsveggenes (og boltenes) ruhet, diameter, hullets rakhet oppnås en forankringsmotstand som ligger i området 0,75-1,5 tonn pr. fot boltelengde. Ved forsøkene i Mofjellet er det brukt 6 ft's bolter og 36 mm's hull. Bergarten er glimmergneis. Trekking av boltene ga verdier på mellom 4,5 og 7 tonn med middel 5,9 tonn, dvs. i størrelsesorden 1 tonn pr. fot.

For oppsetting av splittbolter kan en hvilken som helst hammerbormaskin brukes. I Mofjellet ble det brukt en vanlig knematermaskin (BBC 16) mens det i Gruve 3, Longyearbyen, ble brukt en Secoma bolterigg med hydraulisk maskin. For innslåing brukes et spesielt adapter slik at kun slaget overføres til boltene (Fig. 2.2).

I Mofjellet ble endel av hullene stående åpne i 2 dager etter boring. Da fikk en noen problemer med å få inn boltene. Dette skyldes antakelig at hullene allerede var deformert av bergtrykket.

Generelt vil forankringsmotstanden øke med tiden bl. a. på grunn av deformasjon av hullet og "groing" mellom berg og stål. I Mofjellet ble en bolt trukket med 3 dagers mellomrom, og forankringsmostanden hadde da økt fra 5 til 6 tonn.

Det som imidlertid gjør metoden særlig interessant, er dens evne til å absorbere betydelige bevegelser i berget uten å miste "bæreevnen". Dette skyldes selvfølgelig at bæreevnen bygger på friksjon og radielt trykk over hele lengden av bolten. Hvis deformasjonen blir så stor at forankringsmotstanden overskrides, skjer det en liten bevegelse mellom berg og bolt. Deretter vil den sette seg igjen med samme bæreevne som før. Konvensjonelle ekspansjonsbolter vil i tilsvarende situasjoner ofte gå i brudd. Erfaringsmessig skjer de største deformasjonene i løpet av relativt kort tid etter at bergrommet er åpnet. Splittrørboltens evne til først å gi seg for deretter å øke forankringsmotstanden skulle i hvert fall teoretisk være ideell. Rørboltene kan også tåle betydelig større skjærbevegelser enn en konvensjonell bolt. Fordi bolten er et rør, kan den lokalt klemmes flat uten å ryke ved bevegelser som ville ha forårsaket skjærbrudd i en kompakt bolt. (Fig. 2.3).

Kostnadsmessig vil splittrørboltene være noe dyrere enn ekspansjonsbolter, men normalt billigere en limte bolter.

Fig. 2.2 Boradapter for innsetting av splittrørbolter

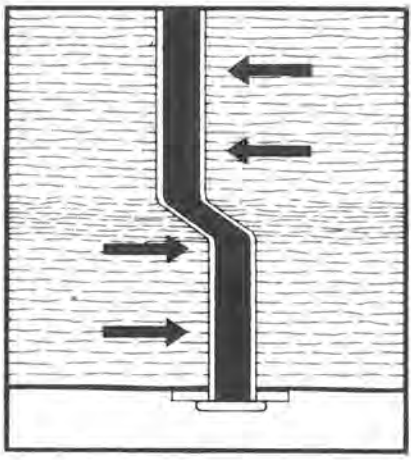


Fig. 2.3 Bevegelser i berget kan deformere bolten uten den ryker

KONKLUSJON

Splittrørboltene er en interessant nyskapning som kan være et alternativ til konvensjonell bolting av forskjellige typer. De forsøk som drives i Mofjellet og Longyearbyen, kan muligens gi sikrere svar på om dette har noe for seg under norske forhold. Resultatene fra disse forsøkene vil foreligge i løpet av 1980.

REFERANSER:

Scott, J.I.: Friction Rock Stabilizers: How and why they work. Proc. 18th Symp. on Rock Mechanics, Reno, Nev. 1978.

Bronder, S. D.: Personlige meddelser, sept./okt. 1979.

DISKUSSIONSINLÄGG TILL FJELLSPRÄNGNINGSKONFERENSEN 1979 - 11 - 08 i OSLO

Ludvig, Bengt, forskningsingenjör, Avd för Bergmekanik, Högskolan i Luleå

SAMMANDRAG

I diskusionsinlägget redogörs för de tester som utförts i skjuvbox på rörbultar av glasfiber och på friktionsbultar av stål. Resultaten jämförs med resultat från liknande prov på andra bergbultar.

Skjuvtester på rörbultar av glasfiber

Vid förstärkning med glasfiberbultar används plastmassa som ingjutningsmedel. Kostnaden för bultningen bestäms av bultens diameter och mellanrummet mellan bulten och borrhåsväggen, som fulls med plastmassa.

Med de maskiner som a. vänds i gruvor och anläggen idag är det svårt att borra hål mindre än 33 mm diameter. Vid bultning med 20 mm glasfiberbultar fås ett alltför stort mellanrum mellan bulten och hålväggen. Det optimale mellanrummet är 4 - 8 mm. 13 mm mellanrum gör att plastmassan blandas dåligt och kostnaden för plastmassan blandas dåligt och kostnaden för plastmassan blir för stor.

Vid diskussioner mellan LKAB, ASEA Isolation och Bergmekanikavdelingen vid Högskolan i Luleå, kom förslaget att tillverka en "rörbult". Två krav ställdes på rörbulten. Bulten skall ha en yttre diameter på 26 mm och tvärsnittsarean hos rörbulten skall vara samma som hos en 20 mm massiv bult.

ASEA Isolation tillverkade en rörbult med 26 mm yttre diameter och en inre diameter av 16 mm. Rörbulten har en tvärsnittsarea på 328 mm^2. Rörbulten är tillverkad och uppbyggd på samma sätt som den massiva glasfiberbulten. Dette gör att den rena draghållfastheten är samma som hos den massiva bulten. Dragbrottspänningen är cirka 500 N/mm^2, vilket ger en brottlast på cirka 190 kN.

För att bestämma hållfastheten vid rent skjuvbrott och vid kombinrat skjuv- och dragbrott har vi testat fyra stycken rörbultar i skjuvboxen på Högskolan i Luleå.

Rörbultarna gjöts in med plastmassa i 30 mm hål i betongblock. Den skjuvade ytan var 0,15 m^2 (32 x 48 cm) och var slät. Eftersom ytan var slät dilaterade inte blocken vid skjuvningen. Två bultar sattes i 45° lutning mot den skjuvade ytan och två bultar sattes vinkelrät mot ytan (se Fig 1).

Vid skjuvning av rörbulten trycks först bulten samman och därefter skjuvas den av. Detta gör att rörbulten tål cirka 15 mm skjuvrörelse längs en spricka tvärs bulten innan den skjuvas av (se Fig 2).

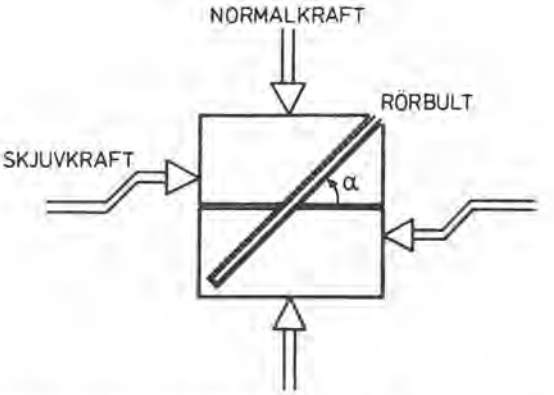


Fig. 1. Rörbulten gjøts in i 30 mm hål med 90° och 45° vinkel mot skjuvytan.

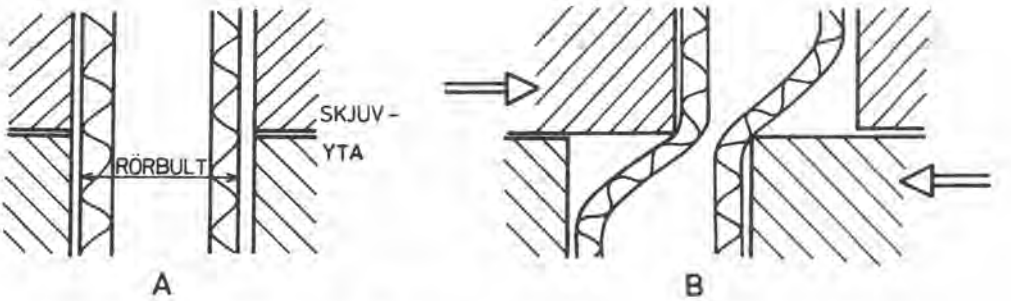


Fig. 2. A) Rörbulten innan skjuvning.
B) Rörbulten efter cirka 15 mm skjuvning

I figur 3 visas skjuvkraften som funktion av skjuvrörelsen vid tester av fyra rörbultar.Bult 1 skjuvades vid 0.24 MPa normalspänning och bultarna 2, 3 och 4 skuvades vid 1.62 MPa normalspänning.

Bultens lastupptagningsförmåga vid skjuvning är skillnaden mellan den maximala skjuvkraften (τ_{max}) och den residuala skjuvkraften (τ_{res}). Den residuala skjuvkraften motsvarar ytans friktion vid den aktuella normalspäenningen. Ur diagrammet får att skjuvmotståndet är 72, 71, 67 och kN för bultarna 1,2,3 och 4. Skillnaden i skjuvhållsfasthet mellan bultarna är alltså relativt liten. Bult 1 och 2, som skär fogytan i 45°, har dock något högre lastupptagande förmåga. Detta antas bero på att glasfiberbultarna tål högre drag än skjuvspänningar.

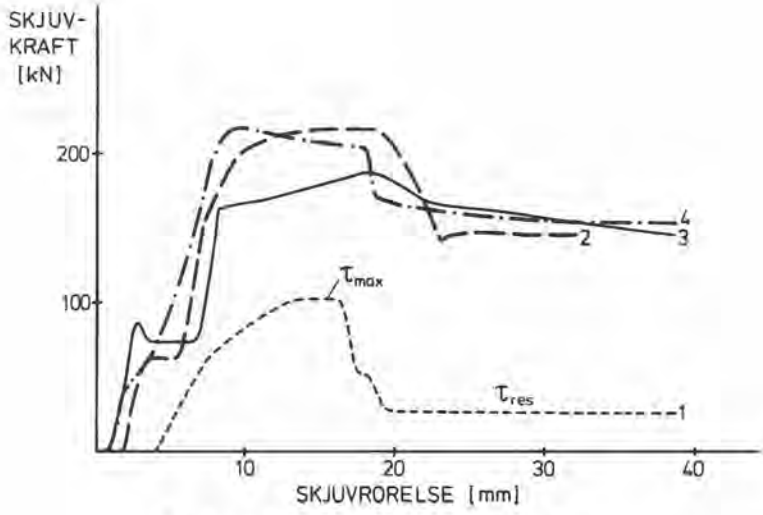


Fig. 3. Skjuvprov på rörbultar av glasfiber.
Rörbult 1, Normalkraft 37 kN, $\alpha = 45^\circ$
» 2, » 240 kN, $\alpha = 45^\circ$
» 3 » 243 kN, $\alpha = 90^\circ$
» 4 » 243 kN, $\alpha = 90^\circ$

Skjuvtesterna visade att rörbulten tål större deformationer innan brott än massiva glasfiberbulten. Rörbultarna kunde skjuvas mellan 5.4 och 11.2 mm då lasten var mer än 90% av skjuvbrottspäenningen (se Fig 3). Vid skjuvtester på massiva 20 och 22 mm glasfiberbultar i 60° och 75° lutning kunde bultarna skjuvas mellan 1.2 och 2.7 mm rörelse vid samma last (se [6]).

I figur 4 har jag sammanställt resultaten från skjuvtester av en stålbult, en rörbult av glasfiber och en massiv glasfiberbult (se [1] och [6]). Ytornas skjuvmotstånd för olika normalspänningarna som bultarna skjuvats under än det residualmotstånd som ställer in sig efter att bultarna gått av, skillnaden mellan τ_{max} och τ_{res} (se Fig 3). Residualmotståndet för fogytan med stålbulten är cirka 70 kN.

I figur 4 visas hur de massiva glasfiberbultarna går av efter cirka 13 mm skjuvrörelse. Rörbulten tål cirka 19 mm och stålbulten tål cirka 26 mm skjuvrörelse. Rörbulten är alltså den av glasfiberbultarna som bäst liknar stålbulten ur hållfasthetssynspunkt. Genom att rörbulten tål relativt stora skjuvrörelser innan brott kan rörelser ske i bergmassan utan att bulten går av.

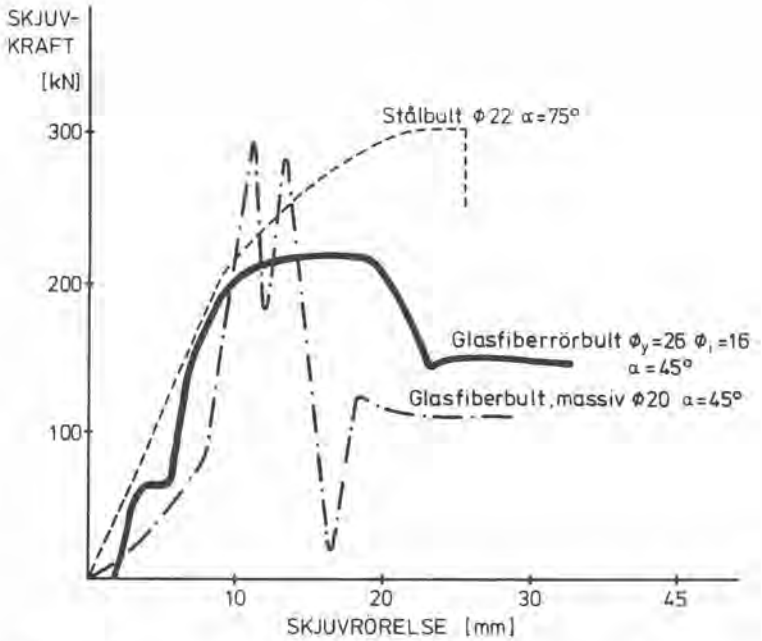


Fig. 4. Sammanställning av skjuvtester på olika typer av bergbultar.

Skjuvtester på friktionsbultar

På Avdelningen för Bergmekanik vid Högskolan i Luleå, har vi utfört två inledande skjuvtester på friktionsbultar så kallade "split sets".

Bultarna tillverkades av svetsade precisionsrör, typ DIN 2394. Rören ytterdiameter är 30 mm och innerdiametern är 25 mm. De slogs in med slägga i 28 mm hål, som borrats med slagborrmaskin, i betongblock. En bult monterades vinkelrät mot fogytan (bult I) och en monterades i 75° vinkel mot figytan (bult II). Den skjuvade ytan var 0.15 m^2 (32 x 48 cm) och normalspänningen var 0.64 MPa vid bägge skjuvförsöken. I figur 5 visas resultaten av skjuvförsöken. Bultarna skjuvades inte till brott, på grund av att den maximala slaglängden på skjuvcylinderna bara är 100 mm. Fogytornas friktionsvinkel var ungefär 23°. Vid en normalspänning på 0.64 MPa blir fogfriktionen cirka 40 kN.

Vid skjuvningen av friktionsbult I, $\alpha = 90°$ avbröts provningen efter 58 mm skjuvning för observation av bulten. Eftersom blocken satt tätt ihop, och bulten var hel fortsatte vi försöket. När försöket avbröts efter sammanlagt 87 mm skjuvrörelse var bultens skjuvmotstånd ungefär 80 kN. Vid demontering av blocken ur skjuvboxen satt blocken fortfarande tätt ihop.

Bult II skjuvades i 88 mm. Då försöket avbröts var bultens skjuvmotstånd cirka 80 kN.

Försöken visade att friktionsbulten tål stora skjuvrörelser utan att dess lastupptagningsförmåga minskar. I figur 5 visas också hur stort skjuvmotstånd en massiv, 16 mm, stålbult ger som är monterad i 45° vinkel mot fogytan. Den massiva stålbulten klarade cirka 160 kN innan den skjuvades av, efter drygt 14 mm skjuvning. Observera att den massiva stålbultens tvärsnittsarea är 201 mm^2 och friktionsbultens tvärsnittsarea är 175 mm^2. Jämförelsen visar att den massiva bulten ger störst skjuvmotstånd och att friktionsbulten tål störst skjuvrörelser.

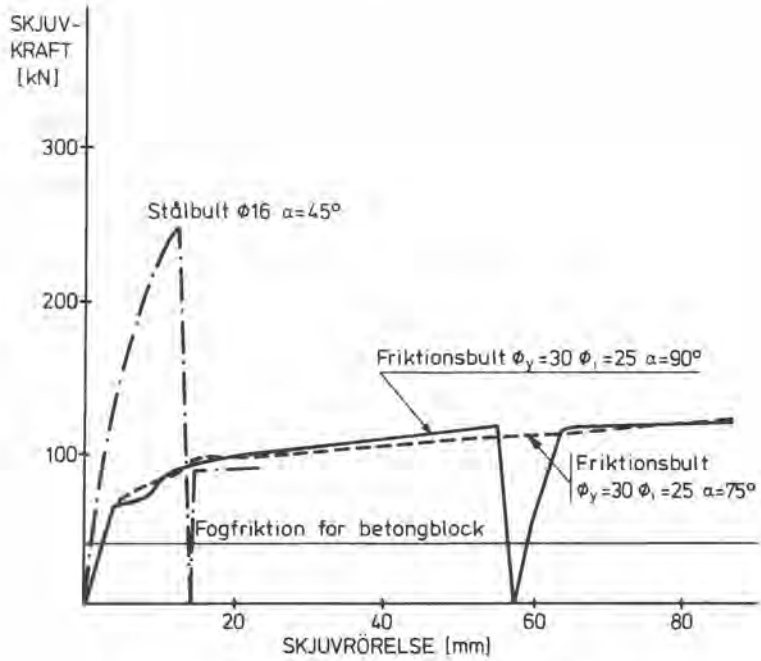


Fig. 5. Skjuvtester på friktionsbultar.

Referenser

[1] **Bjurström, Sten.** Bergbultförband i sprucket berg. Fortifikationsförvaltningen Forskningsbyrån Rapport nr 121:3, Stockholm 1973.

[2] **Dunham, R.K.** Field Testing of Resin Anchored Rock Bolts. Colliery Guardian, May 1974.

[3] **Haas, C.J.** et al. An investigation of the interaction of rock and types of rock bolts for selected loading conditions. Rock Mechanics and Explosives Research Center, University of Missouri - Rolla, March 1975.

[4] **ISRM Committee on field tests.** Document No 2, 1974. Suggested methods for rockbolt testing.

MEKANISERT FJELLRENSK UNDER JORD

Mechanical Scaling Underground

Bergingeniør Tore M. Larsen, Institutt for fjellsprengningsteknikk, Oslo.

SAMMENDRAG

Mekanisk rensk foregår med rivtann, pigg eller hydraulisk slaghammer montert på en gravemaskin. En slik rigg rensker langt bedre enn det man kan oppnå manuelt. Kapasiteten er også vesentlig bedre. Det stilles store krav til utstyrets holdbarhet. Mekanisk rensk er mest benyttet i gruver. Ved tunnelanlegg med bare en stuff kan mekanisk rensking muligens gripe forstyrrende inn i driftsrytmen.

SUMMARY

Mechanical scaling are done with a ripping tool or hydraulic impactor, mounted on an excavator. With such a jumbo, the scaling works are much better performed than what is possible by manual force. The capasity is also considerably improved. The success of the method highly depends on the durability of the equipment. Mechanical scaling are more extended in mines than in underground construction works. In one-headed tunnel-works, mechanical scaling may sometimes disturbe the working-cycle.

GENERELT

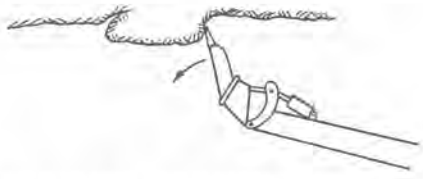
En stadig høyere grad av mekanisering er hva vi har opplevet de siste tiårene. Idag er det forholdsvis få arbeidsoperasjoner som er basert på muskelkraft. På området fjellrensk under jord, har imidlertid mekaniseringen vunnet dårlig frem. Rensking er som kjent, både et tungt og tidkrevende arbeid. Dessuten er det dessverre ikke helt farefritt, noe vi stadig blir minnet om ved små og store ulykker.

På 50-tallet foregikk det en form for mekanisk rensk i enkelte tunneler. Det var før hjullasteren overtok salvelastingen fra gravemaskinen. Dengang var det ikke uvanlig at man foretok en grovrensk med lasteskuffen der man kom til, Særlig på stuffen. Med hjullasterens inntreden ble dette vanskeligere, og man var tilbake til den situasjon at all rensk måtte utføres manuelt med spett. En av følgene av denne prosessen, var at antall ulykker under rensking synest å øke. Ved enkelte svenske gruver kunne man således konstatere en fordobling av antall ulykker ved denne arbeidsoperasjon.

UTVIKLING AV RENSKERIGGER

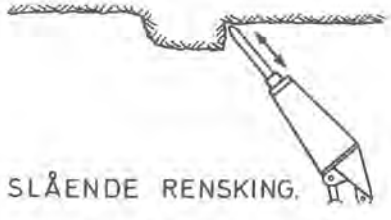
Forskjellige forsøk på mekanisering av renskearbeidet har pågått i lengre tid, og en videre

utviklingen synes nå å tvinge seg frem både av miljømessige og økonomiske årsaker. Prinsipper for mekanisk rensk er vist på fig. 3.1.



BRYTENDE RENSKING. PRINSIPPSKISSE

RIVENDE RENSKING. PRINSIPPSKISSE



SLÅENDE RENSKING. PRINSIPP

Fig. 3.1 Mekanisert fjellrensk

SPETTHAMMERE

Trykkluftdrevne og håndholdte pigg-maskiner, kil-maskiner og sogar spesielle trykkluftdrevne renskespett ble tidlig prøvet, men deres suksess var noe betinget. Riktignok fikk man i mange tilfeller en like god, og ofte bedre, rensk enn den man klarte med håndspett, men maskinene var tunge og gjerne ubekvemme å holde. Bruken ble derfor i stor grad redusert til spesielle renskearbeider og til sluttrensk.

Franske rigger

Egne rigger for rensking ble dog utviklet allerede på begynnelsen av 60-tallet. Pionerarbeidet ble utført i Frankrike i en gammel jernmalmgruve i Lorraine. (Fig. 3.2).

Det var allerede høstet erfaringer med gravemaskinrensk, og det var derfor naturlig å fortsette på dette sporet. De første renskerigger var derfor ombygde beltegående gravemaskiner,

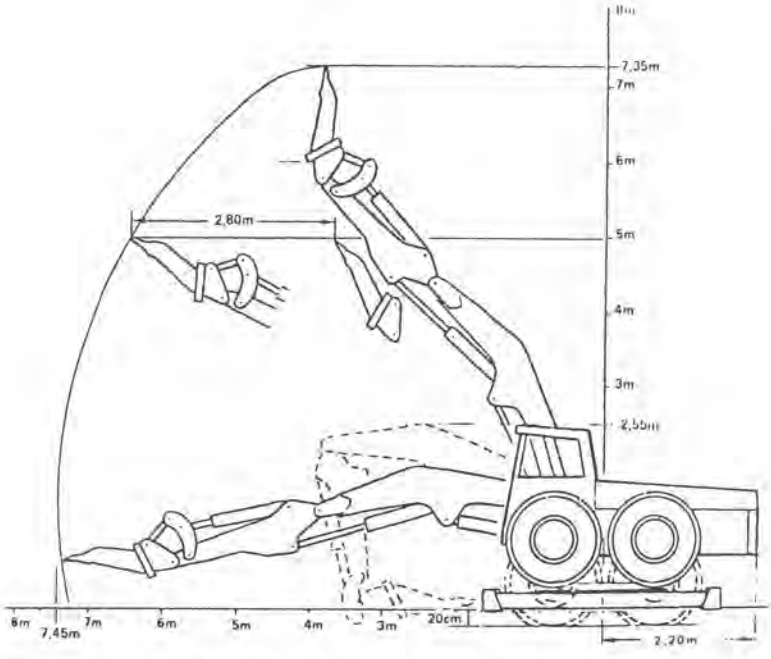


Fig. 3.2 Fransk pingon-rigg med bryte-pigg.

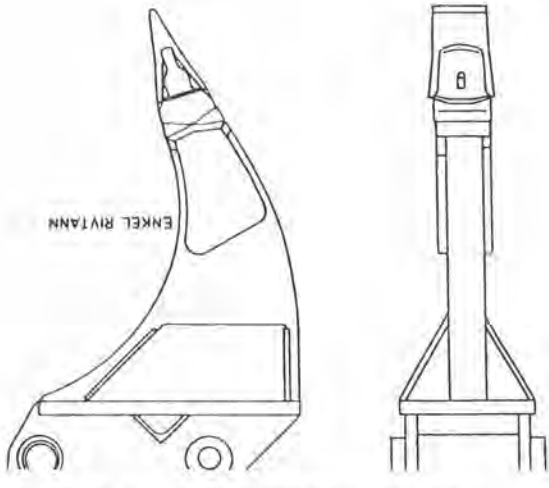


Fig. 3.3 Renskeverktøy enkel rivtann

og renskeverktøyet var en spiss som ble brukt til å bryte ned de løse blokkene. (Fig. 3.3 og 3.4).

Denne metoden viste seg velegnet i denne lagdelte flattliggende bergarten. Kravene til mobilitet og fleksibilitet gjorde at beltene ble erstattet med gummihjul.

Det er ikke så enkelt å konstruere en maskin som skal kunne bryte på fjellvegger og i

taket fra alle tenkelige angrepspunkter i alle vinkler og samtidig være robust. Det har derfor vært ønskelig med en konstruksjon som arbeider godt, men har forholdsvis få ledd. På de tidlige renskeriggene var selve gravemaskinarmen uforandret, men efterhvert kom man på å snu det første leddet, stikka, slik at det pekte oppover. Det viste seg at mesteparten av arbeidet, særlig i høyden, da lettere ble utført. Denne idéen er også benyttet på de siste renskeriggene som er bygget i Norge.

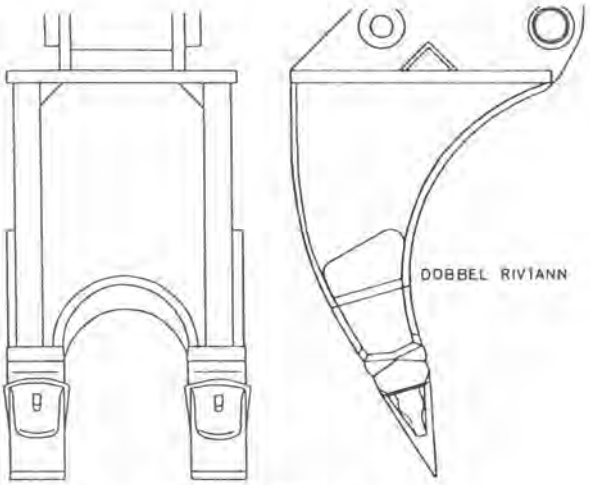


Fig. 3.4 Dobbel rivtann

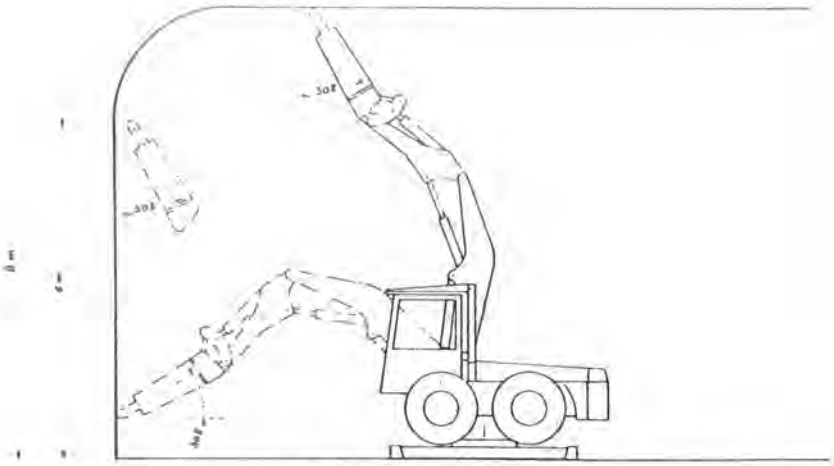


Fig. 3.5 Pignonrigg med slaghammer

På de første franske renskeriggene forsøkte man å erstatte rivtannen eller piggen med en hydraulisk slaghammer. (Fig. 3.5) Det viste seg imidlertid at dette ikke passet for disse forholdsvis bløte bergartene, da piggen lett kunne bore seg inn i fjellet uten å renske ned stein.

Utviklingen har siden gått videre i samme spor, og de fleste rigger, både i Frankrike og ellers i Mellomeuropa, er utstyrt med pigger og rivtenner i forskjellige utførelser.

Mekanisert fjellrensk begynner efterhvert å vinne innpass i disse landene, Særlig i gruvene, og idag går det f.eks. mer enn 50 rigger bare av merket Pignon i Frankrike. Helt fra starten på 60-tallet og frem til idag har man kunnet konstatere at den mekaniske rensken medfører:

1) Nedgang i antall ulykker.
2) Øking av produktivitet.

Svenske rigger

I Sverige nedsatte "Svenske Gruvföreningen" i 1973 en komité for mekanisk rensk, og senere samme år satte man i drift en rigg i Malmberget. Dette agregatet besto av to borbommer montert på en lastedumper. Den ene bommen har en arbeidsplattform, mens den andre har en mater med et trykkluftspett. Denne riggen hadde en kapasitet som ble rapportert å tilsvare 7 mann med manuell rensking. (Fig. 3.6).

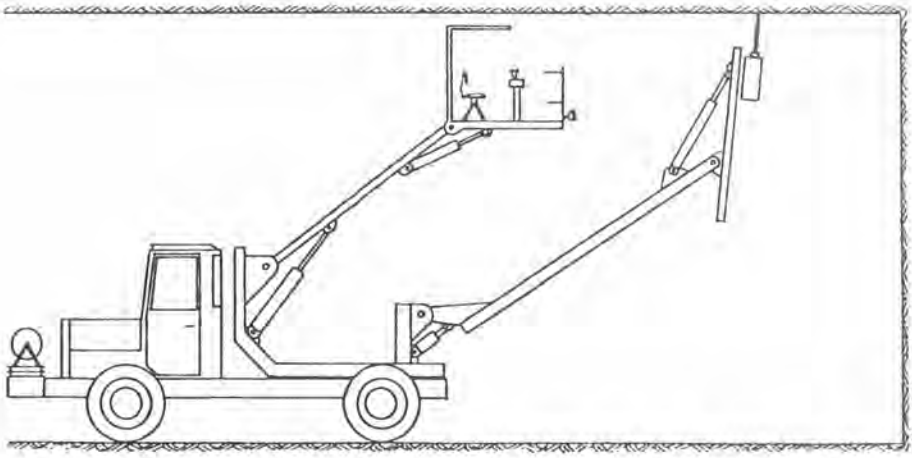


Fig. 3.6 Svensk renskerigg med trykkluftspett

Norsk rigg

I 1973 satte også Norcem inn en mekanisk renskerigg i Dalen gruver. Riggen ble omtalt på Fjellsprengningskonferansen samme år, og erfaringene var gode.

Finske rigger

I Finnland utviklet Tampella en rigg som ble brukt i finske gruver, og en type ble også forsøkt ved Hydro's kalksteinsgruve Kjørholt i Norge. Disse riggene viste seg å være underdimensjonerte, og ble snart trukket tilbake for å bygges om.

Ritsem kraftverk, Sverige

Ved Ritsem kraftverk i Sverige ble forskjellige typer mekanisert fjellrensk prøvet i en 16 km lang tunnel med tverrsnitt 115 m^2 over en 9-måneders periode i 1975 og 1976. Til å begynne med forsøkte man en rigg med trykkluftspett montert på en borbom. Det viste seg imidlertid at rekkevidden var for kort, og riggen ble sendt til Laisvallgruvan, men der passet ikke slående spett for bergarten. Derimot hadde man ved Ritsem gode erfaringer med en tysk Liebherr renskerigg utstyrt med rivtann, (Fig. 3.7). Medregnet kortere boltertid kunne man redusere tiden for en salvesyklus med ca 1/2 time.

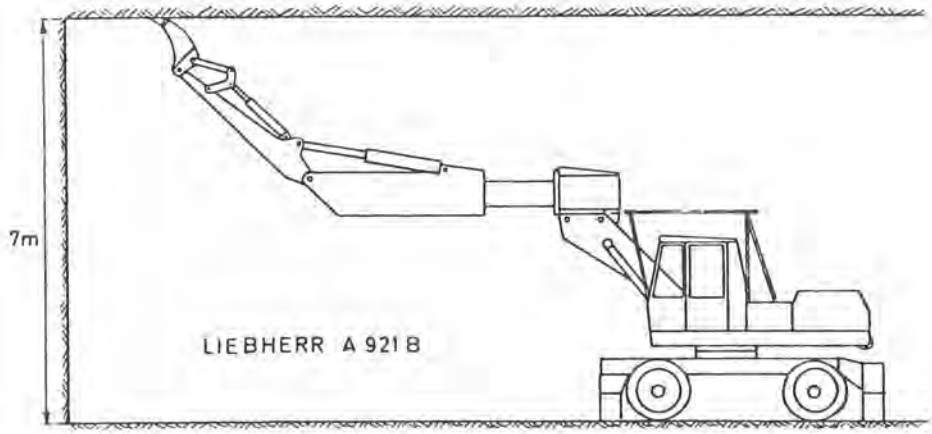


Fig. 3.7 Liebherr A921 B

Svenske gruver

Den rivende, brytende form for meknisk rensk ser ut til å vinne terreng i Sverige. Franske Pignon-maskiner har vært prøvet i Malmberget, Laisvall og Stora Kopparberg. Disse maskinene går i tverrsnitt ned til 16 m^2.

Norsk spesialrigg

En rigg som skulle være spesiallaget for rensking ble i 1978 og 1979 konstruert av siv. ing. Kjell Karlsen ved Institutt for Fjellsprengningsteknikk. Denne maskinen har ikke kommet lenger enn til tegnebrettet og er ikke bygget.

NORSKE ERFARINGER

A) Dalen

Riggen

Som tidliger nevnt, satte Norcem i juli 1973 inn en mekanisk renskerigg i Dalen gruve. Denne riggen er prinsipielt nokså lik de rigger som senere er blitt bygget her i landet, og som også ser ut til å bli utviklingstendensen en stund fremover. Maskinen består av en gravemaskin Atlas 1602 med en hydraulisk slaghammer Montabert 501. Riggen har nu gått over 12.000 timer og er fortsatt i drift, (Fig. 3.8 og Fig. 3.9).

Fjellet

Bergarten er en lagdelt kalkstein med fall på ca 13°, dvs. temmelig flattliggende. Riggen brukes til rensk av stuff og vegger. Da armens fremste ledd, stikka, peker nedover, er det vanskelig å renske taket. Dette blir derfor vanligvis gjort manuelt, men dersom taket er dårlig, brukes riggen.

Renskearbeidet

Tunneltverrsnittet er 14 m bredde og 7 m høyde (ca 100 m^2). Efter salveskyting og utlasting kjøres riggen inn på stuffen for rensking. Veggene renskes med overlapping 1 - 2 salver bakover. På stuffen starter man renskingen nedenfra, da det kommer ned så mye stein at man ellers ikke vil komme til senere.

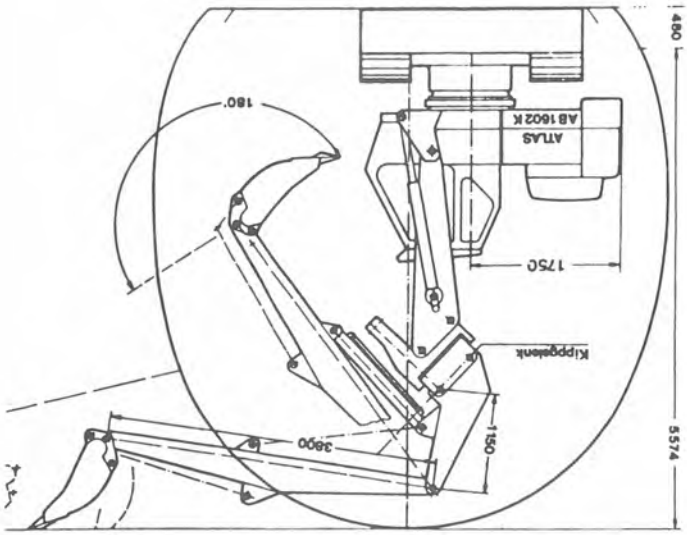


Fig. 3.8 Atlas-rigg med rivtann

Fig. 3.9 Atlas-riggen på Dalen

Effekt

De fleste løse blokker renskes ned på 30 - 45 minutter, men for å oppnå ønsket sikkerhet, blir også mindre stein meislet ned, slik at den totale rensketid for en salve blir 1 1/2 - 2 timer. Det er da rensket ned 100 - 150 tonn, hvilket tilsvarer vel 10% av produskjonen. Inndriften på stuffen øker mer enn 10 cm p. g. a. renskingen. Dersom man også benytter riggen til takrensk, vil det medgå ytterligere 2 1/2 time. Effekten vil selvfølgelig variere, men grovt regnet kan man antyde ca 100 m^2/time for stuff og vegger, og ca 40 m^2/time for taket. Kapasiteten for manuell rensk er ca sjetteparten pr. mann og time.

Supplerende lasting

Efter at rensken er avsluttet, må det lastes pånytt før boring kan starte. Det drives på en rekke stuffer samtidig, slik at det sjelden vil oppstå kollisjoner mellom boring, lading, lasting og rensking.

Efterrensk

Efterrensken ligger ca 60 - 100 m bak stuff. Den tas manuelt, unntatt steder der det er særlig tungrensket - der setter man inn renskeriggen. Permanente orter tas alltid med manuell rensk for kontroll.

Dersom det er dårlig fjell, særlig med langsgående slepper, kan det lett bli rensket ned svært mye overfjell med maskinell rensk. Man er derfor litt forsiktig med å sette på riggen i slike tilfeller. Det er f.eks. uheldig å redusere pillarene for mye ved rensking.

Det er lite bolting i gruven, noe som delvis skyldes at riggen tar ned en rekke blokker som man ellers hadde måttet bolte.

Ved maskinell rensk tar man ned 3 - 4 ganger så mye stein som ved manuell rensk.

Vedlikehold

Vedlikeholdskostnadene på riggen har vært relativt høye. Gravemaskinenheten var kun en maskin i standard utførelse, og den var derfor ikke konstruert for de kraftige vibrasjoner og støt som oppstår ved denne type arbeid. Særlig har forskjellige deler av armen og rammen vært hardt utsatt, og man har efter flere brekkasjer måttet utføre omfattende forsterkningsarbeider.Erfaringene har dog vært nyttige for såvel Norcem som maskinleverandøren. Idag vil en ny Atlas 1602 bli levert i en langt sterkere utførelse, med bl.a. dobbelt så tykke plater i bommene, som den maskinen som ble levert for vel 6 år siden. Også på andre måter, som i selve oppbyggingen av riggen, vil man utnytte de erfaringer man har høstet.

Selve den hydrauliske slaghammer har man derimot ikke hatt særlige problemer med. Den er jo også konstruert for et lignende arbeid som det den utfører. Vanlig vedlikehold har naturligvis vært nødvendig, og man har også skiftet enkelte slitedeler. Piggen er totalt 1,3 m lang når man regner med den delen som sitter inne i maskinen, og diameteren er 4".

Miljø

De miljømessige fordelene ved den mekaniske rensken blir sterkt understreket av NORCEM's folk ved Dalen. Foruten at rensken blir utført langt bedre enn det man kan oppnå manuelt, er selve renskearbeidet blitt en sikrere arbeidsoperasjon. Opprinnelig var riggen utstyrt med fjernstyring for å skåne operatøren for vibrasjoner, men denne ble lite benyttet, og ble snart demontert. Riktignok er det visse ulemper med rystelser når man sitter i maskinen, men man har en langt bedre følelse med renskingen. Det utvikles en del kalkstøv fra meislingen, men man har valgt å ikke montere noen form for vannspyling.

Det blir hevdet at både investeringen i riggen og vedlikeholdskostnadene fullt ut kan for-

svares, og fordelene ved den mekaniske rensken kan summeres opp slik:
- Større sikkerhet mot nedfall av stein.
- Bedre arbeidsmiljø ved renskeprosessen.
- Større renskekapasitet og kortere rensketid.
- Mekanisk rensk står for en merkbar del av gruvens produksjon.

B) Tverrfjellet

Fjellet

I Folldal Verk's gruve på Hjerkinn har man en helt annen type fjell enn den man finner i Dalen gruve.

Malmen er en kvartsholdig svovelkis med impregnasjon av kobberkis, sinkblende og magnetitt. Sideberget er for det meste en amfibolittisk grønnstein med stort sett tett, krystalinsk struktur, men kan også enkelte steder være mer skifrig.

Riggen

Siden juni 1978 har man hatt i drift en mekanisk renskerigg i denne gruve. Riggen består av en modifisert Åkerman H9MB hjulgående gravemaskin med en Montabert 501 hydralisk hammer, (Fig. 3.10).

Fig. 3.10 Mekanisert fjellrensk. Åkerman-riggen på Tverrfjellet.

Det er foretatt flere forandringer på gravemaskin-enheten. Den viktigste er at man har snudd den fremste bommen - stikka - slik at denne svinger oppover. Derved kommer man lettere til for å renske taket (Fig. 3.11). For å bedre operatørens sikt oppover, er den fremste del av taket til førerhytta hevet, slik at også frontruten går høyere opp. Slanger, rør og hydraulsylindere er plassert slik at de er relativt godt beskyttet.

Både malmen og sideberget i gruven inneholder mye kvarts. Det har derfor vært nødvendig å dempe støvet med vannspyling. En magnetventil sørger for at spylingen utløses når hammeren slår.

Slaghammere, erfaringer

Med de erfaringer man hadde på Dalen, mente man at slaghammeren Montabert 501 kanskje var for stor og kraftig, og at det egentlig ville være tilstrekkelig med en mindre hammer. Av denne årsak ble riggen på Tverrfjellet først utstyrt med en Montabert 250. Det viste seg imidlertid at dette hadde visse ulemper.

En del av spylevannet rant tilbake inn i hammeren, og derved ble fett og smøreolje vasket ut. Ved siden av at hammeren muligens ikke var robust nok til slikt arbeid, førte til et omfattende reparasjons- og vedlikeholdsarbeid. Efter bare 750 timer hadde man forbrukt to stk. hammere.

Da ble det skiftet til en Montabert 501. Foruten å være større og mer robust, var denne hammeren utstyrt for undervannsarbeider. Trykkluft sørger for et overtrykk inne i hammeren rundt piggen. Ved at luften går gjennom en smørepotte plassert inne i karosseriet på gravemaskinen, gir dette en oljefilm som smører piggen og holder vannet ute. En ulempe kan det være at riggen må kobles til både vann- og trykkluftnettet i gruva når den skal arbeide.

For at ikke den nye hammeren skulle bli for kraftig, har man satt ned det hydrauliske trykket fra det normale 130 bar til 90 bar. Den nye hammeren har nu gått over 600 timer uten reparasjoner. Piggen på Montabert 250 var 85 mm i diameter og var en del utsatt for

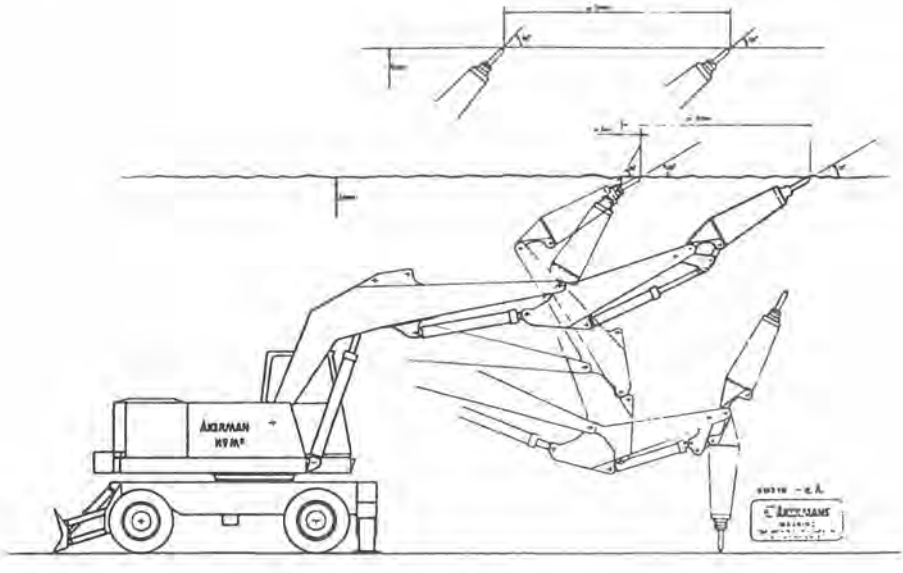


Fig. 3.11 Mekanisert fjellrensk. Åkermann-rigg.

brekkasje slik at den måtte skiftes flere ganger. På den nye Montabert 501 er piggen 130 mm i diameter og 1 m lang. Den har ikke brukket, men skal nu skiftes til en lengre pigg - 1,3 m - for å nå lettere til ved rensk av vegger, da selve hammeren bygger en del.

Renskearbeider, effekter

Tunneltverrsnittet i gruven er for det meste 6 m x 6 m. Det skytes 3,2 m lange salver. Riggen rensker hver salve - både tak, vegger og stuff. Det overlappes én salve bakover. Gjennomsnittlig rensketid er 2 timer pr. salve. Det gir en effekt på ca 70 m^2 pr. time, og generelt vil én mann med renskerigg erstatte 7 manntimer med manuell rensk. I tillegg er sikkerheten øket.

Efterrensk

I startfasen ble det foretatt manuell kontroll. Dette viste seg snart overflødig, slik at nu foregår den manuelle kontroll bare i forbindelse med efterrensk. Da merket man på løse partier, og renskeriggen kommer siden og banker dem ned.

Små tverrsnitt

Noen tunneler (eller orter) har en bredde på bare 4,5 - 5 m. P.g.a. den relativt spisse vinkel man da får mellom hammeren og fjellveggen, oppstår det visse problemer med å få til en tilfredstillende rensk av veggene. Ved å montere en lengre pigg, håper man å bedre dette forholdet, da det i så fall vil være lettere å legge piggen mot veggen uten å komme borti med selve hammeren. Dersom man ser bort fra veggene, kan tilfredsstillende rensk utføres i tunneler eller orter ned til ca 16 m^2 tverrsnitt.

Arbeidsteknikk

Generelt må man si at det er godt og solid fjell på Tverrfjellet, og det som renskes ned utgjør "bare" ca 25 tonn pr. salve. Man har funnet at det er best å renske når man legger piggen med ca 30 - 60° mot fjellveggen. Dersom man har en større vinkel mot fjellveggen, vil det lett sprute steinfragmenter bakover mot førerhuset. Dette gjelder særlig ved rensk av taket. Det er intet beskyttelsesgitter foran vinduet, men det har hittil ikke kommet steinsprut eller nedfall bakover som har truffet førerhuset.

Vedlikehold

Vedlikeholdskostnadene på riggen har vært små. Da den større hammeren ble montert, anbefalte maskinleverandøren at det også skulle skiftes over til en større brakett. Det ble ikke gjort, og man fikk noen mindre sprekker i braketten. Disse lot seg imidlertid lett reparere, og braketten er blitt noe forsterket. Ellers har man kun skiftet noen slanger, koblinger, smørenipler, etc., som er blitt skadet av behandlingen. Riggen blir smurt for hver salve den rensker, og ellers gjennomgår den normal service på gruveverkstedet med jevne mellomrom.

C) Franzefoss

Roxon-riggen

Ved Franzefoss gruve i Bærum har man lenge vært opptatt av mekanisk rensk. I april 1977 fikk man en finsk renskerigg: Roxon Impactor Jumbo TB 460/JC - 50. (Fig. 3.12). Riggen var midjestyrt, og slik konstruksjon at hammeren hadde stor bevegelighet. Hammeren var en Roxon 602 S, og den hadde man ikke så store problemer med, men selve riggen var dessverre for svak. Den ble tatt ut av drift i januar 1979, og hadde da stått mesteparten av tiden på verksted, slik at den oppnådde tilgjengelighet kun var 30%.

Åkerman-riggen

Man ble allikevel tidlig overbevist om at mekanisk rensk var verd å satse på. Det ble derfor

bestilt en lignende rigg som den man hadde på Tverrfjellet, en Åkerman H9MB, men med en annen hammer. Erfaringene med Roxon-hammeren hadde vært gode, slik at man også på den nye riggen fikk montert en Roxon 602 S. Riggen ble satt i drift i februar 1979, og har til nu gått noe over 300 timer.

Fig. 3.12 Roxon-rigg.

Fjellet

Bergarter på Franzefoss er for det meste en lagdelt kalkstein, dog noe mindre kalkrik enn den man har på Dalen. I store deler av gruven er lagdelingen forholdsvis steilstående. Tunnelene har et tverrsnitt på 13 m bredde og 8 m høyde (ca 100 m^2), og salvelengden er 4,6 m.

Renskearbeidet, effekter

Riggen rensker stuffen og taket, mens veggene først blir tatt ved efterrensken. For hver salve overlapper man én salve bakover med takrensken. Det normale er at riggen rensker to salver pr. skift, hvilket gir en effekt på ca 60 - 70 m^2 pr. time. En tilsvarende manuell rensk oppnås med to mann i ett og et halvt skift, altså bare sjetteparten av kapasiteten pr. mann og time i forhold til den mekaniske rensken.

Syklusen ved salveskyting ved Franzefoss er omtrent som ved de andre gruvene der mekanisk rensk benyttes:

- Boring, lading, sprengning.
- Utlasting. Samtidig tar man ned noen løse blokker med spett fra røysa.
- Mekanisk rensk med rigg.
- Supplerende lasting. Det normale er 5 dumperlass eller ca 125 tonn.
- Senere efterensk der man foretar en manuell kontroll og merker løse blokker for mekanisk rensk.

Dersom en salve har slått av på en sleppe, kan det bli særlig mye rensk på stuffen. Da

hender det at man må laste ut når man er kommet halvveis med renskingen. Dette kan synes omfattende, men på den annen side vil man øke inndriften på en slik salve til det normale.

Arbeidsteknikk

Erfaringer både fra Franzefoss og andre steder, tilsier at den beste måten å renske på, er å slå piggen ca 30° mot fjellveggen. Dette tar derimot nokså hardt på maskinen når en blokk plutselig løsner. Derfor bruker man å banke mer rett på fjellet (60 - 90°) samtidig som man fører hammeren fremover taket eller nedover stuffen.Dette kan gi litt sprut av mindre steinfliser bakover ved takrensken. Den nedre del av førehusets frontvindu er derfor forsynt med et beskyttelsesgitter.

Man prøver å unngå å slå parallelt med fjellets lagdeling, da dette bommer opp fjellet unødig.

Vedlikehold

Riggen vedlikeholdes godt, og den smøres for hver salve den rensker. Det er vanskelig å unngå at hammeren eller stikka av og til dunker i fjellveggen. Derfor vil det til sine tider være nødvendig å skifte noen slanger og koblinger. Braketten som hammeren sitter på, har vært utsatt for brekkasje, slik at denne har man måttet forsterke. Det har også vært noen reparasjoner på selve hammeren, men gravemaskindelen har hittil bare trengt normal service og vedlikehold.

D) Kjørholdt

Fjellet

Norsk Hydro driver Kjørholt kalksteingruve, som ligger praktisk talt vegg-i-vegg med Dalen gruve. Disse to gruvene driver på den samme kalkgangen.

Tampella-riggen

I januar 1978 fikk man på Kjørholt en Tampella renskemaskin på prøve. Riggen besto av et borrigg-understell med hydraulisk teleskop-bom påmontert en forholsvis liten hydraulisk hammer. Førerhuset var bygget opp slik at operatøren satt 4 m over bakken. Hammeren var meget bevegelig og kunne snus i nesten alle retninger.

Dessverre var ikke holdbarheten like god, og efter bare 3 måneder ble den tatt ut av drift. Den hadde da gått mindre enn 100 timer. Foruten at riggen var underdimensjonert, ble det hevdet at selve hammeren også var for svak, slik at man ved kontroll fant mange bomme partier i taket der riggen hadde rensket. Riggen rensket både tak, vegger og stuff i en ca 90 m^2 tunnel, og det nedrenskede kvantum stein utgjorde mindre enn ett dumperlass. Senere rensket man bare stuffen.

Åkerman-riggen

Erfaringene fra nabogruven og Tverrfjellet viste dog at det ikke var noe i veien med selve metoden. Det ble derfor bestilt en maken rigg til de som gikk på Tverrfjellet og Franzefoss. Gravemaskindelen er en Åkerman H9MB, og hammeren er en Montabert 501. Riggen ble satt i drift i oktober 1979.

Man rensker vegger, tak og stuff, og overlapper ca 1/2 salvelengde. Tunneltverrsnittet er ca 90 m^2, og det renskes ned ca 5 dumperlass fra hver salve. Ellers er det litt for tidlig å si noe mer om erfaringene. Man regner med at man efter en kort innkjøringsperiode vil renske to stuffer pr. skift.

Maskinelle problemer er ennu ikke oppstått.

E) Skjæringer

Rensk i skjæringer, særlig vegskjæringer, kan være en omstendelig og kostbar prosess. Mekanisk rensk har begynt å vinne innpass her, og flere rigger er i drift i Norge.

I Nordland er det dannet et firma som har spesialisert seg på rensk av skjæringer for Vegvesenet. Firmaet heter A/S Fjellrensk og de har siden mai 1979 benyttet en Åkerman rigg med en spesiell teleskop-arm som kan nå opptil 15 m opp i skjæringsveggen. Effektiv arbeidshøyde er av forskjellige grunner allikevel ikke mer enn 10 - 12 m, (Fig. 3.13).

Fig. 3.13 Mekanisk fjellrensk av skjæring.

En forholdsvis liten hammer, Montabert 125, besørger nedbanking av stein og løse blokker. Riggen tar ned langt mer enn det som er mulig ved manuell rensk. Kapasiteten vil være svært vekslende. Skjæringer ligger jo for det meste i dagfjellsonen, slik at det vil være langt mere løst fjell her enn det man normalt finner i en tunnel eller gruve. Ved vanskelige forhold rensker man ikke mer enn 10 m^2 pr. time, mens dersom fjellet er bedre, og sprengningen har blitt skånsomt utført, vil man ha samme kapasitet som i en tunnel, ca 70 m^2/time.

Slanger og rør er sterkt utsatt, og slangebrudd har resultert i mange stopptimer. Det er nu

planer om å bygge om dette opplegget. Det har dessuten oppstått brekkasje av den braketten som holder hammeren. Dette er et problem som ser ut til å gå igjen på flere rigger. Ellers rapporteres det at riggen har fungert tilfredsstillende. Den har nu gått over 1000 timer.

Det er nærliggende å tenke seg at en slik rigg eller lignende type også vil kunne benyttes i større dagbrudd og pukkverk.

KONKLUSJON

Utviklingstendenser i Norge

I Norge ser det ut til at de mekaniske renskerigger en tid fremover vil bestå av en gravemaskindel med spesiell arm, som bærer en hydraulisk slaghammer. Det blir hevdet at de fleste renskerigger som går her i landet, egentlig har en for stor og kraftig hammer, men at man har måttet montere en så stor og tung maskin for å oppnå tilfredsstillende driftsikkerhet. Krav til holdbarheten har også gjort at man har måttet rennonsere på kravene til bevegelighet og rekkevidde for hammeren. Dersom disse krav skal bli imøtekommet, gjenstår det enda en del utviklingsarbeide på riggesektoren.

Utviklingstendensen i Sverige

Mens det er den slående og meislende form for rensk som har vunnet innpass i Norge, er de fleste renskerigger i Sverige utstyrt med en pigg eller rivtann. Der har man efter undersøkelser kommet frem til at rivende og brytende rensking er bedre egnet i de aller fleste lagdelte bergarter. Man mener at det kun er i homogent fjell uten spesielle svakhetsplan at slående og meislende rensking er bedre.

At en hydraulisk slaghammer vil vise seg overlegen i hardt, massivt fjell synes rimelig. Likeledes er det sannsynlig at en rivtann kan ta ned mye løst fjell i lagdelte bergarter uten å bomme opp fjellet ytterligere. Om sikkerheten blir like god, er det derimot vanskelig å uttale seg om.

Solide rigger

En erfaring som er felles for alle steder, er at mekanisk rensk stiller store krav til utstyrets soliditet. Påkjenningene på både renskeverktøyet og gravemaskindelene er sannsynligvis større enn for noe annet enleggsutstyr. Foruten at disse delene må stå i forhold til hverandre, må nok utstyret overdimensjoneres en del. Slanger, rør og andre ømfintlige deler vil stadig være utsatt for steinnedfall, samt at de lett kan bli slått inn i fjellveggen eller ned i røysa. Fornuftig plassering og solid beskyttelse er derfor nødvendig.

Anleggsdrift

I en gruve har man som oftest flere stuffer å drive på med det samme utstyret. En maskinell rensk vil derfor sjelden virke forstyrrende inn på arbeidsrytmen. Anderledes vil det være på et anlegg, der man bare har én stuff som skal frem - og det helst så fort som mulig. En maskinell rensk som tar et par timer, samt nødvendiggjør supplerende lasting efterpå kan synes betenkelig. Det er i denne forbindelse blitt hevdet at særlig slaghammere rensker "for godt", slik at unødvendig mye stein blir tatt ned. Allikevell begynner nå flere entreprenører å vise sin interesse for systemet. Muligheten for mindre bolting vil også virke tillokkende.

Ritsem kraftverktunnel i Sverige er allerede nevnt, men her benyttet man altså rivtann og ikke slaghammer. Selv om man her benyttet en egen rigg for renskingen, ble altså tiden for en salvesyklus kuttet ned med ca 1/2 time. Riggen rensket dog ikke ned så mye stein at det var nødvendig med supplerende lasting.

En viss form for mekanisk rensk foregår også idag ved noen anlegg her i landet. Som

oftest er det en gravemaskinskuffe, gjerne påmontert en spesiell pigg, som gjør jobben.

Ulla-Førre

På Ulla-Førre-anleggene har man eksperimentert med mekanisk rensk. Det første forsøket ble gjort med en liten trykkluftdrevet spetthammer montert på en borbom som igjen var montert på en frontlaster. Denne maskinen var meget effektiv. Man rensket både tak, vegger og stuff, men det ble rensket ned så mye at man måtte laste ut massen. Man gikk derfor bort fra denne metoden, og istedet har man satt inn en gammel Brøyt X2 B til stuffrensk. En spesiell klo med to tenner ble brukt til å krafse og hakke i stuffen. Tilfredsstillende rensk oppnås på ca 1/2 time. I tillegg må man renske tak og vegger manuelt, og det gjøres på litt under én time. Før man begynte å renske stuffen med maskin, var rensketiden det dobbelte. Brøyten brukes også til å grave unna den steinen som renskes ned, slik at man kommer til for boring. Renskingen røyner hardt på gravemaskinen, og hyppige verkstedbesøk er nødvendig.

Videre utvikling

Dersom det skal oppnås en tilfredsstillende rensk av tak, vegger og stuff, vil dette kreve en spesiell renskerigg. Det vil være sterkt ønskelig å unngå den ekstra arbeidsoperasjon med supplerende lasting. For å klare det, må enten rensken starte før salvelastingen, eller så må det være enkelt å legge den nedrenskede massen tilside slik at man kan komme til med boringen så snart som mulig.

Dersom rensken skal starte før salvelastingen, må riggen være utstyrt med belter og planeringsskjær, slik at den kan kjøre oppå røysa. For at røysa skal bli lav nok, må man skyte salvene med utstrakt bruk av millisekundtennere langt utenfor kutten. Slik sprengning gir kraftig sprut, og det kan gå ut over ventilasjonsduk og røropplegg. Hvis røysa er lav nok, og riggen kan arbeide oppå denne, burde det være mulig å renske taket og mesteparten av stuff og vegger. En beltegående rigg vil dog ikke være så mobil som en hjulgående.

Det vil føre for langt å spekulere videre over dette her, men at en maskinell rensk vil tvinge seg frem både ved gruver og på anlegg, synes overveiende sannsynlig.

Derved vil også det siste tunge arbeidet forsvinne ved tunnelsprengning og gruvedrift.

ERFARINGER MED STÅLFIBERARMERT SPRØYTEBETONG

Experience with Steel Fibre Reinforced Shotcrete

Sivilingeniør John D. Holst, Elkem-Spigerverket a/s, Oslo.

SAMMENDRAG

Stålfiberarmert betong har bl. a. høy bøyestrekkfasthet og stor seighet. Dette burde utnyttes ved sprøytebetong.
Med en spesiell stålfiber er det i år utført sprøyteforsøk og fullskala driftforsøk flere steder i Norge.
Utførelsesmessig har arbeidet gått greit. Fibrene har ikke krevet noe tilleggsutstyr.
I forhold til uarmert betong er det ved 1% (volum) fibertilsetning på utsagede prøver oppnådd 23 - 51% økning av spaltestrekkfasthet og 23% høyere bøyestrekkfasthet. Betydelig større materialseighet er registrert.

SUMMARY

Steel fibre reinforced concrete exhibits high flexural strength and pronounced ductility. These properties ought to be utilised for shotcrete.
Using a special fibre (EE-FIBRE) both tests and full scale shotcreting have been carriet out in Norway this year.
Execution of the work itself involved no special problems. Neither did the fibres require any additional equipment.
Compared to plain concrete an assition of 1% (volume) of fibres showed 23-51% increase in splitting strength and 23% enlargement of flexural strength. Considerable increase in ductility of the material was observed.

SPIGERVERKETS VALG AV FIBER

Som leverandør av armering har vi i lengere tid vurdert fiberarmering. Når det gjaldt materiale, endte det med at vi valgte stål. Men så var det fibrenes form.

Den geometriske utforming har stor betydning. Teoretisk gir lange og tynne fibre best resultat. Men lange fibre vanskeliggjør utstøpingen. Et annet problem er fibrenes forankring i betong. Dette har ført til løsninger med endekroker, bølgende fibre og overflatebelegg. Men dette fordyrer, og det har lett for å føre til sammenballing av fibrene, Vi valgte til sist en australsk fibertype med firkantet tverrsnitt og små hoder i endene. Derav navnet EE-FIBRE for "Enlarged Ends", (Fig. 4.1).

Forankringen hodene gir, gjør at EE-fibrene kan gjøres korte. En 14,5 mm lang EE-fiber tilsvarende en 25 mm rett. En patentert fremstillingsmetode gjør at disse fibrene faller rela-

tivt rimelig ut i innkjøp. Korte fibre er lettere å arbeide med, og de krever intet ekstra utstyr hverken ved blanding eller utstøping. Mens maksimal stenstørrelse ved stålfiberbetong vanligvis oppgis til 10 mm, kan disse fibrene brukes med 20 mm sten.

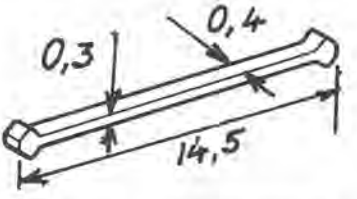


Fig. 4.1 14,5 mm EE-FIBER.

FIBERBETONGS EGENSKAPER

Skal betongen kunne støpes ut skikkelig, er det bare en liten mengde stålfibre man kan bruke. Det dreier seg om noen meget få volumprosent. Så små fibermengder kan ikke vesentlig bedre de rene strekk-eller trykkfastheter.

Ved bøyestrekkpåkjenninger får man en betydelig fasthetsøkning. Seigheten gjør videre at materialet henger sammen etter at maksimallast er nådd. Enda større effekt har man ved gjentatte belastninger, som f.eks. i veidekker. Effekten øker hvis belastningsvekslingene når utmattingsvirkning. Ved støt og sprengningssjokk gir fiberbetongens seighet en markant forbedring. Dette gjelder også mot slitasje, enten denne skyldes rullende påkjenninger eller kavitasjon. Fugekanter står bedre. Temperaturspenninger og fastholdt svinn motvirkes også bedre. Rust ser ikke ut til å være noe problem.

Vi ser ikke på fiberbetong som noe vidundermateriale. Men det er en utvidelse av begrepet betong med en rekke interessante aspekter. Bruken bør utvikles skrittvis og forsiktig, basert på praktiske forsøk. Ellers er det lett å begå feil. Gjennom vår lisensavtale er vi forpliktet til en slik fremgangsmåte.

Våre erfaringer er naturligvis knyttet til en spesiell fibertype. Vi kan vanskelig uttale oss om de andre typene som er på markedet.

SPRØYTEBETONG

Vi er ikke eksperter på sprøytebetong. Men det var dette bruksområde hvor det var størst interesse for bruk av stålfiberbetong, og hvor vi kom først igang. Vår manglende erfaring har vi søkt å bøte på ved å samarbeide med erfarne entreprenører, NOTEBY og Institutt for Fjellsprengningsteknikk.

Sprøytebetong uten noen form for armering er et sprøtt materiale med begrensede anvendelsesmuligheter. Ved større påkjenninger brukes armering av sveisede armeringsnett. Gjennom flere år har vi levert glødede nett til dette formål, for at nettene skulle være lettere å forme etter fjellkonturen. Likevel har vi hørt mange besværinger over hvor vanskelig det er å få formet nettene, hvor meget de bygger i skjøteområder, hvor meget tid arbeidet krever, og at nettene vibrerer under sprøytingen slik at heft mellom armering og betong blir tvilsom.

Mange var derfor interessert i hva stålfiberarmert sprøytebetong kunne gi.

SPRØYTEFORSØK MED STÅLFIBRE

Forsøkene har i første rekke vært utført av A.S Høyer Ellefsen, men Entreprenørservice A.S og A/S Trøndelag Byggeservice har også gjort sitt.

Det som har vært sprøytet varierer fra prøveformer av tre på Lysaker, begrensede partier i tunneler på Tofte, i Skytterdalen ved Sandvika, halvt tunneltverrsnitt ved Skibotn, fullt tverrsnitt ved Faslefoss og Sildvik kraftanlegg, underside av kaiplate for LKAB i Narvik og gjødselkjeller i Trøndelag.

Av tidsmessige grunner behandles resultatene samlet i det følgende.

BETONGSAMMENSETTING

For denne type stålfibre er australierne kommet til at den mest hensiktsmessige betongsammensetning inneholder 380 kg/m^3 cement og 100 kg/m^3 flyveaske. Ved de norske sprøytebetongforsøkene er det stort sett brukt 450 kg/m^3 sement og fra 36 til 48kg/m^3 silicastøv. Ved en ren pumpestøpning var man imidlertid nede i 250kg/m^3 sement og 20 kg/m^3 silica, uten at det skapte problemer. Men her besto tilslaget kun av sand, og det var en del tilsetningstoffer.

BETONGBLANDING

I de fleste tilfeller ble det brukt ferdigbetong. Mengden av stålfibre har variert fra 75 til 140 kg/m^3, dvs. fra ca. 1 volumprosent til rundt 1,8.

Fibrene er blitt tilsatt blanderen dels aller først, som regel sammen med tilslaget, og noen ganger aller sist. Bare to ganger har vi hatt tendens til fiberballing. Den ene gangen blandet man bare 1 m^3 sats i en 4 m^3 blander, og fibrene kom inn i blanderen i konsentrerte klumper på 25 kg inne i sanden. Den andre gangen skjedde fibertilsetningen samtidig med at cement og silica kom inn. Det så da ut til at disse finstoffer hadde en viss limende effekt. Det vi nå anbefaler er at kartongene med 25 kg fiber tømmes noe gradvis ved tilsetningen, og at man unngår fibertilsetning akkurat idet cement og silica går inn.

Vi har til og med mottatt ferdigbetong i trommelbiler, åpnet bilens toppluke ved ankomst og tømt ned fibrene og latt trommelen rotere 5-10 minutter. Dette har vært nok til at fibrene var jevnt fordelt i betongen.

SPRØYTINGEN

Fiberbetongen har gått gjennom pumpe, slange og munnstykke uten problemer som skyldes fibrene. Vi kan våge den påstand at operatørene nesten ikke har merket om de sprøytet uarmert eller fiberarmert betong. Ved start og stopp av arbeidet har det ikke oppstått propp. I en og samme påsprøyting har man vært oppe i 35 cm veggtykkelse, uten nedfall av den grunn. Dette skulle åpne muligheten for i samme operasjon å legge inn forsterkningsribber.

Prelletapet ble ved våtsprøyting målt tre ganger, og var da to ganger 5% og en gang nede i 2,8%. Ved tørrsprøyting ble prelltapet anslått til det samme som ved uarmert betong.

PRØVERESULTATER

Det er tildels støpt ut separate prøvelegemer i former, dels er det sprøytet opp treformer hvor man siden har saget ut prøvestykker, og dels er det også boret ut prøver fra herdet sprøytebetong.

Det er tatt trykkprøver, spaltestrekkprøver, bøyestrekkprøver, vanngjennomgangsprøver

og målt heft i fjell. De resultater som gjengis i det følgende, er fra utsprøytet betong som så er saget opp til passende prøvelegemer. Utstøpte prøver viser riktignok høyere verdier, men utsagede prøver gir nok et mer realistisk bilde.

TRYKKPRØVER

Tidligere er det nevnt at vi ikke kan vente særlig forbedring på grunn av små fibermengder. Figur 4.2 viser oppnådde trykkfastheter på prøver fra utsprøytet betong. Romertallene angir anlegg og millimetermålene prøvelegemenes form. Hvert kryss angir middelverdi av serie på fra 2 til 6 enkeltprøver. Fallet ved de høyeste fiberinnhold i de enkelte serier kan nok forklares når en ser på romvekten av prøvene. Som regel avtar den ved høyt fiberinnhold. Dette kan indikere at utstyret ikke greier å komprimere denne betongen godt nok.

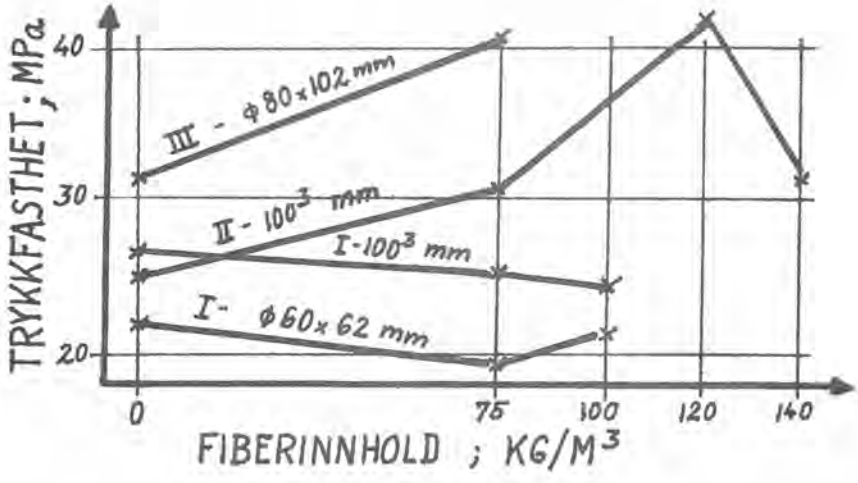


Fig. 4.2 28 døgns trykkfasthet

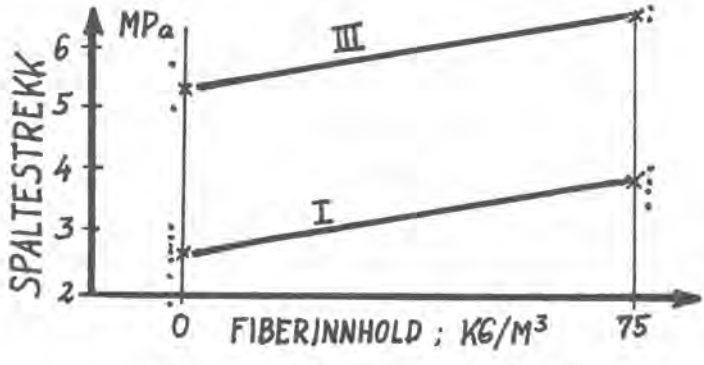


Fig. 4.3. 28 døgns spaltestrekkfasthet.

Ved brudd i fiberbetongprøvene var det så å si ikke sprut fra prøvestykkene. Fibrene holdt betongen så godt sammen at det ved et raskt øyekast i enkelte tilfelle kunne være lett å ta feil av prøver som var kjørt til brudd og ubelastede. Man kunne også observere ganske store forkortelser i trykkretningen etter maksimallast, hvis pressen ble kjørt videre. Med andre ord typisk seige brudd.

SPALTESTREKK

I to tilfeller ble det tatt spaltestrekkforsøk på utsagede prøvelegemer, og resultatet er vist i fig. 4.3. Enkeltverdiene er angitt med prikker, mens kurvene går mellom middelverdiene. Ved anlegg I er det 51% forbedring og ved anlegg III 23%.

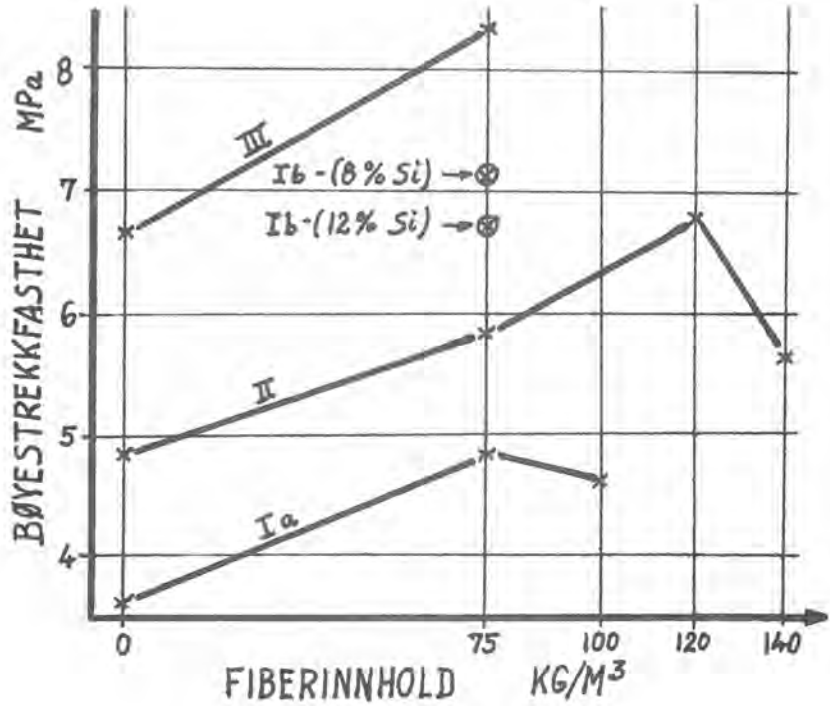


Fig. 4.4. 28 døgns bøyestrekkfasthet.

BØYESTREKKFASTHET

Figur 4.4 viser 28 døgns prøveresultater på 100 x 100 x 350 mm bøyestrekkbjelker saget ut fra sprøytet betong. Ved prøvingen ble bjelkene lagt opp med 300 mm spennvidde og belastet med punktlaster i tredjedelspunktene. Fallet i verdier ved de høyeste fiberinnhold kan også her skyldes dårlig komprimering av betongen.

Ser man på økningen i midlere fasthet fra nullbetong til fiberbetong med 75 kg/m^3, så er den både for anlegg I og II lik 23%, mens den for anlegg III er 24%. Ved anlegg Ib har vi

dessverre ingen nullbetong å sammenligne med. Et forhold vi mener er av vesentlig betydning. fremgår av figur 4.5. Ved en uarmert bjelke øker belastningen inntil men får en sprekk, og så bryter bjelken øyeblikkelig sammen ved et sprøtt brudd. Ved fiberarmerte bjelker når man for det første en høyere last. Ved maksimallast får man en pendling mens flere riss åpner seg. Deretter deformerer bjelken seg betydelig før den også ryker i to deler. Men for den fiberarmerte bjelken ligger omtrent 2/3 av arbeidsdiagrammets areal etter punktet for maksimallast. Vi har foreløpig et betydelig seigere materiale.

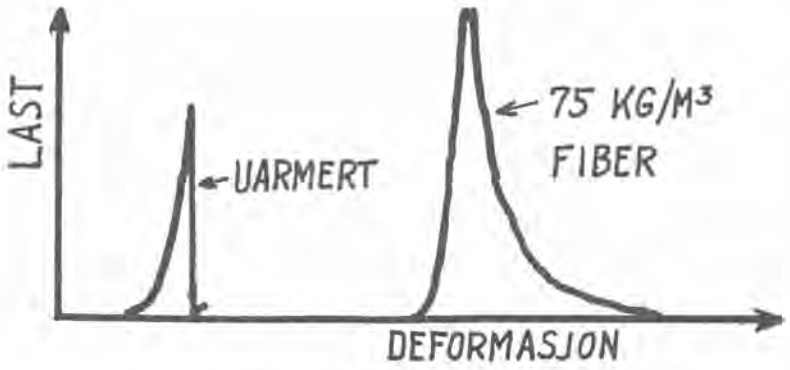


Fig. 4.5. Arbeidsdiagram bøyestrekk.

VANNTETTHETSFORSØK

Fra betong med 75 kg/m^3 stålfibre ble det saget ut to prøvestykker som ble utsatt for ensidig vanntrykk på 5 kp/cm^2 i 14 døgn. Prøve I inneholdt 8% silica og hadde romvekt 2,27. Etter splitting av prøven etterpå ble vanninntrengningen målt til 1 cm.

Prøve II inneholdt 12% silica og virket porøs i strukturen. Romvekten var her nede i 2,23. Vanninntrengningen var her 10 cm.

For prøver uttatt fra konstruksjoner regner man vanligvis at en vanninntrengning på 8 cm er grensen for såkalt vanntett betong. Den første prøven med 1 cm inntrengning ga derfor et godt resultat. Den andre prøven viser nok en gang betydningen av en god komprimering.

HEFT TIL FJELL

Etter 28 døgn ble det boret ut 18 kjerner i tunnelen i Skytterdalen for å bestemme heftfastheten mot fjell. Men samtlige kjerner falt ut før prøvestrekking p.g.a. brudd i det flisete og oppsprukkede fjellet. Det ble observert at betongen hadde relativt god kontakt med fjellet. Den eneste konklusjonen man kunne trekke, var at stålfibrene sannsynligvis ikke hadde noen negativ innvirkning på heftfastheten.

Fra Skibotn har vi fått beskjed om at fiberbetong med 75 kg/m^3 fibermengde viste heftfastheter på henholdsvis 7,57 og 8,33 MPa. Dette skulle ligge godt over det vanlige krav på rundt 5 MPa.

AVSLUTNING

Basert på disse forsøk, mener jeg man kan si følgende:

Arbeidsmessig går det greit å sprøyte betong med stålfibre av typen EE-FIBRE. Det kreves ikke noe tilleggsutstyr, man kan når som helst skifte fra uarmert til fiberarmert betong.Det kan sprøytes både vått og tørt.

Sammenlignet med uarmert sprøytebetong gir denne fiberbetongen et materiale med økt spaltestrekkfasthet og bøyestrekkfasthet. Fiberbetongen har meget større seighet. Ved store belastninger eller forskyvninger faller derfor ikke betongen så fort fra hverandre. Fra andre bruksområder må man kunne trekke den slutning at rissfordelingsevnen er større.

Heft til fjell ser ut til å være minst like god, så langt vi kan bedømme. Motstand mot vanninntrengning ser lovende ut. Kort sagt, et interessant materiale.

Vi har allerede fått spørsmål som: Hvor meget tynnere kan et sprøytebetonglag gjøres når det tilsettes fibre? Eller: Kan i et gitt tilfelle stålfiberbetong erstatte nettarmert sprøytebetong? Ved fjellforsterkningsarbeider vet man vel idag svært lite om de krefter slike forsterkninger blir utsatt for. Hvis forsterkningen ikke faller ned relativt snart, vet man egentlig ikke om man har en sikkerhet på 1,1 eller 5.

Men ikke glem at sprøytebetong med fibre kan få en rekke andre bruksområder enn fjellforsterkning. Foruten reparasjon av tidligere støpt betong tror jeg man i årene som kommer vil se produksjon av tynne betongvarer og andre byggverksdeler ved sprøyting mot ensidig form.

Diskussionsinlägg betr **"Erfaringer med stålfiberarmert sprøytebetong".**

Dosent Jonas Holmgren, Fortifikationsförvaltningen, Stockholm.

Holst anger i sin presentation att det är osäkert om fiberarmering kan ersätta nätarmering i sprutbetong. Jag är mera optimistisk på den punkten. Som stöd för min optimism vill jag hänvisa till egna försök med stålfiberarmerad sprutbetong.

Försöksserien, som pågår ännu, utförs vid Fortifikationsförvaltningens forskningsbyrå med stöd av Stiftelsen Bergteknisk Forskning, BeFo. Sprutningen utförs av BESAB enligt våtsprutningsmetoden med tillsats av fiber i mundstycket.

När detta skrivs (80 01 15) har som mest uppnåtts 2 vol-% med ändhaksförsedd fiber 35-. 35. Bästa hållfasthetsvärden har emellertid uppnåtts med 1.5 vol-% fiber 45-. 35.

Provningarna utförs i en storsaklig försöksanordning, där tidligare försök med oarmerad och sprutbetong utförts, /1/.

Några försöksresultat visas nedan.

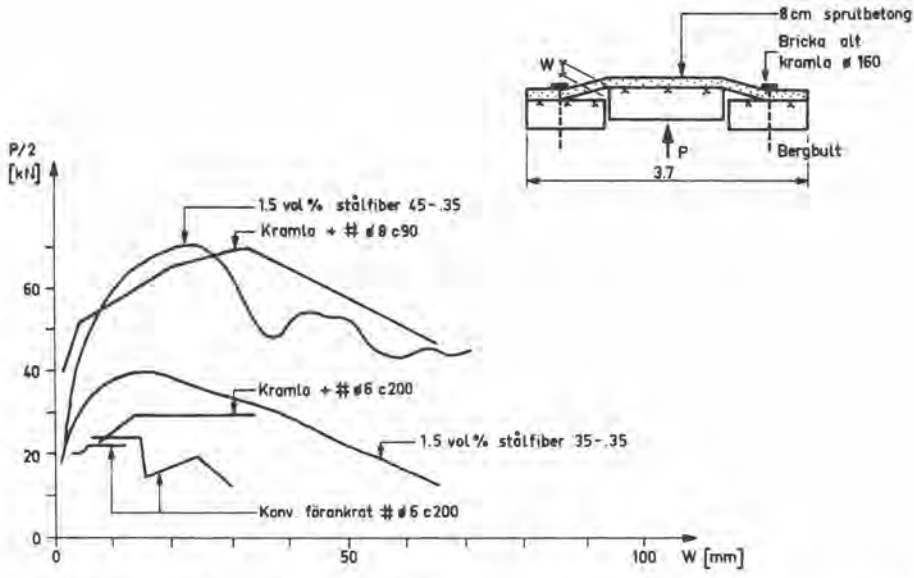


Fig. 4A 1 Last-deformationssamband för bultupphängd konventionellt armerad resp. fiberarmerad sprutbetong.

Det framgår av figuren att även tämligen "misslyckad" fibersprutbetong är ungefär likvärdig med konventionellt nätarmerad sprutbetong. Vidare framgår det att en fiberarmerad sprutbetong av gott utförande kan jämföras med kraftigt armerad sprutbetong.

Sammanfattningsvis kan sägas, att stålfiberarmerad sprutbetong framställd med en metod som används i produktion har visat äga bättre hållfasthetsegenskaper än konventionellt nätarmerad sprutbetong.

/1/ Holmgren J "Punch-loaded shotcrete linings on hard rock". Fortifikationsförvaltningen, forskningsbyrån, rapport 121:6, Stockholm 1979.

DIESELDREVEN HYDRAULISK BORRIGG UNDER JORD

Diesel-hydralic drill-jumbo in under ground constructions.

Ingeniør Arne Reidar Vadheim, A/S Høyer Ellefsen.

SAMMENDRAG

I forbindelse med utbyggingen av Sildvik Kraftanlegg gikk A/S Høyer Ellefsen til anskaffelse av en dieselhydraulisk tunnelrigg.
Riggen har to bommer og er primert bygget for korte tunneler med forholdsvis lite tverrsnitt (9-12 m^2).
Det har vært knyttet endel betenkeligheter til miljøet i tunneler drevet med dieselhydraulisk rigg, men etter det vi hittil har erfart, er dette en fullt ut akseptabel drivmåte for kortere tunneler.
Med de ventilasjonsvifter som finnes på markedet idag, mener vi at tunnellengder opp til 1 500 m vil være realistisk.

SUMMARY

A 2-booms diesel-hydraulic tunneljumbo has been in operation for some months at A/S Nordkrafts job site in the Narvik area. – Tunnelprofile 10 m^2. Max.calculated tunnellength - 1500 m. Sufficient ventilation capasity gives good conditions for the operators and also for workers behind the jumbo, at this site 50.000 m^3/hour.

Det tar ca. 1/2 time med Ofotbanen å tilbakelegge den 30 km lange strekningen fra Narvik stasjon til Katterat stasjon.

Det er en reise gjennom et område med rike anleggstradisjoner, et område hvor "rallaren" ved århundreskiftet dominerte og som gjennom beinhardt arbeid førte velstand til Ofotområde.

I samme område, men ca. 80 år senere er det pånytt blitt anleggsvirksomhet, men verktøyet som stilles til disposisjon for dagens rallar er totalt forskjellig fra dengang. Idag er muskelkraften i stor utstrekning erstattet med maskiner. Og stikkordet når det gjelder konvensjonell tunneldrift, er hydraulikk.

I dette tradisjonsrike område bygger A/S Nordkraft Sildvik Kraftanlegg
Hovedentreprenør er: A/F A/S Høyer Ellefsen/H.Eeg-Henriksen A/S.

Anlegget er geografisk delt mellom arbeidsfellesskapets to partnere, hvorav H.Eeg Henriksen A/S bygger Sildvik Øst, og A/S Høyer Ellefsen bygger Sildvik Vest.

Av den totale tunnellengde ved Sildvik Kraftanlegg faller 13 - 14 km på A/S Høyer Ellefsen, hvor samtlige tunneler skal drives med hydrauliske rigger.

Av disse 13 - 14 km tunnel var ca. 3 000 m delt opp i 5 forskjellige tunneldrifter med lengder fra 140 m til 900 m.

Dette var den direkte årsak til at vi tidlig i anbudsfasen vurderte muligheten for bruk av dieselhydraulisk borrigg for de nevnte tunneldrifter. Vår tidligere erfaring med dieselhydraulisk borrigg knytter seg til en en-boms bolterigg anskaffet ved vårt anlegg i Skibotn i 1977.

Valg av rigg.

4 av 5 nevnte tunneler var tunneler med små tverrsnitt (9 - 12 m^2) hvor skinnedrift ikke var aktuelt. Det ble derfor tidlig besluttet at vi skulle gå til anskaffelse av en kompaktbygget hydraulrigg som sammen med en last- og bærutrustning skulle dekke vårt behov.

Ved å velge en diesel-hydraulisk borrigg framfor en elektriskhydraulisk mente vi å oppnå følgende fordeler:

1) Reduserte tilriggingskostnader.
2) Uavhengig av el-kraft samt el-kabel som igjen fører til reduserte bakstuffarbeider.
3) Stor fleksibilitet m.h.h.t reserveoppdrag og sikringsarbeid.

Riggen

Riggen er bygget av Strømnes AB etter spesifikasjoner utarbeidet i fellesskap mellom A/S Høyer Ellefsen og Strømnes AB. Dens typebetegnelse er DH 182 og er primert bygget for tunneldrift.

Riggens mål under transport er:

Lengde: 11,9 m
Bredde: 2,0 m
Høyde: 2,6 m

Understellet består av en motordel hvor motor, gearkasse og kompressorer sitter samt en bomdel med pumper, bomkonsoll, bommer og manøverplass, (Fig. 5.1.).

For fremdrift av riggen samt for drift av hydraulpumpene er det montert en luftkjølt dieselmotor på 200 HK. Bommene er av typen STB - 50K med 12' matere påmontert COP 1038 HD hydr. boremaskiner.

Bommen er utstyrt med materrulling, og materne kan stilles 90° mot heng for bolteborring.

Avgassene fra motoren blir ledet i 6" hurtigkoblingsrør utover i tunnelen forbi endeutløpet av ventilasjonsduken.

ERFARINGER

Miljø.

Riggen benyttes nå for driving av avløpstunnelen. Nødvendig tverrsnitt er 10 m^2. Vi forutsetter å drive 700 - 800 m tunnel utenfra og lasting og utkjøring utføres med 2 stk. TBL - 630.

Ventilasjonsopplegget består idag av 1 stk. AMF 2120 vifte med 2 trinn innkoblet. Dukens dimmensjon er 70 cm. Trinn 2 ble tilkoblet etter ca. 250 m tunnel.

Fig. 5.1 Diesel-hydraulisk borrigg fra Strømnes A.B. – riggens motordel.

Som nevnt tidligere ledes avgassende fra dieselmotoren forbi ventilasjonsmunningen. Avgassene har derfor ikke vært til vesentlig problem for borerne. Derimot var det meget dårlig miljø for bakstuffbemanningen før 2. viftetrinn ble montert.

Før annet viftetrinn ble tilkoblet, ble det tildels målt meget høye temperaturer. Ca. 7 - 8 m bak riggen var temperaturen målt til 35° C. Dette er imidlertid ikke noe problem idag, og selv etter at kulden er kommet, føles ikke ventilasjonsluftstrømmen ubehagelig.

Ettersom man er avhengig av ventilasjon under borring, vil nok en dieselhydraulisk rigg påmontert hytte med varme/avkjøling være å foretrekke både med hensyn til kalde vintrer og varme somrer.

Tilført luftmengde i øyeblikket er ca. 50 000 m^3/tim., og dieselmotorens behov for forbruks- og avkjølingsluft er henholdsvis 1 500 m^3/time og 15 000 m^3/timen.

Støynivået ligger på ca. 105 DB målt ved øreklokkene til boreren. Støyen fra motoren er noe lavere enn støyen fra boremaskinene.

Driftsikkerhet.

Det er ikke til å skjule at vi hittil har hatt endel igangkjøringsproblemer, men vi mener dette er problemer som i første rekke knytter seg til denne riggen fordi det er en prototyp. Vi mener derfor at vi vil få en øket tilgjengelighet etterhvert som disse feilene plukkes bort.

Fleksibilitet.

Vi har allerede nå fått erfare at en dieselhydraulisk rigg har en "innebygget" fleksibilitet som er meget verdifull.

a) Reservemaskin.
Riggen kan på kort tid overføres til andre og for eks. mer kritiske tunneler som maskin. Den kan tjene som reserve både for luftdrevne tunneler og hydraulisk drevne tunneler.

b) Sikringsarbeider.
Den riggen vi disponerer har 12' matere hvilket passer godt for bolting i de fleste hjuldriftstunneler. Monteres vanntank på riggen, blir den uavhengig av ekstern tilknytning.

Videre legger vi vekt på følgende:

a) Etablering av tunneldrift.
Rettidig fremføring av el-kraft til de forskjellige arbeidsplasser kan ofte være et problem for byggherrene. Med en dieselhydraulisk rigg kan det drives tilstrekkelig tunnellengde slik at nødvendig påhuggsrigg kan utføres før hovedmaskineriet og el-kraft er fremført.

b) Likeledes kan man for kortere tunneler gjøres uavhengig av linjebygging ved at øvrig behov for el-kraft dekkes med aggregater.

c) Vårt hovedargument for dieselhydraulisk tunneldrift er derfor fordelen man oppnår ved driving av kortere tunneler der kostnader og tid for tilrigging blir betydelige fordelt på tunnelens lengde.

Kostnader.

- Anskaffelsespris for en dieselhydraulisk rigg skiller seg neppe særlig fra en elektrisk hydraulisk, men noe dyrere vil den vel være.

- En dieselmotor som kraftkilde har betydelig mindre virkningsgrad enn en elektromotor slik at energikostnadene blir høyere. Kostnadsøkningen er avhengig av hvilken kraftpris man betaler.

- Det er nødvendig at ventilasjonsviftene er i drift også ved boring. Dette innebærer øket energiforbruk, og kostnad avhenger av kraftpris.

- Besparelser i form av redusert el-rigg og innsparte kabelkostnader. Våre erfaringer viser at kostnader til el-rigg og kabel ligger mellom kr 250,- og kr 300,- pr. 1m tunnel. Uavhengighet av kabel medfører redusert bakstuffarbeid.

  Vi mener denne fordelen overstiger ovenfornevnte ulemper.

Sikkerhet.

Øket sikkerhet som en følge av redusert bruk av el-kraft på stuff.

Nødvendig lavspent for belysning produseres på riggen.

Konklusjon.

Vi mener at en dieselhydraulisk rigg kan forsvares ut fra tidligere nevnte argumenter, og at fordelene langt overstiger ulempene.

Imidlertid innser vi systemets begrensninger, men legger vekt på at riggen i tillegg til driving av korte tunneler er et verdifullt supplement på storanlegg med mange tunneler i drift.

Med de ventilasjonsvifter som finnes på markedet idag, mener vi at det er realistisk med dieselhydraulisk drift på tunnellengde opp til ca. 1 500 m.

ERFARINGER MED REIERSDALS HYDRILL.

Experiences with Reiersdals Hydrill.

Ingeniør Jostein Grødem, Rogaland Vegkontor, Stavanger.

SAMMENDRAG

Hydrill er en borerigg med et meget stort anvendelsesområde, stort dekningsområde, muligheter for å bore vertikalt, oppover og nedover, horisontalt og i vifteform under forskjellige vinkler.
Riggen er meget mobil og kan kjøres med en fart på 35 km/t. Den har gode terrengegenskaper. Alle enheter som brukes under arbeid er fast montert på riggen.

SUMMARY

Hydrill is a jumbo with a great field of application, large covering capasity, ability to drill vertical holes up and down, and to drill horisontal and inclined fan patterns.
The jumbo is very mobile and has a maksimum speed of 35 km/h. It has good off road driving quality.
All units which are used during drilling are fixed to the jumbo.
The experience shows that the Hydrill can be used to increase the use of mechanized drilling in road construction.

Bakgrunn:
For at det skal bli klart hvordan vi i Rogaland Vegvesen plasserer Hydrillen i forhold til andre borerigger, vil jeg si noe om bakgrunnen for at riggen ble kjøpt.

Høsten 1975 leide vi en borvogn av typen Nemek fra Maskin K. Lund. Denne vognen var spesialtilpasset for å bore liggere.
I forhold til standardmodellen hadde den en større og forsterket bom og lengre mater.

Først forsøkte vi med en vogn med en bom. På grunn av liten kapasitet ble den etter kort tid byttet i en vogn med to bommer.

Største rekkevidde med horisontale hull for disse vognene var henholdsvis 6 og 5,5 m i høyde. Med disse borvognene ble det drevet på en stuff i halv-skjæring.

Neste skritt ble tatt vinteren 1976 da vi tok i bruk en 3-boms tunnelrigg på et anlegg for utbedring av eksisterende veg. Her ble den gamle vegen brukt for å komme til på flere angrepspunkter. Riggen pendlet mellom flere stuffer, opp til 7 - 8. Organiseringen av arbeidet gikk ut på å bruke en form for omvendt samlebåndsprinsipp hvor boring, lading, sprengning og utlasting gikk fra stuff til stuff i et kontinuerlig system.

Både borevognen og boreriggen var utstyrt med trykkluftdrevne boremaskiner. Bruk av trykkluft medførte forholdsvis høye driftskostnader. Rigging av kompressorstasjon og rørgater var vanskelig og kostbart om vinteren. Riggekostnadene var forholdsvis store i

forhold til de totale driftskostnadene.

De gode erfaringene vi etter hvert skaffet oss med liggerboring, gjorde at vi så mulighetene for bedre økonomi ved å ta i bruk hydraulisk drevet boreutstyr.

I samarbeid med Atlas Copco fikk vi bygget en en-boms borerigg med hydraulisk drevet borhammer.

Grunntanken bak riggen var at den skulle bringe med seg alt som var nødvendig for boreoperasjonene.

Riggen er bygget for å bore liggere og har et treffbilde på ca 10 m høyde og 9 m bredde fra samme oppstilling. Den er utstyrt med 18 fot mater og boremaskin av type Atlas Copco Cop 1038 HD.

Denne riggen har vi brukt på seks forskjellige anlegg og under varierende driftsforhold. Vi har boret i alt ca 45.000 bormeter med 48 og 51 mm hull.

Maskinen har gått meget bra, og vi har oppnådd svært gunstige enhetspriser.

Generelt kan vi si at disse maskinene som er nevnt er brukt til å mekanisere de sprengningsarbeidene vi driver, noen hakk videre. Bruken av disse maskinene førte til en betydelig overgang fra stander-boring til liggerboring. Tidligere benyttet vi i denne type terreng som oftest en kombinasjon av håndholdte boremaskiner og beltegående borevogner. Håndmaskinene ble brukt for å lage veg for borevognene. Fra denne vegen ble det boret standere i vifteform.

Det er denne driftsmetode vi sammenligner med liggerboring hvor vi nesten alltid opererer fra ferdig vegsåle. I de tilfeller skjæringene er høyere enn rekkevidden til boreutstyret, må de tas ut i to operasjoner.

Erfaringen viste at vi i 1978 hadde enhetspriser som var i underkant av de vi hadde før vi startet med liggerboring i 1975. Driftsforholdene som vi hadde i 1978 var til dels vanskeligere enn i 1975.

Det faktum at vi hadde greid å holde enhetsprisene under 1975-nivået, gjorde at vi ønsket å mekanisere videre. For å kunne gjøre dette måtte vi ha tak i utstyr som med forsvarlig økonomi kunne brukes til de små sprengningsoppgavene.

Det var da fire krav til utstyret som sto sentralt:

- Riggekostnadene måtte holdes lavest mulig.
- Utstyret måtte være enkelt å flytte fra et arbeidsted til et annet.
- For å ha et størst mulig anvendelsesområde ønsket vi å kunne bore både liggere og standere.
- Det var ønskelig med utstyr som hadde gode terrengegenskaper.

Da vi i 1978 så oss om etter boreutstyr, fant vi at Hydrillen fra Reiersdal Maskin lå nærmest til å oppfylle disse kravene.

Beskrivelse av Hydrill:

Hydrill er en selvforsynt boreenhet som er bygget på en Mercedes MB-trac.

MB-trac er en firehjuldrevet traktor som har gode terrengegenskaper. Den har en meget god

og miljøvennlig førerhytte. Førerstol med ratt og instrumentpanel kan innstilles i begge kjøreretninger. Traktoren har god bakkeklaring. Med orginal dekkdimensjon er bakkeklaringen ca 50 cm.

Foran på Hydrillen er det montert 2 hydraulikkpumper. Det er en hovedpumpe for boreenheten og en pumpe til drift av spyleluftkompressor. Videre er det montert vinsj, en støttelabb og oljetank.

Bak er selve boreenheten montert sammen med støvsugeren. Det er to støttelabber bak.

Øvrige enheter som er montert bak er fødepumpe til hovedpumpe, kompressor og oljekjølere.

Bommen er delt i to og kan svinges 140 g sidevegs. På den ytre delen av bommen er det montert en svingmotor som gjør at materen kan vris kontinuerlig 380 g.
Motoren er utstyrt med gear og brems som gjør at materen kan stoppes i hvilken som helst posisjon.

Materen er beregnet for 10 fot skjøtestenger. Når det nyttes bare en stang, kan det brukes 12 fot stang.

Under boring kan manøvreringen foregå enten inne fra førerhuset eller ute fra matertårnet. Inne i førerhuset er alle funksjonene samlet i et panel. Ute er funksjonene for posisjonering av materen og funksjonene for selve boringen delt.Funksjonene for posisjonering styres ved hjelp av luftstyrt fjernkontroll.
Funksjonene for bori styres fra selve matertårnet.

Noen tekniske data for Hydrill:

Motoreffekt:	Maks 90 kw, uttatt effekt ca 60 kw
Transporthastighet:	35 km/t
Hovedpumpe:	Radialstempelpumpe reguleringsområde 0-200 kp/cm^2 kapasitet 270 l/min v/2500 omdr./min. Under boring brukes ca 160 l/min ved 160 kp trykk.
Vinsj:	Trekkraft 5 tonn, kapasitet 40 m wire
Støvsuger:	Ventor 45 med hydraulisk drevet vifte fra Reiersdal Maskin.
Kompressor:	Hydrowayne lamellkompressor, kapasitet 3,5 m^3/min ved 6 kp/cm^2.
Borhammer:	Krupp HB 53 hydraulisk borhammer.
Materkraft:	Maks 900 kp, uttrekkraft 1700 kp.

Erfaringer med Hydrill.

Tekniske erfaringer:

Siden vi fikk maskinen levert i slutten av mars og frem til oktober, har vi boret i alt ca 6000 bormeter. Dette fordeler seg på 45 mm og 51 mm hulldiameter.

Det har vært foretatt følgende ombygginger og utskifting av deler:

- Montert nye oljekjølere med større kapasitet.
- Hovedpumpe skiftet etter havari. Senere ble det montert pumpe med større kapasitet. Samtidig ble det montert fødepumpe til hovedpumpen.
- Trustlager i borhammer skiftet og ombygget på grunn av for svak konstruksjon.
- Montert strupeventiler på svingmotor for mater.
- Rettet feilkopling i krets for rotasjonsmotor.
- Skiftet knekt sylinder på ytre bom.
  Sylinderen ble knekt da en stenblokk falt ned.
- Det har vært noen lekkasjer i forskjellige koplinger på hydraulikksystemet.

Alle ombygginger og utskiftinger av deler, untatt sylinder, har vært reklamasjoner og er bekostet av Reiersdal Maskin.

I ferien ble riggen tatt inn til sjekking. Det ble da foretatt de ombyggingene som er nevnt. Siden den tid har vi ikke hatt driftsproblemer av betydning som skyldes tekniske årsaker. Vi tror at riggen nå skal gå med god teknisk driftshabilitet.

Reiersdal Maskin har vært meget raske til å ordne opp i de problemer som har vært.

Bruksmessige erfaringer:

Det første oppdraget som vi brukte riggen til, var å bore hull for sikringbolter i en tunnel. Dette oppdraget må ses på som et eksperiment. Vi hadde ikke annet utstyr å sette inn, og fant da å ville prøve Hydrillen. Hydrillen er ikke bygget for denne type arbeid. Dette forholdet sammen med tekniske problemer og uvante borere gjorde at forsøket ble heller mislykket. Arbeidet ble derfor avsluttet etter 2 ukers forsøk.

Ut fra de erfaringer vi gjorde, kan vi si at riggen vil være egnet til mindre boltingsarbeider dersom det blir foretatt følgende endringer i det opplegget som vi ber tet.

- Materen bør utstyres med matingsforskyvning.
- Materen må vries 90° slik at boreren ser borstanga under boring.
- Regulering av matetrykk og matehastighet må kunne utføres nede fra bakken.
- Det må brukes vannspyling. Støvsugeren har ikke kapasitet til å fjerne støvet effektivt nok inne i tunnelen.

Ute i skjæringer har riggen vært prøvd under forskjellige arbeidsforhold. Det har vært vekslet med standerboring og liggerboring. Fjellet har vært til dels meget vanskelig å bore i.

Når jeg har nevnt at vi har boret 6000 bormeter på fem måneder, er dette langt fra noen imponerende mengde. Årsakene til dette er for det meste pekt på tidligere. Det må også nevnes det forholdet at riggen i denne perioden er brukt på fire forskjellige arbeidsplasser og med fem forskjellige førere. Det sier seg selv at vi ikke har fått arbeidet oss i noen riktig rytme under disse forholdene. Utnyttelsen har av den grunn i perioder vært nede i 50%.

Etter de erfaringer vi har til nå, tror jeg at Hydrillen vil kunne bidra til at vi kan få senke enhetskostnadene på en rekke av de arbeider vi driver i dag. Dette skyldes at Hydrillen er godt tilpasset de oppgaver vi i dagens situasjon og i fremtiden vil måtte løse innen vegbyggingen i Rogaland fylke. Det er to momenter som kommer sterkt inn her.

- Kravene til arbeidsmiljøet øker etter som miljøloven begynner å virke.
- Bevilgningene blir skåret ned relativt sett. Derav følger mindre omfang på de enkelte oppdrag. Dette krever god fleksibilitet og mobilitet.

Hydrillen vil kunne møte disse kravene dersom vi klarer å møte utfordringene med å organisere arbeidet og lære opp operatørene.

PALLBORINGSRIGG VED ULLA-FØRRE-ANLEGGENE.

Jumbo for benching at Ulla-Førre.

Avd. ing. Harald Håland, NVE Ulla-Førre-anleggene.

SAMMENDRAG

Ved Ulla-Førre-anleggene drives pallstrossing av tunneler med en spesialbygd rigg. Riggen er bygget av Atlas Copco og har 4 stk. Cop. 1038 hydrauliske bormaskiner. Pr. 1.11.79 er det stroset 2600 m. (70 og 85 m^2): 210.000 tfm^3). Beste uke-inndrift er til nå 105 m, men det er lastingen som hittil har vært bestemmende for inndriften.
Brutto borekapasitet er ca. 74 bm/time, og borsynk med 2 1/2" kroner er ca. 70 cm/min.

SUMMARY

At The Ulla-Førre-Construction-Site, benching in tunnels is done with an Atlas Copco Jumbo. The Jumbo concists of 4 Cop. 1038 hydraulic machines. Until November the 1. 1979, 2.600 m. (70 and 85 m^2 cross-section) is benched. The best weekly production is 105 m. Loading is limiting the production. Brutto drilling capasity is approx. 74 m/hour and penetration with 2 1/2" bit is about 70 cm/min.

1. Innledning.

Ved Ulla-Førre-anleggene skal det drives 18,5 km. tunneler med tverrsnitt på 100 m^2 og mere. Disse tverrsnittene er delt i toppstoll og bunnstross.

Til driving av bunnstrossen ble både liggerstross (Fig. 7.1) og stross ved pallboring (Fig. 7.2) vurdert.

I Ritsem i Sverige ble det i 1977 strosset en tunnel med en spesialbygd pallboringsrigg.

En gruppe fra Statskraftverkene var og så på denne riggen, og det ble valgt å satse på tilsvarende utstyr.

Grunnene for valget var følgende:

a) Ved denne metoden kan man bore trygt gjennom subbuslag.
(Riggen er utstyrt med vernehytte).

b) Nøyaktig boring p.g.a. at bommene står i fast vinkel (15° kastvinkel).

I tillegg kommer de generelle fordelene ved pallboring.

c) Utkjøring og boring kan pågå samtidig. Boring kan følgelig pågå kontinuerlig.

d) Sikrere drivemetode med de høye veggene.

2. RIGG.

Det ble bestilt en rigg fra Atlas Copco. Typebetegnelsen er Promec TH 471-4 (Fig. 7.3). Riggen har 4 stk. Cop 1038 HL hydrauliske bormaskiner. De to midtmaskinene har 10' materbjelker og sidemaskinene 8'.

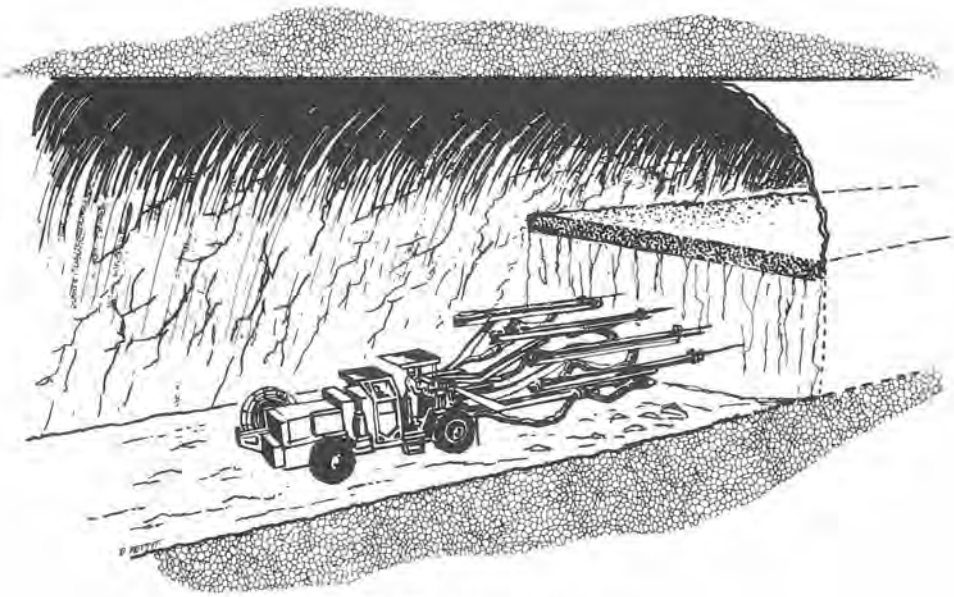


Fig. 7.1 Liggerstross

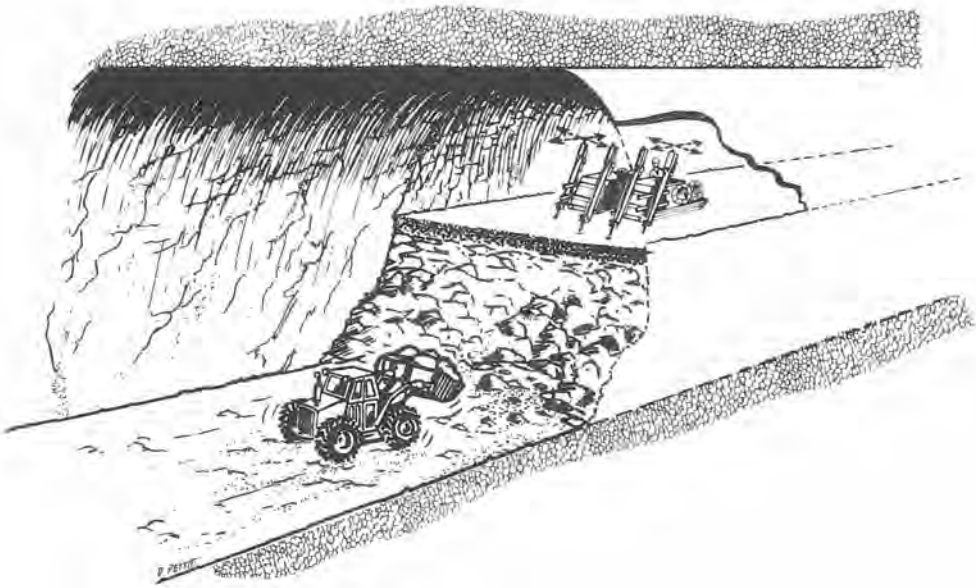


Fig. 7.2 Pallstross

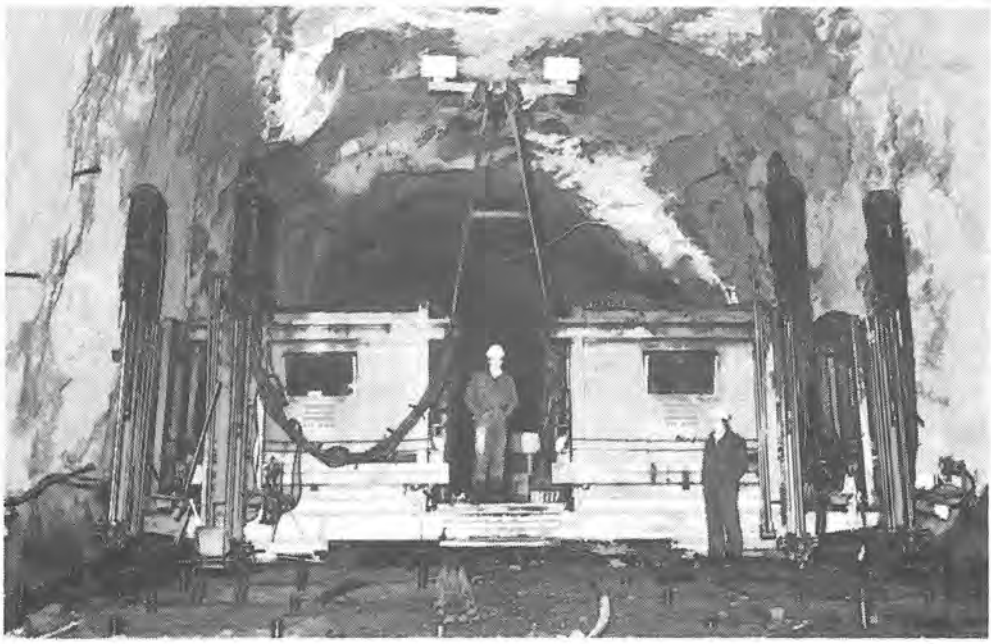


Fig. 7.3 Strosseriggen

Riggen som veier ca. 35 tonn har et hydraulisk framdriftsystem. Den står på to meier som den kan forskyves langs. Når meiene skal flyttes fram, heises riggen opp med hydrauliske jekker. Dette framdriftssystemet har vi "funnet" hos Vattenfall.

På riggen er det vernehytter som maskinen kan manøvreres fra under boring gjennom subbuslag. Dette for å eliminere faren ved påboring av eventuelle rester av sprengstoff fra driving av toppstollen.

Riggen forsynes med el-kraft via en 6 KV kabel. Strømforbruket er ca. 210 KW.

Trykket på spylevannet skal ligge mellom 8 og 10 bar. Ved 10 bar er vannforbruket pr. maskin ca. 60 l/min.

3. ARBEIDSOPPLEGG.

Drivingen foregår på 2 skift.

Til boringen er det 10 mann, 4 borere pluss reparatør på hvert skift. Driverne har også ansvaret for lading og skyting.

Boringen utføres etter følgende rutine:

- Subbuslaget bores gjennom med 3 1/2" krone.
  2 1/2 mm. krone settes på til videre boring.
- Det blir satt ned plastrør i subbuslaget for å holde hullet åpent.

- Boringen fortsetter, 3 stenger for midtmaskinene, 4 for sidemaskinene.
- Hullene renskes ved at stengene trekkes opp og ned flere ganger før de tas av.
- 3 1/2" kroner settes på, og maskinen flyttes til neste hull.

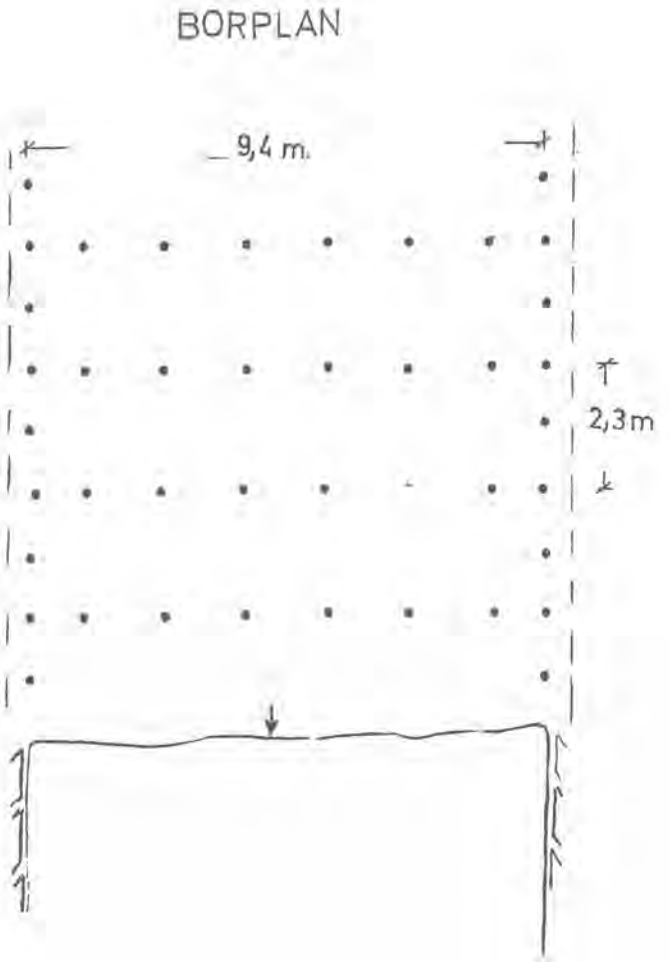


Fig. 7.4 Borplan

4. BORMØNSTER.

Det blir boret etter bormønster vist på fig. 7.4. 8 hull pr. rast pluss et ekstra vegghull mellom hver rast. Restavstanden er 2,3 m.

Vegghullene bores med sidemaskinene, resten med midtmaskinene.

Rekkevidden til maskinene gjør at man får et dødfelt på midten og et mot hver av sidene se fig. 7.5. Dette begrenser mulighetene til å variere bormønsteret.

Dette er en av de største svakhetene ved riggen. Presplitt har vært forsøkt ved flere anledninger, men det viser seg at det blir stående igjen en "tå"langs veggene fordi den første

rasten ikke kommer nær nok veggrasten.

Det har vært foretatt en ombygging for å øke rekkevidden, men det mangler enda noe før riggen er så fleksibel at man står helt fritt ved valg av bormønster.

DEKNINGSOMRÅDE

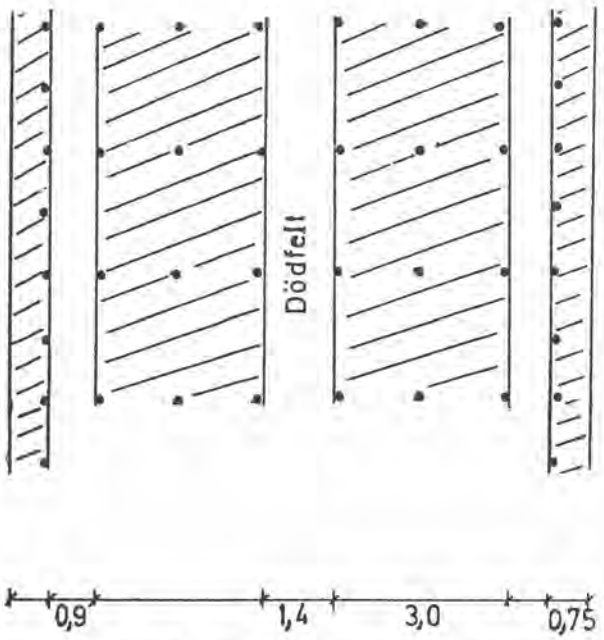


Fig. 7.5 Riggens dekningsområde

5. LADING–SPRENGNING.

Lading pågår nærmest kontinuerlig. I vegghull brukes bunnladning, 3 stk.50 x 600 mm. dynamit og 22 x 1000 mm. glynitrør som pipeladning. I strossen brukes bunnladning og pipeladning av 50 x 600 mm. minit. Ladeplan er vist i fig. 7.6.

Det skytes en salve pr. skift. Salvelengden er ca. 10 m. (4 raster). En har alltid ladet et par raster mer enn det som blir sprengt. Dette er for å unngå vansker med ladingen p.g.a. bakbryting. Det står dermed alltid ladede hull. For å unngå stans p.g.a. tordenvær, er det brukt Non-el tennere.

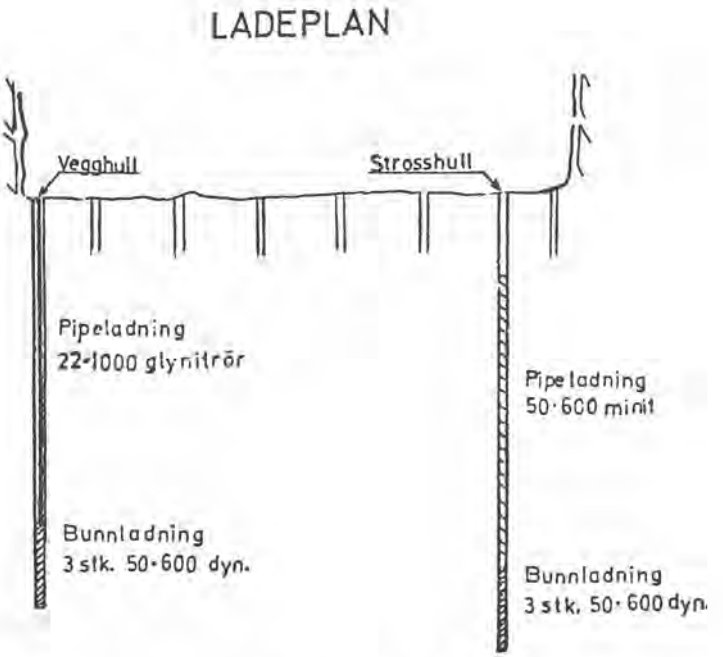


Fig. 7.6 Ladeplan

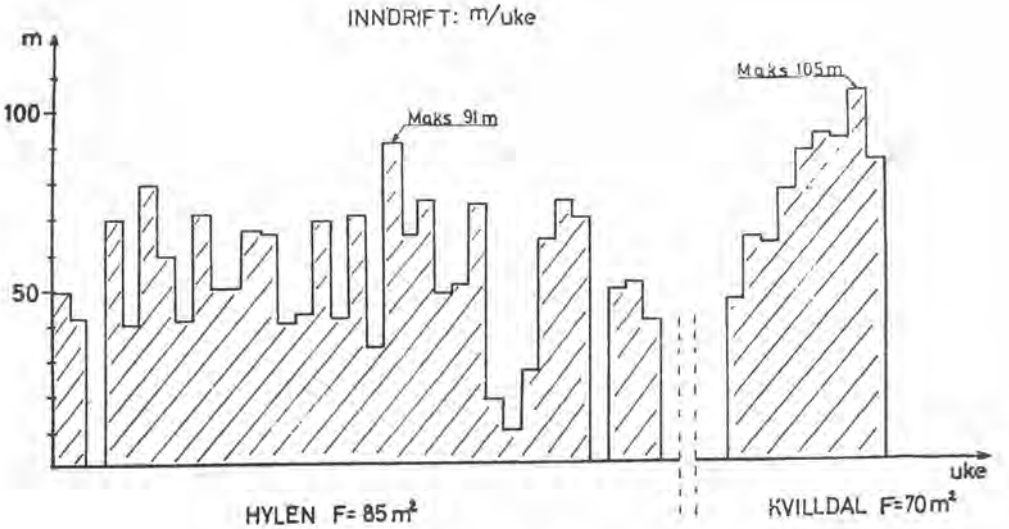


Fig. 7.7 Inndrifter m/uke

6. LASTING, UTKJØRING, RENSK.

Lasting foregår med CAT 988 A m/sidetipp. Til nå har lastingen vært bestemmende for inndriften. Det arbeides nå med å få satt inn en CAT 988 B m/sidetipp. En regner med at dette vil øke lastekapasiteten med 10-15%.

Parallelt med lastingen pågår rensk av veggene med Brøyt X4T. Utkjøring foregår med CAT 769 B.

7. DRIFTSRESULTATER.

Pr. 1.11.79 er følgende arbeid utført med riggen:

a) Tilløpstunnel Hylen Kraftstasjon:
1800 m. strosset fra 75 til 160 m^2
): 85 m^2 Tot.: 153.000 tfm^3.

b) Tilløpstunnel Kvilldal Kraftstasjon:
790 m. strosset fra 65 til 135 m^2.
): 70 m^2 Tot.: 55.300 tfm^2

Oppnådde inndrifter er vist på fig. 7.7.

De ujevne inndrifter i Hylen skyldes i stor grad heft p.g.a. sikringsarbeider.

En rigg av denne typen er selvfølgelig sårbar av den grunn at hele boringen stanser opp dersom en maskin stanser. Dette har imidlertid vært et lite problem da boringen hele tiden har ligget tildels langt foran lastingen.

8. KOSTNADER.

Innkjøpsprisen for riggen var kr. 2.125.000, – inkl. 13% investeringsavgift (1978).

I tillegg er riggen bygget om for kr. 175.000,–. Framdriftssystemet er endret fra luftvinsjer med wire til bolter i fjell, til hydrauliske jekker og meier. Dessuten er rekkevidden til midtmaskinene øket.

9. DATA.

– Borsynk	ca. 70 cm/min.
– Borekapasitet	74 bm/time
– Lastekapasitet 988 A m/fronttipp	152 tfm^3/time
– Spesifikk boring	0,53 bm/tfm^3
– Spesifikt sprengstoff-forbruk	0,88 kg/tfm^3

Enhetskostnader (etter 106. 000 bormeter)

– Reservedelskostnader	2,33 kr./b.m.
– Borutstyrkostnader	5,40 kr./b.m.

MILJØFORHOLD VED BORING/LASTING OG BETONGSPRØYTING

Comparison of underground environment at drilling/loading and shotcreting operation.

Bergingeniør, Dr. ing. Tom Myran, Institutt for gruvedrift, NTH.

SAMMENDRAG

Den alvorligste miljøbelastning ved boring er støy. Oljetåke ved trykkluftboring er imidlertid et større miljøproblem enn man tidligere synes å ha vært klar over. Ved overgang fra trykkluftrigger til elektrisk/hydrauliske rigger er miljøforbedringen med hensyn på støy og oljetåke betydelig.

Valg og service av motor, riktig dimensjonert og vedlikeholdt ventilasjonsanlegg samt omhyggelig vanning av røysa er avgjørende for å oppnå tilfredsstillende arbeidsatmosfære ved lasting med dieselmaskiner under jord.

Ved betongsprøyting er det mengden totalstøv og i mindre grad mengden finstøv eller kvarts som er avgjørende ved vurdering av støvforholdene. Tørrsprøyting er betydelig mer støvproduserende enn våtsprøyting.

SUMMARY

Measurements show that oil mist from pneumatic drilling operations underground can be a worse problem than earlier believed. The introduction of hydraulic drilling rigs have lowered the levels of oil mist and noise considerable. Choice and service of motors, correctly dimensionated and maintained ventilation plants and careful watering of stone pile is important factors to attain a acceptable atmosphere at loading operations with diesel equipment underground. Dust measurements on shotcreting operations show that it is the concentration of total dust and not so much the consentration of fine (respirable) dust or quartz which is decisive. Dry shotcreting is much more dusty than the wet method.

1. BORING

1.1 Innledning

Mekanisering av boringsarbeider under jord har medført at andre faktorer enn direkte fysisk anstrengelser har kommet i fokus. Dette kan være støy, oljetåke, støv, vibrasjoner, siktproblem osv. I forbindelse med undersøkelser av arbeidsmiljø i gruver og anlegg har jeg under samtaler med operatører av ulike typer borutstyr stilt spørsmål om hvilke miljøfaktorer de anså som verst ved boring. De aller fleste oppga støy som den alvorligste miljøbelastning. Deretter fulgte stress, oljetåke, vibrasjon og støv.

Boroperatører som var gått over fra trykkluftrigger til elektrisk/hydrauliske rigger, oppfattet miljøforbedringen for støy og oljetåke som betydelig.

1.2 Helsefare

Støy

Høyt støynivå kan føre til hørseltap og andre fysiologiske effekter med negative virkninger som enda ikke er helt klarlagte. Skal man ha mulighet for å beskytte seg mot den støy dagens bormaskiner forårsaker, må øreklokker benyttes, gjerne i kombinasjon med ørevattpropper. Hørselvern kan imidlertid ikke ansees som en fullgod løsning på støyproblemet. Primært bør støyproblemet søkes løst ved kilden.

Oljetåke

Oljetåke er en aerosol av fine små dråper som spredes ut i luften med eksosen fra f.eks. en trykkluftdrevet bormaskin. Oljedråpene har ulik størrelse, men det er særlig partikler mindre enn 5 mikron (0,005 mm) som er av helsemessig interesse. Innånding av større mengder oljetåke kan føre til såkalt oljelunge.

Hudsykdommer, kontakteksem o.l. kan også være et resultat av oljepåvirkning.

At innånding av oljetåke kan føre til lungekreft, er ikke helt bekreftet, men kan ikke utelukkes. (Ref. Arbetarskyddsstyrelsen, Sverige). Sammensetningen av oljen er avgjørende for den kreftfremkallende effekten, og det antas at denne er knyttet til gruppen polysykliske aromatiske hydrokarboner (PAH).

Administrativ norm (grenseverdi) for oljetåke er satt til 5 mg pr. m^3 luft. Normen ble i sin tid satt for å verne mot siktnedsettelse og fysisk ubehag.

Støv

Borstøv dannes hovedsakelig ved borkronens slag mot fjellet, og spesielt ved påhugg. Mer enn 95% av støvet bindes normalt i spylevannet. Ved dårlig spylevannstrykk eller vann med luftblærer blir støvdempningen mindre.

Ved boring i bergarter med mindre enn 15-20% kvarts utgjør støv normalt ikke noe stort miljøproblem.

Sikt

Trykkluftboring kan føre til redusert sikt i et bergrom. Dette skyldes hovedsakelig at fuktigheten i trykkluften kondenseres ut når luften forlater maskinen, spylevann som trenger inn i maskinen og rives med av utblåsningsluften, samt olje som gjennom ofte feil innstilte smøresystem følger med utblåsningsluften. Redusert sikt er normalt ikke noe helseproblem, men oppfattes som en forringelse av arbeidsmiljøet og derved en miljøbelastning.

Propanbrennere o.l. benyttes ofte for å bedre sikten.

Vibrasjoner

Vibrasjoner er et irritasjonsmoment og kan føre til besvær av fysiologisk og psykologisk natur.

Undersøkelser i Sverige viser at hjullasterførere er spesielt utsatt. I tre av seks undersøkte hjullastere ved LKAB lå vibrasjonene over akseptert norm ved 8 timers belastning (ISO 2631). Også i trucker kan vibrasjonene være kraftige, mens det på boraggregat bare ble registrert beskjedne vibrasjoner.

Vibrasjoner er en miljøfaktor som vi vil gjøre til gjenstand for nærmere undersøkelser.

1.3 Måleresultater

I det følgende skal oppsummeres endel måleresultater på oljetåke, støv og støy ved trykkluft- og hydraulboring.

OLJETÅKE OG STØV

Eksempel

Ved en norsk gruve ble det registrert klare overskridelser av administrativ norm for oljetåke ved ortdriving med en 3-boms Atlas trykkluftrigg. Målingene viste markert forskjell i konsentrasjon på formiddags- og ettermiddagsskiftene, hvilket ble påvist å ha sammenheng med hvordan boreoperatørene justerte og regulerte smøreoljetilførselen.

Som ledd i en sommeroppgave i Gruvedrift III gjennomførte student Hans Peter Moe en nærmere undersøkelse av oljetåke og støv ved trykkluftriggen og en 2-boms hydraulrigg som var i drift i samme gruve.

Måleresultatene er vist i tabell, fig. 8.1.

Målingene ble gjort som 1/2-skiftprøver over tilsammen 7 skift med instrumenter plassert stasjonært på riggenes operatørpanel.

Driftsforholdene for begge riggers vedkommende ble bedømt som temmelig like, dog med en noe bedre ventilasjon ved luftrigg.

		Atlas trykkluftrigg med 2 stk BBC 120 og 1 stk COP 126	Atlas hydraulrigg med 2 stk COP 1038
Totalstøv konsentr. mg/m^3	Middel	1,39	1,02
	95% konfidens-grenser	1,24-1,56	0,75-1,39
	Adm.norm	9,0	9,0
Resp.støv-konsentr. mg/m^3	Middel	0,59	0,40
	95% konfi-densgrenser	0,41-0,85	0,35-0,64
	Adm. norm	1,80	1,80
Oljetåke totalt mg/m^3	Middel	14,73	0,87
	95% konfi-densgrenser	12,77-16,97	0,64-1,18
	Adm. norm	5	5

Fig. 8.1. Støv- og oljetåkekonsentrasjoner.

Kommentarer:

- Støvkonsentrasjonene ved begge rigger ligger klart under administrativ norm. Respirabel støvfraksjon utgjør ca. 40% av totalstøvfraksjon. Den noe høyere støvkonsentrasjon ved luftrigg skyldes at det her bores med 3 maskiner mot 2 på hydraulriggen.
- Ved trykkluftboring overskrides administrativ norm for oljetåke med en faktor 3, mens konsentrasjonen er meget lav ved hydraulrigg.

Overgang fra BBC 120 til COP 126 har bedret oljetåkesituasjonen ved luftriggen. COP 126 er en kraftigere, men bedre innbygd og kapslet maskin. Det drives også forsøk med andre typer oljesmøreapparater og plasseringen av disse i forhold til maskinen.

Eksempel

Resultatet av tilfeldige målinger på støv og oljetåke ved trykkluftboring i 5 norske gruver og 2 tunnelanlegg er vist i figur 8.2. Måleresultatene viser at støvsituasjonen er tilfredsstillende for samtlige borrigger, mens administrativ norm for oljetåke overskrides ved fem av de ni riggene. Dette tyder på at oljetåke er et større miljøproblem enn tidligere antatt.

Riggtype	Totalstøvkons. mg/m^3	Oljetåkekons. mg/m^3	Ventilasjon
Bolterigg	1,9	7,3	Middels
Langhullsrigger			
Langhullsrigg	0,6	2,1	God
Senkborrigg	3,3	4,0	Middels
ROC 306			
Promec langhullsrigg	1,5	8.0	Dårlig
Langhullsboring			
BBC 120	1,1	9,2	Meget dårlig
Ortrigger			
Promec T 277	2,2	3,4	Meget god
Tampellarigg	1,3	3,8	God
Boomer 121	3,4	6,8	Middels
Promecrigg	2,8	8,2	Dårlig
Administrativ norm	6,0★	5	

Fig. 8.2. Støv- og oljetåkekonsentrasjoner.

★ Administrativ norm for støv med 10% kvarts.

Av tabellen fremgår klart at jo bedre ventilasjonen er, jo lavere er innholdet av oljetåke i luften. Av andre viktige faktorer må nevnes smøreapparatenes innstilling (ofte overdosering), utløpsluftens retning i forhold til boreoperatørene og type smøreolje. En viss overdosering av smøreolje må man regne med, da for lite olje ganske raskt gir økt slitasje på maskinene.

Bruk av forskjellige typet lyddempere (eksosslanger, "miljøburker", kappe, innbygning) kan redusere innholdet av oljetåke på operatørplass, men fører ofte til isdannelse og redusert borsynk.

Støy

Målinger av støynivå på hydraulrigger og trykkluftrigger viser at hydraulrigger skiller seg klart ut i det lavfrekvente området, med 10-20 dB lavere støynivå enn for trykkluftrigger ved frekvensene 100-500 Hz. Ved frekvensene 1000-16000 Hz er forskjellen betydelig mindre og varierer fra 0-15 dB, avhengig av riggtype. Den mindre forskjell i det høyfrekvente området skyldes hovedsakelig lyden fra hydraulpumpen.

I følgende to eksempler er sammenlignet støynivå ved hydraulboring og trykkluftboring. Støykurvene representerer arbeidsplassens maksimalnivå. Målingene er foretatt på styrepanel ved boreoperatør.

Eksempel:

I fig. 8.3 er vist en sammenligning av støynivå for en Atlas 2-boms hydraulrigg og en tilsvarende trykkluftrigg.

Atlas hydraulrigg med 2 stk. COP 1038. dB (A) = 106.
Atlas trykkluftrigg med 2 stk . BBC 120.dB (A) = 112.

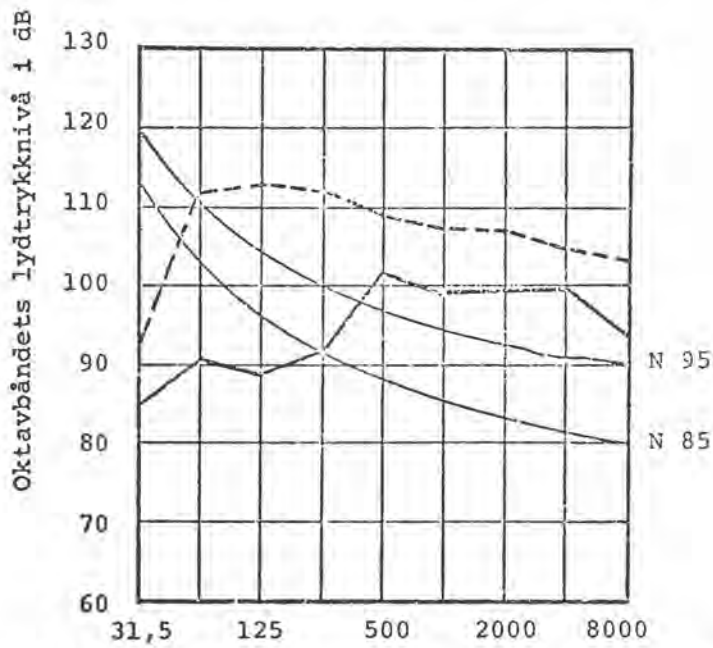


Fig. 8.3. Sammenligning av støynivå for hydraulrigg og trykkluftrigg

Av figuren fremgår at det er markert forskjell i støynivå i det lavfrekvente området. I de høyere frekvenser er forskjellen mellom hydraulrigg og trykkluftrigg betydelig mindre, men dog signifikant.

Eksempel:

I fig. 8.4 er vist en sammenligning av støynivå for en Tamrock 2-boms hydraulrigg og Atlas 2-boms trykkluftrigg.

Tamrock hydraulrigg med 2 stk HE 425. db (A) = 110
Atlas trykkluftrigg med 2 stk COP 115-E. db (A) = 111

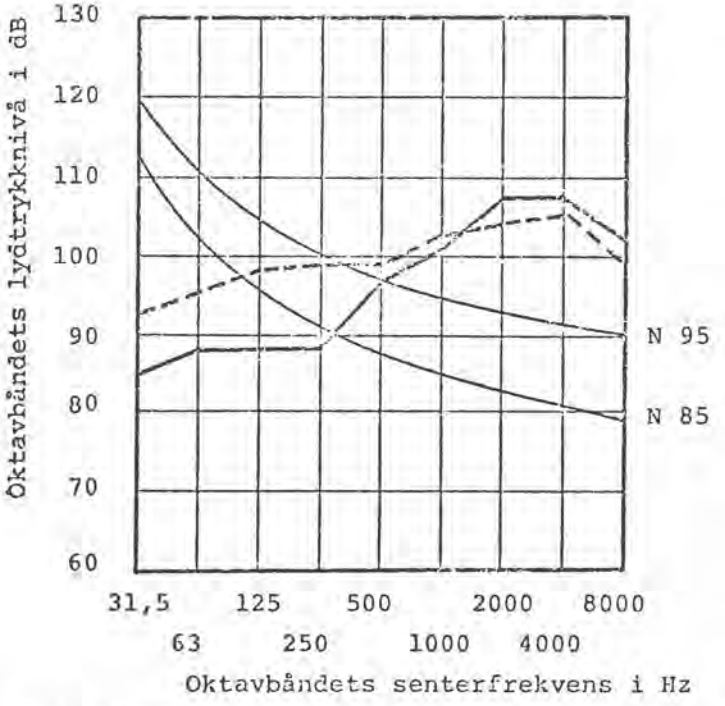


Fig. 8.4. Sammenligning av støynivå for hydraulrigg og trykkluftrigg.

Av figuren fremgår at det er markert forskjell i det lavfrekvente området. I de høyere frekvenser ligger forskjellen innen målenøyaktigheten.

2. LASTING

2.1 Innledning

Lasting og transport skjer i stor grad med dieseldrevet utstyr. Selv om innføringen av disse store enheter definitivt har forbedret yrkesskadefrekvensen ved lastearbeider, har de tilført miljøet dieselavgasser, samtidig som støvproblemet fortsatt er tilstede.

2.2 Gass

En akseptabel arbeidsatmosfære med hensyn tpå dieselavgasser oppnås først og fremst ved valg av riktige motortype. Riktig justering og vedlikehold av motor er meget viktig i tillegg til et riktig dimensjonert og godt vedlikeholdt ventilasjonsanlegg. Forsømmes dette, kan de administrative normer for spesielt nitrøse gasser, sot og kulloksyd lett overskrides.

Forholdene på stuff er avhengig av hvor nær man kommer med ventilasjonsrøret. Dette er vist ved følgende eksempel:

I et tunnelanlegg med tverrsnitt 52 m^2, 2000 m lengde og ventilasjonskapasitet 11 m^3/sek ble det registrert en økning i CO-konsentrasjon på stuff fra 10-15 ppm til 150-180 ppm når avstanden mellom stuff og utløp ventilasjonsrør økte fra ca. 30 m til ca. 60 m. Tilsvarende økning av nitrøse gasser (NO_x) var fra 10-12 ppm til 25-30 ppm, og støvkonsentrasjonen økte med en faktor 2-3. Den betydelig større økning i CO-konsentrasjon enn for NO_x skyldes at store mengder CO frigis fra røysa under utlasting. Dette kommer i tillegg til CO avgitt fra dieselmaskinene.

Dette viser at dersom ikke framtrekk av ventilasjonsrør følges omhyggelig opp, kan gass- og støvforholdene på stuff lett forandres fra tilfredsstillende til det helt uakseptable.

Forskjellige metoder for avgassrensning anvendes i noen grad på dieseldrevne laste- og transportmaskiner. Katalysatorer kan redusere innholdet og kulloksyd og hydrokarboner, men oksyderer ofte nitrogenoksyd (NO) til den helsemessig sett farligere nitrogendioksyd (NO_2). Bruk av vannscrubber absorberer sot, og kan ha positiv virkning på luktstoffer, når etterfylling av vann skjer tilfredsstillende. Dette må gjøres flere ganger pr. skift, såfremt scrubberen ikke fungerer etter selvfyllingsprinsippet. Det må imidlertid ikke glemmes at den beste avgassrenser er en servicemann som kan jobben sin.

2.3 Støv

Støvproblemet under utlasting av salve og rensk på røysa kan være betydelig dersom vannspyling av røysa og framtrekk av ventilasjonsrør forsømmes. Opptil 70-80 % reduksjon i støvkonsentrasjonen på stuff kan oppnås ved riktig vanning av røysa.

Lasteoperatøren kan også beskyttes mot støveksposisjon ved å gjøre maskinens førerhytte støvtett og utruste den med vifte kombinert med støvfilter.

Kvartsinnholdet i støvet er helt avgjørende for helserisikoen. Eksempelvis vil man i et bergrom med 5% kvarts i støvet kunne akseptere 3 ganger høyere støvkonsentrasjon enn i tunnel med 25% kvarts, med samme risiko for silikose.

2.4 Ventilasjon

Dieselgasser ansees tradisjonelt å være ventilsjonsdimensjonerende under jord. De undersøkelser vi har utført, synes imidlertid å vise at dersom kvartsinnholdet i støvet er høyere enn 25% vil tilfredsstillende uttynning av støv kreve mer ventilasjon enn for dieselavgasser.

I et moderne ventilasjonsanlegg transporteres store mengder luft. 2-2,5 tonn ventilasjonsluft pr. tonn brutt berg ved tunneldrift og 3-4 tonn luft pr. brutt malmtonn i en gruve, er ikke uvanlig. Man skjønner da umiddelbart behovet for et riktig dimensjonert og godt vedlikeholdt ventilasjonsanlegg.

Generelt bør et ventilasjonsanlegg overdimensjoneres noe, og f.eks. ved tunneldrift kjøres trinnvis avhengig av arbeidsoperasjon. Dette fordi det kreves mer luft under lasting og transport enn ved boring.

Etter å ha nådd et optimalt punkt, avtar ventilasjonseffekten med hensyn på å transportere bort forurensninger. I en 56 m^2 tunnel med lengde 1250 m og ventilasjonskapasitet 13 m^3/sek sank eksempelvis konsentrasjonen av støv og gass på stuff med bare 10-15% ved en fordobling av luftmengden.

En ukritisk økning av ventilasjonskapasiteten kan ha den uheldige virkning at bergoverflaten tørker opp, med økende støvproblem som resultat.

3. BETONGSPRØYTING

3.1 Innledning

Det skilles mellom to metoder:

1) Tørrsprøyting
2) Våtsprøyting

I fig. 8.5 fremgår forskjellen på de to metoder samt endel generelle opplysninger. Betongsprøyting utføres som hånd- eller robotsprøyting.

I Norge utføres idag ca. 80-85% av all betongsprøyting som våtsprøyting. I Sverige er fordelingen ca. 10% våt, resten tørr.

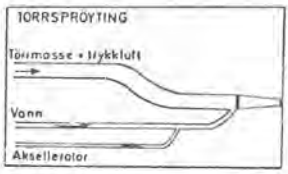
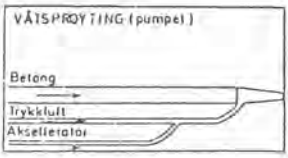
	Tørrsprøyting	Våtsprøyting
Prinsipp:		
Blandemateriale:	Sement og grusmaterialet forblandes, vann tilsettes ved munnstykket	Mørtel/betongmørtel ferdigblandes i ordinært blandeutstyr
Materialtransport:	Luftstrømstransport i slangen (trykkluft)	Luftstrømstransport eller pumping
Kapasitet:	6-8 m^3 pr. skift	15-25 m^3 pr. skift
Prelletap:	20-30%	5-10%
Pris pr. m^3 (ekskl. rigg):	1500-1800 kr/m^3	1100-1400 kr/m^3
Miljøproblemer:	Spesielle tiltak nødvendig	Lar seg lettere løse
Utstyrbetegnelse:	BSM 603, 604, 605 Besab Aliva 600	SEM-skrue Putzmeister stempelpumpe Monopumpe Meyco-pumpe

Fig. 8.5. Sammenligning tørr- og våtsprøyting.

Begge metodene har sine fordeler og ulemper. Spesielt ved tørrsprøyting angis mye støv i arbeidsluften som en av de store ulemper.

3.2 Helsefare

Det støv som dannes ved sprøyting av betong, er en blanding av sement, sand (vanlig mineralstøv inklusive kvarts) og tilsetningsstoffer.

Sand kan inneholde betydelige mengder med silikosefarlig kvarts. De fleste tilsetningsstoffer er sterke alkalier (f.eks. lut) som er etsende og kan gi såkalt sementeksem.

Den miljømessige betydning av tilsetningsstoffene er ikke så godt kjent. Hittil har man vurdert dem under gruppen inert eller sjenerende støv, hvor sement også hører hjemme (administrativ norm 10 mg/m^3).

3.3 Måleresultater

En rekke miljøforhold er viktige ved betongsprøyting. Her skal imidlertid kun omtales støv.

I tabell fig. 8.6 er vist resultater fra fire måleserier på støv under betongsprøyting som vi har utført bl. a. med støtte fra Sprøytebetongkomitéen og NTNF. I tabellen er også tatt med resultater fra enkelte svenske undersøkelser.

Det skilles her mellom totalstøv, som omfatter det totale innhold av støv i arbeidsluften, og respirabelt støv som er lungeskadelig finstøv og som måles med syklon.

Resultatene er ikke entydig sammenlignbare pga. stor forskjell i lokale faktorer som ventilasjon, romstørrelser, betongblandinger og ikke minst sprøyteoperatør og munnstykke. Dessuten er det ved de norske målinger kjørt med lengre prøvetakingstid enn ved de svenske.

Basert på måleresultater for sprøyteoperatør kan imidlertid visse hovedtendenser trekkes:

- tørrsprøyting er betydelig mer støvproduserende enn våtsprøyting
- overskridelsen av administrativ norm for totalstøv er betydelig ved tørrsprøyting. Dette gjelder også ved godt ventilerte anlegg. Tilsvarende overskridelser er ikke registrert for finstøv og mengde fri kvarts
- totalstøvkonsentrasjonen synker betydelig med økende avstand fra sprøytemunnstykket. Eksempelvis sank konsentrasjonen med 50% 2 m fra munnstykket på ett av anleggene.

Et usikkert punkt er bestemmelsen av mengde kvarts i støvet. Dette vil variere etter hva slags tilslagsmateriale som benyttes. Ut ifra et helsemessig synspunkt skal kvartsanalyse foretas på finstøvfraksjon. I gjennomsnitt synes mengden av kvarts i finstøv ved betongsprøyting å ligge på ca. 2-5%. Dette er relativt lavt kvartsinnhold, og den foreliggende silikoserisiko er av den grunn mindre enn tidligere antatt ved betongsprøyting.

Konklusjon

Ved betongsprøyting er det mengden totalstøv og i mindre grad mengden finstøv eller kvarts som er avgjørende ved vurdering av støvforholdene.

3.4 Kommentarer

Tørrsprøyting

Utformingen av sprøytemunnstykke og dimensjonen på slangesystem for vanntilførsel er viktig. Vannmengden reguleres av sprøyteoperatøren. Dette er en kritisk faktor for støvdannelse. For lite vann vil føre til stort prelletap og mye støv. En ekstra vannring i tilførselsslangen for å forfukte trykkluft og tørrmasse før blandingen når selve hovedvannringen kan redusere støvdannelsen.

ANLEGG	Totalstøv mg/m³	Resp. støv mg/m³	Støv < 5 µm mg/m³	Kvarts %	Kvarts resp. støv < 5 µm, mg/m³	Anmerkning
TØRRSPRØYTNING						
Sprøyteoperatør						
1. Steinan/ Inst.f.gruvedr.	24,7 (7,1-36,5) 1)	8,0	-	6,2 tot.	0,50	BSM 603.Dårlig ventilasjon.Sprøytekapasitet 15-19 m³/skift.
2. Ulla-Førre/ Inst.f.gruvedr.	14,3 og 19,2	5,4 og 5,5	-	4,2 resp. 4,5 tot.	0,23	BSM 603.Stabilator robot Ventilasjonshast. 0,5 m/sek.Sprøytekapasitet 9-12 m³/skift
3. Oppegård/ Inst.f.gruvedr.	12,9	2,3 (1,5-3,3)	-	-	-	BG 100.Vent.hast. 0,2 m/sek.Sprøytekapasitet 10 m³/skift.
4. Stockholm/ Bygghälsan	27,0 (16-52)	-	5,4 (3,8-7,2)	2,1 resp.	0,11	Ventilasjon fra meget god til dårlig
5. Norge/Sprøyte-betongkomiteen	18,6	-	-	-	-	BSM 603
6. Sverige/ Grängesberg	88,3 (66,2-111,2)	-	2,4 (1,8-3,0)	2,5 resp.	0,06	Ventilasjon 3 m³/sek
Blandeoperatør						
1. Steinan/ Inst.f.gruvedr.	15,8 (9,9-33,9)	4,9	-	6,2 tot.	0,30	Som 1.sprøyteoperatør
2. Ulla-Førre/ Inst.f.gruvedr.	5,6 og 7,1	4,2 og 2,8	-	4,2 resp. 4,5 tot.	0,15	Som 2. sprøyteoperatør
4. Stockholm/ Bygghälsan	10,8 (4,7-16,4)	-	3,2 (1,1-6,1)	1-10 resp.	0,14	God ventilasjon
6. Sverige/ Grängesberg	31,9 (4,8-60,4)	- -	2,2 (0,3-4,3)	3 resp.	0,07	Som 6. sprøyteoperatør
VÅTSPRØYTNING						
Sprøyteoperatør						
7. Slemmestad/ Inst.f.gruvedr.	2,1 (0,6-2,8) 2)	0,7 (0,4-1,2) 2)	-	5,6 tot.	0,04	Semskrue, robot.Meget god ventilasjon. Sprøytekapasitet 20-25 m³/skift
8. Sverige/ LKAB	-	6,1 (2,3-10,8) 3)	-	0,8 og 3,7 resp.	0,05-0,23	Sem-skrue
9. Norge/ Sprøytebetong-komiteen	14,7	-	-	-	-	Putzmeister KK 215
10. "	23,6 4)	-	-	-	-	Sem-skrue
11. "	12,1	-	-	-	-	Spirocrete kombi
Maskin/blandeoperatør						
7. Slemmestad/ Inst.f.gruvedr.	4,5 (1,1-8,0)	1,0 (0,5-1,5)	-	5,6 tot.	0,06	Som 7. sprøyteoperatør
8. Sverige/ LKAB	12,6 (6,0-19,8)	- -	- -	0,8 og 3,7 resp.	0,05 0,23	Som 8. sprøyteoperatør
ADMIN.NORM 5) TLV_L	10	3,5	5	-	0,17-0,24	
TLV_H	15	5	8	-		

Anmerkninger

1) Tall i parentes angir ekstremalverdiene i måleserien.
2) De gunstige måleresultater for Slemmestad har sammenheng med meget god ventilasjon.
3) Ugunstige ventilasjonsforhold. Sprøyting mot ventilasjonsretningen gir høye konsentrasjoner.
4) I forhold til de øvrige måleresultater med annet utstyr under tilsvarende forhold, ligger Sem-skruen overraskende høyt.
5) De verdier som er oppgitt for totalstøv, respirabelt støv og støv mindre enn 5 ppm, er høy og lav normverdi for støv uten kvarts.

For anleggene nr. 5, 9, 10 og 11 er det foretatt kun én støvmåling. Måleresultatene her må derfor tillegges mindre vekt enn for de øvrige anlegg, hvor undersøkelsene er basert på et større antall målinger.

Fig. 8.6. Støvkonsentrasjoner ved tørr- og våtsprøyting

Erfaring fra Sverige viser at forlenget munnstykke fører til lavere støvkonsentrasjon og mindre prell.

Våtsprøyting

Ved våtsprøyting er valg av munnstykke og trykkluftforbruk av stor betydning for støvforholdene. Trykklufttilførselen til munnstykket forårsaker tåke som i blanding med akselerator kan være meget irriterende for hud og slimhinner i luftveiene.

Alment

God generell ventilasjon er som regel tilstrekkelig til å sikre akseptable støvforhold ved våtsprøyting.

Ved tørrsprøyting bør former for lokalventilasjon direkte rettet over sprøyteoperatør og munnstykke i sprøyteretning vurderes nærmere sammen med ulike typer skjerming.

Sprøyting mot vindretningen bør unngås.

Robotsprøyting gir gunstigere støvforhold enn håndsprøyting. Robotrigger med egne støvsamlere, eller hvor operatøren sitter i friskluftventilert hytte, finnes nå på markedet. For å unngå nedsmussing av vindusruten på hytta benyttes en plastfilm som rulles frem kontinuerlig.

Hvor forholdene blir bedømt som lite tilfredsstillende, bør forskriftsmessig verneutstyr som støvmasker, briller og hansker brukes hvor dette er mulig.

FULLPROFILBOREDE INNTAKSSTIGORTER VED ULLA–FØRRE.

Raise-boring at Ulla-Førre.

Sivilingeniør Jørn-Tore Glomnes, Ing. Thor Furuholmen A/S.

SAMMENDRAG

Sommeren og høsten 1978 ble 4 stigorter for bekkinntak fullprofilboret ved Ulla-Førre Kraftanlegg. Alle med diameter 80 cm. Resultatene for disse viser at fullprofilboring er konkurransedyktig med konvensjonell drift.

SUMMARY

Summer and autumn 1978, - 4 shafts-all of them with a diameter 80 cm were raised at Ulla-Førre pover plant by means of a Dresser 300 raise borer. The experiense shows that raise-boring was a good alternative to conventional method of shafting.

Sommeren og høsten 1978 ble det fullprofilboret 4 inntaks-stigorter ved anlegget vårt hos N.V.E. på Ulla-Førre anleggene. Ortene varierte i lengde fra 19 m til 120 m, og var av diameter 80 cm.

Arbeidene ble utført av Entreprenørservice A/S med sjaktboremaskin type "Dresser 300".

Stigortene er konsentrert rundt arbeidsstedet Flottene. (Fig. 9.1). Tre av bekkeinntakene, Flottheia, Østbekken og Midtbekkene lå uveisomt til, og helikopter måtte nyttes for å frakte utstyret inn. For å få utstyret fram til Vestbekken var det en beskjeden veibygging fra tippen.

Avstanden fra brakkeleiren var ikke større til noen av borestedene enn at mannskapet kunne gå til og fra. Til Flottheia var der 1/2 t gange.

Under anbudsregningen antok vi konvensjonell alimakdrift fra nisje i tunnelen, ev. langhullsboring. Tanken om fullprofilboring av stigorten begynte etter hvert å melde seg, dels på grunn av å prøve noe"nytt", og dels på grunn av N.V.E. på Ulla-Førre anleggene var interessert i fullprofilboring av en sjakt i denne størrelsen. Arbeider med en dam og kanal i forbindelse med bekkeinntaket nødvendiggjorde helikoptertransport, og da vi fikk et gunstig tilbud fra Entreprenørservice A/S, var valget tatt.

Stigorten i Flottheia var 120 m lang. Betongfundamenter med innstøpte bolter for feste av maskinen var utført før sjaktmaskinen ankom anlegget. Helikoptertransporten fra tippen på Flottene til borestedet startet den 6.6.1978, kl. 11.00, og vel en time senere var utstyret, ca. 35 tonn på plass. Oppriggingen startet umiddelbart, og neste dag kl. 11.00 var pilotboringen i gang. Piloten hadde gjennomslag den 14.6. Kroneskiftet tok ca. 1 t og opprømmingen til diameter 80 cm startet med det samme og var ferdig 29.6.

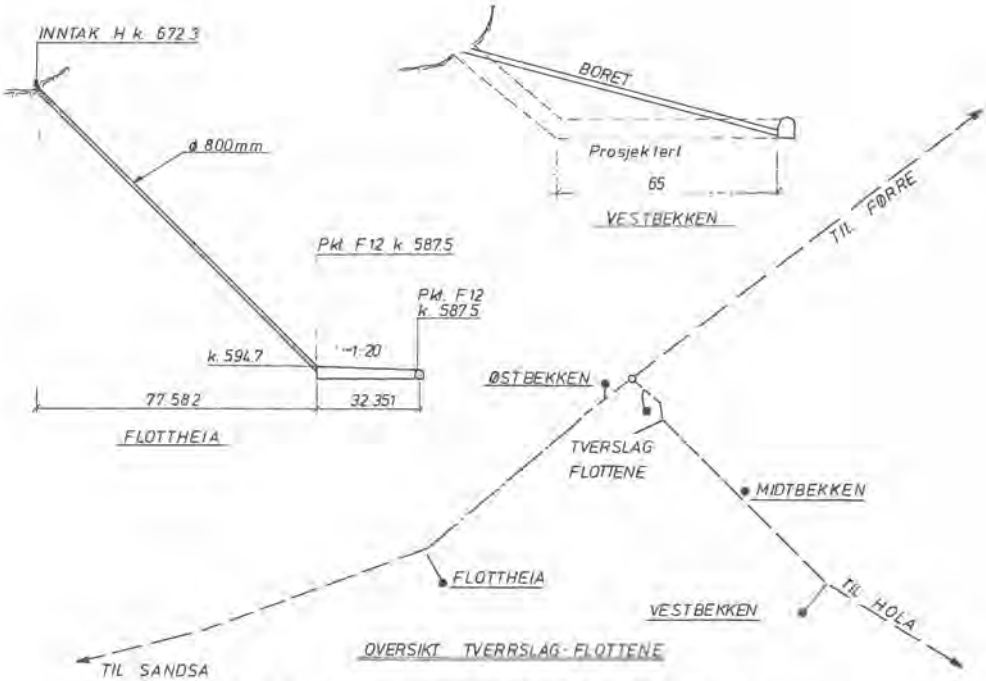


Fig. 9.1. OVERSIKT TVERRSLAG–FLOTTENE

Avviket var minimalt, og en kunne se fra tunnelen ut i dagen.

Resultatet fra vårt synspunkt var så oppløftende at vi bestilte boring av de 3 resterende sjakter, dog på forskjellige grunnlag.

Stigortene Østbekken med lengde 25 m i lodd, og Midtbekken 19 m i 24°, kunne med fordel drives med langhullsboring, men da sjaktmaskinen var i nærheten av innslaget, og helikopter måtte nyttes for å få denne ned sjakten, samt arbeid med tilrigging og transport av airtrack og kompressor, så vi fordelen med fullprofilboring. Særlig festet vi oss ved kort riggetid og liten belastning på den stedlige anleggsledelse. Stigortene sett separat, ville boring av disse ikke vært aktuelt.

For stigort Vestbekken var forholdet at bekken skulle føres inn i en 7 m^2 tunnel drevet med skinnegående materiell. Det opprinnelige var at en stikktunnel, lengde ca. 60 m skulle drives fra hovedtunnelen med en 40 m lang sjakt i enden. Skinnedrift er lite fleksibelt, og med konvensjonell alimakdrift av orter ville dette ha medført mye riggarbeid i en trang tunnel.

Ved bruk av sjaktemaskinen kunne orten legges i 15° og bore rett inn i tunnelen uten ekstra foranstaltninger og heft av driften. Pilotboring startet den 24.11 med gjennomslag 27.11. Opprømming var igang samme dag og orten ferdig 7.12. Dette ga en borsynk på 2,55 m/mask.t under pilotboringen og 0,8 m/mask. t for opprømmingen. Totalt er det medgått 748 timer for de 4 sjaktene, ekskl. flytting, opp- og nedrigging, men inkl. ventetid og vedlikehold. Til boring er det gått med 464 timer - som gir en utnyttelsesgrad på 62%.

For de første 3 sjaktene var den gjennomsnittlige borsynk 1,2 m/t, mens gjennomsnittet for opprømmingen var 0,86 m/t. Ifl g. Entreprenørservice A/S er resultatene lavere enn antatt. Høy borsynk for pilohullet kan lett gi stort avvik, men det viste seg at for Vestbekken der borsynken var oppe i 2,5 m/t, var avviket minimalt.

Fundamentene var også for svake, noe som også tilsa redusert materkraft.

Forskyvning av maskinen i forhold til borstengene i hullet medførte lekkasjer i hydraulikkrør samt større slitasje på gjenger i chuck og borrør. En bør påse at fundamentet er støpt på fast fjell og godt fundamentert. I tillegg dras resultatet ned p.g.a. for mye småstopp.

Erfaringene våre fra stigortboringen med "Dresser 300" på Ulla-Førre anleggene var gode. (fig. 9.2). Det vi mest merket oss var fleksibiliteten, og hvor lett den var å flytte. Sjaktmaskinen er "selvhjulpen" med dieseldrevet hydraulaggregat som kan gi en max materkraft nedover ved boring av pilothullet på 40 t, mens den ved opprømmingen til endelig diameter kan gi en trekkraft på 80 t.

STED	DIA	LENGDE	ADKOMST	RIGGTID	9 7/8" PILOT	RØMMING	PROBLEMER
FLOTTHEIA GRANITT/ GNEIS	800 Ø MM	120 M/43°	HELIKOPTER	1 DØGN	1,41 M/T	0.845 M/T	LEKKASJE I HYDR.RØR SVIKT I BETONGELEMENT GJENGENE I CHUCK ØDELAGT.
ØSTBEKKEN GRANITT/ GNEIS	800 Ø MM	25 M/LODD	HELIKOPTER	1 DØGN	1,07 M/T	0,847 M/T	DÅRLIG FUNDAMENT SJOKK REDUSERINGS-VENTIL.
MIDTBEKKEN GRANITT/ GNEIS HOMOGENT/ LITE SLEPPER	800 Ø MM	19 M/24°	HELIKOPTER	1 DØGN	1,17 M/T	0,95 M/T	NOEN STARTPROBLEMER (VANN I DIESELOLJE)
VESTBEKKEN	800 Ø MM	90 M/14,7°	TREKKVOGN		2,55 M/T	0,8 M/T	STARTVANSKER P.G.A. KULDE/SNØ. FOR LITE SPYLEVANN. CHUCK-BOLTER LØSNET/KNAKK

Fig. 9.2 Sammenstilling av erfaringer

	Antall kolli	Vekt tyngste kolli	Total vekt	Anm.
Dresser 300 boraggregat	2	2.850	5.000	Deles
Dieseldrevet hydraulaggregat	1	3.200	3.200	i to
HIAB hydraulisk kran	1	1.000	1.000	
Dieseldrevet vannpumpe	1	300	200	
Dieseldrevet el. aggregat	1	300	300	
Borrør 8 1/2" 110 rør inkl.stab	11	1.600	15.000	
Container m/verktøy & res.deler	1	2.500	2.500	
Diesel (10.000 1)	4		10.000	
Hydraulikkolje, Univis HP 22	1 cont.		170	
Motorolje SAE 10/30			100	

Fig. 9.3 Dresser 300 transportvekter

Maskinen er rask å rigge, og den kan demonteres i passende kolli for helikoptertransport. Maskiner med utstyr for den 120 m lange sjakten i Flottheia, ca. 35 t, ble fløyet på plass og rigget i løpet av 1 døgn. Transportvekten er listet opp iflg. fig. 9.3.

Når det gjelder kostnader i kroner og øre, vil en ikke komme inn på disse her, da de er avhengige av geologi og forhold forøvrig.

Vi fant at fullprofilboringen av stigortene var fullt konkurransedyktig med annen drift.

NY PROGNOSEMODELL FOR INNDRIFTER OG KOSTNADER VED FULLPROFILBORING AV TUNNELER:

New prediction model for penetration rates and costs by tunnel boring.

Sivilingeniør, dr.ing. O. T. Blindheim, Geologisk Institutt, NTH.
Sivilingeniør E. Dahl-Johansen, Institutt for anleggsdrift, NTH.

SAMMENDRAG

På basis av innsamlede driftsresultater for en rekke tunnelanlegg som har vært eller er under driving ved fullprofilboring er en ny prognosemodell under utarbeidelse. De viktigste elementene i modellen, som i hovedsak er beregnet på boring med enkeltrings rullemeisler, presenteres her kortfattet og foreløpig. Inndrift pr. omdreining beregnes ut fra borsynkindeksen DRI og materkraft pr. meiselring. Ved boring i fjell med sprekker, skifrighetsstikk o. l. korrigeres inndriften for svakhetsflatenes innflytelse avhengig av disses frekvens og orientering. Innflytelsen av svakhetsflatene er avhengig av bergartens borbarhetsegenskaper, og det må også korrigeres for materkraftutnyttelsen. Som eksempel på anvendelse er det vist et kostnadsoverslag for Brattset kraftverk. Det er oppgitt referanse for den fullstendige prosjektrapporten.

SUMMARY

On the basis of systematized results from a number of tunnel boring sites a new predicition model is under development.. The paper gives a preliminary presentation of this model, which primarly is disigned for boring with single disc cutters. The penetration per revolution is estimated from the Drilling Rate Index DRI and thrust per disc. If the rock mass contains weakness planes, such as joints or partings, a correction must be made depending on the frequency and orientation of the weakness planes. This correction is dependent on the boreability of the rock. A rock mass classification system is briefly described. In addition a correction must be made for the utilization of the thrust capacity of the cutters. As an example a cost estimate is given for Brattset hydro power project. Reference is given to the final project report.

BAKGRUNN OG MÅLSETTING.

Institutt for anleggsdrift utarbeidet våren 1976 i samarbeid med Geologisk Institutt en prognosemodell for beregning av inndrifter og kostnader ved fullprofilboring, Prosjekt-

rapport 1-76 (1). Siden dengang er det ved bruk av prognosemodellen, ved egen oppfølging og ved en rekke hovedoppgaver innsamlet en betydelig mengde data fra fullprofilboring i Norge og i utlandet.

Våren 1979 ble dette materialet gjennomgått og systematisert av en gruppe studenter samt forfatterne. Prosjektet var et ledd i undervisningen i faget Anleggsteknikk - særkurs.

Målsettingen for prosjektet var å ajourføre og forbedre prognosemodellen fra 1976. Vi har fått økonomisk støtte til prosjektet fra:

- Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.
- NVE - Statskraftverkene.
- De større entreprenørene.

Bergforskningen, BVLI har bidratt med dekning av kostnader til laboratorieanalyser av bergartsprøver fra tunnelene.

Utslagsgivende for prosjektets praktiske verdi er den gjennomførte åpenhet som entreprenørene nå viser angående driftsresultater fra tunneler under fullprofilboring.

Prognosemodellen vil bli utførlig behandlet i Prosjektrapport 1 - 79, "Fullprofilboring av tunneler" (2).

I dette innlegget skal vi bare kort presentere elementene i den nye modellen for beregning av netto inndrift.

HOVEDFAKTORER FOR SELVE BORINGEN.

Netto inndrift og boreverktøykostnader er avhengig av :

- Fjellmassens egenskaper.
- Maskinparametere.

Modellen må kombinere innvirkningen av disse faktorene.

FJELLMASSENES EGENSKAPER.

Fjellmassen består av bergarter og svakhetsflater. For å beskrive fjellmassen med tanke på fullprofilboring trenger vi derfor:

- Bergartenes borbarhetsegenskaper.
- Kvantitativ beskrivelse av svakhetsflatene.

Bergartsegenskapene er valgt uttrykt ved borsynkindeksen DRI og borslitasjeindeksen BWI. Trykkfastheten og punktlaststyrken kan være nyttige støtteparametere.

Disse borbarhetsindeksene er opprinnelig utviklet for lett boreutstyr. Gjennom et par hundretalls registreringer har det senere vist seg at indeksen beskriver bergartsegenskapene brukbart også for grovere slagboring, rotasjonsboring og fullprofilboring.

Borsynkindeksen DRI beregnes på grunnlag av sprøhetstallet bestemt ved fallprøven og et miniatyrboreforsøk (Sievers J-verdi.).

Borslitasjeindeksen BWI beregnes på grunnlag av DRI og et slitasjeforsøk der nedknust bergartspulver slites på et prøvestykke av hardmetall.

Metodene er ellers beskrevet i en rekke rapporter, se f.eks. (3). Her skal bare gis følgende kommentar:

Grunnen til at sprøhetstallet, som er hovedfaktoren i borsynkindeksen, beskriver borbarhetsegenskapene så godt, må i hovedsak skyldes at:

– Prøvematerialet er et tilfeldig og representativt utvalg av en større bergartsprøve.
– Prøvematerialet utsettes for en dynamisk påkjenning gjennom gjentatte slag.

Fig. 10.1 Krystallin skifer i oppsprekningsklasse 2. Relativt hyppige svakhetsflater, men ikke alle er gjennomsettende.
Crystalline schist evaluated to rock mass class 2.

Når bergartsprøven knuses ned til fallprøven, "mister" vi eventuelle svakhetsflater i prøvematerialet. DRI og BWI vil følgelig beskrive borbarhetsegenskapene til bergartene og derved for en fjellmasse *uten* svakhetsflater.

Fig. 10.2 Glimmerskifer i klasse 3 eller knapt det. Det er liten avstand mellom plane, men magre glimmerlag.
Mica-schist class 3 or somewhat less.

For små hulldiametere har dette liten betydning fordi avstanden mellom svakhetsflatene ofte er stor i forhold til hullet og borkaksstørrelsen. Når borhullet blir så stort som ved fullprofilboring, får imidlertid svakhetsflatene større betydning. Med svakhetsflater menes her flater med liten eller ingen strekkstyrke normalt denne, f.eks. sprekker, tydelige lagdelingsstikk, klorittstikk, plane sammenhengende glimmerlag o. l.

Klassifisering av svakhetsflater må ta hensyn til:

- Frekvens (avstand mellom flatene).
- Orientering i forhold til tunnelen.
- Type svakhetsflater (ruhet, planhet, utholdenhet).

For praktisk bruk er hyppigheten av svakhetsflatene eller oppsprekningsgraden delt i fire klasser:

Oppsprekningsklasse	Avstand mellom svakhetsflater
1	~ 40 cm
2	~ 20 cm
3	~ 10 cm
4	~ 5 cm

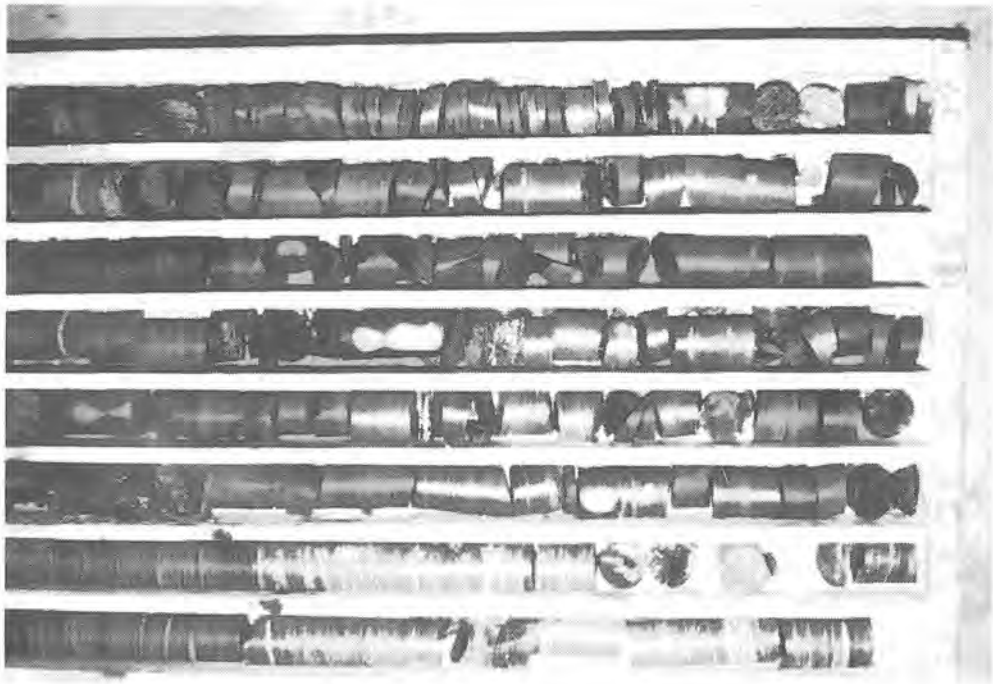


Fig. 10.3 Borkjerner av fylitt med så liten avstand mellom stikkene at klasse 4 er et rimelig anslag.
Phyllite cores with mica partings, class 4.

Inndelingen gjelder for gjennomsettende sprekker. Ofte er det imidlertid ikke så enkelt. Svakhetsflatene kan være mer eller mindre gjennomsettende, være foldet etc. I slike tilfeller må en foreta en skjønnsmessig vurdering av oppsprekningsklassen.

Eksempler på vurdering av de forskjellige oppsprekningsklassene ses i figurene 10.1 - 10.3.

Småfolding av svakhetsflatene kan virke som en slags armering. Selv om styrken normalt flatene er liten, blir virkningen omtrent som å skyve på en stabel med bølgeblikkplater. Fyllitten fra Aurland i figur 10.4 ville nok blitt vurdert til klasse 3 hvis den hadde vært planskifrig. Her fortjener den bare klasse 2.

En svakhet med denne klassifiseringsmetoden, spesielt i skifrige bergarter, er at det ikke finnes et direkte målbart kriterium på oppsprekningsgraden. I glimmerrike bergarter vil det f.eks. være vanskelig å sortere ut klare svakhetsflater fra bergartsanisotropien. Dette er et felt det vil bli arbeidet videre med, utvikling av analysemetoder for borkjerner vil trolig være en veg å gå.

Til praktisk bruk i felten er det imidlertid helt avgjørende at det også finnes en enkel og hurtig metode som ikke forutsetter utstrakt kjerneboring og laboratoriearbeid.

Nøyaktigheten og reproduserbarheten av en slik subjektiv vurdering vil i praksis kunne bli god nok med noe trening og samkjøring med erfaringsdata.

Fig. 10.4 Småfoldet fyllitt; klasse 2
Folded phyllite; class 2.

MASKINPARAMETERE.

De viktigste data for en fullprofilmaskin med hensyn på selve boringen er:

- Kuttertype.
- Materkraft pr. rullemeiselegg.
- Avstand mellom meiselsporene.
- Omdreiningstall.
- Dreiemoment.

Maskinens tilpasning til stabilitetsforholdene er også en meget viktig sak som påvirker de totale inndriftsforhold, men dette vil ikke bli tatt opp nærmere i denne sammenheng.

For at alle de viktigste faktorene skal komme med, blir modellen dessverre relativt komplisert. En del forenklinger må derfor gjøres også for de maskinelle faktorene. Dette vil bli kommentert i det følgende.

INNDRIFT

Fig. 10.5 viser basisdiagram i modellen. Ut fra borsynkindeksen DRI og materkraft pr. meiselring beregnes inndriften i mm/omdreining.

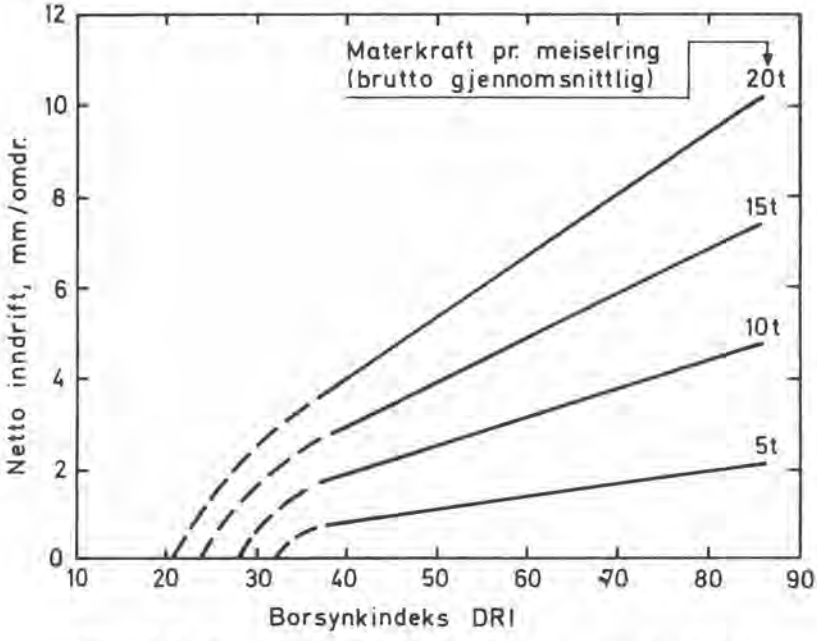


Fig. 10. 5 Foreløpig diagram for beregning av netto inndrift.
Gjelder for masivt fjell, dvs. klasse 1.
Preliminary diagram for estimates of net penetrations.
Valid for massive rock; class 1.

Diagrammet gjelder fortrinnsvis for boring med enkeltrings rullemeisler. Det er forutsatt at forholdet mellom materkraft pr. meiselring (M) og avstanden mellom meiselsporene (A) er rimelig tilpasset bergarten. Diagrammet kan også brukes til overslag for to- eller trerings rullemeisler dersom M/A-forholdet er tilsvarende tilpasset bergarten.

Materkraften pr. meiselring er oppført som brutto gjennomsnittlig. Det ville vært prinsipielt riktigere å anvende netto materkraft, men da friksjonstapet er vanskelig å beregne, har en forløpig ikke noe grunnlag for å få en praktisk metode med noen *reell* forbedring i nøyaktighet basert på netto materkraft. Det er her behov for sikre erfaringsdata.

De tunnelbormaskiner av vanlig type som opererer i Norge i dag borer med 10 - 15 t pr. meiselring. På større maskiner er det mulig å bruke større kuttere slik at gjennomsnittlig materkraft kan komme opp i 20 t pr. meiselring. Som figur 10.5 klart viser, er det særlig ved boring i hardt fjell (med lav DRI) viktig å ha stor materkraft tilgjengelig.

Avstanden mellom meiselsporene er som nevnt forutsatt avpasset etter materkraft og bergart. Denne avstand kan ikke enkelt endres etter at maskinen er bygget. Ved konstant materkraft pr. meiselring vil inndriften øke med reduksjon av avstanden mellom meiselsporene, Dette krever flere kuttere og behovet for dreiemoment øker. Dette vil bli diskutert nærmere av Blindheim i foredrag nr. 24 og sluttrapporten (2).

Modellen forutsetter også moderat slitte meiselegger. Det vil si at for helt skarpe eller

meget slitte meiselegger vil det kunne bli avvik.

Diagrammet i fig. 10.5 gjelder for boring i massivt fjell. Dersom fjellmassen ikke er massiv med hensyn på fullprofilboring, må en korrigere for innvirkningen av svakhetsflatene.

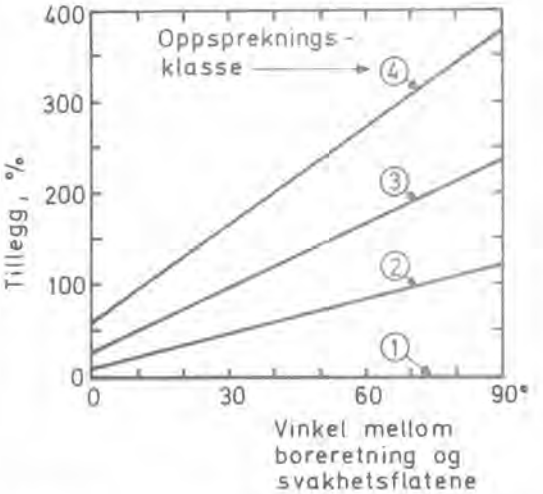


Fig. 10.6 Foreløpig diagram for beregning av tillegg til netto inndrift p. g. a. fjellmassens oppsprekning. (Gjelder for middels borbarhet).
Increase in net penetration due to weakness planes in the rock mass. (Preliminary).

Fig. 10.6 gir et relativt tillegg til basisinndriften som funksjon av oppsprekningsklasse og vinkel mellom svakhetsflater og boreretning. Tillegget gjelder for bergarter med middels borbarhet, dvs. borsynkindeks DRI = 49.

For tyngre borbare bergarter vil det relative tillegget bli større og for lettere borbare bergarter vil det bli mindre. En korreksjonsfaktor for dette forhold er under utarbeidelse.

Nomogram for omdreining fra mm/omdreining til m/time er vist i figur 10.7. Nomogrammet er avsluttet ved 15 mm/omdreining og 6 m/time. Dette antyder at praktiske begrensninger, som f.eks. transportkapasitet for borkakset gjennom maskinen, kan inntre selv om en ut fra basisdiagrammet og tillegg for oppsprekning kan beregne høyere inndrifter.

Det kan være nødvendig å redusere materkraften p. g. a. :

- Rystelser og slag som skyldes oppsprekning.
- Dreiemomentberegninger.

Korreksjonsdiagrammer for materkraftutnyttelse blir omtalt i (2). Se ellers foredrag 24.

KOSTNADER OG STABILITETSFORHOLD.

Netto inndrift er bare en av de mange faktorene som bestemmer kostnadene ved fullprofilboring.

Andre viktige faktorer er :
- Boreverktøykostnader.
- Totalutnyttelse.
- Stabilitet.

Den endelige modellen vil også omfatte diagrammet for overslag av boreverktøykostnader ut fra borslitasjeindeksen og oppsprekningsklassen.

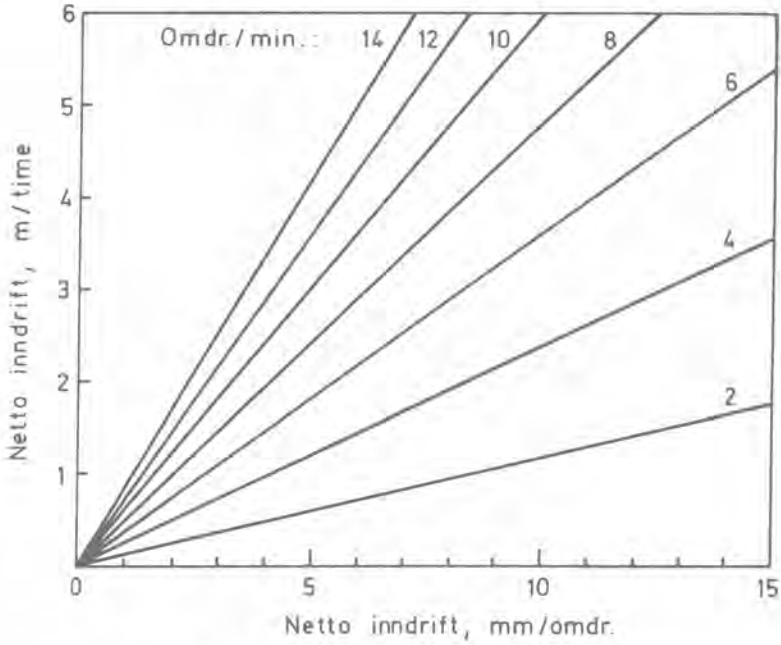


Fig. 10. 7 Omregning fra mm/omdreining til m/time.
Calculation of hourly penetration from pen. /rev.

Omfanget av de permanente sikringsarbeidene er som regel langt mindre i en fullprofilboret tunnel enn i en konvensjonelt drevet tunnel.

En rekke problemer kan takles "på stuff", eller mer presist, like bak borhodet, uten særlig reduksjon av fremdriften. Dette gjelder f. eks. bolting. Dette forutsetter imidlertid at tunnelbormaskinen er hensiktsmessig utformet.

Tilpasningen av nødvendige sikringsarbeider i f. eks. knusningssoner og ved bergslagsaktivitet vil være uhyre viktig for totalutnyttelsen. En høy oppsprekningsgrad letter generelt fjellmassens borbarhet, men kan også samtidig gi et stabilitetsproblem. Det er også erfart at en høy oppsprekningsgrad kan gi problemer med selve boringen og faktisk *reduksjon* i praktisk oppnåelig netto inndrift ved utfall av blokk på stuffen, dersom borhodet ikke er hensiktsmessig utformet.

En kan her bare understreke viktigheten av at slike forhold også tas med i betraktningen ved siden av fjellmassens borbarhet.

EKSEMPEL.

For Brattset kraftverk i Orklautbyggingen ble det sommeren 1979 foretatt et inndrifts- og kostnadsoverslag på basis av en foreløpig utgave av prognosemodellen.

Tilløpstunnelen går i fyllitt, trondhjemitt og glimmerskifer med tverrsnitt 25 m^2 ved konvensjonell drift og 16 m^2 (diam. 4,5 m) ved fullprofilboring. For en samlet tunnellengde på 15,6 km ble 12,3 km vurdert for fullprofilboring med kostnadene i tabell 10.1 som resultat.

På basis av borbarhetstester av bergartsprøver og vurdering av oppsprekningsgraden i felten og for borkjerner er gjennomsnittlig netto inndrift anslått til 2,9 m / time. Dette gir 110 m/uke ved 50% utnyttelse over to regulære skift. Boreverktøykostnaden er anslått til 700 kr./1m.

Ved feilanslag som medfører 25% lavere inndrift, 25% større boreverktøykostnader og 100% større sikringskostnader øker kostnadene for fullprofilboring med 6 mill. kroner.

Byggetiden er beregnet til ca. 4 år ved konvensjonell drift og 2 1/2 år ved fullprofilboring.

Dette betyr at ved fullprofilboring får en med en uregulert vårflom i 1982, noe som er verdt en del millioner kroner.

I beregningene her er det tatt hensyn til at fullprofilboring ikke kan starte før i septtember 1980 p. g. a. lang leveringstid på maskinene. Hadde maskinene vært tilgjengelige nå, ville regnestykket sett enda gunstigere ut.

Dette viser nødvendigheten av å vurdere fullprofilboringen på et tidlig stadium i planleggingen.

Jernbetong A/S har fått kontrakten på denne jobben av Sør-Trøndelag Kraftselskap, og skal bore hele tunnelen med to 4,5 m Robbins-maskiner.

REFERANSER.

(1) Prosjektrapport 1 - 76: "Fullprofilboring av tunneler".
Institutt for anleggsdrift, Geologisk Institutt, NTH.

(2) Prosjektrapport 1 - 79: "Fullprofilboring av tunneler."
Institutt for anleggsdrift, Geologisk Institutt, NTH.

(3) Prosjektrapport 6 - 75: "Borsynkindeks DRI." Institutt for anleggsdrift, Geologisk Institutt.

Tabell 10.1 Kostnadsoverslag for tilløpstunnel Brattset kraftverk, Orkla.
Cost estimates for main tunnel Brattset Hydro Power project.

	KONVENSJONELL DRIFT MILL. KR	FULLPROFIL-BORING MILL. KR
TILRIGGINGER, BYGGING OG DRIFT	6,8	5,6
DRIVING AV TVERRSLAG, SJAKTER, INNTAK ETC., SAMT 4050 M TUNNEL	21,5	22,0
TILLØPSTUNNEL, 12350 M		
DRIVING	52,5	41,6
SIKRING	5,7	1,8
SUM DIREKTE KOSTN. ANLEGGSTED	86,5	71,0
GENERALKOSTNADER	22,4	18,5
RENTER I BYGGETIDA 7 % P.A.	16,4	8,1
	125 MILL.KR	98 MILL.KR
BYGGETID	4 ÅR	2 ½ ÅR

FULLPROFILBORING: NYE ERFARINGER FRA OSLO SENTRUM

Full face drilling - experiences from Oslo City.

Sivilingeniør Torstein Lange Larssen, Astrup & Aubert A/S.

SAMMENDRAG

Astrup & Aubert A/S har nå to BOUYGUES fullprofilmaskiner i drift under Oslo Sentrum. Borkapasiteten er 1,2 m/maskintime og maskinutnyttelsen 70%. Borverktøyet borer ut ca. 200 m^3 fjell i sedimentære bergarter. Hardmetallringer er prøvd med blandet resultat. Man har tro på slike ringer, men lagerkonstruksjonen må gjøres kraftigere. Gjennom en forkastning er det støpt på stuffen foran fullprofilmaskinen. Avskrivning og lønnskostnader utgjør 2/3 - 3/4 av totalkostnad pr. lm. tunnel.

SUMMARY

Astrup & Aubert A/S have got two BOUYGUES fullprofilemachines in work under the City of Oslo. Boring capasity is 1,2 m/machinehour and machine utilization is 70%. One discutter is cutting about 200 m^3 sedimantary rock. Hard metal rings have been used. The diskbearing, however, ought to be made more resistant. Rock stabilization by concrete pouring on the gallery ahead of a fullprofilemachine has been solved. Writing off and payment is 2/3 - 3/4 of the total costs pr. meter tunnel.

1. INNLEDNING

En generell orientering om vår tunnelentreprise, utstyr og driftsopplegg ble gitt under Fjellsprengningskonferansen 1978. (1).

Våre to BOUYGUES TBM 300C fullprofilmaskiner er nå 1800 m og 700 m på vei fra Majorstua mot henholdsvis Torshov og Ruseløkka. Mot Torshov er det drevet 1100 m tunnel siste år. Ruseløkkatunnelen ble satt igang i februar 1979. Maskinene er identiske og utstyret som beskrevet i (1). Det er imidlertid etablert flytende drift med rullering av matpausen. Tapstid ved faring er nå redusert til å omfatte start og avslutning av skiftet.

Figur 11A. 1 vil illustrere at vår entreprise i hovedsak fremdeles er injeksjonsarbeider.

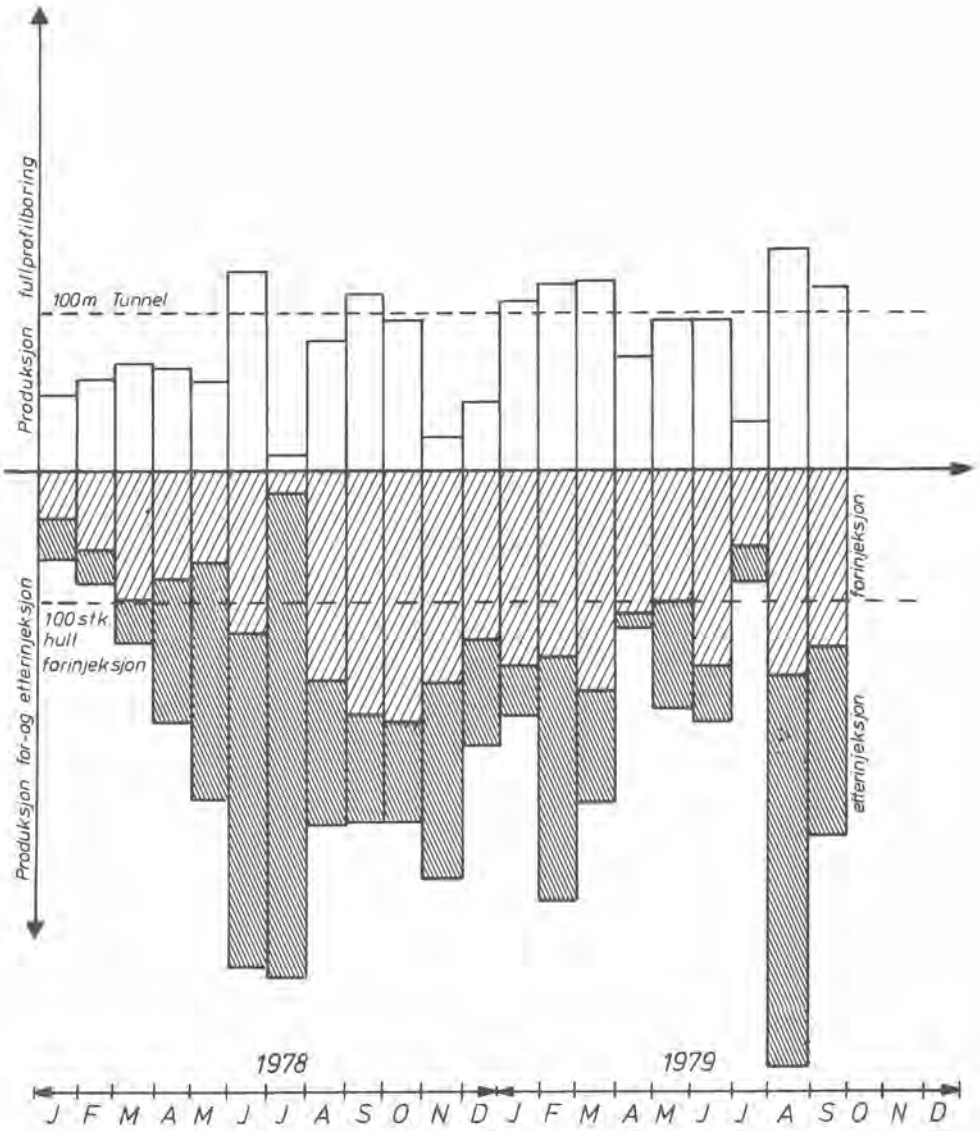


Fig. 11A. 1 Månedsproduksjon for boring og injeksjonsarbeider.

2. KAPASITETER

Tabell 11A. 1 Kapasitetsdata Majorstua - Torshov.

Tekst	Gjennomsnitt	Beste resultat
Inndrift pr. maskintime i sediment	1,2 m/t	2,0 m/t
» » » eruptiv	0,9 m/t	
Inndrift pr. skift i sediment	7 m/skift	10 m/skift
» » » » eruptiv	4 m/skift	
Inndrift inkl. injeksjon pr. måned	110 m/måned	130 m/måned
Maskinutnyttelse (Maskintimer / (disponible TBM-timer)	70 %	84 %

Inndriften i tunnel Majorstua - Ruseløkka ligger ca. 10 % høyere. Det er ingen vesentlig forskjell på bergartene i de to tunneler. Maskinene angriper imidlertid foldningsaksen med ulik vinkel, men det er for tidlig å si om dette kan være en forklaring på ulik inndrift.

3. BORVERKTØY

Vi har utført noen serier med målinger av ringslitasjen. Resultatet fra en måleserie er vist på figur 11A. 2. Målingene ble utført i hovedsakelig sedimentære bergarter i Ruseløkka-tunnelen. Selvskjerping i sedimentære bergarter oppnås i betydelig grad på arm nr. 1 og 2.

Ringslitasjen i eruptiver er langt høyere. Vi har opplevd at ringene på arm nr. 1 må skiftes ut helt ned til hver annen tunnelmeter. Slitasjen i eruptiver styrer i vesentlig grad økonomien. Vi har derfor prøvd et par typer hardmetallringer. Disse ringer er i prinsippet utformet slik at hardmetallet danner en tilnærmet kontinuerlig ring, og ring og sylinderhus utgjør en enhet.

Resultatet var blandet. Vi fikk lagerhavarier etter bare få tunnelmeter, og vi opplevde at en ring gikk hele 35 tunnelmeter, hvorav 60 % i eruptiver. Dette var et oppløftene resultat.

Vi vet fremdeles lite om hvorvidt boring i hardt fjell med hardmetallringer utsetter fullprofilmaskinen for vibrasjoner og belastninger som overskrider toleransene. Hva angår borverktøyet, ser det ut til at lageret for en 12" ring er for svakt til å tåle de ekstra belastninger hardmetallet utsetter det for.

Vi håper at borstålprodusentene vil arbeide videre med utviklingen av borverktøykonstruksjoner for fullprofildrift. Vi tror dette er en forutsetning for at fullprofildrift i slitende og hardt fjell kan konkurrere med konvensjonell drift.

4. STABILITETSERFARINGER

Vi har nå uhindret flere partier hvor geologisk rapport antyder stabilitetsproblemer.

Men en uventet 25 m mektig forkastningssone ga oss problemer: Vi boret ca. 10 m inn i sonen, som bestod av meget oppsprukket fjell og leire, før hyppige småras tvang maskinen tilbake i godt fjell. Stuffen raste snart helt sammen, og vi brukte siden 6 uker på å forsere forkastningssonen. Dette ble gjort ved hjelp av stempling, sammenskrudde og sammensveiste stålplater, støping og cementinjeksjon, figur 11A.3. Rasmassene ble lastet ut med fullprofilmaskinens lasteapparat. Da man behersket teknikken, ble det produsert 1 lm ferdig støpt tunnel pr. skift.

Da vi først var oppe i en uventet rassituasjon på stuff, var vi glade for at riggen er rask å rygge, og at utstyr og mannskaper enkelt kan bringes frem til stuffen. - Vi vet nå at støp på stuff er mulig med våre fullprofilmaskiner.

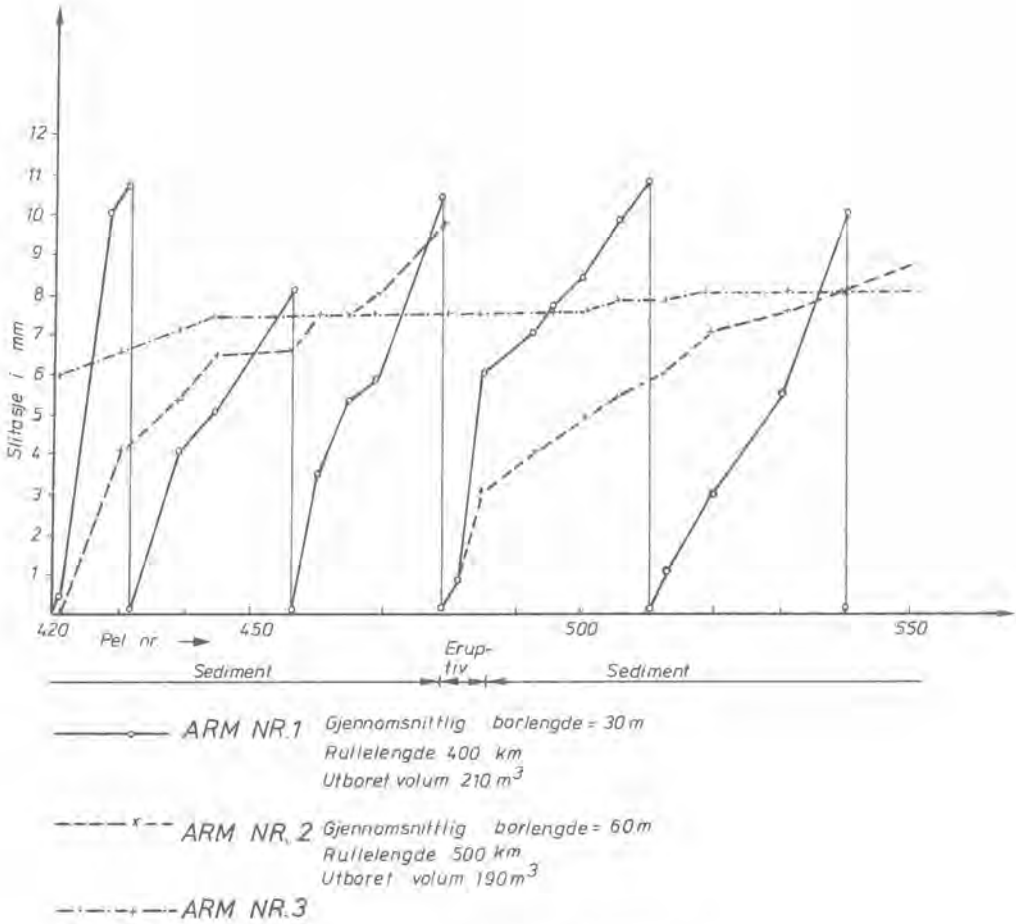


Fig. 11A. 2 Målinger av ringslitasje.

5. ØKONOMI

Avskrivingspolitikken på fullprofilutstyret styrer i høy grad anleggets økonomi. Arbeidslønn er også en vesentlig kostnadspost. For vårt anlegg utgjør disse to kostnader mellom 2/3 og 3/4 av totalkostnaden pr. løpemeter tunnel. Forbrukskostnadene ser ut til å være forholdsvis beskjedne. Etter våre erfaringer utgjør materialkostnad på borverktøyet 35 - 40 kr. pr. utboret m^3, olje og reservedeler ca. 100 kr. pr. lm. tunnel og strøm/høyspentkabel også ca. 100 kr. pr. lm. tunnel.

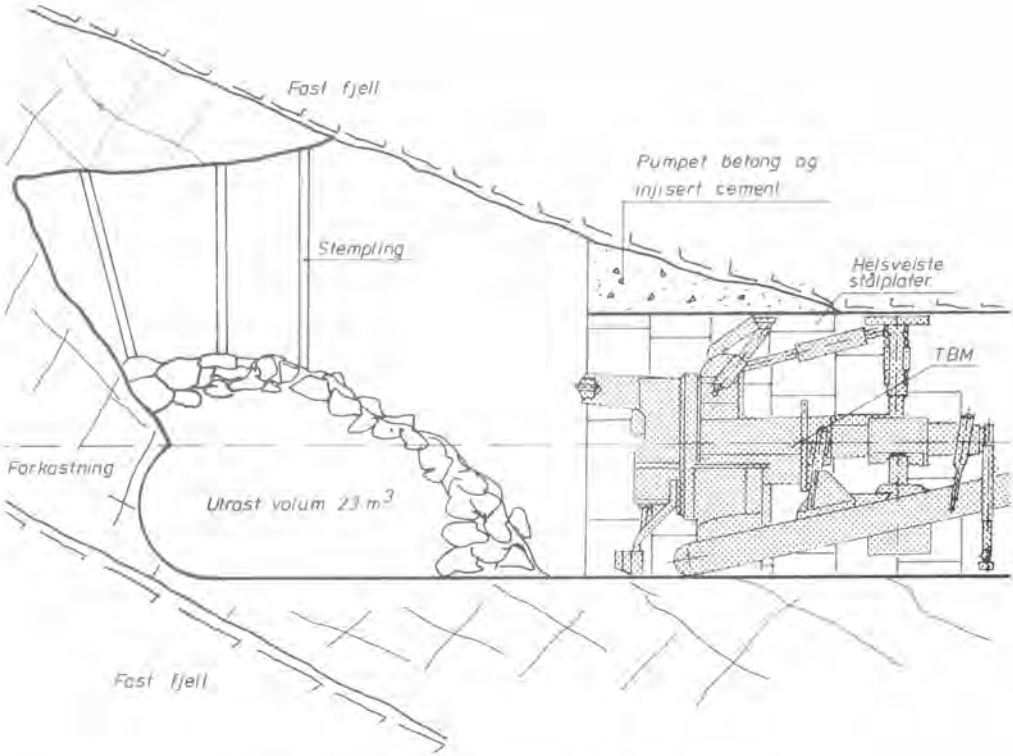


Fig. 11A. 3 Sikring av tunnel i forkastningssone.

6. AVSLUTTENDE BEMERKNINGER

Etter å ha arbeidet med BOUYGUES fullprofilmaskiner i ca. 2 år, har vi lært å verdsette disse maskiners mulighet til å bringe mannskaper og utstyr frem på stuff forbi borhodet. Her kan det injiseres, sprenges nisjer og støpes, og man føler seg forholdsvis trygg på å løse nye utfordringer foran fullprofilmaskinen.

Tunneldriften følger fremdriftsplanen. Det er allikevel ønskelig med høyere borkapasiteter for å være mer konkurransedyktig vis á vis konvensjonelle maskiner. Det arbeides med dette hos maskinprodusenten i Frankrike. En identisk maskin er her utstyrt med 25 % større effektpotensial. Resultatet er lovende. Likeledes arbeides det med å tilpasse større rullemeisler på armene. - Vi håper å kunne vise til bedre kapasitetsresultater i en ikke alt for fjern fremtid.

REFERANSER

1. Torstein Lange Larssen

Foredrag 13. Erfaringer fra Strekningen MAJORSTUA – TORSHOV.
Fjellsprengningsteknikk. Bergmekanikk. Geoteknikk 1978
Tapir 1979

NYTT FRA FULLPROFILBORING

Recent TBM experience in the Oslo region.

Sivilingeniør Odd G. Askilsrud,
Ingeniør Thor Furuholmen A/S.

SAMMENDRAG

Furuholmen-Prader har i dag 3 fullprofilmaskiner i drift i Oslo-feltet. Maskinene er av type Robbins, alle 3,5 m i diameter.
På den ca. 14,2 km tunnelentreprisen Sandvika - SRV bores det med 2 maskiner, og det er nå totalt drevet ca. 5 km tunnel med gode resultater. Sonderboring og forinjisering utgjør en stor tidsmessig andel av kontrakten.
På den ca. 3,6 km lange Tappetunnel Holsfjorden er det nå boret ca. 1,3 km. Gjennomsnittsinndriften har vært mindre enn antatt p.g.a. lav maskinutnyttelse og ras ved stuff.

SUMMARY

Furuholmen-Prader has 3 TBMs, all currently operation within the Oslo geological region.
The machines are manufactured by the Robbins Co, designated Model Nos. 116 - 181, - 188 and - 189.
2 TBMs are boring a 14.2 km strech of the Oslo Sewage Scheme Project.Probedrilling and pregrouting are required ahead of TBMs to prevent lowering of watertable and concequential settling damages, and comprise a large time consuming part of contract.
Machines and equipment have performed satisfactory during the 5 km tunnel bored so far.
The progress of a 3.6 km irrigation tunnel from Holsfjorden has been slower than anticipated, mainly due to low machine utilization and a recent slide in tunnel.

Furuholmen-Prader har 3 fullprofilmaskiner som alle er i drift i Oslo-feltet. Maskinene er laget av the Robbins Company, (modellnumrene er 116 - 18 , - 188 og - 189). De har alle en diameter på 3,5 m og er forøvrig laget etter de samme spesifikasjoner.

116 - 188 og - 189 er i drift på tunneletappen Sandvika - SRV for Vestfjordens Avløpsselskap (VEAS) og 116 - 181 borer nå en tappetunnel for A/L Lierelven Jordvanning.

AVLØPSTUNNEL SANDVIKA – SRV

I mai 1977 ble det opprettet en kontrakt mellom VEAS og Arbeidsfellesskapet Furuholmen-Prader for boring av ca. 14,2 km tunnel. Arbeidene omfatter et 900 m langt tverrslag ved Holmen, diverse påslipp og tverrslag Sandvika.

Ved tverrslag Holmen er det opprettet en felles tippstasjon i fjell for all bormasse fra stuff Sandvika og stuff SRV.

Maskinene ble satt i drift i oktober/november 1978, og pr.1. november 1979 var boret i-alt ca. 5 km tunnel. Opplegg for bakrigg og uttransport er hovedsakelig likt med det forfatteren beskrev på konferansen 1978.

Tunnelen går for største delen gjennom kambrosilurbergartene leirskifer og kalkstein, som har en trykkfasthet opp til ca. 1000 kp/cm^2. Traséen er gjennomskåret av permiske gangbergarter - syenitt, diabas, mænaitt o. a. , med en trykkfasthet opp til ca. 1800 kp/cm^2. Det var inntil 4000 m registrert 25 ganger på totalt 83 m. Bergartene kan karaktiseres som bløtt/middels hardt fjell og er godt egnet for boring med tunnelboremaskiner.

Boringen utgjør imidlertid bare en del av denne entreprisen: Sonderboring, vanntapsmåling og forinjeksjon utgjør en stor tidsmessig del av kontrakten. Disse arbeidene er påkrevet for å unngå grunnvannssetninger og setninger i de såkalte "influensområder" langs traséen og sekundært for å begrense vanninfiltrasjon i tunnel.

Tunneltappen går på fall 0,75 o/oo fra Sandvika til SRV, hvor tunnelen ender opp på kote - 14.

OPPLEGG:

Før fullprofilboring starter, stilles følgende krav:

Et avtalt antall sonderborehull bores i vifteform ut foran maskinen. Antallet fastsettes av Byggherren og vil avhenge av f.eks. forventede knusningssoner og vannførende slepper, løsmasseoverdekning og bebyggelse.

Våre TBMs er hver utstyrt med 2 stk. hydrauliske bormaskiner på selvkonstruert opplegg. Det kan bores 2 stk. 2" sonderhull samtidig langs tunnelperiferien og ca. 3 m bak kutterhodet. På rettstrekninger bores det vanligvis 27 m lange hull. Da lengden av sonder- og eventuelle injiseringshull skal være minst 4 m lengre enn etappen som skal bores, betyr dette i praksis at hver TBM-borestrekning er ca. 20 m før neste sondering.

Når sonderhullene er ferdig boret og spylt, skal hullene vanntapsmåles ved innpressing av vann, og en modifisert Lugeonverdi kan avleses. Kravet til tetthet fastlegges av Byggherren, og det kan forlanges sement og/eller kjemisk injeksjon. For å kunne fastslå om injeksjonen har virket, kan han forlange kontrollhull med avtalt plassering, dernest vanntapsmåling og injisering av disse. På denne entreprisen har det vært boret opp til 20 hull for samme vifteskjerm og det har vært forinjisert opp til ca. 165 t sement eller 3535 1 kjemikalier i samme område.

For rutinemessig sonderboring i normalt fjell av f.eks. 4 hull bruker man ca. 1/2 skift, inkludert opp- og nedrigging. Injiseringstiden for sement vil avhenge av fjellet, og det avtalte slutt-trykket skal holdes kostant over 5 min. Før fullprofilboringen settes igang, skal injiseringsmidlene være avbundet, og dette betyr normalt ventetid for maskin, tid som kan benyttes til f.eks. vedlikehold av maskin og utstyr.

Ovenstående opplegg bestemmer naturligvis i stor utstrekning tunnelens fremdrift. På en strekning der sonderboring ikke var påkrevet, var ukeinndriften 163 m, mens gjennomsnitt over hele perioden på samme stuff er ca. 60 m/uke. Anlegget drives med 2 - skifts ordning.

Tabell 11B. 1 Driftsresultat pr. 30. oktober 1979.

	Pr. frem-driftsplan	Mot SRV	Mot Sandvika
Antall m boret:		2522 m	2516 m
Ukeinndrift	58 m	60 m	52 m
Nettoinndrift (m/t)		4,4	3,5
Rutinemessig sonder-boring stk/m	3,9	3,4	3,7
Tilleggshull stk/m	2,2	0,9	2,6
Sementinjeksjon kg/m	11	39	68
Kjemisk injeksjon l/m	21	3	10

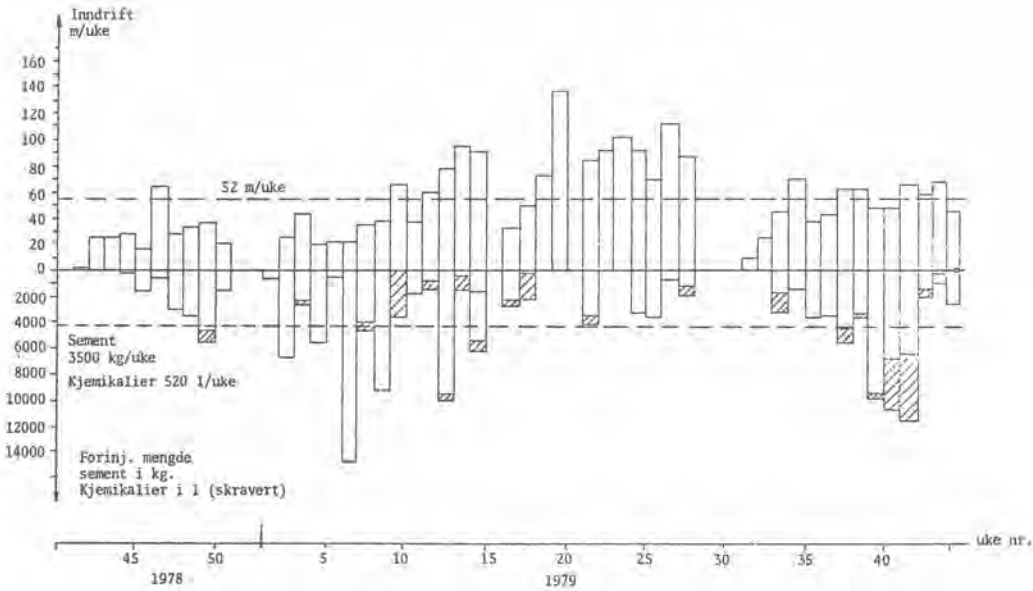


Fig. 11B 1. Tunnel Holmen - SVR
Ukeinndrifter og forinjeksjonsmengder

PENETRASJON

Med identiske maskiner og boring i samme type bergart, kunne en forvente en tilnærmet lik penetrasjon, dvs. inntrengning pr. omdreining.

Av tabell 11B 1 fremgår det at det gjennomsnittlig er ca. 25% forskjell på nettoinndriften for de 2 stuffene, og bekrefter forsåvidt teorien at penetrasjonen bl. a. er en funksjon av fjellet og bergartens egenskaper og matekraft pr. kutter.

På stuff SRV har det gjennomsnittlig vært boret med høyere matekraft enn på stuff Sandvika, men resultatet har vært en lavere penetrasjon.

Ved høyere nettoinndrifter (ca. 6,7 m/t) over en boretappe, synes dreiemomentet å ha vært tilfredsstillende, og motorbelastningen har vanligvis ikke vært den begrensende faktor.

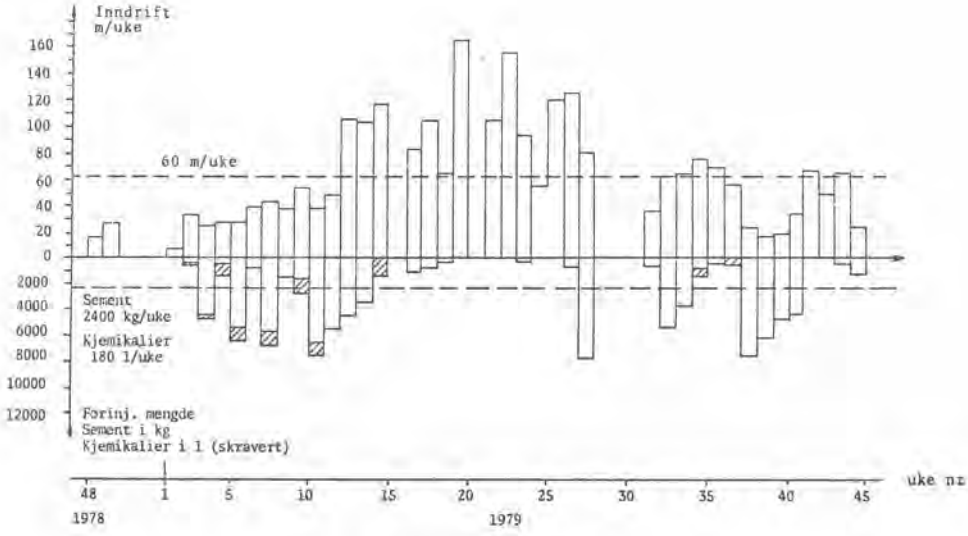


Fig. 11B. 2 Tunnel Holmen - Sanvika
Ukeinndrifter og forinjeksjonsmengder

TOLERANSER

Kontrakten stiller meget strenge krav til nøyaktig boring. Ved større avvik enn 50 mm fra teoretisk høyde, må entreprenøren for egen regning foreta utbedringer enten ved meisling eller sprengning eller ved påstøp til teoretisk profil.

Spesielt kurver krever stor nøyaktighet ved hyppige laser- og prismeoppsett, og plotting av laseravlesninger på maskin. På kontroll - nivellerte 4 km er toleransekravet overskredet langs 2 korte strekninger, noe som ikke kan belastes maskinens design eller virkemåte.

KUTTERSLITASJE OG MASKINKOSTNADER

Kutterslitasjen har vært mindre enn antatt, og kostnaden utgjør bare en liten del av totale m-kostnadene.

Det har vært ett gearreducer-havari, som ble dekket under Robbins garantitid, ellers har det vært et minimum i tapt boretid p.g.a. reparasjoner på maskiner. Forebyggende vedlikehold, utskiftninger og reparasjoner kan da også foretas tildels under injeksjon og avbindingstid.

STABILITET

Fjellet kan karaktiseres som stabilt selv om det har vært installert bolter og sikringsplater på enkelte strekninger. Det er i alt satt inn ca. 85 bolter i tunnelen, og ca. 22 m sikringsplater (liner plates) er montert.

UTNYTTELSESGRAD

Det er vanskelig å angi en maskinutnyttelsesgrad på denne type kontrakt.

Utnyttelsesgraden vil også avhenge av penetrasjon: dess høyere penetrasjon og større inndrift, dess større er avhengigheten av et transportsystem med høy kapasitet og få avbrudd p.g.a. skiftbytte, matpauser o.l.

På noen få enkeltstrekninger hvor sonderboring ikke var påkrevet, har utnyttelsesgraden vært opp mot 50%.

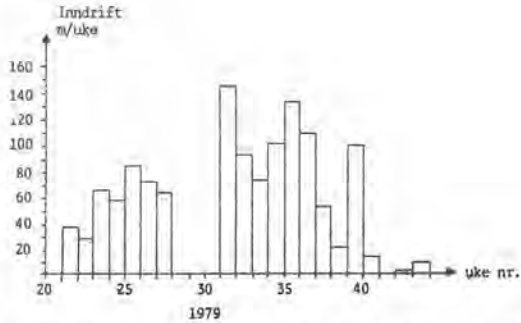


Fig. 11B. 3 Tappetunnel Holsfjorden. Ukeinndrifter.

SAMLET PRODUKSJON

Etter at begge maskinene var driftsklare, var samlet produksjon av tunnelboring og fremdriftshindrende sikring i de 7 følgende mndr. godt over 100% av den midlere forutsatte produksjon.

TAPPETUNNEL HOLSFJORDEN

I september 1978 ble det opprettet kontrakt mellom A/L Lierelven Jordvanning og Ingeniør Thor Furuholmen A/S for en vanntunnel fra Holsfjorden til utløp i Asdøla i Lierdalen. Arbeidene omfatter et ca. 330 m langt tverrslag, 3600 m tunnel og ca. 140 m pressing av 2 m betongrør gjennom morenerygg før utløpet.

I den 3600 m lange tunnelen ble det valgt å bore med TBM 116 - 181, maskinen som i 1978 boret ferdig en overføringstunnel i Aurland. Etter overhaling i Aurland ble maskinen satt i drift i mai. Utstyr og opplegg forøvrig er det samme som ble beskrevet på siste års konferanse.

Tunnelen går på stigning o,7o/oo gjennom leirskifer, kalkstein, slamstein og sandstein, og arbeidet består i boring og nødvendig fremdriftshemmende sikringsarbeider. Pr. 1.november var det boret 1262 m.

Maskin og inndrifter har til nå ikke svart til forventningene. Maskinutnyttelsen har vært for lav: I perioden august - oktober lå den gjennomsnittlige utnyttelsen på under 25%, med øvet mannskap.

Årsakene til avbruddene har vært av mekanisk, elektrisk og hydraulisk natur - fra gearreducer-havari, boltebrudd, motorkondensproblemer og lekkasjer. Noen av disse problemene kan ha oppstått under reparasjons- og overhalingsarbeider, og kanskje en større utskifting av

f.eks. lednings- og røropplegg burde vært foretatt. Unødvendig stopptid har dessverre medgått til venting på reservedeler som ikke var blitt innkjøpt. Deler og utstyr telexbestilt og sendt med fly fra Seattle tar ofte uforståelig lang tid i vår jetalder. Det virker forøvrig som Robbins burde ligge inne med et større delelager, og spesielt større komponenter som f.eks. hovedlager, hovedmotor, gearreducer, o.s.v. har uakseptabel lang leveringstid.

Største døgn- og ukeinndrift i perioden var h.h.v. 42 og 144 m.

PENETRASJON OG RINGSLITASJE

Penetrasjonen har vekslet og har vært noe mindre enn antatt. Dette skyldes også at det har blitt boret med lavere matekraft enn opprinnelig forventet.

Ringslitasjen har vært moderat og har variert spesielt mellom bergartene kalkstein og slamstein (finkornet sandstein).

Gjennomsnittlig nettoinndrift i perioden august - oktober var 3,7 m/t

NTH utregnede indekser i dette området:

Borsynkindeks DRI = 53 "overkant middels"
Borslitasjeindeks BWI = 23 "lav"

STABILITET

De første 1240 m tunnel ble (bortsett fra 3 bolter), boret uten noen form for arbeidssikring, og tunnelen går gjennom soner som antageligvis ville ha krevet betydelige sikringsarbeider ved konvensjonell sprengning.

Ved pel 1240 oppsto det utrasing over og langs maskinens høyre side, og ialt ca. 50 fm^3 sandstein raste ut. Området er vannholdig, og sandsteinen var blokket med leir- og klorittfylte glidespeil og sprekker. I ca. 4 uker fra uke 40 ble det utført sikringsarbeider, som besto i montering av stålplatebuer (liner plates), fabrikert for 3,5 m tunneldiameter, og betongutstøpning mellom fjell og plater. Rassteinen måtte håndlastes på bånd og ble kjørt ut i vagger.

Maskinen og utstyr slapp fra raset med minimale skader. Etterat det var støpt etappevis fram til takskjold, ble maskinen satt i drift med redusert gripespenning. Kombinert med at fjellet stabiliseres, må maskinen ha solid gripefeste for å kunne bore.

Siden raset var det pr. 30. oktober boret ca. 20 m, og maskinen boret da i forholdsvis stabil Ringerikssandstein.

GENERELT

Fullprofilboring vil komme til å overta en enda større andel av tunneldriving i tiden som kommer.

Maskinleverandører får stadig mer og bedre erfaring fra tunnelboring med mulighet til å kunne kombinere teori og praksis. Nye maskiner vil i dag ofte "skreddersys" til type fjell, forventede sikringsarbeider, osv.

For en entreprenør er det essensielt å få de nødvendige opplysninger fra en byggherre/konsulent på et tidligst mulig tidspunkt for å kunne forberede seg best mulig både når det gjelder maskin- og utstyrsvalg. Geologiske og petrografiske opplysninger for TBM-drift er langt viktigere enn sammenlignet med konvensjonell drivemåte, og kan gi grunnlaget for en riktigere og mindre sjansebetonet priset tunnel. Vanlig leveringstid på ny maskin er ca. 1 år.

Følgende veiledende opplysninger bør has ved vurdering av TBM-drift:

Generelle tunnelopplysninger:

- Tverrsnitt (diameter)
- Lengde
- Kurver (radius)
- Stigningsforhold
- Tverrslagsdata
- Elektrisk opplegg

Bergartens og fjellets egenskaper:

- Geologisk kartlegging –
  lagdeling, strøk, fall, svakhetssoner, overdekning
- Forventede sikringsarbeider
- Diamantboring langs traséen
- Undersøkelser/lab.forsøk av kjerner og steinprøver
  som kan sendes til f.eks. :

  NTH, Robbins, Jarva, Wirth og andre for bestemmelse av trykk- og skjær-fasthet og andre parametre, samt antatt penetrasjon og kutterslitasjer.

- Ovenstående data og steinprøver gis til interesserte
  entreprenører

NYE ERFARINGER FRA FULLPROFILBORING I BÆRUM OG EIDFJORD

Recent experiences from TBM-tunnelling in Bærum and Eidfjord

Sivilingeniør Thor Skjeggedal, A/S Høyer-Ellefsen.

SAMMENDRAG

A/S Høyer-Ellefsen har to fullprofilmaskiner fra firma Wirth i drift, den ene i Bærum, den annen ved Eidfjordanleggene. I Bærum er det ialt boret 4300 m tunnel, gjennomsnittlig ca 60 m pr uke med 17 m som maksimal enkeltskiftprestasjon. Hele 42% av tiden har gått med til injiseringsarbeider. Overgang fra doble til enkle kuttere ga øket inndrift og bedre økonomi i løse bergarter. Større avstand mellom kuttersporene medførte øket vibrasjon.

Ved Eidfjordanleggene brukes 2,53 m maskindiameter. (mot 3,35 i Bærum). Det bores i fyllitt med gj.sn. inndrift på 127 m pr uke. Utnyttelsesgrad ca 50%. Det lille profilet gjør det nødvendig å sprenge møteplasser for togsett.

SUMMARY

A/S Høyer-Ellefsen has 2 Wirth TBM in operation. 1 in the Oslo-area and 1 in Eidfjord. There is in the Oslo-area until Nov. -79 bored 4300 m with an average penetration of 60 m a week. Max. shift-capasity - 17 m. 42% of the time konsumtion have to be accounted grouting operations.

In easy bored rock single cutters give better penetration as double ones, but have a tendency to create more vibrations.

In Eidfjord a 2,53 m diam. tunnel is bored in phyllite. Average penetration - 127 m. Netto-operation time-ca 50%. The small profile has to be enlarged by blasting locally for train pass byes.

For tiden har A/S Høye-Ellefsen 2 fullprofilmaskiner i drift, en i forbindelse med Oslofjordprosjektet i Bærum og en ved Eidfjordanleggene.

Prosjektet i Bærum er beskrevet i detalj på konferansene i 1976 og 1978, og det blir derfor ikke nærmere beskrevet her.

Frem til utgangen av oktober er der fra tverrslag Skytterdalen boret 4.300 m tunnel. Av disse er 2.700 m boret det siste året. Til tross for fortsatt mye injisering har fremdriften stort sett vært som forutsatt. Gjennomsnittlig bores det nå i underkant av 60 m tunnel pr. uke. Den maksimalt oppnådde inndrift er 84 m på en enkelt uke og 17 m på et enkelt skift.

Av fig. 11C.1 fremgår det hvordan den disponible arbeidstiden gjennomsnittlig blir anvendt.

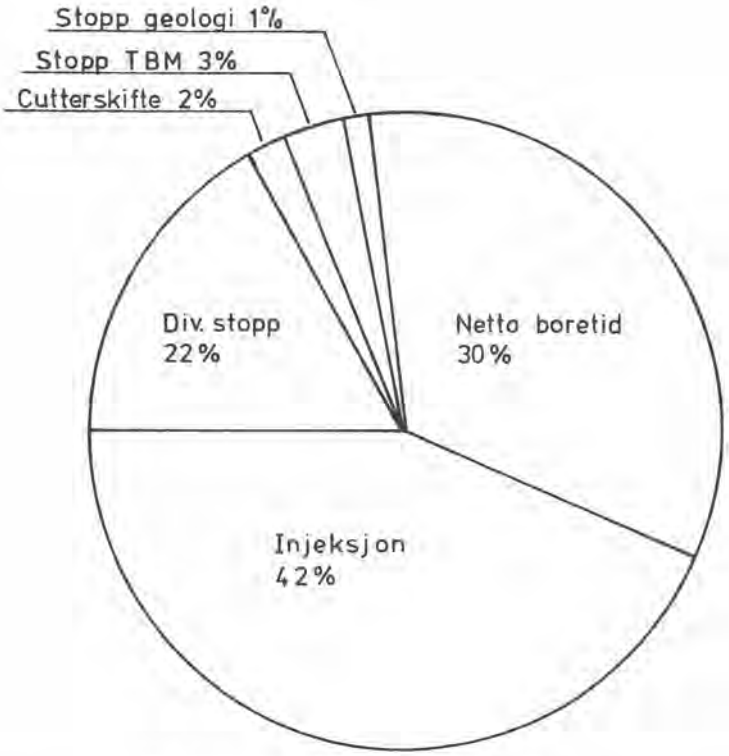


Fig. 11C. 1 Gjennomsnittlig tidsforbruk

Det er spesielt verdt å merke seg at hele 42% av tiden medgår til injisering, altså er dette en stor del av det utførte arbeide. Uten injisering regner en med at gjennomsnittlig ukeinndrift hadde vært rundt 105 m.

Fullprofilboring og injisering er en vanskelig kombinasjon, spesielt p.g.a. plassforholdene ved stuff, men også fordi forinjeksjon i seg selv ofte kan by på problemer.

Til nå har der medgått i underkant av 700.000 kg sement og 60.000 l kjemisk injeksjonsmasse. Etter en del startvanskeligheter går nå dette arbeidet greit, og den oppnådde tetthet er tilfredsstillende. På enkelte strekninger er innlekket vannmengde helt nede i 0,3 l/sek./km. Dette er under 1/3 av hva som er satt som grenseverdi.

Geologisk sett har fjellet vært meget vekslende, fra kalkstein til kvartsitt og synittporfyr. Dette har likevel ikke ført til nevneverdige stabilitetsproblem. Fra fig. 11C.1 kan en se at kun 1% av tiden går med til stabilitetssikring. De vanligvis oppnådde netto inndrifter er vist på fig. 11C.2. Der er også foretatt en sammenligning med prognosemodellen fra NTH, og en kan se at oppnådde inndrifter ligger ganske likt med hva modellen sier i kalkstein, mens den ligger noe over modellen i de hardere formasjonene.

Strøkretningen er som oftest parallell med tunnelretningen. Dette virker reduserende på inndriften, og det er noe man burde ta hensyn til med utarbeidelsen av slike kurver.

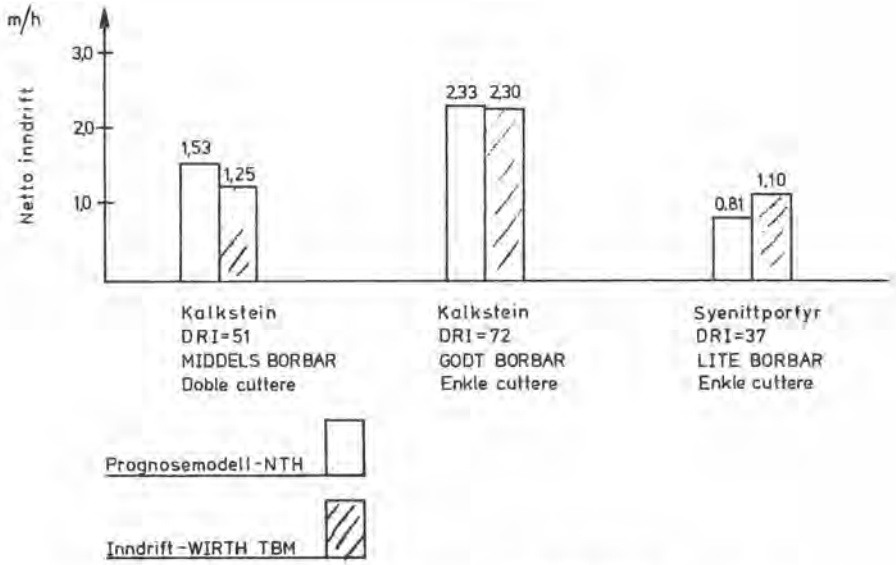


Fig. 11C. 2 Oppnådde inndrifter med WIRTH TBM sammenlignet med prognosemodellen fra NTH.

Av de forskjellige forsøk som er utført for å bedre inndriften, er omleggingen til enkle cuttere det mest interessante.

Ved å skifte 9 cuttere fra doble til enkle økte inndrifter med hele 35%. Ytterlige utskifting av 5 cuttere viste bare liten økning av netto inndrift. Fig. 11C.3 viser forholdene rundt omleggingen.

Avstanden mellom cuttersporene blir for enkle cuttere 8-9 cm. For øyeblikket er borhodet utstyrt med 14 enkle og 5 doble perifericuttere, noe som ser ut til å være den beste kombinasjonen.

Etter denne omleggingen ble det grovere fragmentering, noe som igjen fører til at det brukes mindre energi pr. utboret m^3. Massen innholder også mindre finstoff, og den får større anvendelsesområde med henblikk på salg. I de løsere bergarter er det oppnådd en bedre cutterøkonomi. Dette er ikke tilfellet i de mere massive eruptivgangene. En negativ side med større avstand mellom cuttersporene er at vibrasjonene i maskinen blir noe større.

Fra anlegget i Sandvika kan det til slutt nevnes at der inngår et tverrslag på 1000 m som skal bores fra hovedtunnelen og ut mot Stabekk.

Her er det besluttet å sette inn en Atlas Copco Midi fullfacer, type 2132.

Denne arbeider etter undercuttingsprinsippet og blir den første som prøves i Norge. Den blir også spesielt utstyrt med tanke på sonderboring og injeksjon. Etter planen skal den startes opp i løpet av januar 1980.

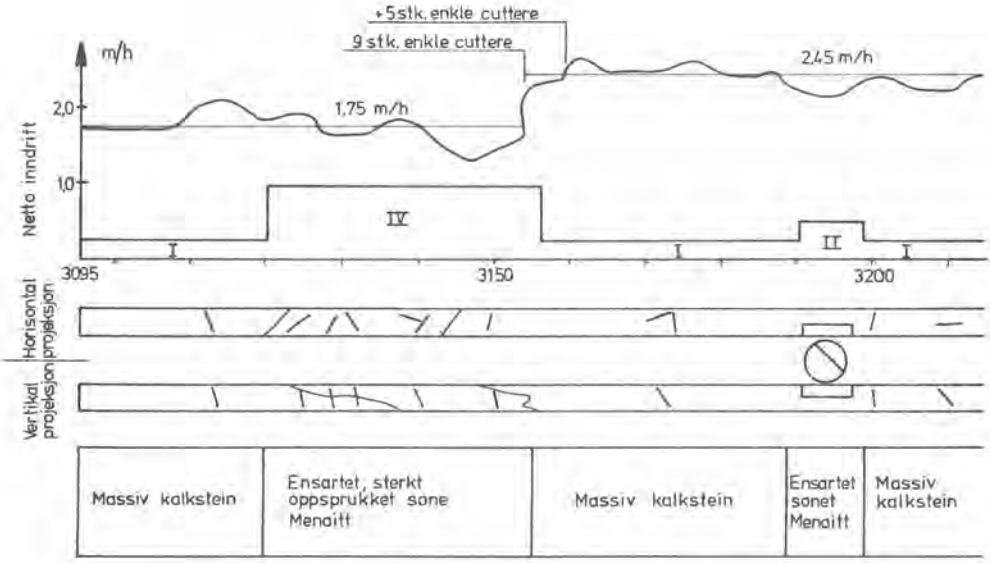


Fig. 11C. 3 Omlegging til enkle cuttere

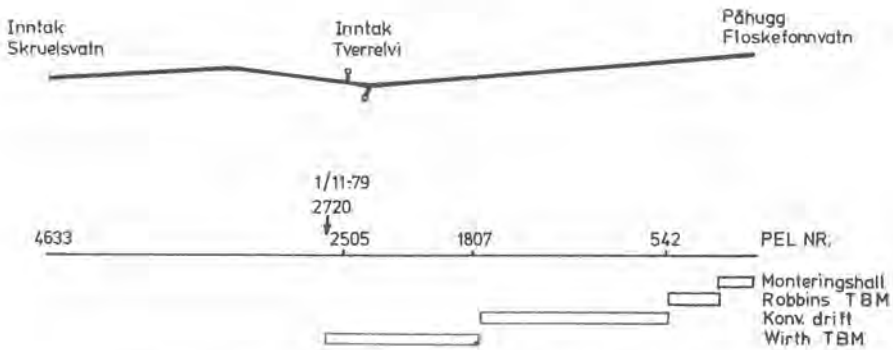


Fig. 11C. 4 Overføringstunnel Skruelsvatn - Floskefonndal
EIDFJORDANLEGGENE

Anlegg Floskefonn ved Eidfjordanleggene

Etter at det var gjort flere mislykkede forsøk med en Robbins TBM, fikk A/S Høyer-Ellefsen i oppdrag av NVE, Statskraftverkene, å drive de resterende 4,1 km av 4,6 km overføringstunnel fra Floskefonndal til Skruelsvatn.

Også her er det inngått en samarbeidsavtale med det sveitsiske firma Murer A.G.

På fig. 11C.4 er tunneltraséen skjematisk inntegnet.

Av de 4,1 km består 1.300 m av granittisk gneis. Denne delen er nå drevet gjennom konvensjonelt, og boringen av de siste 2.800 m er kommet godt i gang.

Som i Sandvika benyttes også her en WIRTH fullprofilmaskin, denne med følgende spesifikasjoner:

Diameter	2,53 m
Total lengde	70,00 m
Materkraft	220 tonn
Dreiemoment	16 tonnmeter
Omdreiningstall pr. min.	0-14
Antall disc-cuttere	27 stk.

Denne maskinen er også utstyrt slik at den kan bore skråsjakter i forskjellige vinkler.

Fjellet består her for det meste av kvartsrik fyllitt med en sone på 230 m med gneis mot slutten av traséen. Strøk og fall varierer mye og har til dels stor innvirkning på netto borsynk. Stabiliteten har vært god, og foreløpig har behovet for sikringsarbeid vært minimalt.

Maskinen ankom anlegget den 20. august, og allerede 2 uker senere var den montert 1.800 m inne i fjellet og klar for boring.

Frem til utgangen av oktober var det boret 920 m, noe som har blitt en gjennomsnittlig inndrift på 127 m/uke. Den beste uken har gitt 148 m. Oppnådd utnyttelsesgrad er i underkant av 50%. Det regnes med at denne kommer til å øke noe etter hvert som de normale startvanskeligheter er overvunnet.

På hvert skift arbeider 7 mann, og ut fra ovennevnte inndrifter gir dette ca. 6 timeverk pr. m tunnel.

Problemet med så små diametre er først og fremst at der blir liten plass for vagger og lokomotiv.

Når det gjelder minimale tverrsnitt er nok dette ned mot det minste av hva som bør anvendes, og en er her nødt til å sprenge nisjer for møting av flere togsett.

På Floskefonn skulle der sprenges en tverrstoll for bekkeinntak Tverrelvi. Dette benyttes da som sidespor for møting.

Til tross for dette forholdsvis beskjedne tverrsnitt, bare 5 m^2, har erfaringen på Floskefonn til nå stort sett vært bra, og en regner med at prosjektet kan avsluttes med godt resultat for byggherre og entreprenør.

SAMMENLIKNING AV HYDRAULISK MOTSTAND I VANLIG SPRENGTE OG FULLPROFILBORETE TUNNELER

Sivilingeniør Øivind Solvik, Vassdrags- og havnelaboratoriet.

SAMMENDRAG

Friksjonsfaktorer for råsprengte tunneler er gitt og sammenlignet med friksjonsfaktorer for en enkelt fullprofilboret tunnel, målt over fire delstrekninger. Friksjonsfaktorens innflytelse på arealet er diskutert. Nødvendig areal av fullprofilboret tunnel er sammenstilt med råsprengt tunnel forutsatt samme avledningskapasitet.

SUMMARY

Friction factors for unlined blasted tunnels are given and compared to friction factors for a single fullface-drilled tunnel which has been measured in four parts. The influence of the friction factor on the area has been discussed. Necessary fullface-drilled area has been related to unlined blasted area provided equal discharge capasity.

Når vann beveger seg i en kanal, tunnel eller rørledning møter det motstand fra veggene som det kreves energi for å overvinne. Dette energitapet registrerer vi ved at vi får et trykkfall i vannveien. Størrelsen av dette trykkfallet er bestemt av i første rekke vannets hastighet, veggenes ruhet og tverrsnittets form. Av disse faktorer er det veggenes ruhet som er vanskeligst å bestemme, fordi dette er erfaringstall som stort sett bare lar seg fastslå ved hjelp av målinger på det ferdige anlegg. Fordi disse ruhets- eller friksjonstallene i sterk grad er bestemmende for det tverrsnittsareal vi må ha i de enkelte tilfeller, skal vi se kort på sammenhengen mellom falltap- og ruhetsfaktorer.

Falltap og hastigheter kan bestemmes ved hjelp av "Mannings formel" (1) eller "Darcy-Weisbach's formel" (2).

1) Manning:

Falltap $h_f = \frac{L\,V^2}{M^2\,R^{4/3}}$ Hastighet $v = MR^{2/3} \cdot J^{\frac{1}{2}}$

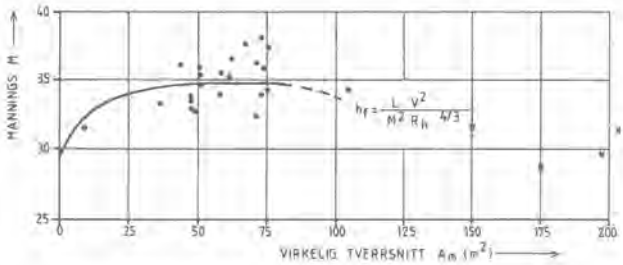
2) Darcy-Weisbach:

Falltap $h_f = f \cdot \frac{L}{4R} \frac{v^2}{2g}$ Hastighet $v = \sqrt{\frac{8g}{f}} \cdot R^{\frac{1}{2}} \cdot J^{\frac{1}{2}}$

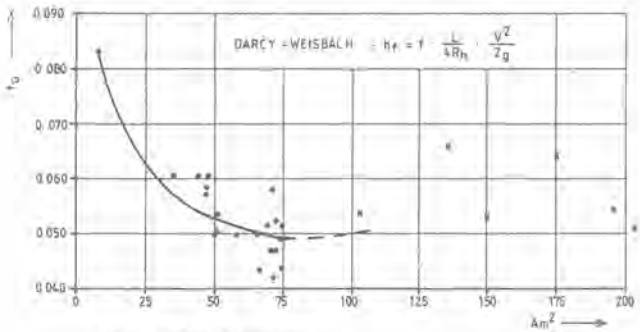
hvor:

h_f = absolutt falltap
I = relativt falltap
L = tunnelens lengde
R = hydraulisk radius = areal/våt periferi
M = Mannings ruhetsfaktor
f = Darcy-Weisbach's ruhetsfaktor

Vi merker oss i følge Mannings formel er for et gitt tverrsnitt hastigheten og dermed kapasiteten proporsjonal med ruhetsfaktoren M. For alle dimensjoneringsoppgaver innen vassbyggingsteknikken er det av stor betydning å kjenne til ruhetsfaktorene. For råsprengt fjell etter hvert samlet en hel rekke måleresultater som har gitt oss grunnlag for å bestemme ruhetsfaktoren. På figur 12.1 er ruhetsfaktoren vist i relasjon til tverrsnittet. Noen klar sammenheng er ikke tilstede. Årsaken til den store spredning må nok i stor grad tilskrives geologiske forhold og sprengningsteknikk. Men god middelverdi for middels store tunneler ligger på 34.



KORRELASJON MELLOM MANNINGS RUHETSKOEFFISIENT M
OG MIDDELTVERRSNITTET A_m



+ = BESTEMT VED FALLTAPSMÅLINGER
• = SVENSKE OG NORSKE STOR-TUNNELER

KORRELASJON MELLOM FRIKSJONSKOEFFISIENT f_D OG TVERRSNITT

Fig. 12.1

For full profilborete tunneler finnes det lite opplysninger over ruhetsforhold. Noe av årsaken til dette er at en i andre land med mer ugunstige geologiske forhold fortsetter å støpe ut den type tunneler slik en gjør med de sprengte. På figur 12.2 har vi gjengitt målinger utført av Vassdrags- og havnelaboratoriet (VHL). Dette gjelder en kloakktunnel for Trondheim kommune, boret ved hjelp av en DEMAG-maskin. Målingene ble utført ved at en blåste luft igjennom tunnelen ved hjelp av 6 store anleggsvifter. Den samlede lengde av den målte tunnel var på 500 m, og den ble delt opp i 4 strekninger på 3 x 115 m og 1 på 65 m.

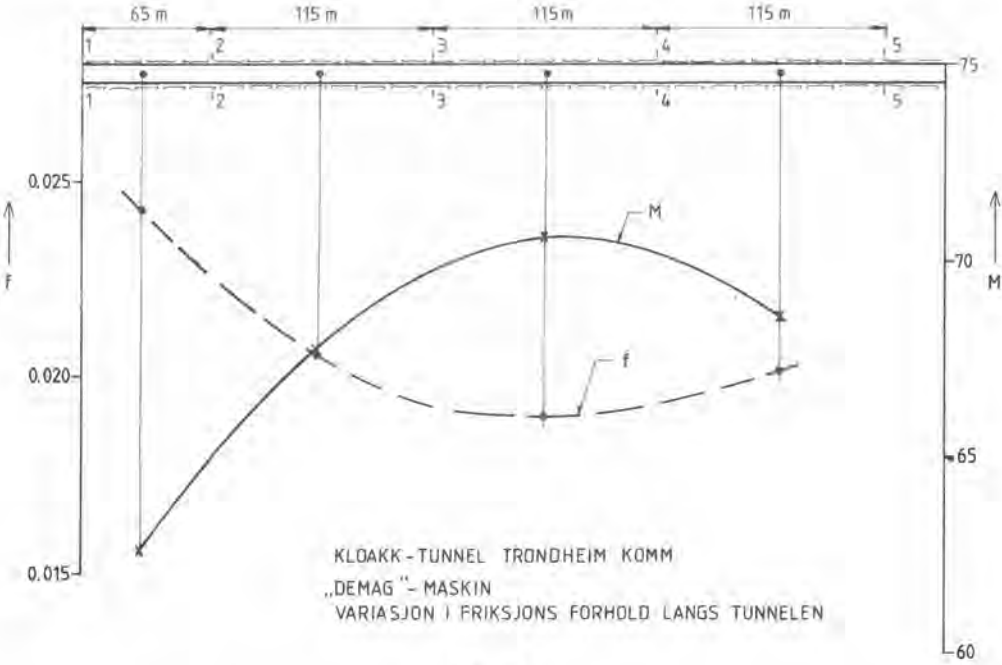


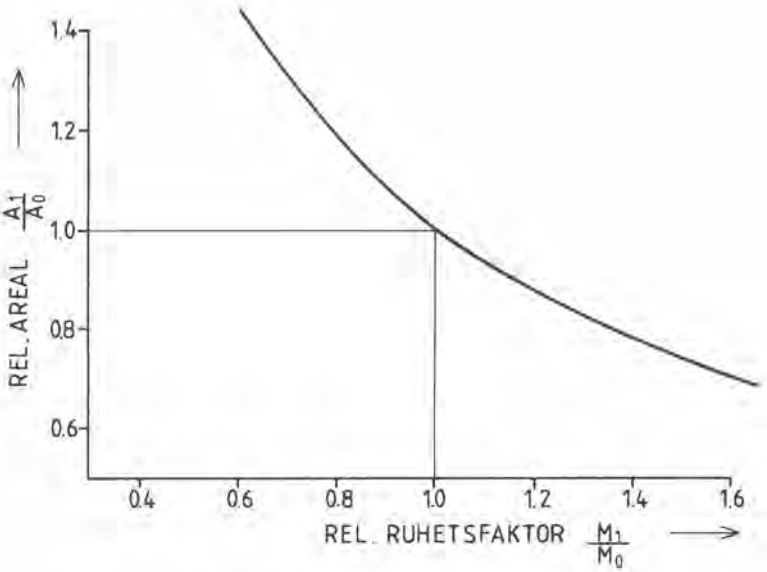
Fig. 12.2

Resultatene er vist på figur 12.2, hvor både Mannings og Darcy-Weisbach's ruhetsfaktor er satt opp. En ser at Mannings-tallet for den fullprofilborete tunnel ligger på ca. 50% av Mannings-tallet for råsprengte tunneler. Eller sagt på en annen måte, vannhastigheten i en fullprofilboret tunnel blir under ellers like forhold dobbelt så stor som i en sprengt tunnel.

Av figur 12.2 vil vi videre se at ruhetsfaktorene for de forskjellige delestrekninger varierer mye. Mens middelet for hele strekningen ligger på ca. 68 er den høyeste på 70,8 og den laveste på 62,5. Inntil flere målinger foreligger, må vi tolke dette som reelle variasjoner som skyldes fjellets beskaffenhet. Dersom dette er riktig, kan det vise seg at forhåndsanslag over ruheten i fullprofilborete tunneler blir like usikre som for sprengte tunneler, og behovet for målinger i fullprofilborete tunneler vil da være stort.

På figur 12.3 er det vist hvordan feil antatt ruhetsfaktor vil virke på valg av tverrsnitt. Antar vi f.eks. M = 60 som sannsynlig verdi, mens den riktige verdi vil være 70, så vil vi måtte kreve et areal på 11,3 m^2 istedenfor 10 m^2.

VIRKNING PÅ VALGT TVERRSNITT VED FEIL ANTATT RUHETSFAKTOR :



M_1 = VALGT RUHETSFAKTOR

M_0 = RIKTIG RUHETSFAKTOR

A_1 = AREAL HVIS RUHET M ER RIKTIG

A_0 = RIKTIG AREAL

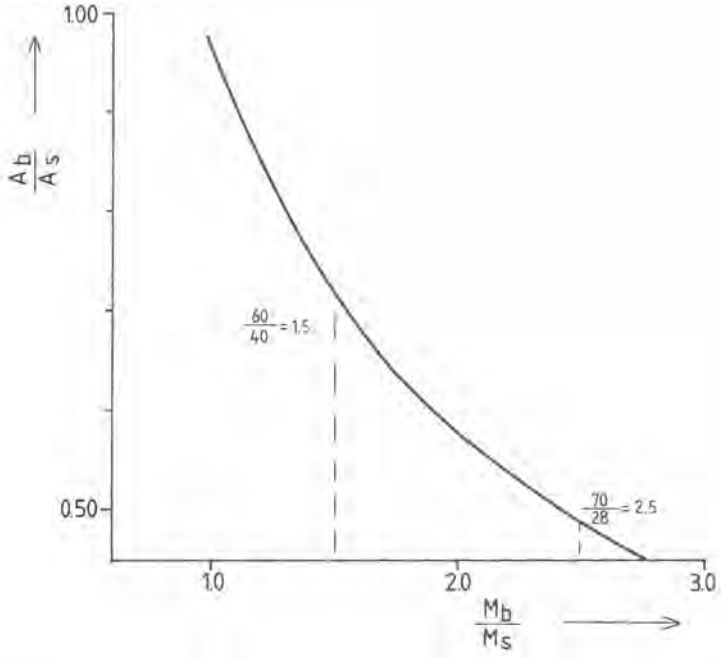
FIGUREN VISER HVORDAN FEIL ANSLÅTT RUHET VIRKER INN PÅ AREALET

Fig. 12. 3

Vi skal nå forutsette at vi kjenner ruhetsforholdene både for råsprengte og fullprofilborete tunneler. Dersom fallforhold og ønsket kapasitet er gitt, kan vi sammenlikne nødvendig tunnelareal for henholdsvis råsprengte og fullprofilborete. Med utgangspunkt i kravet om lik kapasitet kan vi med litt regning få følgende relasjon mellom tverrsnitt og ruhetsfaktor idet indeksen s står for sprengt og b for boret:

$$\frac{A_b}{A_s} = \frac{0{,}97}{\left(\frac{M_b}{M_s}\right)^{3/4}}$$

Forholdet er vist i figur 12.4.



$$\frac{Ab}{As} = \frac{\text{FULLPROFILBORET AREAL}}{\text{SPRENGT AREAL}}$$

$$\frac{Mb}{Ms} = \frac{\text{RUHET FOR FULLPROFILBORET}}{\text{RUHET FOR SPRENGT}}$$

FIGUREN VISER NØDVENDIG FULLPROFIL-BORET AREAL (A_b) SOM FUNKSJON AV RUHET

Fig. 12. 4

Forholdet mellom fullprofilboret og sprengt tverrsnitt bygger på kravet om lik kapasitet og vil ligge mellom yttergrensene 0,75 og 0,46 med en sannsynlig verdi på ca. 0,6. Innen det foreligger flere målinger som gir oss ruhetsfaktorene for fullprofil-borete tunneler med større sikkerhet, må en være innstilt på et noe svakt beregningsgrunnlag.

REFERANSER

(1)	**Solvik, Ø. og Johansen, F.**	"Falltap i råsprengte tunneler" (VHL - rapport)
(2)	**Solvik, Ø. og Haugsøen, P. B.**	"Friksjonsforhold i en fullprofilboret tunnel". (VHL - rapport)

PALLBORING

Bench-drilling

Sivilingeniør Odd Johannessen og Rolf Risdal,
Institutt for anleggsdrift, N.T.H.

SAMMENDRAG

Foredraget er et resymé av Prosjektrapport 7 - 79: Pallboring.
Målsetting for prosjektet er:
- utvikle en prognosemodell for beregning av ytelser og kostnader med varierende fjellforhold og utstyrskombinasjoner
- samle inn og systematisere data angående pallboring.

SUMMARY

The lecture is a summary of Prosjektrapport 7 - 79: Benchdrilling. The purpose of the projekt is:
- to develop a model to calculate capacities and costs under various rock conditions and different drilling equipment
- to collect and reduce to a system informations about bench-drilling.

FORORD

Bakgrunn - Målsetting

Boring utgjør en vesentlig kostnadsbærer i steinbruddsdrift. Variasjonene i borekostnader er store, avhengig av fjellets egenskaper og utstyrskombinasjon.

Målsettingen for prosjektoppgaven er:

- utvikle en prognosemodell for beregning av ytelser og kostnader med varierende fjellforhold og utstyrskombinasjon
- samle inn og systematisere data angående pallboring.

Prosjektgruppen

Prosjektet ble påbegynt våren -77 av en gruppe særkursstudenter og ansatte ved Institutt for anleggsdrift i samarbeid med lab.ing. O.T.Blindheim fra Geologisk institutt.

Supplerende studier på hovedsaklig nyere maskiner er utført etter våren -77.

Økonomisk støtte

Vi har fått økonomisk støtte til prosjektet fra:

- Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
- NVE - Statskraftverkene
- De største entreprenørene

Laboratorieanalyse av steinprøvene er delvis dekket av BVLI.

Grunnlag

Under innsamling av data er i alt 25 forskjellig anlegg besøkt, vesentlig i Norge. Det er tatt studier av nærmere 40 forskjellige pallboringsmaskiner og kjørt et stort antall steinprøver.

Generelt

For å kalkulere ytelser og kostnader ved boring i dagbrudd må man ha kjennskap til:
- Hvor mye må bores.
- Hvor fort en kan bore.
- Hvor slitende fjellet er.

Nødvendig boring

Nødvendig boring er avhengig av fjellets sprengbarhet og borhullsdiameteren. Fig. 13.1 viser nødvendig boring i $1/fm^3$. Kurvene baserer seg på data fra et stort antall steinbrudd. (Prosjektrapport - - 73: Steinproduksjon, ytelser og kostnader).

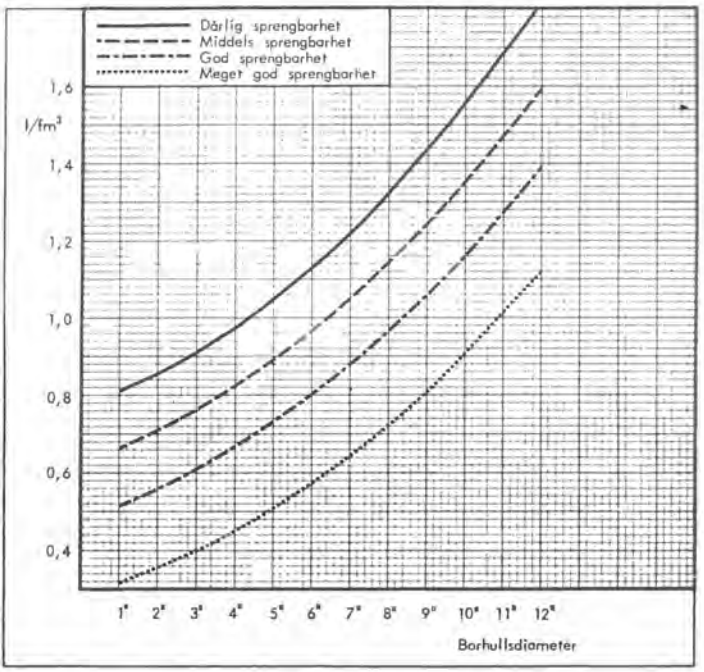


Fig. 13.1 Nødvendig boring ($1/fm^3$) som funksjon av borhullsdiameteren og fjellets sprengbarhet. Pallhøyde 12 m.

Kurvene sammen med korreksjonsfaktor for pallhøyden danner det nødvendige grunnlaget for å sette opp borplaner. Eksempel på dette er vist i Anleggsteknikk, Del C, Sprengning og masseflytting i dagen.

Ytelse

Borekapasiteten er avhengig av fjellets borbarhet og utstyrsvalg.

Fjellets borbarhet er karakterisert ved DRI-metoden. Borsynkindeksen (DRI) beregnes på grunnlag av to parametre:

Sprøhetstallet S_{20} - motstandsevne mot nedknusing
Sivers J-verdi - miniatyrbor

Når det gjelder pallboringsutstyr, skiller en mellom to prinsipielt forskjellige boremetoder:

- slagboring
  - topphammerboring
  - senkboring
- rotasjonsboring.

Forskjellige utstyrskombinasjoner innenfor begge boremetodene er relatert til borsynindeksen (DRI) for å bestemme netto borsynk.

Slitasjeforhold

Fjellets slitasjeegenskaper har innvirkning på levetiden på borutstyret.

For å bestemme bergartens slitasje-evne benytter en borslitasje-indeksen BWI. Denne beregnes på grunnlag av to parametre:

- Borsynk-indeksen DRI
- Slitasjeverdien AV - nedknust bergarts-materialers slitasjeevne på et hårdmetallstykke

For nærmere beskrivelse av borsynkindeksen DRI og borslitasjeindeksen BWI, henvises til Prosjektrapport 6-75: Borsynk-indeks - DRI.

NETTO BORSYNK

I prosjektrapport 7-79: Pallboring, er det vist hvordan netto borsynk varierer med fjellets borbarhet for en rekke utstyrskombinasjoner. For å eliminere innvirkningen av eventuelt forvitret dagfjell eller løsmasselag er netto borsynk referert til 2. stang. Det henvises til nevnte rapport for nærmere detaljer.

De etterfølgende avsnitt viser noen eksempler på hvordan bormaskin- og borstålsparametre påvirker borsynken.

Netto borsynk som funksjon av hullengden

I fig. 13.2 er det vist hvordan borsynken avtar med økende hulldybde for forskjellig slagbormaskiner. Det er forutsatt at de enkelte maskintypene opererer innenfor sin optimale borhullsdiameter.

Figuren viser at hydrauliske maskiner har mindre fall i borsynken enn trykkluftdrevne topphammer-maskiner. Utviklingen går i retning av stadig mer effektive langhullsmakiner.

Registreringer viser at også senkbormaskiner med arbeidstrykk 10 - 12 kp/cm^2 får avtagende borsynk med økende hulldybde. Feltet ligger i området mellom hydrauliske og trykkluftdrevne maskiner. Forklaringen må ligge i for dårlig spylekapasitet, og dermed problem med fjerning av borkakset.

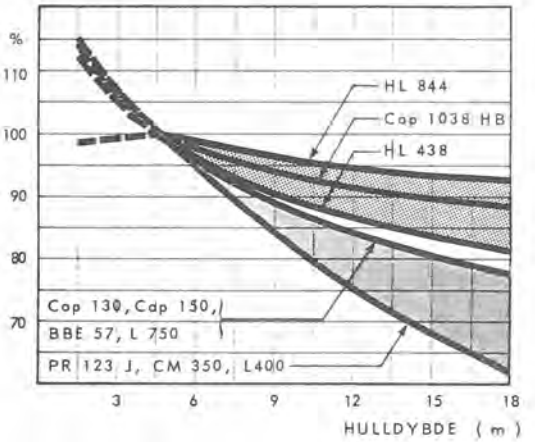


Fig. 13.2 Netto borsynk som funksjon av hulldybden for forskjellige slagbormaskiner

Netto borsynk som funksjon av hulldiameteren

Enhver maskin er konstruert for å bore innenfor et lite felt av hulldiametre. I fig. 13.3 er det vist hvordan netto borsynk varierer med hulldiameteren for forskjellige slagbormaskiner. Det er forutsatt at maskinene borer i middels borbart fjell. (DRI = 50).

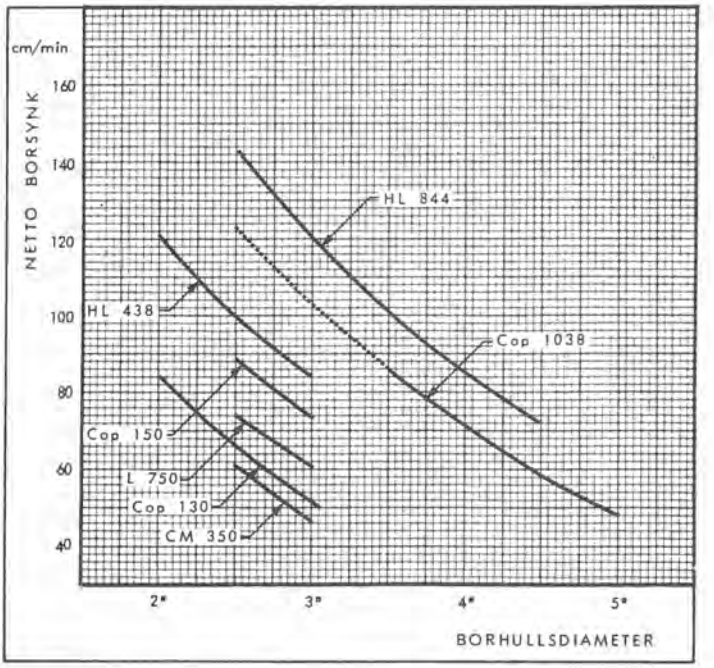


Fig. 13.3 Netto borsynk 2. stang som funksjon av borhullsdiameteren for forskjellige slagbormaskiner. DRI = 50

Det fremgår av kurvene at det er stor lovmessighet mellom netto borsynk og hulldiameter for forskjellige maskintyper. I fig. 13.4 er det vist generelt hvordan borsynken varierer med hulldiameteren uavhengig av maskintypen. Kurven må brukes med forstand, da de fleste maskiner bare vil operere effektivt innenfor deler av den.

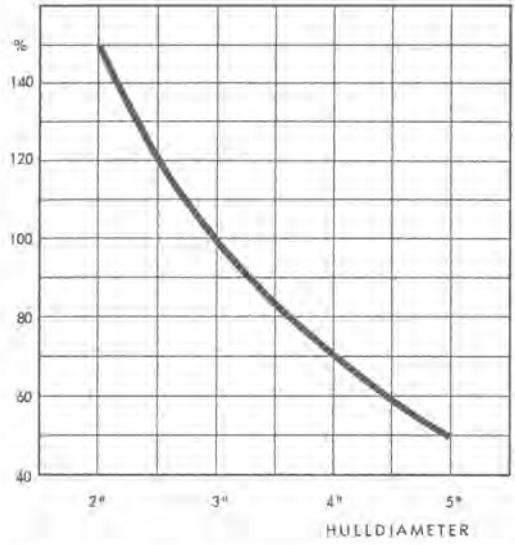


Fig. 13.4 Netto borsynk 2. stang som funksjon av borhullsdiameteren

Optimal borhullsdiameter

I tillegg til maskintypen (se fig. 13.2) er også borhullsdiameteren avgjørende for fallet i borsynk med økende hulldybde. I fig. 13.5 er det vist et eksempel på hvordan borsynken avtar ved forskjellig kronediameter for en bestemt maskin. Et lignende forhold gjør seg gjeldende for andre maskintyper.

Forklaringen på de observerte forhold er at til enhver stangdiameter hører en optimal kronediameter. Blir kronediameteren liten i forhold til stangdiameteren, vil en få stor hastighet på borkakset, tendens til turbulens og problem med passering av hylser. Dersom kronediameteren blir stor i forhold til stangdiameteren, vil en få lav hastighet på borkakset, stor vektsøyle og for liten spylekapasitet. Problem med fjerning av kakset er ensbetydende med redusert borsynk.

I fig. 13.6 er det forsøkt å illustrere hvordan forholdet mellom stangdiameter og kronediameter påvirker borsynken for 5. stang (10' stenger). For 1 3/4" stenger og 5" krone kan en regne med ca 10% lavere borsynk i forhold til 2. stang enn tilsvarende for 3 1/2" krone.

Datagrunnlaget er for spinkelt til å uttale seg sikkert om hvor stor innvirkning forholdet mellom stangdiameter og kronediameter har på netto borsynk, men at forholdet er av betydning, synes påvist.

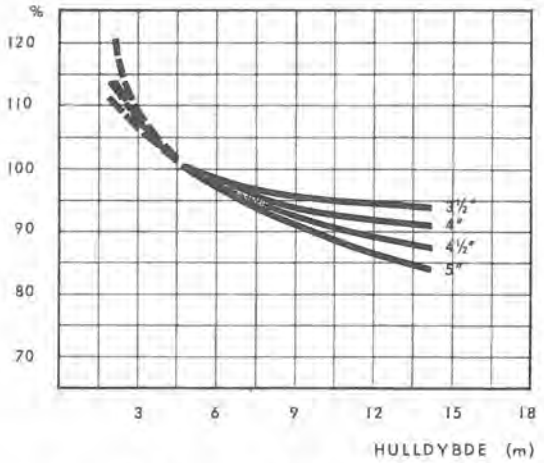


Fig. 13.5 Netto borsynk som funksjon av hulldybde og kronediameter for Cop 1038 HB, Stanglengde 12', stangdiam. 1 3/4"

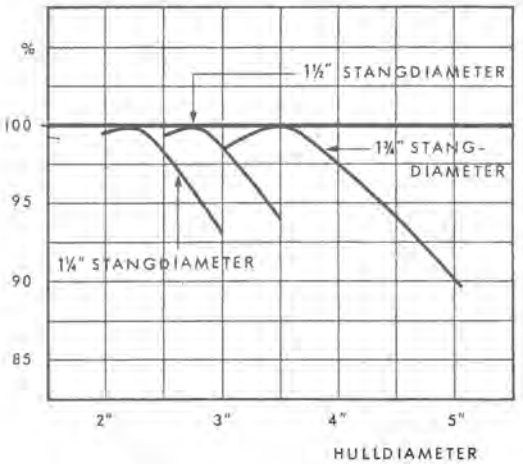


Fig. 13.6 Optimal kronediameter som funksjon av stangdiameter

BOREKAPASITETER

Brutto borekapasitet

I brutto borekapasitet inngår tidene:

– Netto boretid

– Tilleggstider
  - flytting
  - innretting
  - påskråming
  - stanginnsett
  - stangopptrekk

Netto boretid er avhengig av fjellets borbarhet.

Tilleggstidene er tilnærmet konstant for hver maskingruppe, bortsett fra flyttetid som varierer med terrengforholdene og terrengegenskapene til riggen.

Skiftkapasitet

Skiftkapasiteten beregnes på grunnlag av brutto borekapasitet. For en normal god drift kan en regne 5,5 effektive timer pr skift.

Antall effektive timer pr skift er avhengig av dyktighet og utstyrsvalg. Normalt øker antallet med størrelsen på borutstyret. Enkelte utstyrskombinasjoner har problemer med å oppnå tilfredsstillende tilgjengelighet, og forventet antall effektive timer pr skift bør settes lavere enn 5,5 time for disse.

PROGNOSEMODELL

For å bestemme brutto borekapasitet for forskjellig utstyrskombinasjoner er det utviklet en prognosemodell. Modellen har en trinnvis oppbygging og består av følgende 4 diagram:

1. netto borsynk 2. stang (cm/min)
2. midlere netto borsynk over hulldybden (cm/min)
3. brutto borekapasitet (bm/h)
4. korreksjonsfaktor for flyttetider forskjellig fra "normalt", som er representativ for flytting på flat pall.

I fig. 13.7 - 13.10 er det vist et eksempel på prognosemodell for hydraulisk slagbormaskiner.

Beregningseksempel:

Data: DRI = 45
Roc 810/Cop 1038 HB
3 1/2" hulldiameter
14 m boret lengde
Rensket pall, middels kupert. Flytting, innretting, påskråming: 8 min.

Fig. 13.7 Netto borsynk:78 cm/min
Fig. 13.8 Midlere netto borsynk over hulldybden: 100% = 78 cm/min
Fig. 13.9 Brutto borekapasitet: 30 bm/h
Fig. 13.10 Korreksjonsfaktor for flyttid: 0,9
Korrigert brutto borekapasitet: 30 · 0,9 = 27 bm/h
Skiftkapasitet: 27 · 5 =135 bm/skift

Tilsvarende modell er utviklet for trykkluftdrevne slagbormaskiner og rotasjonsbor-

maskiner. For nærmere data om disse henvises til prosjektrapporten.

Prognosemodellene er ment å være et hjelpemiddel for produksjonsplanlegging, valg av utstyr og grunnlag for kalkulasjon.

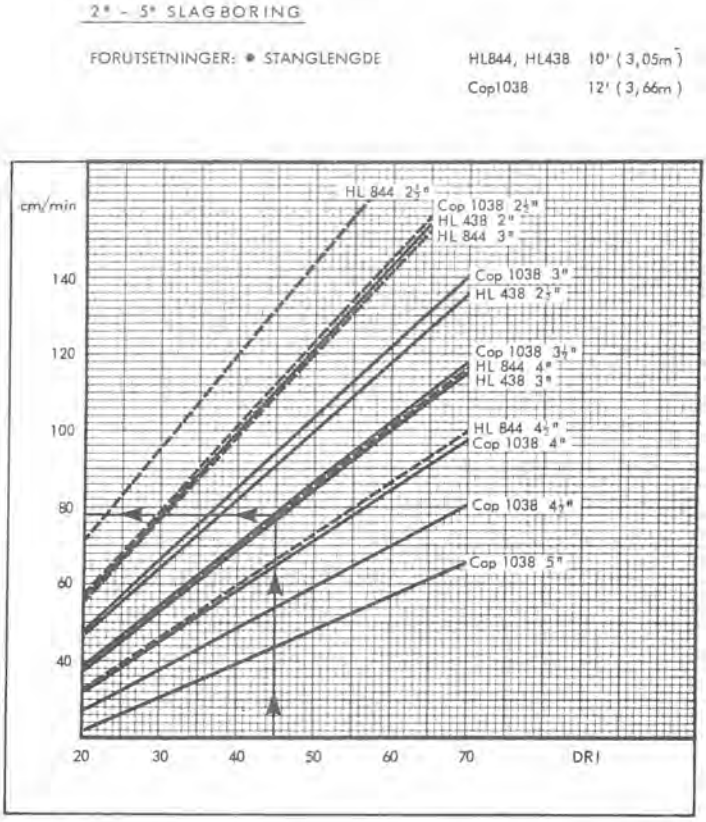


Fig. 13.7 Netto borsynk 2. stang for hydrauliske bormaskiner

PRODUKSJONSKAPASITET

På grunnlag av data fra prognosemodellene er brutto borekapasitet (bm/h) vist som funksjon av borhullsdiameteren i fig. 13.11. Kapasitetene er beregnet for henholdsvis god borbarhet (DRI = 65) og dårlig borbarhet (DRI = 37).

I fig. 13.12 er produksjonskapasiteten i fm^3/h vist som funksjon av borhullsdiameteren. Kurvene bygger på fig. 13.1 og 13.11 og gjelder for to kombinasjoner av sprengbarhet og borbarhet. I praksis finnes det en rekke kombinasjoner.

Figuren viser at av det utstyret som er vurdert, finnes det ikke noen maskiner som har tilfredsstillende effekt i området 4 1/2 – 8".

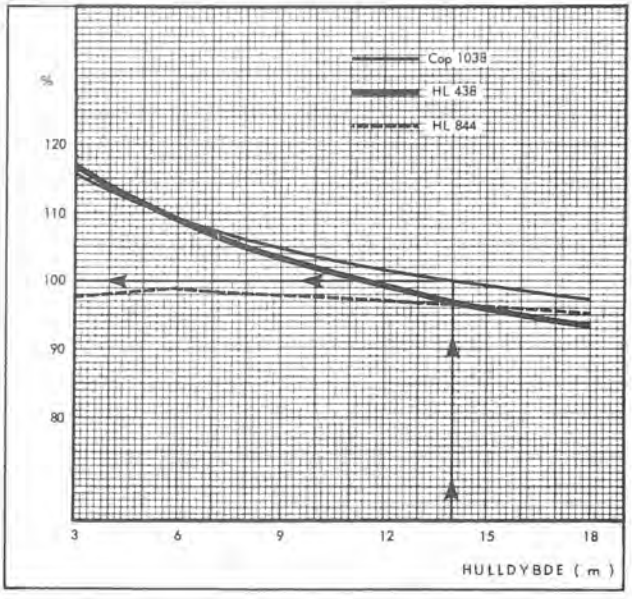


Fig. 13.8 Midlere netto borsynk over hele hulldybden i prosent av netto borsynk 2. stang

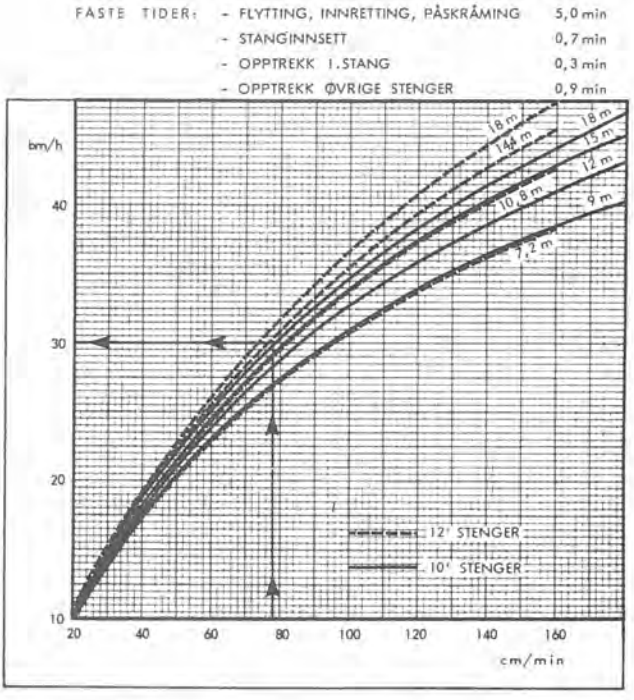


Fig. 13.9 Brutto borekapasitet som funksjon av midlere netto borsynk - varierende hulldybde

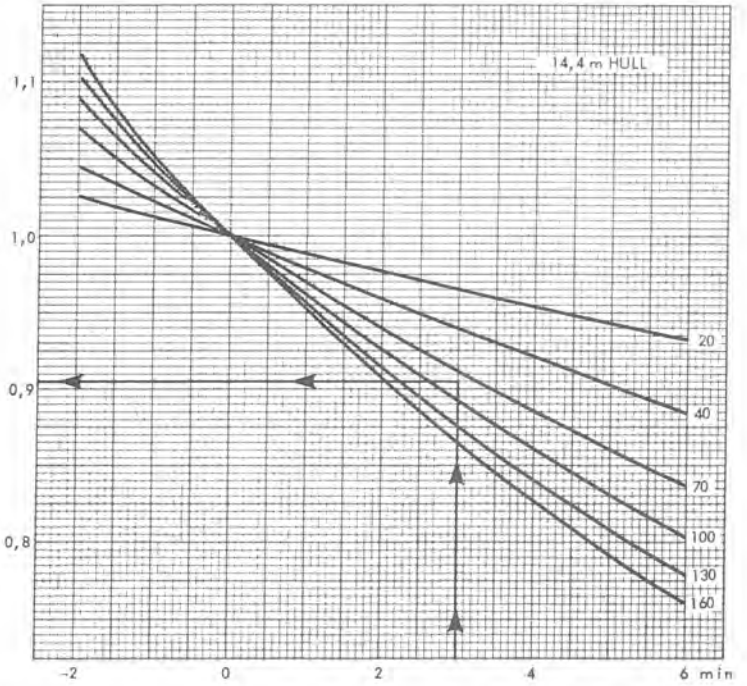


Fig. 13.10 Korreksjonsfaktor for flyttider forskjellig fra "normalt" som funksjon av midlere netto borsynkhulldybde 14,4 m

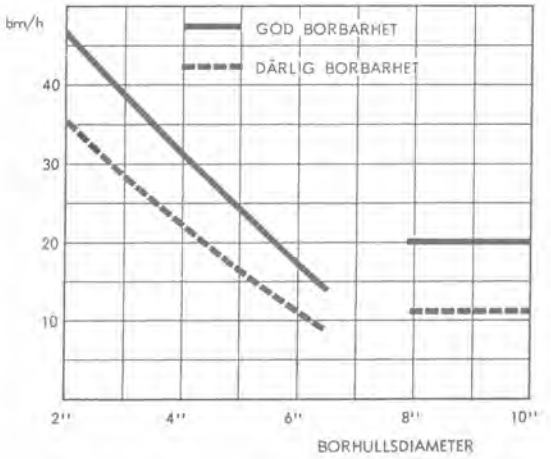


Fig. 13.11 Brutto borekapasitet i bm/h

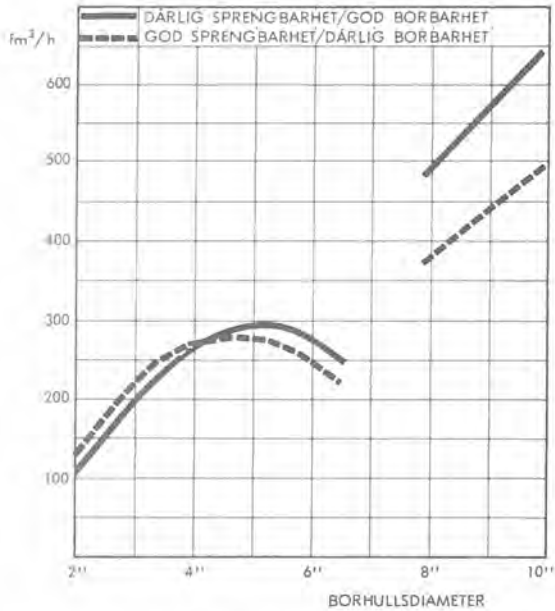


Fig. 13.12 Produksjonskapasitet i fm^3/h

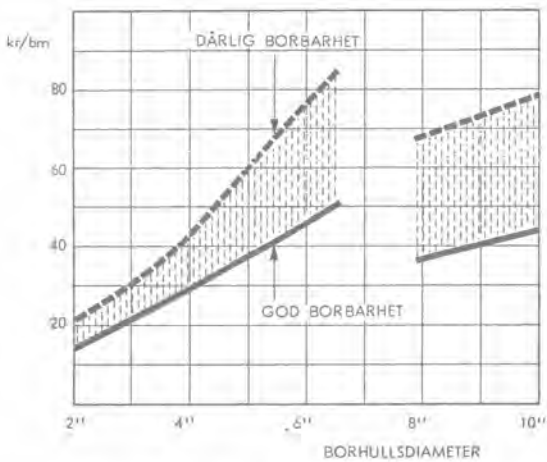


Fig. 13.13 Borekostnader i kr/bm

KOSTNADER

Kostnadsregning er gjennomført for utstyrskombinasjoner fra 2" til 10" borhullsdiameter.

I avskrivningsgrunnlaget er markedspris, dvs. listepris minus vanlige rabatter inkl. investeringsavgift, lagt til grunn. Riggene er avskrevet over økonomisk brukstid, og det er regnet 7% rente av uavskrevet kapaital. Det er forutsatt 2 skifts drift.

Levetider på borstål er satt opp i samsvar med registrerte data.

Bemanning er økt fra 1.1 mann pr rigg på de minste til 1,5 på de største riggene.

I fig. 13.13 er borekostnadene pr bormeter vist for henholdsvis god og dårlig borbarhet.

Fig. 13.14 viser borekostnadene pr m^3 utboret volum som funksjon av borhullsdiameteren. Med rotasjonsboring kan en under gunstige forhold komme ned i underkant av 1000 kr pr m^3 fjell. Kostnadsregning for tilløpstunnel Brattset Kraftverk viser at ved fullprofilboring, 4,5 m diameter, kan komme ned mot 100 kr/m^3 borekostnader. (Henvisning E. D. Johansen, og T. O. Blindheim, Foredrag nr 10 "Fullprofilboring. Ny prognosemodell'.)

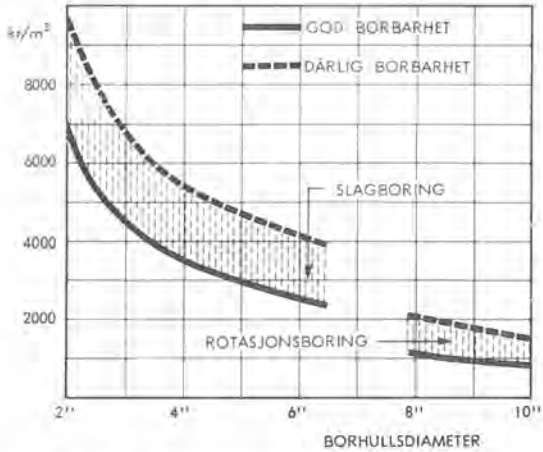


Fig. 13.14 Borekostnader i kr pr m^3 utboret volum

Borekostnader i kr pr m^3 utsprengt fjell er vist i fig. 13.15. Det skraverte feltet i midten viser kostnadsbildet for de mest vanlige konstellasjonene av borbarhet og sprengbarhet. Det er også lagt inn to kurver for henholdsvis dårlig sprengbarhet/dårlig borbarhet og god sprengbarhet/god borbarhet for å vise spredningen i borekostnader. Kurvene angir ikke ytterbegrensningene.

Av kurven fremgår det at en har en diskontinuitet ved overgang fra senkboring til rotasjonsboring. En "glatt" kontinuerlig kurve som skissert i fig. 13.16 viser at slagboremaskiner med topphammer forlater den utjevnede kurven allerede ved 3 1/2" diameter. De konvensjonelle senkbormaskiner kommer ikke ned på kurven i det hele tatt. Også de minste rotasjonsbormaskinene har problemer med å holde seg på kurven.

I det senere er det utviklet senkbormaskiner som opererer med langt høyere arbeidstrykk enn før. (25 kp/cm^2 mot tidligere rundt 10 kp/cm^2). Datagrunnlaget er for spinkelt til å si hvordan de ligger an i forhold til de øvrige maskinene, men foreløpige resultater tyder på at en gjennom denne maskinen har klart å komme seg ned på den utjevnede kurven. Det er illustrert med den stiplede kurven.

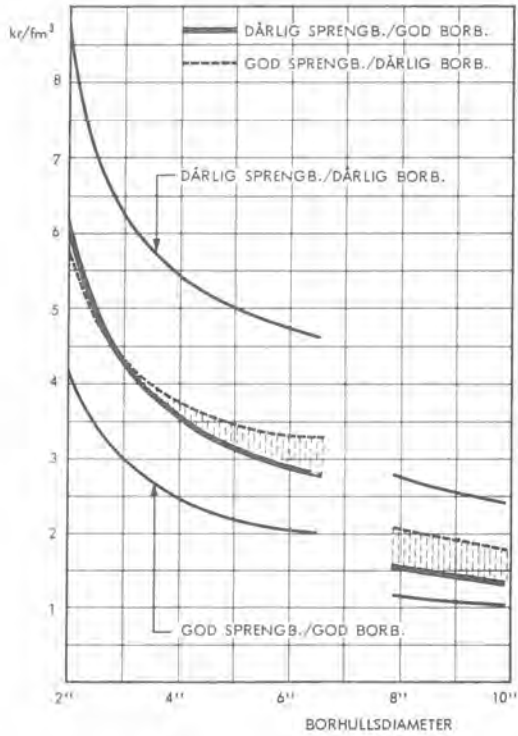


Fig. 13.15 Borekostnader i kr pr utsprengt faste m³

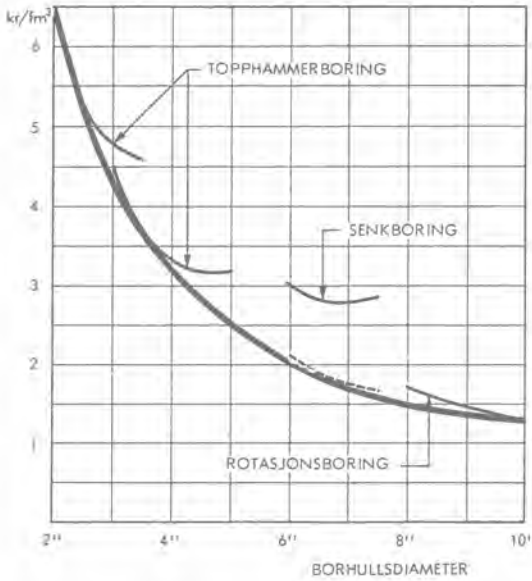


Fig. 13.16 Optimal diameter for forskjellige bormaskiner. Forutsetning: Dårlig sprengbarhet/God borbarhet

"ANFO I DAGBRUDD OG TUNNELER – EN KOSTNADSANALYSE"

Sivilingeniør Karl Kure. Institutt for fjellsprengningsteknikk

SAMMENDRAG

Når man sprenger med ANFO, sprenger man med hovedråstoffet for den alt overveiende del av sivile sprengstoffer. ANFO vil derfor sannsynligvis aldri kunne komme i noe prismessig konkurranseforhold til de øvrige sivile sprengstoffer da enhver bearbeidelse og så godt som enhver tilsetning av andre eksplosive stoffer må medføre en prisøkning på sluttproduktet.

Det foretas en sprengteknisk og kostnadsmessig sammenligning av vanlige NG-sprengstoffer og ANFO med utgangspunkt i teoretisk brytningskapasitet.

Sprengstoffkostnader for salver over og under jord sammenlignes.

I Norge kommer råstoffet, ammoniumnitrat-prills fra Norsk Hydro A/S som såkalt normalvare.

Betydningen av råstoffets kornstørrelse og porøsitet på bakgrunn av detonasjonshastighetsmålinger i stålrør diskuteres.

Det ville være ønskelig med en ammoniumnitratkvalitet med større porøsitet som lettere lar seg knuse i ladeprosessen.

Dette ville sannsynligvis nedsette risikoen for forsager under ugunstige forhold.

SUMMARY

ANFO is the main content in NG-explosives and slurries. ANFO must therefore allways be cheaper than the other types of civil explosives.

This paper is concerning the technical and oeconomic correlations between ANFO and NG-explosives based on theoretical blasting capasity.

The influence of particle size and porousness of the detonation stability is discussed.

A certain content of fine grade materiali is favourable for a stable detonation of an ANFO-charge.

Med dagbrudd menes i denne sammenheng fjelluttak i pukkverk, vegskjæringer og paller forøvrig hvor borhullsdiametre opp til 4" benyttes.

ANFO-sprengstoffets egenskaper, dets praktiske bruk og kostnadsmessige fordeler har vært omtalt jevnlig på fjellsprengningskonferansene siden tidlig i 60-årene. Man kan derfor ikke påberope seg å omtale noe nytt når emnet er bruk og økonomi med ANFO-sprengstoff.

Som de fleste vil være kjent med, sprenger man når ANFO benyttes, med hovedråstoffet før den alt overveiende del av de sivile sprengstoffer. ANFO vil derfor sannsynligvis aldri kunne komme i noe prismessig konkurranseforhold til de øvrige sivile sprengstoffer da enhver bearbeidelse og så godt som enhver tilsetning av andre eksplosive stoffer må medføre en prisøkning på sluttproduktet.

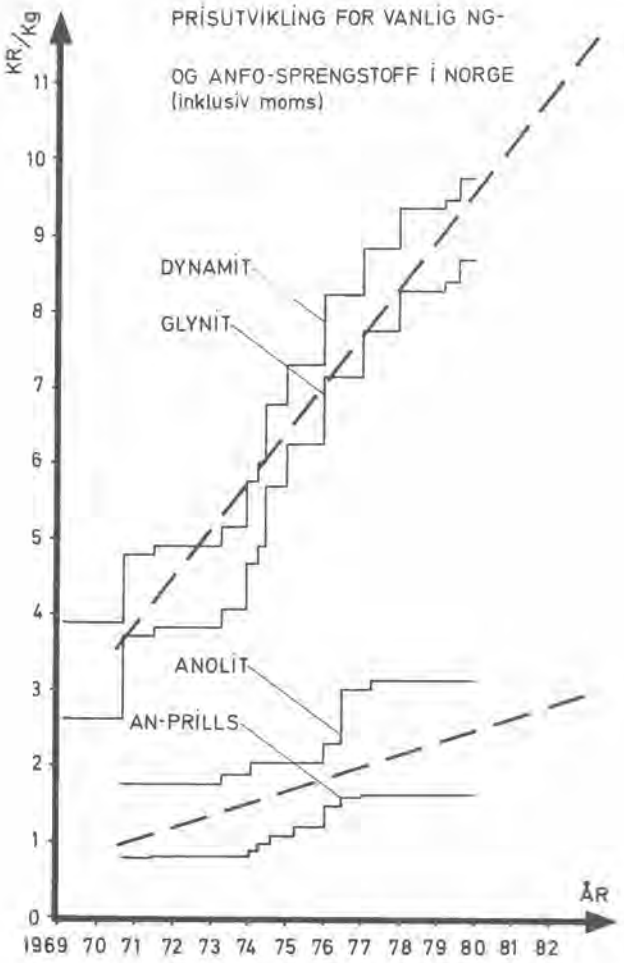


Fig. 14.1

Fig. 14. 1 viser prisutviklingen for de vanligste norske sprengstofftyper de senere år. Tendensen i prisutviklingen viser klart at gapet mellom prisen på NG-sprengstoffer og ANFO-sprengstoff i 70-årene bare er blitt større og større. Denne tendensen vil trolig også fortsette i årene som kommer, fig. 14.2.

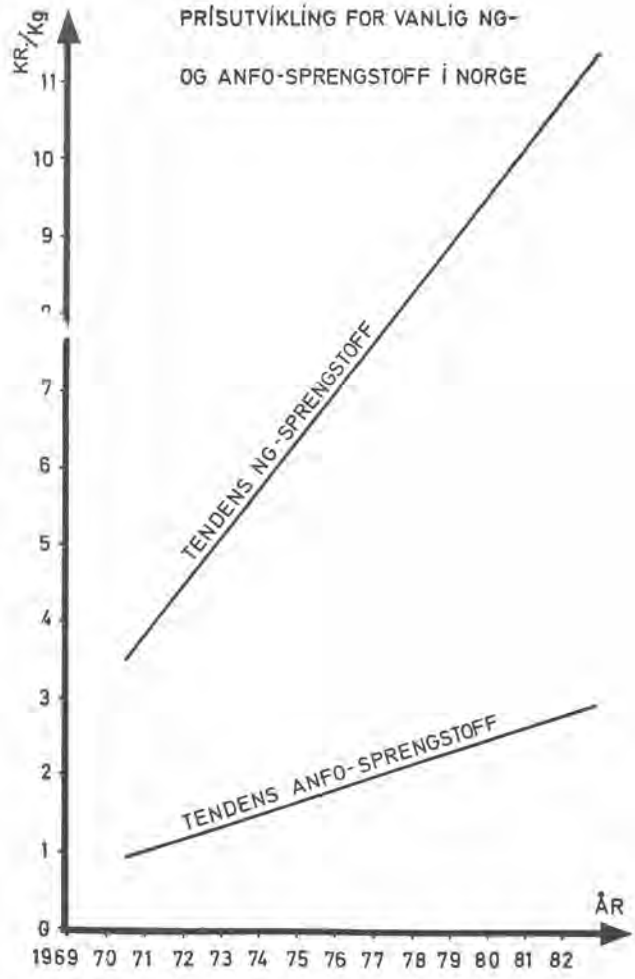


Fig. 14.2

Skal man foreta en reell sammenligning av prisen på sprengstoff, er det ikke nok bare å se på prisen pr. kg. Man må også se på energi-innholdet og andre data for sprengstofftyper som markedsføres i Norge. Enkelte typer som f.eks. kullgruve-sprengstoff og kutt-sprengstoff er relativt svake og lite egnet i brytningshull ved salvesprengning i vanlig fjell.

De typer det er aktuelt å sammenligne ANFO med i de borhullsdiametre som her omtales, er dynamit og glynit.

Langefors gjorde i 50-årene en rekke sprengningsforsøk i homogen granitt som hadde til hensikt å sammenligne sprengeffekten til en del sprengstoff-typer. Langefors og Johannson kom i midten av 60-årene på grunnlag av forsøkene frem til en formel for teoretisk brytningskapasitet.

$$S = \frac{5}{6} \cdot E + \frac{1}{6} \cdot G$$

S = sannsynlighetstall
E = eksplosjonsvarme kcal/kg
G = gassvolum l/kg

Ved å benytte denne formel og ta utgangspunkt i at dynamitt har en teoretisk brytningskapasitet lik 1.0, kan man komme frem til en teoretisk vurdering av hva de forskjellige sprengstoff-typer yter i forhold til dynamitt, fig. 14.3.

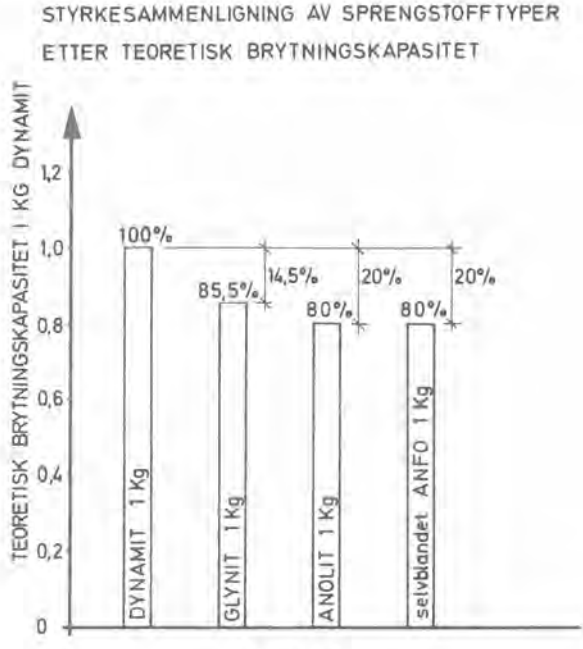


Fig. 14.3

De som i sine pukkverk, gruver eller anlegg over eller under jord, anvender ANFO som hovedsprengstoff, vet at den teoretiske brytningskapasitet ikke er for optimistisk. Det er svært få bergarter hvor ANFO ikke gir like godt fremkast og like god nedknusning som NG-sprengstoffene. Spesielt i noe finoppsprukne bergarter vil ANFO som oftest gi bedre fragmentering og fremkast enn NG-sprengstoffene. I meget tette og seige bergarter vil man med fordel benytte et sprengstoff med høyere slagenergi som f.eks. dynamitt som bunnladning.

Men jeg vil gå litt tilbake til den teoretiske brytningskapasiteten og se hva man må betale for en enhet tilsvarende 1 kg dynamitt av ANFO og NG-sprengstoffer. Fig. 14.4 viser en slik sammenligning.

Grunnlaget for diagrammet er Dyno Industrier's prisliste pr. 1.8.1979. For AN-prills og Anolit er det regnet med et frakt-tillegg tilsvarende 300 kroner pr. tonn for levering på brukerstedet.

For å få prisen på ferdigblandet ANFO er det i tillegg regnet 250 kroner i blandeomkostninger pr. tonn samt blandeavgift fordelt pr. kilo etter en produksjon av ANFO pr. blandested tilsvarende 50 tonn pr. år.

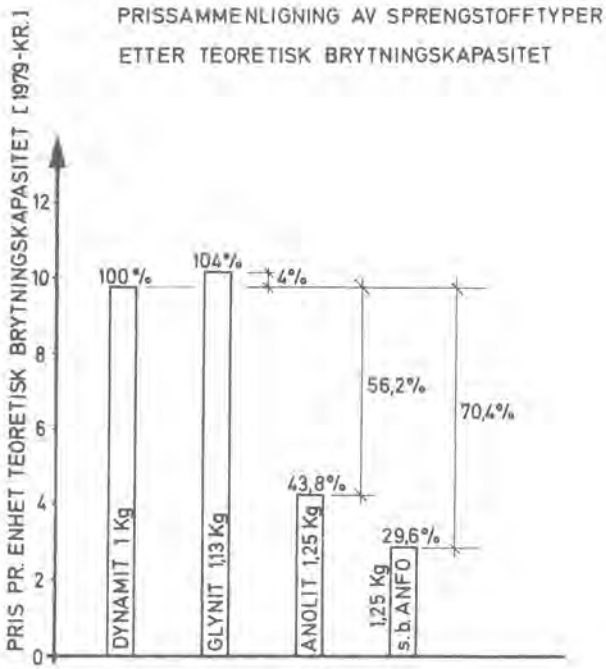


Fig. 14.4

Avgiften for å tilvirke ANFO er for tiden kr. 6000.– pr. blandested pr. år.
Alle priser er inklusive merverdiavgift.

Som man ser av diagrammet, vil ANFO både som fabrikkproduksert (Anolit) og som selvblandet ha en vesentlig lavere pris pr. enhet teoretisk brytningskapasitet enn NG-sprengstoffene.

Ved pallsprengning vil man i praksis, om man ikke gjør noe for å hindre det, så godt som alltid få et høyere sprengstofforbruk pr. m^3 med ANFO som hovedsprengstoff enn når dynamit og glynit benyttes. Som vel de fleste vet, henger dette sammen med at ANFO normalt helles løst i borhullet eller lades med ladeapparat og følgelig fyller borhullet helt. Pipeladningen vil følgelig bli kraftigere enn om f.eks glynit benyttes. Ved sprutfare må sprengstoffet i hullene i første rast og i de øvrige borhulls øvre del uttynnes på stedet med f.eks. isoporkuler eller ferdigprodusert uttynnet ANFO, Anolit - S. Anolit - S er uttynnet til ca. 40% styrkegrad av vanlig ANFO. Tilblanding av isoporkuler kan bare foretas med tillatelse fra Statens Sprengstoffinspeksjon, og bør skje i samarbeid med Institutt for Fjellsprengningsteknikk.

Fig. 14.5 viser som eksempel en kostnadsberegning av 2 1/2" hull med lengde 15 meter ladet med 1) 4 stk. dynamit 50 x 600 mm som bunnladning og 18 stk. 50 x 600 mm glynit som pipeladning, og 2) samme bunnladning og 10.8 m Anfo som pipeladning. I eksempel 3) er ANFO benyttet i hele borhullets lengde med 1 stk 35 x 400 mm dynamitpatron som tennpatron. Kostnader for tennings-systemet er ikke medregnet. Kostnadene for alternativene 1) dynamit/glynit, 2 a) dynamit/Anolit, 2 a) dynamit/selvblandet ANFO og 3) selvblandet

ANFO med tennpatron er oppført i 1979-kroner og i %. Både sprengstoffmengden pr. borhull og den teoretiske brytningskapasitet øker mens kostnadene synker vesentlig med ANFO som hovedsprengstoff.

Under tørre forhold vil bruk av ANFO fremstilt av A/S Norsk Hydro's AN-prills, den såkalte normalvare, være et godt sprengstoff både med henblikk på sprengkraft og detonasjonsstabilitet. I 2 1/2" og større diametre er, om borhullene lenses for vann før lading, heller ikke problemene under fuktige forhold særlig store om man benytter bunn- og topptenning.

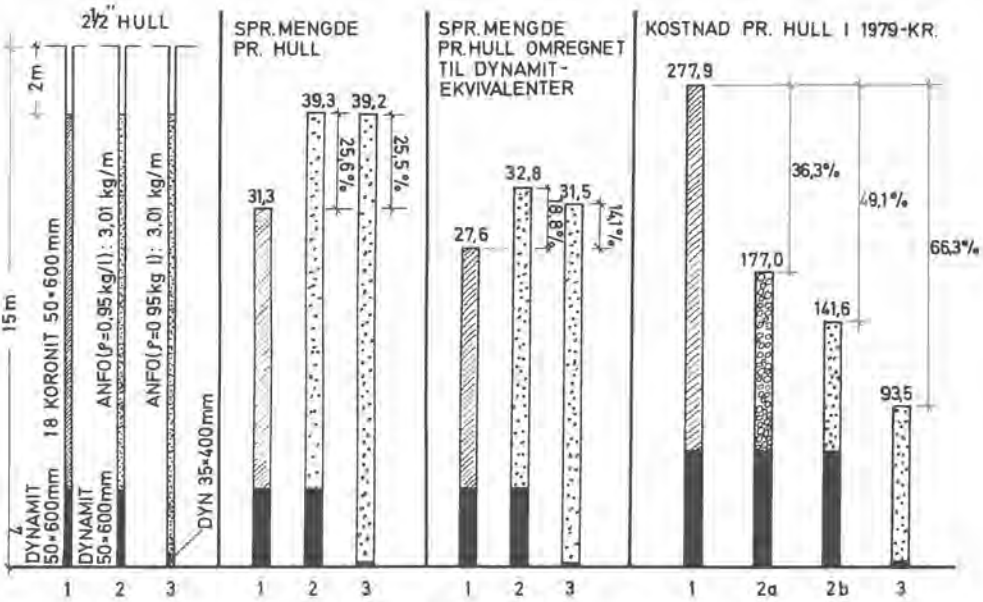


Fig. 14.5

I 2" og mindre diametre derimot vil vann i borhullene raskere kunne føre til dårlig omsetning av ANFO-sprengstoffet og i verste fall stopp i detonasjonen. Det er derfor riktog at råstoffet for ANFO, den såkalte AN-prills, er av egnet kvalitet for småhull.

Det kan derfor være interessant å se litt nærmere på hvilken innflytelse tildels små variasjoner i kornstørrelse har for omsetningen.

Fig. 14.6 viser kornfordelingskurve for den såkalte normalvare fra Norsk Hydro A/S. Man ser at godt over 90% av kornene har en gradering mellom 0.5 og 2 mm.

Fig. 14.7 viser forsøk i 33 mm stålrør med ANFO av forskjellige kornsammensetninger av ammoniumnitratprills fra samme produsent. Som man ser, øker detonasjonshastigheten vesentlig med økende finstoffandel.

Fig. 14.8 viser forsøk med ANFO fremstilt av normalvare i stålrør med to forskjellige diametre, 33 og 46 mm. Man ser at detonasjonshastigheten under ellers like forhold øker vesentlig med hulldiameteren.

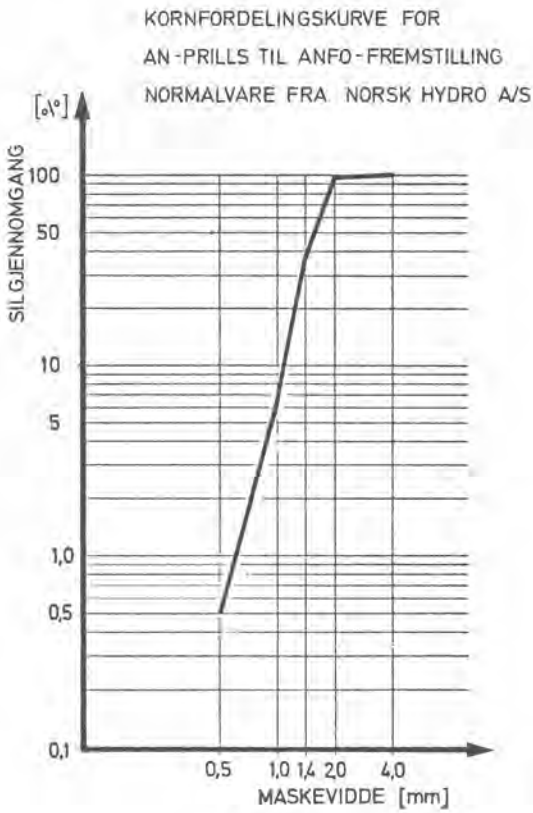


Fig. 14.6

Videre ser man at detonasjonshastigheten øker markant når ammoniumnitratkornene har gjennomgått en nedknusning gjennom ladeprosessen med et ladeapparat.

I de fleste land utenfor Skandinavia benyttes idag ammoniumnitratkvaliteter med større porøsitet enn "vår normalvare". Korngraderingen vil alltid måtte være et kompromiss mellom krav til detonasjonsfølsomhet, tetthet og dermed borhullsutnyttelse og krav til håndterings-sikkerhet. I de senere år er ANFO i større utstrekning tatt i bruk i mindre hulldiametre. Som bl.a. resultatene fra våre tidligere omtalte forsøk viser, villle det være ønskelig med en ammoniumnitratkvalitet med større porøsitet som lettere lot seg knuse i ladeprosessen. Nedknusningen ville medføre høyere detonasjonshastighet og dermed sannsynligvis nedsette risikoen for forsager under ugunstige forhold. Større kornporøsitet medfører imidlertid normalt større følsomhet.

Det kan stilles spørsmål til det norske kravet for selvblandet ANFO-sprengstoff, om fenghetteufølsomhet i ufordemmet tilstand. Har dette en slik sikkerhetsmessig betydning at det bør opprettholdes? Så langt meg bekjent er vi i Norge blandt de vestlige land snart alene om å håndheve dette forlangendet.

I forbindelse med montasje av ladeutstyr for ANFO på borrigger for bruk i tunneldrift ble det gjort en undersøkelse ved vår forsøkstunnel i Heggedal i Asker. Erfaringene fra disse

forsøkene tilsier at hverken brann eller detonasjon kan overføres gjennom godkjente antistatiske ladeslanger.

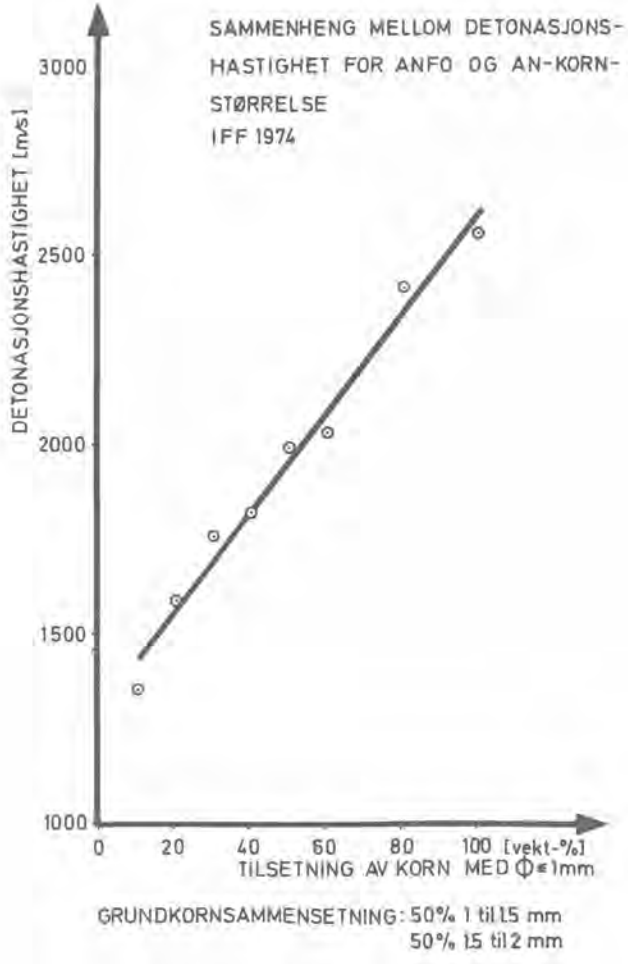


Fig. 14.7

Den vanlige borhullsdiameter i tunneldrift og ortdrift er idag 45 mm. Når man lader dynamitt med patrondiameter 35 mm i et slikt borhull, vil man oppnå en ladetetthet mellom 1.35 og 1.8 kg. pr. meter. Med glynit-patroner med samme diameter vil ladetettheten bli ca. 1.2 kg. pr. bormeter. Ladetettheten for ANFO ladet med overtrykks-ladeapparat vil i 45 mm borhull bli ca. 1.6 kg. pr. bormeter.

I en tunnelsalve er det i første rekke ladningskonsentrasjonen i bunnen av borhullet og ikke hullets samlede ladning som gir de siste cm. inndrift. Praksis viser at det i liten utstrekning er mulig å redusere antall borhull i en tunnel- eller ortsalve til tross for at ladnings-

mengden pr. meter borhull med ANFO er høyere enn om dynamit/glynit benyttes. Overladningen med ANFO i pipeladningen kan minskes noe, særlig i større tverrsnitt ved at ladesøylen gjøres noe kortere enn man vanligvis gjør med glynit.

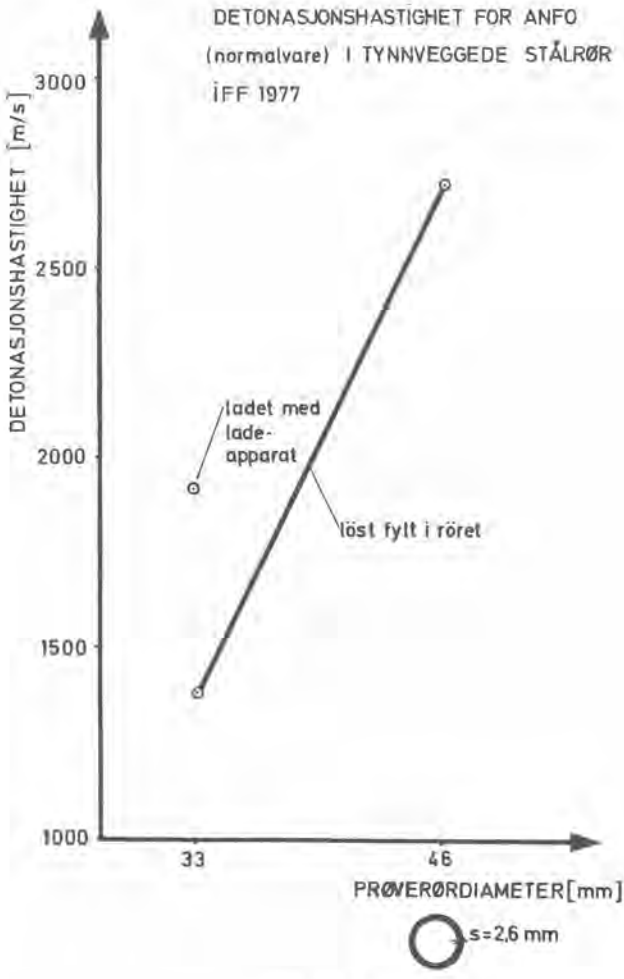
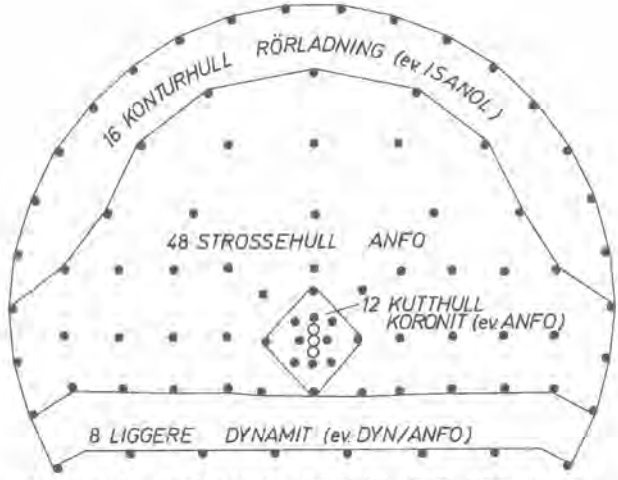


Fig. 14.8

Fig. 14.9 viser vanlig borplan for en tunnel med 46.5 m^2 tverrsnitt. Med en innboret hullengde på ca. 4.3 m gjensettes ca. 1.5 m uladet i brytningshullene over kutten, mens ca. 0.75 m gjensettes på siden. Sprengstoff-forbruket vil dersom dette gjøres konsekvent, øke med 12 - 15 % sammenlignet med dynamit/glynit-salver.

Det kan ofte være vanskelig å få stuff-folkene til å lade hullene nøyaktig. Merforbruket av ANFO vil i enkelte tilfeller nærme seg 20 %. En så lang utladning av strossehullene gir så godt som ingen sprengtekniske fordeler. Derimot vil ulempene med dårlig sikt på grunn av



FORSLAG TIL BORPLAN / LADEPLAN FOR VEGTUNNEL

TUNNELTVERRSNITT: 46,5 m² SALVELENGDE: 4,3 m

HULLANTALL: 45mm 84 stk., 76mm 3 stk.

Fig. 14.9

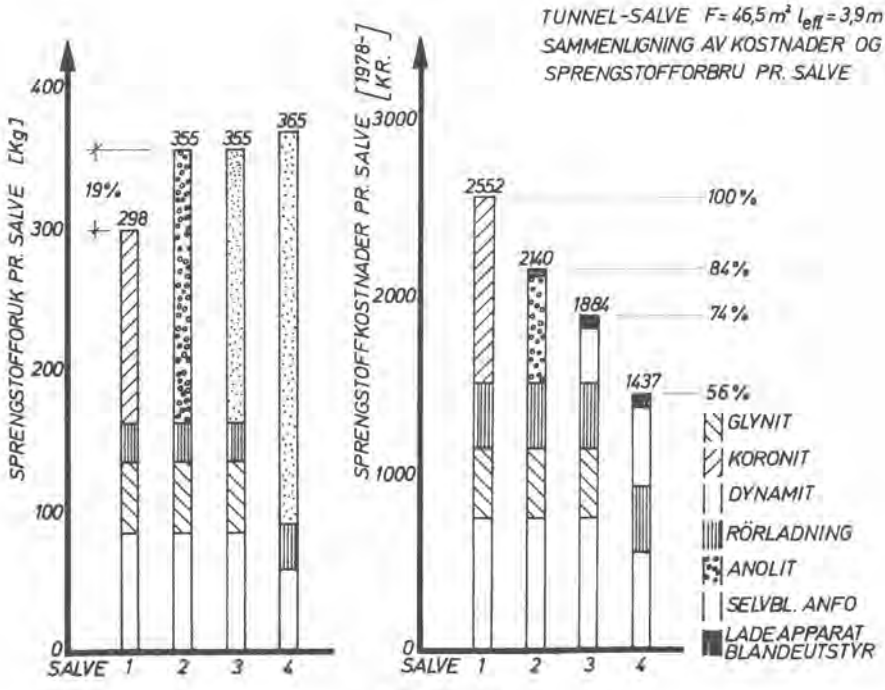


Fig. 14.10

nitrøse gasser og uomsatt ammoniumnitrat-støv bli større. Av de 84 hull som borplanen i fig. 14.9 viser, blir minst 48 hull ladet med ANFO med 1 stk. dynamit 35 x 400 mm tennpatron. Det vil si at liggere, kutt og kranshull blir ladet med patronert sprengstoff. På to av Vegvesenet's anlegg har det vært gjort forsøk med å benytte ANFO også i liggerne. Under tørre forhold er dette mulig, men man må gjerne bore ett til to hull mer for å få tilstrekkelig sprengstoffmengde i liggen. Det ytterste av ANFO-ladningen får tydeligvis dårligere omsetning enn den innenforliggende del. Det har ved noen tilfeller vært observert at det gjenstår en terskel hvor fjellet er dårlig løssprengt og vanskeliggjør utlastning. Som kompromiss har det vært benyttet 5 dynamitpatroner i bunnen av liggerne og resten ANFO, noe som har gitt bedre resultat.

I Statens Vegvesen har det ikke vært benyttet ANFO i parallellhullskutter mens flere av våre entreprenører og gruver også har benyttet ANFO her. Sprengstoff-forbruket utgjør ca. 6 % av det totale forbruk pr. salve og er følgelig ikke uvesentlig i kostnads-sammenheng.

Fig. 14.10 viser en kostnads-sammenligning av salver ladet med NG-sprengstoff og salver ladet med Anolit og selvblandet ANFO som hovedsprengstoff.

Fig. 14.11 viser sprengstoffkostnadene pr. meter tunnel i 3 perioder. I første periode ble bare NG-sprengstoff benyttet. I annen periode 30.8 % Anolit og i tredje periode 54.7 % Anolit.

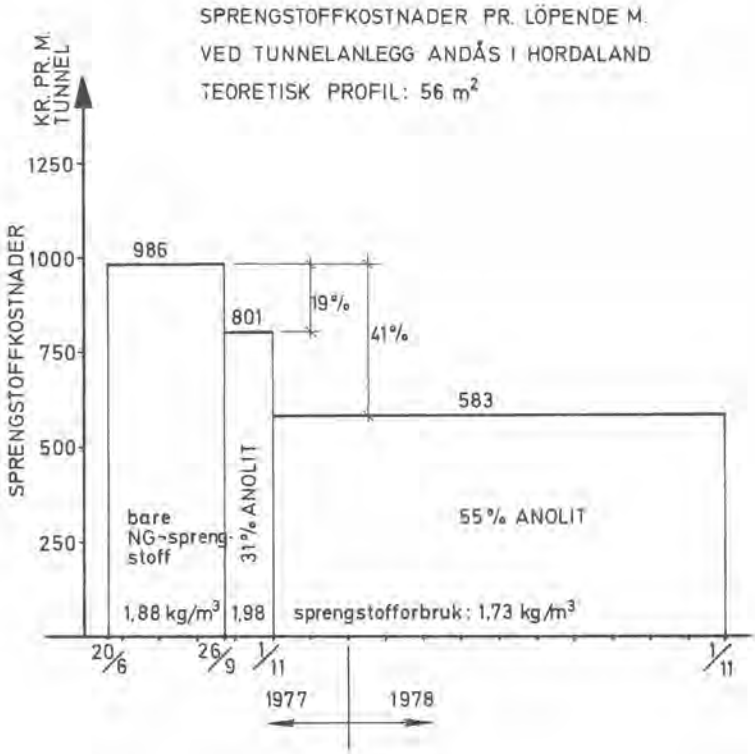


Fig. 14.11

Et normalt vegtunnelanlegg har i to-skifts drift et behov for ANFO på 4 - 500 kg. pr. dag. Dersom man velger å blande sprengstoffet selv på anlegget, er det ikke nødvendig med kostbart blandeutstyr.

Blandeutstyret for vegtunnelanlegget ved Ytre Arna ved Bergen besto av en lager-rampe for inntil 10 tonn AN, en delingssilo (2 x 25 kg.), en hånd-drevet blandemaskin, 12 -15 stk. blande- og transportbeholdere (50 liter), målekanne for dieselolje, to dieseloljefat og en vannslange for brannslukning.

Lagerrampe og blandeutstyr var anbragt i tunnelen etter retningslinjer fra Statens Sprengstoffinspeksjon (tunnelåpningen kunne avlåses når anlegget ikke var bemannet). Kostnadene til blandeutstyr og lagerrampe beløp seg til 15 - 20.000 kroner.

I arbeidstid ble regnet 2 - 3 timer pr. 1000 kg. ferdigblandet ANFO etter innøvingsfaser. Omregnet på en årlig produksjon på en kilometer tunnel tilsvarende 260 salver á 190 kg. (ca. 50 tonn ANFO pr. år), tilsvarer lønnskostnadene 250 - 300 kroner pr. tonn ANFO-sprengstoffer.

Investeringskostnadene for et ca. 300 liter ladeapparat inklusiv montasje på borriggen med to uttak og fjernregulering beløper seg idag til ca. 60.000 kroner.

Omregnet på foran nevnte årsproduksjon vil (avhengig av avskrivningstiden) de samlede kostnader til ladeutstyr utgjøre 200 - 250 kroner pr. tonn ANFO-sprengstoff.

BRUK AV IKKE-ELEKTRISKE TENNINGSSYSTEM.

Use of non-electric firing methods.

Sjefing. Åsmund Bjørge, Dyno Industrier A/S

SAMMENDRAG

Et av de siste bidrag til ikke-elektriske tenningssystemer er NONEL. En av hovedfordelene ved NONEL sammenlignet med andre ikke-elektriske systemer, som f.eks. detonerende lunte, er at forsinkerelementene er plassert i tennerne i bunn av borehullene på samme måte som ved elektriske tennere. NONEL kan brukes til alle typer sprengningsarbeide, og da er et fullstendig ikke-elektrisk system, er det upåvirkelig av forskjellige former for elektrisitet.

SUMMARY

One of the latest contributions to the non-electric firing methods is NONEL. One of the main advantages with NONEL as compared to other non-electric methods, for instance detonating fuse, is that the delay elements are located in the detonators at the bottom of the holes, in the same way as in electric detonators. NONEL can be used in all types of blasting work, and as a completly non-electric system it is insensitive towards different forms of electricity.

GENERELT

På verdensbasis går bruken av elektriske tennere gradvis tilbake. I USA og Canada er kombinasjon av svake og sterke detonerende lunter så og si enerådende i dagbruddene. I gruver og tunneler har man søkt mot andre typer enkle og effektive ikke-elektriske tennmidler. Systemer som ANODET, TOE-DET, og HERCUDET er gode forsøk på å finne løsninger, men ingen av disse har representert noen universalløsning. Med utviklingen av NONEL-systemet er det i ferd med å oppstå en ny situasjon. Systemet som er oppfunnet av NITRO NOBEL, får nå sitt definitive gjennombrudd i USA gjennom ENSIGN BICFORD-NONEL. NONEL-systemet blir nå også et alternativ i norsk anleggsdrift.

NONEL-systemet er et ikke-elektrisk tennsystem avpasset til alle former for sprengningsarbeide. Ved NONEL er tennernes elektriske ledninger erstattet med en støtbølgeleder kalt NONEL-slange (Fig. 15.1.)

Støtbølgelederen består av en plastslange med 3 mm utvendig diam. hvor innerveggen er belagt med et uhyre tynt sprengstoffsjikt. På grunn av den beskjedne sprengstoffmengde, 10-12 mg/m., påvirkes ikke slangens utside når støtbølgen passerer. NONEL-slangen har derfor det til felles med elektriske ledninger at sprengstoffet i borehullet hverken skades eller trykkpåvirkes.

Spesielle koblingsenheter bestående av NONEL-slange og koblingsblokker gjør det mulig å koble sammen det antall NONEL-tennere som ønskes.(Fig. 15.2.) NONEL-millisekundtennere er bygget opp i 18 intervaller, fra nr. 3 til nr. 20 med 25 ms mellom hvert trinn. For tunnelsprengning er NONEL utvidet med 100 ms. og 150 ms opp til nr.80, d.v.s. ytterligere 12 trinn.

Fig. 15. 1 NONEL-tenner med slange.

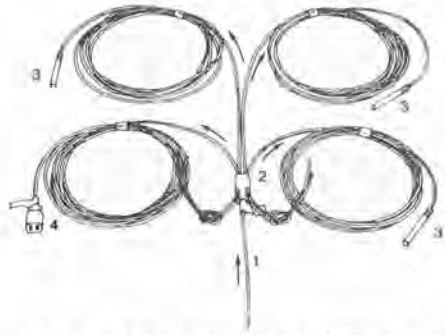


Fig. 15.2 Koblingsprinsipp og initieringsretning

PALLSALVER, MINDRE OG MELLOMSTORE ARBEIDER I DAGEN.

På en pall begynner sammenkoblingen av NONEL- tennere ved første (fremste) hullrad. Deretter følges i størst mulig utstrekning utslagsrekkefølgen. Koblingen skjer ved at NONEL-slangen trees gjennom koblingsblokkens front og knytes på baksiden. Til hver koblingsblokk festes maksimalt 4 slanger, d.v.s. 3 tennere mens fjerde slange går til neste blokk o.s.v. (Fig. 15.3.)

Salven kan initieres med en ordinær fenghette, eventuelt en elektrisk tenner.

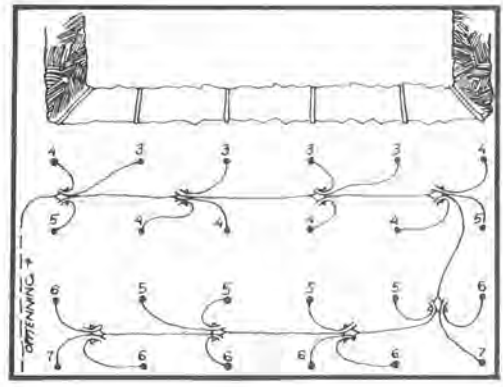


Fig. 15.3 Kobling av NONEL-tennere.

TUNNEL, BUNTOPPTENNING

Ved kobling av NONEL-tennere i tunneldrift kan brukes buntopptenning. Ved buntopptenning er detonerende lunte koblingsmedium. (Fig. 15.4.)

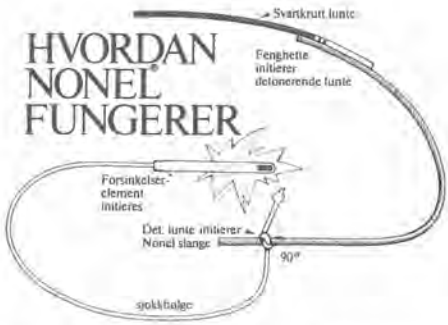


Fig. 15. 4 Hvordan NONEL fungerer

Metoden går ut på at man bunter sammen NONEL-slange til bunter á 20 stk. Buntene sikres med tape, tråd eller lign.

Til buntene festes detonerende lunte med et stramt dobbelt halvstikk. Når så de detonerende lunter knyttes sammen, er alle bunter innkoblet. Metoden er enkel, gir god oversikt og har samme rasjonelle arbeidsgang som ved elektrisk tenning. (Fig. 15.5.)

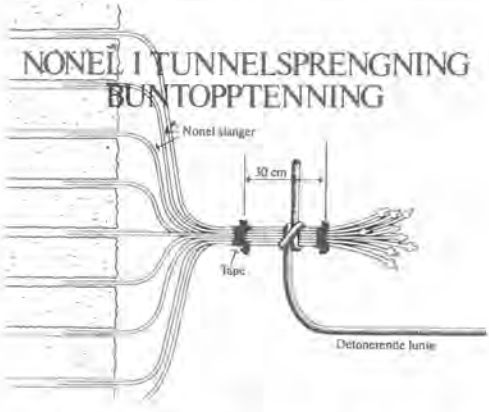


Fig. 15.5 NONEL i tunnelsprengning. Buntopptenning

STØRRE PALLSPRENGNINGER, NONEL KOMBINERT MED DETONERENDE LUNTE OG FORSINKERE.

NONEL-tennere som brukes i dette systemet, har lik (samme) forsinkertid f.eks. nr. 15 (375 ms). (Fig. 15.6.)

Man får en betydelig forenkling av ladearbeidet når alle hull lades med samme intervall.

Når hullene er ferdig ladet, starter oppkoblingen. På pallen strekkes detonerende lunte mellom hullene i den hullrekke som skal detonere samtidig. NONEL-slangene som stikker opp av de ladede hull, knyttes til den detonerende lunte med en enkel "kjerringknute". (Fig. 15.7.)

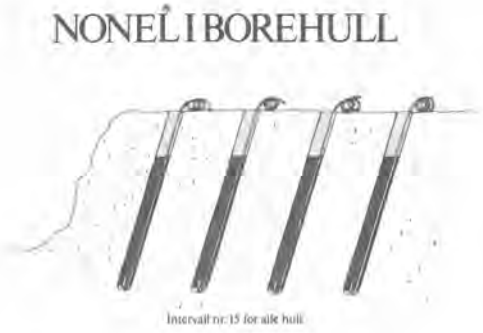


Fig. 15.6.

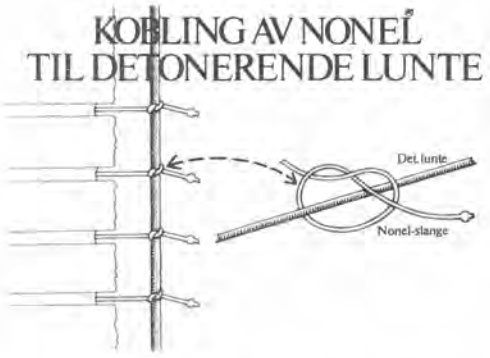


Fig. 15.7.

De enkelte hullrekker forsinkes med detonerende lunter påkoblet 20 ms. forsinkere. (Fig. 15.8.)

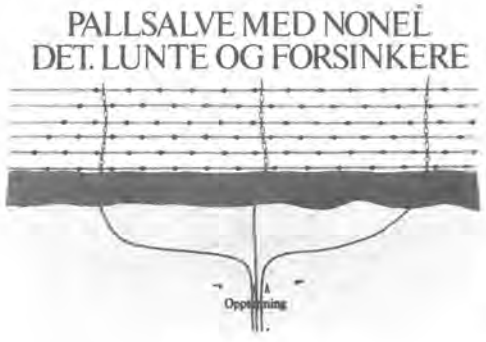


Fig. 15.8.

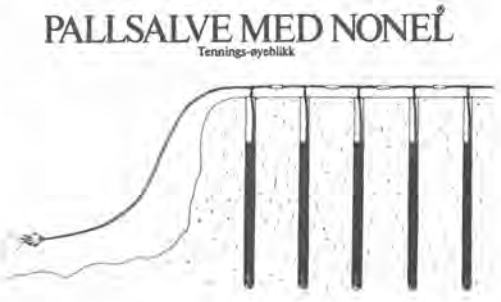


Fig. 15.9.

Den ferdigkoblede salve kan her som ellers tennes med fenghette eventuelt elektrisk tenner.

Ved å bruke intervalltrinn nr. 15 som gir en forsinkertid på 375 ms. i hele salven, vil alle tennere ha fått sin tennimpuls før første hullrekke beveger seg.

Fordelene ved dette system kan oppsummeres slik:

Det inngår kun 3 varianter. Dette gir mindre lagerbeholdninger og lettere oversikt. Mulighetene for feil tennerfordeling under ladearbeidet er eliminert. Systemet gir mulighet for rasjonell arbeidsgang. (Fig. 15. 9. 15. 10. 15. 11.)

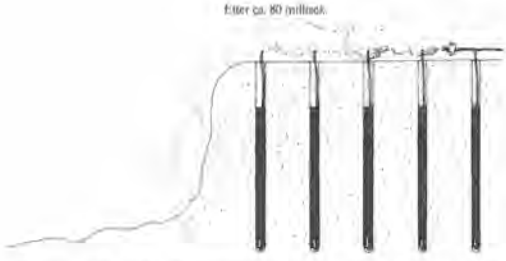


Fig. 15. 10 Forsinkerelementene er initiert

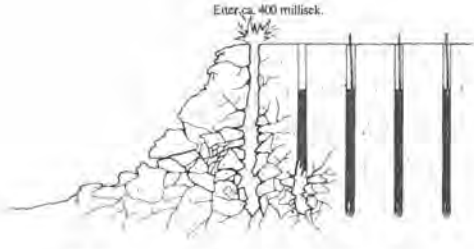


Fig. 15. 11 Brytning fra bunnen

NONEL-SYSTEMET ER DET FØRSTE IKKE-ELEKTRISKE TENNSYSTEM MED LEDERE UTEN EGEN SPRENGVIRKNING. DET ER UPÅVIRKELIG OVERFOR DE FORSKJELLIGE FORMER FOR ELEKTRIEITET.

DETTE GJØR SPRENGNINGSARBEIDET SIKRERE, ØKER REGULARITETEN VED SPRENGNINGSARBEIDER, GIR MULIGHET FOR RASJONELL ARBEIDSGANG, OG ÅPNER FOR MEKANISERINGSPROSESSER I LADEARBEIDET.

SEKUNDÆRKNUSING MED SLAGHAMMERE

Hydraulic hammer for secondary crushing

Ingeniør Thor Hauff, Vinterbro Pukkverk A/S.

SAMMENDRAG

Sekundærknusing med hydrauliske hammere er nu tatt i bruk i mange steinbrudd.
Kostnadene og tilgjengeligheten synes ennu ikke å være helt tilfredsstillende, men de største hammerene viser seg å ha god kapasitet i de fleste bergarter.

SUMMARY

Hydraulic hammers for oversize crushing are put into service in an increasing numbers of quarries in Norway.
However does cost and reliability still not stand up to expectation, although capacity figures are quite good in most types of rock.

Etter å ha prøvet forskjellige hammere over et par år fikk vi i august 78 besøk av en finne ved navn Teuvo Grønfors, som representerte RAMMER OY. Han hevdet, trass i vår skepsis, å ha hammeren som skulle løse sprettstein-problematikken.

Demonstrasjonen ble avholdt på Vinterbro som første stopp i en turné på Østlandet.

Resultatet var så bra at vi på Vinterbro Pukkverk A/S besluttet å anskaffe en hammer: RAMMER S 800, samt gravemaskin Åkerman H 12, 1974 mod.

Denne riggen ble tatt i bruk 3. november 1978. Vår skepsis til prosjektet medførte full avskrivning av hammerens innkjøpspris med én gang.

Dette viste seg ganske snart å være en riktig avgjørelse. Når hammeren gikk, slo vi meget bra, men stoppene var altfor hyppige.

Vi hadde også noe småtull med gravemaskinen til å begyne med, men den har ellers oppført seg bra.

1. august tok vi i bruk hammeren igjen etter en større ombygging. Huset var nu mye kraftigere konstruert. Fjærene var lengre og med sirkulært tverrsnitt samt en god del småting som var byttet. Dette brakte hammeren ajour med dagens standard og heter nu S 806.

Leverandøren har hele tiden hevdet at huset var for svakt og var medvirkende årsak til mye av problemene. Dette har delvis vist seg å holde stikk, idet hammeren har fungert tildels bedre utover høsten.

I Norge har vi gjennomgående montert hammeren på større maskiner enn finnene vanligvis gjør.

Dette medfører større påkjenninger på huset ved tilrettelegging av stenen for slåing. Det

nye kraftigere huset ser nu ut til å tåle dette bedre.

Den siste modifikasjonen på hammeren er sidebolter med valsede gjenger. Oppstart etter ombygging var 10. oktober, så vi er meget spente på hvordan hammeren vil holde nu.

Det er blitt levert ca 14 hammere av typen RAMMER S800/S 806 i Norge det siste året.

Fig. 16. 1 Hammer montert på gravemaskin

Titania A/S, Hauge i Dalane har kjørt med sin siden mai 1979. Den er der montert på Brøyt X 30 T, Fig. 16.1. De rapporterer en kapasitet i gjennomsnitt på 67 sprett pr. skift og en driftsklarhet på 54%. De har ingen sikre kostnadstall ennu. Fig. 16. 2.

På Vinterbro Pukkverk A/S har vi lagt opp oppfølgingen på en måte som gjør at jeg vanskelig kan komme med helt sammenlignbare tall. Gjentatte tellinger indikerer at vi slår gjennomsnittlig 25 - 30 sprett i timen. Noen driftsklarhetsprosent har jeg ikke tallfestet, men vi har slått stein i 904 førertimer fra 3. november 1978 til 1. oktober 1979. Dette skulle tilsvare ca 27. 000 sprett. Statistisk sett, bygget på 5 års tallmateriale viser at hammeren i samme periode har slått 11.130 sprett, som betyr ca 11 sprett i timen. Fig. 16.3.

Sett i sammenheng med tallene er det viktig å merke seg at selvom en blokk blir kløvet, og teoretisk skulle gå ned i knuser 120 x 90 cm, vil operatøren i de aller fleste tilfelle slå den ytterligere ned.

Dette viser noen av hammerens fordeler, og jeg summerer opp:

– Slår jevnere, mindre stein enn man oppnår ved konvensjonell spretting. Knuserkapasiteten

lider mindre.
- Stor fleksibilitet. Sprettstein slåes i alminnelighet hvor gravemaskinen legger den.
- Stor korttids kapasitet. Teoretisk skulle det ikke være sprettstein igjen etter dagens produksjon, men rikelig margin til vedlikehold.
- Ikke nødvendig med rømming som for vanlig sprettskyting.

Noen ulemper må også nevnes:
- Voldsomt støyende. Bærer langt.
- Farlig å gå for nær, da det spruter ganske intenst. Dette avhengig av bergarten. Føreren er beskyttet med kraftig strekkmetall.
- Usikkerheten om hvor lenge hammeren vil gå,. Dette har dog stadig bedret seg.

Før de to siste Figurene, 16.4 og 16. 5 med kapitalkostnadene og driftskostnadene, må jeg skryte av Lippemaskin for rask og god oppfølging av problembarnet som nu ser ut til å folke seg.

Knekker montert på Brøyt levert uke 18, 1979
Tidsrum undersøkelse: Uke 18 - uke 39, 1979
Antall brukstimer: 351
Gjennomsnittlig antall sprett pr. skift: 76

Tilgjengelige driftstimer:		1.210
Sum stans tid:		1.210
	Sum:	2.240

Driftsklar-prosent: 54 %

I stans-tid inngår:

Reparasjonstid:		355 timer	34,5 %
Venting på deler:		606 timer	58,8 %
Ikke tilgjengelig repr:		69 timer	6,7 %
	Sum:	1.030 timer	100,0 %

Stansårsaker		% av tilfellene
1.	Feil med transmisjon, belter, el. anlegg, motor. Hovedsakelig innkjøringsproblemer	15,7 %
2.	Feil ved hydraulikk, slangebrudd ved innføring på hammer. Utbedret	27,2 %
3.	Generelt (sjekk, førerhus etc.)	24,7 %
4.	Feil med hammer (Fjærbrudd, lekkasje ventilsentral, stempelfeil sidebolter)	32,5 %
		100,1 %

Tellnes 10.10. - 79. Kaare M. Hegrum.

Fig. 16.2. Erfaringer fra TITANIA A/S med Rammer S 800, montert på Brøyt X 30 T.

År	Årsprod. Tonn	Sprett Ant.	Sprett pr. 1000 tonn	Spretting Totalt kr.	Sprett pr. stk. kr.
1974	237.006	14.000	59,1	94.179,–	6,73
75	263.695	17.050	64,7	120.177,–	7,05
76	235.679	15.200	64.5	116.688,–	7,68
77	257.783	19.000	73.9	173.406,–	9,13
78	297.399	18.000	60,5	175.444,–	9,75
74/78	1.291.562	83.250	64.5	679.894,–	8.17

Spretting utført av Rammer S 800 basert på årsgjennomsnitt 1974/78:

År	Årsproduksjon tonn x sprett	Totalt ant. sprett stk.	Ant. sprett konvensj.	Sprett som Rammer gjort
1978	297.399x64,5	19.180	18.000	1.180
7.10.79	216.319x64,5	13.950	4.000	9.950
	513.718x64,5	33.130	22.000	11.130

Maskinen har i samme periode, altså 3.11.78 til 7.10.79 vært i bruk 904 førertimer.
Dette gir et gjennomsnitt på 11 sprett i timen.
Tellinger utført av kjøreren indikerer nærmere 30 sprett i timen.

Fig. 16.3. VINTERBRO PUKKVERK A/S.
Rammer S 800/S 806 montert på Åkerman H 12 - kapasiteten.

Innkjøpspris	Rammer (Utgiftsført)		kr. 181.930,–
»	2 stk. meisler		kr. 13.221,–
»	Åkerman H 12 (5 % anv. avg.)		kr. 420.000,–
Avskrivninger	H 12	25 %	kr. 105.000,–
»	Rammer	33 1/3 %	kr. 65.000,–
			kr. 170.000,–
Avskrivninger 1978			kr. 28.000,–
» 1979 pr. 7.10.			kr. 127.000,–
			kr. 155.000,–
Avskrivninger pr. sprett basert på 11.130 stk.		kr. 13,93	

Praksis tyder på at vi spretter adskillig mer nu enn før, så tallet er egentlig noe for høyt.

Fig. 16.4. VINTERBRO PUKKVERK A/S
Rammer S 800/S 806 montert på Åkerman H 12 - kapitalkostnadene.

1978	Arb. lønn kjører	kr. 5.351.60				
	40 % sos.	» 2.140.64	kr. 7.492.24	6.35	pr.	stk.
7.10.79	Arb.lønn kjører	kr. 26.144.71				
	40 % sos.	» 10.457.88	kr. 36.602.59	3,68	»	»
	1978/1979 (7.10.)		kr. 44.094.83	3,96	»	»
1978	Driftsutg. H 12		kr. 16.806.55	14.24	»	»
7.10.79	» »		» 20.481.71	2,06	»	»
	1978/1979 (7.10.)		kr. 37.288.26	3.35	»	»
1978	Driftsutg. Rammer (2 stk. meisler)		kr. 13.221,–	11.20	»	»
7.10.79.	» »		» 35.651.50	3.58	»	»
	1978/1979 (7.10.)		kr. 48.872.50	4.39	»	»

Totalt Rammer 1978/1979 (7.10.) basert 11.130 sprett.

Arb. lønn inkl. sos.utg. pr. sprett	kr. 3,96
Driftsutgifter Åkerman H 12	» 3,35
» Rammer	» 4,39
	kr.11,70

Til sammenligning.
Konvensjonell spretting inkl. arbeidslønn, 40 % sos. utg. div. utgifter og sprengstoff:

1978 18.000 sprett, pr. sprett	kr. 9,75
1979 4.000 » » »	kr. 10,69

Fig. 16.5. VINTERBRO PUKKVERK A/S
Rammer S 800/S 806 montert på Åkerman H 12 - driftskostnadene.

BERGMEKANIKKDAGEN GEOTEKNIKKDAGEN 1979

ÅPNINGSTALE

Formann i Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund
Dr. ing. Einar Broch, Geologisk Institutt, NTH.

Velkommen til Bergmekanikkdag og Geoteknikkdag igjen. Det er faktisk et lite dobbeltjubileum vi feirer i år. Det er nemlig 10. gang vi arrangerer vår norske Bergmekanikkdag. Og det er 5. gang at vi i tilknytning til denne også har en egen Geoteknikkdag. Oppslutningen om disse høstarrangementene, som selvsagt også inkluderer gårsdagens Fjellsprengningskonferanse, bare øker og øker. Dette nasjonale arrangement tør jeg bestemt påstå at sett i internasjonal sammenheng må være ganske enestående. Jeg tror det er få nasjonale arrangører som kan si at de har lyktes med å få med alt som kan krype og gå i bransjen som vi har her. Så langt tror jeg derfor vi kan si at alt er vel og bra.

Det siktemål vi nå må sette oss, er også å gjøre oss mer gjeldende utenfor landets grenser. Jeg vet at både geoteknikerne og bergmekanikerne i de senere år har vært dyktige i så måte med fulle kvoter på internasjonale kongresser. Som formann i Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund ligger det meg spesielt på hjertet at vi skal øke vår internasjonale aktivitet på de områder som på engelsk går under betegnelsene "tunnelling" og "underground works". Her er jeg overbevist om at vi har mye å fare med.

Jeg kan fortelle at Forbundet for tiden arbeider med å få etablert en egen støttegruppe for vårt arbeide innen International Tunnelling Association. Foreløpig har vi møtt klar velvilje og interesse der vi har henvendt oss. Om det skal bli fruktbare resultater, vil derfor i noen grad avhenge av vår evne til å organisere det hele. Til syvende og sist vil det imidlertid fremfor alt avhenge av at hver enkelt av oss er villig til å gjøre en innsats for å vise hva nasjonen duger til. Vi må ta oss sammen, få tingene ned på papiret og gå ut og fortelle om våre resultater og erfaringer. Vi må gjøre som Muhammed da han oppdaget at berget ikke ville komme til ham. Han gikk til berget.

Vi må dra ut på de internasjonale symposier og kongresser. Vi må skrive i internasjonale tidsskrift.

Rockstore '80 er et slikt kommende symposium. Det skal arrangeres i Stockholm i slutten av juni. Vi er allerede involvert med flere personer i arrangementet. Vi har også påtatt oss å arrangere en ekskursjon her i landet. Det vi nå fremfor alt mangler, er norske bidragsytere til foredragsvirksomheten. Men det haster. Sammendrag av artikler må være klare innen utgangen av denne måned. Den som nå er litt kvikk, skulle derfor ha gode sjanser til å kunne bli med. Og det er nødvendig at mange blir med ved dette arrangementet som på mange måter vil få et nordisk preg over seg. Vi vet allerede at den internasjonale respons er stor etter et glimrende forarbeide av våre svenske kolleger.

Jeg vil også henlede oppmerksomheten på et internasjonalt møte om sikkerhet ved under-

jordsarbeider som arrangeres i Brüssel omkring 20. mai. Skulle noen ønske ytterligere informasjon om disse symposiene, kan de enten henvende seg til meg eller til vår sekretær Knut Berg i Ingeniørforeningen.

Og så over til dagens arrangement. Nok en gang starter vi med en felles sesjon. Og nok en gang vil jeg få uttrykke min glede over at vi gjør det. Jeg er personlig overbevist om at den tradisjon vi her er i ferd med å etablere, på lengre sikt *må* ha en befruktende innvirkning på begge fagområder. I dag har vi et noe variert program for denne felles-sesjonen. Det skal dreie seg om grus- og sandundersøkelser, om betongtilslag og om kysterosjon.

NGU's SAND OG GRUSUNDERSØKELSER

Surveys of sand and gravel resources undertaken by the Geological Survey of Norway.

Sivilingeniør Peer-Richard Neeb, Norges geologiske undersøkelse

SAMMENDRAG

For å få en tilfredsstillende forvaltning av landets sand- og grusressurser er det behov for informasjon om løsmassenes beliggenhet og utbredelse. NGU's oppgave er å kartlegge landets løsmasser hvor sand- og grusressursene er et av fagfeltene. Ved NGU har en utarbeidet en modell for hvordan undersøkelsene bør utføres. Artikkelen oppsummerer noen eksempler på mere regionale sand- og grusundersøkelser anvendt i fylkets- og kommunalplanlegging og til slutt et eksempel på detaljkartlegging av en bestemt sand- og grusforekomst hvor mengde og kvalitet er vurdert til byggetekniske formål.

SUMMARY

Responsible management of the nation's sand and gravel resources necessitates a knowledge of the location and extent of Quaternary deposits. Geological Survey of Norway's function, in this area, is the mapping of superficial deposits throughout the country with the evaluation of sand and gravel resources as a subdiscipline of the general Quaternary mapping. A standard method for such studies has been established at the Geological Survey. The paper summarized several examples of regional sand and gravel survey used in country and local planning and finally describes an example of the detailed mapping of a single deposit, including an evaluation of its reserves and their quality for construction purposes.

For å oppnå en fornuftig forvaltning av landets naturressurser er det en forutsetning å ha godt kjennskap til hvor løsmassene ligger i arealplansammenheng.

Norges geologiske undersøkelses oppgave er geologisk, geofysisk og geokjemisk kartlegging av landets berggrunn og løsmasser hvor kartleggingen av bl.a landets mineralske byggeråstoffer, dvs. sand og grus kommer inn som en disiplin.

En nøkkelparameter ved beskrivelsen av sand- og grusressursene er kornfordelingen. Kornstørrelsesgrensene følger ved NGU en modifisert Wentworth-skala, fig. 17.1. For sand ligger kornstørrelsen i området 0,06 - 2 mm, for grus tilsvarende 2 - 64 mm. Andre løsmasser med finerer korn er leire og silt, grovere er stein og blokk.

Uttrykkene sand og grus blir brukt om hverandre i dagligtale som en fellesbetegnelse for løsmasser til bygge- og anleggsformål. Geologisk sett betegner de flere løsmassetyper hvor de mest vanlige er morene, elveavsetninger og breelvavsetninger.

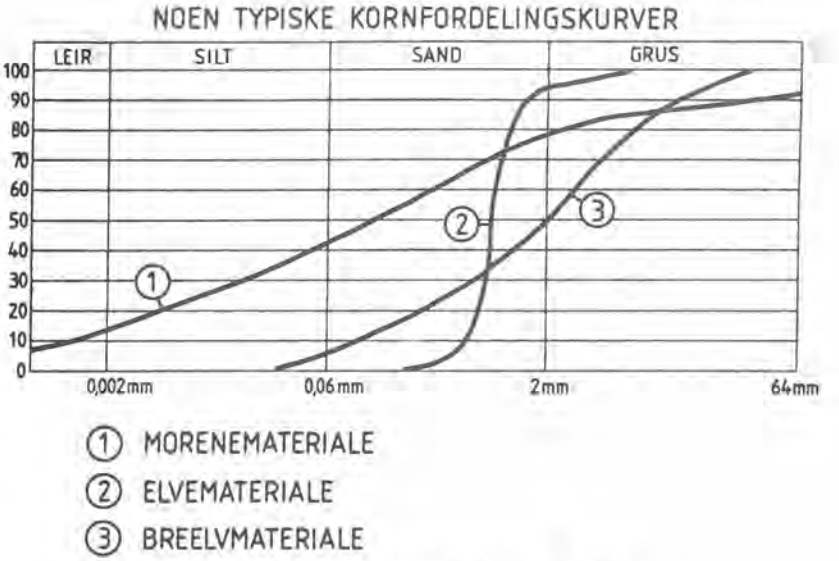


Fig. 17.1 Noen typiske kornfordelingskurver.
Some typical grain-size distribution curves.

Morene er dannet og avsatt under is. Materialet er dårlig sortert, som regel finnes alle kornstørrelser. Skarp-kantet og kant-rundet steinmateriale er typisk. Oftest er materialet hardt pakket. Lagdeling opptrer sjelden.

Breelvavsetninger er løsmasser avsatt av smeltevann fra isbreer. De kjennetegnes ved at materialet er lagdelt og sortert etter kornstørrelse. Stein- og grusfraksjoner er som regel rundet.

Elveavsetninger er dannet etter istiden ved at rennende vann har gravd, transportert og avsatt materiale. Disse avsetningene har mange felles trekk med breelvavsetningene, men de er som regel bedre sortert.

Sand og grus er en lagerressurs med en gitt beholdning som ikke er fornybar. Det er derfor viktig å ta hensyn til at ressursen er begrenset. Det kan være nødvendig med erstatningsmaterialer som forlenger ressursene eller som kan erstatte dem.

Sand- og grusforekomstene har flere anvendelsesmuligheter enn rene bygge- og anleggsformål. De kan benyttes til grunnvannsuttak, kloakkresipient og avfallsdeponering. Alle disse anvendelsesmuligheter blir belyst ved sand- og grusundersøkelser, men hvor anvendelse krever spesialundersøkelser. Den etterfølgende teksten tar for seg NGU's sand- og grusundersøkelser til bygge- og anleggsformål.

Sand og grus er volumsmessig er av våre viktigste konstruskjonsmaterialer. Det er vanskelig å beregne hvor mye forbrukes i Norge, men grove overslag tyder på at det årlig forbrukes ca. 25 mill. m^3 til vei- og betongformål.

Et løsmassekart og et forenklet temakart som viser sand- og grusforekomstenes beliggenhet og utbredelse vil være et viktig hjelpemiddel i en slik ressursdisponering. Det ser ut som

om grustilgangen raskt reduseres i de områdene hvor behovet er størst. Avstanden mellom de forekomster som utnyttes og de viktigste forbrukssentra øker. Dette medfører at presset på forekomstene som ligger innenfor en akseptabel avstand fra forbrukeren øker, samtidig som de problemer uttakene reiser, forskyves til andre deler av kommunen, til nabokommunene og eventuelt også til nabofylkene. På den annen side har en forekomster som i dag ser ut til å være nær sagt uutømmelige, men som transportøkonomisk ikke er interessante. Lang transport fører også med seg at presset øker på de forekomstene som inneholder de høyverdige materialtypene som nettopp tåler de økende transportprisene. Mellom uttaksstedene og forbrukerstedene dukker det opp flere pukkverk gjerne i urbaniserte strøk hvor slik aktivitet direkte kan medføre miljøforverring for beboerne i form av stor trafikk, støy, støv osv. eller mere indirekte ved at det kan skapes store sår i de nære rekreasjonsområder.

Våren 1978 nedsatte Miljøverndepartamentet et utvalg, Unnebergutvalget, til å utrede forvaltningen av sand- og grusressursene. I og med at fjell stort sett brukes som erstatningsmateriale for sand og grus, var det naturlig også å vurdere forvaltningen av ressursene som benyttes til pukkproduksjon. Utvalget består av representanter for myndigheter og næringsliv. Arbeidet er nå i sluttfasen og ventes avsluttet i løpet av november måned 1979. Resultatene vil bli presentert i en offentlig utredning som vil inneholde en rekke forslag angående geologisk kartlegging og detaljundersøkelser samt regler for planlegging av uttak og retningslinjer for hvordan produksjonen skal foregå.

Uavhengig av Unnebergutvalget arbeides det på flere prosjekter av stor betydning for fremtidige sand- og grusundersøkelser. "Kvartærgeologisk forprosjektet" ved NGU skal vurdere hvilke karttyper som bør utarbeides for å dekke behovet for informasjon om løsmassene, undersøkelsesmetodikk og utrede omkostningene. Resultatene ventes å foreligge ved utgangen av 1980. En vesentlig del av forprosjektet består i å lage et mønster for hvordan en grusundersøkelse bør gjennomføres.

NGU holder også på med en utredning av en samordnet plan for maringeologisk kystnær kartlegging.

Telemark og Vestfold fylker ble av Miljøverndepartamentet valgt som forsøksområder for registrering av massetak, dvs. et sand- og pukkregister. Resultatene vil foreligge i løpet av 1979 for Vestfold- og 1981 for Telemark fylke. Ved hjelp av fylkeskontorene blir det laget et enkelt register over eksisterende grustak og pukkverk i drift omfattende størrelse, kvalitet og uttak.

NGU's modell for sand- og grusundersøkelser

Det er en forutsetning at målsetting og problemstilling er klar før undersøkelsesprogrammet utarbeides. NGU's modell for sand- og grusundersøkelser er delt inn i 3 nivåer med forundersøkelse, oppfølgende undersøkelse og detaljundersøkelse, Fig. 17.2.

En forundersøkelse starter med innsamling av data fra tidligere undersøkelser, gjennomgåelse av topografiske kart, helst i målestokk 1:50 000, og flyfoto før eventult en befaring i felten med orienterende prøvetaking, og senere analysering av prøvetatt materiale, Fig. 17.3. Hensikten er å lokalisere og avgrense områder med mulige sand- og grusforekomster. Resultatet av undersøkelsene er å lokalisere områder med mulig mengde og kvalitet med en anslått sikkerhet på mengde til f.eks. 0,1-1 mill. m^3.

I de oppfølgende undersøkelsene begynner overflatekartlegging i målestokker varierende fra 1:50 000 til 1: 20 000, Fig. 17.4.

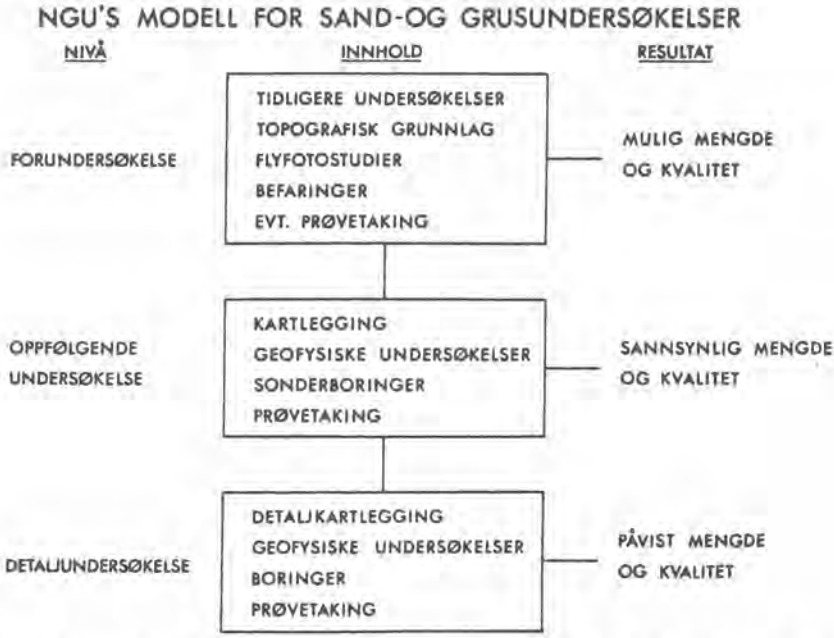


Fig. 17.2 NGU's undersøkelsesopplegg for sand- og grusundersøkelse vist som modell. Model for sand and gravel surveys at the Geological Survey of Norway.

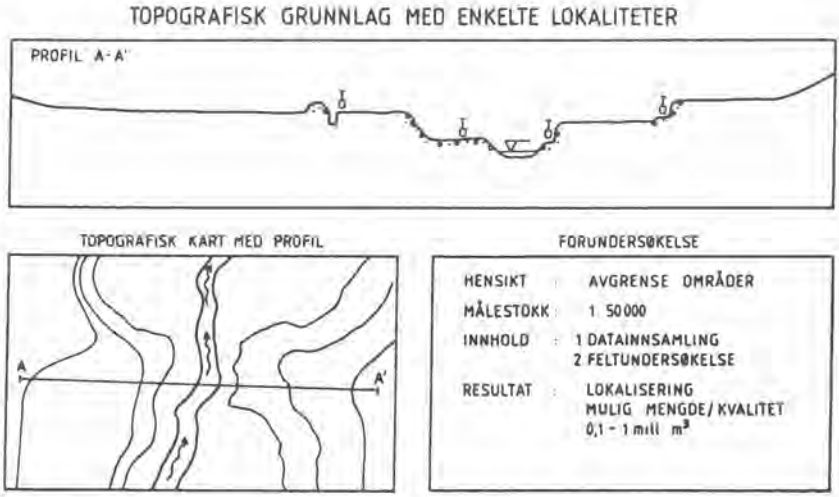


Fig. 17.3 I forundersøkelser vil en lokalisere og avgrense områder. Reconnaissance will enable areas for further study to be located and delimited.

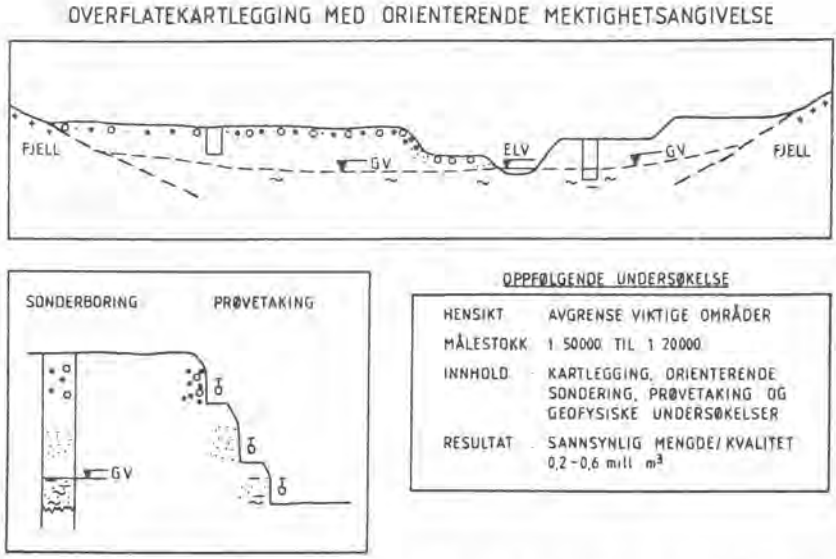


Fig. 17.4 I oppfølgende undersøkelser vil en utføre overflatekartlegging med orienterende mektighetssangivelse.
Follow-up work will involve surface mapping and preliminary reserve calculations.

De geofysiske undersøkelsene legges som et grovt nett over områdene med få profiler.

Enkelte sonderboringer blir plassert for å få en orientering om mektighet. Løsmassene blir prøvetatt i snitt, i skråninger og langs overflaten. Sand- og grusforekomstenes geologiske egenskaper beskrives først og fremst ut fra kornfordeling, mineral-bergartssammensetning og lagdeling.

Hensikten med oppfølgende undersøkelser er å avgrense viktige områder for videre detaljundersøkelser. Resultatet av undersøkelsene gir opplysninger om sannsynlig mengde og kvalitet med en anslått sikkerhet på mengde til f.eks. 0,2 - 0,6 mill. m^3.

De geofysiske undersøkelsene gir oss opplysninger om sammenhengen mellom hastighet-motstand i løsmassene og materialtype, Fig. 17. 5. Det er først og fremst refraksjonsseismiske og elektriske målinger som blir benyttet. For at resultatet skal være tilfredsstillende, bør metodene benyttes i kombinasjon med boringer. Resultatet av de oppfølgende undersøkelsene og en tolkning av de geofysiske undersøkelser gir et verdifult bidrag til vurdering av sannsynlig mengde og materialkvalitet, Fig. 17.6.

Detaljundersøkelsene starter med kartlegging og prøvetaking av klart avgrensede områder i målestokk større enn 1 : 20 000. De geofysiske undersøkelsene fortsetter med flere profiler. Boringene må ansees å være den mest velegnede metode for å belyse materialegenskapene inne i selve forekomsten. Avstanden mellom borhullene vil variere ut i fra de lokale forhold og nøyaktighetskrav som stilles. Fig. 17.7 viser sonderende og prøvetakende boringer hvor en har satt opp forslag til alternative boringer. Borhull I er sondering med Pionär bormaskin

hvor er er tatt prøver med gruskannebor over og under grunnvannsnivå. Borhull II er utført med Mobil drill med 3 - 8" auger hvor en kan få opp prøver langs hele borstrengen ned til ca. 20 m . Borhull III er en ramsondering med prøvetaking. Borhull IV er Odex boring til fjell med prøvetaking. Borhull V er sonderboring med Pionär bormaskin til grunnvannsnivå og fjell.

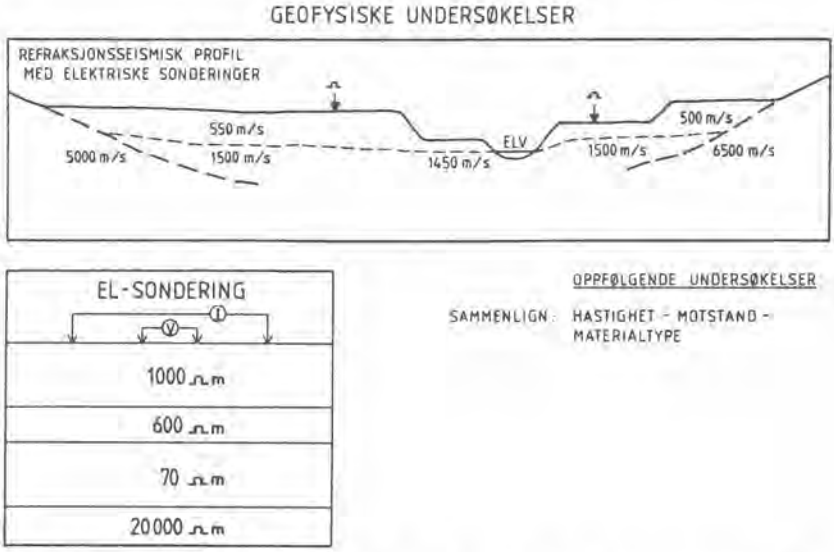


Fig. 17.5 Geofysiske undersøkelser gir opplysninger om løsmassenes oppbygging. Geophysical studies give information on the structure of the deposits.

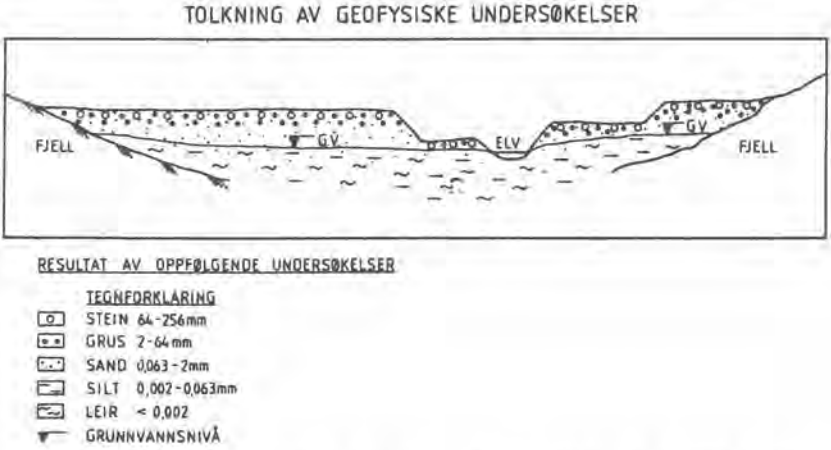


Fig. 17.6 Resultat av oppfølgende undersøkelser med en foreløpig tolkning. Aprovisional interpretation based on follow-up studies.

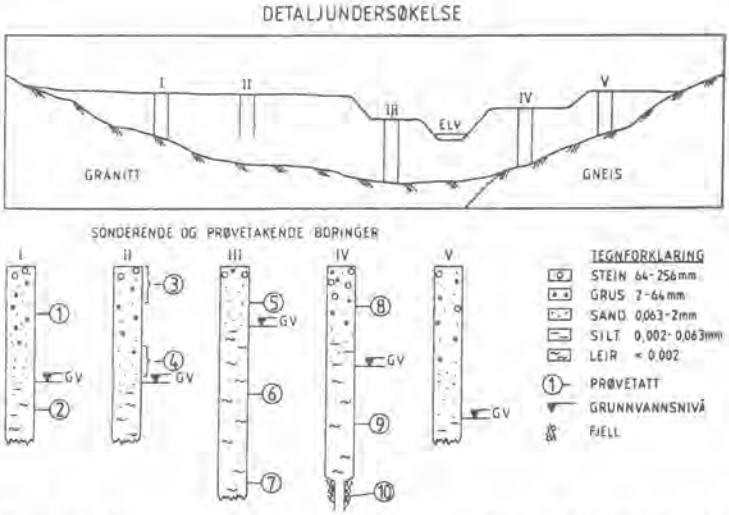


Fig. 17.7 Sonderende og prøvetakende boringer er en viktig del av detaljundersøkelsene. Reconnaissance and sample drilling are an important part of the detailed studies.

Ved sonderboring tar en utgangspunkt i at ulikt materiale gir forskjellig motstand mot nedtrengning av en borstreng. Ved seismiske refraksjonsmålinger utnyttes lydhastigheten og ved elektriske motstandsmålinger tar en utgangspunkt i ledningsevnen. For å få fullt utbytte av disse metodene, bør det som regel utføres prøvetakende boringer. Bakgrunnen for dette er at de lokale geologiske forhold har stor betydning for hva de observerte data egentlig betyr slik at den prøvetakende boringen må benyttes til kontroll av resultatene.

Den utvidede prøvetakingen i borhull og i selve løsmasseavsetningen sendes til analysering ved NGU's laboratorium og suppleres med større prøver til spesialundersøkelser som betongprøvestøping.

Resultatet av boringer og geofysiske målinger er vist på figur 17.8. Hensikten med detaljundersøkelsene er å avgrense avsetningen for ulik anvendelse. Resultatet av undersøkelsene gir opplysninger om påvist mengde og kvalitet med en sikkerhet på mengden til f.eks. 0,1 - 0,2 mill. m^3.

De sand- og grusundersøkelser NGU utfører kan inndeles i tre grupper:

1. De regionale undersøkelsene hvor problemstillingen er knyttet til arealplanlegging. En er interessert i å kartlegge løsmassene for å få en forsvarlig disponering av arealene.
2. De objektrettede undersøkelsene hvor en bestemt forekomst skal detaljkartlegges for å vurdere mengden og kvalitet til tekniske formål. En har forekomsten og vil finne en anvendelse.
3. De objektrettede og evt. regionale undersøkelsene hvor en har anvendelsen og vil finne forekomsten.

Ved de regionale undersøkelsene følger vi den beskrevne modell. En objektrettet undersøkelse starter ofte direkte som en detaljundersøkelse. Undersøkelsesopplegget er fleksibelt

og tilpasses de aktuelle problemstillingene. Der er viktig med et samordnet opplegg med bruk av alle nivåer i undersøkelsesopplegget.

Kostnadene ved slike undersøkelser øker vesentlig fra en forundersøkelse til en detaljundersøkelse avhengig av områdenes størrelse, problemstillinger og løsmassenes oppbygging.

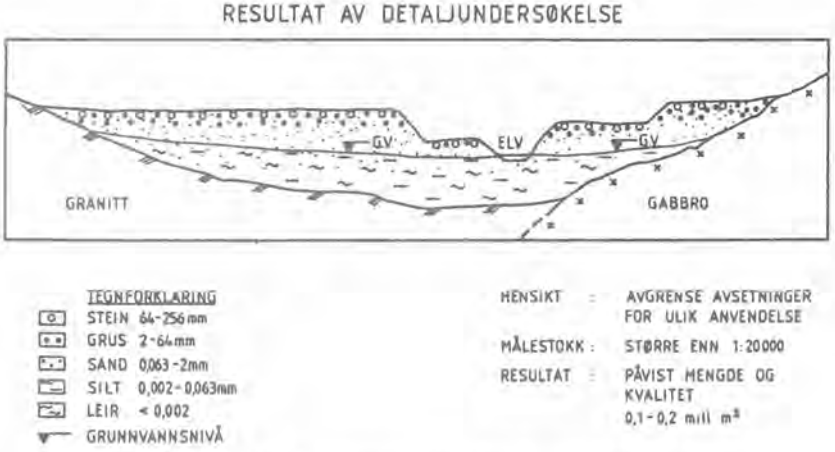


Fig. 17.8 Resultatet av detaljundersøkelsene.
Results of detailed studies.

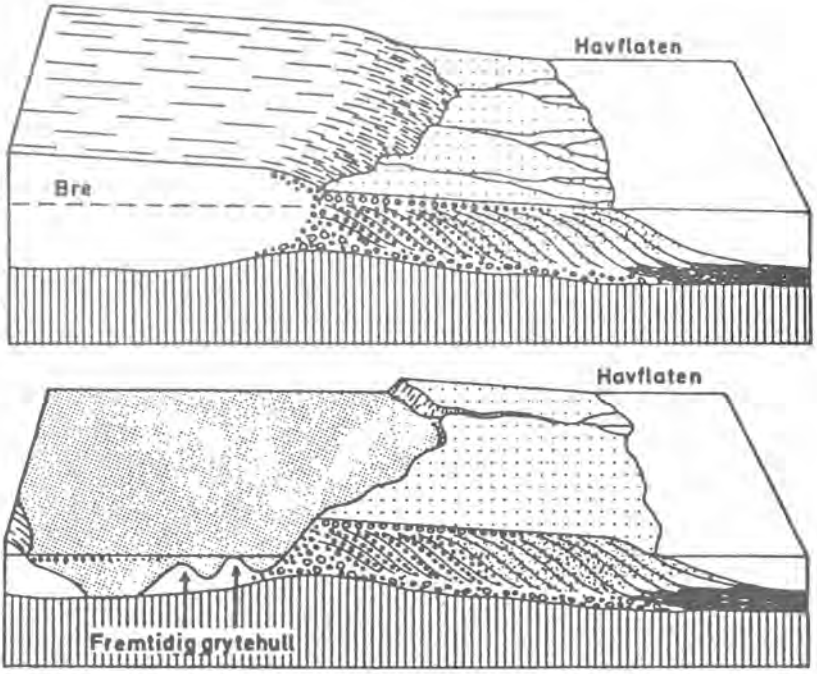


Fig. 17.9 Sand og grusmateriale avsatt foran isfronten.
Formation of a proglacial delta with banded sands and gravel deposits.

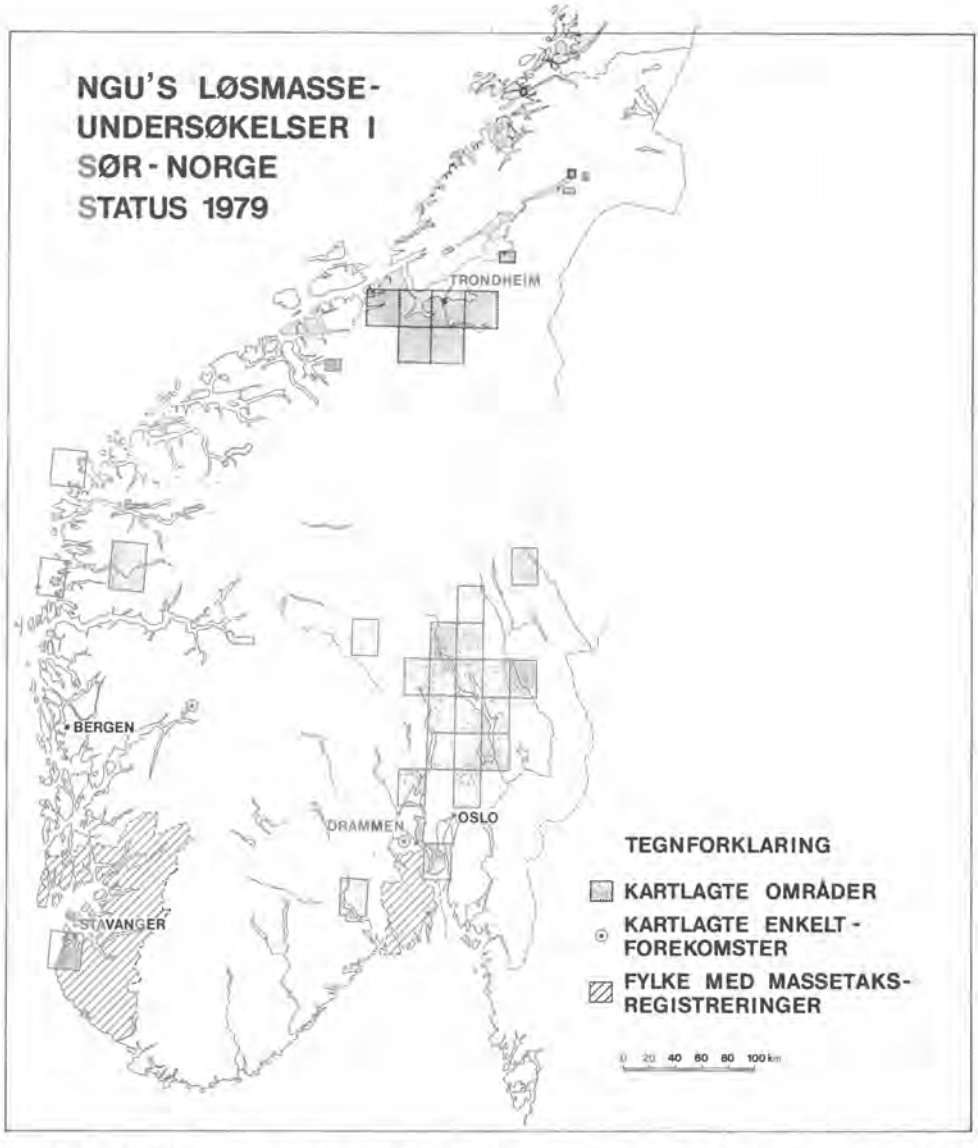


Fig. 17.10 NGU's løsmasseundersøkelser i Sør-Norge med status for kartlagte områder i 1979. Quaternary geological map coverage completed by the Geological Survey of Norway in S Norway up to 1979.

Dannelse av sand og grusforekomster

Størsteparten av våre sand- og grusforekomster er avsatt umiddelbart foran isfronten der hvor den lå i kontakt med havet, fig. 17.9. Isfronten gjorde kortere og lengre opphold under

sin tilbaketrekking, og der hvor dette skjedde i kontakt med havet i terrengforsenkninger ble de groveste partiklene avsatt. Det finere materialet (silt og leire) ble avsatt lengre ut i havbassenget. Dette innebærer at en kartlegging av isens oppholdslinjer under tilbaketrekkingen avdekker de gunstigste områdene for opptreden av de store sand- og grusavsetningene. De største sand- og grusforekomstene finnes under eller nær den marine grense som er det høyeste nivå havet nådde opp til etter isavsmeltningen. Denne grensen stiger som regel fra den ytre kystlinjen og innover i fjordene. Ved bunnen av Oslofjorden sto havet ca. 220 m høyere enn i dag, og dette er den høyeste kjente marine grense i landet vårt.

Regionale og detaljerte undersøkelser utført ved NGU

Valget av areal som er undersøkt har som regel foregått ut fra distriktspolitiske målsettinger og faglige geologiske kriterier i samarbeid med fylkeskommunene.

Fig. 17.10 er et statuskart for 1979 over nyere løsmassekartlegging i Syd-Norge. Her er hele kvartærgeologisk kart i målestokk 1 : 50 000 tatt med og kartlagt enkeltforekomster i målestokk 1 - 20 000. Flere av kartene i målestokk 1 : 50 000 er ennå ikke trykt, men materialet kan benyttes ved videre sand- og grusundersøkelser. Resultatene fra kartlagte enkeltforekomstene foreligger i rapportform. I Vestfold fylke er fylkeskartkontoret ferdig med innsamlingen av data for et massetaks register. I Telemark mangler den nordlige delen av fylket.

Fig. 17.11 NGU's løsmasseundersøkelser i Nord-Norge med status for kartlagte områder i 1979.
Quaternary geological map coverage completed by the Geological Survey of Norway in N Norway up to 1979.

Fig. 17.11 viser hvilke områder som er kartlagt i Nord-Norge ved utgangen av 1979 hvor NGU i Nordland fylke har utført en registrering av massetak i løsmasser og fast fjell. Det arbeides for tiden med en massetaksregistrering også for Finnmark fylke som skal være ferdig i 1980.

I 1978 foretok NGU en undersøkelse av forsyningssituasjonen for sand, grus og knuste tilslag i Rogaland. Det ble registrert 97 uttak av sand og grus basert på opplysninger fra kommunene. Bare 50 av uttakene var i regelmessig drif[illegible] fig. 17.12 er bare uttak større enn 20 000 m^3 tatt med. Det ble registrert 4 pukkverk [illegible]d eget fastfjellsuttak. De årlige uttak av sand og grus er stipulert til 3,1 mill. m^3, mens [illegible]kproduksjonen fra fast fjell ligger på ca. 0,6 mill. m^3.

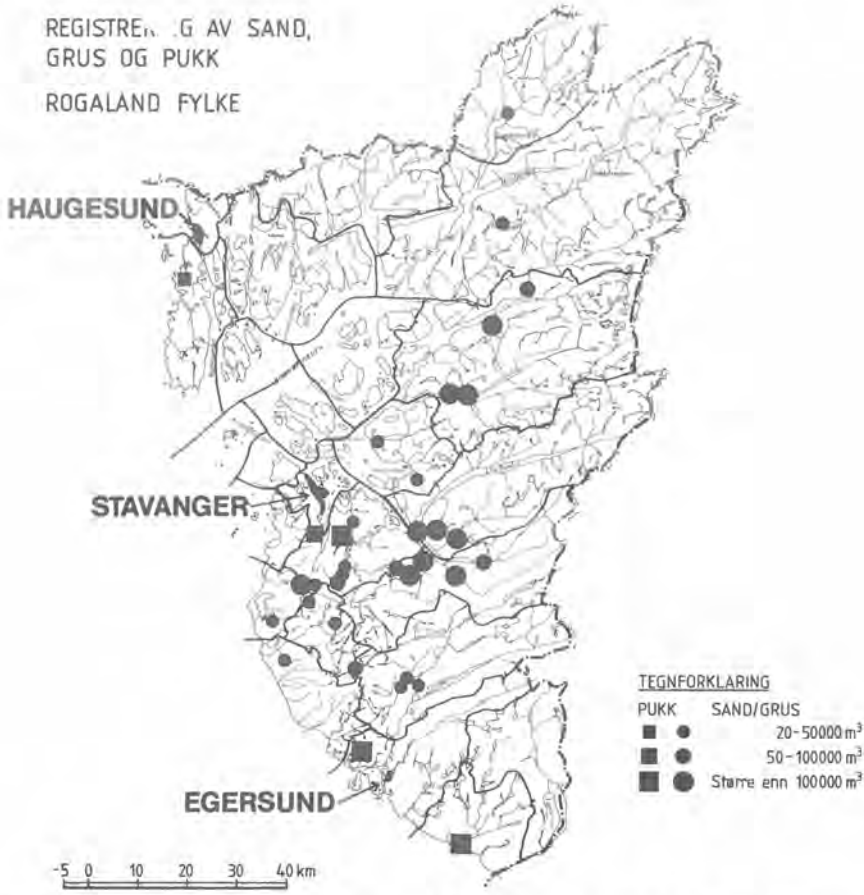


Fig. 17.12 Registreringskart av sand, grus og pukk i Rogaland fylke med massetak med uttak større enn 20 000 m^3 i 1978.
Locality map of quarries with a production exceeding 20 000 m3 in 1978.

Kvaliteten av de uttatte sand- og grusmaterialene er med ytterst få unntak av god til meget god kvalitet.

Ca. 75% av de totale uttak av sand og grus skjer i kystnære forekomster i Hjelmeland, Forsand og Gjesland kommuner. Eksport til andre deler av fylket og ut av fylket skjer med båt.

ANTALL FOREKOMSTER OG UTTAK I ROGALAND 1978.

Avsetningstype	Antall registrerte forekomster med uttak	Antall uttak i drift	Uttatt mengde 1000 m³	%
Breelvavsetning	67	37	2329	62,7
Elveavsetning	7	2	300	8,1
Moreneavsetning	20	10	432	11,6
Strandavsetning	2	1	20	0,5
Bresjøavsetning	1	0	0	
Sum løsmasser	97	50	3081	82,9
Pukk		4	635	17,1

Fig. 17.13 Antall forekomster og uttak innenfor de ulike forekomsttyper i Rogaland i 1978. Geological classification of registered deposits and those in production in Rogaland in 1978.

Fig. 17.13 viser antall forekomster og uttak innenfor de ulike forekomsttypene i Rogaland.

Med hensyn til fordelingen av uttak mellom de ulike avsetningstypene viser tallene fra Rogaland at breelvavsetningene er den viktigste råstoffkilde i dag med 2,3 mill. m^3. Fylket har stor eksport av naturlig materiale spesielt til Hordaland og Nordsjøkonstruksjoner.

I forbindelse med utarbeidelse av fylkesplan for Nordland sendte NGU i 1978 ut et spørreskjema til alle de 45 kommunene i Nordland fylke hvor de ble bedt om å vurdere sin egen ressurssituasjon og forbruk av løsmasser. Fig. 17.14 viser at halvparten av kommunene har underskudd på løsmasser til teknisk bruk og bare 4 kommuner har overskudd ut fra kjente opplysninger om løsmasseforekomster og massetak. Kommunene ble også bedt om å spalte opp ressurssituasjonen i betongsand, veigrus-veidekke og fyllmasse.

Etter at innsamlingen av opplysninger fra kommunene, offentlige etater, private selskaper og NGU's egne undersøkelser var avsluttet, har en overført opplysningene til et statuskart som viser sand-, grus- og fastfjellsforekomster i Nordland i målestokk 1:500 000. På et kart i målestokk 1: 1 mill. har en lagt inn de viktigste transportlinjene i hele Nordland for sand, grus og knust fjell som viser uttaksted og til hvilke kommuner massene transporteres, da vesentlig med båt.

Resultatet av registreringsarbeidet viste at forbruket av sand og grus i Nordland i 1978 ble anslått til 1, 5 - 2 mill. m^3 og ca. 0, 3 mill. m^3 med pukk fra fast fjell. Fylkets kjente sand- og grusforekomster er ikke av besteakvalitet. Det har derfor vært nødvendig med videreforedling og utprøving av nye metoder som sementstabilisering for å benytte stedets løsmasser til veiformål.

I 1975 utførte NGU en kvartærgeologisk kartlegging i målestokk 1: 20 000 i områder rundt Hønefoss. Siktemålet var å gi en oversikt over sand- og grusreservene i området.

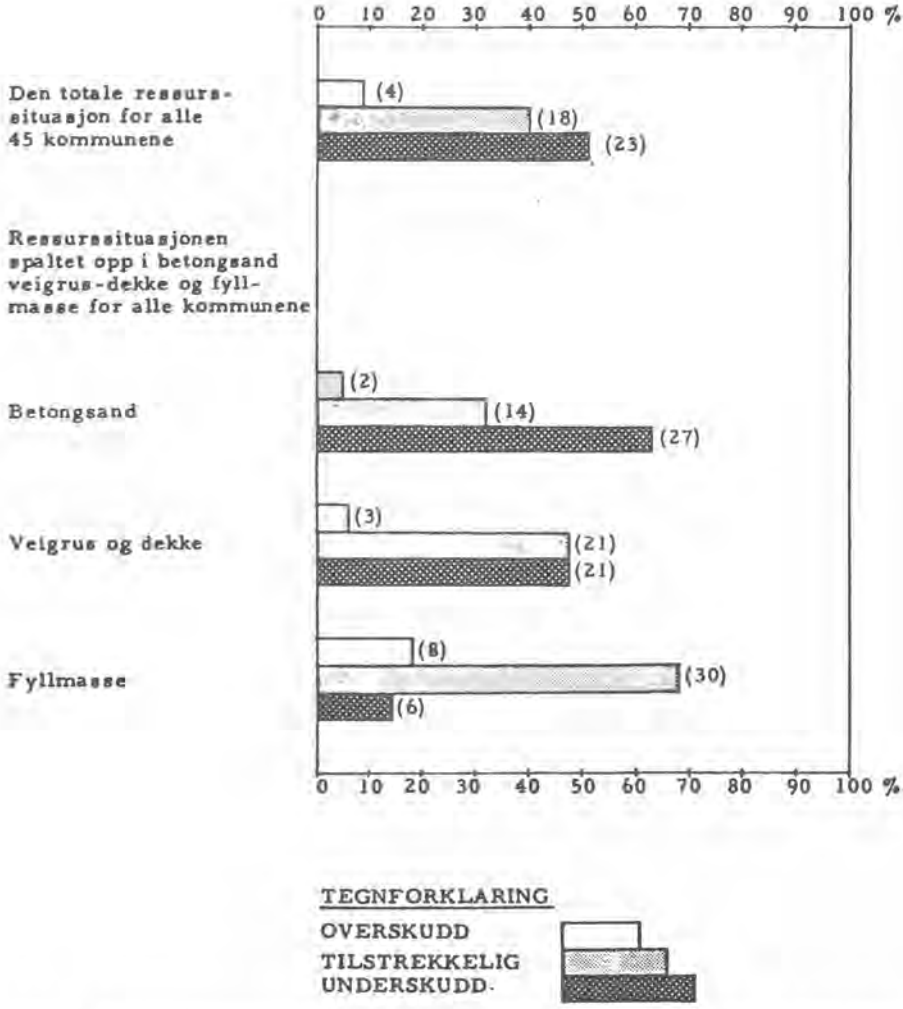


Fig. 17.14 Ressurssituasjonen i Nordland fylke 1978 for løsmasser og knust fjell til byggtekniske formål. Tallene i parentes angir antall kommuner.
Availability of resources of sand, gravel and crushed rock for construction purposes in Nordland county in 1978. Figures in Parentheses give the number of communities.

Kartblad Hønefoss er nå trykt i farver i målestokk 1: 50 000. I 1978 og 79 ble denne kartleggingen fulgt opp med detaljundersøkelser av de største forekomstene som ligger sentralt til nord for Hønefoss by med Kilemoen, Hensmoen og Eggemoen som de største.

NGU's forprosjekt arbeider med et temakart som vil gi en oversikt over ressurssituasjonen ved Hønefoss med mengdeangivelse og forholdet mellom sand og grus i de største avsetningene.

I den nordlige landsdel har NGU i 1977 og 78 bl.a. kartlagt løsmassene og detaljundersøkt de løsmasseforekomster som kunne ha samfunnsøkonomisk interesse innenfor Vadsø kommune i Finnmark.

En tallmessig oppstilling av resultatene er gjengitt i fig. 17.15. Kartet viser forekomstenes beliggenhet og størrelse i målestokk 1. 100 000.

STED	BEREGNET MENGDE M³	LØSMASSE TYPE	BETONG PRØVE	FALL-PRØVEN	ANVENDELSE
1	6-800 000	BREELV	–	2,4,5	VEI EVT BETONG
2	4-700 000	STRAND	–	2,4,5	VEI
3	40 000	STRAND	–	2,4	VEI
4	400 000	BREELV	C-25	2,4,5	VEI OG BETONG
5	200 000	BREELV STRAND	C-25	2,3,4	VEI OG BETONG
6	5-800 000	STRAND	–	4,5	FYLLMASSE
7	40 000	STRAND	–	2,3	VEI
8	100 000	STRAND	–	2,3	VEI EVT BETONG
9	> 500 000	STRAND	–	> 4	FYLLMASSE
10	–	BREELV	–	> 4	FYLLMASSE

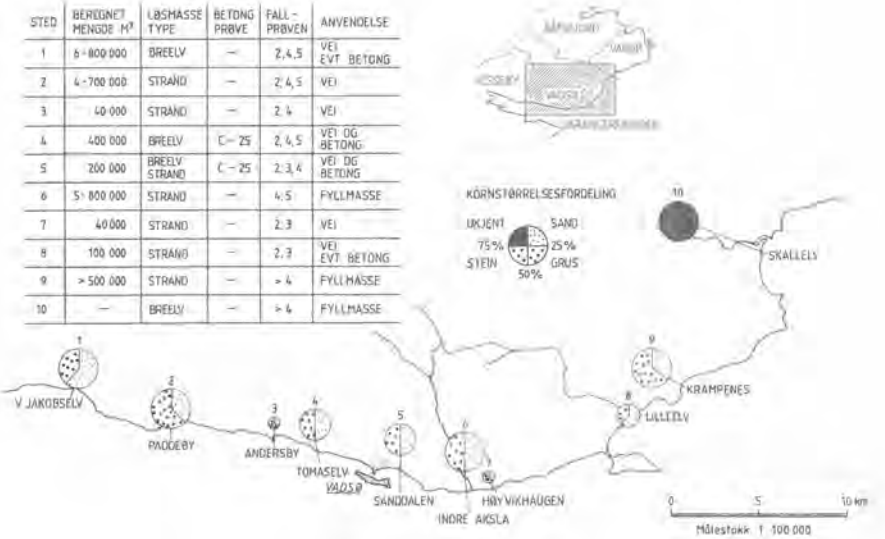


Fig. 17.15 Undersøkte sand- og grusforekomster i Vadsø kommune.
Sand and gravel deposits in Vadsø community.

De beregnede mengder med sand og grus er anslått etter detaljundersøkelser.

Betongprøvene er testet ved Forskningsinstituttet for Cement og Betong ved NTH. Fra 2 av avsetningene har en vurdert sanden og grusens brukbarhet til vanlige betongformål. C 25 i tabellen står for fasthetsklasse. Materialet er godkjent til vanlige betongformål.

Fallprøven står for en sprøhets- og flisighetsanalyse, dvs. en mekanisk kvalitetstest av materialet. Tallene angir kvalitetsklasse innenfor den prøvetatte forekomsten hvor 2 er beste mekaniske kvalitet og 5 dårligste.

I anvendelsesrubrikken er det satt opp hvilke formål materialet kan benyttes til etter laboratorietester og kornfordelingsanalyser. Ved fordeling av materialet kan rubrikken for anvendelse ofte utvides.

Ca. 60 km øst for Tromsø ligger Ullsfjorden-Sørfjorden som en lang nord-sydgående fjordarm på vestsiden av Lyngsalpene. Lyngsalpene er et gabbromassiv gjennomskåret av en øst-vest-gående fjordarm, Kjosen, som ligger delvis i Troms og Lyngen kommuner. Området har tre større massetak i Nord-norsk målestokk. Tyttebærvika ligger lengst øst på nordsiden av fjorden hvor Statens Vegvesen tar ut og vasker en breelvavsetning til vegdekkeoljegrus. Forneset ligger midt i fjordarmen hvor Nortrade A/S tar ut masse av en elvevifte vesentlig til vegformål og Hjellnes ligger vest i Kjosenfjorden hvor Berg Betong i Troms tar ut sand og grus til betongformål.

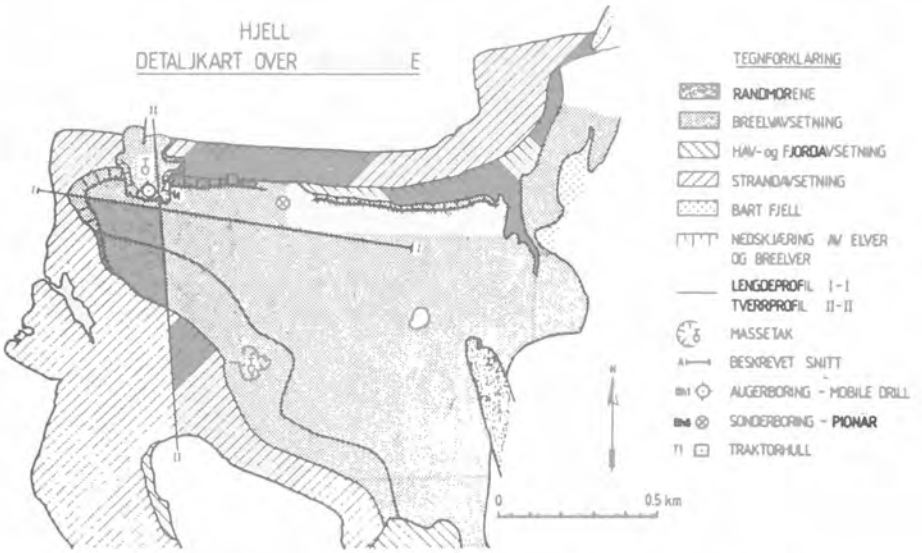


Fig. 17.16 Detaljkart over løsmassene ved Hjellnes ved Kjosenfjorden i Tromsø kommune.
Detailed map of the Hjellnes deposit, Kjosen Fjord, Tromsø kommune.

Fig. 17.17 Bildet viser deler av Hjellnes med massetaket til Berg Betong. Bildet er tatt mot syd.
Part of the Hjellnes deposit with extraction for Berg Cement Plant. View towards the south.

De tre områdene inneholder betydelige mengder sand og grus av meget god mekanisk kvalitet. Hjellnesforekomsten er detaljkartlagt av NGU. Den kvartærgeologiske kartlegging er utført i målestokk 1: 5 000, fig. 17.16. Prøver ble tatt i massetaket og i snitt der det var mulig å komme til med spade og traktorgraver. Fig. 17.17 viser avsetningen mot syd med Berg Betongs massetak. Det er lagt to refraksjonsseismiske profiler over forekomster som senere ble supplert med sonderboringer og augerboringer med 8" auger. Boringene ble plassert slik at det var mulig å få en detaljert oversikt av den mest interessante delen av forekomsten.

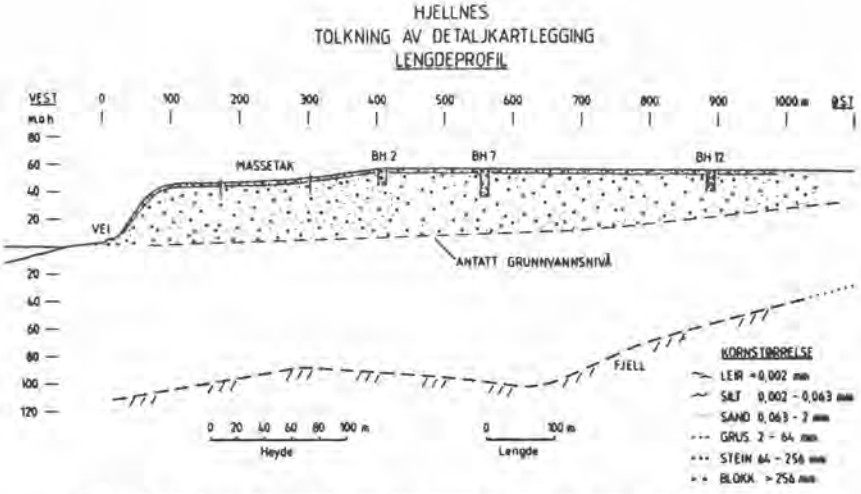


Fig. 17.18 Lengdeprofil over Hjellnes med tolkning av løsmassene.
Profile along the long axis of the Hjellnes deposit.

Resultatet av kartleggingen er tegnet inn på et lengde- og tverrprofil med kornstørrelse ned til grunnvannsspeilet, fir. 17.18 og 17.19.

Enkelte resultater fra prøvetaking er vist på fig. 17.20. Augerboringer med en tolkning av resultatene kombinert med de forstyrrede prøvene er vist fra borhull 1. Sonderboringene med prøver og er vist fra borhull 8. Prøvetaking med beskrivelse av snitt i massetaket er vist i snitt A og traktorgraving med beskrivelse av hull er vist fra ett hull ved foten av forekomsten.

Resultatet av kartleggingen viser at forekomsten inneholder ca. 4 mill. m^3 sand og grus med en prøvetatt kornfordeling som først og fremst egner seg til betongformål.

Ved kvalitetsvurdering er det viktig å få frem de parametre som gir et generelt innblikk i bruksegenskapene. Dersom disse er belyst på en tilfredsstillende måte, skulle det være mulig å foreta en avveiing av hvilken bruk som kan gjøres av forekomsten. Sprøhets- og flisighetsanalysen er idag den viktigste metoden til å beskrive materialets fasthet og kornform. Det er spesielt viktig å få disse egenskapene belyst ved vurdering av materialets egnethet til vegbygging, men dette er også av betydning for vurderingen av om materialet egner seg til

betong i høye fasthetsklasser. Sprøhets- og flisighetsanalysene fra Hjellneset er plottet inn på et skjema som vi benytter i rapporter, fig. 17.21. Analysene utføres etter Vegdirektoratets analyseforskrifter.

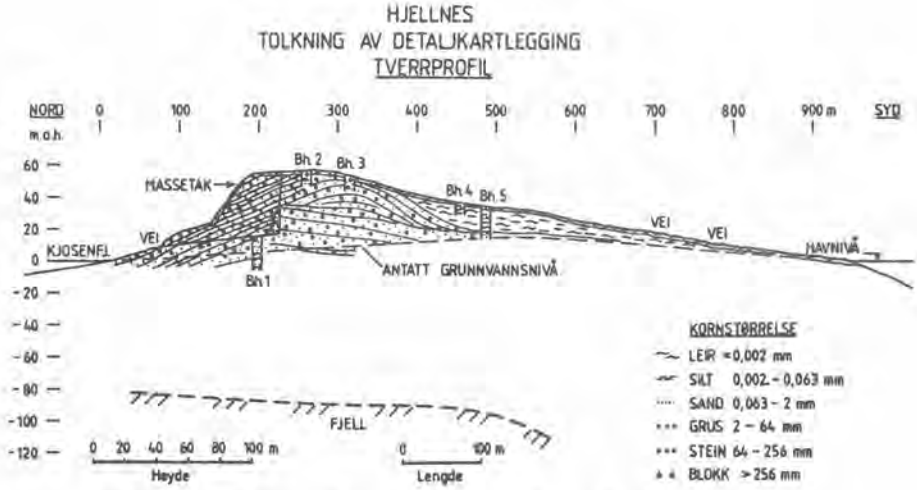


Fig. 17.19 Tverrprofil over Hjellnes med en tolkning av løsmassene.
Profile across the Hjellnes deposit.

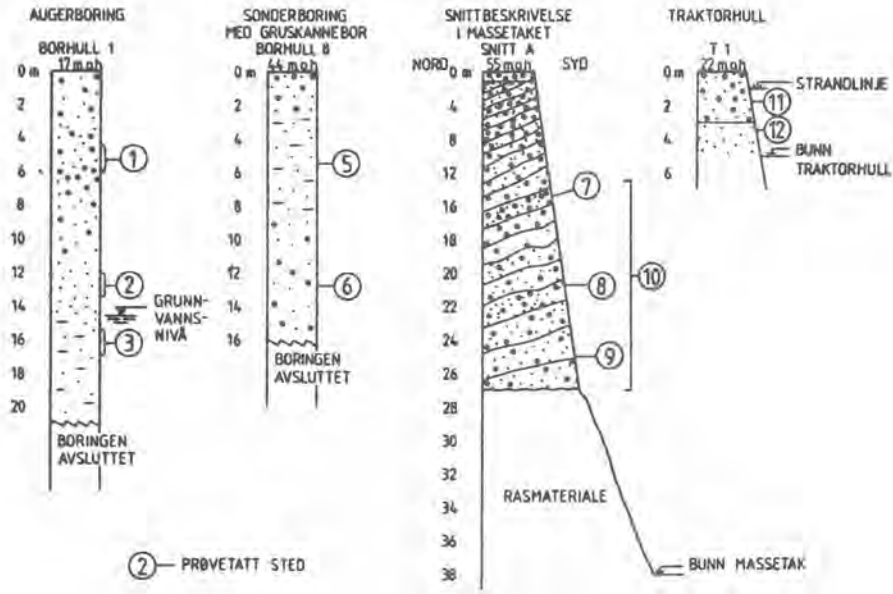
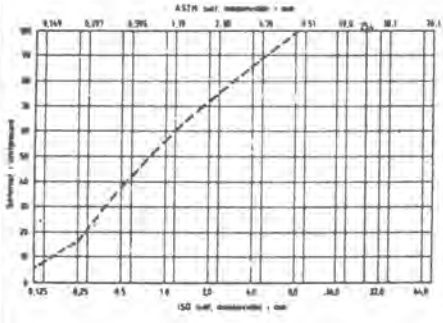
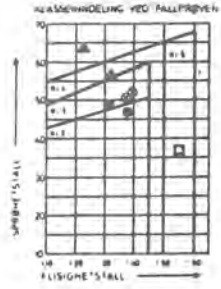


Fig. 17.20 Enkelte resultater fra ulike prøvetakingsmetoder fra Hjellnes.
Results from different sampling methods employed at the Hjellnes deposit.

	ANMERKNINGER
HUMUSPRØVE-FARVE: 0-1	Tilfredsstillende
SLAM-VOLUM %: 5,5	Tilfredsstillende
SP. VEKT g/cm³, SAND/GRUS: 2,74	Normalt





Tegnforklaring
- 8-11,3 mm 50% knust
- 8-11,3mm
- 11,3-16mm
- 11,3-16mm Gaula standardgrus
- 11,3-16mm Basalt standardpukk

Korngraderingskurver for betonghlslag

Korngradering av materialet < - - - - -

- - - - Korngradering av materialet < 8 mm

PRØVE	STEDSANG SINGEL/PUKK	TRYKKFASTHET MPa			STØPELIGHET	V/C	SYNKMÅL CM	CEMENTINNHOLD Kg/m³
		1 DØGN	7 DØGN	28 DØGN				
FCB	Lokal	10	29,3	35,9	God	0,56	9	356
FCB	Lokal	34,7	57,2	65,3	—	0,35	0,5	490
FCB 7C	Basalt	43,0	55,1	64,3	—	0,40	—	484

Fig. 17.21 Kvalitetsvurdering av løsmassene til veg- og betongformål med resultater fra standard prøvestøpninger.
Evaluation of the superficial deposits for use in road construction and concrete with results from standard concrete trial mixes.

Betongprøvestøping inngår som en nødvendig analyse ved vurdering av materialets bruksegenskaper i betongsammenheng. Normalt tar en sikte på å belyse materialets egnethet til vanlige betongformål, fasthetsklasse C 25, men ofte er det nødvendig å få vurdert om materialet egner seg til høyverdige betongformål dvs. spennbetongkvaliteter, fasthetsklasse C 45 til 65.

For bl.a. NGU har Forskningsinstituttet for Cement og Betong ved NTH gjennomført ca. 200 prøveblandinger etter en bestemt standardprosedyre for karakterisering av tilslagets egnethet til betongformål. Fig. 17.21 viser 3 forskjellige prøveblandinger gjennomført på materialet fra Hjellnes. Sanden er testet med stedets singel og både stedets og en standard pukk til testing av spennbetong kvalitet.

Resultatene av betongprøvestøpningen gir et generelt bilde av sanden og singelens egenskaper.

Det er stort behov for tilgang på informasjon om våre sand- og grusforekomster dersom samfunnet skal lykkes i å løse ressursproblemene. Derfor er det nødvendig å intensivere arbeidet med å skaffe oversikter over landets sand- og grusressurser.

Litteraturhenvisninger

Buflod, H. (1977):
Grusforekomster og kommunal planlegging. NIBR. Arbeidsrapport 5/77.

Holtedal, O. (1953):
Norges geologi, bind II s. 670. NGU nr. 164.

Kjærnes, P. A. og Neeb, P.R. (1979):
NGU's sand- og grusundersøkelser. Norges geologiske undersøkelse. Årsmelding 1979.

Segerros, A. (1979):
Landskapsplanlegging av massetak. Grus, sand og stein. Ingeniørforlaget A/S.

Sandvik, K. O. (1979):
Utvalg for sand og grus. Unnebergutvalget. Utkast til kapittel 4.

MINERALOGISK KVALITETSKLASSIFISERING AV BETONGTILSLAG

Mineralogical quality classification of concrete aggregates.

Siviling. Svein Willy Danielsen, NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

SAMMENDRAG

Disponering av sandressurser så vel som anvendelse av sand til betongformål betinger kriterier for utvelgelse og proporsjonering. Artikkelen oppsummerer noen resultater fra forskningsprosjektet "Betongtilslag/mineraloverflater", hvor målsetningen har vært å finne frem til slike kriterier med bakgrunn i kjennskapen til tilslagets geologiske opprinnelse. Tilslagsmineralogiens betydning for mørtels egenskaper poengteres, og det presenteres et diagram for kvalitetklassifisering basert på visuell analyse.

SUMMARY

The disposal of sand resources as well as the engineers use of sand materials necessitate criterion for selection and proportioning respectively. The paper summarizes some results from the research project "Concrete Aggregates/ Mineral Surfaces", the objective of which has been to obtain such criterions based on the knowledge of the geological origin of the aggregates.

The significance of aggregate mineralogy to mortar properties is emphasized, and a quality classification diagram based on a visual examination of the aggregates is presented.

INNLEDNING

I det følgende oppsummeres noen resultater fra det nylig avsluttede forskningsprosjektet "Betongtilslag/Mineraloverflater"[1-8]. Prosjektet har vært drevet i NOTEBY's regi i nært samarbeide med Geologisk Institutt, NTH. Anledningen benyttes til å rette en takk til følgende institusjoner og firmaer for økonomisk bistand: NTNF, NTH's fond, A/S Svelviksand og Siv. ing. M. Bjerkan A/S.

Analysekrav, men manglende kriterier for bedømmelse

Betongproduksjon er ett av de bruksområder for sand, grus og stein som stiller størst krav til materialenes kvalitet. I vår hjemlige praksis har det tradisjonelle vurderingsgrunnlag bestått av sandens finhetsmodul og humusinnhold, tidvis supplert med det grove tilslagets mekaniske styrke. I den nye betongstandarden, NS 3474, er det imidlertid innført krav om utførelse av petrografisk analyse av tilslag til betong i "utvidet kontroll" - klasse. Standarden inneholder derimot ikke kriterier for kvalitetsvurdering med bakgrunn i petrografisk/mineral-

ogiske data. Det er vel heller ingen overdrivelse å hevde at det faglige grunnlag for en slik vurdering i svært liten grad har vært til stede hva angår våre norske tilslagsmaterialer. Det er vanlig å advare mot høyt innhold av svake skifere - kanskje særlig fyllitt[9] - og av fri glimmer[10 -15], foruten at kismineraler søkes unngått[16, 17]. Noen sikker basis for å fastsette tallmessige kriterier synes dog ikke å foreligge.

Økende kvalitetsbehov, minkende ressurser

Den senere tids utvikling mot stadig høyere betongkvaliteter og mot bruk av betong i stadig mer krevende kostruksjoner har aktualisert behovet for større forståelse av samvirket mellom de enkelte delkomponenter i betongen, herunder også tilslaget.

Mens kravene til kvalitet og homogenitet øker, avbygges våre sandforekomster i økende tempo. En følge er at også behovet for optimal disponering av disse ressursene stadig blir mer påtrengende, og dermed også behovet for utvelgelseskriterier.

Ønsket om å bidra til å fylle disse faglige tomrom har vært bakgrunnen for dette prosjektet.

NOEN RESULTATER AV TILSLAGSFORSKNING

Søkelys på enkeltparametre i en kompleks sammenheng

Betong er et komplekst materiale, og tilslagets funksjon heri er ikke mindre kompleks. En rekke faktorer er av betydning og griper tildels inn i hverandre med gjensidig avhengighet. Forsøk på å isolere enkeltparametre og betrakte deres individuelle innflytelse må gjøres i lys av denne erkjennelsen.

Figurene 1 t.o.m. 3 er ment å skulle presentere den prinsippielle avhengighetsrekken: Geologi - tilslag - foredling - tilslag - betong. Figur 3 illustrerer dessuten den foran nevnte kompleksitet i tilslagets innflytelse.

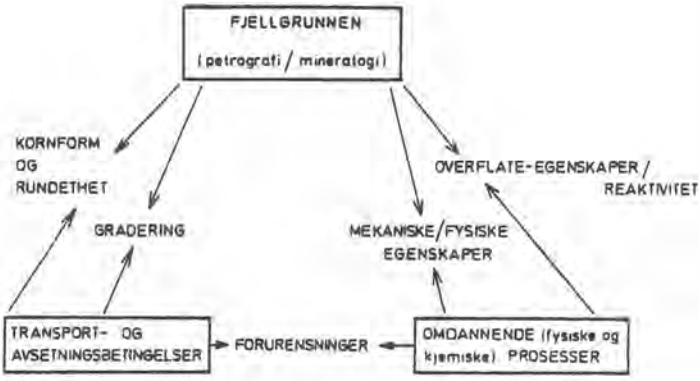


Fig. 18.1 Geologiske faktorers innvirkning på tilslagets kvalitetsparametre

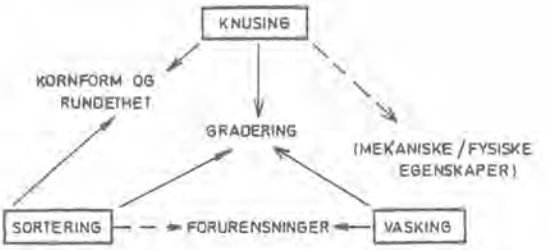


Fig. 18.2 Foredlingsprosessers invirkning på tilslagets kvalitetsparametre

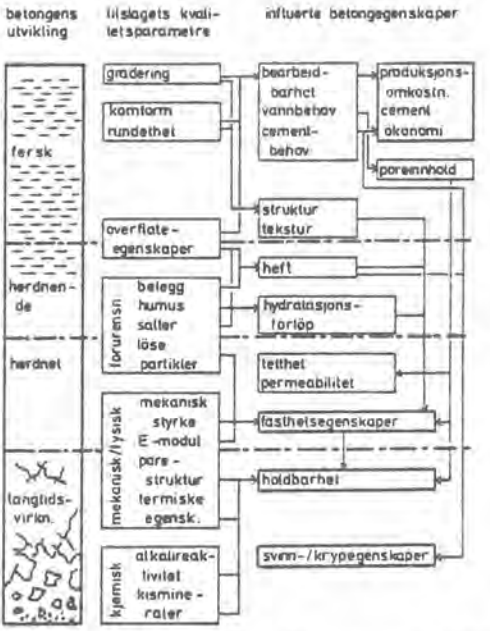


Fig. 18.3 Tilslaget i relasjon til betongens utvikling.

Prosjektet har vært konsentrert om sandtilslaget, primært om de forskjellige mineralkorns overflate-egenskaper. Den eksperimentelle undersøkelse har bestått av to hovedgrupper av forsøk, nemlig 1) påvisnings- og dokumentasjonsforsøk og 2) tolkningsforsøk. Prøvemateriale har vært sand fra 26 sandforekomster og nedknust tilslag av 10 mineraltyper.

I påvisnings- og dokumentasjonsforsøkene er tilslagets innflytelse på henholdsvis 1) mørtelens plastiske egenskaper og 2) dens fasthetsegenskaper undersøkt. Til dette er det utviklet en laboratorieprosedyre for særlig kontrollert mørtelprøvning hvor 1) Powers teorier for fersk betong [18, 19] og 2) en referansefasthet basert på den empiriske sammenheng mellom mørtelens poreinnhold og dens fasthet[20] står sentralt.

Tolkningsforsøk har hovedsaklig vært 1) studium av kontaktsonen mineral/cementpasta ved hjelp av elektronmikrosonde [21,22] og 2) mikroskopstudier av bruddutviklingen i mørtel.

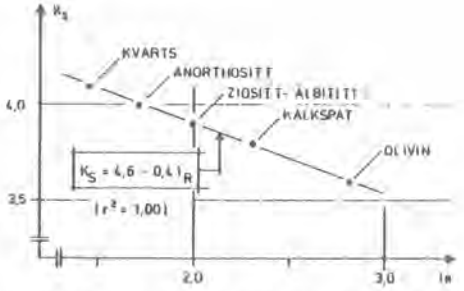


Fig. 18.4 Sammenhengen kornform/vannbehov for nedknust mineraltilslag
K_S = Vannbehovsindeks^2 I_R = Kornform/rundingsindeks
= 1/100 [15(% ⊙) + 2 (% ◔) + (% ◪)]

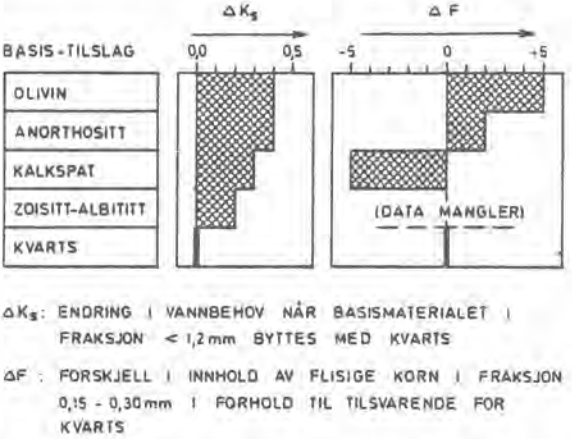


Fig. 18.5 Mørtelens vannbehovsindeks i forhold til mineralogi og kornform i finfraksjonene

Tilslagsfaktorer styrer mørtelens plastiske egenskaper

Tilslagsgraderingens store betydning for mørtelens plastiske egenskaper er anerkjent [15 19 23]. Disse egenskapene influeres imidlertid også av andre tilslagsfaktorer:

1. Kornformen til de grove sandkorn synes å være av betydning først og fremst når det er tale om knust sand (fig. 18.4). Ved natursand (hvor da også variasjonene i kornform må kunne anses å være marginale) er det vanskelig å finne noen slik sammenheng.

2. De fineste partiklenes mineralogi synes å være av større betydning enn deres kornform. Således ble kvarts-filler funnet å være vesentlig mer vannkrevende enn en mye mer flisig olivin-filler (fig. 18.5).

3. Fri glimmer synes (ved siden av graderingen) å være den viktigste enkeltparameter til bestemmelse av a) mørtelens vannbehov (finkornet glimmer) og b) dens poreinnhold (grovkornig glimmer).
Ved en gitt gradering lot det seg gjøre å finne en lineær sammenheng mellom sandens innhold av glimmerfrikorn i finfraksjonen og dens vannbehov i plastisk mørtel (fig. 18.6). Derimot lot det seg ikke gjøre å finne igjen den forskjell mellom muskovitt og biotitt som ofte er referert i litteraturen[1,11,14]. Denne forskjellen er gjennfunnet for nedknust glimmer, men synes å forsvinne når mineralene utsettes for forvitring [4]. En interessant observasjon er at et annet sjiktsilikat som tidvis påtreffes i sand - kloritt - ikke ble funnet å påvirke mørtelens plastiske egenskaper[6].

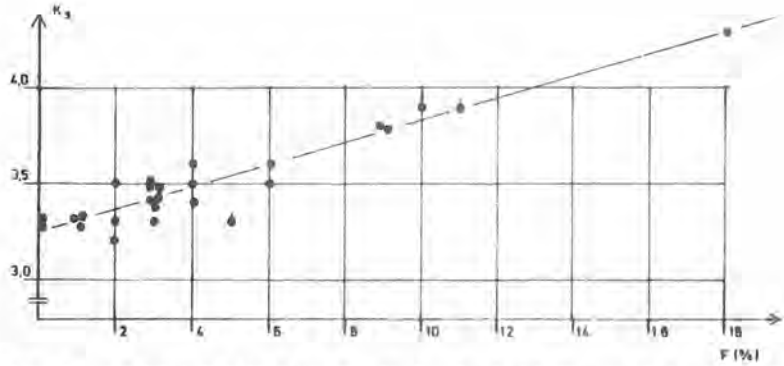


Fig. 18.6 $K_S = 3{,}24 + 0{,}06F$ ($r^2 = 0{,}89$) F = Innhold (% av talte korn) av fri glimmer og skiferkorn, fraksjon 0,30 - 0,15 mm

Tilslagsmineralogien har betydning for mørtelens fasthetsegenskaper

Det ble funnet [3] betydelige forskjeller i mørtels trykkfasthet, fasthetsutvikling over tid og trykkfasthetens relasjon til vann/cementforholdet som funksjon av tilslagets mineralogi (fig.18.7 og 18.8). I diskusjonen av disse forhold har oppmerksomheten særlig vært konsentrert om kontaktsonen mellom tilslag og cementpasta (fig. 18.9).

1. Kalkspat inngår en kjemisk reaksjon med cementpasta[24]. Denne reaksjonen synes imidlertid i de fleste tilfeller å resultere i redusert fasthet [7,25]. Se fig. 18.10.

2. Kvarts kan under optimale betingelser (høy temperatur, lavt v/c-forhold) reagere kjemisk med cementpasta, med betydelig fasthetsøkning som resultat[26]. Slike optimale forhold er imidlertid sjeldne, og kvarts er normalt et middels-fasthet-tilslag. Fremfor alt synes dette mineralet å være sensitivt overfor betongteknologiske parametre som vann/cement-forhold, herdebetingelser og temperatur. Heri ligger muligens en forklaring på den betydelige uenighet i litteraturen angående kvarts i betong[24-27].

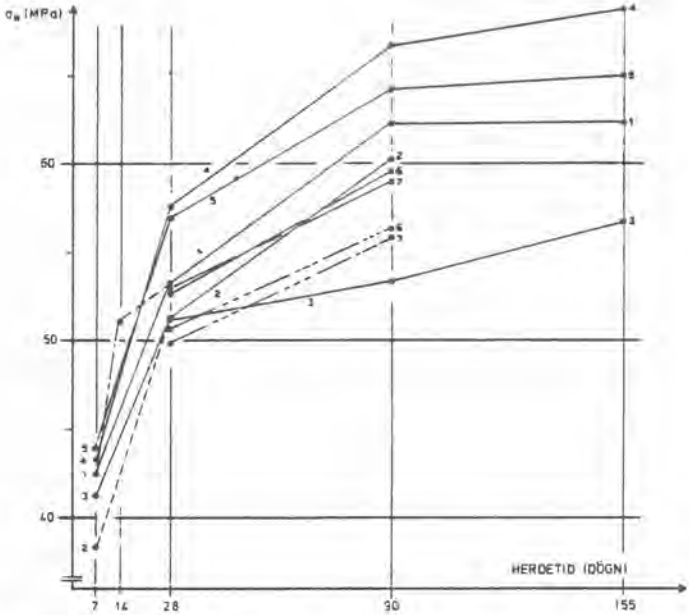


Fig. 18.7 Fasthetsutvikling for mørtel med monomineralske tilslag
1. KVARTS 2.OLIVIN 3.KALKSPAT 4.ZOISITT-ALBITITT 5.ANORTHOSITT 6. ALBITT 7. KALIFELTSPAT

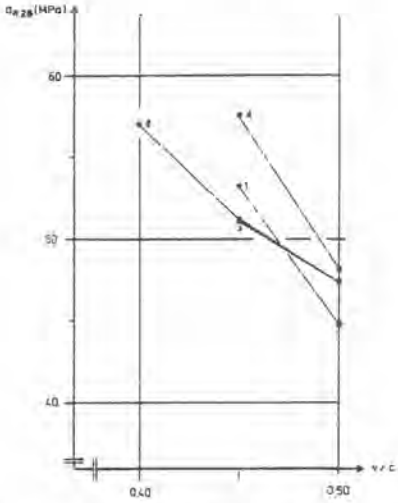


Fig. 18.8 Sammenhengen fasthet - v/c for mørtel med monomineralske tilslag
FORVITREDE PRØVER
USIKKERHET M. H. T. 7 DØGNS FASTHET
(FORSINKET HERDESTART)
ANGIR 14 DØGNS FASTHET
(TILLEGGSOPPLYSNING) FOR KVARTS

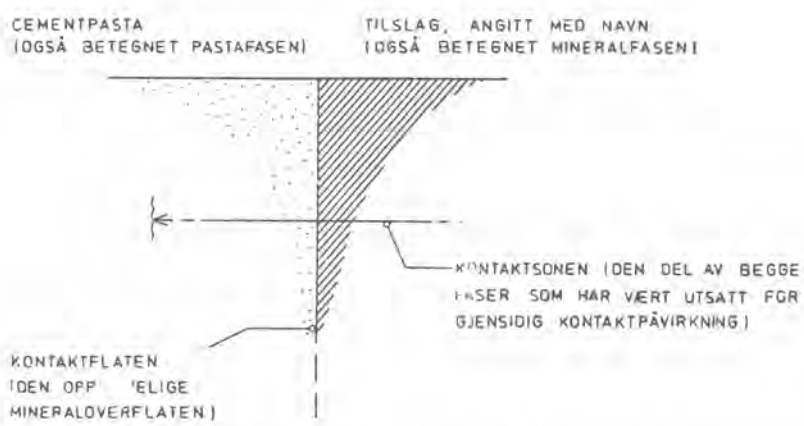


Fig. 18.9 Definisjon av kontaktsonen tilslag/cementpasta.

3. Feltspatmineralene viser noen av de mest typiske eksempler på kontaktsoneoppbygning som funksjon av mineraloverflatens katalyserende effekt på krystallveksten i den tilgrensende cementpasta. Uten å resultere i kjemiske reaksjoner og gitterbindinger synes feltspatmineraler med forskjellig kjemisk sammensetning å bevirke kontaktsoner av forskjellig type og med forskjellige egenskaper. Det er indikasjoner på at Ca-rik plagioklas gir mørtel med høyere fasthet enn Na-rik plagioklas.
En spesiell situasjon er observert med omvandlet (saussurittisert, sericittisert) plagioklas. Disse mineralene gir kontaktsoner med en nærmest kontinuerlig overgang fra mineralfasen til cementpastafasen (fig. 18.11 og 18.12). De resulterer også i meget høye mørtelfastheter.

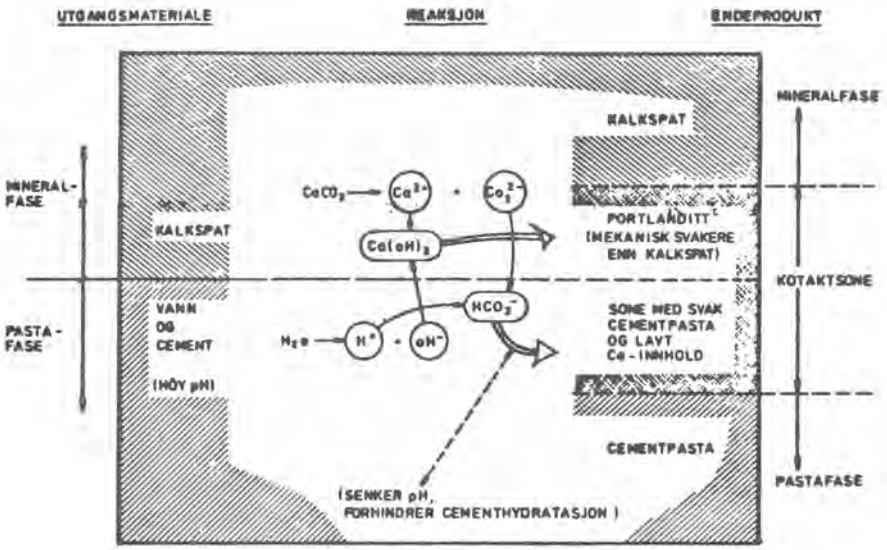


Fig. 18.10 Kontaktsone-utvikling i kalkspatmørtel

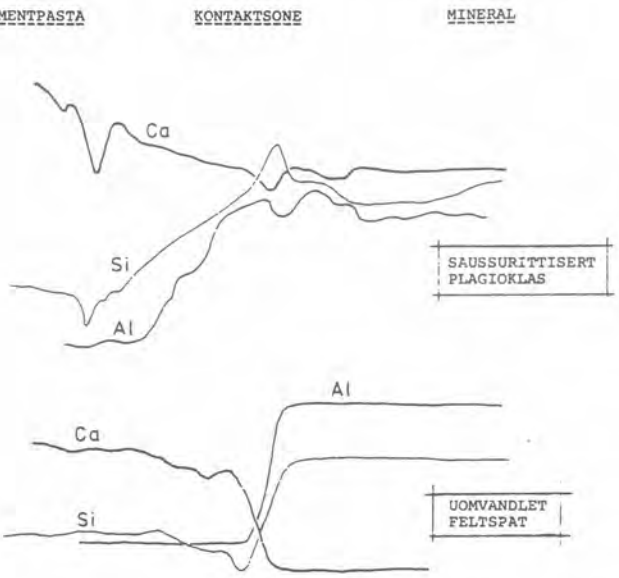


Fig. 18.11 Elektronmikrosondeprofiler som viser den relative fordeling av tre elementer i kontakten mellom cementpasta og henholdsvis omvandlet og uomvandlet feltspat.

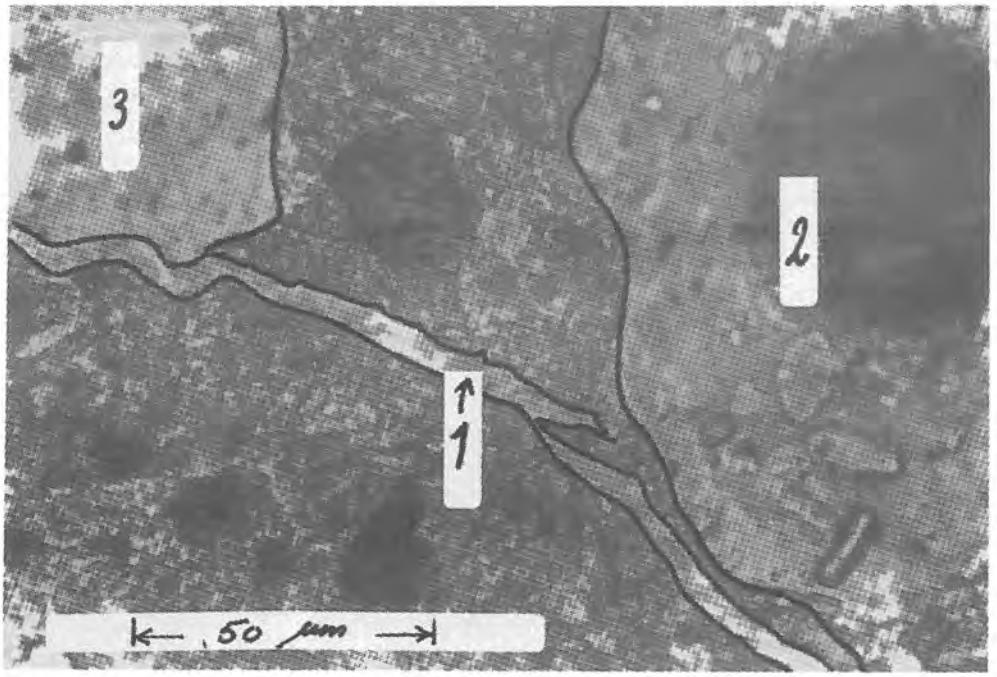
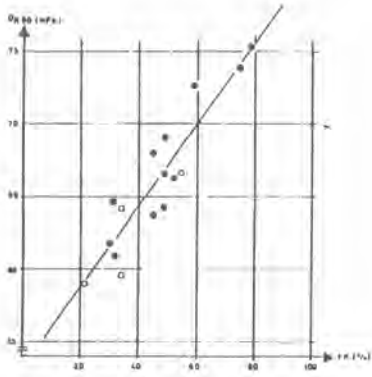


Fig. 18.12 Mikrofoto av tynnslip: Bruddlinjen (1) går utenom kontaktsonen mot saussurittisert plagioklas (2) og følger overflaten til uomvandlet plagioklas (3). (Mineraloverflater og bruddlinje er trukket opp med tusj).

For sandtilslag fra norske grunnfjellsområder ble det funnet en lineær sammenheng mellom mørtelfasthet og tilslagets relative innhold (overflate-eksponert) av omvandlet feltspat (fig. 18.13).

Innenfor det samme prøveutvalget ble det derimot ikke funnet noen sammenheng mellom mørtelfasthet og de parametre det har vært vanlig å registrere ved petrografisk analyse av tilslag, nemlig: Kvartsinnhold, innhold av mørke mineraler, glimmerinnhold (når sekundærinnflytelsen gjennom plastiske egenskaper holdes utenfor - fig. 18.14), kornform og bergartstyper.



$\sigma_{R90} = 53,1 + 0,28$ FK (MPa)

($r^2 = 0,84$)

● Sand fra grunnfjellsområder

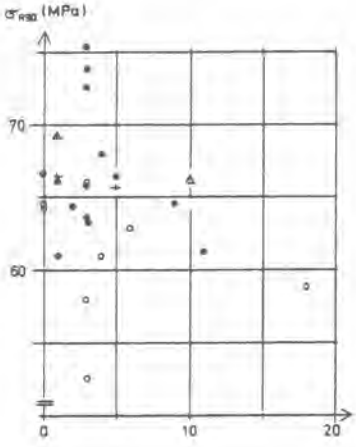
○ Nedknust feltspat-tilslag

FK: "feltapatomvandlingskoeffisient"

$= \frac{\text{omvandlet feltspat}}{\text{total feltspat}}$ (%)

(talt på eksponerte mineraloverflater)

Fig. 18.13 Sammenhengen mørtelfasthet/feltspatomvandling.



● GRUNNFJELLSOMRÅDER (INKL. INTERMEDIÆRE KALEDONINTRUSIVER)

+ OMRÅDER MED SÆRLIG BASISKE BERGARTER

⊗ ØST-NORSKE SPARAGMITTOMRÅDER

○ KAMBRO-SILUR-OMRÅDER

△ OMRÅDER MED SVÆRT VARIERT FJELLGRUNN DOMINERT AV KRYSTALLINE BERGARTER

FRI GLIMMER OG KLORITT
(% AV TALTE KORN)
I FRAKSJON 0,30-0,15 mm

Fig.18.14 Forholdet mørtelfasthet/glimmerinnhold for en del tilslagsmaterialer.

Innhold av svake korn/skiferkorn reduserer fastheten

For sand fra kambro-silur-områder ble det derimot funnet en nærmest lineært sammenheng mellom mørtelfasthet og innholdet av svake korn/skiferkorn (fig. 18.15).

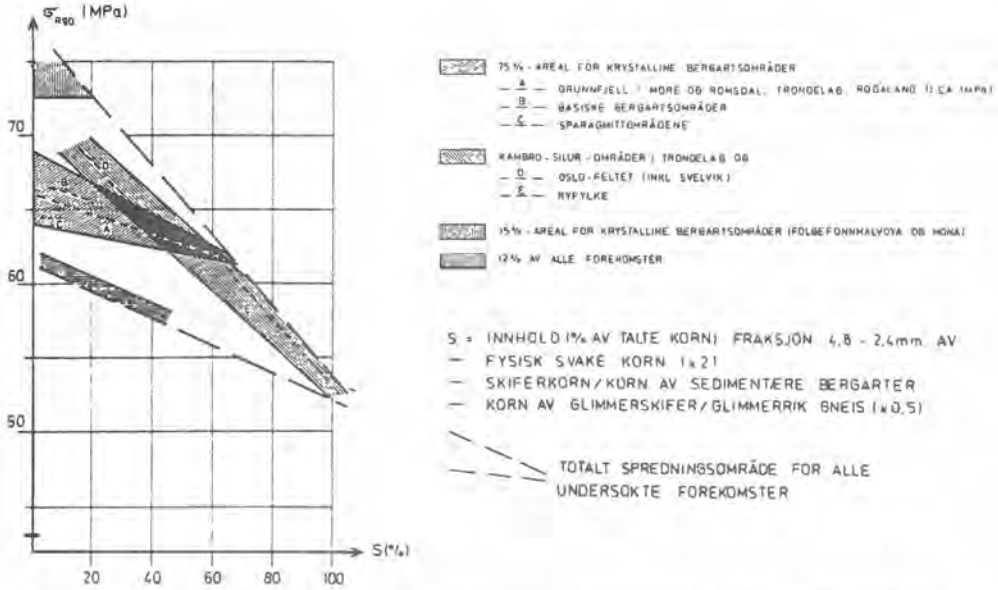


Fig. 18.15 Mørtelfasthet i relasjon til innhold av svake korn/skiferkorn i grovfraksjonen

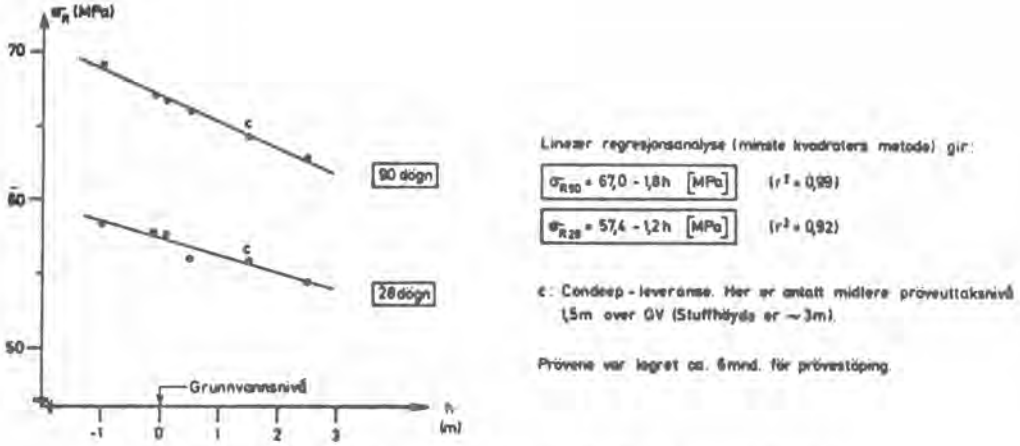
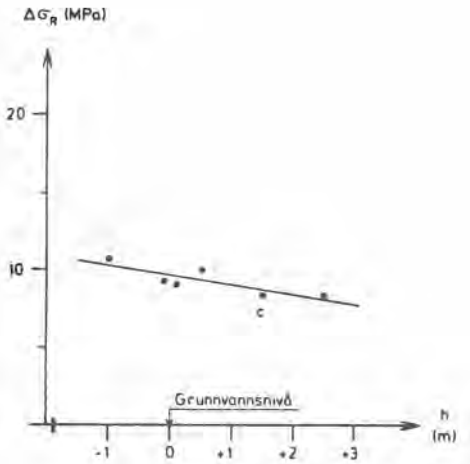


Fig. 18.16 Årdal, mørtelfasthet i forhold til prøveuttaksnivå



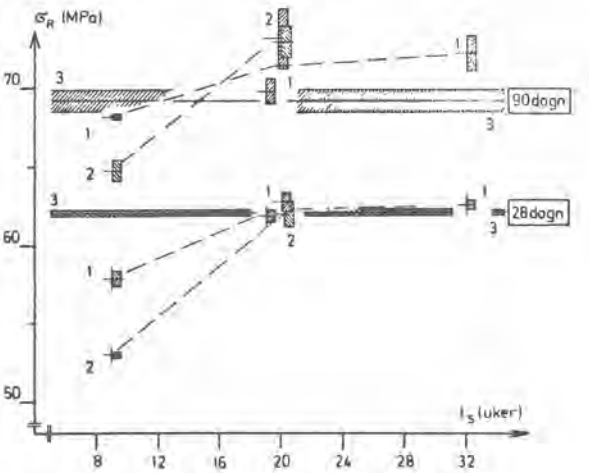
Lineær regresjonsanalyse (minste kvadraters metode) gir:

$\Delta\sigma_R = 9{,}7 - 0{,}6h$ [MPa] $(r^2 = 0{,}70)$

$\Delta\sigma_R$ Fasthetsøkning 28-90 døgn

c Condeep - leveranse

Fig. 18.17 Årdal, fasthetsutvikling i forhold til prøveuttaksnivå



t_s Lagringstid mellom provetaking og utstøping

1 Proveuttaksnivå = -1m } i forhold til grunnvannsnivå

2 Proveuttaksnivå = +1m

3 Fasthetsnivå med tilslag fra produksjon

Standardavvik på enkelt proveserie middelverdi (1 og 2)

Fig. 18.18 Svelvik, mørtelfasthet i forhold til tilslagets lagringstid

Mørtelfastheten varierer med sandens lagringsbetingelser

Det er[5] funnet en tydelig sammenheng mellom mørtelfasthet og uttaksnivå i en sandforekomst (fig. 18.16). Især synes fasthetsutviklingen over lang tid å være bedre med tilslag fra under grunnvannsnivå enn med tilslag fra øvre del av forekomsten (fig. 18.17). Fasthetsegenskapene for sand fra under grunnvannsnivået synes også å influeres av sandens lagringstid mellom uthenting og støping (fig. 18. 18). Det har lykkes å reprodusere de registrerte insituforskjellene ved kunstig endring av sandens overflate-egenskaper i laboratoriet (fig. 18.19).

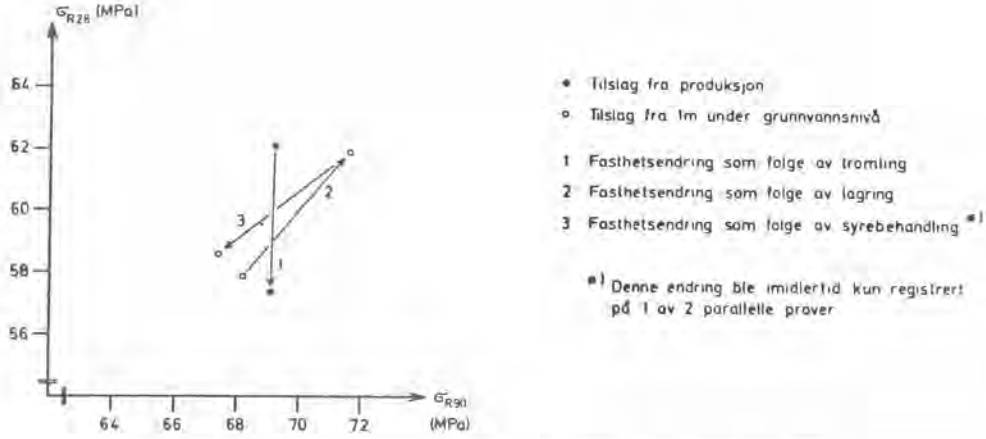


Fig. 18.19 Svelvik, mørtelfasthet i forhold til overflatebehandling

KONKLUSJON

Mineralogisk kvalitetsklassefisering

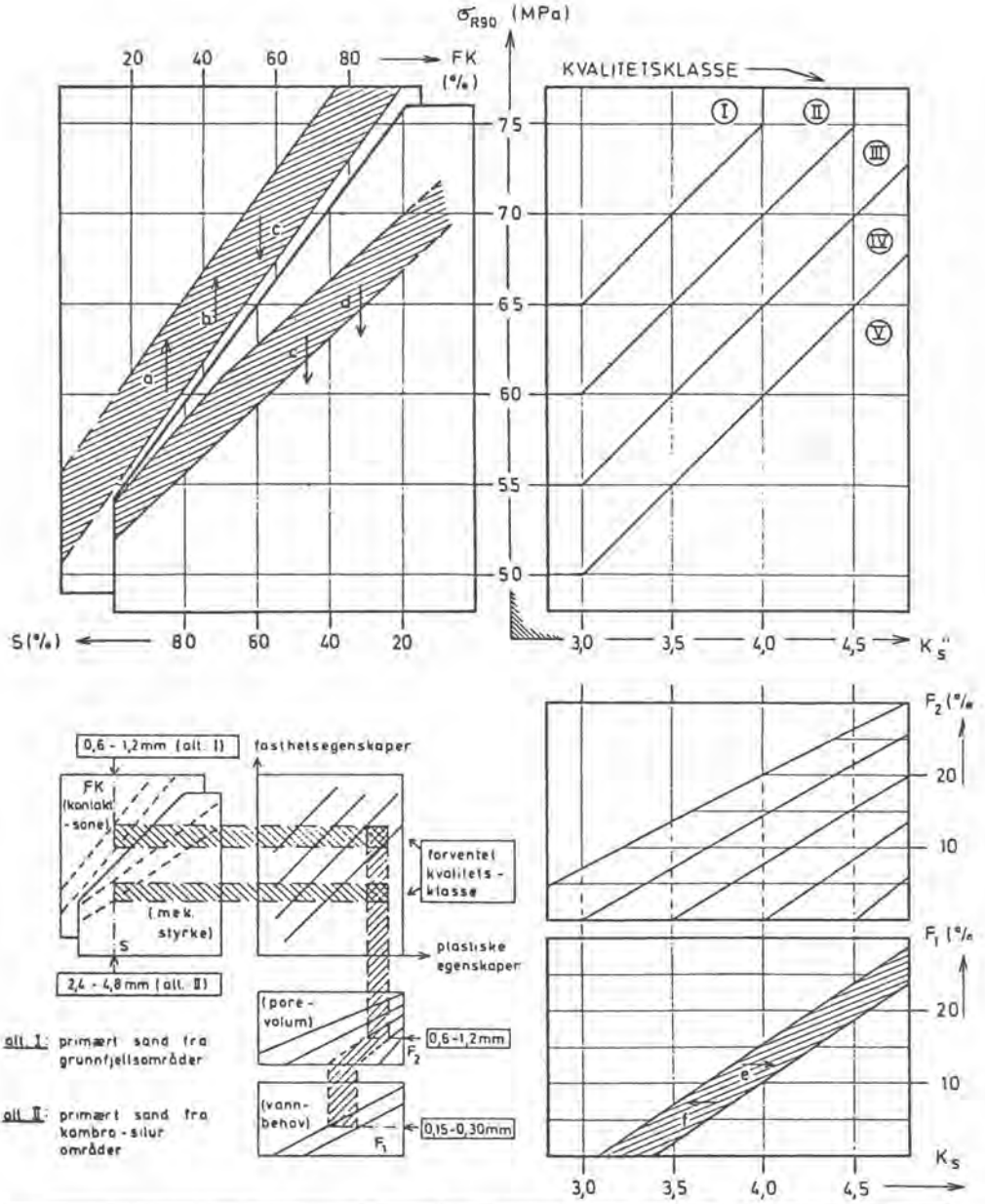
I figur 20 er presentert et klassifiseringsdiagram for mørtelsand, basert på prosjektets resultater. En skjematisk fremstilling av det tilhørende undersøkelsesprogram er gitt i fig. 18.21. I praksis kan altså sandtilslagets kvalitet bedømmes gjennom visuell observasjon av de tilslagsfaktorer som i figur 18.22 er listet opp sammen med sin forventede innflytelse på mørtelegenskapene.

Figur 18.23 presenterer en statistisk oppstilling av norske tilslagsmaterialer i henhold til denne klassifiseringen.

Klassifiseringen kommer som et supplement til betydningen av materialets korngradering og av eventuelle forurensninger (fig. 18.3). Den gjelder:

- Sandtilslaget (< 5 mm kornstørrelse)
- For norske forhold
- Betongkvaliteter karakterisert ved et vann/cementforhold på 0,45, full komprimering og herding under romtemperatur.

Påvisningen av mineralavhengige proporsjonerings- og herdningseffekter indikerer en mulig begrensning i gyldigheten, avhengig av betongteknologiske faktorer. Her gis tema for videre forskning.

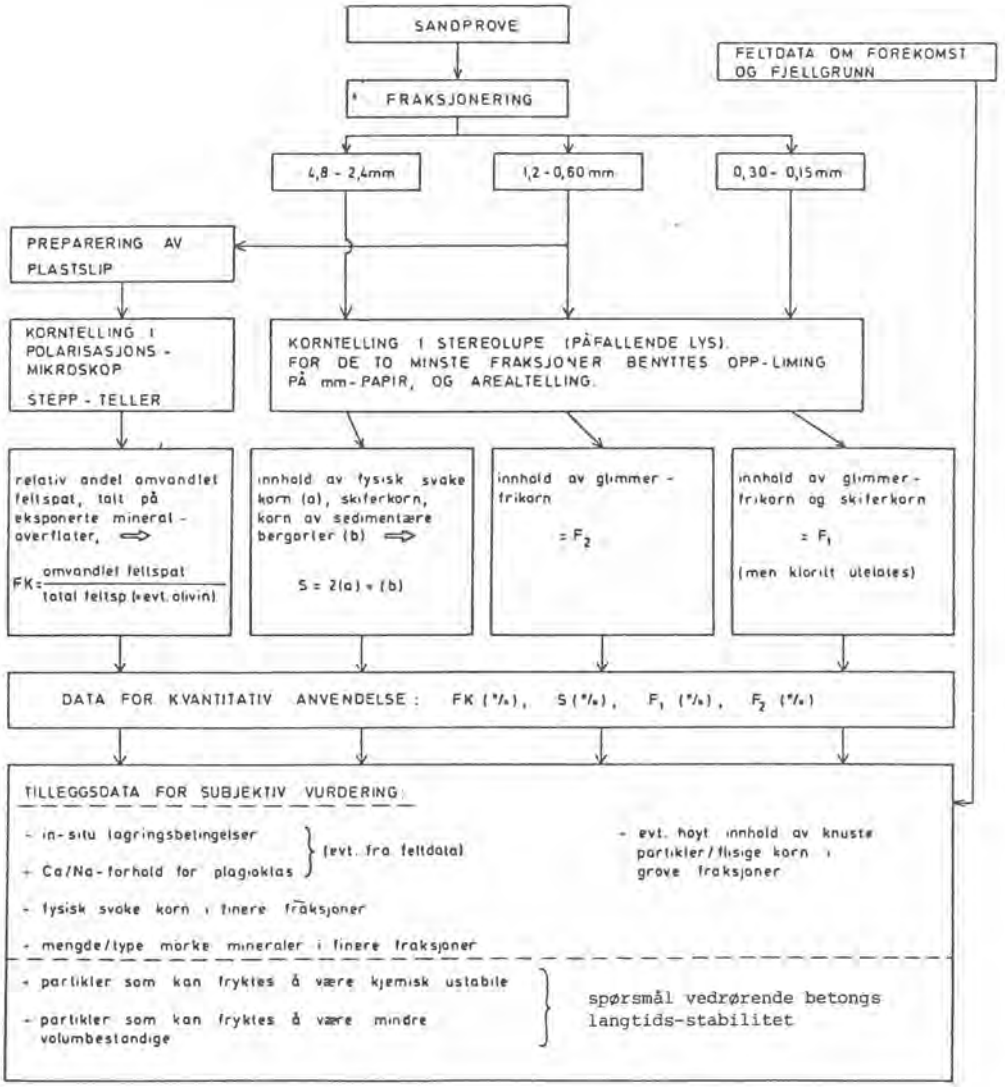


FK : feltspatomvandlingskoeffisient (se fig 5.2).
S : innhold av fysisk svake korn (x 2) og skiferkorn/korn av sedimentbergarter
F_1 : innhold av glimmerfrikorn /skiferkorn (0,15 - 0,30 mm)
F_2 : innhold av glimmerfrikorn (0,6 - 1,2 mm)
K_s'' korrigert vannbehovsindeks (korrigert for forventet porevolum i mørtelen)

JUSTERING VED SUBJEKTIV VURDERING

a: øket Ca/Na-forhold i plagioklas
b: uttak under grunnvannsnivået
c: grove glimmerfrikorn (>0,5 mm)
d: fysisk svake korn i finere fraksjoner
e: høyt innhold av knuste partikler i grovere fraksjoner
f: mye mørke mineraler

Fig. 18.20 Petrografisk klassifiseringsdiagram for mørtelsand



* Ved inngang i diagrammet figur 5.1:

høy verdi for S (> 20 - 30%) ⟹ alternativ II

lav verdi for S ⟹ alternativ I

Fig. 18.21 Visuell klassifisering av mørtelsand, arbeidsopplegg.

Materialfase:	TILSLAG	KONTAKTSONEN	PASTA
Tilslagets innflytelse:	Direkte på fastheten	Gjennom betydningen for kontaktsonens oppbygning	Gjennom betydningen for vannbehov og poreinnhold
TILSLAGSFAKTORER: PRIMÆRFAKTORER: (kvantifiseres visuelt, klare empiriske relasjoner til mørtelegenskaper)	Innhold av fysisk svake korn/skiferkorn/korn av sedimentære bergarter i grove sandfraksjoner	Andelen av eksponerte feltspatoverflater som er omvandlet (serisittisert, saussurittisert, zoisittisert)	Innholdet av fri glimmer/skiferkorn i 1) fine fraksjoner (betydning for vannbehov) 2) grove fraksjoner (betydning for poreinnhold)
	grove glimmerfrikorn (> 0.5 mm)		
SEKUNDÆRFAKTORER: (subjektiv bedømmelse til korreksjon innenfor spredningsområdene for primærfaktorenes relasjoner)		Lagringsbetingelser, forvitringsgrad	
		Feltspatmineralers kjemiske sammensetning	Tilslagets øvrige mineralogi
		Mengde og type mørke mineraler (olivin inngår sammen med uomvandlet feltspat i relasjonen ovenfor)	Andel knuste (skarpkantede, flisige)korn i grovere fraksjoner
		Kvartsinnhold, primært ved høy-temperaturherding og sett i forhold til v/c	

Fig. 18.22 Tilslagsfaktorer av forventet betydning ved visuell kvalitetsbedømmelse av sandtilslag

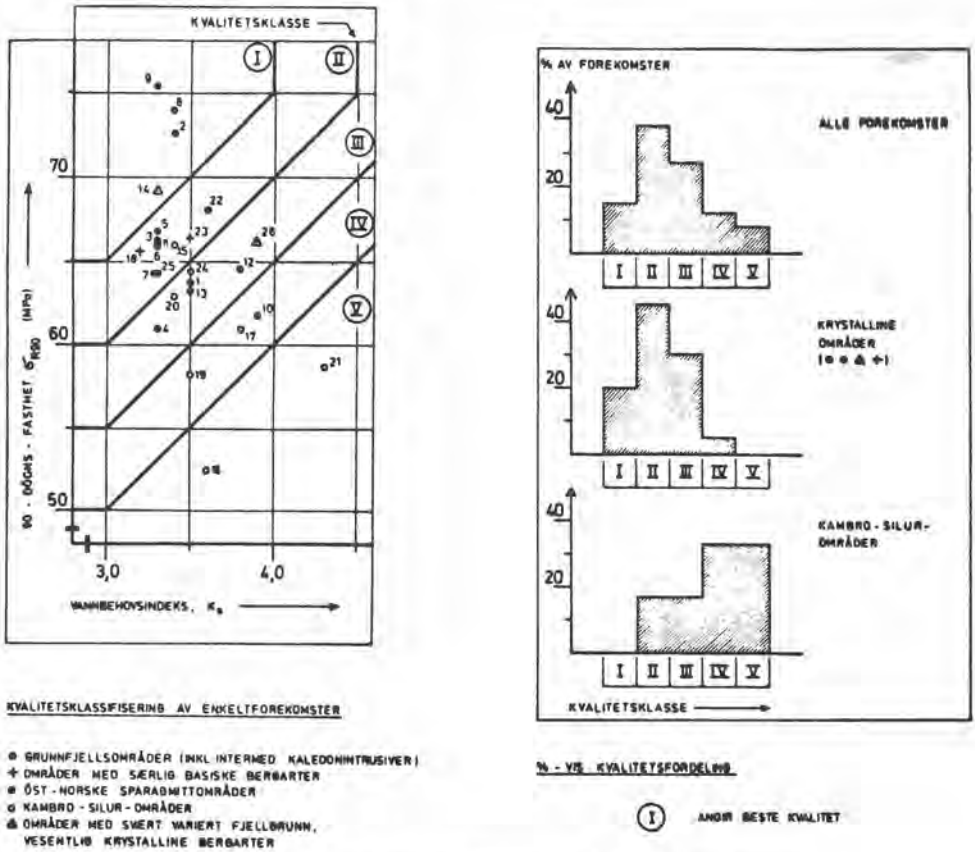


Fig. 18.23 Kvalitetsfordeling av undersøkte sandforekomster

REFERANSER

1. **Danielsen S. W.** (1977): "Innvirkning av glimmerholdig sand i betong - en litteraturstudie over glimmermineraler og deres innflytelse på betongtilslags kvalitet". NOTEBY rapport nr. 13861-1.

2. **Danielsen S. W.** (1977): "Powers vannbehovsindeks, målemetode og noen materialtyper". NOTEBY-rapport nr. 13861-2.

3. **Danielsen S. W.** (1978): "Mørtelprøvning med monomineralske/petrografiske tilslag". NOTEBY-rapport nr. 13861-3.

4. **Danielsen S.W.** (1978): "Undersøkelse av hornblende og glimmermineralers innflytelse på mørtels egenskaper" NOTEBY-rapport nr. 13861-4.

5. **Danielsen S. W.** (1978): "Undersøkelse av sammenhengen mellom tilslagets in-situ lagringsbetingelser og dets egenskaper i mørtel". NOTEBY-rapport nr. 13861-5.

6. **Danielsen S. W.** (1978): "Sandforekomster, regionale forskjeller i betongkvalitet". NOTEBY-rapport nr. 13861-6.

7. **Danielsen S. W.** (1979): "Undersøkelse av kontaktsonen tilslag/cementpasta ved hjelp av elektronmikrosonde og mikroskop". NOTEBY-rapport nr. 13861-7.

8. **Danielsen S. W.** (1979):"Betongtilslag/mineraloverflater - en studie av tilslagsmineralogiens betydning for betongs egenskaper". NOTEBY-rapport nr. 13861-8.(in print).

9. **Musæus H. B.** (1962): "Alkali-kiselsyrereaksjoner i betong. En undersøkelse vedrørende fyllitters reaktivitet". Hovedoppgave ved Universitetet i Oslo.

10. **Dewar J. F.** (1963): "Effect of mica in the fine aggregate on the water requirment and strength of concrete". Tech.rep. Cem. & Concr. Assoc. London.

11. **Hoon R. C. , Sharma K. R.** (1961): "The selection, processing and specification of aggregates for concrete for large dams, effect of employing micaceous sand as the fine aggregate fraction on the properties of cement mortar and concrete". Septiéme Congrés des Grands Barrages, Rome.

12. **Hoon R. C. , Venkateswarlu V.** (1962): "Benefication of micaceous sands for use as fine aggregates". Indian Concrete Journal, July 1962.

13. **Keen R. A.** (1970): "Impurities in aggregates for concrete" Adv. Note No. 18, Cem.& Concr. Assoc. London.

14. **Müller O. H.** (1971): "Some aspects of the effect of micaceous sand in concrete". The Civ.Eng. South Africa Sept. 1971

15. **Neville A. M.** (1973): "Properties of Concrete". Pitman Publ., London.

16. **Hagemann T. , Roosaar H.** (1955): "Kismineralens skadeinnverkan på betong". Betong 1955:2

17. **Roosaar H., Vessby E.** (1962): "Betongskador orsakade av kismineral i ballast". Nordisk Betong 1962:3

18. **Powers T. C.** (1968): "The properties of fresh concrete" John Wiley and Sons Inc.

19. **Gjørv O. E.** (1978): "Evaluation of sand for concrete production". Intern. Symp. on Aggregates and Fillers, RILEM, Budapest, October 1978.

20. **Glanville W. H. , Collins A. R. , Matthews D. D.** (1947): "The grading of aggregates and workability of concrete". Road Res. Tech. Paper No. 5, London HMSO.

21. **Reed S. J. B.** (1975): "Electron microprobe analysis" Cambrigde Univ. Press.

22. **Nepper - Christensen P., Thaulow N.** (1969): "Application of the electron probe micro-analyzer in studies of the contact zone between cement paste and aggregates". BFL int. rep. No. 199, Karlstrup.

23. **Danielsen S. W.** (1978): " Tilslagsmaterialer til betong". Foredrag, Norsk Betongdag.

24. **Farran J.** (1956): " Contribution minéralogique a l'étude de l'adhérence entre les constituants hydratés des ciments et les matériaux enrobés". Revue des Materiaux de Construction No. 490-491, pp 155-172 et No. 492 pp 191-209.

25. **Lyubimova T. Yu, Pinus E. R.** (1962): "Chrystallization structure in the contact zone between aggregate and cement in concrete". Colloid Journal Vol. 24, No. 5, 1962

26. **Thorvaldson T.** (1956): "Effect of chemical nature of aggregate on strength of steam cured Portland Cement mortars" Journ. ACI, 52 (1956) pp 771-80.

27. **Alexander K. M., Wardlaw J., Gilbert D. J.** (1965): "Aggregatecement bond, cement paste strength and the strength of concrete". Int. Conf. on the Structure of Concrete. London, 1965.

VARIOUS FORMS OF CLIFF INSTABILITY ARISING FROM COAUST EROSION IN SOUTH-EAST ENGLAND

John N. Hutchinson, Professor of Engineering Geomorphology
Department of Civil Engineering , Imperial College

SAMMENDRAG

Innledningsvis beskrives mekanisk, kjemisk og biologisk kysterosjon. Foredraget er i hovedsak viet de vanligste former for skred observert over en årrekke i de høye skrentene langs sydøst-kysten av England. Skredformene klassifiseres delvis ut fra den lokale geologi, delvis ved omfanget av erosjon i strandsonen ved foten av skrentene.

Skrentene rundt utløpet av Themsen er bygget opp av fast, overkonsolidert London-leire. Ulike former for ras utviklet under forhold med henholdsvis ingen, begrenset eller betydelig erosjon ved foten av skrentene er utførlig beskrevet og kommentert. De typiske skredformene er overflateskred (mudslides), dyptgående sirkulære glidninger og grunne overflateskred som utløser en progressiv bruddutvikling av sirkulær type.

Skrenter bestående av et mektig lag av fast, overkonsolidert leire (Gault) som ligger over faste lag og dekket av oppsprukket dagfjell (Upper Greensand og/eller Chalk) er beskrevet. De observerte utglidninger i leiravsetningen er dype sirkulære skred av betydelig omfang. Utglidninger i de nedre deler av skrentene på Isle of Wigth og ved Folkestone Warren i Kent er beskrevet og kommentert.

Skred i skrentene av oppsprukket Upper og Middle Chalk langs kysten av Kent er resultat av omfattende erosjon i strandsonen. De geotekniske egenskapene av de utraste massene er viet spesiell oppmerksomhet. Etter utglidning i skrenter av moderat høyde danner skredmassene vanlig ur mot nedre del av veggen. Hvis skrenten derimot er høy, vil skredmassene spre seg utover i betydelig avstand fra foten av skrenten som et tynt, tilnærmet horisontalt flak. Denne type "flyteskred" er til nå vært lite påaktet.

Utglidninger forårsaket erosjon fra vann som siver ut av skråningene langs de østlige og sydlige kystene er beskrevet. Nedbrytingen fører til utvikling av betydelig skredvirksomhet og "flyteskred" i sand og slam. Slike utglidninger er observert i Norfolk, Newhaven i Sussex, Christchurch Bay i Hampshire og på Isle of Wight. På samtlige steder er utglidningene en følge av erosjon i vannførende lag av finsand til mellomsand avsatt over impermeable bergmasser.

SUMMARY

After outlining the processes of marine erosion, considered as mechanical, chemical and biological, the paper concentrates on reviewing the main forms and mechanisms of cliff instability occurring on the south-east coasts of England. These are classified partly by the nature of the cliff geology and partly by the intensity of marine erosion at the cliff toe.

The cliffs of stiff, over-consolidated London Clay around The Thames Estuary are first dealt with, and their contrasting patterns of landsliding associated with moderate, strong and zero toe erosion are described and discussed. These patterns are characterised, respectively, by mudsliding, by deep-seated rotational landslipping and by mudsliding giving way to shallow successive rotational landslipping.

Cliffs consisting of a thick stratum of stiff over consolidated clay (the Gault), sandwiched between a hard substratum and a jointed cap-rock (the Upper Greensand and/or the Chalk) are then considered. These are characterised by the development of major multiple rotational landslips. The examples of these in the Undercliff of the Isle of Wight and at Folkestone Warren, Kent, are discussed. Cliffs consisting entirely of weak jointed rock (the Upper and Middle Chalk) around the Kent coast are then considered and the falls produced in these by strong toe erosion are described. Special attention is given to the behaviour of the resulting debris, which forms a normal talus slope against the lower cliffs, but spreads out dramatically in a thin near horizontal sheet below the higher ones. These latter features are identified as a hitherto neglected form of flow slide. The development of a chalk cliff by weathering under conditions of zero toe erosion is also touched upon.

Finally the very destructive forms of instability which are produced by seepage erosion on the east and south coasts are noted. In these the resultant back-sapping tends to produce and maintain considerable slides and flows of sand or mud. The cases treated are situated in Norfolk, at Newhaven, Sussex, in Christchurch Bay, Hampsire, and in the Isle of Wight. They all involve situations where water-bearing, fine to medium sands are underlain by an aquiclude.

INTRODUCTION

The coasts of Britain exhibit a great variety of geology, morphology, scale and exposure to marine attack (Steers 1964), and the types of coastal landslide occurring are correspondingly diverse. Long-term average rates of cliff recession range from perhaps only a few centimetres a year on the hard rock coasts to a maximum of nearly 8 m /year (Anon 1951) in the low cliffs of Late Quaternary deposits at Selsey Bill ☆, Sussex. The ages of the coastal landslides vary accordingly. Among the oldest in southern Britain are the deep-seated, rotational slips affecting the Chalk and its overlying Tertiary basalts at Garron Point, Antrim, which are believed to have originated about 14,000 years ago (Stephens, *et al.* 1975, Stephens & McCabe 1977). In contrast, landslides in the soft cliffs of Pleistocene deposits on the East

☆ Localities referred to are shown in Fig. 19.1.

Anglian coast, for example near Cromer, are often eroded away by the sea within a year or so of their occurrence (Hutchinson 1976).

A considerable part of the south-east coast of England is formed of relatively uniform strata with simple geological structure; in particular the London Clay and, to a lesser extent, The Upper and Middle Chalk. The cliffs in these deposits thus provide a convenient opportunity for carrying out fields studies in which the number of variables is significantly reduced. The main results of such studies, made during the past 15 years, are summarised below after a brief outline of marine erosion mechanisms themselves.

MECHANICS OF MARINE EROSION

The action of the sea on a coast consists primary of the dislodgement or destruction of previously intact ☆ rock occupying the cliff foot and adjacent wave-cut platform. These processes frequently lead to the occurrence of mass movements in the cliff itself, such as landslides, rock-falls and the collapse of cave roofs. These secondary dislodgement processes involve further, and generally much larger, bodies of rock and reduce these to variously-sized debris. The debris resulting from both the primary and the secondary dislodgement processes is then removed by the sea, unless that resulting from the latter is particulary massive, thus exposing fresh intact material to attack. Comminution of the debris by wave action also takes place, rendering it more easily removable.

The primary dislodging or destructive mechanisms may be classified as mechanical, chemical or biological in nature; they are briefly outlined below. ☆☆

1. Mechanical erosion

This may be sub-divided as follows:

a) Wave impact

The direct shock of the impact may weaken or crack the rock. In addition, it is likely that the impact can lead to the generation of high water or air pressures within existing discontinuities in the rock mass. These pressures tend to dislodge or blow out the surface blocks. The process is associated with the intertidal zone and is likely to act most strongly at the cliff foot, where an undercut notch is often produced. The mechanism will clearly tend to produce undercuts which are bounded by sharp, angular discontinuities.

b) Corrasion (abrasion)

This refers to the wearing away of the *in situ* rock by the rubbing action of loose rocks or finer material, generally carried by waves. This process too is characteristic of the intertidal zone and also tends to produce an undercut in the cliff foot, but of a rounded rather than a sharp contour ☆☆☆.

In som cases the corrading particles may be wind-borne. In winter, on the W. coast of Norway, Nansen (1922) reported that corrasion of the rocks is produced by the grinding of sea ice, which may or may not be armoured with stones.

c) Frost action

By the action of frost heave in frost-susceptible materials or, in general, by the freezing of water in discontinuities, significant amounts of rock may be dislodged in regions with cold winters. For example, the writer observed on the coast of Norfolk, a little ESE of

---

☆ Which may or not be *in situ*.
☆☆ See Zenkovich (1967).
☆☆☆ Naturally, intermediate forms are found where corrasion has begun to act in a notch formed orginally by block dislodgement.

Cromer, that quite large blocks of First Till and Intermediate Beds (Hutchinson 1967) fell from the lower cliff onto the beach during the first day of thaw following the severe freeze of the winter of 1962 - 63 (Fig.19. 2). In the same winter it was estimated that on the wave-cut platform of London Clay at Clacton-on-Sea, Essex, a surface layer about 0,3 m thick was loosened by the frost and subsequently removed by the sea (Harris & Ralph 1980).

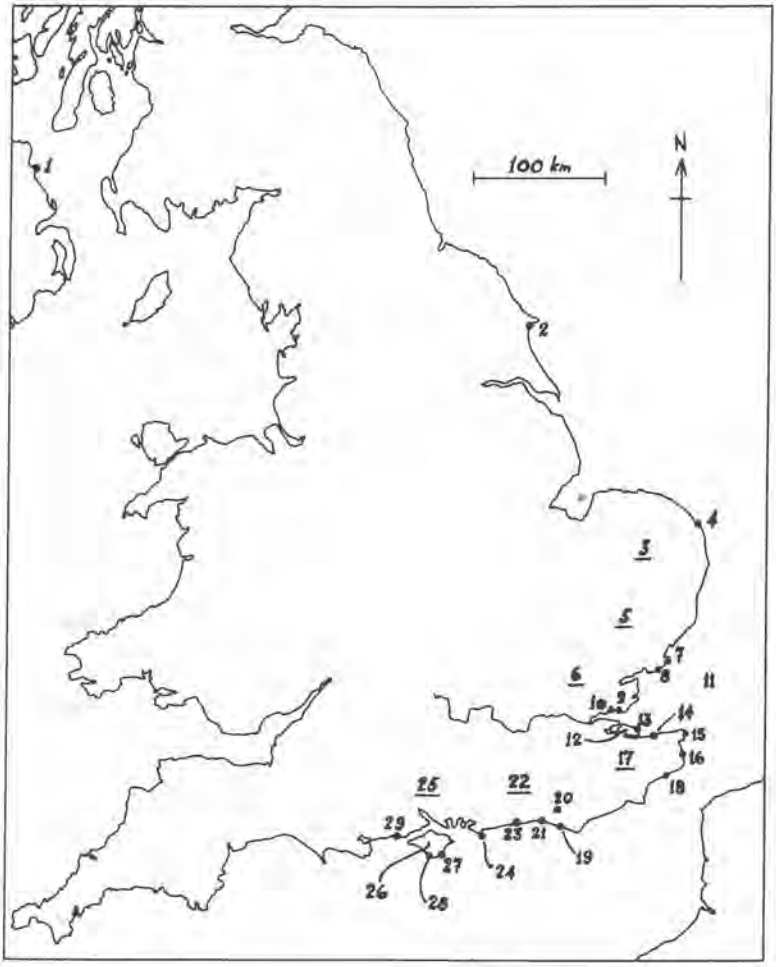


Fig. 19.1 Location map. The localities reffered to in the text are shown as follows. Names of counties are underlined.

1 Garron Point, 2 Sewerby, 3 Norfolk, 4 Cromer, 5 Suffolk, 6 Essex, 7 Walton, 8 Clacton, 9 Southend-on-Sea, 10 Hadleigh, 11 Thames Estuary, 12 Isle of Sheppey, 13 Warden Point, 14 Herne Bay, 15 Joss Bay, 16 Walmer, 17 Kent, 18 Folkestone, 19 Newhaven, 20 Lewes, 21 Brighton, 22 Sussex, 23 Worthing, 24 Selsey Bill, 25 Hampshire, 26 Isle of Wight, 27 Ventnor, 28 Chale, 29 Christchurtch Bay.

Fig. 19.2 Debris which fell onto the beach from the lower cliffs between Cromer and Overstrand, Norfolk, during the first day of the thaw which followed the severe winter of 1962 to 63. The view is to the WNW from a point about 2 1/2 km ESE of Cromer.

2. Chemical erosion

Of the various types of chemical weathering, solution is probably the most important in the context of coast erosion.Limestones are particulary prone to removal in this way, being slightly soluble in seawater and more soluble in CO_2 - rich rainwater (Fairbridge 1968a). Good examples of such solution may be seen in the Carboniferous Limestone on the south coast of the Gower peninsular (Guilcher 1953). Well-jointed basalts and dolerites are among other rock-types that are readly attacked (Holmes 1965). Lapié's and solution pits and pans (Fairbridge 1968b) are probably the most common solution forms produced.

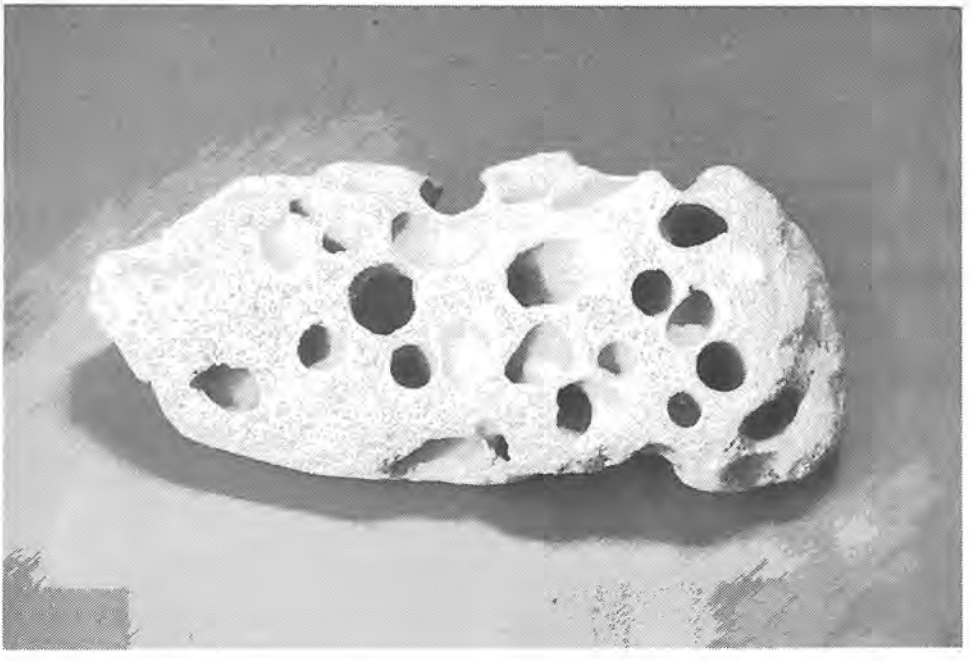


Fig. 19.3. Boulder of white Chalk from the beach at Clymping, near Worthing, Sussex, bored by Pholas (holes about 1 cm diameter) and Cliona (holes a millimetre or so across). (With acknowledgements to the Institute of Geological Sciences, London.)

3. Biological erosion

A great variety of rock-destroying organisms exist. Their erosive activity is concentrated in and adjacent to the intertidal zone and appears to be most intense in tropical and sub-tropical regions (Trudgill 1976). Limestone are particularly susceptible to this type of erosion because of their relative softness and solubility (Neumann 1968). Likewise the chalk on the coasts of Kent and Sussex is much bored by Pholas and Cliona (Fig.19. 3).

The predominant secondary dislodgment processes occurring in the coastal cliffs of south-east England form the main theme of the paper and are described below. The littoral processes, which control the removal, transportation and redeposition of the debris produced by the destruction of the cliffs, although higly relevant, are largely outside the scope of this paper. They touched upon in connection with the landslides at Folkstone Warren.

CHARACTERISTIC FORMS OF CLIFF INSTABILITY PRODUCED

As indicated above, the various types of mass movement which affect coastal cliffs should be regarded as secondary events, resulting from the primary mechanisms of erosion which in turn derive predominantly from marine attack.

The actual morphology of the cliffs and the forms of mass movement which occur in them are determined largely by the nature and structure of the strata involved, and on the relative rates of marine erosion and sub-aerial denudation (Holmes 1965). Along the English south-east coast a number of characteristic forms of instability, each related to a particular suite of terrestrial and marine controls, may readily be distinguished. The more common of these are described below.

Fig. 19.4 Vertical air photograph taken in February 1950 of a succession of embayments, each occupied by its mudslide, at The Lees, Herne Bay. (With acknowledgements to Photoflight Ltd.)

1. In cliffs of stiff-fissured clay

The London clay forms most of the coastline of Essex and S. Suffolk, north of the Thames, and much of that of N. Kent, south of the Thames. The cliffs of this material range from a metre or so up to about 50 metres in height. Further to reduce the number of variables, attention is concentrated on London Clay cliffs between about 25 and 50 metres high. The predominant rôle of the intensity of erosion at the cliff foot then becomes apparent. Very distinct forms of instability occur in cliffs exposed to strong, moderate and zero erosion at the toe (Hutchinson 1968a, 1973), as described below.

Strong toe erosion is defined as being capable of removing not only all the debris which accumulates at the cliff foot but also some of the intact material of the cliff itself. In moderate erosion, only debris is removed, and the intact rock is not reached. In cases of zero erosion, no material is removed from the toe of the cliff. It is convenient to deal first with the case of moderate erosion.

Fig. 19.5 Oblique air photograph taken in June 1964 of a series of mudslide embayments at Beltinge, Herne Bay.
(With acknowledgements to Aerofilms Ltd.)

a) Under moderate toe erosion

London Clay cliffs undergoing moderate toe erosion formerly existed fairly widely, in the Walton Cliffs and Southend-on-Sea cliffs, Essex and in The Lees and Beltinge Cliff, Herne Bay, Kent. The average rate of cliff-top retreat at these sites (taken as a crude measure of average erosion intensity) varied between about 0.3 and 0.8 m/year (Hutchinson 1973). All these cliffs have now been defended and stabilized.

Under such conditions, London Clay cliffs exhibit a pattern of instability which consists of the development of a continuous series of embayments, of width averaging about 1.5 times the cliff height, each occupied by a shallow mudslide ☆ (Fig.19. 4). Marine erosion is confined almost entirely to the mudslide tongues (Fig.19. 5), and merely stimulates further mudslide activity. Thus, on average, a type of parallel retreat occurs and it follows that the rate of erosion is broadly in balance with the rate of weathering and debris transport.

☆ Good examples of these features in the Oxford Clay may be seen at the Vaches Noires cliffs in Normandy (Auger & Mary 1968). Related features in clay cliffs at Røsnæs, N.W. Zealand, are reported by Schou (1949).

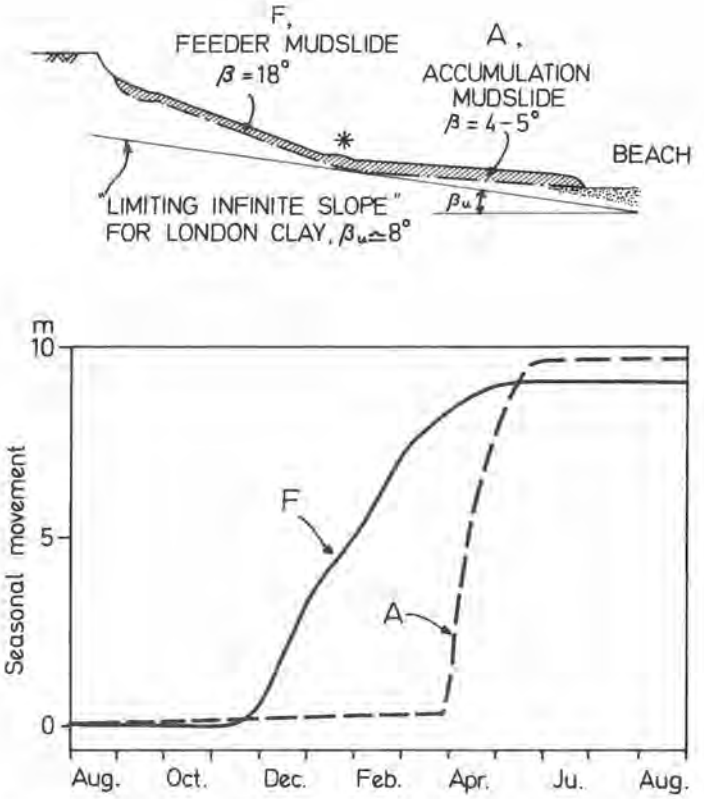


Fig. 19.6 Diagrammatic cross section of feeder and accumulation mudslides at Beltinge, Kent, with their respective typical seasonal movements. (Asterisk on cross section indicates location of undrained loading.)

In profile the mudslides are characteristically bilinear with a steeper feeder mudslide, inclined at around 16 to 20° to the horizontal, fronted by a rather gently inclined accumulation mudslide, with a surface slope of about 4 to 5° (Fig. 19.6). With the approach of winter, the feeder mudslide starts to move (Fig.19 5), as it lies considerably steeper than the limiting infinite slope angle for the London Clay of 8° ☆ (Hutchinson 1967). The accumulation mudslide, however, because it is inclined considerably flatter than this limiting angle, remains essentially stable until it is thrust forwards relatively violently in the later winter (Fig.19. 6). Work by Hutchinson (1970) and Hutchinson and Bhandari (1971) shows that the artesian piezometric pressures needed for this movement to occur are generated at the rear of the accumulation mudslide by the undrained loading of the debris from the feeder mudslide.

☆ For the more relevant case of an infinitely long channel of breadth to depth ratio similar to that of the mudslides, this limiting angle rises to around 9 °.

Fig. 19.7 Oblique air photograph, taken in late November 1971 looking NW, of the landslip of 21st November 1971 in the London Clay cliffs of Warden Point, Isle of Sheppey. (With acknowledgements to the Committee for Aerial Photography, University of Cambridge.)

b) Under strong toe erosion

If the intensity of erosion at the toe of a mudslide-dominated London Clay cliff (such as illustrated in Fig.19. 5) were to increase, it is clear that a point would eventually be reached where the amount of debris removed by the sea would exceed the maximum discharge of the mudslides. The barrier of mudslide debris would then be breached and removal of the *in situ* clay would begin (Hutchinson 1973). As described below, under these conditions of strong erosion, the forms of instability in the cliff are profoundly different to those just described for conditions of moderate erosion.

The most exposed part of the London Clay coastline is on the north coast of the Isle of Sheppey, particularly in the vicinity of Warden Point. The cliffs there are located centrally within the mounth of the Thames Estuary and lie approximately at right angles to the line of greatest fetch. This runs between 600 Km NE to the coast of Jutland and about 1000 Km NNE to the southern end of the Oslo Fjord.

Warden Point itself suffers an average rate of cliff-top retreat of the order of 2 m/year and is the classical site exhibiting the forms of instability characteristic of strong erosion (Hutchinson 1973).

These consist essentially of deep-seated rotational landslips, with an unusually high B/L ratio (Skemton & Hutchinson 1969) averaging about 5. An example of such a landslip, which occurred at Warden Point on 21st November 1971, is shown in Fig.19. 6. The cliffs there are about 43 m high and the base of the London Clay is between about 90 and 100 m below sea level. The slide extended nearly 250 m along the coast and encroached by up to 29 m onto the earlier cliff top (Gostelow 1974).

Such slips leave very steep rear scarps which rapidly degrade. The resultant debris accumulates in the hollow formed at the rear of the back-tilted slip mass, eventually filling it. The debris then spills around each end of the slipped block into the sea, in the form of lateral mudslides. Under the influence of the loading of its rear, and the unloading of its toe, by continuing marine erosion, the slipped mass slowly subsides seaward. It is eventually removed by marine erosion, aided by the tendency of its lateral mudslides to deepen and widen themselves. The sea then attacks the *in situ* London Clay, which has hitherto been protected by the slipped mass, and by oversteepening ☆ the lower cliff eventually brings about a further deep-seated rotational first-time slip. It is probable, although not yet checked by direct piezometer measurments, that the pore-water pressures in these first-time slides are significantly depressed below steady-state conditions because the unloading of the toe by marine erosion is taking place in a largely undrained manner.

While this full cycle of landslipping has not yet been observed at a single site, it has been possible to establish its existence by studying the suite of similar landslips, of various ages and thus in varying degrees of degradation, which occupies the several kilometres of the NE Sheppey coastline. The earlier slides, in different stages of the cycle, can be seen to either side of the 1971 slip in Fig.19. 7. A diagrammatic reconstruction of the whole cycle is shown in Fig.19. 8. From historical evidence, the length of the cycle at Warden Point is estimated to lie between 30 and 40 years. On the somewhat less strongly eroded parts of the N. Sheppey cliffs to the west, the cycle length can be expected to be longer than this (Hutchinson 1973).

It seems that, even on London Clay cliffs which are normally exhibiting the mudslide-dominated pattern of degradation characteristic of moderate erosion, a short period of intense erosion at the cliff foot may remove enough intact material to bring about a deep-seated rotational landslip. The necassary erosion intensity to produce this switch in behaviour appears to be reached from time to time during storm-induced tidal surges in the North Sea. Of the several examples of deep-seated slips that have probably been triggered by such conditions, the clearest examples are: the failure of December 1897 in the Walton Cliffs, Essex, which occurred soon after the tidal surge of 29th November 1897, and the "Miramar" slip of 4th February 1953 in Beltinge Cliff, Herne Bay, Kent, which was doubtless precipitated by the tidal surge of 31st January to 1st February 1953.

The latter failure represents a variant from the usual deep-seated N. Sheppey slips of app-

☆ Undercutting at about high tide level plays a part in this. Undercut notches of the order of 0.5 to 1.0 m in depth have been observed in the stiff to hard, intact but back-tilted slipped masses of London Clay at Warden Point.

roximately circular cross-section. This results from the fact that, at the site of the Miramar landslip, the London Clay is underlain at shallow depth (about -- 4 m O.D.) by the weak sandstones of the Oldhaven Beds. These inhibited the developement of a deep circular slip and resulted in the failure surface being of strongly non-circular shape (Hutchinson & Hughes 1968, Bromhead 1978).

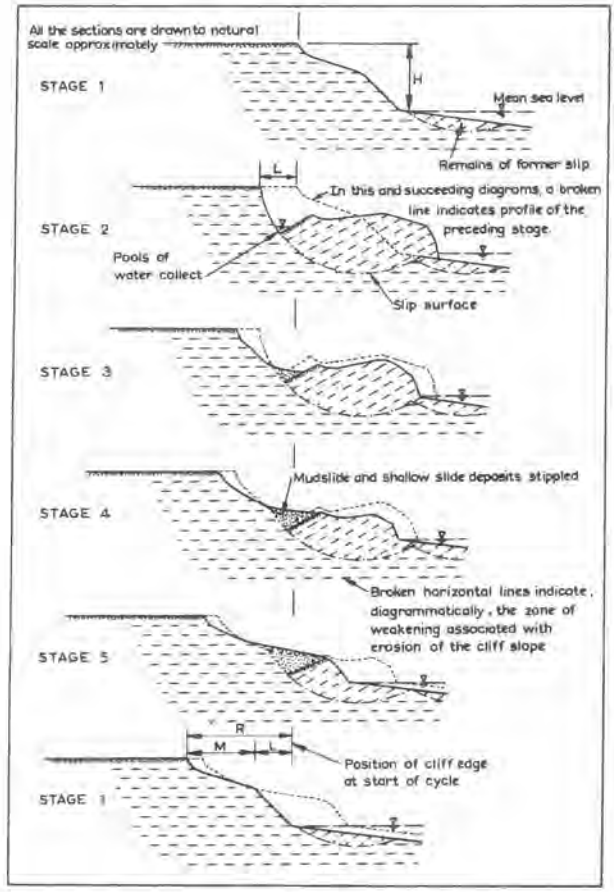


Fig. 19.8 Successive stages in the cyclic behaviour of London Clay cliffs suffering strong toe erosion (Hutchinson 1973).

The contrasting slide morphologies in these two cases are illustrated in Fig.19. 9. The circular slips (Fig.19. 9a), which can of course rotate without internal distortion or displacement, exhibit the familiar back-tilt. In the non-circular case, however (Fig.19. 9b), movement of the failing mass is kinematically impossible until it is released by appropriate internal displacements. These generally take the form of steep shears, springing from the zone of minimum slip surface radius, with the consequent developement of a characteristic graben, as well exemplified in the Miramar slip.

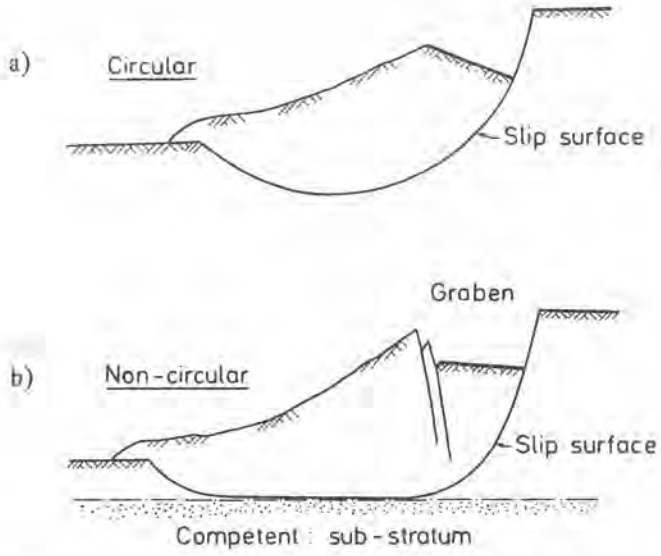


Fig. 19.9 Cross sections of deep-seated landslips: a) of circular type; b) of non-circular type, with characteristic graben.

c) Under zero toe erosion

In several places, on both the north and the south sides of the Thames estuary, cliffs of London Clay that have been formed by past toe erosion now lie back from the present coastline, generally behind a strip of Postglacial marshland. On such abandoned cliffs, there is zero removal of debris from the toe and they are characterized by another, quite distinct pattern of slope behaviour, termed "free degradation" (Hutchinson 1967), which is controlled by the interplay of weathering, climate and mass movement.

A diagrammatic model of the free degradation processes (Hutchinson 1973) is given in Fig.19. 10. The starting point is, as would be expected, a cliff exhibiting the mudslide-dominated behaviour characteristic of moderate toe erosion. Therefore no deep-seated base failures are present. The first failures following abandonment tend to be shallow rotational slips. The debris from these accumulates at the cliff foot to form an accumulation zone. This buries the lower cliff and protects it increasingly from further weathering and mass movement. Thus, with time, a bilinear profile develops, comprising a steeper upper slope (the degradation zone) on which weathering and landsliding is continuing and a smoother and less steeply inclined lower slope(the accumulation zone) of colluvium. The inclination of the degradation zone is naturally somewhat less than that of the corresponding zone in the bilinear profile of moderate erosion, described above. The inclination of the accumulation zone, however, generally approximates to the limiting ultimate angle of 8° and is thus steeper than the equivalent zone on a London Clay cliff undergoing moderate erosion. This is because in free degradation, lacking the stimulus of the erosion, the processes are very much slower and hence the undrained loading mechanisms at the break of slope are subdued or non-existent.

From a slope development point of view, free degradation can be considered approximately as a combination of slope decline ☆ in the degradation zone and slipe replacement ☆ at a constant inclination in the accumulation zone (Hutchinson 1973). As the degradation zone declines, the character of the slips affecting it changes. Down to an inclination of about 13 ° these tend to be single shallow rotational slips. Below this angle, however, the decline is effected by successive shallow rotational slips (Hutchinson 1968b). In the very long term, measured in thousands of years, the inclination of the degradation zone tends to approach that of the accumulation zone, i.e. 8° for the London Clay. The slope is then fully developed with respect to landsliding under present climatic conditions. ☆☆ As this state is approached, the successive rotational slips become quiescent and grass over to form cross-slope undulations.

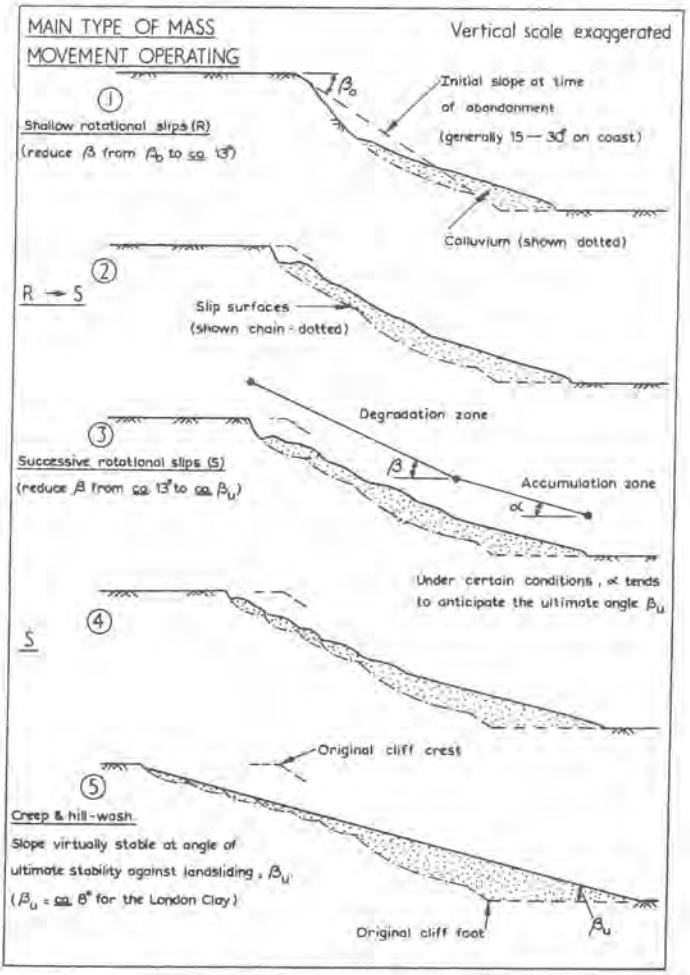


Fig. 19.10 Successive stages in the free degradation of an abandoned cliff of London Clay, with constant base level (Hutchinson 1973).

☆ See Carson & Kirby (1972) and Young (1972) for a general discussion of these terms.
☆☆ Very slow changes through creep and hill-wash will presumably continue to occur.

Fig. 19.11 Oblique air photograph of the abandoned cliff of London Clay at Hadleigh, Essex. (With acknowledgements to Aerofilms Ltd.)

A detailed investigation of an abandoned cliff of London Clay in an intermediate stage of its development has been made by Hutchinson & Gostelow (1976). This cliff is at Hadleigh, Essex, and is shown in Fig.19. 11. The fact that the rear scarp of the slips is encroaching on a 13th century castle provided useful additional historical information. An engineering-geological cross section of the Hadleigh abandoned cliff is shown in Fig.19. 12. This supports, in general, the simplified model discussed above, but shows that the situation is complicated by a significant rise of base level during the Flandrian transgression. The slow exhaustion of the mudsliding, leaving shallow rotational slips in the upper part of the degradation zone as the dominant present mode of mass movement, is clearly exhibited.

By careful study of the colluvial fabrics, combined with radio-carbon dating of the available organic debris, it was possible to subdivide the colluvium into various stages. This enabled the changes in profile of the cliff to be approximately reconstructed back to about 10,000 years ago (Fig.19. 12). The time of abandonment of the Hadleigh Cliff is not preciesly known, but is estimated to have been around 15,000 years ago. At present the overall inclination of the degradation zone is still 12.6 $^{\circ}$ (Fig.19. 12) and an extrapolation from the past

cliff crest positions suggests that a further period of some thousands of years will be required before the slope is fully developed.

A further point of interest is that the development of the Hadleigh slope has been highly spasmodic, being controlled to a large extent by the variations in Late-and Post-glacial climate. The chief phases of mass movement also appear to correlate to some extent with those observed by Starkel (1966) in central Europe. Subsequent evidence confirms the strength of the phases of landsliding in the Younger Dryas period, the early Sub-Atlantic (Iron Age) and the Little Ice Age. The position with regard to the inferred early Atlantic phase is, however, less clear cut.

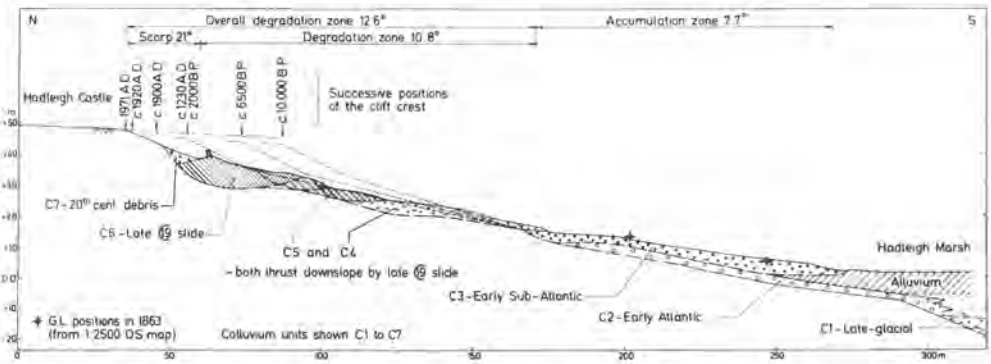


Fig. 19.12 Cross section of Hadleigh Cliff showing its present morphology and engineering geology, together with reconstructions of its former profiles (Hutchinson & Gostelow 1976).

2. In cliffs of stiff, fissured clay capped by a jointed rock stratum

A further distinctive form of coastal instability in southern England, associated with cliffs composed of a thick stratum of stiff, fissured clay capped by a jointed rock stratum and underlain by a hard substratum, is the multiple rotational slip (Hutchinson 1968b). Such slips arise through the occurrence of a number of retrogressive, deep-seated rotational failures, ☆ each with the sole of its slip surface tangential to about the base of the over-consolidated clay stratum, which is usually near-horizontal. These features are well illustrated by the cross section of the multiple rotational slips wich form the Undercliff of the south coast of the Isle of Wight (Fig. 19.14.).

The multiple rotational coastal landslips of the Isle of Wight Undercliff are the largest in southern England (Fig.19.15.). They extend between 11 and 12 km along the coast and have average width of about half a kilometre. The crest of their rear scarp is generally over 100 m O. D. ☆☆ and at its highest is more than 160 m O. D. As shown by Fig.19.14, the overconsolidated clay stratum involved is the Gault: this is capped by the Upper Greensand and, in places, also the Chalk. A preliminary reconnaissance of these landslides has been made by Hutchinson (1965). More detailed investigations are currently in progress.

☆ Doubtless under conditions of strong toe erosion.
☆☆ O. D. = Ordnance Datum, which approximates to mean sea level.

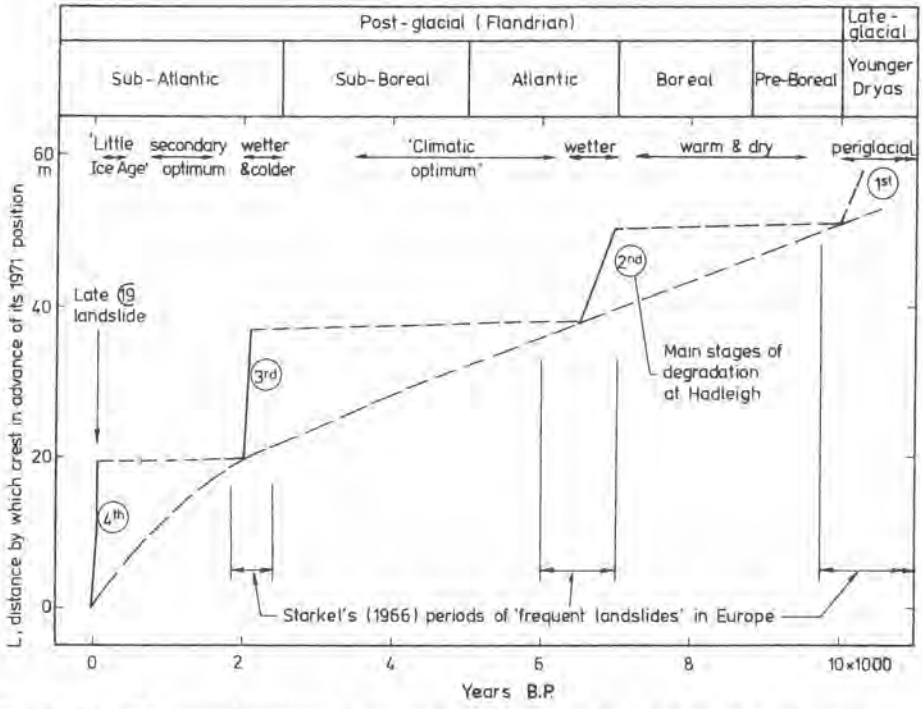


Fig. 19.13. Estimated pattern of retreat in the crest of Hadleigh Cliff during the past 10.000 years (Hutchinson & Gostelow 1976).

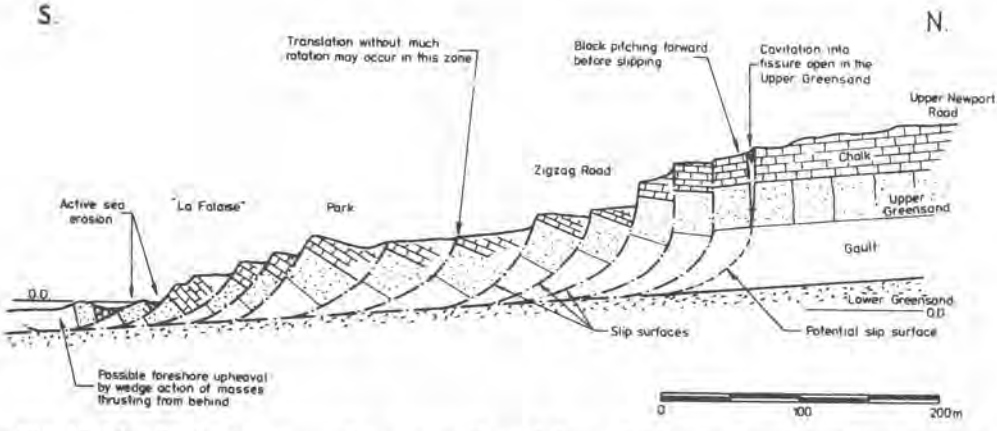


Fig. 19.14 . Partly diagrammatic cross section of the multiple rotational landslips forming the Undercliff, near Ventnor, Isle of Wight (after Toms 1955).

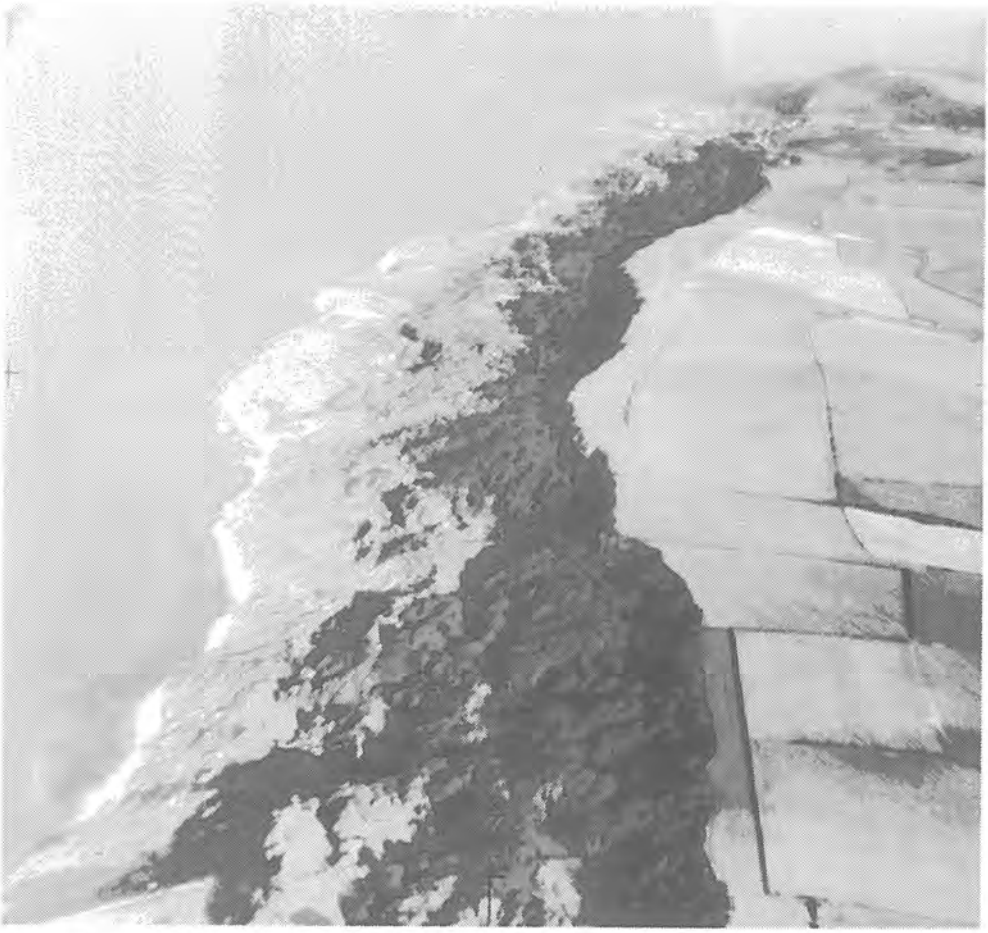


Fig. 19.15. Oblique air photograph, looking east, of part of the landslides forming the Undercliff of the south coast of the Isle of Wight. (With acknowledgements to the Committee for Aerial Photography, University of Cambridge.)

Closely similar multiple rotational landslips exist at Folkestone Warren, a couple of kilometres east of Folkestone. Althoug less extensive than those of the Isle of Wight Undercliff, being about 3 km long up to a third of a kilometre wide, these landslides have been more active during the past two hundred years. The crest of their rear scarp lies generally between 130 and 160 m above sea level, that is at a similar height to that of the majority of the slips in the Undercliff. As the Warren slips are traversed by the Folkestone to Dover railway, a considerable effort has been put in to their investigation and stabilisation (e.g. Toms 1953, Wood 1955, Viner-Brady 1955).

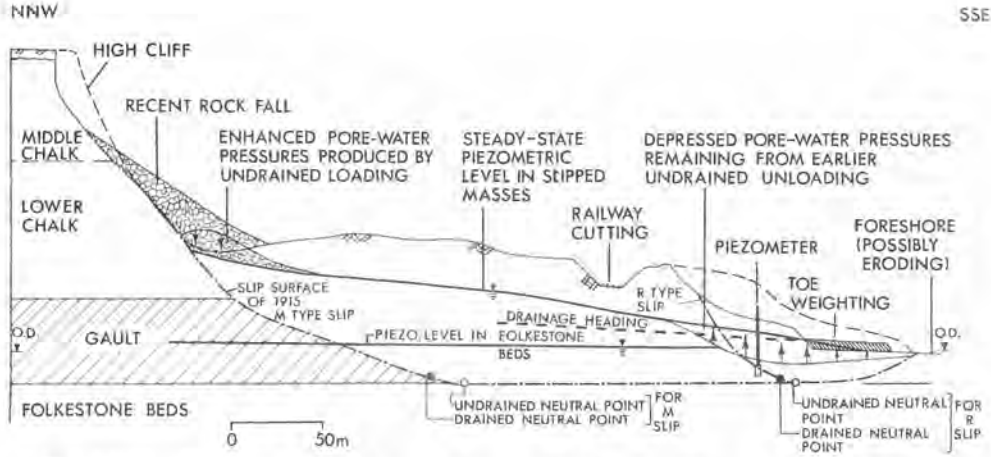


Fig. 19.16. Partly diagrammatic cross section of the multiple rotational landslips of Folkestone Warren, Kent (after Hutchinson, (et al. 1980). M and R type slips are defined by Hutchinson (1969): undrained and drained neutral points by Hutchinson (1977).

As shown by the cross section of Fig.19.16 ☆, the overconsolidated clay stratum involved is again the Gault, here capped by the Lower and Middle Chalk. The section also indicates the main stabilisation measures employed, namely the provision of sea defences, consisting of a continuos sea wall and groynes, the driving of drainage headings into the slipped masses from top of sea wall level, and the loading of the uprising portion of the slide toe by means of a massive toe weighting structure. This, and the sea defence measures, are clearly visible in Fig.19.17. A full description of these landslides, and a discussion of their stability in terms of effective stresses, is given by Hutchinson (1969) and Hutchinson, *et al.* (1980).

Along the English south coast the prevailing winds are from the south-west, hence the dominant direction of littoral drift is from west to east. As a result of the construction and successive extension of Folkstone Harbour between 1810 and the early 20th century, several million tonnes of beach have been trapped on the W. side of the harbour arm, with corresponding depletion of the beaches to the east, which front Folkestone Warren. It now seems likely that the serious landslipping in the Warren in the latter part of the 19th century and in the early 20th century (e.g. Fig.19.18), was to a large extent a consequence of this interruption of the littoral drift (Hutchinson, *et al.* 1980).

☆ **On this, details of the intermediate slipped blocks of the multiple rotational landslide have been omitted for clarity.**

The Warren landslides have exhibited no major movement since completion of the 1948-50 remedial measures. Their future stability is not assured, however, as there are at least three ways in which this is being reduces (Hutchinson, *et al.* 1980). Firstly, as a result of past undrained unloading of the slipped masses in slide toe, by erosion and landsliding, the larger blocks of Gault clay there currently exhibit pore-water pressures that are depressed as much as 5 m below mean sea level (Fig.19.16). These pore-pressures are slowly rising with time, as the Gault swells back towards its new equilibrium condition, thus tending to destabilise the seaward parts of the slipped masses. A six-year record for the piezometer shown in the cross section of Fig.19.16 is shown in Fig.19.19. A rising trend in pore-pressure of 0.15 m/year is evident.

A second, intermittent mechanism by which the stability is being reduced is the undrained loading of the rearward parts of the slipped masses by chalk falls from the precipitous rear scarp (Fig.19.16). A photograph of such a fall, which took place in 1940, is shown in Fig. 19.20. Finally, it is probable that although lateral marine erosion has been halted, vertical erosion of the older slipped masses which underlie the wavecut platform offshore is continuing. Discolouration of the sea by suspended sediment in the inshore zone is shown in Fig.19. 17.

Fig. 19.17. Oblique air photograph, looking east, of the multiple rotational landslips of Folkestone Warren, Kent. (With acknowledgements of the Committee for Aerial Photography, University of Cambridge.)

Some reasons for the absence of multiple rotational slips from cliffs composed only of over-consolidated clay are given by Hutchinson (1968b). A suggested mechanism for the retrogression of multiple rotational slips, based in part on the concepts of Bjerrum (1966), has been put forward by Hutchinson (1969). Indirect support for this mechanism has subsquently been provided by the work of Burland, *et al.* (1977).

Fig. 19.18. Photograph of the Folkestone Warren landslip of December 1915, from the west end of the Warren. (With acknowledgements to British Railways Southern Region.)

3. In cliffs of jointed weak rock

a) Under strong toe erosion

On the coast of Kent and Sussex over 50 km of steep, jointed Chalk cliffs are exposed to strong marine attack ☆. Not surprisingly, therefore, Chalk falls are fairly common: a number of small ones generally occur each winter and large ones probably take place each year or so. As the Chalk cliffs rise to over 160 m above sea level and are often near-vertical, it is not easy to study the modes of failure in the higher cliffs.

Early in 1966 a more conveniently-sized fall took place in 15 m high cliffs of Upper Chalk at Joss Bay, Isle of Thanet. The investigations showed that the failure involved the progressive opening of a vertical tension crack, largely on pre-existing joints, situated parallel to the cliff face and about 2.3 m back from it. When this crack reached a depth equal to

☆ The author does not know a good example of a Chalk cliff undergoing moderate toe erosion.

approximately half the cliff height, the root of the separating block sheared off on a failure surface of high angle (around 65 ° to the horizontal, or approximately 45 ° + φ'peak/$_2$), running down to a 0.5 m undercut notch at the cliff foot (Hutchinson 1972). The debris of the fall formed a talus heap resting against the lower cliff, with an initial angle of probably about 35° and a reach, R, of about 0.55 times the cliff height, H (Fig.19.21). Back-analyses indicated that the shear strength mobilised in the failure lay between the peak and the residual strength of the Chalk, measured on 60 x 60 mm samples. In these analyses, groundwater pressures were assumed to be zero, on account of the high secondary permeability of the Upper Chalk.

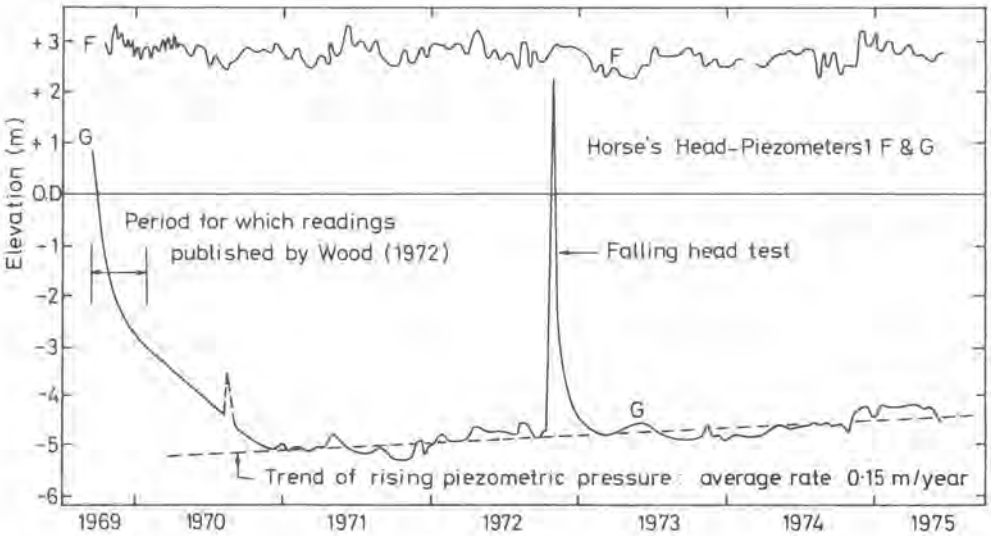


Fig. 19.19. Piezometric records from 1969 to 1975 for piezometers 1F (in the Folkestone Beds) and 1G (in a slipped block of Gault) in the toe area of the Folkestone Warren landslides (after Hutchinson, et al. 1980).

A literature and photographic pilot study of the falls in the higher cliffs on white Chalk (Hutchinson 1979) suggests that the mode and geometry of the initial failure in these remains broadly ☆ as found for Joss Bay, although the depth of the tension crack at failure is probably less than H/2. The behaviour of the debris after failure, however, is dramatically different in the case of the higher cliffs. For instance, in the case of a fall from 80 m high cliffs at South Foreland, 15 km ENE of Folkestone, the debris came to rest at a slope much flatter then 35° and had a correspondingly greater reach, of about 1.1 H. The debris illustrated in Fig.19.20 is from a cliff about 110 m high, in the rear scarp of the Warren, and shows a similar tendency to run out at a low angle. One of the most striking examples yet found is illustrated in Fig.19.22. This shown the debris from a fall in cliffs about 130 m in height which occured at Abbot's Cliff, about 5 km ENE of Folkestone, on 31st December 1911. The debris has spread seawards as a thin sheet, over a near-horizontal wave-cut platform, for a distance very much greater than the cliff height.

☆ Naturally variants occur from time to time as a result of local geological conditions.

It is suggested (Hutchinson 1979) that these low-angle spreads of debris constitute a hitherto neglected type of flow slide, much more mobile than the somewhat analogous Alpine and Cordilleran sturzstroms (Hsü 1975). While the research is as yet in its infancy, the preliminary indications are that, in Kent, these flow slides are prone to occur in falls from steep cliffs of Upper and/or Middle Chalk in which the cliff height is greater than 40 or 50 m and the volume of debris exceeds about 20,000 to 40,000 m^3 . The present working hypothesis is that the excess fluid pressures required to activate the flow slides may be generated by the crushing, under impact, of the relatively weak blocks of high porosity, near-saturated Chalk.

Fig. 19.20. Photograph, looking west, of a chalk fall from the rear scarp of the Warren landslips, which occurred in 1940 (Toms 1946).

b) Under zero toe erosion

Good contemporary examples of Chalk cliffs with zero toe erosion, abandoned by the sea through the growth of the beach, are situated near Kingsdown, Kent, just south of Walmer. In addition, there is at Black Rock, Brighton, a fossil abandoned cliff of Chalk, probably cut in the last interglacial period (Kellaway & Shephard-Thorn 1977) about 80,000 years ago ☆. Many artificial abandoned cliffs of Chalk are to be found, of course, in quarries.

In 1866, from observations in a quarry near Lewes, Sussex, Fisher proposed a theoretical model of slope development for an abandoned Chalk cliff subject to gradual weathering.

☆ Other fossil Chalk cliffs also exist at Sewerby, Yorkshire, and Sangatte, northern France.

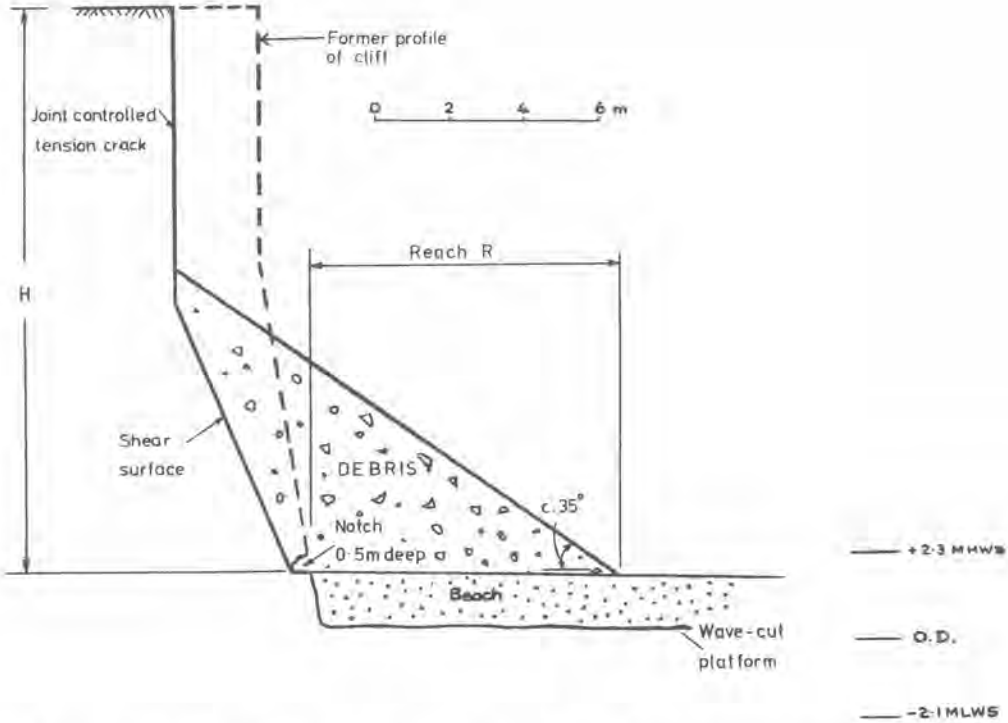


Fig. 19.21. Partly diagrammatic cross section of the chalk fall at Joss Bay, Kent, showing the geometry of the block which failed and the form of the resulting talus heap (after Hutchinson 1972, 1979).

He observed that the rain of small debris would tend to build up a talus slope at the cliff foot, which would increasingly protect the lower cliff from further weathering. After some time such a cliff will exhibit a core of *in situ* rock buried beneath a talus slope.

Fisher showed that for an originally vertical cliff and no bulking of the debris, the core will, at infinite time, become a parabola, to which the talus slope will be tangential. This elegant model was generalised by Lehmann in 1933 to cover cases of any initial slope angle and bulking factor (Fig.19. 22).

It is hoped to publish shortly the results of a comparison of the predictions of the Fisher-Lehmann theory with field observations.

4. In cliffs undergoing seepage erosion.

Seepage erosion consist essentially of the dislodgement and removal of individual, previously undisturbed soil grains from a free face by the seepage drag of outflowing groundwater. The phenomenon is developed most commonly in soils in the coarse silt to fine sand range. It occurs typically at the base of a free face of water-bearing, fine and predominantly

cohesionless material underlain by an aquiclude (Terzaghi 1950, Hutchinson 1968b), but can also occur in dispersive clays (Sherard & Decker 1977). If the resulting retreat of the free face occurs on a wide front it is termed back-sapping: if it takes place in a concentrated, localised manner, the term piping is more appropriate.

In a widely graded material, the outwashed debris may form a natural filter against the free face and prevent further seepage erosion. In narrowly graded materials, seepage erosion is generally not self-healing: nor is it, of course, in any material if the outwashed debris is carried away from the free face.

Fig. 19.22. Photograph, from the cliff top, of the debris of the flow slide which resulted from the chalk fall of 31st December 1911 at Abbot's Cliff, Kent. (With acknowledgements to Folkestone Public Library.)

Continuing seepage erosion in a slope, particularly when it leads to back-sapping, can be very destructive. As the active free face is generally located some way below the top of the slope, the back-sapping undermines the superincumbent strata and eventually brings about their collapse, frequently by toppling. An example of this process on the coast of Norfolk is given by Henkel (1967). The fallen material then tends to mix with the saturated outwashed sands to produce various types of slow debris slide or flow. These tend to become the dominant expression of the cliff instability and their secondary nature may easly be overlooked.

Some very serious cases of instability of this nature exist on the coasts of south-east England. In the Pleistocene cliffs of Norfolk, for example, the alternations of clayey tills

and frequently water-bearing ☆, glaciofluvial sands commonly provide the necessary conditions for seepage erosion to occur (Henkel 1967, Hutchinson 1976). Sand flows result where the superincumbent material is also sand: where this is clayey, however, mudslides form.

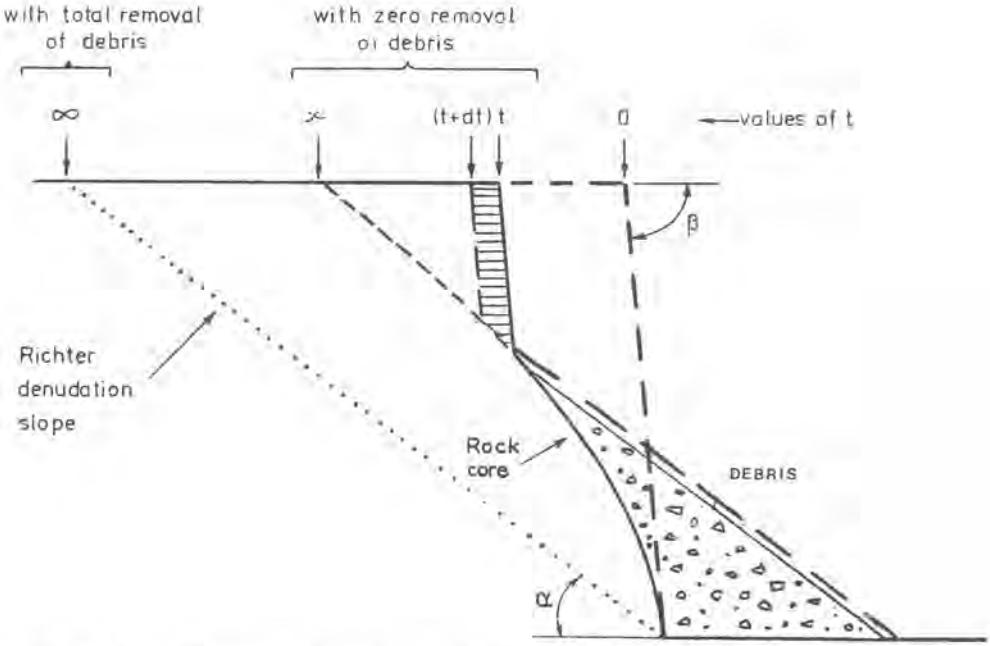


Fig. 19.23. Diagrammatic cross section of a chalk cliff undergoing gradual weathering, with no removal of debris from the toe, showing the essential features of the Fisher-Lehmann model of rock slope developement (after Hutchinson 1979).

A well-documented case record, involving the alternating fine to medium sand and clay layers of the Woolwich and Reading Beds at Newhaven, Sussex, is provided by Ward 1948). Seepage erosion in a sand layer there had led to the development of extensive mudslides, which extended back from the cliff edge for over 90 m at an average slope of around 5 °. The situation was stabilised with difficulty by a combination of drainage and the placing of filters on the eroding face of the sand stratum. It is probable that seepage erosion also plays an important rôle in some of the extensive mudslides which have developed on the cliffs of Barton Beds (Eocene) and Lower Headon Beds (Oligocene) in Christchurch Bay, Hampshire, particularly in its eastern parts. Furthermore, at Chale, Isle of Wight (Fig.19.24), at the western extremity of the Undercliff, the combination of seepage erosion within the Lower Greensand Series ☆☆ (Lower Cretaceous) and strong marine erosion has produced one of the most active areas of coastal cliff instability in southern England (Hutchinson 1965). This is currently under detailed investigation.

☆ Both main and perched bodies of ground-water are involved.
☆☆ Probably concentrated at the base of the Sands of Walpen Undercliff where they rest on the cast-bed (aquiclude) formed by the Foliated Clay and Sand.

Fig. 19.24. Photograph, looking east, of Chale Cliff, Isle of Wight, showing the strong marine erosion at the foot of the sea cliff and the active seepage erosion and resulting flows and slides of debris across the undercliff. The strata consist of various members of the Lower Greensands Series, capped by the Gault on the distant cliff top.

CONCLUSIONS

From this brief review of marine erosion and resulting cliff instability in south-east England, the following main conclusions may be drawn:

1. The primary process in coast erosion is the dislodgement and removal of intact material, chiefly from the cliff foot, by the various erosive mechanisms, among which those associated with wave action probably predominate.

2. The resulting instability of the cliff and removal of the debris are highly important, though secondary processes.

3. The forms of instability exhibited are diverse, being controlled chiefly by the scale, lithology, hydrology, structure and discontinuities of the cliff, by the degree of erosion or protection at its toe and by the climatically controlled, sub-aerial processes to which it is subject. Within particular categories of cliff geology and intensity of toe erosion, however, characteristic and predictable patterns of instability can be recognised.

4. Between such cliff categories, the types of stabilisation measure that are appropriate are also diverse. All these measures need to be designed in the light of a full appreciation of the precise nature of the instability and of its several controls.

5. Coastal cliffs are essentially dynamic, rather than static, features and the mechanisms of undrained loading and undrained unloading are widespread, even in relativly old slopes. It follows that, in general, such cliffs cannot be stabilised once and for all: their degrees of stability may well worsen with time, even after corrective measures have been taken, and therefore need frequent review.

6. As the exposure of a given coastal cliff remains essentially constant, the chief variables controlling its degree of toe erosion are the nature and incidence of storms on the one hand and the form and efficacy of its natural and, possibly, artifical defences against marine attack on the other. In this connection, in view of the sensitivity of the littoral regime to interference, the need to plan and execute any artificial sea defence measures in an integrated, regional manner, rather than piecemeal, cannot be overemphasised.

ACKNOWLEDGEMENTS

The Author is most grateful to the Norwegian Geotechnical Society for inviting him to present this paper at "Geoteknikkdagen 1979", and to geolog Finn Jørstad for his help in preparing the material for publication.

REFERENCES

Anon. (1951). Sussex County Mag., 25, 441.

Auger, P. & Mary, G. (1968). Glissements et coulées boueuses en Basse-Normandie. Revue Géogr. phys. Géol. dyn., 10, 213-224.

Bjerrum, L. (1966). Mechanism of progressive failure in slopes of over-consolidated plastic clays and clay shales. Third Terzaghi Lecture. Am. Soc. Civil Engrs, Struct. Engng Conf., Miami, Florida. (Reprinted in Norwegian Geotechnical Inst. Pub. No. 77,

Bromhead, E.N. (1978). Large landslides in the London Clay at Herne Bay, Kent. Q. Jl Engng Geol., 11, 291-304.

Burland, J.B. Longworth, T.I. & Moore, J.F.A. (1977). A study of ground movement and progressive failure caused by a deep excavation in Oxford Clay. Géotechnique, 27, 557-591.

Carson, M.A. & Kirby, M. J. (1972). Hillslope form and process. Cambridge University Press, Cambridge.

Fairbridge, R.W. (1968a). Limestone coastal weathering. Encyclopedia of Geomorphology (ed. R. W. Fairbridge), 653-657. Reinhold Book Corpn, New York.

Fairbridge, R.W. (1968b). Solution pits and pans. Encyclopedia of Geomorphology (ed. R.W. Fairbridge), 1033-1036. Reinhold Book Corpn, New York.

Fisher, O. (1866). On the disintegration of a chalk cliff. Geol. Mag., 3, 354-356.

Gostelow, T.P. (1974). Slope development in over-consolidated clays. Ph. D. Thesis, Imperial College, University of London.

Guilcher, A. (1953). Essai sur la zonation et la distribution des formes littorales de dissolution de caöcaire. Ann. de Geogr., 42, 161-179.

Harris, W.B. & Ralph, K.J. (1980). Coastal engineering problems at Clacton-on-Sea, Essex. Q. Jl Engng Geol., 13, (in press).

Henkel, D.J. (1967). Local geology and the stability of natural slopes. J. Soil Mech. & Foundns Div., A.S.C.E., 93 (SM4), 437-446.

Holmes, A. (1965). Principles of physical geology. (revised ed.) Nelson, London and Edinburgh.

Hsü, K.J. (1975). Catastrophic debris streams (Sturzstroms) generated by rockfalls. Bull. Geol. Soc. Am., 86, 129-140.

Hutchinson, J.N. (1965). A reconnaissance of coastal landslides in the Isle of Wight. Internal Report EN 11/65, Building Research Station, Garston, Watford, England.

Hutchinson, J.N. (1967). The free degradation of London Clay cliffs. Proc. Geotechn. Conf., Oslo. 1, 113-118.

Hutchinson, J.N. (1968a). Field meeting on the coastal landslides of Kent, 1-3 July 1966. Proc. Geol. Assoc., 79, 227-237.

Hutchinson, J.N. (1968b). Mass movement. Encyclopedia of Geomorphology (ed. R.W. Fairbridge), 688-696. Reinhold Book Corpn, New York.

Hutchinson, J.N. (1969). A reconsideration of the coastal landslides at Folkestone Warren, Kent. Géotechnique, 19, 6-38.

Hutchinson, J.N. (1970). A coastal mudflow on the London Clay cliffs at Beltinge, north Kent. Géotechnique, 20, 412-438.

Hutchinson, J.N. (1972). Fields and Laboratory studies of a fall in Upper Chalk cliffs at Joss Bay, Isle of Thanet. Stress strain behaviour of soils (ed. R.H.G. Parry). Proc. Roscoe Memorial Symp., Cambridge, 692-706. G.T. Foulis & Co. Ltd., Henley-on-Thames.

Hutchinson, J.N. (1973). The response of London Clay cliffs to differing rates of toe erosion Geologia applicata e idrogeologia, 8, 221-239.

Hutchinson, J.N. (1976). Coastal landslides in cliffs of Pleistocene deposits between Cromer and Overstrand, Norfolk, England. Laurits Bjerrum Memorial Volume, 155-182. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.

Hutchinson, J.N. (1977). Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slope movement. General Report, Theme 3. Bull. Int. Assoc. Engrg Geol. , No. 16, 131-155. (Reprinted in Norwegian Geotechnical Inst. Pub. No. 124. 1978).

Hutchinson, J.N. (1979). Engineering in a landscape. Inaugural Lecture, 9th October 1979, Imperial College, University of London (in press).

Hutchinson, J.N. & Bhandari, R.K. (1971). Undrained loading, a fundamental mechanism of mudflows and other mass movements. Géotechnique, 21, 353-358.

Hutchinson, J.N. ,Bromhead, E.N. & Lupini, J.F. (1980). Additional observations on the landslides at Folkstones Warren. Q. Jl Engng Geol., 13, (in press).

Hutchinson, J.N. & Gostelow, T.P. (1976). The development of an abandoned cliff in London Clay at Hadleigh, Essex. Phil. Trans. R. Soc. Lond., A 283, 557-604.

Hutchinson, J.N. and Hughes, M. J. (1968). The application of micropalaeontology to the location of a deep-seated slip surface in the London Clay. Géotechnique, 18, 508-510.

Kellaway, G.A. & Shephard-Thorn, E.R. (1977). Black Rock, Brighton. In South East England and the Thames Valley, 62-66. Guidebook for Excursion A5, I.N.Q.U.A., X CONGRESS 1977.

Lehmann, O. (1933). Morphologische Theorie der Verwitterung von Steinschlagwänden. Vierteljahrsschrift Naturforsch. Ges. Zurich, 78, 83-126.

Nansen, F. (1922). The Strandflat and isostasy. Videnskapsselskapets Skrifter. I. Mat.-Naturv. Klasse, 1921, No. 11.

Neumann A.C. (1968). Biological erosion of limestone coasts. Encyclopedia of Geormorphology (ed. R.W. Fairbridge), 75-81. Reinhold Book Corpn, New York.

Schou, A. (1949). Vol. 1. The Landscapes. In Atlas of Denmark (ed. N.Nielsen). Royal Danish Geographical Soc., Copenhagen.

Sherard, J.L. & Decker, R.S. (eds). (1977). Dispersive clays, related piping, and erosion in geotechnical projects. A.S.T.M. Special Tech. Pub. 623.

Skemton, A.W. & Hutchinson, J.N. (1969). Stability of natural slopes and embankment foundations. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. & Foundn Engrg, Mexico, State-of-the-Art Volume, 291-340.

Starkel, L. (1966). Post-glacial climate and the moulding of European relief. Proc. Int. Symp. on World Climate 8000 to O.B.C., 15-32. Royal Meteorological Soc., London.

Steers, J.A. (1964). The coastline of England and Wales (2nd ed.) Cambridge University Press, Cambridge.

Stephens, N., Creighton, J.R. & Hannon, M.A. (1975). The Late Pleistocene period in north-east Ireland: an assessment 1975. Irish Geography, 8, 1-23.

Stephens, N. & McCabe, A.M. (1977). Late Pleistocene ice movements and patterns of Late- and Post-glacial shorelines on the coast of Ulster (Ireland). In The Quaternary History of the Irish Sea (eds C. Kidson & M.J. Tooley), 179-198, Geol. J.Special Issue No. 7, Seal House Press.

Terzaghi, K. (1950). Mechanism of landslides. Geol. Soc. Am., Engrg Geol. (Berkey) Vol., 83-123.

Toms, A.H. (1946). Folkestone Warren landslips: research carried out in 1939 by the Southern Railway. Proc. Instn Civil Engrs, Railway Paper No. 19, 3-25.

Toms, A.H. (1953). Recent research into the coastal landslides at Folkestone Warren, Kent, England. Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. & Foundn Engrg, Zurich, 2, 288-293.

Toms, A.H. (1955). Isle of Wight Ventnor landslips. Report of an investigation of the fundamental nature of the landslips, consequent upon the development of deep fissures in Whitwell Road. Unpublished.

Trudgill, S.T. (1976). The marine erosion of limestones at Aldabra Atoll, Indian Ocean. Z. Geomorph., Supplt Band 26, 164-200.

Viner-Brady, N.E.V. (1955). Folkestone Warren landslips: remedial measures, 1948-50. Proc. Instn Civil Engrs, Railway Paper No. 57, 429-441.

Ward, W.H. (1948). A coastal landslip. Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. & Foundn Engrg. Rotterdam, 2, 33-38.

Wood, A.M.M. (1955). Folkestone Warren landslips: investigations, 1948-50. Proc. Instn Civil Engrs, Railway Paper No. 56, 410-428.

Young, A. (1972). Slopes. Oliver & Boyd Ltd. , Edinburgh.

Zenkovich, V.P. (1967) Processes of coastal development. Oliver & Boyd Ltd. Edinburgh and London.

BØLGEFORPLANTNING I FJELL. PRAKTISK ANVENDELSE AV MÅLEDATA VED SPRENGNINGSARBEIDER.

Shock wave propagation in rock.
The application of results obtained from site measurements in predicting the outcome in practical blasting situations.

Sivilingeniør Georg Jessen Lambach,
Institutt for fjellsprengningsteknikk, Oslo.

SAMMENDRAG

Ved måling av vibrasjoner i fjellgrunnen i forbindelse med sprengningsarbeider, viser ofte måleresultatene stor spredning. Mulige årsaker til denne spredning diskuteres. Statistiske metoder for utnyttelse av slike måledata belyses ved eksempel.

SUMMARY

Experience in practical rock blasting has shown that there can be a considerable variation between the expected and the recorded levels of vibration. This variation and the causes of the variation are discussed. Examples are included showing the application of statistical methods to the treatment of data with a large scatter.

GENERELT

Ved sprengningsarbeider står vi meget ofte overfor oppgaven å redusere vibrasjonene på objekter i omgivelsene så meget som mulig samtidig som man bibeholder en høyest mulig økonomi m.h.t. fremdrift og produksjon.

Inngangsdata for de nødvendige ladningsberegninger i denne henseende får en fra a) teori, b) normer, skadekriterier, erfaringer og c) målinger. Her gir a) og b) oss det nødvendige formelverk mens c) gir oss det statistiske materiale vi trenger for verifikasjon av teorien og kontroll med overholdelse av normer.

På teorisiden er det relativt enkelt å beskrive bølgeforplantning fra en eller annen forstyrrelseskilde i et elastisk, isotropt medium.

Vi kan også komme problemet til livs om vi tillegger mediet visse vel definerte avvik fra de førnevnte ideelle tilstander. Se f.eks. (1), (2) og (3). [x]

Litteraturen behandler her medie-modeller som kan beskrives ved hjelp av eksakte mate-

x henvisning til litteraturlisten.

matiske metoder. Prof. Persen (3) har også tatt med en målemetode for bestemmelse av dempningsparametre. Det er altså forholdsvis enkelt å beskrive med stor tilnærmelse de bevegelser (utsving, svingehastighet, akselleraslon og frekvens) som oppstår i medier som stål, aluminium, etc.

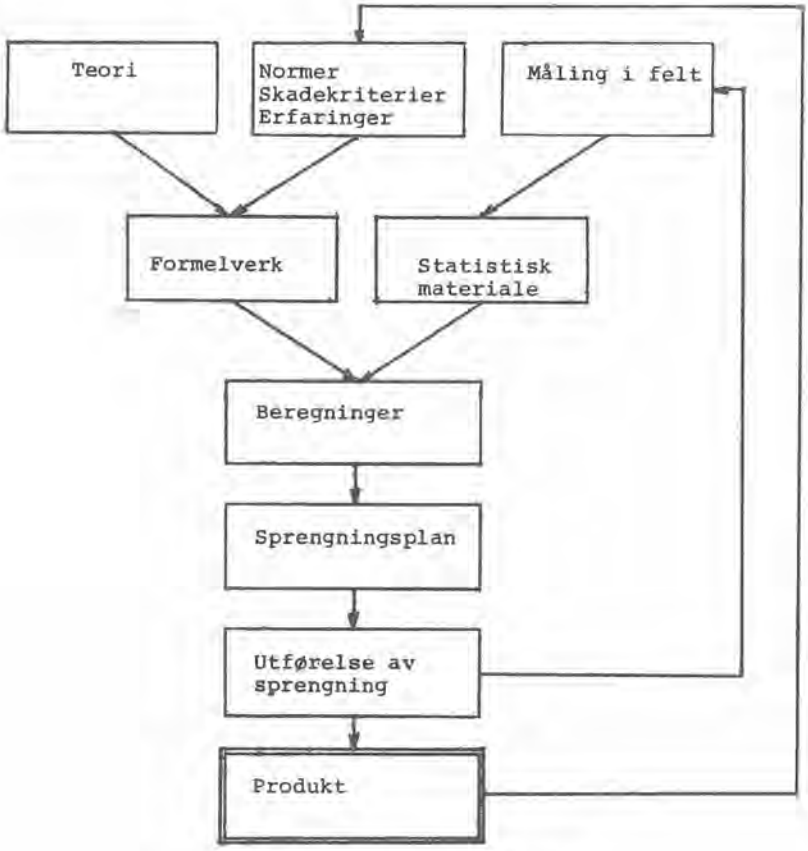


Fig. 20.1 Sprengningsplanlegging.

Vi kan i slike materialer eksperimentelt påvise de forskjellige typer bølgetog som sprer seg fra forstyrrelseskilden med hver sin karakteristiske utbredelseshastighet.

P-bølgen og S-bølgen brer seg i hele mediet, mens R-bølger er begrenset til overflaten. P (primær) -bølgen har høyeste utbredelseshastighet, så kommer S (sekundær) - bølgen og laveste hastighet har R (Rayleigh) -bølgen.

Ved eksperimenter med enkeltladninger har en også i fjell kunnet skille disse bølgetyper fra hverandre. Dette har bl. a. vært benyttet til bestemmelse av dynamisk E-modul.

Ved salvesprengninger derimot er det håpløst å forsøke å isolere de forskjellige bølgetyper i det komplekse bilde av svingningene en får registrert.

I berggrunnen er det slepper og stikk, hardganger og bergartsgrenser etc. som gir opphav til refleksjoner og refraksjoner samtidig som anvendelse av intervalltenning kan gi opphav til interferensfenomener. Som resultat kan en oppleve det paradoksale at målinger på en større avstand gir høyere verdier enn på en kortere avstand. Eller at to nominelt like store salver på en og samme avstand viser forskjellig resultat. Som vi skal se i det følgende er statistikken det verktøy som hjelper oss til å leve med de tilsynelatende paradoksale resultater av målingene.

FORMLER SOM BENYTTES VED LADNINGSBEREGNINGER

Erfaringer fra tallrike målinger har vist at f.eks. svingehastighet (partikkelhastighet) i et punkt er omvendt proporsjonal med en potens av avstanden R og proporsjonal med en potens av ladningen Q pr. tennernummer.

Generelt kan vi fremstille dette slik:

$$v = k \cdot R^{\alpha} \cdot Q^{\beta} \cdot e^{\gamma \cdot R}.$$

Her har vi også tatt med et dempningsledd $e^{\gamma / R}$.

Betegnelsene er

v - svingehastighet (m/s)
R - avstand (m)
Q - ladning (kg)
e - grunntallet i det naturlige log.syst.
k -)
α -)
β -) konstanter.
γ -)

Konstantene kan bestemmes eksperimentelt, men det blir en tungvint formel og spredningen i måleresultatene er såpass stor at mere eller mindre raffinerte formelfremstillinger maskeres av denne spredning.

Det vanligste idag er å sette $\alpha = -1$, $\beta = 0{,}5$ og $\gamma = 0$.
Formelen kokes således ned til den praktisk enklest mulige

$$v = k \frac{\sqrt{Q}}{R},$$

hvor det kun gjelder å bestemme k. I en planleggingsfase anslår en k på grunnlag av de erfaringer en har med vedkommende bergart. Variasjonsområdet for k ligger stort sett mellom 25 og 200.

Utrykket $\frac{R}{\sqrt{Q}}$ kalles skalert (redusert) avstand r (m/kg ^{0,5}).

Formelen kan da skrives

$$v = k \cdot \left(\frac{R}{\sqrt{Q}}\right)^{-1} = k \cdot r^{-1}.$$

Ved logaritmisk transformasjon blir denne formel linjær. Vi benytter derfor med fordel en grafisk fremstilling i et dobbellogaritmisk aksesystem (Fig. 20.2) hvor da sambandet fremstilles som en rett linje som faller 45° for stigende verdier av r.

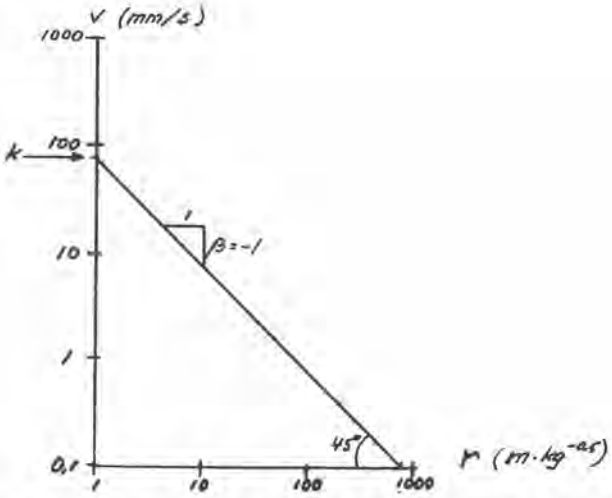


Fig. 20.2 Svingehastighet som funksjon av skalert avstand.

Nå viser det seg at når vi opererer med store variasjoner i avstanden R synes ikke "fjell-konstanten" k å være konstant. Den avtar med avstanden.

Et praktisk eksempel med omfattende målinger på forskjellige avstander har en fra NORCEM's kalksteinsbrudd i Porsgrunn (4). Ved å beregne k for målepunkter i forskjellig avstand fra kilden fikk en et variasjonsområde på k fra 108 til 34. Se fig. 20.3.

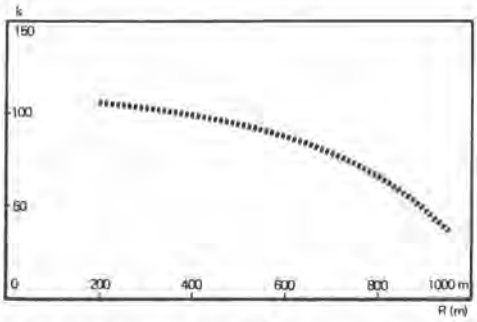


Fig.20.3 k-verdi som funksjon av avstand for Bjørntvedt kalksteinsbrudd, Porsgrunn.

En har ad teoretisk vei undersøkt hvilke størrelser som inneholdes i k (5).
Som resultat fikk en

$$k = \sqrt{\frac{\alpha * q * f}{\pi * \rho * c}} .$$

Her er

α - den brøkdel av energien som medgår til oppsetting av svingninger i mediet (ubenevnt)

q - sprengstoffets energiinnhold pr. vekt-enhet (J/kg)

f - svingefrekvens (1/s)

π - 3,14

$\rho \cdot c$ - akustisk impedanse hvor

ρ - mediets tetthet (kg/m^3) og

c - lydhastighet i mediet (m/s).

Vi får således dimensjonen

$$\frac{m}{s} \cdot \frac{m}{kg^{0,5}}$$

for k, hvilket skulle ikke ventes.

Erfaringene har vist at svingefrekvensen faller med avstanden. Dette har sammenheng med at de lavfrekvente komponenter av et komplekst svingefenomen er mest energirike og således dominerer på de større avstander mens de høyfrekvente komponenter dominerer på kort hold.

Vi ser således at en senkning av f gir en lavere k. Den akustiske impedanse får betydning ved sterke variasjoner i bergartene.

Variasjon i q kan vi få ved skifte av sprengstoff.

Så har vi tilslutt α som vi ikke kan si stort om. Ved pilsalver får vi gjerne større rystelser enn normalt. En større del av sprengstoffenergien går til oppretting av sjokkbølger i grunnen og α blir dermed større.

Videre må det regnes med at selve ladningsforholdene kan variere sterkt. På grunn av slepper og hulrom i grunnen kan et borhull bli ladet med mere sprengstoff enn forutsatt. Dette når sjelden beregnerens øre, så han regner således med en lavere ladningsvekt enn den virkelige.

Uten å forsøke å fullstendiggjøre oversikten over alle de faktorer som påvirker måleresultatene og disses avvik fra "det normale" skal nok en viktig parameter nevnes, nemlig dempningen p.g.a. den indre friksjon i fjellgrunnen.

Hvis vi går tilbake til fig. 20.2, så hadde vi gitt linjen som beskriver sammenhengen svingehastighet og skalert avstand, en helling på 45°. (Vinkelkoeffisient lik - 1). D.v.s. vi tar bare hensyn til den geometriske dempning. Dette er vel og bra så lenge avstandsvariasjonen er meget liten, men har vi store variasjoner i R bør vi ta hensyn til den indre friksjon i grunnen. Vi innfører derfor en dempningsexponent $-\beta$ i formelen for svinghastighet

$$v = k \left(R/\sqrt{Q} \right)^{-\beta}$$

hvor både k og β bestemmes eksperimentelt.

For kalksteinsbruddet i Porsgrunn ble verdiene k = 541 og β = 1,57.

Siden vi vet at frekvensen har en viss variasjon, kunne vi nå isolert denne fra k, men denne effekt vil stort sett maskeres av spredningen i målingene. Det har derfor liten hensikt å komplisere formelen.

Fig. 20.4 viser resultatet av evalueringen av måledata fra Porsgrunn. Måledata er antydet med en omhyllingskurve og består av 55 registreringer av svingehastighet i vertikal retning. På figuren er også antydet hvilken effekt beregning etter den forenklede formel (β = - 1)

vil gi for henholdsvis bygninger som ligger nært og fjernt fra bruddet.

Ved å beregne k fra målinger i bygninger som ligger nær sprengningsstedet, vil en ved ekstrapolasjon til større avstander få de beregnede verdier til å ligge høyere enn de gjennomsnittlig målte. Omvendt vil en da for kortere hold beregne for lave verdier og en får seg en overraskelse med målte svinghastigheter som ligger godt over forventet.

Hvor det således dreier seg om større variasjoner i avstand, bør en foreta evalueringen etter formelen med dempningseksponent β. F.eks. i forbindelse med dagbrudd som har stor utstrekning eller langs en tunneltrasé.

Ved liten variasjon i avstand kan en med tilstrekkelig nøyaktighet nytte den enkle formel. F.eks. ved tomtesprengning eller hvor sprengningene foretas innen et begrenset område.

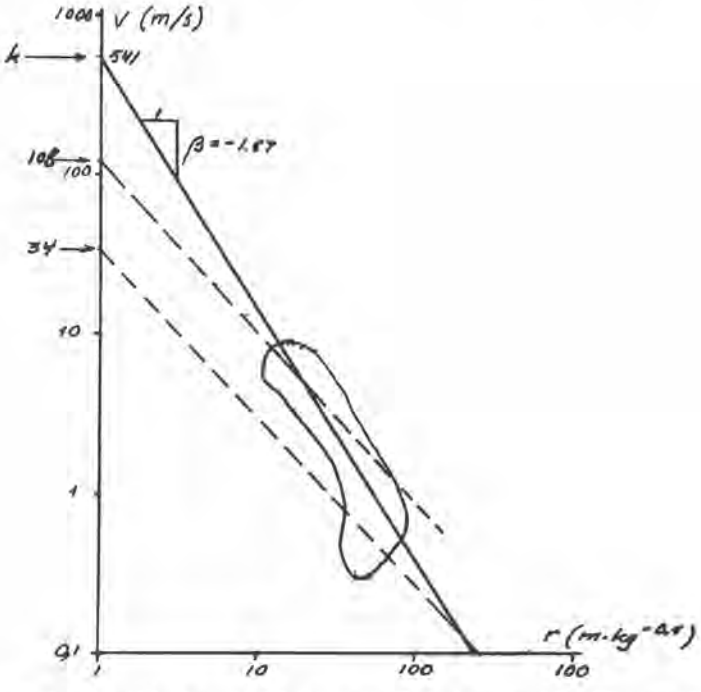


Fig. 20.4 Svingehastighet som funksjon av redusert avstand for Bjørntvedt-bruddet.

STATISTISK BEHANDLING AV MÅLEDATA

For å kunne benytte statistiske metoder på måledata, bør en ha en viss kjennskap til den statistiske fordeling av disse data. Det vanlige er at man har en viss opphopning omkring den mest sannsynlige verdi.

Vi har foretatt en del undersøkelser av fordelingen i måledata fra rystelsesmålinger og er kommet til at måledata fra sprengningsarbeider stort sett følger normalfordelingen. En har beregnet den statistiske variable

$$k = v \cdot R/\sqrt{Q} \text{ hvor}$$

v er den målte svinghastighet, R avstand mellom salve og målepunkt og Q er ladningsvekt

pr. tennernr. Fordelingen av k viser god overensstemmelse med normalfordelingen. I bilag A følger som eksempel fordelingen for et av husene i Porsgrunn innlagt på normalfordelingsnett hvor kryssene representerer målingene og den rette linje en teoretisk fordeling. Overensstemmelsen er god nok til å anta en normalfordeling i det praktiske tilfelle.

Vanligvis vil man for måleresultatene søke å finne et matematisk uttrykk som slutter seg best mulig til observasjonene.

For å oppnå dette nytter vi regresjonsanalyse.

La oss tenke oss at til hver målt verdi y_i $(i = 1,2,3..., n)$ har vi gitt en verdi x_i. Vi tenker oss nå lagt en rett linje $y = a + bx$ på en slik måte at summen av kvadratene av differansene d_i mellom de målte verdier y_i og de for samme x_i beregnete y_i blir minst mulig.
D.v.s.

$$d_1^2 + d_2^2 + \cdots + d_n^2 = \text{minimum.}$$

Vi skal altså frem til en ligning av formen

$$y = a + bx$$

hvor det gjelder å bestemme koeffisientene a og b slik at kravet om minimum for summen av kvadratene av differansene oppfylles. (Minste kvadratsums metode.)

Uten å gå for meget i detaljer kan nevnes at dette oppnåes ved å løse de to såkalte normalligninger

$$\Sigma y = an + b\Sigma x$$
$$\Sigma xy = a\Sigma x + b\Sigma x^2.$$

Løsningen av disse ligninger er programmert inn på en rekke av de lommekalkulatorer som er i handelen idag. Har man ikke slike hjelpemidler, kan man sette opp et enkelt regneskjema for å bestemme Σx, Σy etc.

i	x	y	xy	x^2
1	x_1	y_1	$x_1 y_1$	x_1^2
2	x_2	y_2	$x_2 y_2$	x_2^2
.	.	.	. .	.
.	.	.	. .	.
.	.	.	. .	.
n	x_n	y_n	$x_n y_n$	x_n^2
	Σx	Σy	Σxy	Σx^2

I vårt aktuelle tilfelle må vi ty til en logaritmisk transformasjon av ligningen

$$v = k \cdot (R/\sqrt{Q})^{-\beta}$$

for å få den på linjær form.
Dette gir

$$\log v = \log k - \beta \cdot \log (R/\sqrt{Q}).$$

Setter vi her

$$\log v = y$$
$$\log k = a$$
$$\beta = b$$
$$\log (R/\sqrt{Q}) = x$$

er vi kommet over på den ønskede form

$$y = a - bx.$$

Vi nytter vanligvis log-log-papir til plotting av måleresultater og til opptegning av den beregnete kurve. Kurven blir linjær i dette system.

Et eksempel på en slik fremstilling er vist i bilag B. Her er to sett målinger plottet. Det ene settet er vertikale svingehastigheter målt i 1977/78 og det annet sett er tilsvarende målinger fra 1959. Den heltrukne linje merket med 50% er resultat av 1977/78-målingene og den strekete 50%-linje er fra 1959-målingene.

Vi ser her at det gjennomsnittlige nivå var vel 2 ganger så høyt i 1959 som i senere år. Forskjellen skyldes endret driftsform. I 1959 ble det nyttet mere energirikt spreng-stoff enn nå, samtidig som pallhøyden var dobbelt så stor den gang.

Den linje en er kommet frem til ved beregningen representerer det gjennomsnittlige nivå som kan forventes under de gitte betingelser. D.v.s. at 50% av salvene kan forventes å gi resultater som ligger høyere enn gjennomsnittet. Dette er ikke godt nok for ladningsberegninger hvor målet er å begrense rystelsesnivået til en eller annen fastlagt grense. Vi må få en forsikring om at langt flere enn 50% av salvene gir resultater som ligger under den gitte skranke.

Under forutsetning av at målingene følger normalfordelingen, kan vi lett beregne grenser for f.eks. 95%, 99%, 99,9% o.s.v. Med andre ord at i gjennomsnitt vil kun 1 av 20 salver, 1 av 100 salver eller 1 av 1000 salver gi resultater som overskrider den fastlagte skranke.

Disse grenser vil ligge parallelt med den tidligere beregnete slik at det gjelder ut fra verdien av k_{50} og våre kunnskaper om spredningen å beregne k_{95}, k_{99}, $k_{99,9}$ o. s. v.

Spredningen beskrives av standardavviket som her er

$$S = \sqrt{\frac{\Sigma (y - y)^2}{n - 2}}$$

Når dette er beregnet finner vi den søkte k ved hjelp av tabell over normalfordelingen hvis vi har et stort antall målinger eller ved hjelp av tabell over Student's t-fordeling ved et mindre sampel. Ved n = 60 er t-fordelingen praktisk talt lik normalfordelingen og denne kan med god tilnærmelse nyttes.

For et mindre sampel er f.eks.

$$a_\alpha = a_{50} + s \cdot t_{\alpha, n-1}$$

hvor a = log k,

α = konfidensgraden

og $t_{\alpha, n-1}$ = verdien av Student's t for konfidensgrad α og frihetsgrad n - 1.

Ved å ta antilog til a_α finner vi den søkte k_α.

I bilag B er angitt verdien av k for forskjellige grader av konfidens for 1977/78 målingene og de tilhørende linjer er inntegnet. Vi skal vise den videre benyttelse av disse kurver ved et eksempel.

Vi har valgt en grense på v = 20 mm/s for svingehastighet i grunnen ved det hus som befinner seg nærmest salven. Konfidensgrensen er satt til 99%. D.v.s. vi kan tillate en slenger større enn 20 mm/s i gjennomsnitt i ett av hundre tillfeller. På diagrammet trekkes en horisontal linje for v = 20 mm/s til skjæring med linjen for 99% konfidens. Fra dette skjæringspunkt trekkes en linje vertikal til skjæringen med aksen for redusert avstand og finner her r = 20.

Denne verdi må ikke underskrides og når vi husker at $r = R/\sqrt{Q}$ kan vi sette opp ladningen Q (pr. tennernr.) som funksjon av avstanden

$$Q = R^2 / r^2 = R^2 / 20^2.$$

Hvis nå avstanden til nærmeste hus er R = 250 m får vi Q = 156 kg pr. tennernr., med R = 150 m fåes Q = 56 kg og skulle minste avstand være R = 500 m blir Q = 625 kg etter denne regnemåte. Her må vi være oppmerksom på at restriksjoner m.h.t. luftsjokk kan komme inn og sette nok en begrensning på ladningsstørrelsen. Men det er en annen historie.

SLUTTORD

Erfaringen har vist at vi meget ofte får stor spredning i måleresultatene når vi foretar rystelsesmålinger i forbindelse med salvesprengning. Dette skyldes vanligvis forhold i grunnen og forhold ved selve salven som vi er lite herre over og som synes å følge tilfeldighetenes lov m.h.t. spredningen. Ved hjelp av statistiske metoder kan vi få en mere eller mindre enkel matematisk beskrivelse av sambandet mellom rystelsesnivå og ladningsstørrelse samt avstand.

For praktikeren nyttes gjerne formelen

$$v = k \cdot \sqrt{Q}/R.$$

Til denne formel knyttes betingelsen om at det bør være liten variasjon i avstanden R.

Ved større avstandsvariasjoner nytter vi den noe tyngre formel

$$v = k \left(\sqrt{Q}/R\right)^{\beta}$$

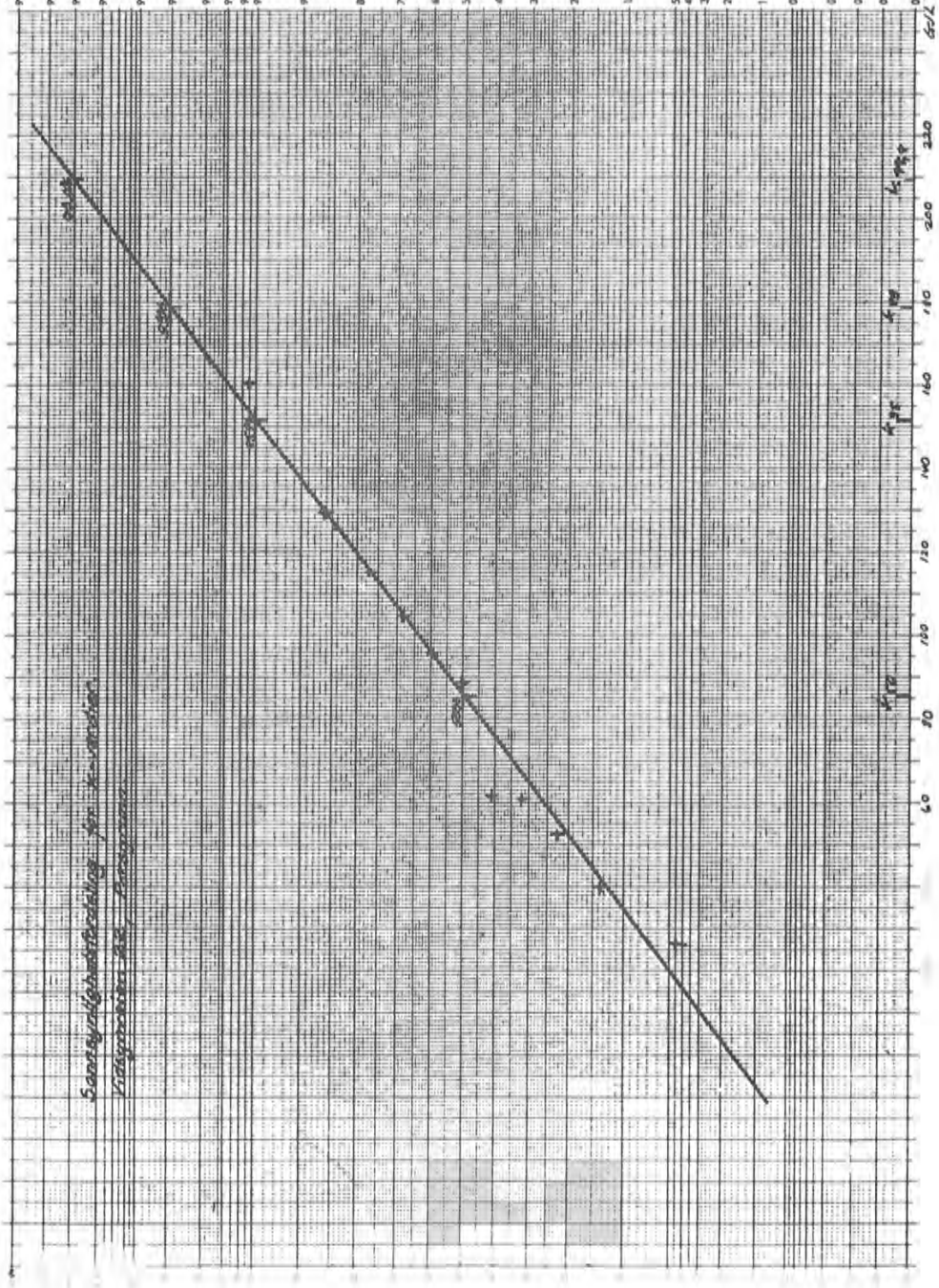
hvor vi får to konstanter å bestemme, mens den mere generelle formel

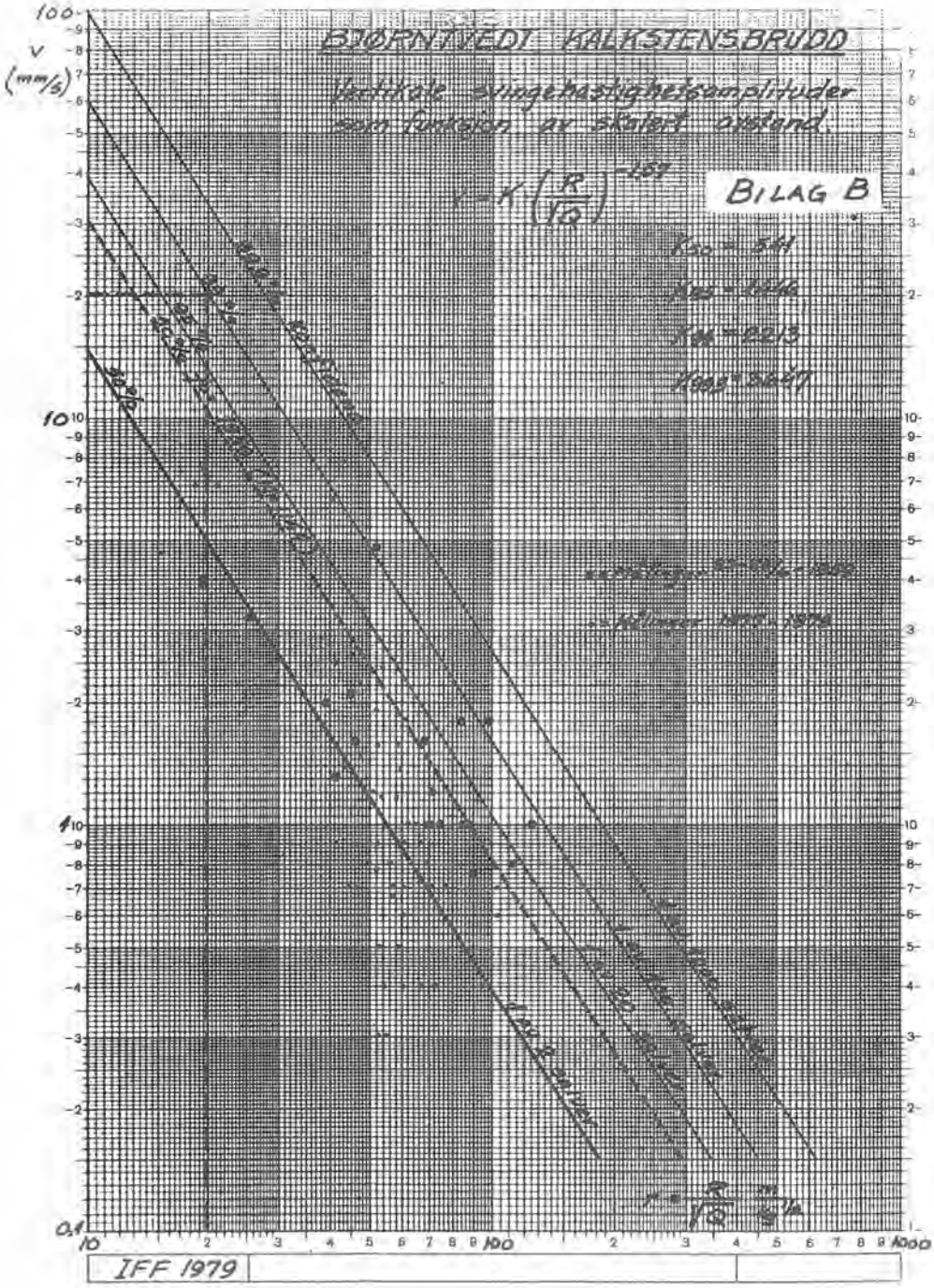
$$v = k \cdot Q^{\alpha} \cdot R^{\beta} \cdot e^{\gamma} \cdot R$$

overlates til mere vitenskapelig bruk.

Vi må ta hensyn til spredningen i måleresultatene. Bruk av gjennomsnittsverdier er i de fleste tilfeller ikke godt nok. Vi ønsker en høyere grad av forsikring om at en viss grense ikke skal overskrides mere enn et meget lite antall ganger. Vi danner oss derfor ved hjelp av spredningsmålet nivåer med høyere grad av konfidens enn 50%. I metoden er innebygget den automatikk at hvis måleresultatene viser stor spredning, skyves vårt ønskede konfidensnivå lenger bort fra gjennomsnittslinjen enn for resultater som viser liten spredning.

BILAG A




BJØRNTVEDT KALKSTENSBRUDD
Vertikale svingehastighetsamplituder som funksjon av skalert avstand.
BILAG B
v (mm/s)
IFF 1979

LITTERATURLISTE

(1) **H. Kolsky:** "Stress Waves in Solids". Dover Publications, New York 1973

(2) **W. Maurice Ewing,et al:** "Elastic Waves in Layered Media". McGraw-Hill, New York 1957

(3) **Leif N. Pedersen:** "Rock Dynamics and Geophysical Exploration. Introduction to Stress Waves in Rocks".Elsevier, Amsterdam 1975

(4) **G. J. Lambach:** "NORCEM - Bjørntvedt dagbrudd. Rapport om målinger av vibrasjoner og luftstøt fra sprengning. Evaluering av måleresultatene". IFF, Oslo 1978

(5) **G. J. Lambach:** "Fjellkonstanten". IFF, Oslo 1978

(6) **G. J. Lambach:** "Miljøforstyrrelser fra sprengninger i store dagbrudd". IFF, Oslo 1979

(7) **G. J. Lambach:** "Miljøforstyrrelser ved sprengningsarbeider i tettbebyggelse". IFF, Oslo 1979

MEKANISK BERGFRAGMENTERING VID HÖGSKOLAN I LULEÅ

Mechanical Rock Fragmentation at the University of Luleå

1:e forskningsingenjör Per-Arne Lindqvist, LuH/Bergteknik
Forskningsingenjör Karl-Erik Rånman, LuH/Bergteknik

Avdelningen för Bergteknik vid Högskolan i Luleå har gjort försök med fullborrning i full skala i samarbete med Sandvik AB. Försöken gjordes i Sandviks rigg. I försöken ingick bland annat att undersöka skillnader mellan rullar med hårdmetallstift och rullar med ståldiskar. Varje rulle hade tre stiftrader eller tre diskar. Resultaten visar att när radavståndet är större än 50 mm är ståldiskar betydligt effektivare. Dessutom fordrade diskarna 20% lägre vridmoment med lika stor matningskraft.

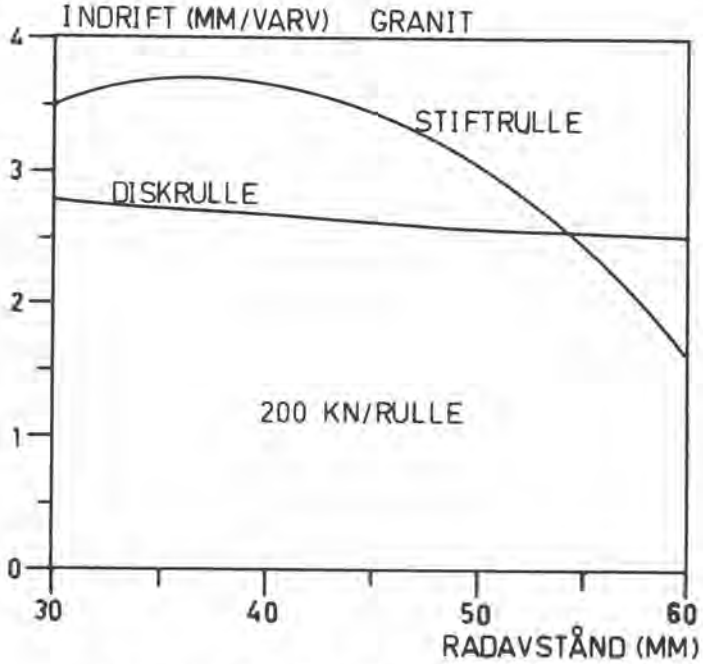


Fig. 20A. 1 Inndrift för olika typer av rullar.

Sönderbrytningen av hårt berg består huvudsakligen av två förlopp: tillverkning av spår i bergytan och lossbrytning av flisor mellan spåren. Man kan inte få tillräklig inträngning i en bergyta med en passage av en rulle. Först efter tre till fem passager är spåret så djupt att flisor lossnar till närliggande spår. Även i det avseendet var ståldiskar effektivare genom att flisor lossnade vid mindre spårdjup än för stiftrullar.

Bare en liten del av den tillförda energin går till att driva de sprickor som gör att stora flisor, och därmed stora kaxmänger, lossnar. Däremot åtgår mycket energi för tillverkningen av spåret, eftersom materialet måste krossas till ett fint mjöl. I lösare bergarter är det här ett mindre problem, eftersom inträngningen vid varje passage blir tillräcklig för att bryta loss flisor.

Vi anser att största problemet med fullborrning i hårt berg är just det stora arbete som fordras för att få tillräcklig inträngning för disken. Därför har vi inriktat oss på att studera området närmast disken, som består av kraftigt uppkrossat berg. Ofta har det här materialet komprimerats så kraftigt att det åter fått en viss hållfasthet. Det kommer också att fördela kraften jämnare till det friska berget, så att de önskvärda spänningskoncentrationerna inte uppstår.

Under 1979 färdigställdes en utrustning för att simulera fullborrning. Den arbetar med en linjär rörelse där rullen är stillstående och bergblocket placerat på en rörlig vagn. Maximal matningskraft på rullen är 440 kN och maximal kraft för att röra bergblocket är 140 kN. Avverkningshastigheten kan varieras mellan 0 - o,9 m/s.

Krafter mäts med trådtöjningsgivare och rullens och vagnens lägen mäts med linjära potentiometrar. Alla mätdata tas direkt in i en minidator där alla beräkningar sker. Mätsystemet är uppbyggt med tanke på att man ska kunna studera kraft- och lägesförändringar i detalj. Därför samplas mätvärdena 200 gånger per sekund. Efter varje mätning skrivs ett protokoll ut med resultatet av de önskade beräkningarna.

Under den kommande 3- årsperioden genomförs två projekt med en arbetsinsats av 2-3 heltidstjänster. Ett projekt avser utveckling av teorier kring bergets sönderbrytning vid fullborning och speciellt för kontinuerlig malmbrytning. Detta ska leda till optimal verktygsutformning och ökade effekter. Det andra projektet innebär utveckling av en förundersökningsmetod innefattande borrbarhetstest, slitagetest och en geologisk bedömning. En sådan förundersökning ska ge svar på frågan: Är fullborning eller kontinuerlig brytning ett intressant alternativ ur teknisk, ekonomisk och miljömässig synvinkel?

DET SVENSK-AMERIKANSKE FORSKNINGSPROJEKTET I STRIPA GRUVA

Hans Carlsson, Earth Science Division, Lawrence Berkeley Laboratory
University of California, Berkeley, California USA

SAMMANFATTNING

I Stripa Gruva i Mellansverige genomförs ett samarbetsprojekt mellan Lawrence Berkeley Laboratory (LBL) från University of California i USA och Kärnbränslesäkerhet i Stockholm. Projektet gäller förvaring i kristallint berg av radiaktivt avfall från käernkraftverk. Samarbetet startade 1977 och beräknas pågå ytterligare 4 år framåt i tiden. Syftet med projektet är huvudsakligen att utröna de termiska effekterna från radioaktivt avfall på en sprucken kristallin berggrund men hydrologiska, geokemiska och geofysiska undersökningar ingår också i forskningsprogrammet. Då en stor mängd data producerats i projektet ges här endast en översiktlig bild av aktiviteterna i Stripa.

1 INTRODUKTION

Lagring av radiaktivt avfall från kärnkraftverk utgör idag ett av de stora forskningsprojekten inom geovetenskapen. Undersökningar, fremför allt i Tyskland, huruvida plastiska saltbergarter utgör lämpliga formationer för deponering av avfall har pågått sedan lång tid tilbaka. Först på senare år har andra bergarter diskuterats. Många länder, inklusive Sverige, har valt att koncentrera forskningen på hårda kristallina bergarter såsom granit och gnejs.

Den svenska forskningen inom området intensifierades genom att den s k villkorslagen antogs i april 1977. Den innebar bl. a. att inga nya kärnreaktorer fick laddas innan kraftbolagen kunnat visa på en slutlig och säker förvaring av avfallet. Svensk Kärnbränsleförsörjning (SKBF) bildade då Kärnbränsesäkerhet (KBS), vars huvudsakliga uppgift bestod i att uppfylla villkorslagens krav. KBS valde att utföra en del av forskningen **in situ**. I Stripa gruva, som ägs av Ställbergsbolagen och är belägen i Bergslagen (se fig. 21.1), finns en granitkropp i anslutning till den utbrutna järnmalmen. I graniten, vilken är representativ för Mellansveriges serorogena intrusioner, utförs en serie undersökningar, vilka alla är ett led i avfallsforskningen.

Tanken på ett samarbete med USA föddes på ett möte beträffande "Movements of Fluids in Largely Impermeable Rock" i januari 1977. Mötet hölls i Houston, USA och organiserades av prof. P.A. Witherspoon från Lawrence Berkeley Laboratory (LBL) vid University of California. Överläggningar pådick därefter under våren för att den 1 juli 1977 utmynna i ett kontrakt mellan Department of Energy (DOE) och Svensk Kärnbränsleförsörjning (SKBD) om ett forskningssamarbete i Stripa gruva.

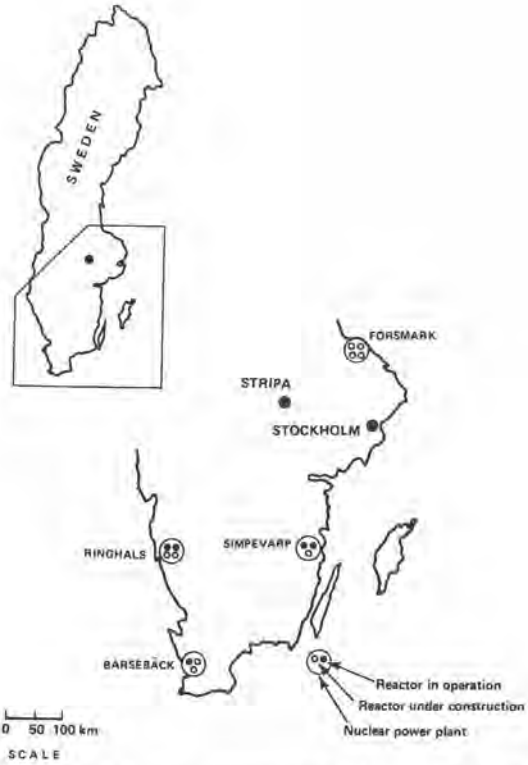


Fig. 21.1 De svenska kärnreaktorernas läge i Sverige. Kartan visar också var Stripa gruva är belägen.

II DET SVANSKA PROGRAMMET I STRIPA

Den svenska delen av Stripa-projektet innebar bl. a. att via Ställbergsbolagen ansvara för att orter och rum sprängdes ut för de olika fösöken. I fig. 21.2 visas försöksområdet i graniten, som ligger på ett djup mellan 338 m och 360 m under markytan. För att undvika onödig uppsprickning vid ortdrivandet användes s k försiktig sprängning. KBS svarade också för att ca 170 diamantborrade hål varierande i diameter mellan 38 mm och 406 mm togs upp. Totala längden uppgår till ca 3 800 m. Specifikationerna för borrhålen var mycket noggranna, varför inmätning av maskinuppsätning och borrhål utfördes kontinuerligt under borrningens gång. För att bevara kärnorna i bästa tänkbara skick användas tredubbla kärnrör där så var möjligt. Beträffande utsprängning av orter och diamantborring i Stripa refereras till Andersson et al, 1978 (8) och Kurfurst et al, 1978 (5). Övriga svenska insatser i projektet sammanfattas nedan.

Bergklassificering

Sveriges Geologiska Undersökning (SGU) har utfört följande arbeten i Stripa:

- Sammanställning av all tillgänglig geologisk information om området.
- Sammanställning av kartor av spricksystemen i testområdet.
- Studie och kartläggning av sprickorna i ett ca 500 m djupt borrhål på 410 m nivå samt
- Vattentrycksmätningar i vissa borrhål.

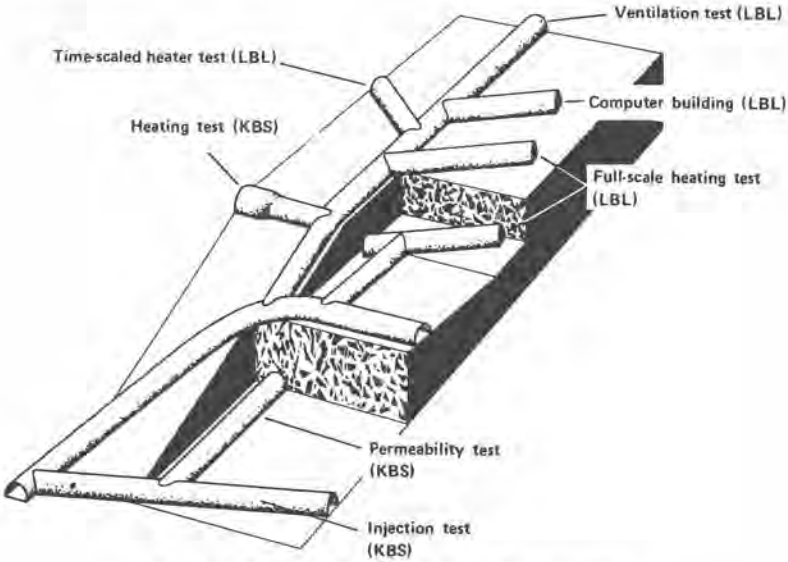


Fig. 21. 2 Försöksområdet i Stripa-graniten.

Bergspänningsmätningar

Bergspänningsmätningar har utförts av avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå. Mätningarna utfördes i 19 punkter längs ett ca 20 m långt borrhål. Metoden som användes var Leemans tredimensionella metod. Avsikten med mätningarna var att få ett begrepp om spänningstillståndet i försöksområdet. Kännedom om detta erfordras vid beräkningar av spänningar och vattenflöde kring en värmekälla. Se vidare Carlsson, 1978 (4).

Stripa-granitens mekaniska och termiska egenskaper

Följande egenskaper hos Stripagraniten bestämdes av avd. för bergmekanik, Högskolan i Luleå:

- E-modul, Poissons tal, tryckhållfasthet och utvidgningskoefficient, alla som funktion av temperaturer mellan 20° C och 200° C.
- E-modul och tryckhållfasthet som funktion av omkringliggande tryck.
- Draghållsfasthet (Brasiliansktdragprov)
- Residual skjuvspänning som funktion av normalspänning.
- E-modulens och tryckhållsfasthetens anisotropiberoende.

För utförliga beskrivning, se Swan, 1978 (3).

Effekt av tryck och temperatur på permeabiliteten hos bergmassan

Den lokala effekten av tryck- och temperaturgradienter på bergmassans permeabilitet har undersökts av Hagconsult. Vatteninflödet i ett 10 m långt borrhål med diametern 0.3 m mättes. Sexton hål med diametern 3" borrades i en cirkel och på en radie av ca 1.5 m från det stora hålet. Vatten pumpades in i de perifera hålen under olika tryck och temperatur. Genom att ändra vattentrycket vid olika temperaturer och genom att mäta vatteninflödet i centrumhålet kunde permeabiliteten hos bergpartiet bestämmas som funktion av tryck och temperatur. Försöket inkluderades också att spårämnestest, där den effektiva porositeten hos den lokala bergmassan bestämdes, se Lundströms et al, 1978 (2).

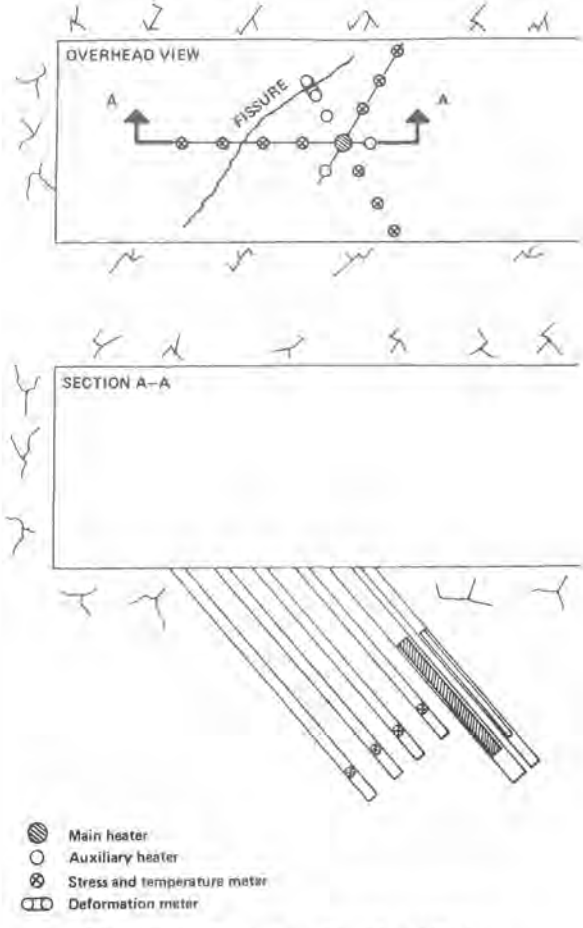


Fig. 21.3 Pilotvärmeförsöket i Stripa.

Pilot-värmeförsök

Ett mindre värmeförsök utfördes av avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå. En värmare

med effekten 5 kW placerades i ett ca 10 m djupt borrhål med diametern 0.3 m. Runt den centrala värmaren placerades 3 hjälpvärmare om vardera 1 kW. På olika avstånd, varierande från 0.85 m till 3.5 m från huvudvärmaren monterades givare för mätning av temperatur och termiska spänningar. Över dominerande sprickor på sulan monterades också deformationsgivare. Försöksutförandet återges i fig. 21.3. För att underlätta bestämningen av randvillkoren vid de teoretiska beräkningarna orienterades samtliga borrhål parallellt med en huvudspänningsriktning. Uppvärmningen pågick i ca 3 månader och därefter registrerades avsvalningseffekterna under lika lång tid. För en utförligare beskrivning se Carlsson, 1978 (6).

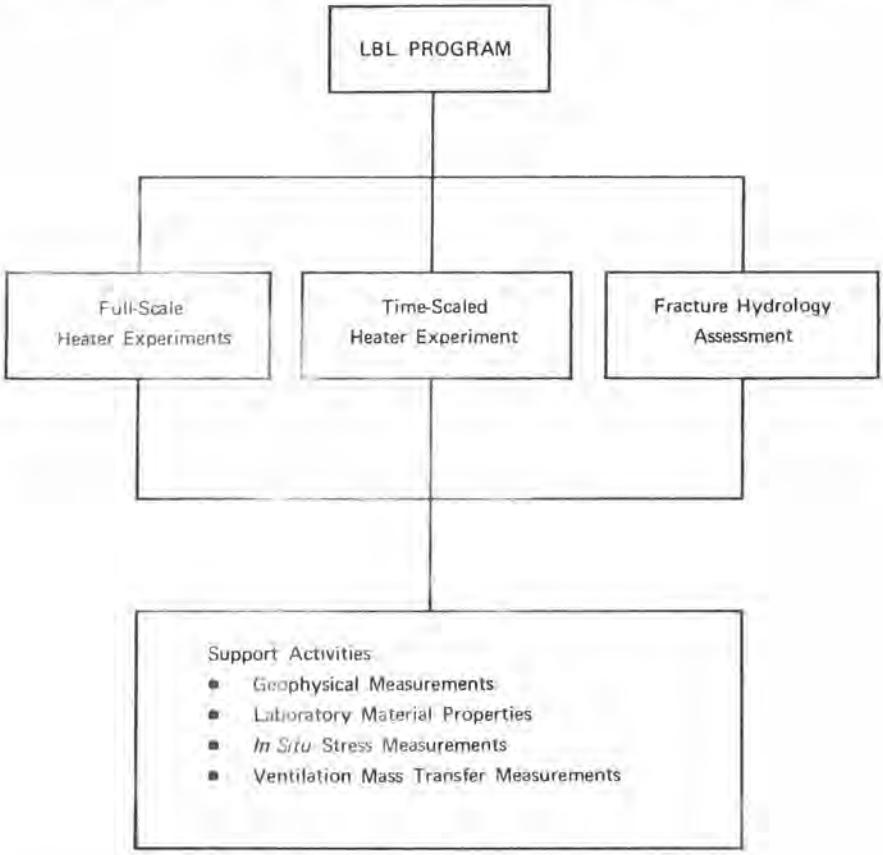


Fig. 21.4 Det amerikanske programmet i Stripa.

III DET AMERIKANSKE PROGRAMMET I STRIPA

Den amerikanska delen av undersökningarna i Stripa utförs under ledning av Lawrence Berkeley Laboratory vid University of California. Programmet består huvudsakligen av tre delobjekt: fullskaligt värmeförsök; tidskalat värmeförsök samt hydroligiska undersökningar. I programmet ingår också geofysiska mätningar; laboratoriemätningar samt ett makro-permeabilitetsförsök. Delobjekten redovisas i fig. 21.4. Ändamålet med programmet kan återges i följande punkter:

1. att utföra storskaliga värmeförsök i granit med avsikt att få fram parametrar som påverkar utförandet av en avfallsdepå;

2. att utveckla en instrumentering som kan användas vid höga temeraturer och under lång tid;

3. att samla data för matematiska modeller;

4. att skapa internationells utbyte av information och idéer.

Nedan redegörs i korthet, men med tonvikt på värmeförsöken, innebörden i de olika deleobjekten.

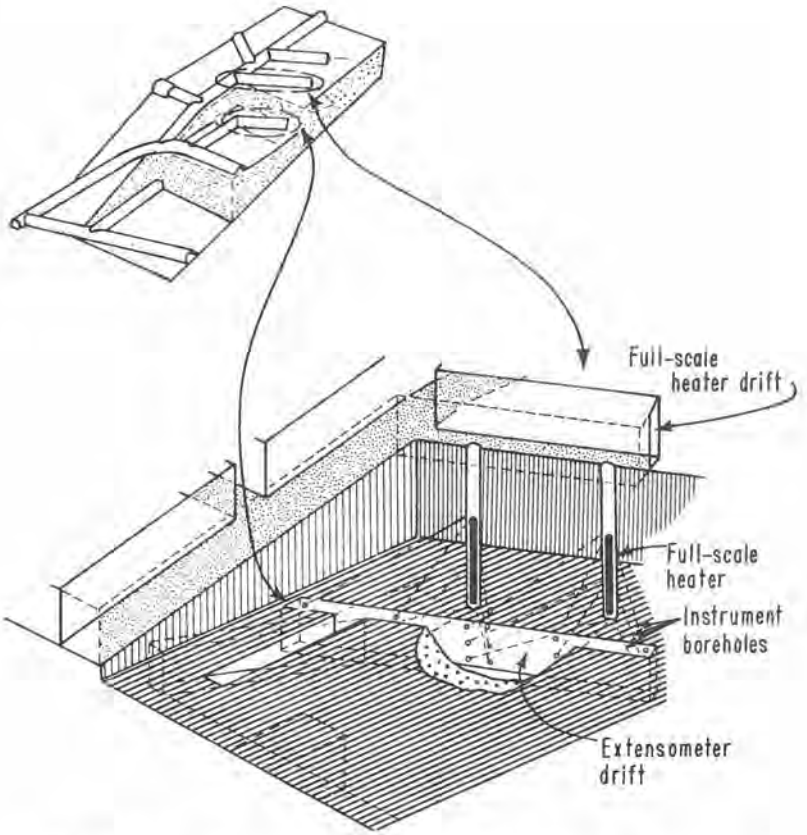


Fig. 21.5 Experimentell layout för det full-skaliga värmförsöket.

Full-skaligt värmeförsök

Det fullskaliga värmeförsöket är uppdelat i två delförsök. Två elektriskt uppvärmad cylindrar, vilka simulerar behållare med högaktivt avfall, är nedsänkta i 5.5 m djupa borrhål.

Diametern på hålen är 0.4 m. Den experimentella layouten framgår av fig. 21.5. Längden på värmeelementen är ca 2.5 m och diametern på behållarna ca 0.3 m. Effekten på den behållare som är placerad närmast ortgaveln (se fig. 21.5) är 3.6 kW. Effekten överensstämmer med effekten från en behållare med upparbetat högaktivt avfall som legat för avsvalning på ytan i ca 5 år innan deponering skett i berg. Värmaren närmast huvudorten har en effekt på 5 kW. I detta fall simulerar värmaren en behållare med upparbetat högaktivt avfall som legat för avsvalning under ca 3.5 år innan deponering skett. Värmaren på 5 kW är dessutom omgiven av 8 st mindre värmare om vardera 1 kW. Dessa är jämnt fördelade i en ring runt den centrala värmaren. Radien från den centrala värmaren ut till hjälpvärmarna är 0.9 m. Dessa värmare slogs på när ett "steady-state" stadium uppstått i bergmassan närmast värmarna. Ändamålet med dessa värmare är att registrera hur en redan uppvärmd bergmassa påverkas när ytterligare avfall, dvs mer värme tillförs.

Behållaren på 5 kW slogs på i början av juli 1978 och hjälpvärmana slogs på i slutet av januari 1979. Samtliga värmare slogs av den 1 augusti i år. Fram till årets slut kommer avsvalningseffekterna att registreras.

Behållaren på 3.6 kW slogs på i slutet av augusti 1978. Denna värmare kommer att stängas av i början på september i år och därefter kommer avsvalningseffektarna att registreras fram till årets slut.

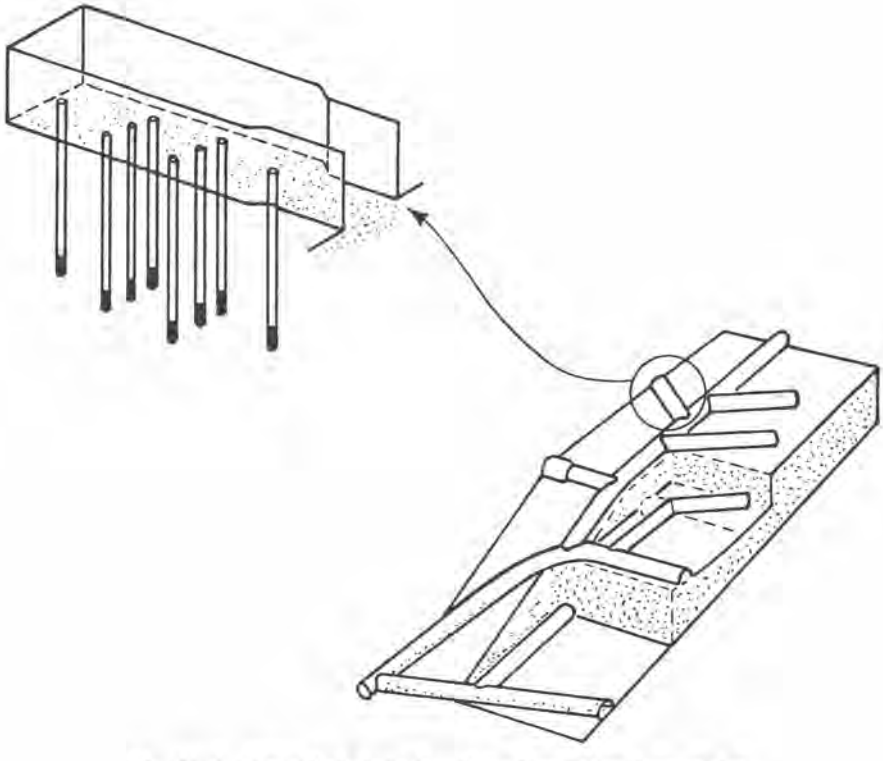


Fig. 21.6 Det tidsskalade försökets läge i försöksområdet.

Tidsskalat värmeförsök

För att underlätta observationer beträffande samverkan mellan närliggande avfallsbehållare och effekten på en större bergmassa än i det fullskaliga försöket utförs också ett tidsskalat försök i Stripa, se fig. 21.6. Genom att åberopa det kvadratiska förhållandet som råder mellan dimension och tid i lösningen av linjär konduktion har dimensionen av värmarna i det tidsskalade försöket reducerats till 0.31 av värmarna i det fullskaliga försöket. På detta sätt har tiden accelererats med en faktor 10.2. För att få samma förhållande beträffande temperaturen har effekten hos värmarna i det tidsskallade försöket reducerats med samma faktor som den linjära skalningen.

Det tidsskalade försöket består av 8 st värmare placerade i ca 11 m djupa vertikala borrhål enligt fig. 21.6. Längden på värmeelementen uppgår till ca 0.8 m. När försöket startades i början av juni 1978 var effekten hos varje enskild värmare ca 1.1 kW, vilket motsvarar effekten 3.6 kW från en av behållarna i det fullskalade försöket. När värm: ıa slogs av i början på juni 1979 hade effekten successivt sänkts till drygt 0.5 kW per värmare. En försöksperiod på 1 år simulerade sålunda avklingningen hos behållare med høgaktivt avfall under en period av cirka 10 år.

Registrering av avsvalningseffektarna i det tidsskalade försöket kommer att pågå fram till årets slut.

Instrumentering

Instrumenteringen för värmförsöken är summerade i tabell I. För att få en tredimensionell bild av vad som sker i bergpartiet kring värmarna i det fullskaliga försöket har en s k extensiometerort sprängts ut vid sidan av och på en ca 6m lägre nivå än fullskaleorten, se fig. 21.5. Extensiometerorten har sålunda utrustats med instrumentering i horisontella hål riktiga in mot det fullskaliga försöket.

TABELL I

INSTRUMENTERING FÖR VÄRMEFÖRSÖKEN

a) Instrumentering installerad vertikalt från sulan i fullskaleorten.

Typ av instrument	Antal	Kommentarer
Temperaturmätningar:		Termoelement är installerade på en radie varierande
Termoelement	30	mellan 0.4 m och 0.9 m från centralvärmaren.
Deformationsmätningar:		Varje extensiometer har fyra mätlängder som varierar
Extensiometrar	6	från 7.5 m under värmarens mittplan till 2.25 m ovanför detta plan.
Spänningsmätningar:		Alla extensiometrar, USBM-givare och IRAD-givare
USBM-givare	10	har associerade termoelement, vilka skall adderas till
IRAD-givare	2	de 30 redan nämnda.

b) Instrumentering installerad horisontellt från extensiometerorten

Deformationsmätningar:
Extensiometrar 9

Spänningsmätningar: Alla dessa givare har associerade termoelement.
USBM-givare 4
IRAD-givare

c) Instrumentering installerad vertikalt från sulan i tidsskaleorten

Temperaturmetningar:
Termoelement 60 Installerade i samtliga borrhål.

Deformationsmätningar: Alla extensiometrar är vertikala med mätlängder
Extensiometrar 5 varierande från 3 m under värmarnas mittplan till 7 m ovanför detta plan.

Avläsning av samtliga sensorer, vilka uppgår till drygt 800, sker med hjälp av en dator. En Mod Comp IV/25 är placerad nere i gruvan och data lagras både på skivminne och tape. Dataloggar ingår också i systemet, vilka utnyttjas i händelse av driftstopp på datorn. Två grafiska terminaler gör det också möjligt att studera uppmätta data och jämför med de teoretiskt beräknade. En detaljerad beskrivning av systemet återges i McEvoy, 1979 (14).

Preliminära resultat

Resultaten från värmeförsöken är under bearbetning och tolkning men presenteras delvis i Cook et al, 1979 (11). Utbudet av data från dessa försök är mycket stort och nedan återges endast en liten del.

I) Temperaturer

Bereknade och uppmätta temperaturer i värmarnas mittplan i det tidskalade försöket och på det radiella avståndet 0.87 m längs olika riktningar från värmarna visas i fig. 21.7. De uppmätta temperaturerna är något lägre än de beräknade. Detta är delvis ett resultat av att vatten i hålet förorsakar värmeflödet att sprida sig över en längre sträcka i hålet än den som används i beräkningarna. Vattnet förångas sålunda vid värmarna för att sedan kondenseras högre upp i hålet. Sammanfattningsvis kan sägas att temperaturerna i berg är symmetriska kring värmarens mittplan och axel, dvs värmeflödet påverkas inte av diskontinuiteter i bergmassan.

II) Deformationer

Till skillnad från temperaturmätningarna överensstämmer inte de uppmätta deformationerna med de beräknade. Extensiometermätningarna uppvisar två distinkta skillnader i mätresultat. Under den första tiden efter det att värmarna slogs på är de uppmätta deformationerna mycket mindre än de som beräknats på grundval av linjär termoelastisk teori. Förhållandet mellan uppmätt och beräknad deformation som en funktion av tid visas i fig. 21.8.

Dessa diagram visar tydligt den initiella icke-linjära delen och den efterföljande linjära delen av deformationen. En plausibel förklaring till det initiella icke-linjära uppträdandet är att existerande sprickor i bergmaterialet absorberar expansionen, orsakad av värmeflödet.

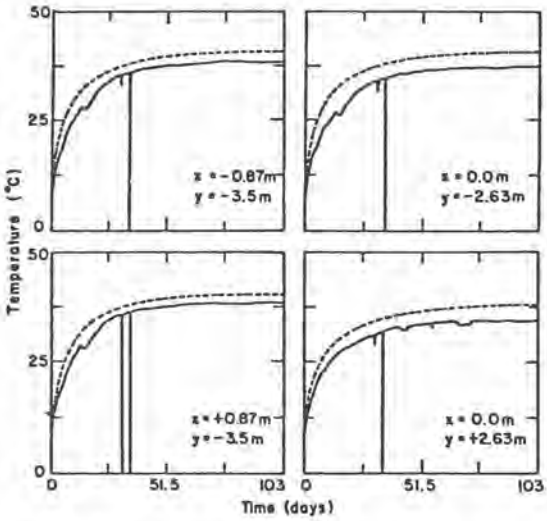


Fig. 21.7 Beräknade (streckade) och uppmätta (heldragna) temperaturer från det tidsskalade försöket. De lodräta linjerna merkerar problem med insamlingssystemet av data.

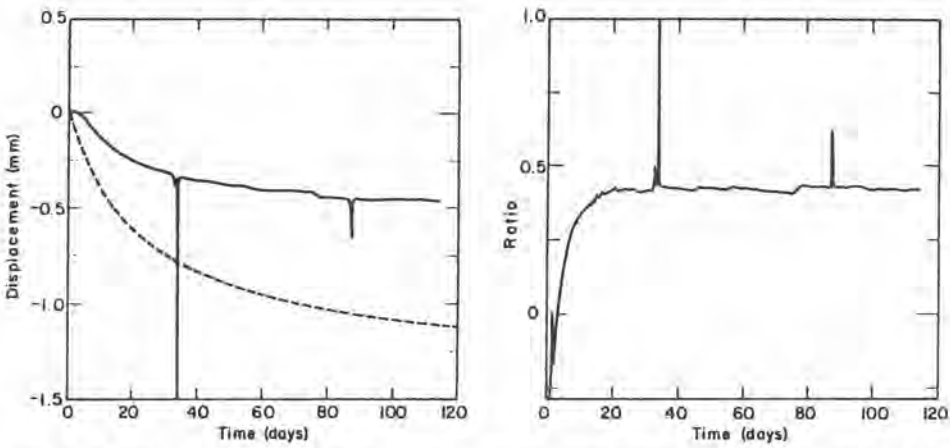


Fig. 21.8 Beräknade (streckade) och uppmätta (heldragne) förskjutningar längs sträckan 2.25 m under och 2.25 m över mittplanet på behållaren som ger 5 kW i det fullskaliga försöket. Hålavståndet till värmaren är 1.5 m. Figuren visar också förhållandet mellan uppmätta och beräknade deformationer längs samma sträcka.

III) Spänningar

Mätning av förändringar av spänningstillståndet genom användanda av IRAD-givare visas i fig. 21.9. Trenden är densamma som från extensiometermätningarna, nämligen att de uppmätta resultaten har ett värde av ungefär hälften eller mindre jämfört med de beräknade. En detaljerad analys av resultaten pågår.

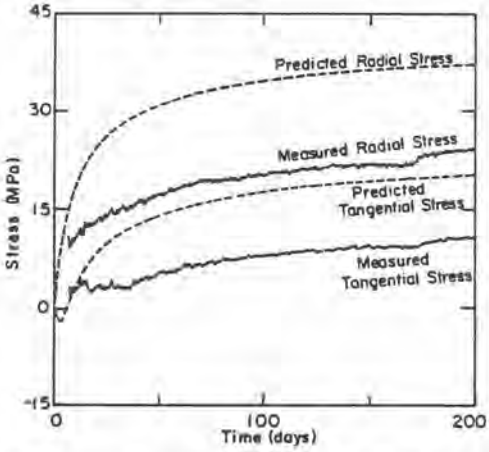


Fig. 21.9 Beräknade och uppmätta spänningar från en IRAD-givare placerad på ett radiellt avstånd av 1.5 m och 0.85 m ovanför behållaren på 5 kW i det fullskaliga försöket.

Hydrologiska undersökningar

De hydrologiska undersökningarna i Stripa syftar framför allt till att bestämma permeabiliteten hos den spruckna bergmassan men även geokemiska undersökningar, spårämnesförsök är kopplade till programmet. Tre orienterade diamantborrhål, ca 375 m långa, borrade från ytan ner mot försöksområdet ligger till grund för sammanställningen av det tredimensionella spricksystemet i Stripagraniten. Därtill kommer sprickkarteringen av själva försöksområdet nere i gruvan. I ytborrhålen, vilka benämnes SBH1, 2 och 3 samt i 15 borrhål nere i gruvan har flödes- och tryckmätningar genomförts. Ytterligare 7 ytborrhål, varierande i längd upp till 100 m och benämnda WT 1 - WT 7 har använts för mätningar av fluktuationer av grundvattennivån samt för pumpförsök. Där så varit möjligt har också TV-granskning av borrhålen utförts.

De geokemiska undersökningarna syftar framför allt till åldersdatering, bestämning av pH, Eh, konduktivotet, alkalinitet samt sprickmineralogi och sprickkemi. För detaljer beträffande de hydrologiska och geokemiska undersökningarna se Gale et al. 1979 (15) och Fritz et al, 1979 (12).

Geofysiska mätningar

Ändamålet med de geofysiska mätningar är dels att bestämma bergartsparametrar men även att jamföra olika metoder med varandra. I ett ytborrhålen samt i ett flertal borrhål nere i försöksområdet har oföljande loggningar genomförts: neutron, gamma-gamma, resistivitet,

naturlig gamma, ljudhastighets, kaliper och temperaturopererande. Syftet är att genomföra samma typ av mätningar efter värmeförsökens genomförande. Under värmeförsökens genomförande pågår neutronlogging för att undersöka hur vattenmängden i det upphettade bergpartiet förändras. Ultrasoniska mätningar utföres kontinuerligt för att utröna om existerande sprickor sluts eller öppnas samt om eventuellt nya sprickor bildas, se vidare Nelson et al, 1979 (16).

Laboratoriemätningar

Inga mätningar företas i Stripa. Därimot skickas borrkärnor varierande i diameter från 22 mm upp tilll 1 m för parameterbestämningar både i USA och i Sverige. De värden som använts för de teoretiska beräkningarna i värmeförsöken grundar sig på följande:

Termisk konduktivitet	= 3.2 W/m° C
Specifikt värme	= 837 J/kg° C
Densitet	= 2600 kg/m3
Termisk diffusivitet	= $1.47 \cdot 10^{-6}$ m2/s
Linjär termisk utvidgningskoefficient	= $11.1 \cdot 10^{-6}$ /° C
Poissons förhållande	= 0.23
E-modul	= 51.3 GPa

För ytterligare information hänvisas till Awan, 1978 (3).

Makropermeabilitetsförsök

Ett annorlunda sätt att mäta permeabilitet kommer att utföras i Stripa. En 30 m lång sträcka av den s k ventilationsorten, se fig. 21.2, kommer att stängas av med luft- och vattentät vägg. En kontrollerad mängd uppvärmad luft kommer att pumpas in och tagas ut från den avstängde orten. Förändring av vattenmängden i luften kommer att mätas. Med kännedom om vattentrycksgradienten, vilken mäts i femton diamantborrade hål som utgår från orten, samt ortarean kan permeabiliteten för det omkringliggande bergpartiet bestämmas. Försöket utföres under tre olika temperaturer - 20, 30 och 40° C och beräknas starta i oktober 1979 och pågå under ca 6 månader.

IV RAPPORTERING

Som framgår av ovanstående har en stor mängd data producerats i Stripa. All information finns tillgänglig i en av LBL speciellt utgiven rapportserie. Hittills publicerat material framgår av referenselistan till denna skrivelse och kan rekvireras direkt från KBS i Stockholm.

V KOMMANDE UNDERSÖKNINGAR I STRIPA

En mängd undersökningar planeras för framtiden i Stripa. Bland dessa kan nämnas - bergspänningsmätningar med hydraulisk uppspräckning kontra friborrningsmetoder, storskaliga spårämnesförsök, detaljerad undersökning av sprickbildningen vid sprängning samt undersökning av bergmassans uppsprickning vid höga temperaturer. Det kanske framför allt mest intressanta projektet planeras av KBS med internationellt bistånd från USA, Kanada, Schweiz och Finland. Projektet, vilket är ett flerårsprojekt, baserar sig på det svenska konceptet för lagring av radioaktivt avfall och kommer att utföras som ett värmeförsök med buffertsubstans.

VI REFERENSER

1. **Swedish-American Cooperative Program on Radioactive Waste Storage in Mined Caverns** by P.A. Witherspoon and O. Degerman. (LBL-7049, SAC-O1).

2. **Large Scale Permeability Test of the Granite in the Stripa Mine and Thermal Conductivity Test** by Lars Lundstrom and Haken Stille. (LBL-7052, SAC-O2).

3. **The Mechanical Properties of the Stripa Granite** by Graham Swan. (LBL-7074, SAC-O3).

4. **Stress Measurements in the Stripa Granite** by H. Carlsson. (LBL-7078, SAC-O4).

5. **Borehole Drilling and Related Activities at the Stripa Mine** by Pavel J. Kurfurst, T. Hugo-Persson, and G. Rudolph. (LBL-7080, SAC-O5).

6. **A Pilot Heater Test in the Stripa Granite** by Hans Carlsson. (LBL-7086, SAC-O6).

7. **An Analysis of Measured Values for the State of Stress in the Earth's Crust** by Dennis B. Jaminson and Neville G. W. Cook. (LBL-7071, SAC-O7).

8. **Mining Methods Used in the Underground Tunnels and Test Rooms at Stripa** by B. Andesson and P.A.Halen. (LBL-7081, SAC-O8).

9. **Theoretical Temperature Fields for the Stripa Heater Project** by Tin Chan, Neville G. W. Cook, and Chin-Fu Tsang. (LBL-7082, SAC-O9).

10. **Mechanical and Thermal Design Considerations for Radioactive Waste Repositories in Hard Rock. Part I: An Appraisal of Hard Rock for Potential Underground Repositories of Radioactive Wastes** by Neville G. W. Cook; **Part II: In Situ Heating Experiments in Hard Rock**: Their **Objectives and Design** by Neville G. W. Cook and Paul A. Wiherspoon. (LBL-7073, SAC-10).

11. **Full-Scale and Time-Scale Heating Experiments at Stripa: Preliminary Results** by Neville G.W. Cook and Michal Hood. (LBL-7072, SAC-11).

12. **Geochemistry and Isotope Hydrology of Groundwaters in the Stripa Granite: Results and Preliminary Interpretation** by P. Fritz, J.F. Barker, and J.E. Gale. (LBL-8285, SAC-12).

13. **Electrical Heaters for Thermo-mechanical Tests at the Stripa Mine** by R. H. Burleigh, E. P. Binell, A. O. DuBois, D. U. Nordgren, and A. R. Oritz. (LBL-7063, SAC-13).

14. **Data Acquisition, Handling, and Display for the Heater Experiments at Stripa** by Maurice B. McEvoy (LBL-7062, SAC-14).

15. **An Approach to the Fracture Hydrology at Stripa: Preliminary Rsults** by J. E. Gale and P. A. Witherspoon. (LBL-7079, SAC-15).

16. **Preliminary Report on Geophysical and Mechanical Borehole Measurements at Stripa** by P. Nelson, B. Paulsson, R. Rachiele, L. Andersson, T. Schrauf, W. Hustrulid, O. Duran, and K. A. Magnusson. (LBL-8280, SAC-16).

17. **Observation of a Potential Size-Effect in Experimental Determinitation of the Hydralic Properties of Fractures** by P. A. Witherspoon, C. H. Amick, J. E. Gale, and K. Iwai (LBL-8571, SAC-17).

18. **Rock Mass Characterization for Storage of Nuclear Waste in Granite** by P. A. Witherspoon, P. Nelson, T. Doe, R. Thorne, B. Paulsson, J. Gale, and C. Forster (LBL-8570, SAC-18).

TILTAK FOR Å UNNGÅ VANNPROBLEMER VED DRIVING AV INNTAKSTUNNEL, SKIBOTN KRAFTANLEGG.

Sivilingeniør Terje Holm Nygaard, Troms Kraftforsyning.

SAMMENDRAG

I inntakstunnelen under hovedmagasinet til Skibotn Kraftanlegg oppsto en vannlekkasje da det var ca. 160 m igjen å drive frem til utslagsstedet. Lekkasjen på ca. 25 l/sek kom fra et vannførende lag noen få meter under tunnelsålen. Propp ble støpt i tunnelen bak lekkasjestedet og ny tunnel ble drevet frem mot utslaget. Det ble sonderboret systematisk og forinjisert etter behov tilsammen 15 tonn sement. Kostnadene pr. m for injeksjon/sonderboring utgjorde ca. 50% av tunnelprisen.

SUMMARY

A concentrated water inflow of 25 l/sec occurred in the tunnel floor of the submerged headrace tunnel at Skibotn Power Station at a point where the tunnel was 160 m from being completed. The tunnel was shut off by a concrete plug and a by-pass tunnel was driven. Systematic drilling of test holes were carried out and grouting performed when necessary. Fifteen tons of cement were used on a 70 m stretch of tunnel. The cost per meter of test holes and grouting amounted to roughly 50% of the tunnelprice.

1. INNLEDNING

Skibotn Kraftanlegg ligger i indre Troms, ikke langt fra grensen mot Finland og Sverige, se fig. 22.1.

Anleggsarbeidene gjenstår nå kun med en overføringstunnel og kraftstasjonen har nylig startet produksjon.

Hovedentreprenør er A/S Høyer-Ellefsen, og konsulent for de bygningstekniske, elektrotekniske og ingeniørgeologiske arbeider er Ingeniør A. B. Berdal A/S. Injeksjonsarbeidene er utført av A/S Grunnboring.

Foredraget er basert på rapporter fra forundersøkelsene, befaringsrapporter under anleggsdriften, samtaler med de involverte firmaer og egen oppfølging av arbeidene.

Anlegget består av 35 km tunnel med tverrsnitt fra 8 til 30 m^2, 3 fyllingsdammer på tilsammen 500 000 m^3 og en kraftstasjon i fjell.

Det totale kostnadsoverslaget er på ca. 450 mill. kroner (1979), hvorav de bygningstekniske arbeider utgjør ca. halvparten. Kraftstasjonen utnytter et fall på ca. 440 m og har en vannføring på maks. 18,5 m^3/sek.

På fig. 22.2 vises bl. a. utslagstunnelen under hovedmagasinet Rieppijavri. Det er de siste 200 m av denne tunnelen som har gitt lekkasjeproblemer.

2. FJELLFORHOLD

Hele anleggsområdet ligger i bergarter av kambro-silurisk alder. Hovedsaklig består bergartene i området av krystalline skifere. Bergartene i området er foldet og overskjøvet og området deles opp i tre skyvedekker. Det var forventet problemer der hvor tunnelen gikk gjennom skyvesonene, men dette gikk bedre enn ventet. Det kunne registreres mer oppsprekking parallelt lagdelingen og variasjon av bergartene. Et større stabilitetsproblem var der hvor spennvidden økte (kryss, nisjer) og hvor knusningssoner skar ned gjennom den flattliggende lagdelingen.

Den delen av tilløpstunnelen som omtales i det følgende har en horisontal lagdeling med lokale folder.

Bergartene er stort sett kvartsglimmerskifer og gneis. Sikringsarbeidene var beskjedne (bolt, rensk) og driveforholdene gode.

Fig. 22.3 viser et bilde av en vegskjæring representativ for forholdene i tunnelen.

3. FORUNDERSØKELSER. OBSERVASJONER FRA NÆRLIGGENDE ANLEGGSDELER

På strekningen fra lukesjakten og frem til utslagsstedet, se fig. 22.4, var det utført seismikk. Denne viste en fjelloverdekning varierende fra 15 til 25 m frem til utslagsstedet. To lavhastighetssoner som kunne være mulige knusningssoner med fare for stabilitetsproblemer og vannlekkasje var indikert. Det var ventet at tunnelen ville krysse et skyvedekke i dette området, forløpet var usikkert p.g.a. overdekning, men under drivingen av omløpstunnelen i damområdet og under injeksjon i damfoten var det påvist dyptliggende silt-/leirfylte slepper i lagdelingen. Dette medførte at det ble valgt å gå med mer fjelloverdekning frem mot utslagsstedet.

Det ble drevet på synk fra lukesjakten slik at det ble 10 m mer overdekning, for deretter å stige svakt mot utslagsstedet.

Fig. 22.4 viser opprinnelig og ny beliggenhet av tunnelen.

4. LOKALISERING AV VANNLEKKASJEN, FORSØK PÅ INJEKSJON

Etter at stuffen var drevet ca. 15 m forbi en utsprengt nisje, ble det registrert behov for større pumpekapasitet i knekkpunktet, se fig. 22.4. Nærmere undersøkelser viste at det strømmet vann opp fra sålen i siste nisjeområdet.

Lekkasjen var kun ca. 6 l/sek., sonderboring ned i sålen ga ikke lekkasje, stuffen var tørr, og en salve ble skutt. Etter utlasting viste det seg at lekkasjen i nisjeområdet hadde økt til ca. 25 l/sek., mens stuffen fortsatt var tørr. I nisjeområdet hadde de øverste skiferlagene i sålen løftet seg og blitt sterkt oppsprukket. I et område på ca. 6 m^2 strømmet det vann opp, og til å begynne med førte vannet som strømmet inn med seg silt og finsand.

Fig. 22.5 viser en skisse av situasjonen.

Det ble etter dette besluttet å sonderbore før videre drift, inntil man hadde en viss oversikt over forholdene rundt stuffen. For store vannlekkasjer ville kunne hindre driften på stuffen og få konsekvenser for ferdigstillelsen.

Lagdelingen i fjellet hadde i dette området et fall på ca. 5° mot venstre sett mot stuff og et strøk på ca. 150° med tunnelaksen. Dvs. en stort sett horisontaltliggende lagdeling, og fjellet spaltet lett opp langs glimmerrike lag. Boltehullene i hengen var tørre, og sonderboringen ble konsentrert til under sålenivå.

Fig. 22. 1 Geografisk beliggenhet av Skibotn Kraftstasjon samt tre berørte innsjøer.

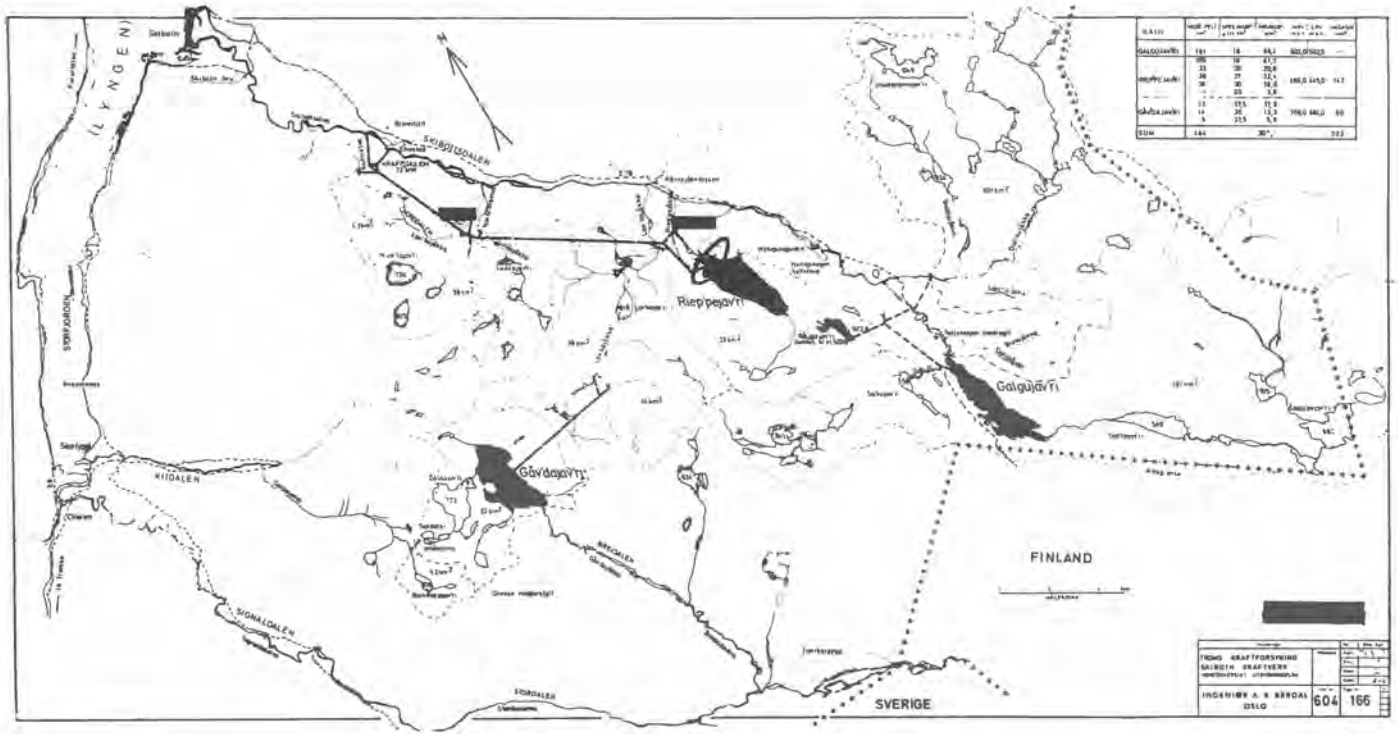


Fig. 22.2 Tunnelsystemet ved kraftverket. Innsirklet område er der hvor lekkasjen inntraff.

Fig.22.3 Bildene viser den horisontale lagdelingen og variasjonen i bergart og skifrighet.

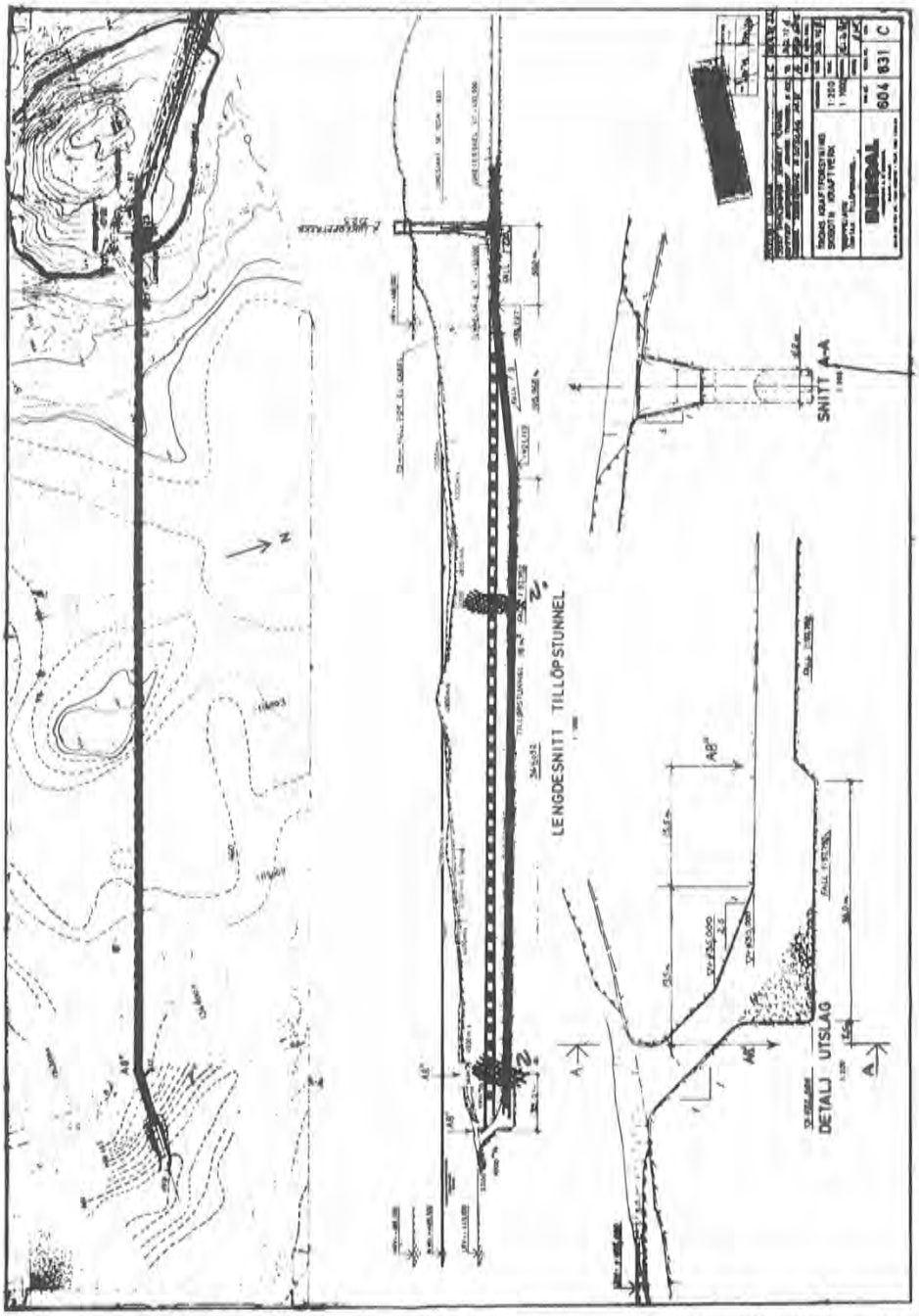


Fig. 22.4 Stiplet og heltegnet tunneltrasé representerer opprinnelig og "ny" plassering.

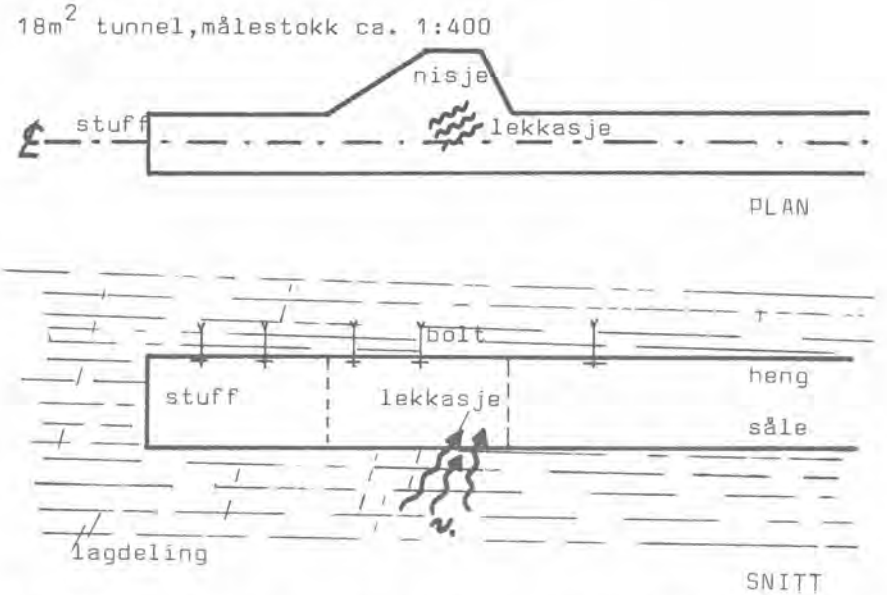


Fig. 22.5 Skisse av situasjonen i tunnelen da vannlekkasjen oppsto opp av sålen i nisjeområdet 15 m bak stuff.

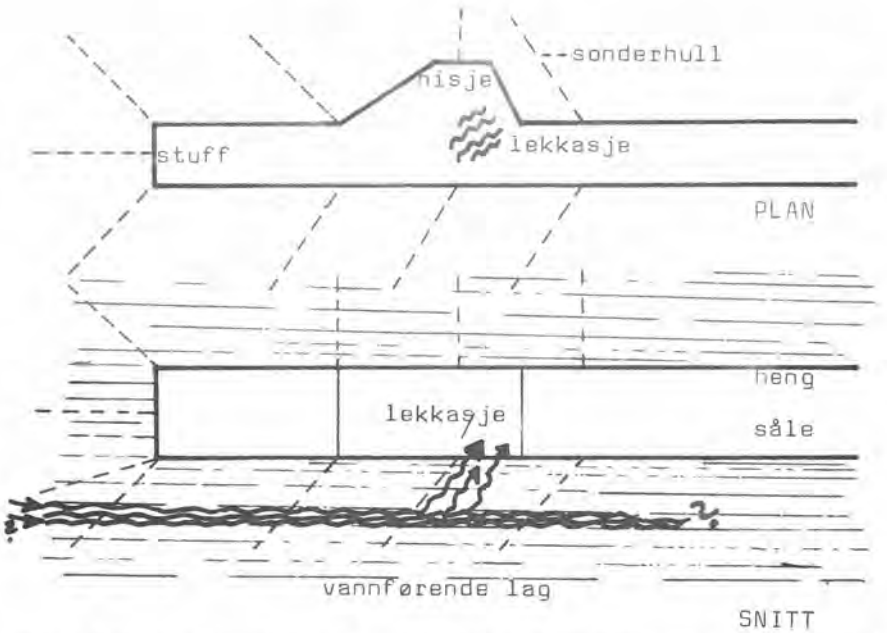


Fig. 22.6 Skisse av plasseringen av sonderhullene og antakelsen om et vannførende lag 3 - 5 m under sålen.

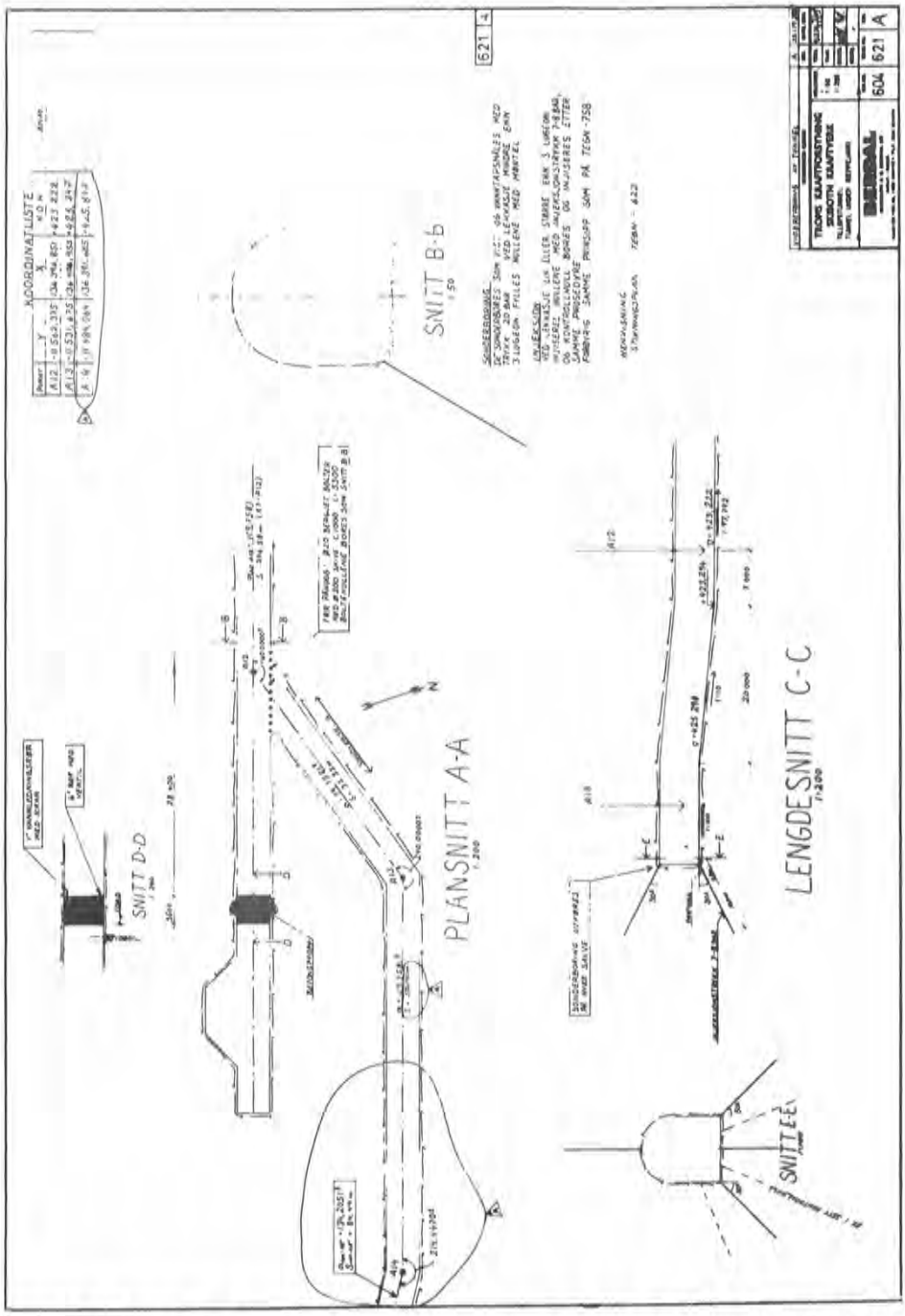


Fig. 22.7 Situasjonen med betongpropp i opprinnelig tunnel, ny tunnel forbi lekkasje-området og retningslinjer for sonderboring og injeksjon.

Fig. 22.6 viser en oversikt over sonderhullene.

Ut fra undersøkelsene ble det konkludert med at lekkasjen kom fra et vannførende lag ca. 3 - 5 meter under sålen.

At enkelte hull var tørre og at andre kom med fullt trykk etter å ha stått åpne en tid, tydet på at lekkasjen kom fra vannførende kanaler i et ellers tett lag, og at et tørt sonderhull ikke nødvendigvis ga trygghet for videre drift. Dersom det vannførende laget hadde samme strøk og fall som lagdelingen i bergarten, ville dette bety en videre drift med store lekkasjeproblemer. Det ble besluttet å tette daværende lekkasje med injeksjon og at videre drift skulle skje med systematisk sonderboring og vanntapsmåling for hver salve. Vanntapsmålingen skulle utføres med minst det dobbelte av vanntrykket i lekkasjen, i tillegg skulle borsynken registreres for å avdekke slepper. Sonderboringen skulle konsentreres om sålen i tunnelretningen. Kriterium for injeksjon var vanninnbrudd i sonderhull, eller målt lekkasje større enn 3 Lugeon.

På grunn av det forholdsvis store området vannet strømmet opp av i sålen, var det svært vanskelig å få kontroll over lekkasjen, og injeksjonsmassene ble straks vasket ut.

Med samtlige vannførende hull åpne, ble det ikke registrert reduksjon av vannlekkasjen opp i sålen, tilførselen var stor.

Det ble forsøkt med grovere injeksjonsmasse i form av finsand opp til 3 mm uten resultat.

Etter ca. 1 ukes forsøk med injeksjon ble dette oppgitt. Forsøkene med injeksjon hadde vist at vannveien var fra stuff mot utgangen i sålen. Lekkasjen var ikke blitt mindre, og de som utførte injeksjonen så en fare i at dersom trykk ble bygd opp under sålen, kunne dette føre til ytterligere å bevege skiferlagene og øke utvaskingen av sleppematerialer.

Følgende muligheter for videre arbeid ble foreslått og vurdert:

1) Tunneldriften forsetter og det blir etablert tilstrekkelig pumpekapasitet og pumperør i lavpunktet.
   Dette var en akseptabel løsning dersom lekkasjen med sikkerhet kunne sies å ikke overstige 4 - 5 m^3/min., om den gjorde det, ville dette ødelegge vegbanen i tunnel og tverrslag.
   Faren for at hele tunnelen kunne bli satt under vann var også tilstede med de tids- og økonomiske konsekvenser dette ville medføre.

2) Boring av et tilstrekkelig antall grove drenasjehull for å avskjære vanntilførselen til området og så injisere dette umiddelbart rundt tunnelen.
   Det var svært usikkert hvorvidt dette ville lykkes. 3 stk. 2 1/2" hull med full vannføring ga ikke synlig resultat. Det var dessuten problemer med tetting av 2 1/2" hull med 30 m vanntrykk p.g.a. den skifrige bergarten.

3) Det ble vurdert å støpe et avstemplet betongdekke over nisjesålen og lede vannet ut i en form for rør som var utstyrt med kraner, under selve støpefasen.
   På denne måten ville man ha noe å injisere mot, men tiden dette ville ta og usikkerheten hvorvidt dette ville lykkes i praksis virket skremmende.

4) Grovere injeksjonsmasse (utover 3 mm), eventuelt svellende eller hurtigherdnende injeksjonsmasse.

Utstyret på stedet tålte ikke grovere sand enn 3 mm, erfaringene hos partene med andre typer injeksjonsmasse til dette formål var dårlig og dels var midlene nye på markedet slik at erfaring manglet.

5) Trekke seg et tilstrekkelig antall meter tilbake i tunnelen, støpe en betongpropp, og drive ny tunnel utenfor lekkasjeområdet med sonderboring, vanntapsmåling og eventuell forinjeksjon av tunnelstuffen.
Denne løsningen var sannsynligvis den mest kostbare i utgangspunktet, men den man med stor sikkerhet kunne si ville lykkes, og det ble den som ble valgt.

Ut fra en vurdering av fjellforholdene og resultatene fra sonderboringen ble betongproppen plassert ca. 10 m bak det vannførende nisjeområdet. Avgreningspunktet for tunnelen utenom lekkasjeområdet ble vurdert ut fra tilstrekkelig av nd fra lekkasjen og akseptabel vinkel m. h. t. den videre drift.

Kravene til avstand ble satt til minimum 15 m fra lekkasjeområdet. For å oppfylle disse betingelsene ble nytt avgreningspunkt valgt 30 m bak betongproppen med en vinkel på 40° fra tidligere tunnel.

Dersom antagelsen om et vannførende sjikt i lagdelingen stemte, ville man passere gjennom dette uansett til hvilken side avgreningen ble lagt.

Avgreningen til venstre ville imidlertid gi større avstand fra sålenivå og ned til sjiktet, noe som ble avgjørende. I tillegg ble det fra avgreningspunktet drevet på stigning 1:10 i 30 m, slik at det ble oppnådd ytterligere 3 m overdekning.

Tunnelsystemet forbi lekkasjeområdet ble da totalt seende ut som på fig.22.7, hvor også utgangssystemet for sonderboring, vanntapsmåling og eventuell injeksjon er vist.

Under driving med systemet 4 stk. sonderhull og vanntapsmåling ble det ikke behov for injeksjon før tidligere stuffnivå var passert. Sonderboringen ble endret til 4 stk 16 m lange hull for annenhver salve. Kriteriet for injeksjon var det samme som nevnt foran.

Det ble injisert fra 6 stuffer, dvs. en lengde på ca. 70 lm av 100 lm tunnel. Det ble totalt pumpet inn 15 tonn sement, tilsvarende et ifyllt sprekkvolum på 5 - 7 m^3.

Under fremdriften kunne sprekker på flere cm tykkelse med injeksjonsmasse observeres i veggene.

Da det gjensto 75 lm frem til utslagsstedet, ble tunnelen drevet gjennom en ca.2 m bred knusningssone som skar tunnelen i en vinkel på 20° med aksen og hadde 40° fall mot venstre sett mot stuff.

Svakhetssonen var vannførende, forinjeksjon var nødvendig, og sonen medførte ca. 30 lm full utstøpning. Det var tydelig å se hvordan injeksjonsmassen fyllte opp tidligere vannførende sprekker i sonen. Det er mulig at denne svakhetssonen matet de flattliggende lag med vann. Etter at knusningssonen var passert, bedret lekkasjeforholdene seg frem til utslagsstedet.

5. KONSEKVENSER FOR ENTREPRENØR OG BYGGHERRE

Et opplegg som dette med systematisk sonderboring, vanntapsmåling og injeksjon griper sterkt inn i entreprenørens ønske om inndrift. I tillegg blir den tiden entreprenøren står igjen med til fremdrift sterkt opphakket og vanskelig å få utnyttet fullt ut. I tillfellet ved Skibotn Kraftanlegg ga oppfølging i tid av systemet med 4 stk. 10 m lange hull med vann-

tapsmåling for hver salve et tidsbehov på gjennomsnittlig 2 timer, mens systemet med 4 stk. 16 m lange hull for annenhver salve ga et gjennomsnitt på 1/2 skift.

Totalt kostet vannlekkasjen byggherren ca. 1.500 000,- kroner (1979), dette er kostnadene til sonderboring, vanntapsmåling, injeksjon, tapt tunnel, betongpropp og kompensasjon for ventetid til entreprenøren.

Dersom man ser på kostnadene fra nytt avgreiningspunkt og frem til utslagsstedet, kostet tiltakene med å sikre tunnelen mot vanninnbrudd ca 1 600,- kroner (1979) pr. m, dvs. ca. 50% av tunnelmeterprisen.

Arbeidene ble i dette tilfellet gjort opp som et regningsarbeid, noe som krever mye oppfølging både fra entreprenør og byggherre. Et alternativ vil være å prissette slike arbeider allerede på anbudsstadiet.

6. SLUTTKOMMENTAR

Injeksjonsarbeidene hadde i denne tunnelen ikke til hensikt å gjøre tunnelen fullstendig tett, men kun å forebygge mot lekkasjer som kunne skape problemer under driften. Det var dessuten av interesse å ikke overstige 1000 l/min i pumpekapasitet.

Det injeksjonsopplegget som ble benyttet ble tilpasset underveis m. h. t. antall hull og plassering. Under en forinjeksjon av denne typen hvor kravet er minst mulig, men tilstrekkelig injeksjon, er erfarne mannskap på injeksjonsarbeidene en selvfølge. Avgjørelsen om når en ny salve kan tas under betryggende forhold må avgjøres på stuff basert på fortløpende oppfølging.

Arbeidsopplegget under injeksjon ble tilpasset slik at injeksjonsmassene fikk herdne om natten og delvis også i helgen. Av denne grunn var ikke behovet for hurtigherdnende injeksjonsmidler akutt på dette anlegget.

Hurtigherdnende injeksjonsmidler kan imidlertid være et middel til økt inndrift.

BRUK AV INGENIØRGEOLOGI VED RYGENE KRAFTVERK

Use of engineering geology for the Rygene hydropower plant

Ingeniørgeolog Arild Palmstrøm, Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

Rygene er et elvekraftverk som med ytelse 55 MW og produksjon 280 GWh utnytter 38 m fall nederst i Nidelven i Aust-Agder. Spesielle ingeniørgeologiske forhold ved anlegget var 2 elvekryssinger med den 100 m^2 store avløpstunnelen med 25 m og 13 m fjelloverdekning. Begge disse foregikk uten spesielle vanneller stabilitetsproblem. Området kraftverket ligger i er relativt sterkt tektonisk påvirket. Svakhetssoner med aktiv svelleleire ga ustabile fjellforhold på en nesten 800 m lang sammenhengende strekning av den 2,2 km lange avløpstunnelen. Utstrakt bruk av ingeniørgeologi med oppfølging av tunnelarbeidene og kartlegging av fjellforholdene gjorde at sikringen kunne tilpasses variasjonen i fjellkvaliteten, blandt annet ved utstrakt bruk av sprøytebetong og bolter. Kostnadsmessig kom sikringsarbeidene totalt på 53% av sprengningsprisen.

SUMMARY

Rygene hydropower plant exploits a 38 m head in the lower part of the Nidelven river in Aust-Agder county. The capasity installed is 55 MW generating 280 GWh annually. Special geological problems encountered were the crossing of the 100 m^2 tailrace tunnel beneath the river in two places with 13 m minimume rock cover. In this faulted area weakness zones caused many stability problems along a 800 m long portion of the 2,2 km long tailrace tunnel. Most of the faults contained active swelling clays, which strengthened the need for detailed geological mapping of the rock conditions. This mapping enabled us to select the type of rock support to suit the various rock conditions. Extensive use of shotcrete combined with rock bolts instead of cast-in-place concrete support, redused the total cost for the rock support, which amounted to 53% of the driving cost.

1. INNLEDNING

Når en har valgt å omtale bruk av ingeniørgeologi ved Rygen kraftverk, er dette fordi det er flere spesielle geologiske, sikringsmessige og anleggstekniske forhold som her kan være av interesse. Disse er:

- tildels store tunneltverrsnitt
- 2 elvekrysninger med liten fjelloverdekning

- tektonisk sett komplisert område
- meget aktiv svelleleire på mange av sleppene
- stedvis mye løsmasser i terrenget over tunnelene

Fig. 23.1 Store tunneltverrsnitt. Kryss avløpstunnel tverrslag.

Først skal imidlertid anlegget kort beskrives. Rygene kraftverk utnytter de nederste fallene på 38 m i Nidelven ca. 10 km fra Arendal. Det første fallet her utgjøres av Rygene-fossen på ca. 20 m. Tidligere er det her bygget flere kraftverk. Det eldste av disse i drift var 60-70 år gammelt. Det nye Rygene kraftverk har erstattet disse, samt at det som nevnt også utnytter fallene nedenfor Rygene-fossen. Installasjonen som er på 55 MW utnytter en maksimal vannføring på 170 m^3/s som gir ca. 280 GWh.

Byggherre er Aust-Agder kraftverk, prosjekteringen ble utført av Ingeniør A.B. Berdal A/S, mens hovedentreprenør var Ingeniør Thor Furuholmen A/S. Byggingen ble påbegynt 1974 og kraftverket var ferdig høsten 1977.

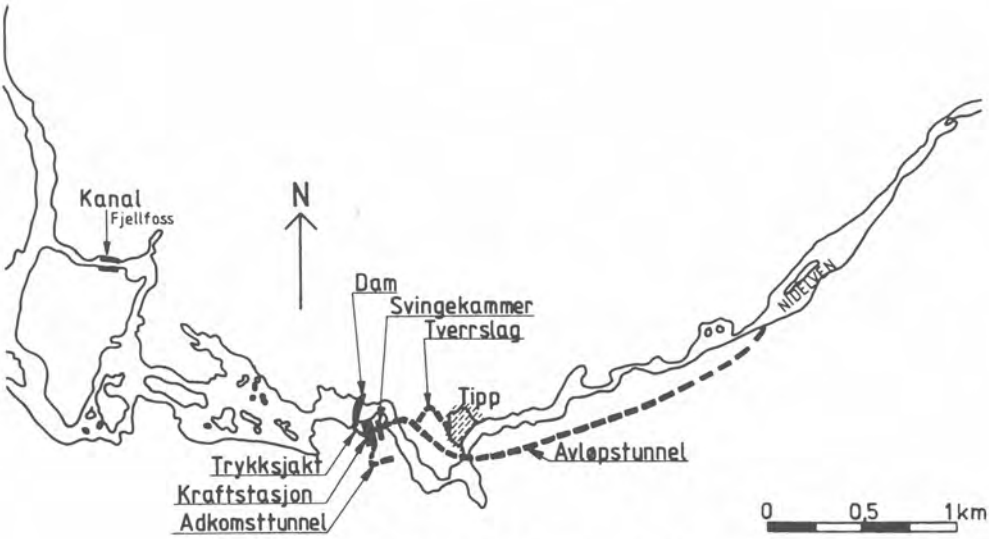


Fig. 23.2 Oversikt Rygene kraftverk.

Fig. 23.3 Avløpstunnelen på 100 m^2 ble sprengt ut i to seksjoner.

På fig. 23.2 er vist en skisse av anlegget. Fra inntaket på vestsiden av dammen går trykksjakten på 50 g fall og tverrsnitt 57 m^2 rett ned til kraftstasjonen som er forsynt med en Francisturbin. Avløpstunnelen er på 100 m^2 med en lengde på 2200 m. Fra et tverrslag 250 m nedenfor stasjonen ble avløpstunnelen drevet med en toppstoll på 50 m^2 og strossing med liggere av bunnstollen etter at toppstollen var ferdig drevet. Svingekamrene i avløpstunnelen er store med spennvidder på opptil 9 m og høyde på opptil 19 m for nedre kammer som er det største. En 190 m lang adkomsttunnel med tverrsnitt 26 m^2 fører ned til kraftstasjonen.

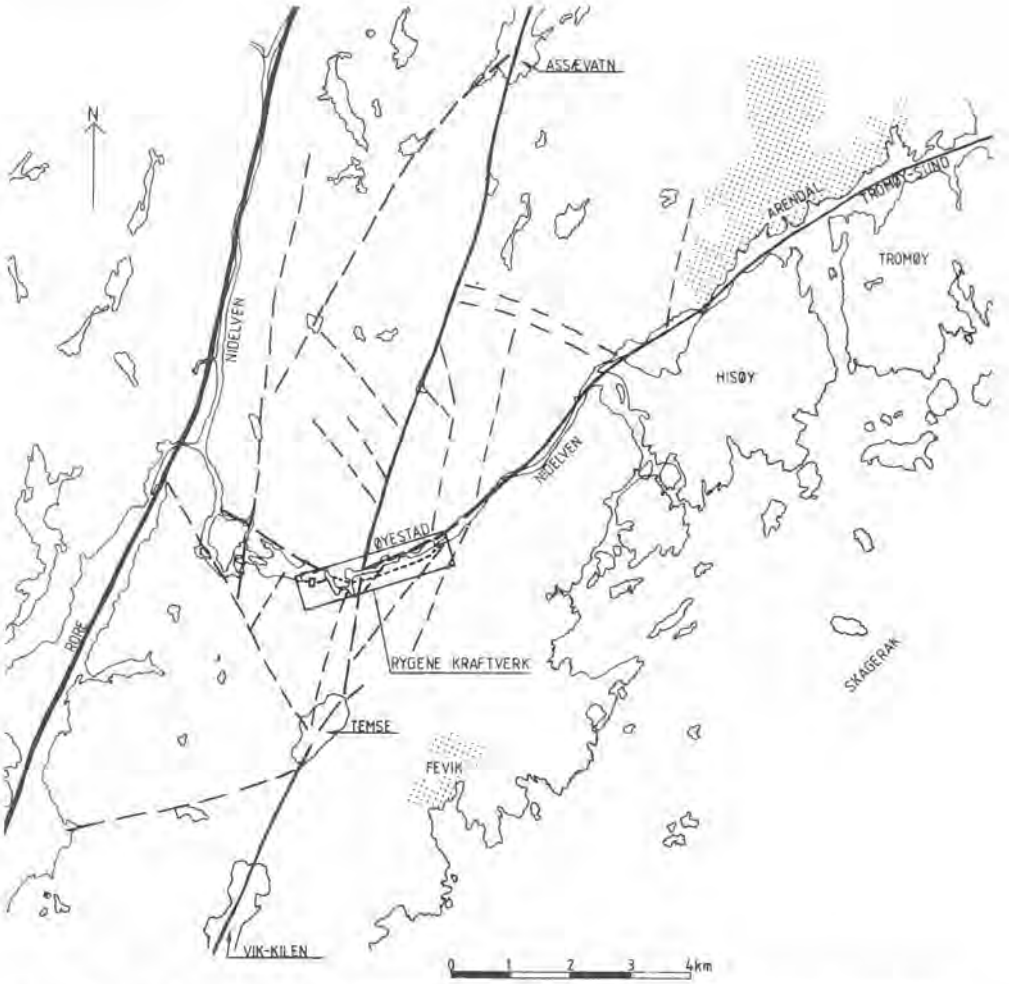


Fig. 23.4 Tektonisk oversikt. Strekenes tykkelse indikerer svakhetssonenes mektighet (Etter Selmer-Olsen 1950)

2. OVERSIKT OVER OMRÅDETS GEOLOGI

Kraftverket ligger innenfor Bamble-komplekset i det sør-norske grunnfjellområdet, som her antas å være dannet for ca. 1800 mill. år siden.

Hovedbergartene innen det aktuelle utbyggingsområdet er båndete gneiser. Disse er bygget opp av alternerende mørke og lysere lag. Tykkelsen av de enkelte lag eller bånd varierer fra få centimeter til flere meter. De mørke båndene er amfibolitt, mens de lyse båndene er varierende typer kvartsfeltspat-gneis. Gneisene har en utpreget planstruktur, med strøkretning hovedsaklig NØ-SV og 70-100^g fall mot SV. Lokalt innen utbyggingsområdet opptrer også mindre partier med granittiske bergarter uten utpreget planstruktur.

Dessuten finnes lokale linser av pegmatitt.

En vesentlig del av anlegget ligger innen den komplekse knusningsmosaikk som sammenløpet av de tre gamle, store bruddlinjer i jordskorpen, Nidelva - Tromøysund, Vikkilen - Temse og Assæ - Øyestad kirke har gitt, se fig. 23.4. Særlig er det avløpstunnelen som er blitt rammet av disse mektige og sterkt sementerte og krystalliserte knusningssoner som inneholder tog av små, ofte tettliggende leirførende yngre oppbrytninger. Fjellgrunnen som kraftverket ligger i, kan derfor sies å være relativt sterkt tektonisk påvirket.

Svakhetssoner opptrer dels som leirfylte spaltesoner, dels som leirholdige sprekke- eller knusningssoner. De har samme orientering som sprekksystemene, dvs. de stryker N - S til NØ - SV og har relativt steilt fall. Leiren i svakhetssonene oppviser ofte stor svelleevne, som nærmere skal omtales senere.

Bergartens detaljopsprekning domineres av sprekker og slepper langs foliasjonsplanet. Dette er relativt gjennomsettende sprekker, ofte med lengde større enn 10 m. De mest gjennomsettende er ofte utviklet som slepper vanligvis av tykkelse 1 - 10 cm. Sprekkeavstanden er vanligvis 0,5 - 1 m, men kan stedvis være 0,3 - 0,5 m. To andre sprekksystem er også påtruffet i anlegget, også langs disse opptrer det ofte leirfylte slepper. I hovedtrekkene kan bergartene i utbyggingsområdet karakteriseres som moderat oppsprukket.

Området ligger under marine grense. Løsmassene er for det meste marine silt- og leiravsetninger. Således er et større parti langs avløpstunnelen dekket av løsavleireinger, noe som vanskeliggjorde den geologiske tolkningen.

3. UTFØRTE INGENIØRGEOLOGISKE ARBEIDER

Den ingeniørgeologiske forundersøkelsen ble utført av A/S Geoteam. Videre ble det utført seismiske undersøkelser på begge steder der tunnelen krysser Nidelven, samt over stasjonshallen og langs et overdekket parti over avløpstunnelen. Dessuten er det utført kjerneboringer der tunnelen krysser elven, med 2 hull på hvert sted. Dette ble utført av A/S Grunnboring.

Oppfølging av tunnel- og fjellarbeidene, samt angivelse av anbefalt permanent sikring i avløpstunnel, stasjonshall, trykksjakt, svingekamre og flomløpssjakt er foretatt av Ingeniør A. B. Berdal A/S. I tilknytning til angivelsen av den permanente sikringen, ble fjellforholdene i tunnelen kartlagt, og det ble utarbeidet en ingeniørgeologisk sluttrapport. I mesteparten av anleggstiden hadde entreprenøren en ingeniørgeolog på anlegget. Han fulgte opp tunnelarbeidene og utførelsen av sikringsarbeidene. Dessuten har professor R. Selmer-Olsen foretatt to befaringer til avløpstunnelen for å vurdere den permanente sikringen av enkelte geologisk og stabilitetsmessig sett kompliserte partier.

4. ERFARINGER FRA TUNNEL–ARBEIDENE

Stort sett stemte de geologiske vurderingene av fjellforholdene, utført av A/S Geoteam,

noenlunde bra. De problemer som oppsto, var omtrent i de områdene som var forutsagt, men omfanget av problemene var ofte større enn antatt.

I det følgende skal bare de spesielle problemer og vanskeligheter av stabilitetsmessig og lekkasjemessig art som fremkom under tunnelarbeidene, omtales. Generelt kan imidlertid sies at utover disse var det heller små problemer under tunneldriften.

Problemene var hovedsaklig knyttet til stasjonshall og trykksjakt, samt til avløpstunnelen. Hele trykksjakten ble betongutforet, dette var vesentlig fordi en leirsone med 70^g fall skar store deler av sjakten omtrent på langs i tillegg til at det her var oppsprukne fjellmasser. De største stabilitetsmessige problemer hadde man imidlertid i den horisontale delen av trykksjakten nærmest stasjonen der sonen gikk omtrent midt i hengen. Sonens tykkelse var her 5-20 cm med parallelle, leirholdige sprekker på sidene. Som arbeidssikring ble det benyttet lange, innstøpte bolter og sprøytebetong, før det senere ble foretatt permanent utstøpning.

Den samme sonen skar også stasjonshallen, her under ca. 50^g vinkel. Det ble tatt prøve av leirmaterialet som viste meget aktive svelleegenskaper med et svelletrykk på 97 t/m^2 og fri svelling på mer enn 220% (man fikk ikke materialet til å bunnfalle). Sonen var her 3-10 cm tykk, men med relativt uoppsprukket sidefjell. Som permanent sikring valgte man derfor forsegling av sonen med bolter, armeringsnett og sprøytebetong. Enkelte uregelmessige, ofte leirholdige sprekker i hengen av stasjonshallen, førte til at denne ble sikret permanent med ca. 400 stk. 3 m lange, innstøpte bolter pluss armert sprøytebetong. Hallens spennvidde er ca. 13 m.

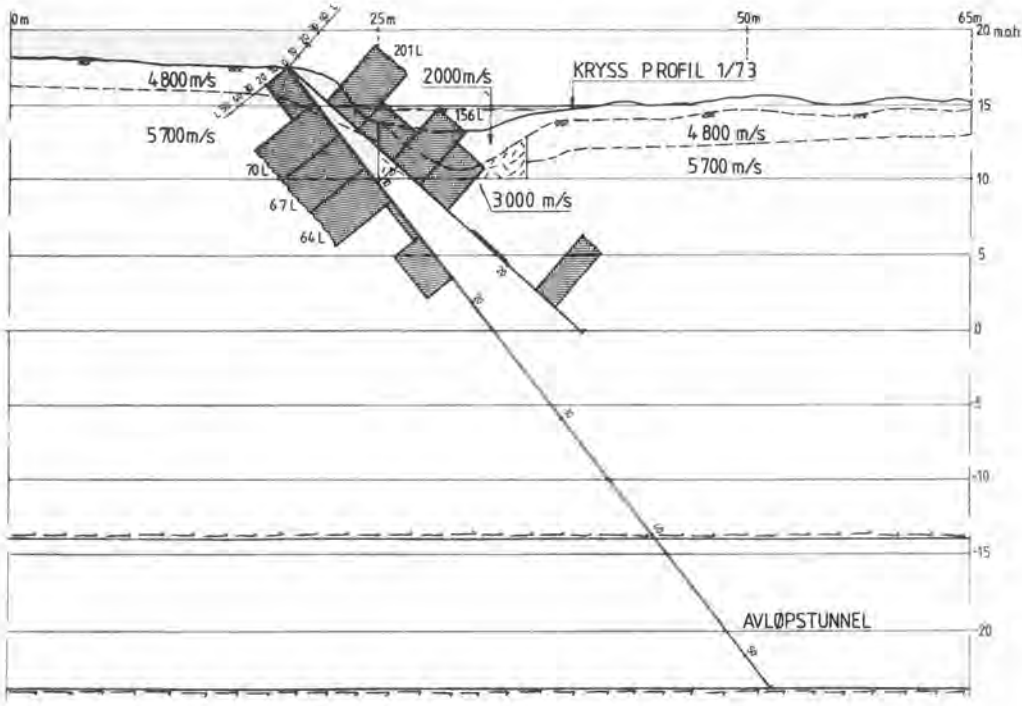


Fig.23.5 Øvre kryssing under Nidelven. Vanntap langs kjerneborhullene er angitt i Lueon(L).

I de store svingekamrene oppsto ikke særlige stabilitetsproblem. Det ble valgt å sikre deler av hengen med sprøytebetong der fjellmassene var oppsprukne. Større sprekkeavløste blokker ble sikret med bolter.

De vanskeligste og også mest interessante ingeniørgeologiske oppgaver oppsto i avløpstunnelen. Tunnelen har som nevnt et tverrsnitt på ca. 100 m^2 spennvidde 10 m, og den krysser Nidelven på 2 steder med en minste fjelloverdekning på 13 m.

Den første kryssingen av Nidelven foregikk nærmest stasjonen. Minste fjelloverdekning er her 25 m. Her var det forut foretatt seismikk og kjerneboringer som vist på fig. 23.5. De seismiske undersøkelsene her viser at det på et parti i elveleiet er lave fjellhastigheter. Lavhastighetspartiene kan skyldes en svakhetssone langs elveløpet og/eller en markert dyprenne i fjellprofilet. Ved påfølgende kjerneboringer ble det ikke påvist dårlige fjellforhold eller spesielle lekkasjeproblemer i tunnelnivå ved kryssingen underelveleiet. Under tunneldriften ble det foretatt enkle sondeboringer foran stuff, samtidig ble også eventuelle lekkasjer fra salvehullene notert. Ingen spesielle lekkasjer ble påtruffet, og selve kryssingen kunne foregå uten å måtte foreta noen injeksjonearbeider.

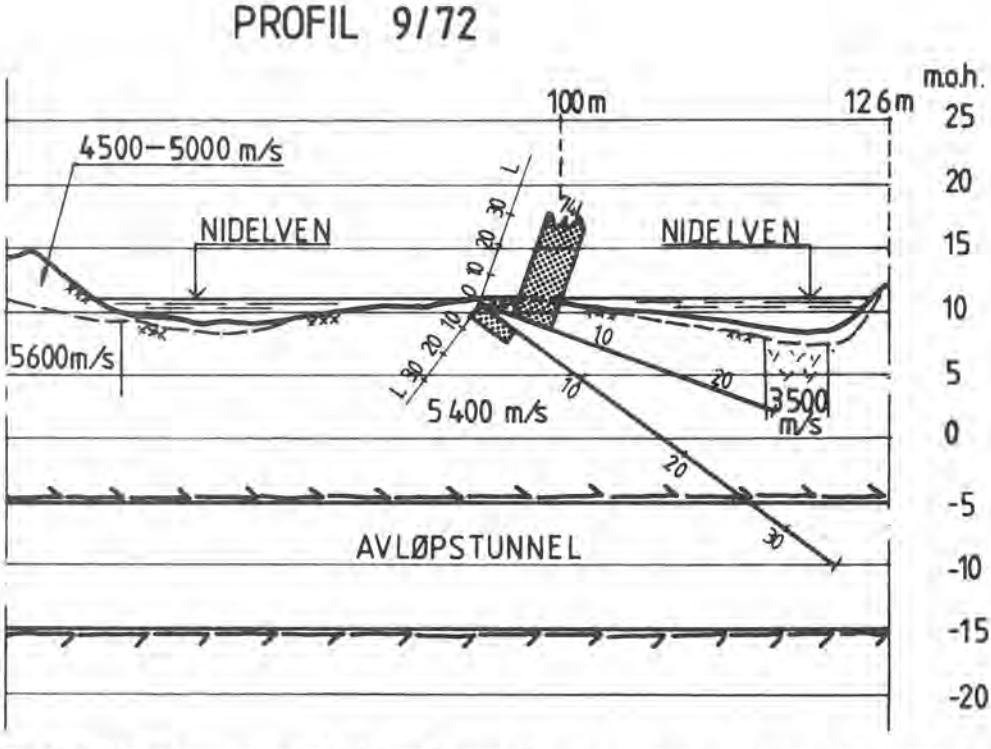


Fig.23.6 Nedre kryssing under Nidelven. Vanntap langs kjerneborhullene er angitt i Lugeon(L)

Også for den nedre kryssing av Nidelven ble det foretatt enkle sondeboringer fra stuff. Her er minste fjelloverdekning 13 m som det fremgår av fig. 23.6. De seismiske resultatene viser en lavhastighetssone (3500m/s) uten at denne ble verifisert av kjerneboringene.

Kjernene viste imidlertid en tidligere oppsprukket sone her som imidlertid var "sammenvokst". Videre viste vanntapsmålinger utført i kjerneborhullene store lekkasjer nærmest overflaten, men tette fjellmasser i tunnelnivå. Dette stemte godt med erfaringene under tunneldriften. Det ble ikke registrert større vanntap i sonderhullene, og det var heller ingen særlige stabilitetsproblemer eller vannlekkasjer i tunnelen ved denne elvekryssingen. Den "sammenvokste" sonen som hadde fall 50g i nedstrøms retning, ble først påtruffet etter endt kryssing. Det var ikke vannlekkasjer i sonen her, og den ble sikret med sprøytebetong.

Tolkingen av de geologiske forhold langs avløpstunnelen ut fra overflateobservasjoner var tildels vanskelig og usikker. Dette fordi fjelloverflaten over store områder er dekket av løsmasser.Særlig har området med flere svakhetssoner gitt overdekkete depresjoner i fjelloverflaten. Fjellmassene i området består ofte ikke av enkeltstående knusnings- eller leirsoner, men heller av mange uregelmessige slepper og leirbelagte sprekker som stedvis er konsentrert i partier. De mange og uregelmessige sprekker og slepper kan sannsynligvis forklares ved at de to nevnte store regionale svakhetssonene Assæ - Øyestad kirke og Nidelven - Tromøysund møtes i dette området, se fig. 23.4. Sprekker og slepper som grener seg ut fra disse to svakhetssonene, har gitt stabilitetsproblem flere steder i tunnelen. Hyppig opptreden av leirbelegg på sprekkflatene kan også ha sammenheng med disse svakhetssonene.

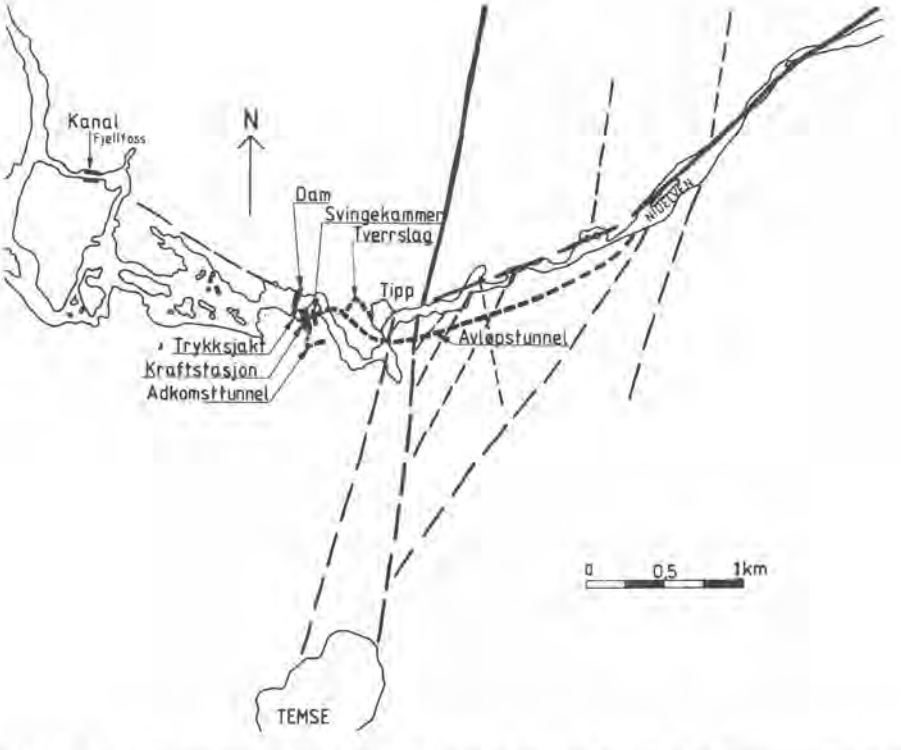


Fig. 23.7 Svakhetssoners forløp i kraftverksområdet. Det er særlig avløpstunnelen etter nedre kryssing av Nidelven som er berørt. Her var mye av fjelloverflaten dekket av løsmasser

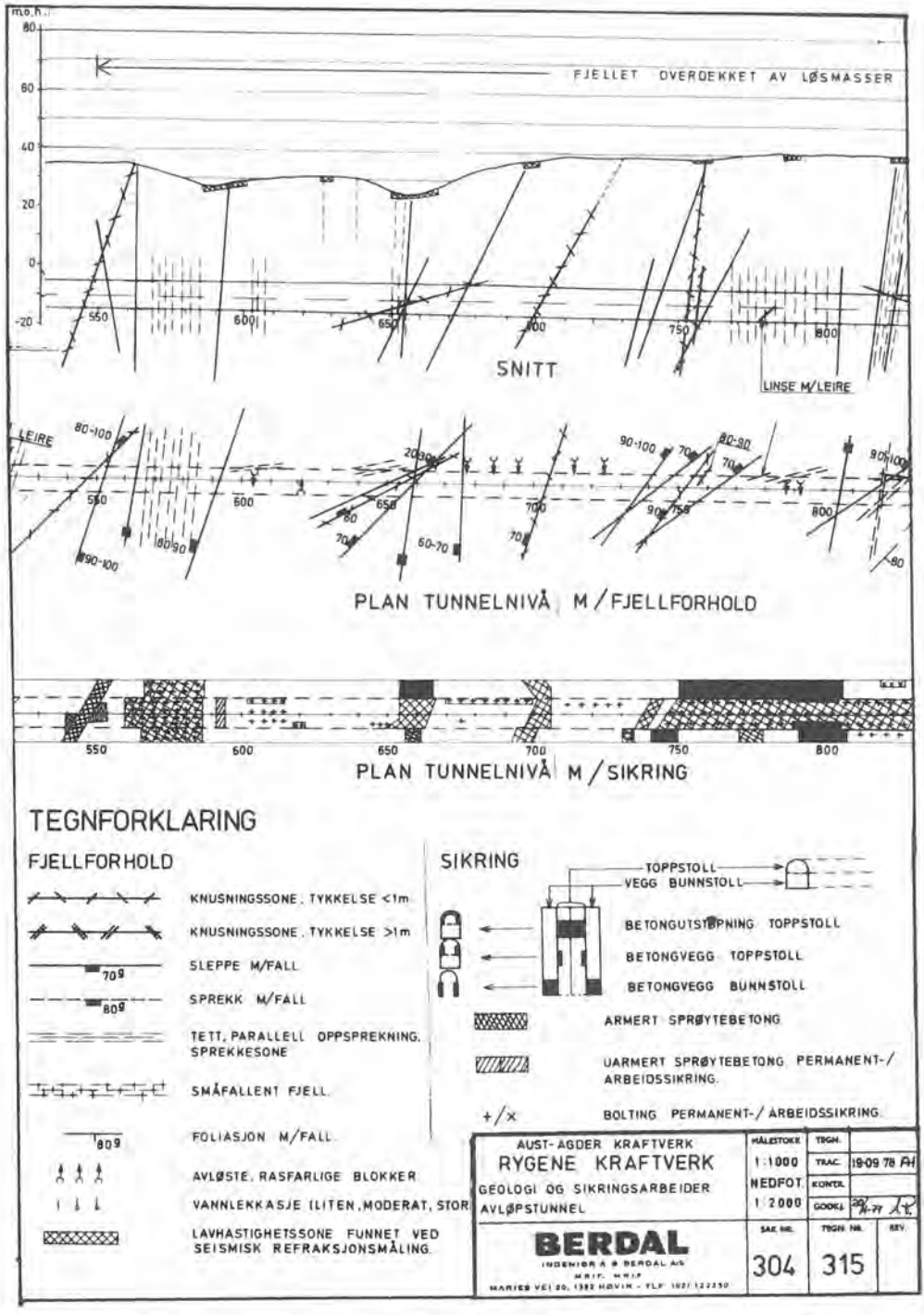


Fig. 23.8 Eksempel på angivelse av fjellforhold og sikring i avløpstunnelen

Der det vesentlig bare opptrer foliasjonssprekker i tunnelen, hadde fjellmassene relativt bra stabilitet. På slike steder var således bolting ofte tilstrekkelig sikring, selv der tunnelen gikk langsetter de steile foliasjonssprekkene. Men så snart det opptrer andre sprekker - særlig hvis disse eller foliasjonssprekkene har leirbelegg - oppviste fjellmassene lett ustabile forhold, slik tilfelle var på en ca. 800 m lang strekning i avløpstunnelens venstre stuff under et område med løsmasser i dagen, se fig. 23.7. Det ble her utført seismiske målinger før tunnelen ble drevet. De fleste av lavhastighetssonene som ble påvist, viste seg i tunnelen å representere svakhetssoner som måtte sikres.

På fig. 23.8 for området pel 530-830 er samhørende fjellforhold i tunnelen og i dagen trukket opp. Fjellforhold som bare synes å opptre i tunnelen, er kun opptegnet ved tunnelen. Det samme gjelder fjellforhold som bare synes å opptre nær overflaten. Det fremgår at enkelte sprekker, slepper, og soner ikke sees i dagen. Dette kan bero på den nevnte komplekse bruddtektonikk som rår i området, der slepper og svakhetssoner med ulik orientering og dimensjoner avløser og/eller krysser hverandre. Derved vil sonens karakter kunne endre seg innen korte avstander. Dette er ofte tilfelle i tunnelen, der soner på tvers eller på skrå av tunnelen opptrer i en vegg, men ikke i den andre.

Pel nr.	Type fjellmasser PERMANENT SIKRING	Utfört arbeids-sikring
737	5 - 10 cm tykk leirsleppe (140/90-100 utover)	
743	1 - 2 cm tykk leirsleppe (160/70-80 utover) som krysser sleppen på pel 737 nederst i høyre vegg	
734-738 høyre vegg 741-745 venstre vegg	ARMERT SPRØYTEBETONG PLUSS EN BOLTERAST PÅ HVER SIDE AV LEIRSLEPPENE	
751-784	Flere leirslepper og leirinfisert oppsprukket fjell.	6-7 cm sprøytebetong pluss ca. 30 bolter i hengen
755	3-10 cm tykk leirsleppe (140/70 utover)	
760	Leirsleppe i venstre vegg (160/70 venstre)	

Kommentarer til tabellen:

Der intet annet er oppgitt, refererer pel-nummer seg midt i hengen. Referanseretningen er sett mot utløpet (sett nedstrøms).

Strøk og fall er oppgitt i parentes (strøk/fall) og er angitt i forhold til tunnelretningen. Strøket er målt med urviseren fra tunnelaksen og fallet er målt i forhold til referanseretningen.

Fig. 23.9 Eksempel på beskrivelse av fjellforhold og sikring

Nr.	Prøvested	Beskrivelse av prøvestedet	Opprinnelig materiale		Foredlet materiale		Merknader
			Vann-innh	Matr <20μ	Fri svel-ling	Hygro fukt	
			%	%	%	%	
4	pel 796	30-50 mm tykk leirsleppe	13	14	185	30	Armert sprøytebetong + bolter
5	pel 835	Kryssing av flere leirholdige sprekker	18	7	230	31	Utstøpning
6	pel 1050	2-3 m tykk finfragmentert leirholdig knusningssone	9	8	200	20	Utstøpning

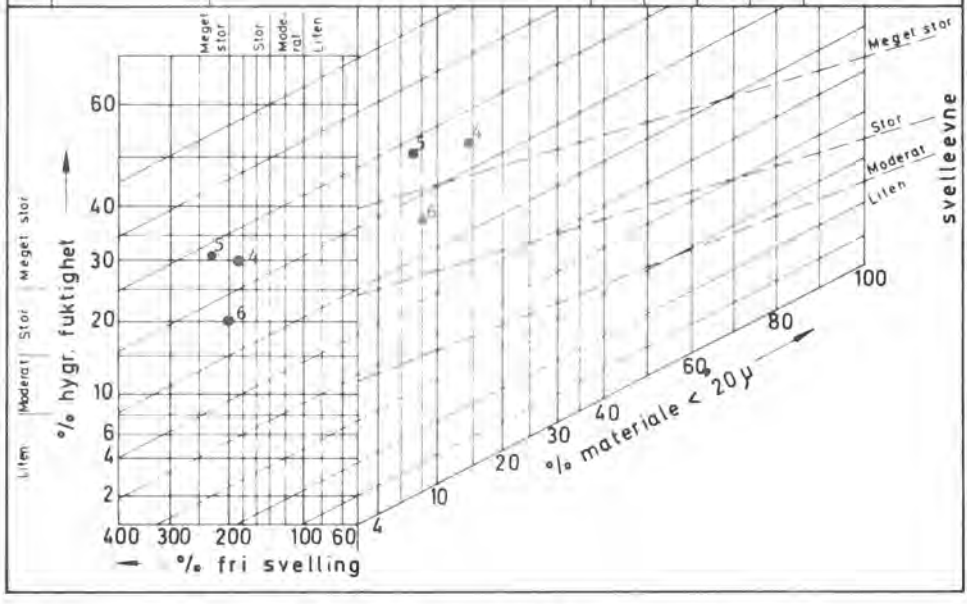


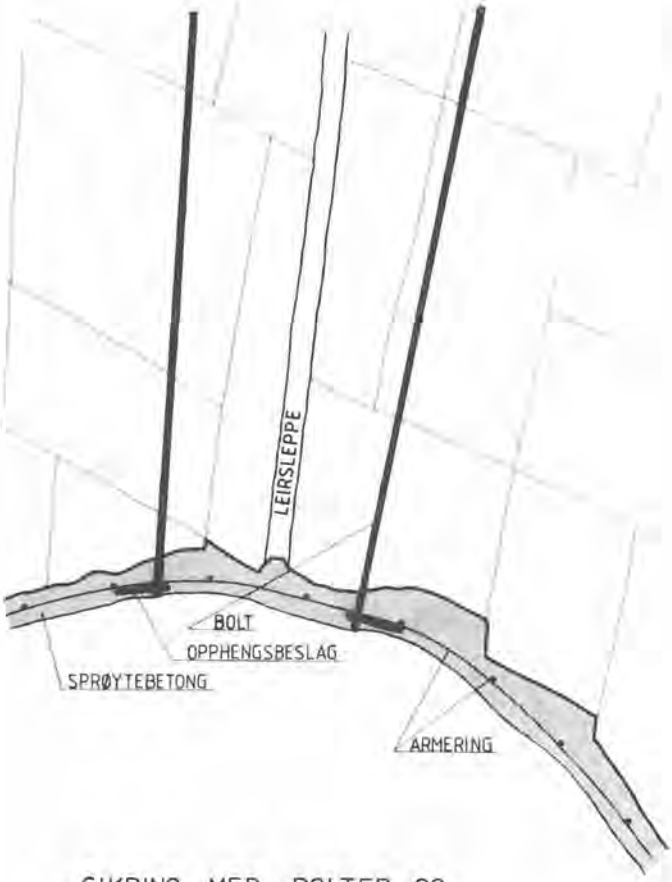
Fig. 23.10 Eksempel på angivelse av sleppeleirers svelleevne.

De vesentligste av de problemer som oppsto på stuff, ble taklet med bolter og uarmert sprøytebetong. Senere ble denne sikringen forsterket bak stuff for den permanente bruk i tunnelen. Et eksempel på beskrivelse av de fjellforhold som ble observert i avløpstunnelen er vist på fig. 23.9. Her er også arbeidssikringen og den permanente sikringen som er utført, angitt. Kartleggingen av fjellforholdene i tunnelen samt bestemmelse av permanent sikring ble utført etter at arbeidssikringen var utført. På grunn av at sprøytebetongen til arbeids-

sikring alt var lagt på, var det ofte vanskelig å få en særlig god oversikt over leirsonenes forløp og skiftende karakter, selv om sprøytebetongen som oftest bare dekket en del av tunneloverflaten. På klare fukt-steder og der sonene suget vann fra sålen, var svelleprosessen imidlertid i gang og ga klare indikasjoner. Sonenes ofte uregelmessige karakter både når det gjelder orientering og forløp, vanskeliggjorde i tillegg angivelsen av fjellforholdene.

Fra 6 forskjellige leirslepper eller leirsoner er det tatt leirprøver som er undersøkt med hensyn til potensiell svelleevne. Eksempel på disse resultatene er vist i fig. 23.10. Samtlige prøver som er undersøkt, viste stor til meget stor svelleevne. Det potensielle svelletrykket på 97 t/m^2 som ble målt ved NTH på en av prøvene, må karaktiseres som høyt.

De fleste leirsoner med svelleeire var under 0,5 m tykke. Ofte var også sidefjellet relativt lite oppsprukket. På slike steder ble det sikret med innstøpte bolter og armert sprøytebetong. Det ble her lagt vekt på at boltene fikk en god fortanning i sprøytebetongen eller feste til armeringsnettet ved at spesielle kramper ble slått fast på de utstikkende bolte-endene før sprøyting, se fig. 23.11.



SIKRING MED BOLTER OG
ARMERT SPRØYTEBETONG

Fig. 23.11 Sikring med sprøytebetong og bolter.

På steder med leirsoner med mer oppsprukket sidefjell eller der flere leirsoner skar hverandre - med fare for at større ras kunne oppstå, eller at deformasjoner på grunn av svelleleire kunne ødelegge sprøytebetongen - ble betongutstøpning valgt som permanent sikring, se fig. 23.12. Fordi tunnelen ble utsprengt i to seksjoner, ble det valgt å bolte fast betongen til veggene. En del steder ble det valgt å benytte veggstøp som sikring. Også denne ble festet til fjellet med bolter.

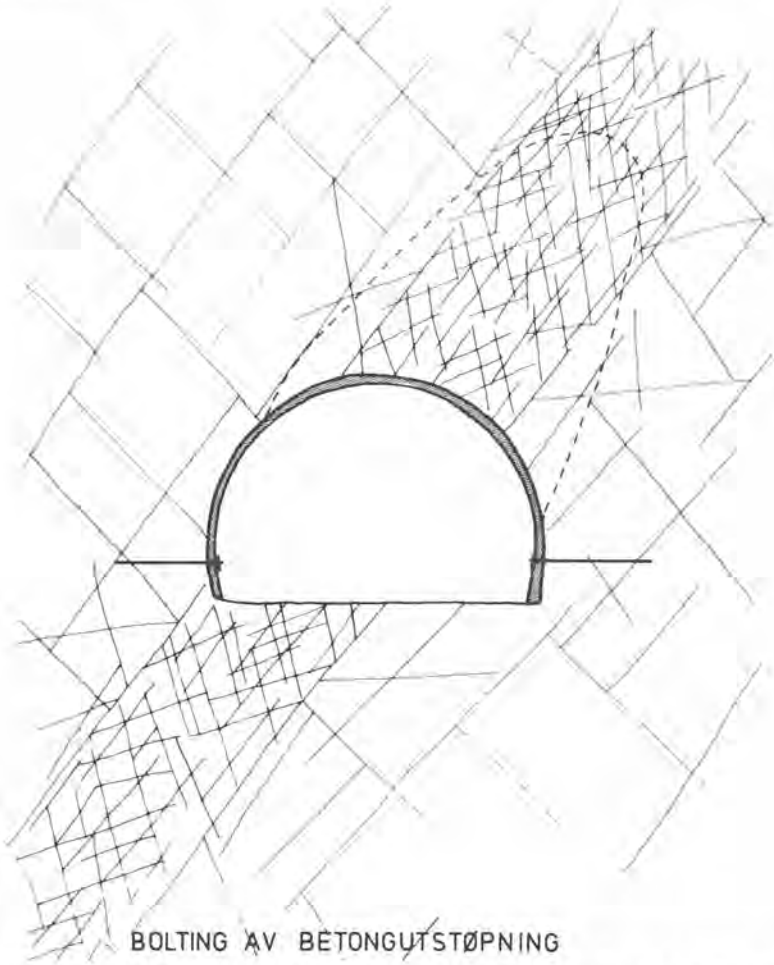


Fig. 23.12 Sikring av toppstoll med betongutstøpning som boltes fast til veggene. Stiplingen angir teoretisk rasfarlige masser.

I tabell 1 er sikringskostnadene for hele avløpstunnelen satt opp.

Totalt sett kom sikringen av tunnelen på ca. kr. 4.800.000,–, som utgjør 52% av sprengningsprisen. Sikringsomfanget er vesentlig høyere enn vanlig for norske vanntunneler. Ustabile fjellmasser på den nevnte nesten 800 m lange tunnelstrekning, fra pel 300-1100, samt økningen av sikringsomfanget på grunn av det store tverrsnittet tunnelen har, er årsak til

dette. I tillegg førte også utsprengningen av tunnelen i to seksjoner til økt arbeidssikring, fordi dette på grunn av store høyde på veggen krevet ekstra rensk og bolting av veggene i toppstollen før bunnstrossen ble tatt.

Til tross for de store sikringsomkostninger, har utstrakt bruk av ingeniørgeologi redusert sikringsomkostningene mye. Dette fordi en ved å kartlegge fjellforholdene, har gjort det mulig å benytte en kombinasjon av armert sprøytebetong og bolter der fjellforholdene tillot dette, istedetfor utstøping av hele tunnelprofilet som ellers ville ha vært påkrevet. Ved utstøping ville større sikringskostnader vært aktuelle. Et grovt overslag indikerer at på den "dårlige" ca. 800 m lange strekningen i avløpstunnelen ville sikringsarbeidene da ha kostet i størrelsesorden vel 1 mill. kroner mer.

Tabell 23.1 Sammenstilling av mengde og kostnader for sikringsarbeidene i avløpstunnelen.

TYPE SIKRING	MENGDE		MENGDE/ ENHET	KOSTNADER 1 1000 kr	
	på stuff	bak stuff		på stuff	bak stuff
Rensk	3500 t	1500 t[3]	2,2 t/lm	520	200 [3]
Ekspansjonsbolter	1300 stk.			90	
Innstøpte bolter		4500 stk	2,6 b/lm		450
Uarm. sprøytebetong	ca. 1300 m^2	ca. 4300m^2	ca. 10% [1]	150	
Arm. sprøytebetong		ca. 8600m^2	ca. 15% [1]		2.450
Betongutstøpning		35 lm	1,8% [2]	40	860
Veggstøp	ca. 100 m^2	ca. 770m^2	2,5%[1]		
Sum				800	3.960
% av sprengningspris (ekskl. rigg)				9%	43%

1) % av tunneloverflaten (heng + vegger)
2) % av tunnellengden
3) Vesentlig rensk for arbeidssikring av toppstollen (vesentlig vegger) før utsprengning av nedre pall.

Referanser:

R. Selmer-Olsen: "Om forkastningslinjer og brytningssoner i Bamble-formasjonen". Norsk geologisk tidsskrift nr. 28, 1950.

BRUDDMEKANISMER UNDER RULLEMEISLER
Faktorer som påvirker boreprosessen ved fullprofilboring av tunneler.

FAILURE MECHANISMS UNDER DISC CUTTERS
Factors influencing the boring process by fullface tunnel boring.

Sivilingeniør, dr.ing. O. T. Blindheim, Geologisk Institutt, NTH.

SAMMENDRAG

Boreprosessen ved fullprofilboring med rullemeisler er avhengig av netto materkraft, kutteravstand, bergartens styrke og fjellmassens innhold av svakhetsflater som stikk og sprekker. Ved boring i anisotrope bergarter og tett oppsprukket fjell øker inndriften raskt med økende vinkel mellom tunnelaksen og svakhetsflatene.

På stuffen skjer en pulverisering av bergarten rett under eller foran rullemeiseleggen, en rissdannelse ut fra dette partiet og en avskalling mellom meiselsporene. Denne avskalling kan skje for hver eneste passering av rullemeiselen eller etter flere passeringer alt etter forholdene. Bergartens motstandsevne mot slagpåkjenning og strekkfasthet er vesentlig for vurdering av borbarheten. Samspillet mellom materkraft, avstand mellom meiselsporene, bergartsstyrke og indrift pr. omdreining diskuteres. Størrelsesordenen av virkningen av anisotropi og svakhetsflater diskuteres ut fra eksempler.

SUMMARY

The effectiveness of tunnel boring with disc cutters is dependant of net thrust pr. disc, cutter spacing, rock strength and the amount of weakness planes in the rock mass. For tunnel boring in anisotropic or jointed rock the penetration is increasing with increasing angle between the tunnel axis and the weakness planes.

At the face the rock is pulverized under the disc edge. From this area cracks are formed and chipping takes place between the cutter grooves. This chipping may occur for each pass of the cutter or after several passes. Rock resistance against impact loads and tensile strength is important for the boreability. The interaction between thrust per disc, cutter spacing, rock strength and penetration per revolution is discussed. The influence of rock anisotropy and weakness planes are discussed quantitatively by examples.

Rullemeisler.

Rullemeisler (disc cutters) dominerer i dag ved fullprofilboring av tunneler og har også en utstrakt anvendelse ved stigortsboring. Utviklingen av kutterne og utformingen av borhodene har stort sett foregått etter prøve- og feilmetoden. Forskningen innen feltet har ligget med et trygt etterslep i forhold til maskinutviklingen. Først den siste tiden har en begynt å forstå hva som skjer på et borhode og etter hvert kunnet gi brukbare prognoser for inndrifter m.m. Diskusjonen vil i det følgende i hovedsak bli begrenset til boring med den vanligste typen av tunnelbormaskiner som har flere rullemeisler på borhodet.

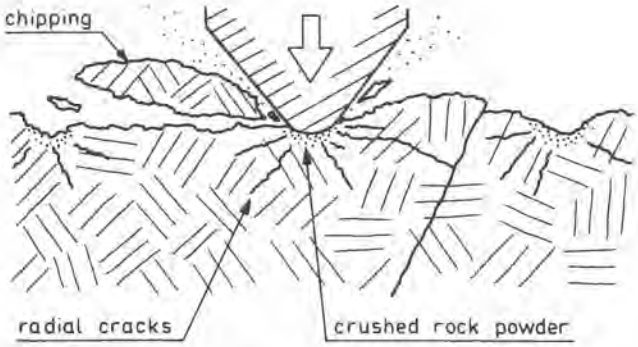


Fig. 24.1 Pulverisering. rissdannelse og avskalling ved rullemeiselegg.
Pulverization, Cracking and chipping by disc cutter boring.

Bruddforløpet under eggen.

Ved Colorado Scool of Mines har et omfattende forskningsprogram gitt et viktig bidrag til forståelse av det kompliserte samspillet mellom de maskinelle faktorer og bruddmekanismen i bergartsmaterialet, Ozdemir et al. (1). Ved observasjoner bl. a. ved hjelp av høyhastighetsfilming er det klarlagt hva som skjer under (eller foran) en rullemeisel og som enhver kan se resultatet av på en fullprofilboret stuff.

Som illustrert i fig. 24.1 pulveriseres bergarten rett under en rullende meiselegg. Pulveret "blåses" ut langs meiseleggen med stor hastighet. Videre dannes riss ut fra denne sonen tilsvarende de radielle rissene fra et borhull under sprengning. Som ved sprengning skyldes disse rissene induserte strekkspenninger. Til siden for eggen skaller bergarten av i mindre og større flak. Denne avskalling behøver ikke alltid å skje for hver passering av eggen, f.eks. kan to eller tre passeringer være nødvendig før ryggen mellom meiselsporene skaller av.

Denne sykliske avskallingen er også hovedårsaken til den høyst varierende belastningen på rullemeiselen. Begrepet materkraft pr. meiselring uttrykker således bare den gjennomsnittlige materkraften.

I alt er det de samme elementer som går igjen ved slaghammerboring med meiselskjær, selv om målestokken blir forskjellig og eggen ikke treffer samme spor bestandig. Dette er årsaken til at det er de samme bergartsegenskapene som er viktige for borbarheten både ved slaghammerboring og fullprofilboring.

I prinsipp skjer det samme enten eggen er mer eller mindre skarp, eller den består av en rad avrundede hardmetallstifter. Effektiviteten blir selvsagt forskjellig avhengig av materkraft og kontaktareal.

Teoretisk modell for massivt fjell.

På basis av observasjon av dette bruddforløpet har Odzemir et al. (1) utviklet en teoretisk modell for overføring av kreftene til bergarten under og til siden for meiseleggen. Bergartens enaksielle trykkfasthet og skjærfastheten (ved null omslutningstrykk) anvendes sammen med maskinparametere som materkraft pr. ring, eggvinkel, eventuell slitasje, ringdiameter og avstand mellom meislesporene, for beregning av inndrift pr.omdreining.

Formelapparatet er hittil utprøvd mot fullskala kutteforsøk med rullemeisler i homogene middels harde bergarter og gir god overensstemmelse med disse. Også ved sammenlikning mellom inndriftsoverslag på basis av formlene og oppnådde inndrifter ved tunnelboring oppnås brukbar overensstemmelse, spesielt i homogene bergarter. I oppsprukket fjell er overensstemmelsen dårligere (se Odzemir et al. (2) eller Blindheim (3), dette skal vi komme tilbake til. Forsøk på anvendelse av formlene i et videre utvalg av bergarter, dvs. meget harde eller meget lettborede bergarter, synes etter de første forsøk utført av undertegnede hittil å gi dårligere overenstemmelse. Det virker som om inndriftene i praksis blir høyere enn formlene antyder i sterke bergarter og lavere i svake. Formelapparetet er imidlertid et interessant supplement til de vanlige empirisk baserte indirekte metoder for borbarhetsprognoser og det anvendes f.eks. allerede av maskinleverandører.

Mer utprøving må til for kontroll av gyldigheten i et vidt utvalg av bergarter.

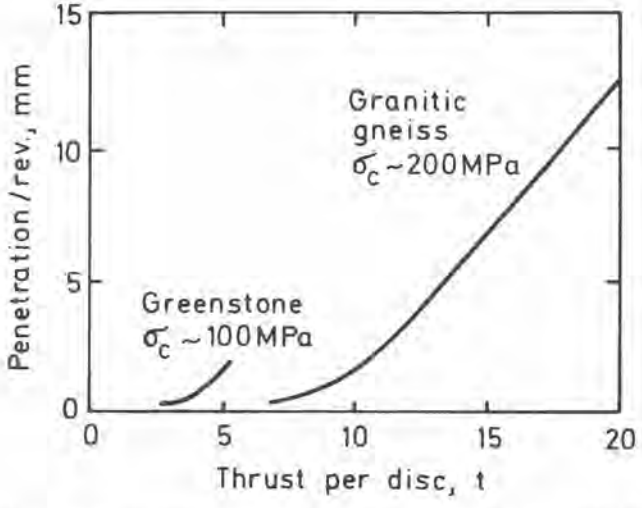


Fig. 24.2 Inndrift pr. omdreining som funksjon av materkraft pr. meiselring, eksempler.
Penetration per revolution as a function of thrust per disc, examples.

Materkraft.

Det er økningen av materkraft pr. meiselegg de siste årene som har gjort fullprofilboring interessant i annet enn lettborede bergarter. Hvor viktig denne parameteren er ser vi av fig. 24.2 der erfaringene fra et par tunnelanlegg er ført opp i form av kurver. Den korte kurven oppnådd i grønnstein er oppnådd for en maskin med lavere maksimal materkraft pr. ring enn hva som er vanlig i dag. "Kritisk materkraft" i en bestemt bergart (og for en bestemt meiselavstand) forstås som den minste materkraft som må overskrides før noen nevneverdig inntrengning oppnås. Etter at den kritiske materkraft er overskredet, øker inntrengningen tilnærmet lineært med materkraften inntil materkraftkapasiteten til kutteren nås.

Noe avflatning av slike kurver sett rent bruddmekanisk vil en ikke få før eventuelt ved meget store inntrengninger, trolig godt over de 15 mm pr. omdreining som i dag er det praktiske øvre nivå. Imidlertid kan en rekke andre praktiske begrensninger inntre tidligere: Dreiemomentkapasiteten på borhodet kan bli for liten ved de store inntrengningene, transportkapasiteten gjennom og bak borhodet kan også være en flaskehals (eventuelt bevisst lagt inn av produsentene). Videre kan vibrasjoner resultere i at en ved boring ikke utnytter materkraftkapasiteten fullt ut. Denne siste begrensning kan selvfølgelig i stor grad være skjønnsmessig betinget.

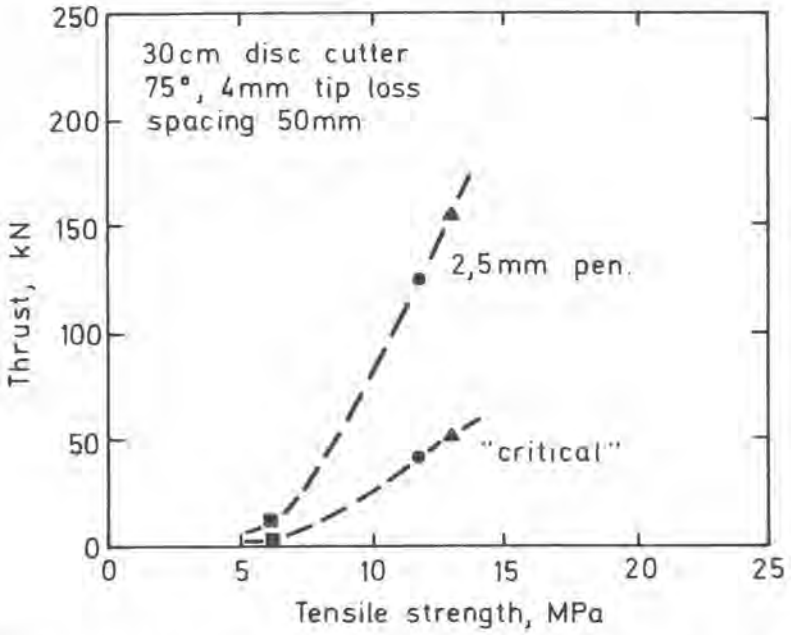


Fig. 24.3 Materkraft som funksjon av bergartens strekkfasthet for forskjellige inntrengningsnivå. Fullskala lineære kutteforsøk, plottet etter (1).
Thrust force as a function of rock tensile strength for different penetration levels. (After Ozdemir et. al).

Kritisk materkraft og inntrengningens avhengighet av materkraften vil være en funksjon av bergartsegenskapene. Fig. 24.3 viser hvordan materkraften ved kritisk nivå (dvs. at det så vidt oppnås inntrengning) og for 2,5 mm inntrengning varierer med bergartens strekkfasthet. Tilsvarende sammenhenger kan vises om materkraftbehovet plottes mot borsynkindeksen DRI. Figurer illustrerer også klart at i meget sterke bergarter, med strekkfasthet omkring 20 MPa, vil det være behov for meget stor materkraft om interessante inndrifter skal kunne oppnås. Heri ligger en betydelig utfordring til produsentene.

Det finnes ingen "optimal materkraft" for boring av en bestemt bergart. Jo høyere materkraft pr. meiselegg en har til rådighet, desto fortere kan bergarten bores. Optimaliseringen kan imidlertid komme inn i praksis p. g. a. de tidligere nevnte begrensninger.

Avstand mellom meiselsporene.

Bruddmekanismene kan også sees fra en annen synsvinkel. Etter at materkraft pr. rullemeiselring er fastlagt ved valg av kutterstørrelse (lagerdimensjon), er valg av kutteravstand eller mer presist avstanden mellom meiselsporene meget viktig. Total materkraftkapasitet er i dag ingen begrensende faktor for nye maskiner. Valg av avstand vil imidlertid være avgjørende for maskinens ytelse ved boring gjennom varierende bergarter. Ved overhaling kan man eventuelt ta bryderiet med å bygge borhodet om for å tilpasse avstanden til endrede fjellforhold, men dette vil kun sjelden være lønnsomt.

Vi skal i det etterfølgende se på hvordan forholdene endres ved variasjon av avstanden mellom meiselsporene.

Tenker en seg først den situasjonen at en har valgt en altfor stor avstand for den bergart som skal bores, vil det selv ved full materkraft pr. ring bare dannes uavhengige spor på stuffen og inndriften vil etter noen få omdreininger av borhodet gå ned mot null.

Ved noe mindre avstand mellom meiselsporene vil et visst samspill finne sted p. g. a. rissdannelse og avskalling. "Kritisk avstand" vil da være den største avstand som for den anvendte materkraft gir en viss liten fremdrift.

Typisk for situasjonen med en meiselavstand nær oppunder den kritiske er lav inndrift (relativt for det anvendte matertrykk) og at det dannes rygger mellom meiselsporene. Disse skaller først av etter flere passeringer, dvs. omdreininger av borhodet. Borkakset inneholder ofte lange "bananer", dvs. langstrakte avskallede fragmenter av disse ryggene.

Ved en ytterligere reduksjon av avstanden mellom meiselsporene øker samspillet og for en bestemt avstand vil en få den maksimale midlere borkaksstørrelse. Dette er den mest effektive boringen med hensyn på energiforbruket idet fjellet blir knust minst ned (dette gir mest spesifikk energi). Energiforbruket teller i seg selv lite rent praktisk, men normalt betyr dette at en samtidig oppnår den laveste slitasjen på borverktøyet,(regnet pr. m^3 boret fjell). Denne avstanden kalles ofte for den "optimale", men det bør understrekes at dette er med hensyn på boraksstørrelse og eventuelt slitasje.

Ved fullskala lineære kutteforsøk ved Colorado School of Mines (1) er denne avstanden (A) funnet til å ligge mellom 10 - 25 ganger inntrengningen pr. omdreining (I) eller litt nærmere angitt til omkring 15 - 20 ganger inntrengningen. Dette forholdet må ikke tas som absolutt idet det er sannsynlig at det påvirkes bl. a. av inntrengningsnivået.

Dette bekreftes av observasjoner av tunnelbormaskiner av type Bouygues, der både et høyere inntrengningsnivå og det at meislene ikke ruller i samme spor for hver passering, synes å bevirke at et lavere A/I-forhold enn 15 - 20 er gunstigere, Aasen (4).

Kjennetegnet på at det bores effektivt, dvs. nær det optimale med hensyn på borkaksstørrelsene, vil være en stuff der det veksler noenlunde jevnt mellom rygger og fordypninger mellom meiselsporene.

Dersom den samme bergarten bores med enda mindre meiselavstand, vil inndriften øke. Største og midlere borkaksstørrelse vil imidlertid reduseres idet avskallingen sjelden vil skje lenger ut til siden for meiseleggen enn til nærmeste meiselspor hvor rissene vil bryte av avskallingen.

Oppsummert betyr dette at i samme bergart og med konstant materkraft vil inndriften øke med reduksjon av meiselavstanden.
For en bestemt avstand ("den optimale") vil prosessen være mest effektiv med hensyn på nedknusing og boreverktøyslitasje. Ved ytterligere reduksjon av meiselavstanden kan inndriften fortsatt økes, men på et eller annet stadium trer praktiske begrensninger inn.

I dag vil ikke total materkraftkapasitet være samme begrensende faktor som tidligere. Flaskehalsen vil derfor hyppigere være dreiemomentet.

Dreiemoment og omdreiningstall.

Borhodets dreiemoment gis av summen av rullekrefter ganger radius for alle kutterne, pluss det dreiemoment som går til å overvinne friksjon og går med til borkaksoppsamlingen. Den maksimale effekt som kan tilføres borhodet for en vanlig tunnelbormaskin vil i dag, iallfall for de mindre diametere, i hovedsak være begrenset av plassforholdene, noe avhengig av maskintypen. Til en viss grad kan begrensninger i form av styrken til enkeltkomponenter som gear o. l. komme til, spesielt på enkelte trinn i utviklingen. For en bestemt installert effekt til borhodet vil borhodets dreiemoment være direkte avhengig av omdreiningstallet, ved økende omdreiningstall reduseres dreiemomentet og selvsagt motsatt.

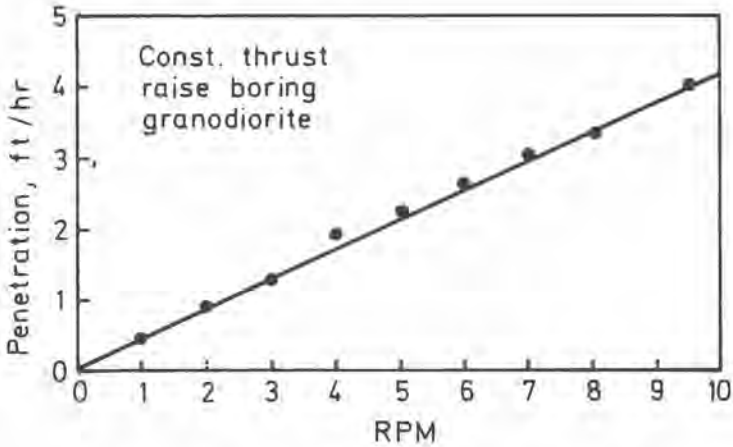


Fig. 24.4 Inndrift som funksjon av omdreiningstallet.
Penetration as a function of cutterhead rpm. (After Hamilton & Dollinger)

For alle praktiske formål kan en i dag sette inndriften pr. time proporsjonal med omdrei-

ningstallet, se eksempel i fig. 24.4 etter Hamiltone & Dollinger (5). Dette gjelder iallfall brukbart opptil de maksimale nivå for omdreiningstall på omkring 10 - 15 pr. minutt som i dag anvendes ved stigorts- og tunnelboring. Det er mulig at langt høyere rullehastigheter enn det som anvendes i dag vil ha en annen effekt.

Nå må omdreiningstallet for de fleste tunnelbormaskiner velges på forhånd, eventuelt finnes en omsjaltningsmulighet for maskiner med store diametere. En maskintype har hydraulisk regulerbart omdreiningstall. Det største omdreiningstallet som tillater full utnyttelse av materkraftkapasiteten (til de enkelte kutterne og/eller maskinen totalt) vil da gi den beste utnyttelse av den installerte effekten. I harde bergarter med relativt lav inntrengning begrenses imidlertid omdreiningstallet av den maksimale rullehastighet eller periferihastighet en tør å la kutterne utsettes for. I den siste tiden er denne hastigheten justert oppover av produsentene etter som utviklingen har gitt stadig bedre rullelagre.

Avveiningen av omdreiningstall/dreiemoment er i dag gjenstand for mye diskusjon. For at denne diskusjon etter hvert skal bli noe mer enn en utveksling av personlige synspunkter, bør det samles mer informasjon om "kuttekoeffisienten", dvs. forholdet mellom rullekraft og materkraft. Dette forholdet som ligger omkring 0,1 - 0,15 varierer med inntrengning, meiselavstand og bergartstype. Dette forholdet er en nyttig parameter om det på forhånd skal gjøres overslag over dreiemomentbehov ved en gitt inntrengning i en gitt bergart, men her savnes erfaringer for koeffisientens størrelse for et vidt spekter av bergarter og inntrengningsnivå.

Avveiningen av dreiemoment og omdreiningstall skjer derfor i praksis skjønnsmessig. Dersom en velger et høyt omdreiningstall, kan det bety at en ikke får utnyttet materkraften fullt ut. Dette vil bety lavere inndrift pr. omdreining og derved mindre effektiv boring med hensyn på borkaksstørrelse og boreverktøyslitasje. Et lavere omdreiningstall (og høyere dreiemoment) som tillater bruk av høyere materkraft, vil sannsynligvis bety mer effektiv boring med hensyn på borkaksstørrelse. Hvilken kombinasjon som gir høyest inndrift vil være avhengig av bergarten. Bemerk imidlertid at inndriften synker raskt ved redusert materkraft (se fig. 24.2). Undertegnede er derfor av den oppfatning at en best mulig utnyttelse av materkraftkapasiteten til kutterne vil være gunstig i de fleste tilfellene.

Spørsmålet omfatter imidlertid også avveining av eggslitasje mot rullelager-brekkasje p.g.a. slagpåkjenninger og en vurdering av fordelene med økt inndrift på bekostning av et høyere boreverktøyforbruk.

Flere av disse spørsmålene kan i dag kun besvares skjønnsmessig. Fullskalaforsøk i forskjellige laboratorier har i liten grad funnet sted ved de inntrengningsnivå som er vanlig ved tunnelboring i dag, og slike forsøk kan heller ikke fullstendig reprodusere slitasje- og brekkasjeforholdene. Videre vil en slik avveining kunne komme forskjellig ut om en har en stuff med blandet hardhet (bergartsganger o.l.) eller om stuffen er homogen.

Vibrasjoner bringes ofte inn i diskusjonen angående avveining av de viktigste boreparametrene som materkraft, meiselavstand og omdreiningstall. Vibrasjoner kan ikke generelt sies å være skadelige, bores det fort, er det ikke til å unngå at det rister litt. Egentlig blir dette et spørsmål om fordeling av eventuelle merkostnader p.g.a. vibrasjon på det antall tunnelmeter som oppnås boret. Mer presist bør det her skilles mellom vibrasjon i borhodet og resten av maskinen. Hvis vibrasjonene er av en slik art at borhodet kan få en sidevegs forskyvning under boring, kan dette gi en meget sterk økning i boreverktøyforbruket.

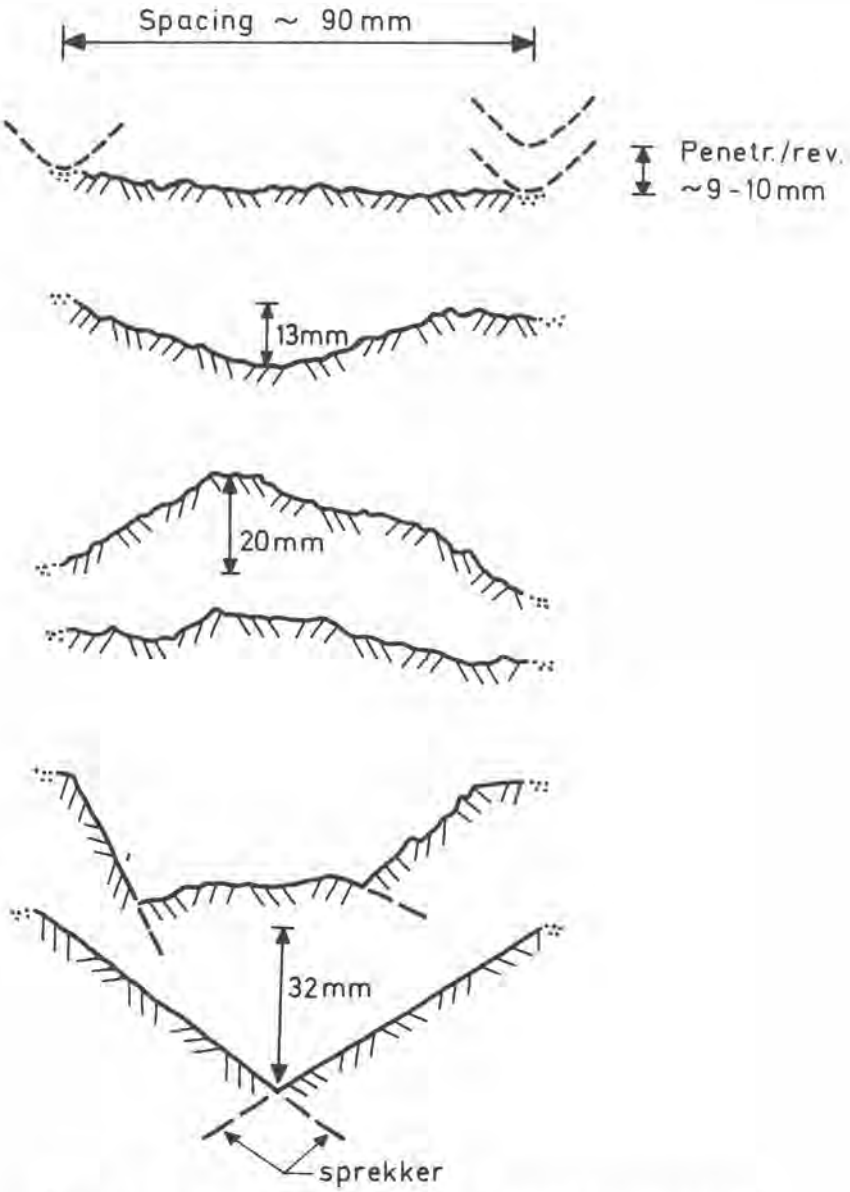


Fig. 24.5 Eksempler på tverrprofiler mellom meiselsporene på stuff, ved boring i andesitt-lava
Examples of profiles between cutter grooves at the face.

Fjellmassens svakhetsflater.

Innvirkningen av fjellmassens svakhetsflater ble her i landet tidlig påpekt. Med det store utvalg av metamorfe bergarter med stor variasjon i forekomst av skifrighetsstikk og annen oppsprekning vil dette være en viktig faktor å ta med i betraktningen. For en grundig kvantifisering av hovedeffektene vil det kreves en meget omfattende innsamling av systematiserte driftsresultater. Inntil videre får vi finne oss i å anvende de relativt knappe erfaringsdata som foreligger med sunn fornuft.

Følgende forhold virker i hovedsak inn:
- Svakhetsflatenes hyppighet.
- Orientering (vinkel i forhold til tunnelakse).
- Karakter (åpenhet, ruhet, utholdenhet).

En overbevises raskt om svakhetsflatenes betydning om en tar umaken å krabbe inn på stuffen foran borhodet på en tunnelmaskin som borer i oppsprukket fjell. En mulig innvirkning av svakhetsflater som stikk og sprekker vil der røpe seg ved at en finner partier hvor brytningen mellom meiselsporene ikke har skjedd som avskalling i bergartsmaterialet, men ved en utriving langs svakhetsflatene. Fig. 24.5 viser eksempler på dette. Veggene i en fullprofilboret tunnel ser derimot ofte ganske massive ut selv ved en betydelig innflytelse av f.eks. skifrighetsstikk.

Ved utpreget oppsprekning og gjennomsettende sprekker kan det også brytes ut større eller mindre blokker slik at meiselsporene faktisk kan mangle helt på stuffen på større eller mindre partier. Blir denne utbrytningen for voldsom slik at større blokker løsner og tumler rundt foran borhodet, kan oppsprekningen snus til ulempe. Ved boring i oppsprukne partier kan en derfor unntaksvis oppleve at praktisk inndrift må holdes lavere enn i massivt fjell. Dette gjelder først og fremst åpne sprekker, men er også avhengig av orienteringen av sprekkene.

Som regel vil en imidlertid kunne hente ut en vesentlig del av effekten ved lettere brytning som samlediagrammet i fig. 24.6 viser. En god del av variasjonen i dette diagrammet skyldes at det her er sammenlignet resultater fra boring med forskjellige bormaskiner med forskjellig materkraftnivå og ved boring i forskjellig vinkel i forhold til det dominerende sprekksystem.

Nylig innsamlede driftsresultater fra Seabrook fra boring i dioritt med varierende oppsprekning, Helgebostad (6) viser at inndriften i meget oppsprukket fjell (tilsvarende oppsprekningsklasse 4 som vist i foredrag nr. 10) kan være i størrelsesorden 5 ganger så høy som i samme bergart boret i massiv tilstand, når det sammenliknes ved boring med halv utnyttelse av materkraftkapasiteten. En høyere utnyttelse av materkraftkapasiteten i det oppsprukne fjellet ble begrenset av muligheten for utriving av større blokker på stuffen. Her spiller også utformingen av tunnelbormaskinen inn. Ved bruk av ekstra frontplate på borhodet, som meiseleggene kun stikker noe frem fra , vil problemene med løsrevne blokker kunne reduseres og en bedre utnyttelse av materkraften kan oppnås.

Dersom avstanden mellom svakhetsflatene blir liten har vinkelen mellom svakhetsflatene og tunnelaksen ganske meget å si. Figur 24.7 viser eksempler på dette.

I dette diagrammet kan en ikke vente å finne noen sammenheng mellom størrelsen av vinkeleffekten og bergartestypen. I tillegg til selve bergartsanisotropien vil selvfølgelig

hyppighet og karakter av skifrighetsstikk eller sprekker virke inn. Videre vil effekten trolig bli spesielt stor om bergartene bores med et relativt lavt matertrykk dvs. nær det kritiske for bergarten. En overflating av kurvene for vinkler nær 0 og 90° synes også logisk, men dette kan ikke påvises i de resultater som foreligger pr. idag. Igjen er det behov for flere data.

Det må være ganske klart et den modell for oppsprekningens innvirkning som ble presentert i foredrag nr. 10 kun kan gi en grov skisse av forholdene på basis av de viktigste parametrene. Ytterligere oppfølging på anleggene vil være nødvendig før en skikkelig kvantifisering av hovedeffektene kan oppnås.

Det er mulig at en helt annen oppbygging vil vise seg hensiktsmessig eller nødvendig etter en tids utprøving. Brukes modellen slik den vil foreligge komplett i Prosjektrapport 1 - 79 med fornuft, vil den kunne bli et nyttig hjelpemiddel både i forbindelse med planlegging og oppfølging av tunnelboring. På grunn av størrelsesordenen av innvirkningen av svakhetsflatene er mulighetene for feilanslag ved feilvurderinger store og dette understreker behovet for grundige ingeniørgeologiske undersøkelser.

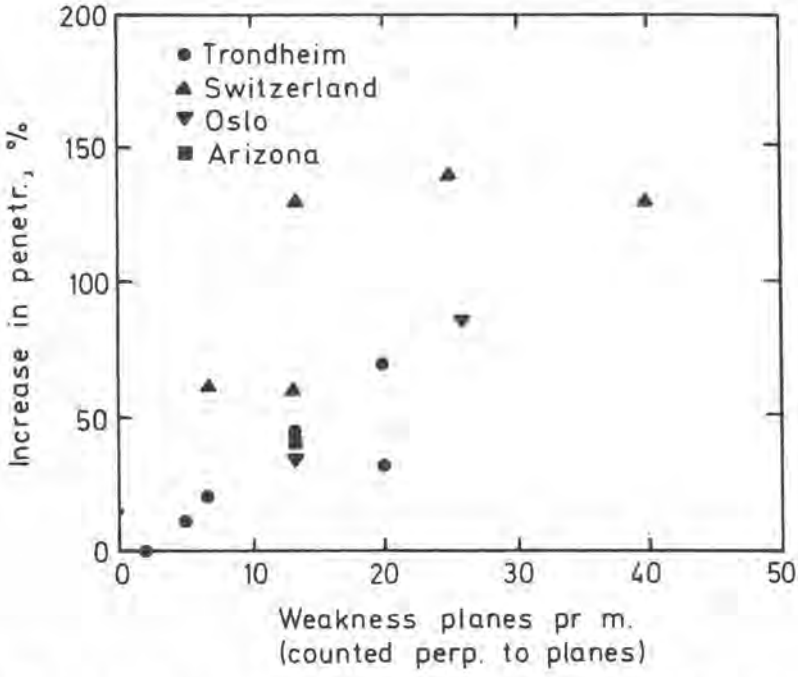


Fig. 24.6 Eksempler på økning i netto inndrift som funksjon av svakhetsflatenes hyppighet. Examples of increase in net penetration as a function of the frequency of weakness planes.

Bergtrykk.

Dersom en stuff står under meget høye tangentielle trykkspenninger vil brytningsforholdene påvirkes. Dannelsen av riss inn i stuffen vil ikke kunne skje like lett på grunn av innspenningen. På den annen side vil avskallingen mellom kuttersporene kunne skje lettere om bergarten allerede er nær ved å skalle av på grunn av bergtrykket. En kan derfor tenke seg

at behovet for materkraft for å oppnå en bestemt inntrengning øker, men at kutteravstanden vil kunne økes noe utover det vanlige for bergarten. En kjenner ikke til at disse forhold er avklart nærmere ved systematisk oppfølging.

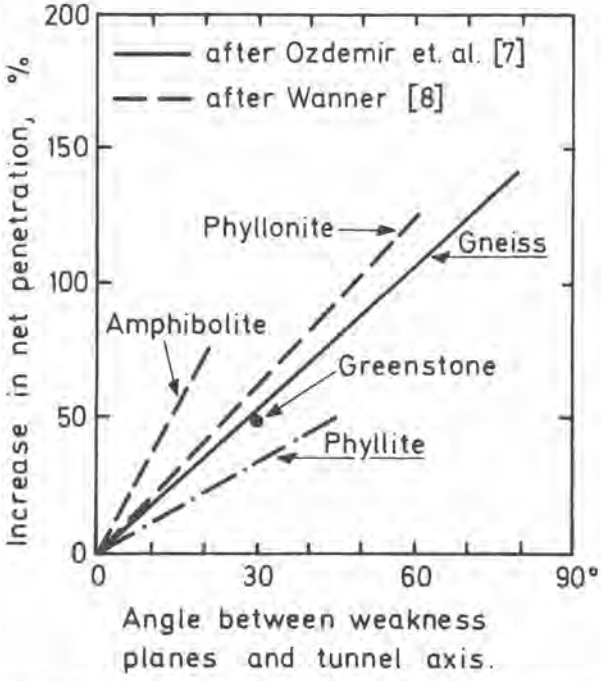


Fig. 24.7 Eksempler på økning i netto inndrift som funksjon av økning i vinkel mellom svakhetsflater og tunnelakse.
Examples of increase in net penetration as a function of increasing angle between weakness planes and tunnel axis.

At selve boringen eventuelt kan bli lettere under spesielle bergtrykksforhold vil imidlertid neppe være verdt oppmerksomhet på planleggingstadiet. Langt viktigere vil imidlertid problemer med avskalling av *større* flak på stuff eller i heng og vegger være. Problemer med slagpåkjenninger for kuttere og boraksoppsamlere, nedfall over maskin og mannskap og manglende oppspenningsmulighet for gripelabbene er allerede erfart. Det siste kan igjen gi problemer med fremdrift og sterk økning i borverktøyslitasje p.g.a. ustabilitet for borhodet.

Igjen er vi delvis over på stabilitetsproblemer, og disse fortjener grundig behandling ved en annen anledning.

REFERANSER.

(1) **OZDEMIR, L. MILLER, R. & WANG, F - D. (1977):**
"Mechanical Tunnel Boring. Prediction and Machine Design" Annual Report, Excavation Engineering and Earth Mechanics Institute, Colorado School of Mines. 313 pp.

(2) **OZDEMIR, L. WANG, F - D. (1979)** "Mechanical Tunnel Boring. Prediction and machine design" Final report. Excavation Engineering and Earth Mechanics Institute, Colorado School of Mines. 204 pp.

(3) **BLINDHEIM, O. T. (1978)** " Borbarhet og sikringsarbeider ved fullprofilboring av tunneler i USA" Rapport nr. 6. Geologisk Institutt, NTH.

(4) **AASEN, O. (1979)** "Tunnelboring. Geologiske og maskinelle faktorers innvirkning på tunnelboring med rullemeisler" Hovedoppgave i Ingeniørgeologi. Geologisk Institutt, NTH. Upublisert.

(5) **HAMILTON, W. H. & DOLLINGER, G. L. (1979):**
" Optimizing tunnel boring machine and cutter design for greater boreability" 4th. Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Atlanta.

(6) **HELGEBOSTAD, J. (1979):** "Tunnelboring. Borbarhet og sikringsarbeider ved fullprofilboring av store tunneldiametre". Hovedoppgave i ingeniørgeologi, Geologisk Institutt, NTH. Upublisert.

(7) **OZDEMIR, L. , MILLER, R. & WANG, F. -D. (1976):**
"Rock-Cutter Boreability Parameters" Second Annual Report. Excavation Engineering and Earth Mechanics Institute, Colorado School of Mines, 233pp.

(8) **WANNER, H. (1975):** "On the influence of geological conditions at the application of tunnel boring machines" The Bulletin of the International Association of Engineering Geology. No. 12. pp 21 - 28. Krefeld.

(8) **PROSJEKTRAPPORT 1 - 79 (1979):** "Fullprofilboring av tunneler" Institutt for Anleggsdrift, Geologisk Institutt, NTH.

BERGTRYKKSMÅLINGER FRA DAGEN I DYPE BORHULL. NYE METODER

Rock stress measurements in deep boreholes. New methods.

Dr. ing. Arne Myrvang, Institutt for gruvedrift, 7034 Trondheim-NTH.

SAMMENDRAG

Bergtrykksmålinger i dype vannfylte borhull har lenge vært et ønskemål. Den forskning som er gjort ved Bergmekanikklaboratoriet, NTH, omtales. Dette har resultert i en videreutvikling av kjente metoder. Hovedproblemet er å finne egnede limtyper. Dr. Hiltscher et al, Vattenfall, har utviklet tilsvarende typer og har foretatt målinger ned til 325 m dyp.

Felles for disse metodene er at de trenger 76 mm diamantborhull, og de er tidkrevende. Målingene vil derfor bli kostbare.

"Hydraulic fracturing" er en metode som brukes av oljeindustrien for å "sprekke opp" oljebrønnene for å øke utvinningen. Denne oppsprekking foregår ved å pumpe væske i en avstengt del av oljebrønnen til brudd oppstår. Bruddets utvikling og retning har bl. a. sammenheng med den opprinnelige spenningstilstand, og ut fra registrerte væsketrykk kan spenningen bestemmes. Metoden har endel begrensninger, men er såpass interessant at nærmere undersøkelser vil bli foretatt.

SUMMARY

Rock stress measurements in deep waterfilled boreholes have for a long time been of great interest. This paper describes the developement and research work which has taken place at the Rock Mechanics Laboratory, University of Trondheim. This has resulted in a further developement of the Leeman triaxial gage, which is now to be tested in the field. The main problem is to find suitable strain gage cement. The paper also describes a similar developement by dr. Hiltscher, Swedish State Power Board, who has made successful measurements down to a depth of 325 m.

Finally, the paper also describes the hydraulic fracturing method for rock stress determination at great depth. Originally a method used by the oil industry to increase well output, the principle can also be used for stress determination within certain limits. The method is very interesting, not least because there is no need of overcoring or stress relief.

GENERELT

Bergtrykksmålinger eller bergspenningsmålinger har etter hvert fått en stadig bredere plass i forbindelse med gruve- og anleggsdrift. Det finnes flere vel etablerte målemetoder som i de fleste tilfeller gir rimelig pålitelige resulteter. De aller fleste metoder som har vært brukt hittil har imidlertid begrenset rekkevidde i den forstand at de ikke kan brukes i lengre borhull enn 20-25 m. De vanligste metodene kan heller ikke brukes i nedadrettede, vannfyllte hull. Dette betinger at en må ha adkomst til målestedet via en eller annen form for bergrom. Oftest er det imidlertid ønskelig å bestemme spenningstilstanden i et aktuelt område for bergrom før anlegget bygges, slik at en kan ta hensyn til spenningene allerede på planleggingsstadiet. Det har derfor vært et stort ønskemål å kunne foreta bergtrykksmålinger fra dagen i dype hull. Helst skulle målingene foretas i diamantborhull som allikevel skulle bores og med en diameter som her i Norge som regel er 46 mm (32 mm kjerne). Det har vist seg at dette er uhyre vanskelig, og en kan ennå ikke si at problemet er løst. Det er imidlertid i de siste år kommet enten videreutviklinger av kjente metoder eller helt nye prinsipper som i et hvert tilfelle delvis kan gi de ønskede resultater.

VIDEREUTVIKLING AV KJENTE METODER

De aller fleste av de metoder som har vært brukt til idag bygger på samme grunnprinsipp, nemlig friboringsprinsippet (fig. 25.1) og er basert på bruk av kjerneboring (diamantboring). Dette går i korthet ut på følgende:

Når en kjerne fribores, vil den avlastes for de spenninger som den var utsatt for før friboringen startet. Dette resulterer i en elastisk deformasjon av kjernen. Ved å måle tøyninger enten i enden av kjernen (fig. 25.1a) eller ved å måle diameterendring i et mindre hull som overbores med en større krone (fig. 25.1b), kan en ut fra elastisk teori beregne de spenninger som opprinnelig virket. Måling iflg. fig. 25. 1a og 1b gir bare spenningene i et plan normalt hullaksen dvs. de er todimensjonale metoder. Skal den tredimensjonale spenningstilstand bestemmes kan en måle minst 6 tøyningsverdier på veggen av et borhull (fig. 25.1c). Dette gjøres ved å lime strekklapprosetter til veggene i bestemte posisjoner. Dette er en relativt kurant sak sålenge borhullet er noenlunde tørt, men vanlig strekklapplim kan ikke brukes under vann. Denne metoden er idag hovedmetoden ved Bergmakanikklaboratoriet, NTH, som for tiden er den eneste utfører av slike målinger i Norge. Bergmekanikklaboratoriet har i en årrekke drevet forskning vedrørende nye metoder for bruk i dype borhull bl. a. med støtte fra NTNF og Bergforskningen. Det kan med det samme konstateres at det er et uhyre vanskelig felt, og det må idag innrømmes at en opprinnelig kanskje hadde litt for høye intensjoner. Problemet har to hovedsider:

a) Selve målesonden
b) Registrering og overføring av data

Det er gjennom årene laget en rekke prototyper av målesonder som alle har bygget på friboringsprinsippet. Opprinnelig var kravet at en skulle kunne bruke 46 mm hull for overboring, med 22 mm hull for målesondene. Det viste seg imidlertid at dette var for lite av to grunner:

1) Selve målesonden blir for liten, og en får derfor konstruksjonsproblemer
2) En får problemer med å få ut hel kjerne pga. at veggtykkelsen i den rørformige kjernen blir for liten

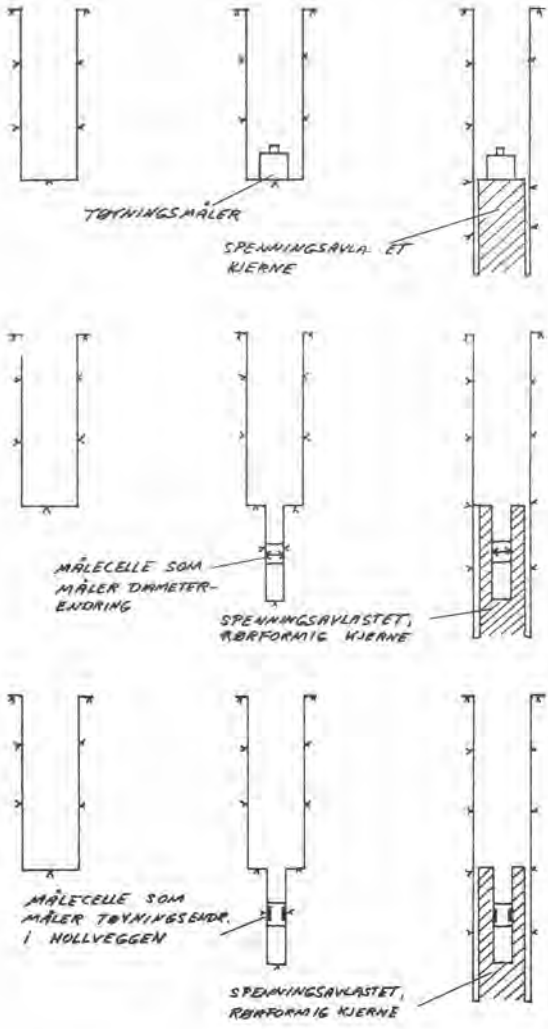


Fig. 25.1

Vårt konvensjonelle utstyr bruker hulldiametre på 76 mm og 36 mm, og en har etter hvert kommet til at det i praksis er vanskelig å gå vesentlig lenger ned med dimensjonene.

Med borhull som er flere hundre meter dype, vil en få problemer med å få måledata opp på grunn av kabellengden. Det var derfor nærliggende å tenke seg en datalogger koplet sammen med målesonden. Denne måtte både registrere og lagre måledata til kjernen ble brakt opp til dagen. Her kunne en så "spille av " dataene. Det ble derfor tatt kontakt med SINTEF's avd. for reguleringsteknikk som laget en laboratorieutgave som i prinsippet fungerte godt. Problemet var imidlertid å få systemet lite og lett nok og ikke minst stabilt nok. Elektronikkfolkene undervurderte nok det meget tøffe "klimaet" som hersker på bunnen av

et borhull når friboringen foregår. En annen faktor som også må tas i betraktning er at en slik datalogger blir meget kostbar, og risikoen for å miste både målesonde og datalogger under friboring er meget stor. På grunn av disse forhold er derfor denne del av prosjektet foreløpig lagt på is. De siste par års utvikling på elektronikkområdet vil kanskje forandre på dette forholdet.

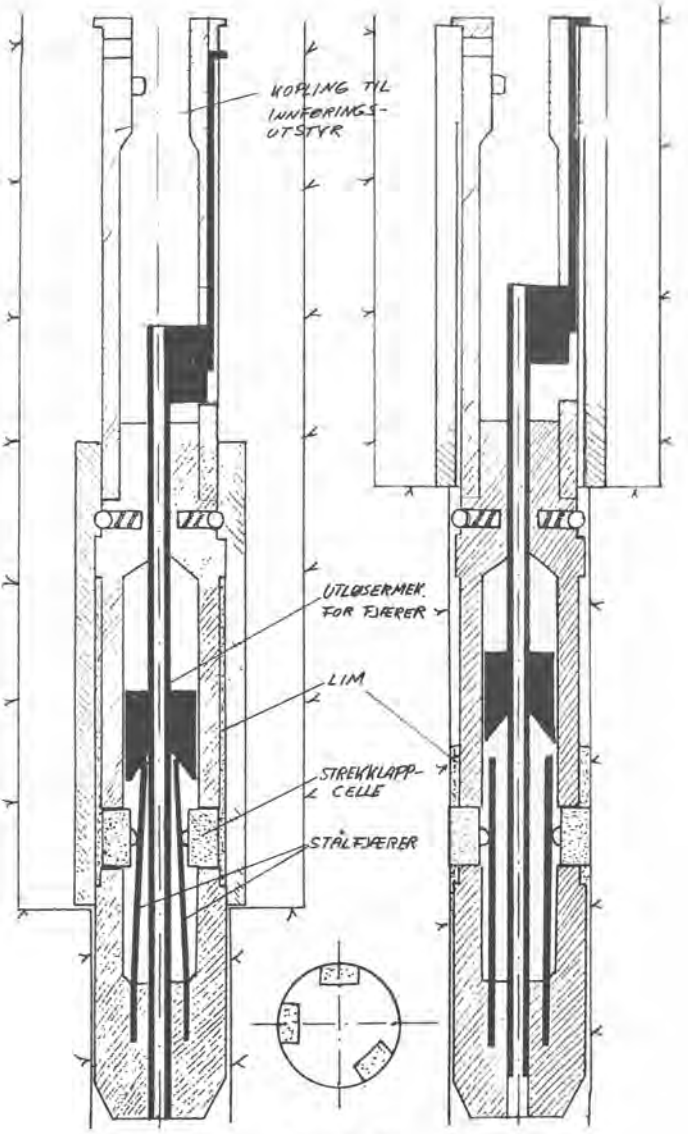


Fig. 25.2

Vi har i de siste år valgt å arbeide mer med videreutvikling av vår gjennomprøvde, konvensjonelle metode for tredimensjonal måling. Som nevnt kan de vanlige typer strekklapplim ikke brukes under vann. Det finnes imidlertid en rekke limtyper beregnet for bygningsformål som herder under vann, og det foregår en stadig utvikling på området. Vi har prøvet et meget stort antall limtyper med vekslende hell. Noen typer virker bra på enkelte bergarter, mens de fester dårlig til andre. Dette har antakelig sammenheng både med mineraloverflaten som sådan (affinitet) og at enkelte mineraloverflater blir meget glatte ved boring. Pr. dags dato kan en ikke si at en har funnet et lim som limer til alle bergarter, men det kommer stadig nye typer som vi forsøker etter hvert som de blir tilgjengelige.

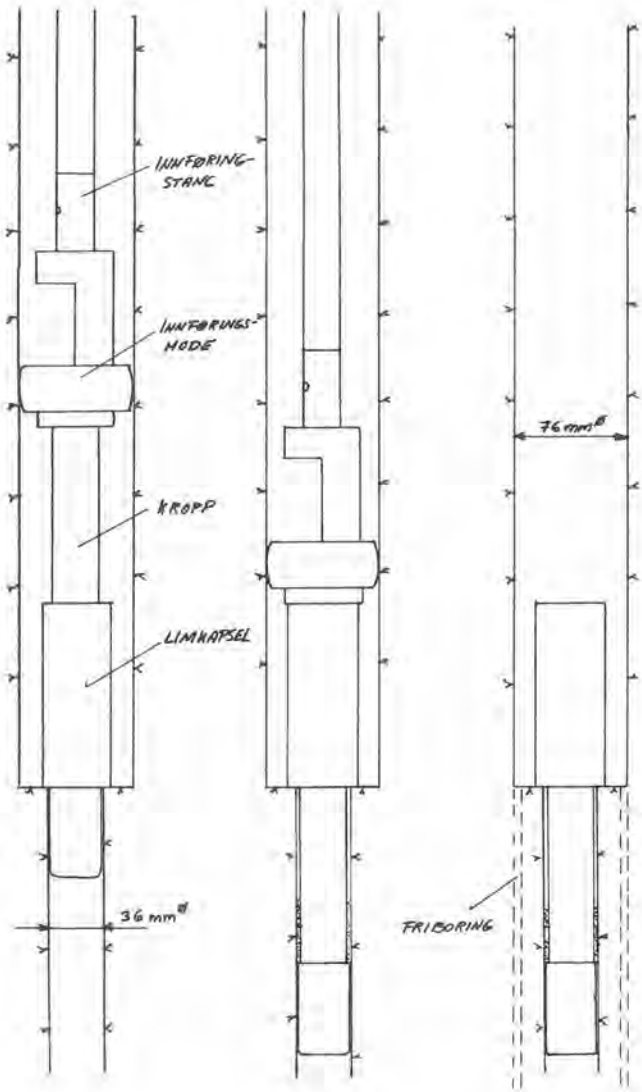
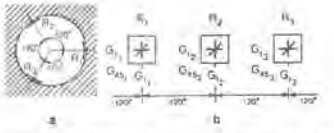


Fig. 25.3

Den modifiserte utgave av selve målecellen er vist på fig. 25.2 og 25.3. Bortsett fra fjærene som presser de enkelte strekklapprosetter ut er cellen i sin helhet laget i plast. Selve oppbyggingen vil fremgå av figurene.

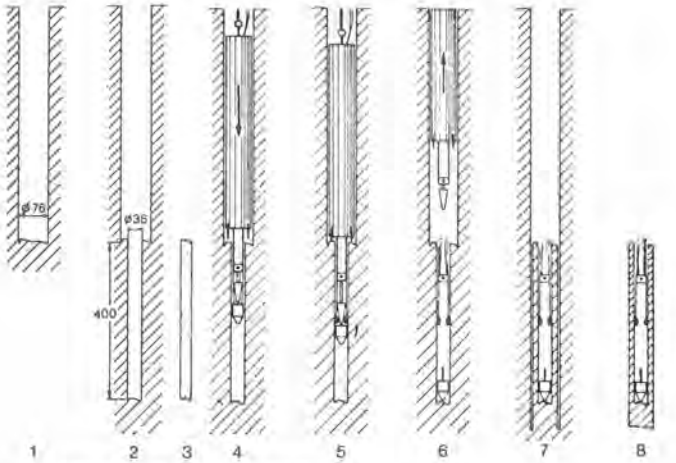
En har i første omgang tenkt seg en maksimal dybde på 50-100 m. Dette er et aktuelt dyp for svært mange anlegg i berg. Innføring og orientering av målcellen foregår med innføringsstenger. Disse stengene er identisk med de som brukes ved vårt konvensjonelle utstyr, og består av 2 m lengder som kan generatrisekoples. På litt lenger sikt planlegger vi å bruke den vanlige borstrengen som brukes ved boringen, kombinert med en borhullsavviksmåler av typen Multishot for orientering. Dette er også velprøvd utstyr som finnes ved Institutt for gruvedrift og som våre folk har erfaring med.



a

Arrangement of the strain gauges in the small borehole according to Jensen and Hayes

a)



Operations for cementing and measuring (1)76-mm borehole,(2)36-mm borehole,(3) appraisal of small core, (4) position of the probe before triggering off the mechanism, (5) cementing, first measurement, (6) release of the carrier and hoisting of the probe, (7) overcoring, (8) second measurement.

b)

Fig. 25.4

Foreløpig er dette utstyret bare utprøvd i laboratoriet. Rent mekanisk virker utstyret perfekt, men som nevnt ovenfor er ikke limforbindelsen like god i alle bergarter. Vi planlegger omfattende feltforsøk over nyttår, og lager i den forbindelse for tiden 10 eksemplarer av cellen. Med et passende lim mener vi at denne metoden er meget brukbar. Det er imidlertid klart at målingene vil bli betydelig dyrere enn de konvensjonelle målingene. Dette skyldes flere forhold:

1) Boring av lange hull med 75 mm diameter krever stor diamantbormaskin
2) Målingene vil ta lengre tid pga. boringen
3) Målingene vil også ta lengre tid fordi herdetiden av limet uansett er betydelig lengre under vann ved de temperaturer en må regne med (4° - 10° C).

Dr. Hiltscher (1) ved Vattenfall i Stockholm har utviklet en metode som også bygger på liming av rosetter til hullveggen (fig. 25.4). Han bruker samme dimensjon på borhullene, dvs. henholdsvis 76 mm og 36 mm, og selve friboringsprosessen foregår selvsagt på samme måte. Innføringssystemet er imidlertid vesentlig forskjellig. Målcellen er festet til en tung sylinder som henger i en kombinert bære- og målekabel. I bunnen av sylinderen sitter følere. Når disse når bunnen av det store hullet utløses en mekanisme som skyver limbeholderen nedover. Derved frigjøres strekklapprosettene, samtidig som en konisk føler presser rosettene ut mot hullveggen.

Orienteringen registreres på en meget elegant måte. I innføringssylinderen sitter en kompassnål i en beholder med væske som har frysepunkt + 15° C. Temeraturen i hullet vil vanligvis være under dette. Når cellen er på plass og herdingen starter, varmes væsken opp elektrisk til den smelter. Kompassnålen stiller seg inn i riktig retning. Deretter slås strømmen av, væsken fryser igjen og retningen fryses fast.

Hiltscher og hans medarbeidere har utført målinger ned til 320 m dyp med denne metoden. Lim og lime-prosedyre er selvsagt også her hovedproblemet, og Hiltscher bruker et acryllim med "pot life" på 20 minutter og herdetid 2 timer. Gjennomføring av et målepunkt på 200 m dyp tar minst 5 timer. Av denne grunn samt de andre grunnene som er anført tidligere vil disse målingene også bli relativt svært kostbare.

NYE PRINSIPPER

Som nevnt bygger de aller fleste bergtrykksmålemetoder på en eller annen form for spenningsutløsning (eller friboring). I oljeindustrien har en i mange år brukt såkalt "hydraulic fracturing" for å øke utvinningen fra oljebrønner. Dette består i at en del av borhullet eller brønnen avstenges fra det resterende ved hjelp av pakninger (packers) (fig. 25.5).Deretter pumpes væske inn i den avstengte delen. Væsketrykket økes så til borhullsveggen sprekker. Sprekkene sprer seg så innover i formasjon og utvinningen kan på den måten økes betydelig.

Den opprinnelige spenningstilstand i berget vil ha betydning både for nødvendig væsketrykk for å utvikle brudd og for orientering og retning av sprekken. Allerede for 10-12 år siden begynte professor Fairhurst ved University of Minnesota å arbeide med muligheten av å bruke de data en fikk ved hydraulic fracturingsprosessen til å bestemme bergtrykket. Arbeidet er siden vesentlig blitt videreført av hans elev, nåværende professor Haimson ved University of Michigan.

Det teoretiske grunnlaget som gir sammenhengen mellom væsketrykk og in situ bergtrykk er hittil bare utført for det tilfelle at en av hovedspenningene er parallell hullaksen (og de to andre hovedspenninger normalt hullaksen) (2). Når væske pumpes inn i den avstengte delen av hullet vil det genereres tangentielle strekkspenninger i hullveggen som er lik væsketrykket (fig. 25.6). En tenker seg nå at hullet er boret vertikalt nedover og at hovedspenningsmønstret er horisontalt/vertikalt med hovedspenninger $\sigma_{H\,MIN}$ og $\sigma_{H\,MAX}$ i

horisontalplanet og σ_v vertikalt. Ut fra elastisk teori kan en finne at horisontalspenningene genererer tangentialspenninger i de to kritiske punktene A og B (fig. 25.6):

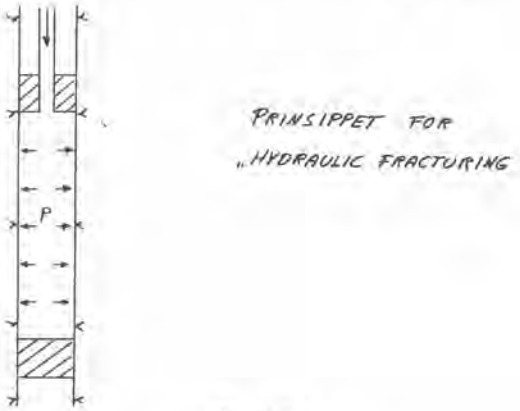


Fig. 25.5

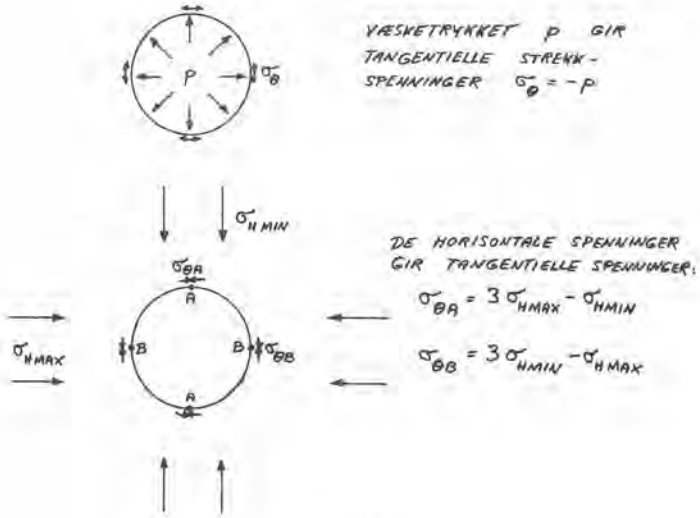


Fig. 25.6

$$\sigma_{\Theta}A = 3\,\sigma_{H\,MAX} - \sigma_{H\,MIN}$$
$$\sigma_{\Theta}B = 3\,\sigma_{H\,MIN} - \sigma_{H\,MAX}$$

Den induserte tangentialspenning er altså minst ved pkt. B. I et isotropisk medium vil et strekkbrudd oppstå når væsketrykket overskridesr en viss verdi:

$$P_c = 3\,\sigma_{H\,MIN} - \sigma_{H\,MAX} + \sigma_t$$

der σ_t = strekkfasthet av berget. (Bestemmes i laboratoriet.) I praksis vil en ha to karakteristiske hovedspenningstilfeller:

1) Vertikalspenningen σ_V er ikke minste hovedspenning
(positivt fortegn = trykk)
Den sprekken som oppstår er vertikal og vil spre seg innover i berget. Den vil følge minste motstands veg dvs. normalt minste horisontale hovedspenning (fig. 25.7).

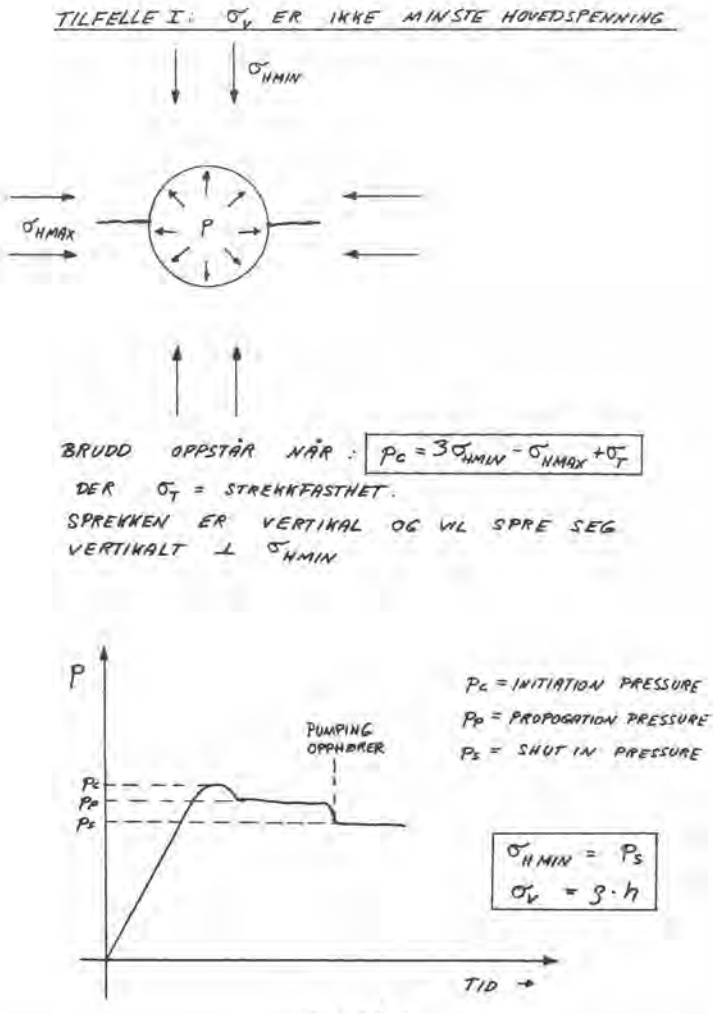


Fig. 25.7

I praksis registreres trykkforløpet som funksjon av tiden, og en vil her få et forløp som på fig. 25.7. Her er P_C det nødvendige trykket for å skape sprekken, P_P er nødvendig trykk for å spre sprekken (propagation pressure) og P_S er inneslutningstrykk etter at pumping er opphørt (shut in pressure). P_S er det trykket som er nødvendig for å holde sprekken åpen og tilsvarer følgelig bergtrykket normalt sprekken dvs. $\sigma_{H\,MIN}$. Når strekkfastheten er kjent finnes deretter $\sigma_{H\,Max}$ av $P_C = 3\,\sigma_{H\,MIN} - \sigma_{H\,Max} + \sigma_t$.

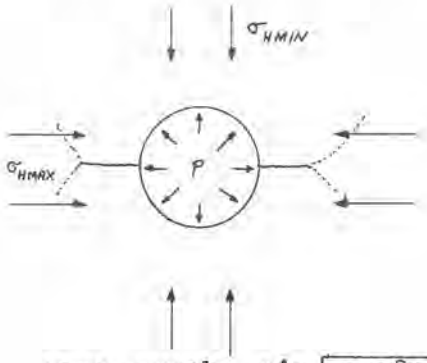
Vertkalspenningen σ_V vil i de fleste tilfeller være nøyaktig nok bestemt ved

$$\sigma_V = \rho \cdot h$$

der ρ = tetthet av de overliggende masser

h = dypet

TILFELLE II: σ_V ER MINSTE HOVEDSPENNING



BRUDD OPPSTÅR NÅR $\boxed{p_c = 3\sigma_{HMIN} - \sigma_{HMAX} + \sigma_T}$

DER σ_T = STREKKFASTHET

SPREKKEN INITIERES VERTIKALT MEN VIL ETTER HVERT SOM AVSTANDEN FRA HULLET ØKER SNU OG BLI HORISONTAL.

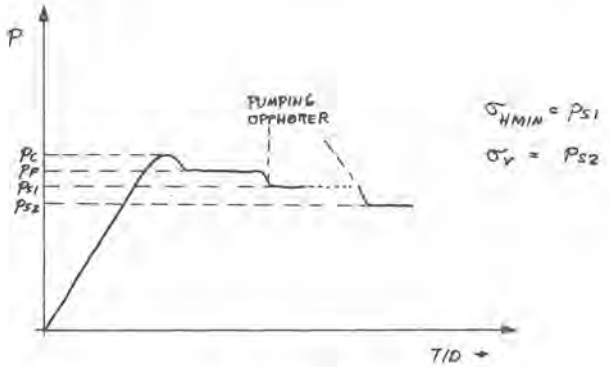


Fig. 25.8

2) Vertikalspenningen σ_v er minste hovedspenning.
Det vil også nå oppstå en vertikal sprekk i hullveggen og en vil i første omgang få et "shut in" trykk $P_{S\,1}$ (fig.25.8). Men etter hvert som sprekken fjerner seg fra influenssonen fra hullet, vil den etter hvert vri seg mot horisontalplanet, idet den fremdeles følger minste motstands veg. En vil nå få nytt "shut in" trykk $P_{S\,2}$ som er lavere enn $P_{S\,1}$ og en vil ha:

$$p_{s\,1} = \sigma_{H\,MIN}$$
$$p_{s\,2} = \sigma_v$$

Derved ed både $\sigma_{H\,MIN}$ og σ_v bestemt ut fra de registrerte væsketrykk. $\sigma_{H\,MAX}$ kan så finnes som vist ovenfor.

Haimson hevder at både felt- og laboratoriemålinger viser at verdiene av $\sigma_{H\,MIN}$ alltid kan ansees å være temmelig nøyaktige, og σ_v som bestemt fra felt viser alltid en nær overensstemmelse med den gravimetriske verdien. Derimot kan bestemmelsen av $\sigma_{H\,MAX}$ være mer usikker bl. a. på grunn av usikker bestemmelse av σ_t.

Retningen av sprekkene (og derved retningen av $\sigma_{H\,MIN}$ og $\sigma_{H\,MAX}$) kan bestemmes på flere måter. Det vanligste er å bruke såkalte "impression packers" som består av en oppblåsbar gummistrømpe belagt med et lag meget myk gummi. Når denne blåses opp mot hullveggen fås et avtrykk av hullveggen som holder seg lenge etter at packeren er tatt opp igjen. Packerens orientering kan bestemmes f.eks. med en borhullsavvikmåler (Multishot).

Det utstyr som er mest brukt er kommersielt tilgjengelige oppblåsbare packere. De fleste hull hvor det har vært foretatt målinger har hatt diametre over 3", men i prinsippet skulle det ikke være noe i veien for å bruke mindre hulldiameter.

Det store spørsmål en stille seg er hvordan eksisterende sprekker og svakhetsplan påvirker sprekkeutviklingen. Ved å studere borkjernene kan en riktignok plassere packeren slik at en unngår sprekker, men dette kan være vanskelig i praksis. Haimson (3) hevder at som regel vil hydrosprekkene dannes uansett om en har anisotropi og sprekker på forhånd. Dette forutsetter imidlertid at væsken ikke trenger inn i sprekkene. Dette kan f.eks. gjøres ved å forsegle hullveggene med gips. I tilfelle er det til og med foretatt målinger gjennom perforert casing.

Den andre store innvendingen mot metoden er som tidligere nevnt at den forutsetter at en av hovedspenningene må være parallell hullet. Det foregår imidlertid utvikling av metoden for å takle ulempen.

Uansett er metoden meget interessant, og vårt institutt planlegger å undersøke metoden nærmere og eventuelt anskaffe utstyr. Med hensyn til dypet er det i hvert fall teoretisk ingen begrensning, og Haimson har foretatt målinger i en oljebrønn på 5325 m dyp.

KONKLUSJON

Utvikling av de konvensjonelle målemetoder for bruk i dype, vannfyllte borhull viser lovende tendenser,. Forutsetningen er at en har gode nok limtyper for å lime fast tøyningsmålerne. Målingene vil imidlertid bli relativt dyre.

Prinsippet med "hydraulic fracturing" eller hydraulisk splitting er en lovende metode som foreløpig har endel begrensninger. Metoden er så interessant at Bergmekanikklaboratoriet, Institutt for gruvedrift, planlegger å undersøke metoden nærmere og eventuelt anskaffe utstyr.

REFERANSER:

1. **Hiltscher, Martna & Strindell:** "The measurements of triaxial rock stresses in deep boreholes, and the use of rock stress measurements in the design and construction of rock openings".
Proceedings: 4th Int. Congress of ISRM, Montreux, 1979.

2. **Haimson, B:** "The hydrofracturing Stress measuring technique - Method and recent field results in the U. S."
Proceedings. Investigation of stress in rock, Advances in stress measurements. Sydney, 1976.

3. **Haimson, B:** Personlige meddelser, 1979.

EN PROSJEKTERT 130 M HØY HVELDAM VED "STIEGLER'S GORGE PROSJEKTET" I TANZANIA: " BERGMEKANISKE UNDERSØKELSER OG ANALYSE AV VEDERLAGS-STABILITET"

From the design of a 130 m high arch dam at Stiegler's Gorge in Tanzania: "Rock mechanics investigations and analyses of abutment stability."

Overingeniør Walter Hoffmann, A/S Geoteam

SAMMENDRAG

Som del av Stiegler's Gorge Multipurpose Project", det dekker også flomkontroll og irrigasjon, planlegges det et kraftverk ved Stiegler's Gorge i Rufijielven i Tanzania. Her inngår en ca. 130 m høy dobbeltkrum, tykk betongdam. Bergarten er lagdelt med vekslende lag av sandstein og leirstein. Den har i hovedsak 2 ortogonale, steilstående sprekkesystemer. Stabiliteten av vederlagene undersøkes etter en metode angitt av Pierre Londe der en ser på grenselikevekten av et i fjell avgrenset tetraeder. Skjærfastheten på sprekkplan er undersøkt ved en rekke forsøk, dels i felten dels i laboratorium. Selve analysen er basert på betraktninger av såkalte friksjonskjegler og er gjennomført semigrafisk på stereonett, der en metode for bestemmelse av sikkerhetsfaktor er angitt. Vurderinger som viser sikkerhetsfaktorens følsomhet overfor variasjoner i parametere som inngår i analysen er berørt.

SUMMARY

As part of the Stiegler's Gorge Multipurpose Project, which also include flood control and irrigation, a power plant is being designed at Siegler's Gorge on the Rufiji River in Tanzania. A double curved heavy arch dam of about 130 m height will be part of the project. The rock consists of nearly horizontal layers of arkosic sandstone, siltstone and mudstone, belonging to the Karroo System. The rock structure is characterized by two nearly vertical orthogonal joint systems. The stability of the abutments is analyzed by a method developed by Pierre Londe, in which the limit equilibrium of a rock tetrahedron bounded by joint and bedding planes and the valley is considered.The shear strength at the various joints has been investigated by a number of tests, both in-situ and in the laboratory. The analysis is based on the concept of friction cones and is carried out in a semi-graphical way using stereonets. A method of determining the factor of safety is shown. The sensitivity of the factor of safety to variations of the various parameters has also been investigated.

INNLEDNING

Tanzania, som er et av Norges hovedsamarbeidsland når det gjelder økonomisk bistand, har anmodet Norge om hjelp til å prosjektere et kraftverk ved STIEGLER'S GORGE i Rufijielven. Norconsult har i begynnelsen av 1970-årene utarbeidet et forprosjekt. Den prosjektering som foregår nå gjelder anbud samt utarbeiding av anbudsdokumenter.

Direktoratet for utviklingshjelp (NORAD) har satt dette arbeidet bort på kontrakt og prosjekteringen utføres av en gruppe som ledes av Aktieselskapet Hafslund.

Nedslagsfeltet dekker 177.000 km^2 som utgjør omtrent 20% av Tanzanias areal. Nedbør og avrenning fordeler seg ujevnt såvel geografisk som tidsmessig, idet det er to regntider - en omkring november og en fra februar til mai. Fra juni til november er det praktisk talt ingen nedbør.

Kraftverket blir del av et større prosjekt som skal tjene flere formål: kraftproduksjon, flomdempning og irrigasjon.

For å forsøke å tilpasse seg forbruk og utvikling i Tanzania, er kraftverket planlagt i tre byggetrinn: Første trinn omfatter hoveddammen og et kraftverk i fjell nær dammen. Dammen bygges ferdig til den høyde som er nødvendig for å tjene 3. byggetrinn.

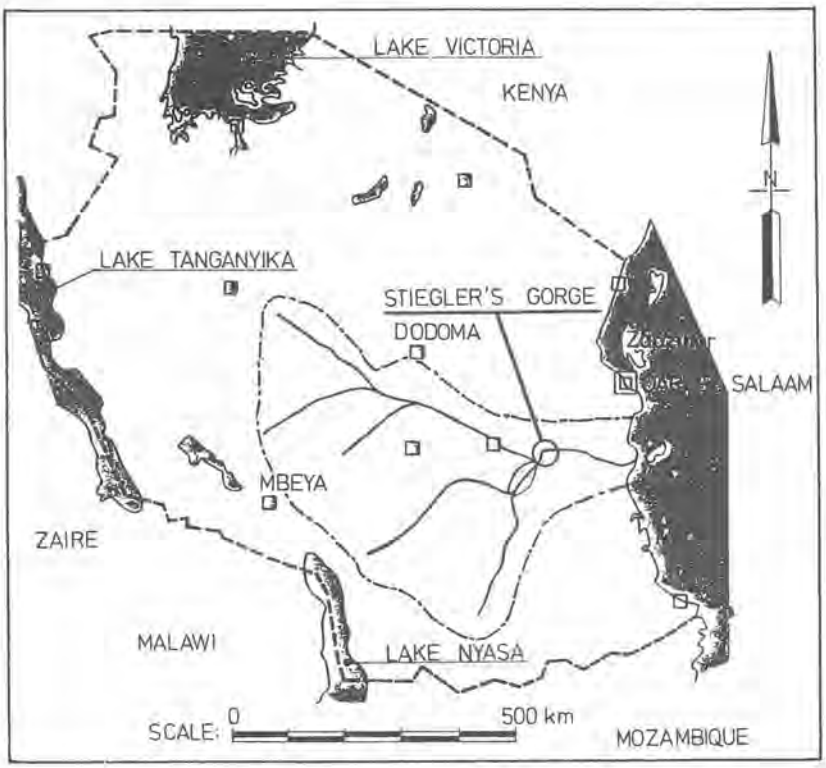


Fig. 26.1 Tanzania og nedslagsfeltet til Rufiji
Tanzania and the Rufiji Basin

Det prosjekteres nå bare for anbud av 1. byggetrinn.

Annet byggetrinn vil omfatte bygging av kraftverk nr. 2 i dagen umiddelbart på luftsiden av dammen.

Tredje byggetrinn vil omfatte bygging av forholdsvis lave, men svært lange sadeldammer i området sør for elven slik at reservoiret da blir demmet opp til full høyde. Dette oppdemmingsnivå gir en hoveddam som er ca. 130 m høy.

I tillegg til de undersøkelser som er utført for å dekke de rene ingeniørgeologiske og bergmekaniske problemområder er det utført ganske omfattende undersøkelser vedrørende betongteknologi. Også områdets jordskjelvaktivitet er gjenstand for inngående undersøkelser idet forprosjektet hadde klarlagt at prosjektområdet ligger nært inntil et område som må betegnes som seismologisk aktivt. Den 9. juni 1979 ble det således registrert et skjelv av størrelse 4,2 på Ricterskalaen bare ca. 15 km nordøst for damstedet. Beliggenheten av Stiegler's Gorge fremgår av fig. 26.1.

DAMSTED OG GEOLOGI

Av alternative damsteder i Stiegler's Gorge ble lokaliteten som er vist på fig. 26.2 valgt. Når det gjelder damtype, har man bestemt seg for en tykk dobbeltkrum hvelvdam som suppleres med gravitasjonsdammen på flankene.

Området omkring damstedet og det meste av reservoirområdet ligger i en geologisk formasjon som betegnes Karoo og som tilhører Trias-perioden.

Det som er karakteristisk for Karoo-formasjonen er vekslende lag av sandstein, siltstein og leirskifer (mudstone). Tykkelsen av de enkelte lag varierer fra størrelsesorden cm opp til 10-talls meter.

Lagdelingen ved damstedet er nær horisontal. Det finnes en rekke i regelen breksjerte forkastninger i området. De er steiltstående og er i damstedsområdet orientert på tvers av elva.

Ved Stiegler's Gorge har elven ved kombinasjon av landhevning og erosjon, skåret seg ned i et forholdsvis beskjedent høydedrag som krysser elvens løp.

Dalprofilet ved damstedet er omtrent trapesformet med en bredde av ca. 100 m i bunnen, og drøye 300 m i toppen.

De geologiske forholdene i damområdet er grundig kartlagt ved geologiske befaringer, en rekke kjerneboringer, refraksjonsseismisk profilering og tre prøvetunneler. Fig. 26.2 viser undersøkelser som er gjort ved damstedet. Fig. 26.3 viser kjerneboringer projisert inn på et profil.

Det er utført en rekke forsøk, både in situ og i laboratorium. Hensikten med disse har vært å bestemme materialegenskaper som fasthet og elasisitetsmoduler for bergarten, deformasjonsmoduler for større fjellpartier, forvitringsømfintlighet, skjærfasthetsparametre for sleppematerialer, permeabilitet og injeksjonegenskaper. Videre er det utført analyser av oppsprekkingen i fjellet og mineralogiske analyser av fast fjell og av sleppemateriale.

I det følgende vil bare de undersøkelser bli omtalt som har tilknytning til problemet vederlagsstabilitet og analysen av denne.

ANALYSEKONSEPT VEDERLAGSSTABILITET

Det grunnleggende konsept for analyse av vederlagsstabilitet er fremsatt av Pierre Londe og er belyst i fig. 26.4.

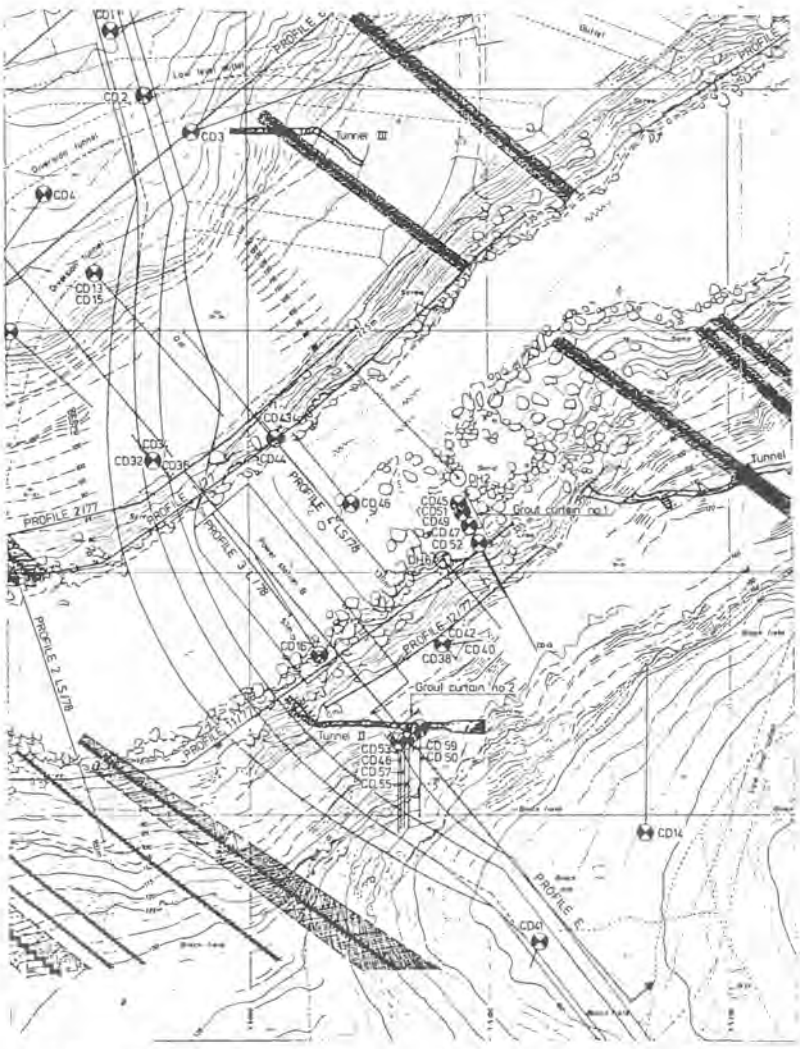


Fig. 26.2 Kart over damstedet med undersøkelser og forkastninger
Map showing damsite with investigations and faults

Man undersøker et fjellegeme avgrenset av planene P_1, P_2 og P_3 og av naturlig terreng. Planene P_1, P_2 og P_3 må legges ut fra reelle geologiske diskontinuiteter. I tilfellet Stiegler's Gorge representerer P_3 bestemte grenser mellom sandstein og leirskifer, grenser med antatt lav skjærfasthet. Planene P_1 og P_2 representerer de to nær vertikale oppsprekningsretninger som er representert.

De kreftene som virker på det avgrensede fjellegeme er egenvekt (w), vanntrykk på avgrensningsplanene P_1, P_2 og P_3 kreftene U_1, U_2 og U_3 samt vederlagskreftene som blir overført fra dammen.

Mot de nevnte angripende krefter virker de skjærkrefter som blir mobilisert langs et

eller flere av avgrensningsplanene P_1, P_2 og P_3 (disse reaksjonskreftene er ikke tegnet inn på figuren), idet vi forutsetter at det avgrensede fjellegemet kan gli langs et eller flere av de angitte plan.

De kreftene som er nevnt danner et kraftsystem i rommet, og den enkleste form et romkraftsystem kan reduseres til en dyade/dyname som består av en kraftvektor og en momentvektor. I følge litteraturen kan momentene ses bort fra uten at nevneverdige feil begås.

Når man sløyfer momentbetraktningene, blir analysegangen forholdsvis oversiktlig. Det er selvfølgelig bare nødvendig å undersøke slike avgrensede fjell- legemer for hvilke en glidning også er kinematisk mulig.

På den annen side må man undersøke forskjellige legemer og belastningstilstander, slik at man finner det tetraeder som representerer den laveste sikkerhet mot glidning samt at den for dette tetraederfunne sikkerhet er tilfredsstillende.

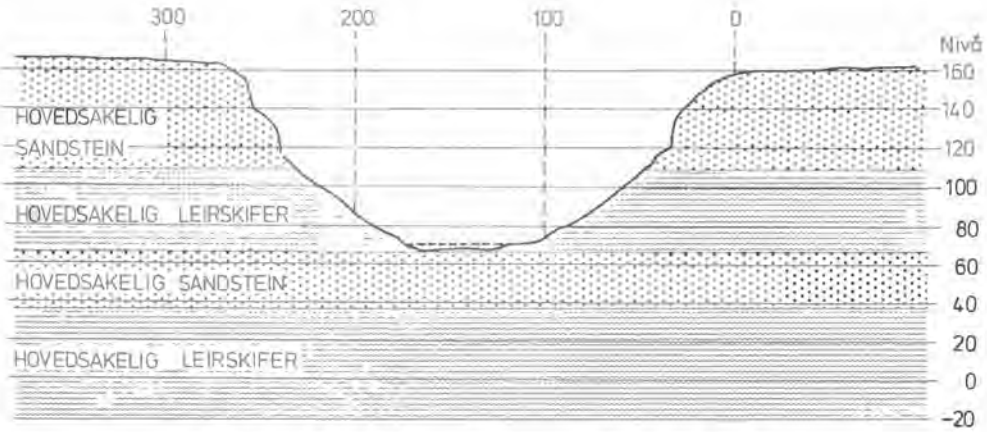


Fig. 26.3 Geologisk profil **Geological profile**

GLIDNING PÅ ETT PLAN, GRUNNLEGGENDE BETRAKTNINGER

På fig. 26.5 har jeg bragt tilbake i erindringen de grunnleggende betraktninger man kan gjøre om en kloss som glir (eller ikke glir) på et skråplan.

Figuren viser en kloss som bare er under innflytelse av sin egen vekt. Da er det bare kombinasjonen av skjæregenskapene i kontaktflaten mellom kloss og skråplan, og skråplanets helningsvinkel som bestemmer om klossen vil gli eller ikke. Ved denne betraktning ser en at det ikke er tatt hensyn til momentet $M = W \cdot \sin \alpha \cdot \frac{d}{2}$, man innser vel at dette momentet har liten betydning så lenge kontaktflaten er stor i forhold til tykkelsen på klossen.

Skjæregenskapene i kontaktflaten mellom kloss og skråplan forutsettes å adlyde den vanlige Coulombe-likning $\tau = C + \sigma \cdot \text{tg}\, \varphi$.
Disse egenskapene behandles noe senere, vi vil her bare konstatere at ved analyser av vederlagsstabilitet er det vanlig å sette $C = 0$, og dermed $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\, \varphi$.

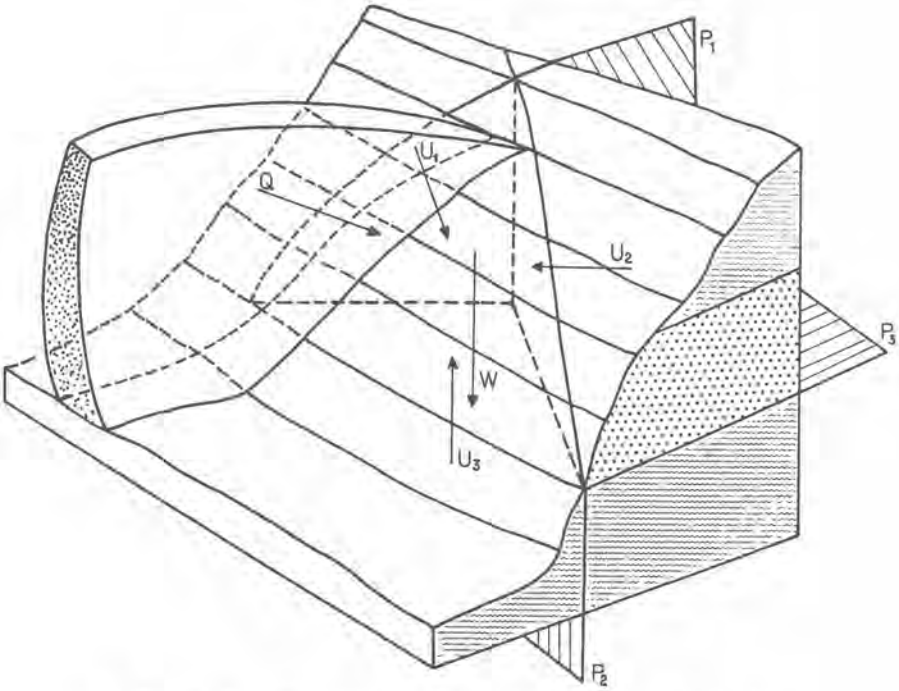


Fig. 26.4 Grunnkonsept ved stabilitetsanalyse av damvederlag
Basic concept analyzing abutment stability (Pierre Londe)

LIKEVEKT: $w \cos\alpha \, tg\,\varphi = w \sin\alpha$

$tg\,\varphi = tg\,\alpha$

INGEN GLIDNING: $tg\,\varphi > tg\,\alpha$ GLIDNING: $\alpha > \varphi$

$\varphi > \alpha$

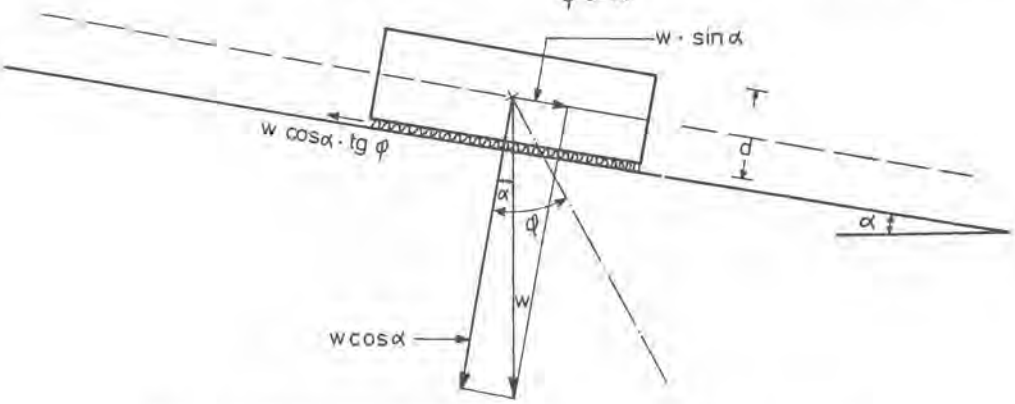


Fig. 26.5 Blokk som glir på et plan. Grunnleggende betraktninger
Block sliding on a plane, Basic considerations

Dersom andre krefter enn egenvekt angriper klossen vil man uten videre utledning innse at klossen holder seg i ro dersom den angripende kraftvektor ligger innenfor en kjegle med åpningsvinkel φ der tg φ svarer til den tradisjonelle oppfatning av Coulombs friksjonskoeffisient. Se fig. 26.6. Denne kjeglen har fått betegnelsen friksjonskjegle (Reibungskegel, friction cone). Dersom angripende kraftresultant ligger utenfor friksjonskjeglen vil klossen bevege seg.

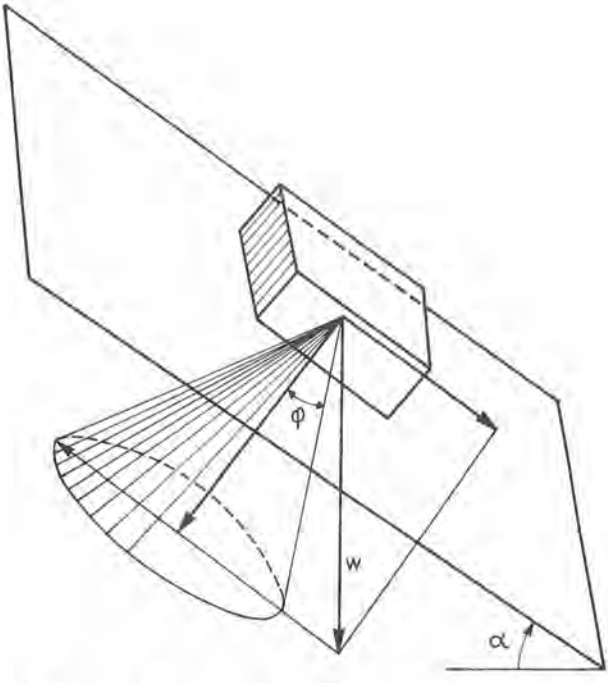


Fig. 26.6 Illustrasjon av prinsippet med friksjonskjegle
Principle of friction cone

Det er verd å legge merke til at vi i forbindelse med klossen på skråplanet under innflytelse bare av egenvekt fant ut at vekten av klossen er uten betydning for om klossen glir eller ikke. Slik også om de angripende krefter består av andre komponenter enn klossens egenvekt, det er bare resultantens retning som er av betydning for glidning, resultantens størrelse er uten betydning.

GLIDNING PÅ FLERE PLAN SAMTIDIG

Fig. 26.7 viser hvordan et avgrenset fjellegeme glir på to plan samtidig. En kile eller et tetraeder kan ikke gli på mere enn to plan samtidig.

Materialegenskapene er slik at strekkrefter ikke kan tas opp på "avløsningssprekker" som åpner seg. Tetraedret vårt glir på to sprekkeplan mens det tredje sprekksystemet åpner seg.

Et i fjell avgrenset tetraeder glir altså enten på ett eller to plan.

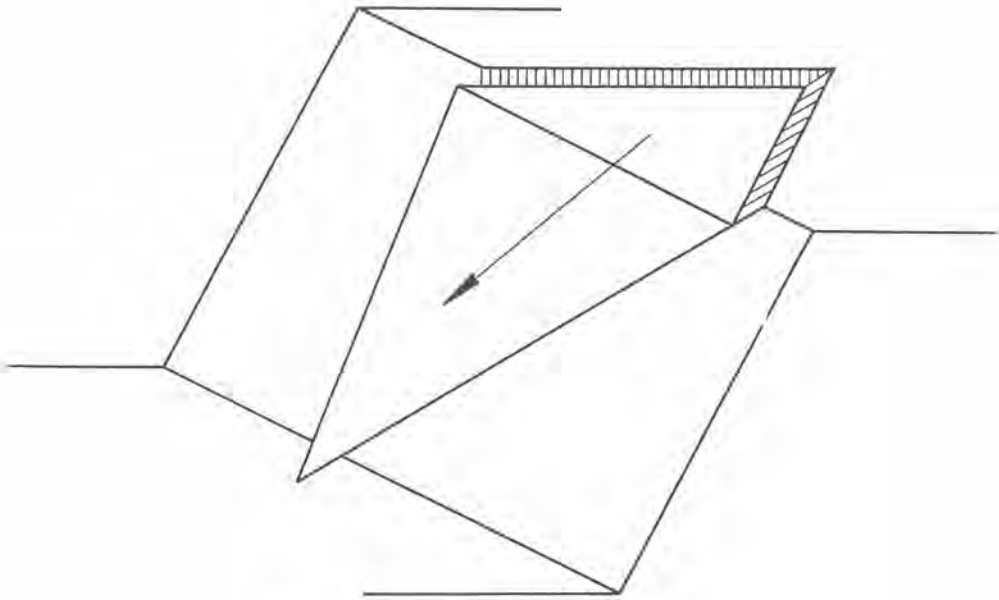


Fig. 26.7 Kile som glir på to plan.
Wedge sliding on two planes (Hoek & Bray)

Dersom det glir på ett plan, er glideretningen bestemt ved sporet i glidepanelet av det plan som går gjennom resultanten og som står normalt på glideplanet.

Dersom tetraederet glir på to plan, er glideretningen bestemt ved at den går langsmed skjæringslinjen mellom de to glideplan.

De nevnte forhold er grunnlaget for den analytiske behandling av likevektsproblemene idet resultanten nå kan dekomponeres ved at det opprettes et hjelpeplan nr. 1 normalt på skjæringslinjen mellom glideplanene, samt et hjelpeplan nr. 2 normalt på dette plan igjen og gjennom resultanten.

Dekomponering skjer nå først i hjelpeplan 2 med komponenter langs skjæringslinjen mellom glideplanene (drivende komponent) og langs skjæringslinjen mellom de 2 hjelpeplan. Den siste komponenten dekomponeres ytterligere med komponenter langs normalene på de to glideplan (normalkomponentene på de to glideplan).

Denne forklaring var komplisert, og den analytiske behandling som vektoranalyse, er også det. Det er imidlertid utviklet en grafisk eller semigrafisk metode som er ganske oversiktlig og som ikke er for komplisert å tilegne seg.

GRAFISK ANALYSETEKNIKK

Til innledning presenteres en kuleprojeksjonsteknikk som på engelsk har fått navnet "Equal area projection". Ved hjelp av denne teknikken betrakter man skjæring mellom en kuleflate og eksempelvis linjer, plan eller kjegler som man tenker seg paralellforskjøvet gjennom kulas sentrum.

En linje beskrives ved skjæringspunktet mellom linjen og kula.

Et plan kan valgfritt avbildes ved sin pol, som er skjæringspunktet mellom loddet på planet i kulas sentrum og kula, eller ved sin storsirkel, se fig. 26.8.

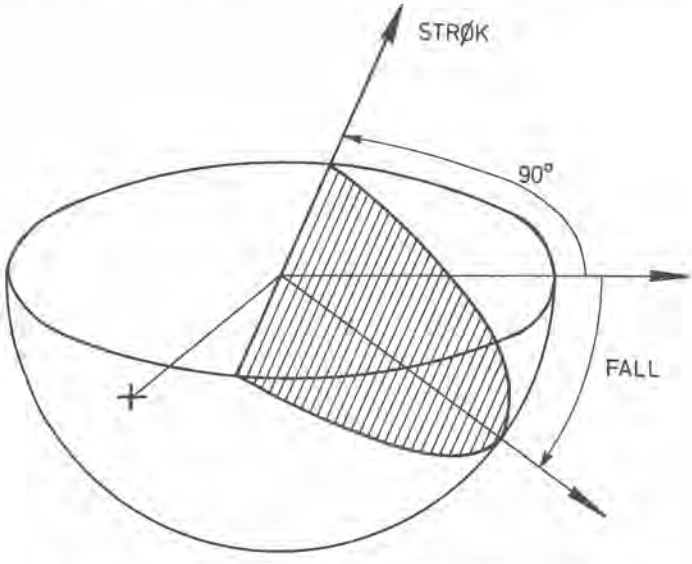


Fig. 26.8 Prinsippskisse med projeksjon på nedre kulehalvdel
Principles of projection on lower hemisphere (Hoek & Bray)

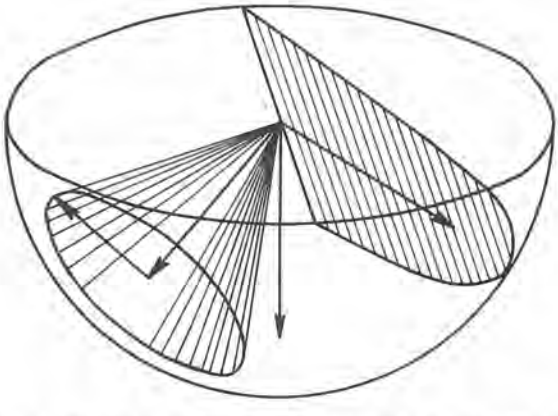


Fig. 26.9 Et plan med tilhørende friksjonskjegle på nedre kulehalvdel
A plane and its friction cone on the lower hemisphere (Hoek & Bray)

Planets friksjonskjegle tegnes lett som en kjegle med åpningsvinkel φ om planets pol se fig. 26.9.

I denne teknikken fremkommer de samme opplysninger både i øvre og nedre halvkule. Vi har valgt å benytte nedre halvkule ved våre betraktninger. Vi kan i midlertid ikke arbeide rasjonelt med slike skisser som er vist hittil. Kula tenkes derfor inndelt i lengdegrader og meridianer som en globus. Med aksen gjennom Nord- og Sydpol stående vertikalt kan kula godt nok beskrives ved en horisontalprojeksjon og et oppriss, eller henholdsvis en polarprojeksjon og en ekvatorialprojeksjon, se fig. 26.10.

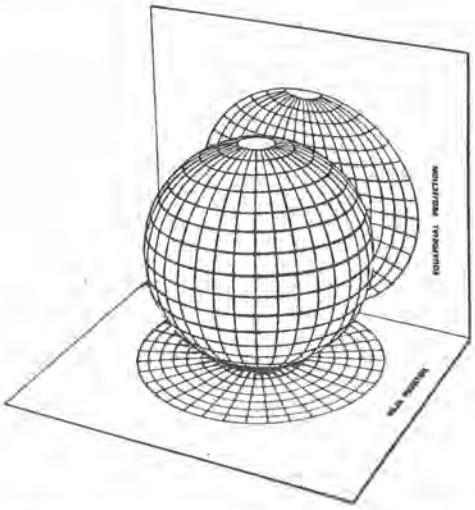
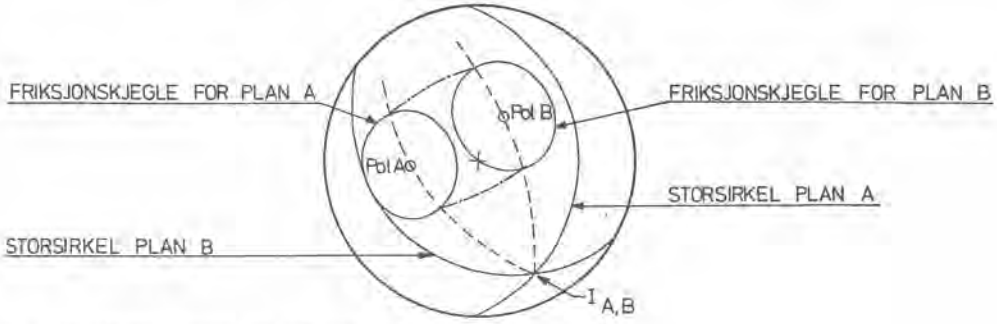


Fig. 26.10 Polar- og ekvatorialprojeksjon av en kule
Polar and equaltorial projektions of a sphere (Hoek & Bray)



$I_{A,B}$ = SKJÆRINGSPUNKTET MELLOM STORSIRKLER FOR PLAN A OG PLAN B.

– – – = STORSIRKLER GJENNOM $I_{A,B}$ OG HENHOLDSVIS POL A OG POL B.

—·— = BERØRINGSPLAN TIL DE TO FRIKSJONSKJEGLER.

Fig. 26.11 Polar projeksjon Polar projection

Polarprojeksjonen benyttes for å fremstille og beskrive de forhold som ble beskrevet i skisseform ovenfor. Ekvatorialprojeksjonen benyttes vesentlig som hjelpemiddel for konstruksjon av storsirkler (plan) idet jo alle meridianer er storsirkler.

Det finnes ferdige polar- og ekvatorialprojeksjoner med linjer markert i 2° intervaller å få kjøpt.

Uten å gå nærmere inn på det får følgende godtas innenfor rammen av dette foredraget. Kriteriet for glidning eller ikke når det bare var ett glideplan var om den angripende kraftresultant lå utenfor eller innenfor friksjonskjeglen, fig. 26.6. Når det er to glideplan er det en form for samvirke til stede slik at begrepet om friksjonskjeglen nå må utvides til å omfatte den romlige figur som ligger innenfor de to friksjonskjegler og de to plan som berører kjeglene. Kjeglene er da tenkt med felles toppunkt lagt i skjæringslinjen mellom de to glideplan, fig. 26.11.

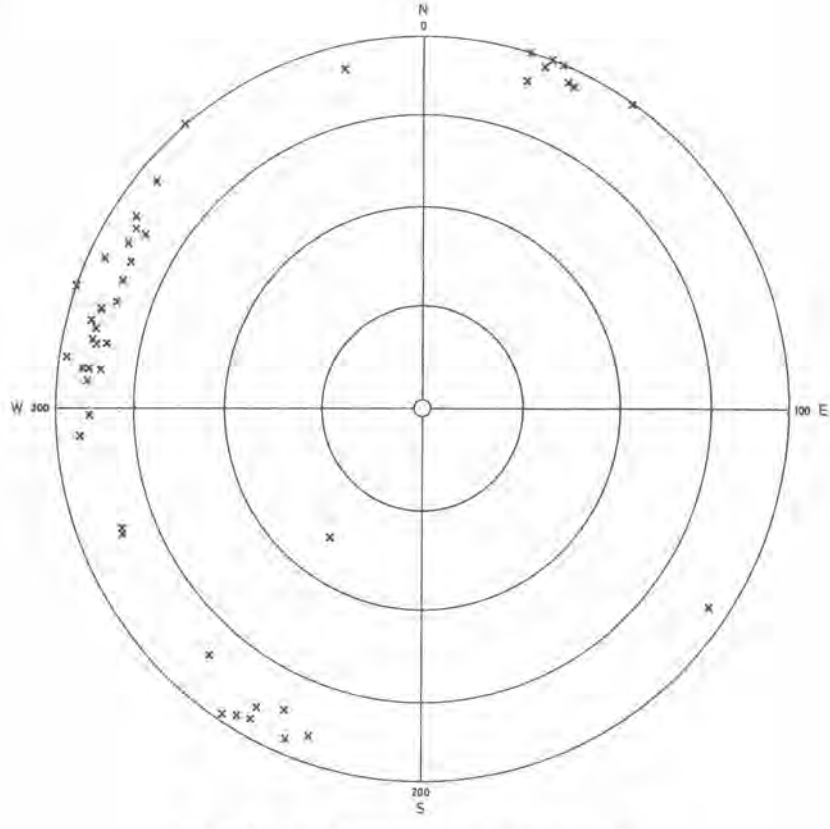


Fig. 26.12 Sprekkepoler, søndre vederlag
Joint poles, southern abutment

PRAKTISK ANALYSEGANG

Av det foregående fremgår det at følgende komponenter må være bestemt før den skisserte analyse gjennomføres:

- Orientering av aktuelle glideplan
- Skjærparametere på aktuelle glideplan
- Størrelse og retning på angripende kraftresultanter

Sprekkepoler

Orientering av aktuelle glideplan bestemmes ut i fra målinger på sprekker i felten, enten på fjellblotninger, fra kjerneboringer, prøvetunneler osv. Det er svært hensiktsmessig å presentere sprekkmålingene, ikke som tradisjonelt i andre ingeniørgeologiske sammenhenger i en sprekkrose, men på stereonett (kuleprojeksjon) ved at man presenterer polen til hvert enkelt plan. Man vil da oppdage at man for de forskjellige orienteringer har en viss spredning. I første omgang konsentrerer man seg for hver enkelt orientering om tyngdepunktet av de tilhørende poler, se fig. 26.12.

Når man har subvertikale sprekker som tilfellet er i Stiegler's Gorge, er sprekker som skjærer ut av fjellet på nedstrømssiden av dammen en kinematisk betingelse for utglidning av en fjellblokk. På sydsiden av elva er denne betingelsen oppfylt ved et sprekkesystem med strøkretning NNØ - SSV.

Skjærparametre

Det er utført en rekke forskjellige skjærforsøk, både ved at vi har kjørt forsøk på forskjellige materialer og ved forskjellige typer forsøk. Materialet i vertikale sprekker i sandstein viste seg f.eks. å være annerledes enn materialet i lagdelingssprekker.

I prøvetunnelene ble det utført tre in situ skjærforsøk der skjærflaten var 0, 7 x 0,7 m. Et av disse forsøkene var på en lagdelingsflate, et på en vertikal fylt sprekk i leirskifer og et på en vertikal fylt sprekk i sandstein. Prinsipielt forsøksarrangement er vist i fig. 26.13.

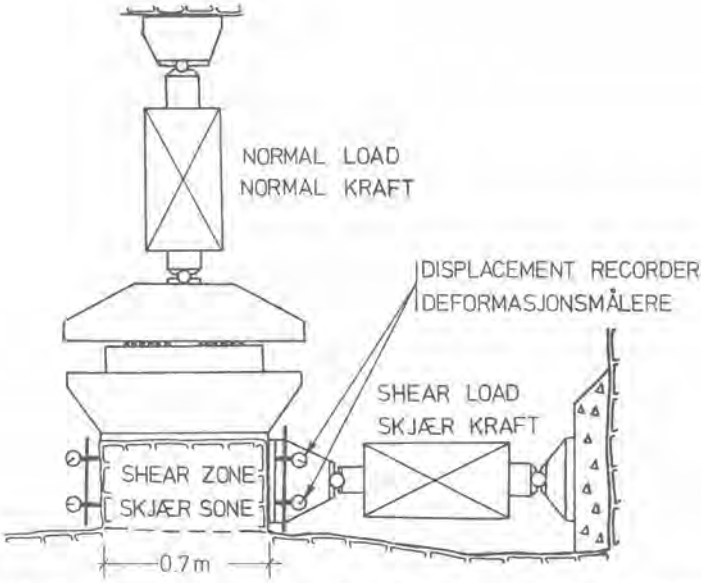


Fig. 26.13 Prinsipielt arrangement ved in situ skjærforsøk, (utført av Interfels).
Principal arrangement of in situ shear test, (performed by Interfels).

Fra prøvetunnelene er det for forskjellige typer av sprekker skåret ut prøvestykker. På disse er det utført direkte skjærforsøk i laboratoriet, forsøksoppbyggingen er den samme som ved in situ forsøkene, men dimensjonene er mindre, skjærflaten her varierte fra 60 til 90 cm^2. Det er utført 5 slike forsøk.

På sprekkemateriale (sleppeleire) som er skrapet ut er det utført forsøk ved at materialet er omrørt og rekonsolidert. På forskjellige materialer er det så utført 3 triaksforsøk og 7 ringskjærforsøk. Disse forsøk er utført i tradisjonelle geotekniske laboratorier og teknikk og apparatur forutsettes kjent. Ringskjærforsøkene er spesielt godt egnet til å få undersøkt restverdien (residual strength) av friksjon ved større deformasjoner.

For samtlige sprekkematerialer er det kjørt rutineforsøk slik at plastisiteten er bestemt.

Skjærresultatene for et in situ forsøk (fig. 26.14), et triaksforsøk (fig. 25.15) og et ringskjærforsøk (fig. 26.16) er vist som eksempler.

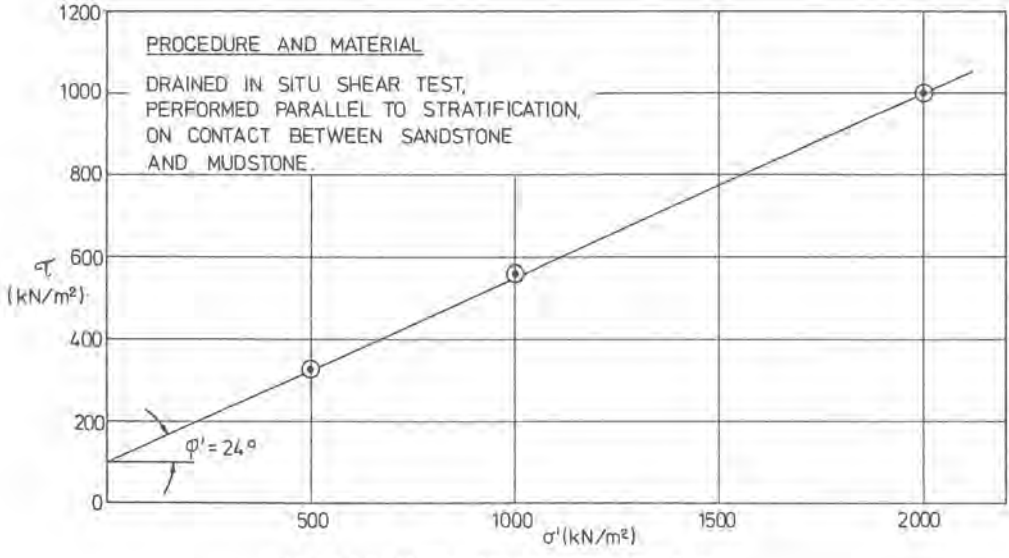


Fig. 26.14 Resultater av in situ skjærforsøk
Results of in situ shear test (Interfels)

Når en skal bruke resultatene i praktiske beregninger må en i tillegg vurdere om sprekkene er plane, eller om de ondulerer, hvordan det er med sprekkevidde i forhold til ondulasjonsamplitude. Videre om sprekkene er gjennomgående over store avstander eller om sprekkene er trappetrinnsformet i forhold til sideflatene i det tetraeder vi undersøker.

Dersom en antatt tetraederglideflate inneholder forskjellige materialer (her sandstein og leirskifer, eller sprekker i disse bergarter) må en finne frem til et vejet gjennomsnitt.

Jeg kan ikke her komme inn på den rekke av vurderinger som har vært gjennomført for å komme frem til beregningsmessige skjærparametere. Før disse nevnes må det allikevel være på sin plass å nevne at skjærforsøkene gir de to parametere C' og φ' i ligningen $\tau = C' + \sigma' \cdot tg\varphi'$. Ved våre tetraederbetraktninger er det anerkjent internasjonal praksis at man setter C' lik 0 og for tg φ' benytter residualverdien som fremkommer etter en større skjærdeformasjon.

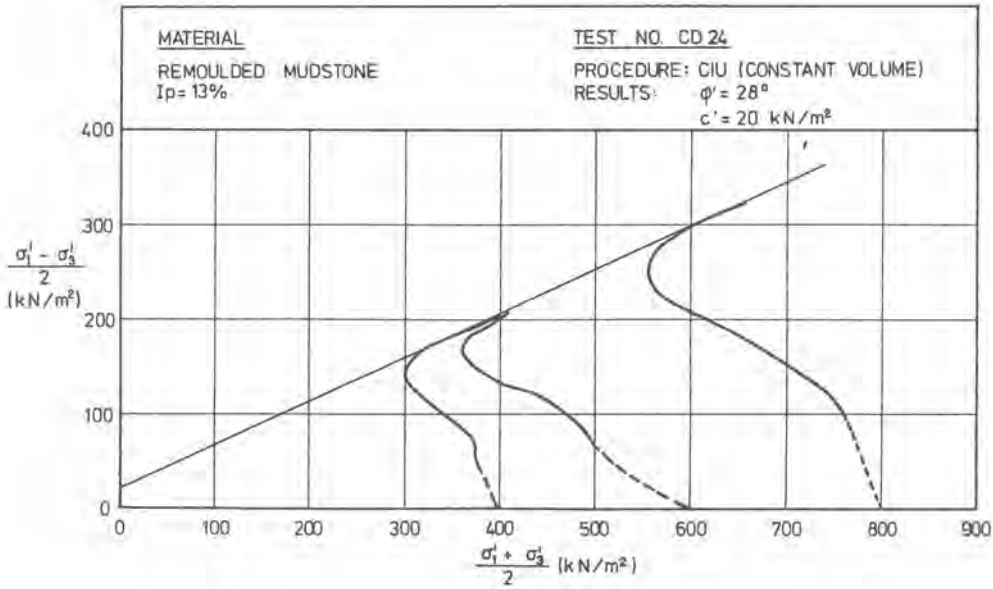


Fig. 26.15 Spenningssti-diagram for triaksialtest
Stress path diagram for triaxial test

Denne praksis støtter seg på teoretiske vurderinger, men også på etterregning av forskjellige brudd som har funnet sted.

Vi har bestemt oss for å benytte følgene parametere:

- Horisontale flater (lagdelingsflater) $\varphi = 25°$
- Nær vertikale sprekker i leirskifer $\varphi = 30°$
- Nær vertikale sprekker i sandstein $\varphi = 20°$

For de praktiske beregninger går noen vertikale glideflater både gjennom sandstein og leirskifer.

De veide gjennomsnitt (da må det tas hensyn til tgφ) har for noen tetraedere gitt $\varphi = 25°$ og for andre gitt $\varphi = 22°$.

Størrelse og retning på angripende kraftresultant

De krefter som angriper tetraedret er

- Reaksjonskrefter fra dammen
- Tetraedrets egenvekt
- Vanntrykk på tetraedrets avgrensende sprekkeplan

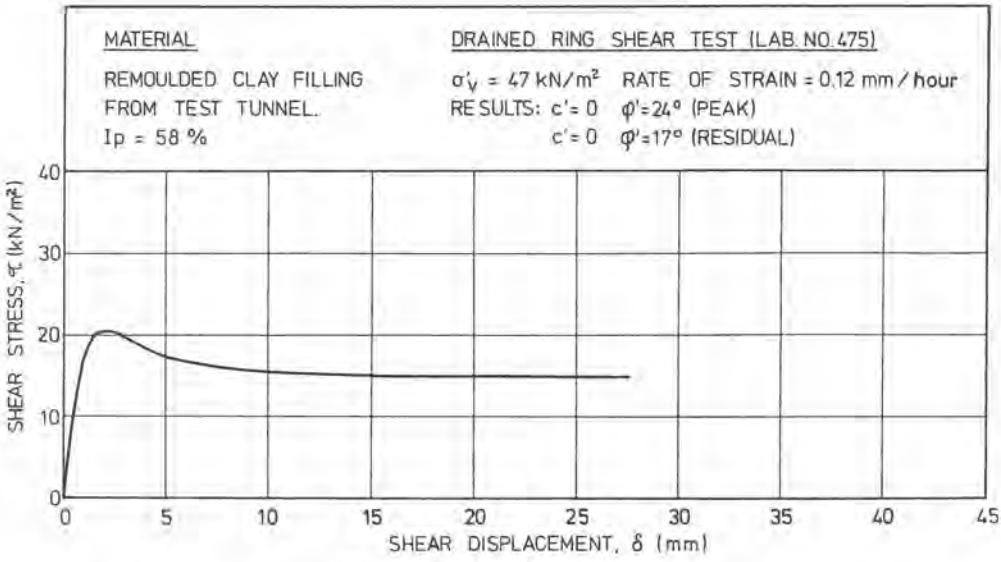


Fig. 26.16 Ring - skjærforsøk
Ring shear test (Soil Mechanics Laboratory, University of Dar Es Salaam)

Reaksjonskreftene kommer fra statiske og dynamiske beregninger for dammen.

Tetraedrets egenvekt fremkommer ved en volumberegning og målte romvekter.

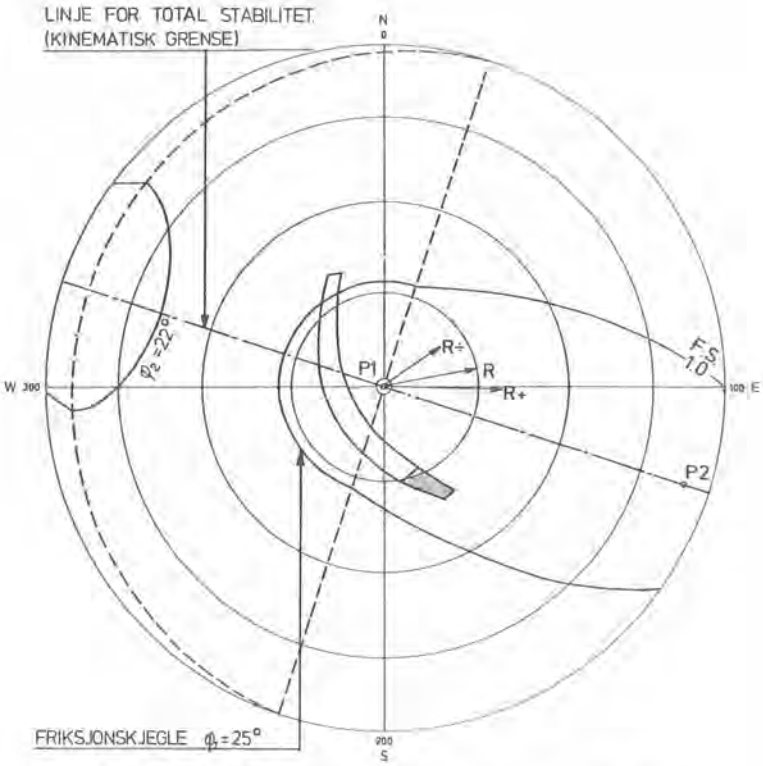
Vanntrykket på de avgrensende sprekkeplan har vært gjenstand for separate vurderinger som det fører for langt å referere i detalj her. Vurderingene bygger på kunnskap om grunnvannstand, permeabilitet og geologisk modell idet leirskiferlagene er betydelig tettere enn sandsteinlagene.

Som tidligere nevnt ser man bort fra momenter, og forutsatt at kraftkomponenter nevnt ovenfor er gitt i samme rettvinklede koordinater som x, y og z komponenter, er det lett å foreta en summering. Resultantens retning må så transformeres til å bli gitt i strøk og fall slik at det blir mulig å tegne den inn på stereonettet.

Oppsummering

På stereonett tegner man ut i fra sprekkepolene og de bestemte friksjonsvinkler opp friksjonskjeglene og de tilhørende berøringsplan for de to aktuelle friksjonskjegler.

Dernest plottes resultanten inn på samme figur. Ligger den innenfor friksjonsfiguren er det undersøkte tetraeder stabilt. Ligger den utenfor vil glidning finne sted. Et eksempel på resultatet av en slik fremstilling er vist på fig. 26.17.



F.S. : SIKKERHETSFAKTOR.

P1 : POL FOR HORISONTALT GLIDEPLAN, FRIKSJONSVINKEL $\varphi_1 = 25°$.

P2 : POL FOR GLIDEPLAN MED STRØK 18° OG FALL 80°, FRIKSJONSVINKEL $\varphi_2 = 22°$.

R : RESULTANTKRAFT SOM VIRKER PÅ FJELLBLOKK, STATISK DAMKRAFT.

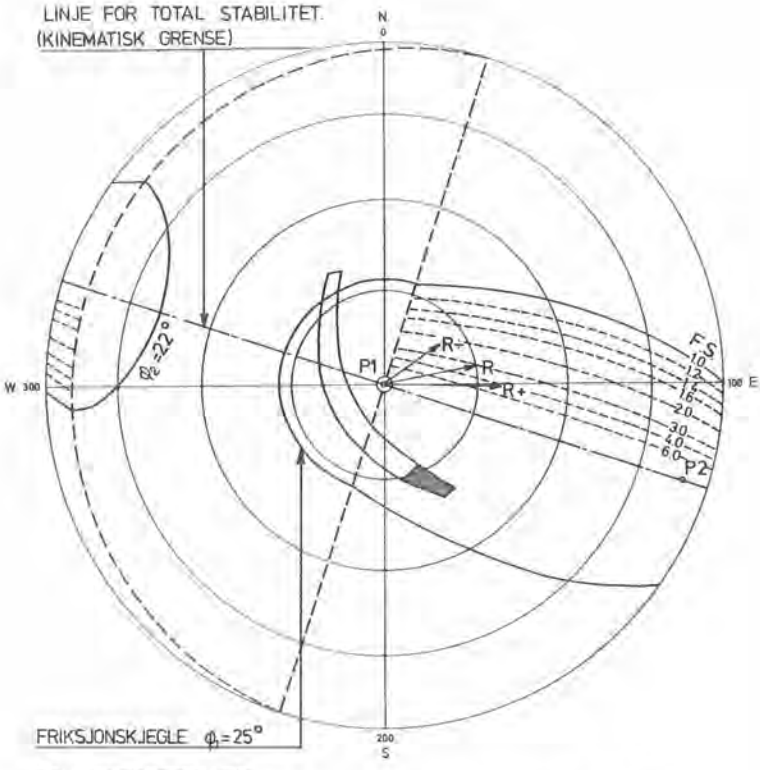
R+, R÷ : RESULTANTKRAFT SOM VIRKER PÅ FJELLBLOKK, STATISK + DYNAMISK DAMKRAFT.

Fig. 26.17 Stabilitet av fjellblokk i damvederlag
Stability of block in dam abutment

UTVIDET ANALYSE - SIKKERHETSFAKTOR - PARAMETERSTUDIER

En enkel måte å bestemme sikkerhetsfaktorer på får man ved å legge inn hjelpekjegler med tilhørende omhyllende plan på stereonettet. Ved å erstatte φ med $\varphi' = \arctan\left(\frac{tg\varphi}{F}\right)$ der F er en sikkerhetsfaktor i tradisjonell forstand ved coulomb betrakning kan man konstruere hjelpekjegler for de F-verdier man måtte ønske, f.eks. F = 1,2, F = 1,4, F = 1,6 o.s.v.

Man får da frem i stereonettet et sett med figurer som en kunne gi navnet sikkerhetsekvidistanselinjer. Man kan da avgrense sikkerhetsfaktoren ganske nøye, se eksempler på fig. 26.18. Det har liten hensikt å fremtvinge større nøyaktighet i beregnet sikkerhetsfaktor enn det som ligger i hele analysen som dog er forholdsvis grov.



F.S. : SIKKERHETSFAKTOR.

P1 : POL FOR HORISONTALT GLIDEPLAN, FRIKSJONSVINKEL $\phi_1 = 25°$.

P2 : POL FOR GLIDEPLAN MED STRØK 18° OG FALL 80°, FRIKSJONSVINKEL $\phi_2 = 22°$.

R : RESULTANTKRAFT SOM VIRKER PÅ FJELLBLOKK, STATISK DAMKRAFT.

R+, R- : RESULTANTKRAFT SOM VIRKER PÅ FJELLBLOKK, STATISK + DYNAMISK DAMKRAFT.

Fig. 26.18 Stabilitet av fjellblokk i damvederlag
Stability of block in dam abutment

På grunn av geologiske konstellasjoner har mange tetraedere vært undersøkt for forskjellige belastningstilstander. Det eller de av disse tetraedere som etter denne undersøkelse har vist lavest sikkerhetsfaktor er underkastet en tilleggsanalyse.

Det var revnt underveis at det i den spredning som er tilstede av sprekkeretninger var valgt ut den som lå i tyngdepunktet av alle registrerte sprekkepoler i stereonettet. Heri ligger det en viss grad av usikkerhet. Likeledes er det til tross for alle skjærforsøkene utøvet et visst skjønn på hvilke skjærparametere som er satt inn i beregningene. Også vanntrykk på sprekker er vurdert etter en modul og vurderingen følgelig beheftet med visse feil.

Tilleggsanalysen består i at man for det potensielt mest kritiske tetraeder varierer de

usikre faktorer. Resultatet av dette taes ikke med her, men det kan da tegnes opp kurver som viser hvor følsom sikkerhetsfaktoren er for variasjoner omkring de verdier av de forskjellige faktorer (orientering av glideplan, friksjonskoeffisienter o.s.v.) som gikk inn som faste verdier i den første analyse.

På denne måte har det vært mulig å skaffe seg et godt grep om i hvilket område sikkerhetsfaktoren for vederlagene ligger.

Man bør imidlertid vokte seg for raffinement med hensyn til matematikk og beskrivende geometri, det er og blir det mest vesentlige at man får gjort den geologiske undersøkelse så god at det ikke hersker tvil om at den geologiske modell man legger til grunn for sine betraktninger er den riktige. Jo tidligere denne modellen er klarlagt jo bedre, for det er ut fra den at alle større forsøk bør planlegges.

Har stabilitetsanalyse noen annen hensikt enn å påvise en sikkerhetsfaktor? Dammen ved Stiegler's Gorge var opprinnelig plassert noe annerledes. Forutsatt "normale" skjærparametere er sprekkeorienteringene ikke ugunstige. Da det ble klart at det forelå sprekker med lave skjærparametere ble det gjort analyser etter det skisserte møsnter, og dette ga som resultat at dammen ble dreid ca. 12° i horisontalplanet.

LITTERATURLISTE

Hoek, E. og Bray, J.W. (1977)
Rock Slope Engineering, 2nd edition
The Institution of Mining and Metallurgy, London 402 pp.

John, K.W. (1968)
Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock
Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division,
ASCE, Vol. 94, No. SM2, Proc.Paper 5865, mars 1968, pp. 497-526

Londe, P. (1964)
A Three-Dimensional Method of Analysis for Rock Slopes
Coyne & Bellier, Paris

Londe, P. (1973)
Analysis of the Stability of Rock Slopes
Quarterly Journal Engineering Geology, Vol. 6, 1973, pp. 93-127

Tom, E.C.K., Miratuente, N.T. og Estrella, E (1976)
A stability Study of a Concrete Arch Dam Rock Abutment
Rock Engineering for Foundations and Slopes, Vol.I, pp. 264-282
ASCE Proceedings

ERFARINGER FRA OPPFYLLING AV UFORETE TRYKKSJAKTER OG – TUNNELER MED INNTIL 590 M TRYKK.

Leakage measurements and control during filling up of unlined tunnels and shafts with internal waterpressure up to 590 meters.

Ingeniørgeologene Bjørn Buen, Tom Gustavsen og Arild Palmstrøm.

SAMMENDRAG

Ved plassering av uforede vanntunneler forlanges at minste hovedspenning skal være større enn indre trykk. Ved vurdering av lekkasjer i fjell legges særlig vekt på virkning av permeable soner. Tetningstiltak må iverksettes på og nær tunneloverflaten. Lekkasje måles ved å registrere nivåsenkning i lukket tunnelsystem ved hjelp av presisjons- manometer. I fem undersøkte anlegg viser fjellet en massepermeabilitet på 10^{-6} - 10^{-7} cm/sek. når de største permeable soner er tettet. Dagens energipriser gjør det lønnsomt å investere for å tette selv meget små lekkasjer ved store trykkhøyder. Det synes riktig å revurdere verditap i form av lekkasje fra tunneler for eksisterende kraftverk.

SUMMARY

The unlined water tunnels are designed with sufficient overburden to ensure that minimum principal stress exceeds the internal pressure. Special significance is attached to permeable zones, their intersection with the tunnels and their orientation. Measures to prevent water leakage must be concentrated on and close to the tunnel surface. Leakage from the filled tunnels are measured indirectly by recording pressure change on a precision manometer. Five power developements with water pressure on unlined rock ranging from 250 to 590 meters all show rock mass permeability varying from 10^{-6} to 10^{-7} cm/sec when the larger permeable zones are sealed. With existing energy prices it is economically feasible to stop even small leakages. Serious consideration ought to be given to the economy in sealing water leakages on existing hydro power developements.

INNLEDNING

Etter at en tidligere hovedsakelig hadde utført kraftverkene med konvensjonell løsning med stålforet trykksjakt eller rørgate i dagen, begynte man i midten av 50-årene å lage trykksjakter uforet. Dette innførte fare for lekkasjer og deformasjoner av fjellmassene. Etter hvert ble det også ved enkelte anlegg bygget uforete trykktunneler istedenfor trykksjakter. Ved denne utførelse vil fjellmassene bli utsatt for store vanntrykk over lengre strekninger.

Til å begynne med var det en enkel likevektsbetraktning som lå til grunn for vurderingen av hvor trykksjakter- og tunneler skulle plasseres og hvilken overdekning som kreves. Idag har man i tillegg til et erfaringsmateriale også utviklet et brukbart beregningsgrunnlag. Ved hjelp av dette kan man nærmest utelukke at det vil oppstå store deformasjoner (såkalt hydraulisk splitting); men uforutsette fjellforhold vil likevel kunne forårsake store lekkasjer.

Ved minst 8 utførte anlegg er det rapportert om store og ukontrollerte vannlekkasjer under og etter oppfylling av vannsystemet. De tre siste skjedde så sent som 1968,- 70 og -71, (NGI 1972). De fleste av lekkasjene oppsto 1 - 3 dager etter at tunnelen var oppfylt, - og de synes hovedsakelig å ha vært forårsaket av manglende fjelloverdekning og slepper med ugunstig karakter og orientering.

Under oppfylling av tunneler med vann introduseres i løpet av kort tid poretrykks- og strømningsforhold som er totalt forskjellig fra de forhold som har eksistert i fjellmassen tidligere. Det bygges opp store trykkgradienter som medfører fare for deformasjoner og utvasking av sprekker og slepper. Sannsynligheten for at svært ugunstige forhold oppstår plutselig, - med fare for store økonomiske konsekvenser, - reduseres betydelig ved at første gangs oppfylling av trykktunneler og- sjakter foregår *langsomt* og *kontrollert*.

Med *kontrollert* menes at lekkasjene ut i fjell registreres jevnlig under etappevis oppfylling, slik at eventuelt store lekkasjer oppdages tidlig. Derved oppnås at tunnelsystemet kan tappes ned i tide slik at store skader kan unngås. Artikkelen bygger på erfaringer fra kontrollmålinger ved følgende anlegg:

Anlegg	Utførelse	Bergart	Maks trykk på uforet fjell (mvs).
JØRUNLAND	trykktunnel l = 2 km	granitt, gneis	280
SKJOMEN	trykktunnel l = 2,6 km	granitt	360
BORGUND	trykktunnel l = 2,9 km	gneis	250
LEIRDØLA	trykksjakt l = 0,6 km	gneis	450
LOMI	trykksjakt l = 0,7 km	glimmerskifer	590
SKIBOTN	trykktunnel l = 4 km	glimmerskifer	440

KRITERIER FOR NØDVENDIG FJELLOVERDEKNING FOR TRYKKSJAKTER/ TUNNELER:

Kriterier for nødvendig fjelloverdekning har tidligere vært basert på enkle likevektsbetraktninger og erfaringsresultater som ga grunnlag for tommelregler. Eksempel på utledningen av en av disse er vist på fig. 27.1, øverst. Her er det i diagramform presentert data fra 40 norske kraftverk med uforede trykksjakter og- tunneler, som er sammenlignet

med kriteriet, (NGI 1972). Ved geologisk institutt,- NTH, er utviklet en metode basert på endelig elementanalyse av todimensjonale modeller, (Bjørlykke & Selmer-Olsen 1972).

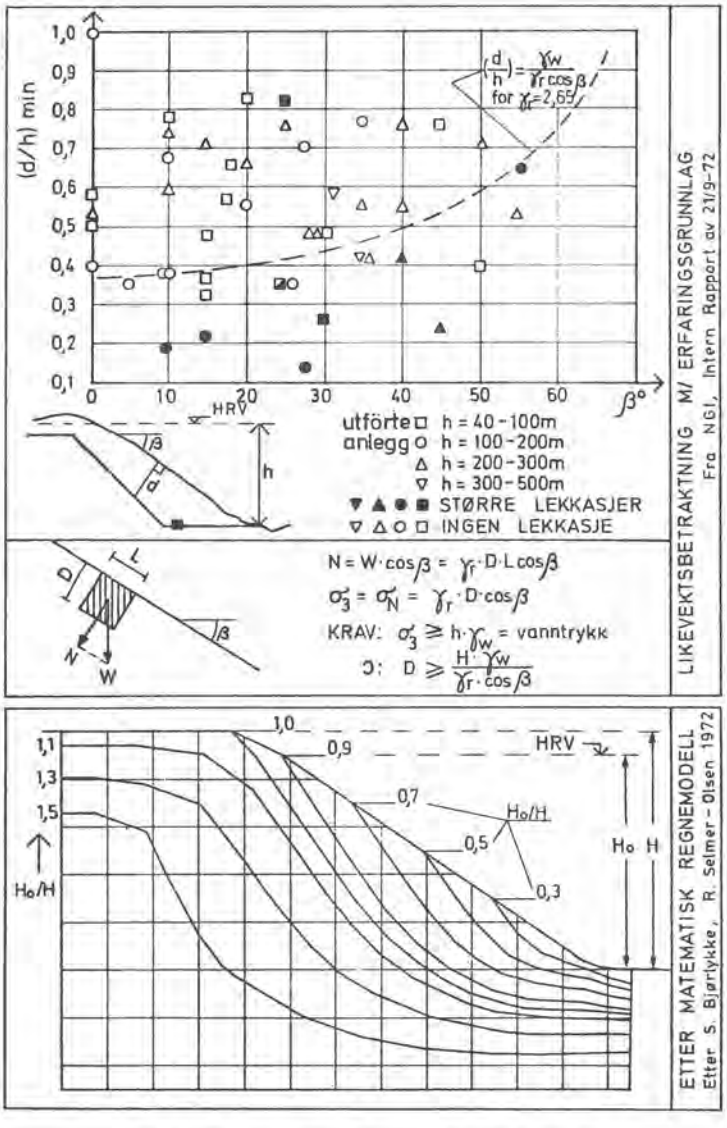


Fig. 27.1 Eksempler på overdekningskriterier

Grunnleggende prinsipp for denne er at indre trykk i fjellrommet ikke skal overstige minste hovedspenning regnet på totalspenningsbasis.

Basert på dette prinsipp er det ved hjelp av endelig-element-metoden utviklet standard-diagram for dalsider med varierende geometri og fjell med varierende elastisitetsegenskaper. Eksempel på en slik er vist i fig. 27.1. Det er også ut fra samme grunnlag utviklet modeller for svakhetssoners innflytelse på spenningsbildet.

TEORETISK STRØMNINGSBILDE OG PORETRYKKSFORDELING OMKRING TRYKKSJAKTER OG –TUNNELER.

For å illustrere vannstrømningen i en dalside før og etter at en tunnel er bygget, er det på fig. 27.2 angitt teoretisk strømningsretning i en homogen fjellmasse i tre situasjoner. Som eksempel på terrengprofil er valgt forholdene ved Leirdøla Kraftverk. Figur 27.2 A viser sterkt forenklet strømning fra et fjellplatå ned mot et dalføre før tunnelsystemet er drevet.

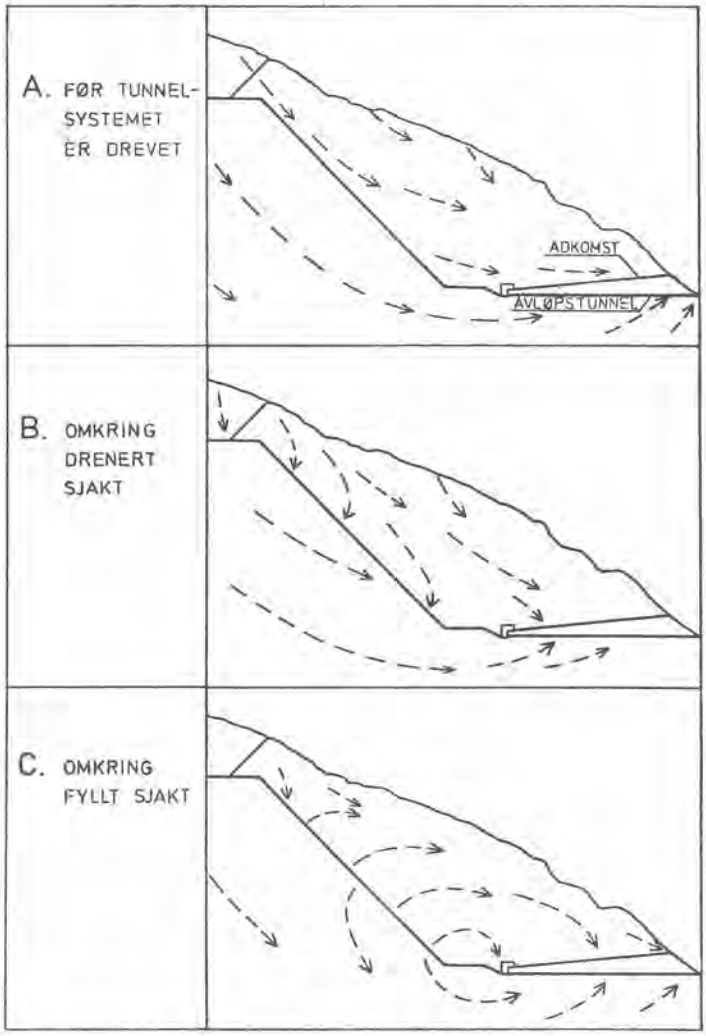


Fig. 27.2 Antatt strømningsbilde i dalside. Terrengprofil fra Leirdøla kraftverk.

Vannet strømmer fra fjellpartiet ned i fjellmassene og følger nær parallellt dalsiden før det strømmer ut mot dalbunnen. For å gi en pekepinn om strømningshastigheten kan nevnes at våre målinger antyder en gjennomsnittlig fjellmasse-permeabilitet i størrelsesorden $K = 10^{-6} - 10^{-7}$ cm/sek; som tilsvarer 3 - 30 cm/år. I oppsprukne soner kan permeabiliteten være betydelig større.

Figur 27.2 B viser strømningsretninger i fjellmassen når sjakten er drenert. Strømningsretningene er antatt med bakgrunn i forenklede strømnett. Det antas at det meste av vannet er matet fra det ovenforliggende fjellparti. Dette er imidlertid sterkt avhengig av overflatehelningen.

Ved helt oppfylt sjakt, fig.27.2 C, vil vannet strømme fra denne ut mot dalsiden, med en retning som nær sjakten er vinkelrett på denne, men som lenger ut dreier av og blir mer parallelt overflaten. En situasjon som vist på fig.27.2 C, med helt oppfylt sjakt, vil bevirke en beskjeden innlekkasje fra det ovenforliggende fjellpartiet til øvre del av sjakten, og økende utlekkasje jo lenger nedover i sjakten man kommer.

Slike ideelle strømningsforhold opptrer i forholdsvis homogene fjellmasser med en enkel topografi og uten konsentrerte, drenerende soner. Innvirkningen av permeable soner gjør straks strømningsbildet mer komplisert. Av faktor som er en av betydning kan nevnes:

1. sonens konduktivitet (ledningsevne)
2. hvor sonen skjærer sjakten
3. sonens orientering

Sonens konduktivitet kan variere - fra å være nær null i enkelte leirsoner - til å være rene vannkanaler i utvaskede, åpne kalksoner. Det er vesentlig å ha et grovt mål for størrelsesorden av konduktiviteten i de permeable soner. Denne kan lettest registreres de første dagene etter at sonen er "åpnet" under tunnel - /sjaktdriften. Etter en tid vil reservoiret omkring tunnelen være redusert med den følge at senere observasjoner av lekkasjen fra sonen kan føre til undervurdering av mulig lekkasje ut fra fyllt sjakt.

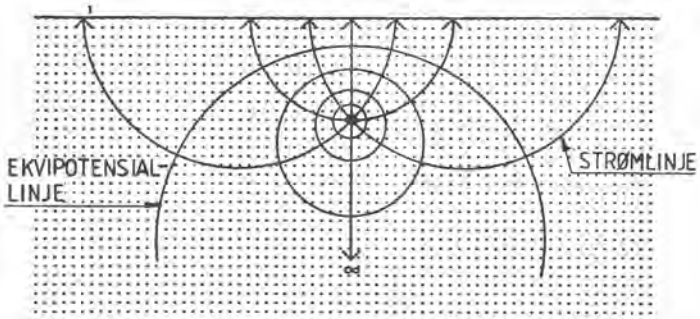


Fig. 27.3 Teoretisk strømning fra tunnel under horisontal flate.

Sonens orientering og plassering i sjakten er i mange tilfelle vel så viktig som dens konduktivitet. På figur 27.4 er skissert fire forskjellige soner samtidig som det grovt er beregnet en form for gradient for hver av dem. Som vist kan gradienten variere mye avhengig av sonens

orientering og skjæringspunkt med sjakten. Et særdeles ugunstig tilfelle er vist på fig. 27.4 C, hvor to soner krysser hverandre og gir svært kort strømningsvei ned til adkomst- og avløps - tunneler. I dette tilfelle oppstår en gradient som er 6 - 7 ganger så stor som gradienten ved sonen på øverste fig. 27.4 A. Ovenfornevnte eksempler understreker nødvendigheten av nøyaktige undersøkelser av sjakter og tunneler før oppfylling, og med påfølgende kontrollert første gangs oppfylling.

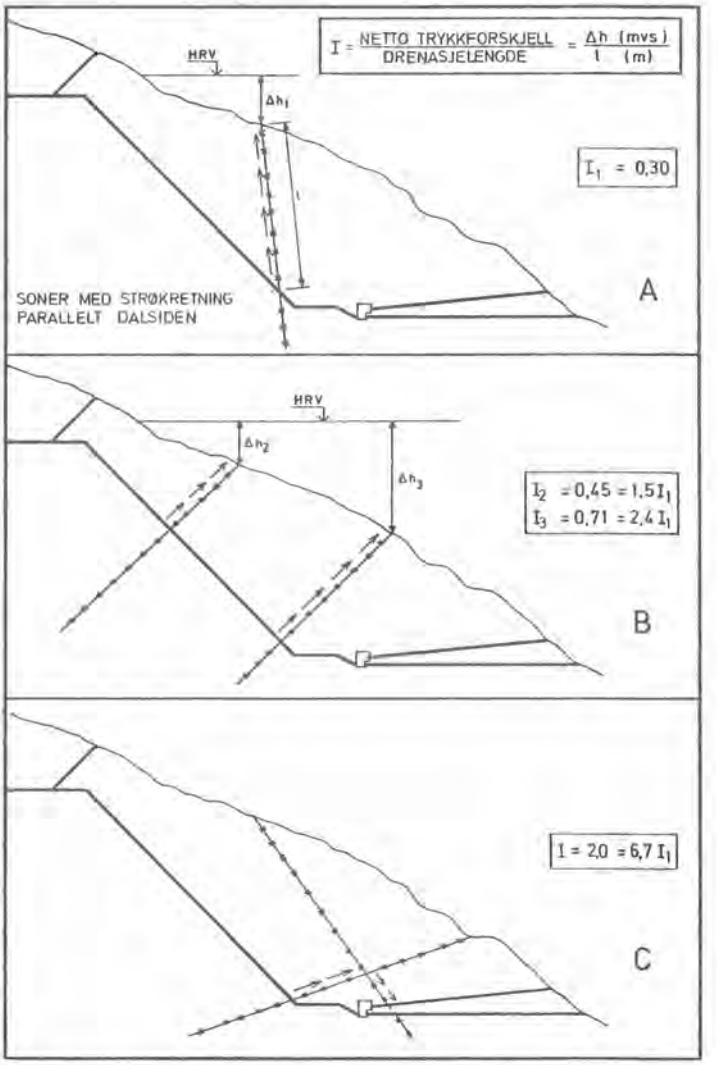


Fig.27.4 Skjematisk bilde av betydningen av permeable soners orientering og skjæringspunkt.

Går en tilbake til tilfellet med jevnt fordelt oppsprekking vil poretrykksfordelingen i ett snitt gjennom tunnelen skjematisk kunne se ut som vist på fig. 27.5.

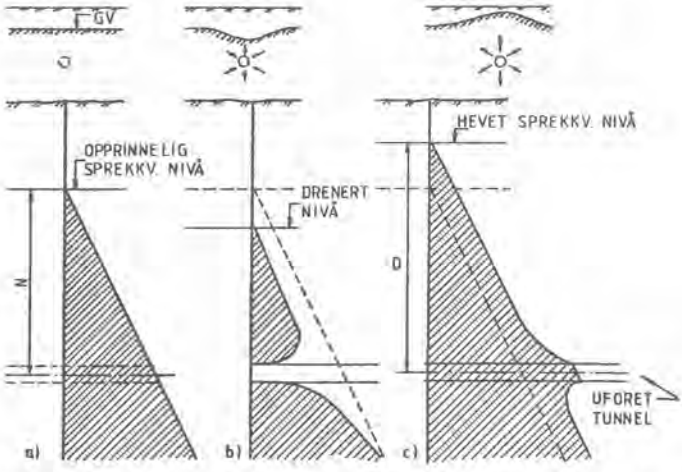


Fig. 27.5 Poretrykksfordeling omkring en uforet tunnel under plan flate

Under og etter bygging av sjakter og tunneler foregår en drenering og uttømming av sprekker og porer i fjellmassene rundt disse, til stasjonær tilstand nås, og det oppstår en jevn innlekkasje som mates fra grunnvannet i fjellet.

Som vist på fig. 27.5 b kan det oppstå en betydelig reduksjon av poretrykket. Med en permeabilitet som er vanlig for relativt lite oppsprukket fjell, vil den beskrevne stasjonære tilstand i fig. 27.5 b imidlertid ikke nås før etter et lengre tidsrom enn en normal anleggsperiode.

Poretrykksmålinger utført i Skjomen flere år etter at trykktunnelen var sprengt viser at der kunne den drenerende effekt av tunnelen *ikke* spores på de 8 monterte poretrykksmålerne ca. 10 m fra tunnelveggen. Dette for å vise at tunnel *ikke nødvendigvis* må virke drenerende på omliggende fjell i en målestokk som har praktisk betydning, (BUEN, 1973).

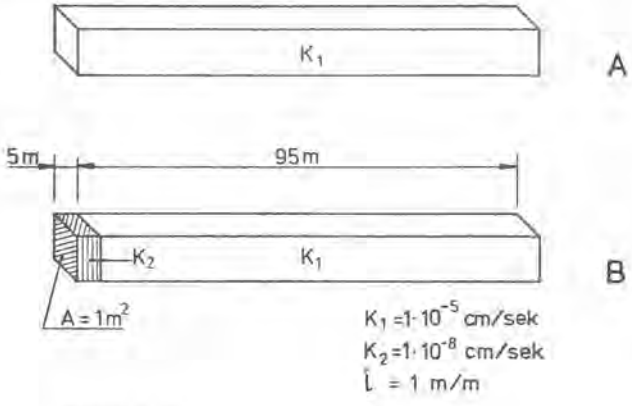
TETNINGSTILTAK.

Som det fremgår av fig. 27.3, som viser strømning fra tunnel, avtar trykket raskt med økende avstand fra tunneloverflaten. Dette leses av figuren som økning i avstand mellom ekvipotensiallinjer, og er en følge av at fjellvolumet, og derved mulige lekkasjeveier, tiltar raskt med avstanden fra tunnelen.

Dette illustrerer viktigheten av å sette inn tetningstiltakene, -dvs. - øke strømningsmotstanden der det teller mest; på tunneloverflaten og i fjellet nærmest denne.

Følgende eksempler kan illustrere betydningen av å etablere et lag med liten permeabilitet langs en strømretning i dette tilfelle ved tetning av fjellet umiddelbart rundt tunnelkonturen.

– Ved å se på en "strømkanal" med tverrsnitt 1 m^2 og lengde 100 m utsatt for en gradient i = 1m/m vil en få følgende vannlekkasjer:



LEKKASJE:

$$Q_A = K_1 \cdot i = 3{,}2 \ m^3/år$$

$$Q_B = \frac{100}{5/K_2 + 95/K_1} \cdot i = 0{,}06 \ m^3/år$$

PRAKTISK UTFØRELSE AV LEKKASJEMÅLINGENE

For de sjakter og trykktunneler vi har kontrollert oppfyllingen av, har det vært vanlig praksis å ikke overstige en trykkøkning på 10 meter vannsøyle pr. time. Oppfyllingen har forløpt i trinn av ca. 100 mvs med pauser av 1/2 - 1 dagers varighet for lekkasjemålinger. Målingene blir utført ved at en registrerer synkningene av vann-nivået i sjakten eller tunnelen. Når arealet av vannspeilet og størrelsen av lekkasjer gjennom propper og luker er kjent, kan lekkasjen inn i fjellmassen beregnes. For å måle nivåendringen av vannspeilet i sjakten har vært brukt et presisjonsmanometer utleid av GEONOR A/S. Prinsippet for manometeret er at en kjent belastning i form av lodd overføres hydraulisk mot vanntrykket i tunnelen, fig. 27.6. Differansen i trykk mellom loddsiden og vannsiden utjevnes ved hjelp av en kvikksølvsøyle. Avlesningsnøyaktigheten er +2 cm trykkhøyde.

RESULTATER FRA LEKKASJEMÅLINGENE.

Figur 27.7 viser enkelte resultater fra lekkasjemålinger utført ved 4 høytrykksanlegg ved forskjellige etapper under oppfyllingen. De utjevnede kurvene viser alle det samme karakteristiske forløpet ved at lekkasjene avtar assymptotisk til en noenlunde konstant verdi etter ca 1 døgn. Målinger utført på andre anlegg viser også samme tendens. Dette kan forklares ved at sprekkene nærmest tunnelen er blitt drenert og uttørret, slik at de første timene under oppfyllingen går med til fylling av disse. Denne inntrengningen går hurtig til å begynne med på grunn av store trykkgradienter nær tunnelen. Etterhvert som sprekkene fylles opp, vil vannet trenge lengre ut i fjellmassene. Da gradienten her avtar, vil også utlekkasjene reduseres. En unntakelse er opptreden av lekkasjeførende soner. Her vil ikke vanntrykket avta så

raskt utover fra tunnelen pga. mindre strømningsmotstand langs sonen. Derved vil det ta lengre tid før lekkasjen her reduseres. Dette er sannsynligvis tilfelle ved Skibotn Kraftverk der en slik sone førte til at det tok 5 døgn før lekkasjen stabiliserte seg. Sluttlekkasjen var her så stor som 18 l/s.

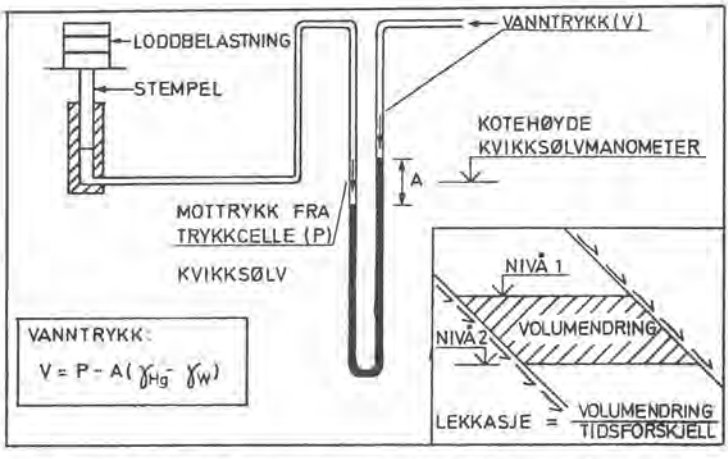


Fig. 27.6 Prinsipp for lekkasjemåling med differensialmanometer

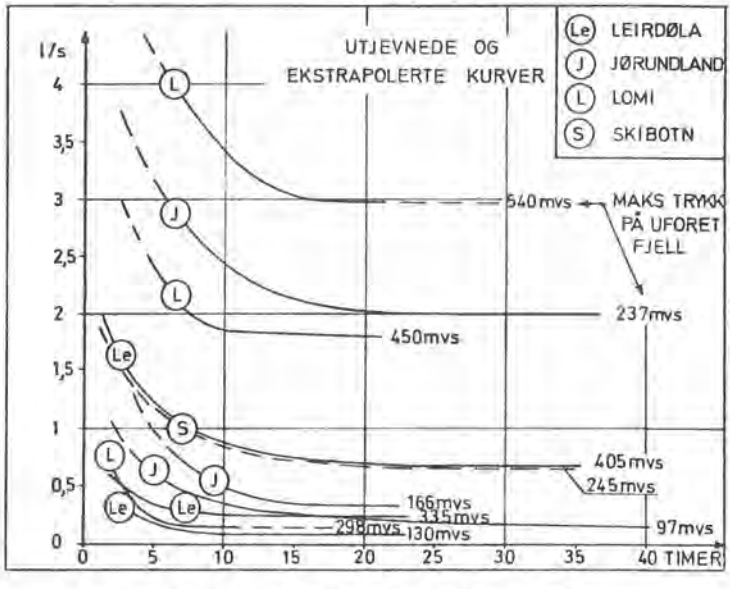


Fig. 27.7 Resultat fra utførte lekkasjemålinger

De lekkasjene som er vist i fig. 27.7 er små. Selv om 540 m vanntrykk og en trykksjakt på 700 m lengde er lekkasjene her bare 3 l/s. De andre kurvene viser enda mindre lekkasjer. Alle disse lave verdiene har sin årsak i at eventuelle lekkasjeførende soner ble tettet med injeksjon før oppfylling.

For å få et begrep om hvilken gjennomsnittlig permeabilitet fjellmassene har for de anlegg som har vært lekkasjemålt, er det foretatt grove, forenklede overslag. Teoretisk grunnlag for beregninger er hentet fra BARTON (1972). Overslagene er presentert i tabellen under og viser verdier i størrelsesorden 10^{-6} -10^{-7}/cm/sek.

ANLEGG	Maks. trykk på uforet fjell (mvs)	Målt lekkasje ved maks trykk (l/s) ☆	Prognose for tot. lekkasje (l/s)	Anslagsvis masse-permeabilitet (cm/s)
JØRUNDLAND	280	1	–	$1\ 10^{-7}$
SKJOMEN	360	1-2	–	$3\ 10^{-7}$
BORGUND	250	3-4	–	$1\ 10^{-6}$
LEIRDØLA	450	0,9	–	$1\ 10^{-6}$
LOMI	590	3-6	1-5	$5\ 10^{-6}$
SKIBOTN	440	10-18	2-10	$3\ 10^{-6}$

☆ Avhengig av tunnellengde.

KONKLUSJONER.

Som nevnt innledningsvis kan det dukke opp uventede fjellforhold i trykksjakter og -tunneler som kan gi lekkasjer eller deformasjoner som kan bety store økonomiske uttellinger for kraftverket. Det er derfor viktig at vurderingsgrunnlaget (før plassering av anlegget fastlåses)- er tilstrekkelig, samt at oppfølgingen under bygging er betryggende. Vårt opplegg for utførelse av den ingeniørgeologiske oppfølging av uforete trykksjakter og -tunneler kan summeres opp til følgende:

- Innsamling av eksisterende, geologiske data samt supplerende ingeniørgeologisk kartlegging.
- Vurdering av sjaktens/tunnelens stabilitet ut fra geologi og topografi.
- Registrering av vannlekkasjer inn i tunnelen under bygging.
- Kartlegging av fjellforholdene i tunnelen.
- Vurdering av hvilke soner som bør tettes, samt overslag over forventede utlekkasjer etter oppfylling.
- Kontrollert, etappevis oppfylling av tunnelen samt beregning av utlekkasjer.

Avslutningsvis kan det vær nyttig å gjøre oppmerksom på verdien i å påvise og tette selv ganske små lekkasjer. Eksempelvis vil, for et anlegg med trykkhøyde ca 400 m, en lekkasje

på 1 l/sek. bety et produksjonstap på ca. kr.2000 pr. år etter dagens kraftpriser.Verdien av en annuitet på kr. 2000 redusert til nåverdi med kalkulasjonsrente 10 % p.a. og løpetid 20 år utgjør ca. kr. 17.000. Dette betyr at inntil kr. 17.000 kan investeres for å tette en så liten lekkasje som 1 l/s i et slikt anlegg.

Et spørsmål som naturlig melder seg er verdien av det vannet som årlig forsvinner i fjellet i kraftverk som allerede har vært i drift i kortere eller lengre perioder. Dagens energipriser kan berettige slike lekkasjemålinger som her er omtalt for å undersøke om slike lekkasjer eksisterer. Ut fra det foreliggende erfaringsmateriale med hensyn til hvilken permeabilitet som kan forventes i fjellmassene, burde det la seg gjøre å beregne hvor mye vann som kan spares ved å utføre tetningsarbeider.

REFERANSER

1. **BARTON, N. 1972:** Estimation of leakage rate and transport time for fluid flow underground openings in jointed rock. Rapport 54203, Norges Geotekniske Institutt, Oslo.

2. **NGI, 1972:** Oversikt over norske uforede tunneler og sjakter..... Intern rapport 54402. Norges Geotekniske Institutt, Oslo.

3. **NGI, 1974:** Uforede tunneler. Spesielle problem ved store tverrsnitt. Rapport 54202-2 Norges Geotekniske Institutt, Oslo.

4. **BJØRLYKKE, S, SELMER-OLSEN, R, 1972:** Nødvendig overdekning i dalsider ved fjellrom med høyt innvendig vann - eller lufttrykk..... Rapport 6, Geologisk Institutt, NTH, Trondheim.

5. **BUEN, B. 1973:** Ingeniørgeologiske forundersøkelser ved Skjomen Kraftverk. Fjellsprengningsteknikk - Bergmekanikk, Tapir, Trondheim.

KLASSIFISERING AV BERGARTER MED HENBLIKK PÅ BORBARHET

Classification of rocks for drillability.

Dr. ing. Reidar Lien, Norges Geotekniske Institutt.

SAMMENDRAG

Artikkelen er et korrektiv og supplement til artikkel med samme tittel publisert i "Bergmekanikk 1971", utgitt av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Oslo 1972. Den omhandler et diagram for bergarters borbarhet og bruken av dette.

SUMMARY

The article gives additional informations to a paper with the same title published in "Bergmekanikk 1971" edited by Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Oslo 1972. It describes a diagram for the drillability of rocks and explains its use.

I "Bergmekanikk 1971" utgitt av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Oslo 1972, har det i foredraget med ovennevnte tittel (Lien 1972) oppstått en beklagelig trykkfeil side 43, idet tegnforklaringen til diagrammet fig. 7 har falt ut, slik at ideen med diagrammet ikke kommer fram. Da diagrammet nylig er blitt referert av Blindheim (1979) og derfor synes å ha fornyet interesse, er det grunn til å omtale diagrammet på nytt og se det i sammenheng med den senere tids utvikling av boreteknikken.

Når det snakkes om borbarhet inngår både borsynk og borslitasje, og det er derfor vanlig å skille disse to egenskapene og behandle dem hver for seg, men sammenstilt i et diagram gir det en god oversikt over borbarheten.

Diagrammet er vist i fig.27.A.1 og viser resultater fra borbarhetsundersøkelse av ca. 200 norske bergarter utført før 1970 etter en metode utviklet ved Geologisk institutt, NTH. Senere er bestemmelse av borbarhetsindeksene noe modifisert og gitt en ny betegnelse, henholdsvis Drilling Rate Index, DRI, og Bit Wear Index, BWI. (Blindheim og Selmer-Olsen, 1970). Forskjellen er liten og uten betydning i denne sammenheng.

Diagrammet skulle være noenlunde representativt for variasjonsområdet for norske bergarter. Som vist på diagrammet framkommer en klar gruppering av bergartstyper som erfaringsmessig har forskjellige borbarhetsegenskaper. Gruppene er ikke klart adskilt, men går mer eller mindre over i hverandre slik som en kunne vente ut fra en pertografisk inndeling. Behovet for indeksene til en nøyere vurdering av bergartene synes derfor innlysende.

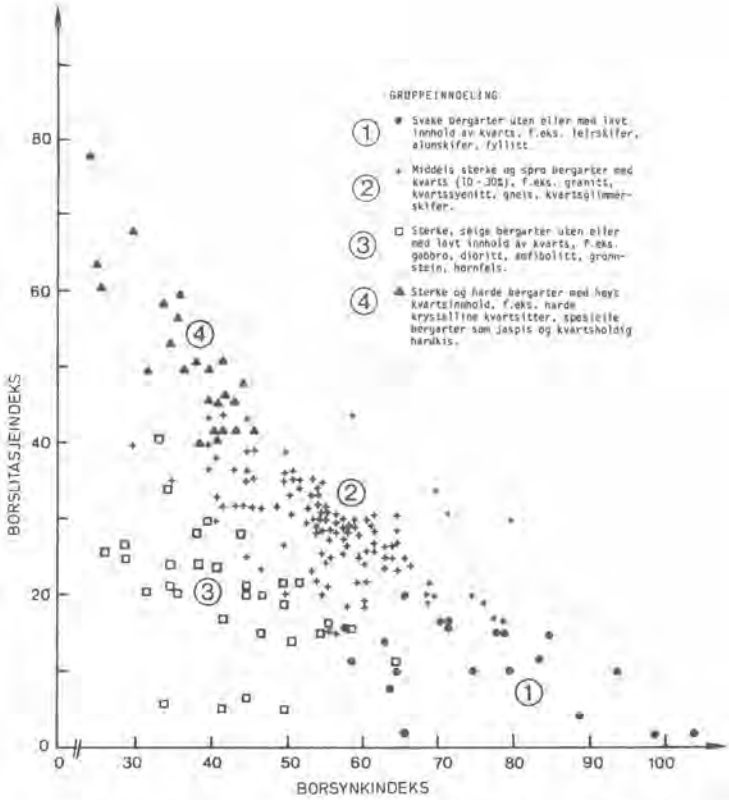


Fig. 27.A. 1 Diagram som viser resultater av borbarhetsanalyse for ca. 200 bergartsprøver utført etter laboratoriemetode utviklet ved Geologisk Institutt, NTH, Trondheim.(Lien 1972)

Gruppe 1 har høy borsynk og lav borslitasje. Bergarter med disse egenskaper kan betegnes lett borbare. Bergarter i gruppe 2 har middels borsynk og middels borslitasje og kan betegnes middels borbare. Bergarter i gruppe 3 har lav borsynk og middels borslitasje og kan betegnes tungt borbare, og bergarter i gruppe 4 har lav borsynk og høy borslitasje og kan betegnes meget tungt borbare.

Nytten av diagrammet ligger i at det i tillegg til det å vise variasjonsområdet for norske bergarter, på en enkel og grei måte kan gi oversikt over anvendelsesområdet for forskjellige boremetoder. Slagroterende boring danner grunnlaget for utarbeidelse av borbarhetsindeksen og benyttes idag for hele variasjonsområdet for de bergarter som inngår i diagrammet. For gruppe 1 vil f.eks. skjærende boring være egnet mens denne metode i praksis vil være ubrukelig for gruppe 4. Tilsvarende grenseområder kan trolig angis for forskjellige metoder for fullprofilboring. Den økonomiske grenselinjen for dagens fullprofilmaskiner kunne f.eks. trekkes opp. Trolig går den et sted midt i gruppe 2 og 3. I alle fall synes ikke bergarter i gruppe 4 å kunne bores med fullprofilmaskiner på økonomisk grunnlag i dag.

Nå må det til slutt pekes på at metoden for fastleggelse av borsynk- og borslitasjeindeks ikke er nøyaktig nok til å gi eksakte verdier for borbarhet, dessuten vil bergartens oppsprekkingsgrad kunne ha en avgjørende betydning for boreresultatene, særlig gjelder det ved fullprofilboring. Såfremt disse hensyn tas, vil imidlertid diagrammet kunne være til nytte ved å gi oversikt over hvor en bestemt beergart ligger i bildet med hensyn til borbarhetsegenskaper. Det kan da foretas et fornuftig valg av boremetode og en kan få oversikt over sannsynlige ydelser og kostnader for boringen.

LITTERATURLISTE

LIEN, R. (1961)
"En indirekte undersøkelsesmetode for bestemmelse av bergartenes borbarhet". Avhandling for den tekniske licentiatgrad NTH.
Upublisert.

BLINDHEIM, O.T., og SELMER-OLSEN, R. (1970)
"On the drillability of Rock by Percussive Drilling".
Proc. 2nd. Congress ISRM. Beograd.

LIEN, R. (1972)
"Klassifisering av bergarter med henblikk på borbarhet".
Bergmekanikk 1971, Oslo.
Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

BLINDHEIM, O.T. (1979).
"Bergarters borbarhet.
Borbarhetsprognoser for tunnelanlegg".
Avhandling for Dr. ing. – graden NTH.
Geologisk Institutt, NTH, rapport nr. 10.

START OG UTVIKLING AV EROSJON

Initiation and progress of erosion

Dr. ing., Einar Tesaker, NHL, Div. Vassdrags- of havnelaboratoriet, Trondheim.

SAMMENDRAG

Foredraget gir en kortfattet framstilling av betingelser for erosjon på grunn av strømmende vann. Årsaken til erosjon og praktiske hjelpemidler til å vurdere erosjonsrisiko er vist ved eksempler. Til slutt er noen spesielle tilfeller av erosjonsutvikling beskrevet.

SUMMARY

A short presentation of conditions for erosion by streaming water is given. Erosion causes and practical means to evaluate erosion risk are demonstrated by examples. Some special cases of erosion developement concludes the presentation.

1. HVA ER EROSJON?

Erosjon betyr vel noe slikt som bortriving eller avgnaging. Her skal vi bruke det om vannets nedsliping av terrenget, både fast fjell og avleirede løsmasser, ved at partiklene rives løs og føres bort fra ett sted til et annet.

Når vi snakker om bevegelse av bunnpartikler i vann, brukes erosjon ofte feilaktig om all forflytning av partikler. Den riktige betegnelse for dette er transport - sandtransport - sedimenttransport.

Erosjon har vi når det fjernes mer av bunnmaterialet enn det tilføres, slik at det blir et netto tap på det aktuelle stedet.

Generell erosjon betegner erosjon over et større område. Det betyr at bunnivået senkes, mens bunnen beholder sin form stort sett.

Lokal erosjon betegner at erosjonen er aktiv på et mindre område, mens det eroderte materialet gjerne kan legges opp like i nærheten. Vi får da en forandring av den lokale topografien.

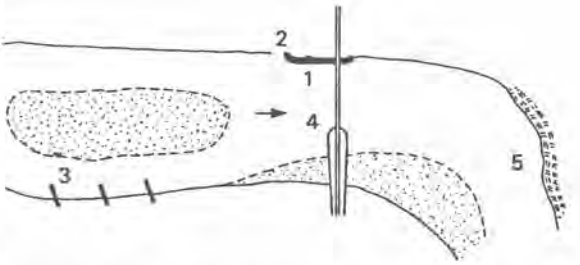
Klarvannserosjon betegner tilfeller hvor sedimentføring til stedet er uvesentlig, slik at all fjernet masse bidrar til erosjonsutviklingen. Dette kan bare opptre lokalt.

Avleiring er det motsatte av erosjon: Mer tilføres enn det føres bort.

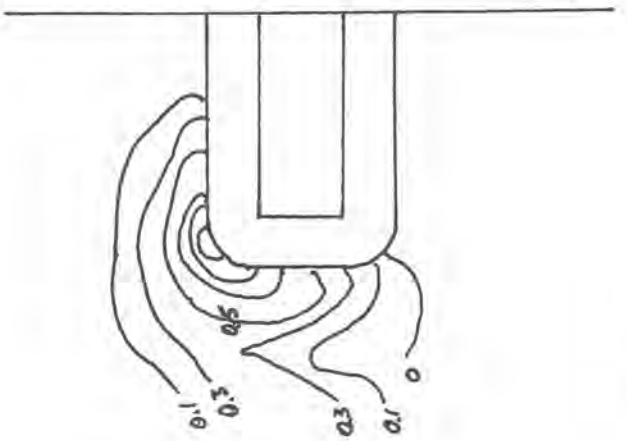
I et uniformt strømfelt kan det transporteres store mengder av bunnmaterialet uten at det oppstår hverken erosjon eller avleiring.

Velkjente eksempler på lokal erosjon og avleiring har vi ved brukar og andre innsnevringer i elver. Fig. 28.1.

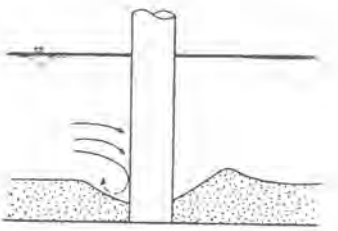
Forventet erosjon:



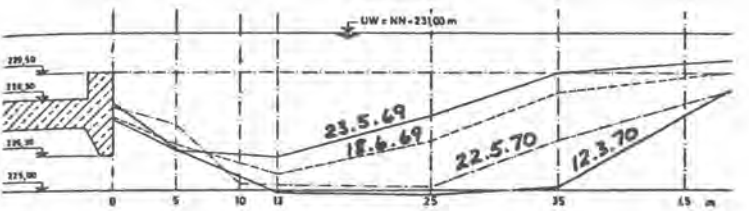
1. Langs rett vegg parallell med strøm.
2. Ved hjørner. 3. Ved front av bunner.
4. Ved vegfylling, innsnevring.
5. Direkte strøm mot elvebredd.



Erosjon omkring landkar.



Erosjon/avleiring ved pillar.



Erosjon nedstrøms damluke.
Fig. 1. Eksempler på lokal erosjon.

Fig. 28.1 Eksempler på lokal erosjon.

2. SANDTRANSPORT

Vi skjelner mellom tre tilstander:

A. Ingen transport = partikler i ro.

B. Bunnlast = materiale transportert i nær kontakt med bunnen.

C. Suspendert last = materiale transportert svevende, stort sett uten annet enn tilfeldig kontakt med bunnen.

Grensen mellom A og B er mest av praktisk art og defineres forskjellig. Består bunnen av partikler med liten forskjell, er det gjerne en jevn overgang mellom de to transportformer.

Er bunnmaterialet sterkt gradert, dvs. sammensatt av forskjellige partikkelstørrelser, er det overvekt av de grove partikler i bunnlasten.

Vi snakker også om svevelast og tenker da på materialer som kommer langt borte fra og ikke finnes som vesentlig del av bunnen på stedet.

3. STABIL BUNN

Stabil bunn kan bety:

a) At bunnpartiklene ikke beveger seg fordi det er for svak strøm.

b) At det er en jevn transport over bunnen uten at bunnen endrer seg.

c) At strømmen alt har revet med seg det den har kunnet, resten er for grovt, ligger for fast eller er fast grunn.

4. START AV EROSJON

Erosjon kan oppstå når:

a) Transportevnen øker.

b) Transportkapasiteten ikke er utnyttet.

Eksempler på a) er:

- Innsnevringer og strømkonsentrasjoner hvor transportevnen øker lokalt i strømretningen.
- Økende vannføring, f.eks. ved reguleringer.

Eksempler på b) er:

- Strømning som går over fra område som ikke er eroderbart til eroderbart område.

- Lokalt parti nedstrøms et erosjonsbeskyttet område.
- Nedstrøms demning i sandførende elv.

Eksempler ble vist på fig. 28.1.

5. STABILITET AV EN ENKELTPARTIKKEL

Erosjon skyldes at vannet påvirker bunnen og enkeltpartiklene, fig. 28.2.

Dragkraft er strømmens påvirkning av en partikkel parallelt med strømretningen. Sml. vindmotstand.

Løftekraft er påvirknig tvers på strømretningen. Sml. flyvingeeffekten.

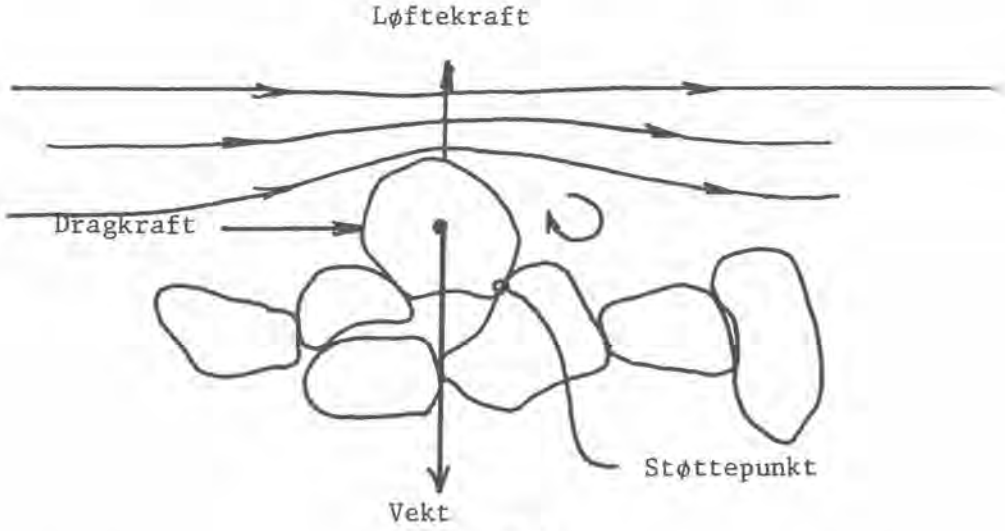


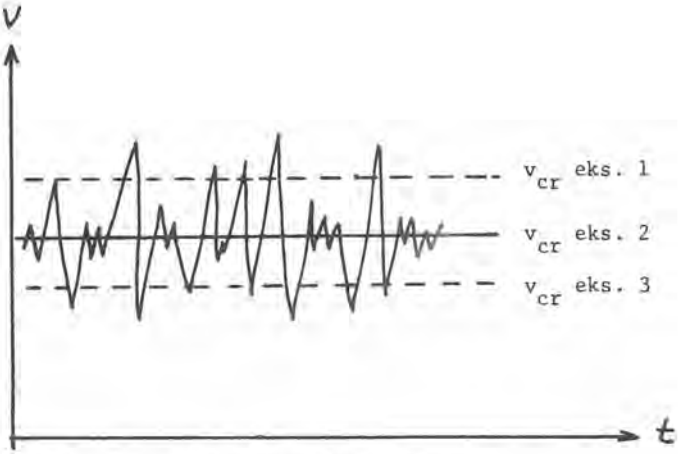
Fig. 28.2.

Et sandkorn vil rives med når disse kreftene er sterke nok til å løfte eller velte kornet. Mot strømkreftene virker kornets vekt og eventuelle bindinger mellom kornene (kohesjon, kilevirkninger, sementering, osv.)

Hverken hastighet eller skjærspenning er noen gang konstante i turbulent strøm. Har vi en stasjonær strømsituasjon i tid vil hastighet of skjærspenning svinge om en middelverdi på grunn av strømvirvler. Fig. 28.3. Partikler som er stabile for denne middelverdi, vil derfor likevel kunne flyttes i de korte perioder da hastigheten svinger høyere enn den verdi partiklene kan motstå.

Når vann strømmer over/forbi en partikkel på bunnen, er der derfor alltid en viss sannsynlighet for at den vil flyttes. Fig. 28.4 viser et diagram for dette av Gessler, ref. (1).

Ved stor partikkel og liten strøm er sannsynligheten liten. I praksis defineres gjerne en nedre grense som kalles kritisk – over denne må vi vente at partikkelen vil bevege seg. Grensen øker stort sett med partikkelens diameter.



Eks. 1:	v_{cr}	$>$	$\bar{v}$	Liten sanns. for at $v > v_{cr}$
Eks. 2:	v_{cr}	$=$	$\bar{v}$	50% sanns. for at $v > v_{cr}$
Eks. 3:	v_{cr}	$<$	$\bar{v}$	Stor sanns. for at $v > v_{cr}$

Fig. 28.3. Kritisk hastighet og turbulent strøm.

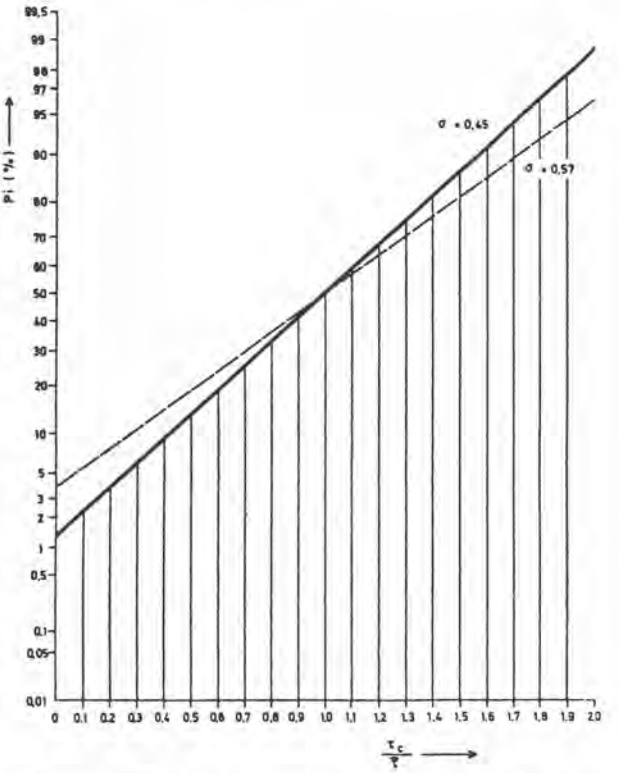


Fig. 28.4. Sannsynlighet for at en partikkel blir i ro som funksjon av $\tau_c/\bar{\tau}$.

Hvor det er mulig, brukes av praktiske grunner gjerne *kritisk hastighet* (v_{cr}) som grense. Egentlig er det vannets skjærspenning mot bunnen som er avgjørende. Vi får *kritisk skjærspenning* (τ_{cr}).

Ved strøm over flat bunn er det et noenlunde greit forhold mellom hastighet og skjærspenning, derfor kan begge størrelser brukes om hverandre.

Omkring detaljer - som f.eks. en brupillar eller en rørledning - er strømforholdene uoversiktlige, og det er nødvendig å bruke skjærspenning som kriterium selv om det er vanskeligere å arbeide med.

Skyldes strømmen bølger, vil middelverdien også svinge om nullaksen. Vi kan definere en bølgeskjærspenning τ_w som representativ for situasjonen, til forskjell for strømskjærspenningen τ_c, fig. 28.5.

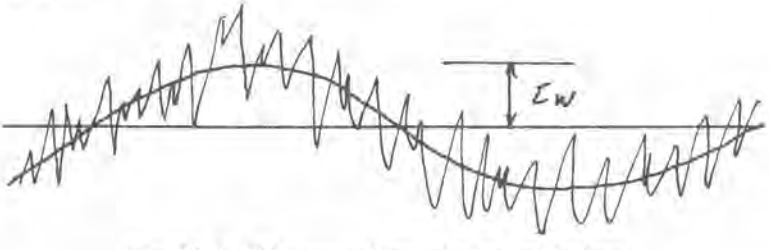


Fig. 28.5. Skjærspenningsvariasjon ved bølger.

Ved samtidig strøm og bølger får vi en kombinert skjærspenning τ_{wc}. Strøm og bølger påvirker imidlertid hverandre nær bunnen slik at

$$\tau_{wc} \neq \tau_c + \tau_w \qquad (\tau_{wc} \approx \tau_c + \frac{1}{2}\tau_w)$$

Det har vist seg at vi kan benytte samme kritiske skjærspenning (τ_{cr}) enten vi har spenninger av typen τ_c, τw eller τwc.

Bølgeskjærspenningen minker raskt når forholdet mellom vanndybden og bølgelengden øker, og kan neglisjeres når dybden er større enn ca. halve bølgelengden.

Figur 28.6 viser Shield's kjente diagram, hvor kritisk skjærspenning er angitt som funksjon av korndiameter d.

Neddykket romvekt $\gamma_s = \gamma_w$
Skjærhastighet v_x
Viskositet ν

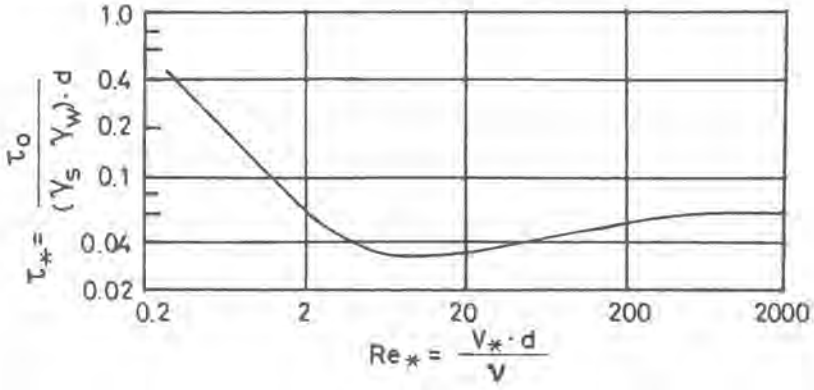


Fig. 28.6. Shields diagram for erosjonsstart. Etter ref. (2).

6. GRENSELAG OG VIRVLER

Nærmest en glatt flate vil det være et laminært grenselag som har tykkelsen

$$\delta = 11.6 \cdot \nu/v_x$$

hvor ν = kinematisk viskositet.

Over dette laget er strømningen turbulent, virvlende. Det gir raskt vekslende hastigheter omkring en middelverdi, sml. fig. 28.3.

Grenselaget er ikke helt permanent. Av og til trenger virvler ned i det, se fig. 28.7.

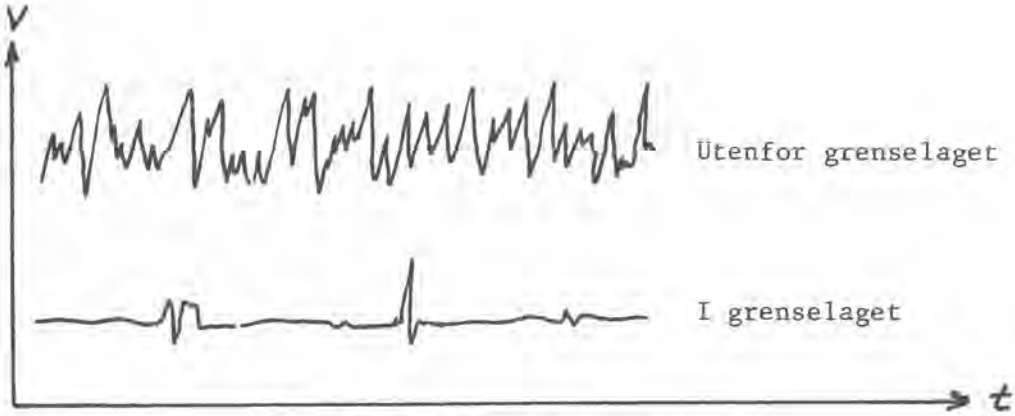


Fig. 28.7. Hastighetsvariasjoner med tiden.

Partikler som utsettes for virvler, vil ha størst sannsynlighet for å flyttes når en hastighetsstopp passerer.

Partikler mindre enn grenselagets tykkelse vil derfor ha vesentlig mindre sannsynlighet for å flyttes enn noe større partikler som når ut over grenselaget.

Det betyr i praksis at kritisk skjærspenning vil ha et minimum for partikler med diameter 0,1 - 0,2 mm. Vesentlig finere partikler vil dessuten ofte ha kohesive bindinger, som ytterligere reduserer sannsynligheten for transport.

7. STABILITET AV NATURLIG SANDBUNN

Hverken *strømmen* eller *bunnen* i et naturlig vannløp er jevn. Heller ikke er *kornene* av samme størrelse. Det går ikke an å analysere enkeltkorn i praksis. Vi må operere med tillempende størrelser som karakteriserer bunn og strøm best mulig.

For å karakterisere en bunn av løse masser er det vanlig å bruke korndiameter som angir vektfraktiler. n % av massen består av korn med mindre diameter enn d_n. Vanligst brukt er d_{50} som erosjonskriterium. Graderingen $C = d_{60}/d_{10}$ betyr også mye for erosjonsforholdene.

Middelhastigheten U er et dårlig mål for strømmens erosjonsvirkning. Strømhastigheten varierer over tverrsnittet, mens det er forholdene ved bunnen som avgjør erosjonen. Turbulensen i vannet kan også variere sterkt. Fig. 28.8 viser vertikale hastighetsfordelinger i en elv

med jevn strøm og flat bunn med forskjellig ruhet. I et område nær bunnen kan hastigheten regnes som logaritmisk fordelt:

$$v - v_r = \text{konst.} \cdot \log (z/z_r)$$
$$v = \text{konst.} \cdot \log (z/z_o)$$

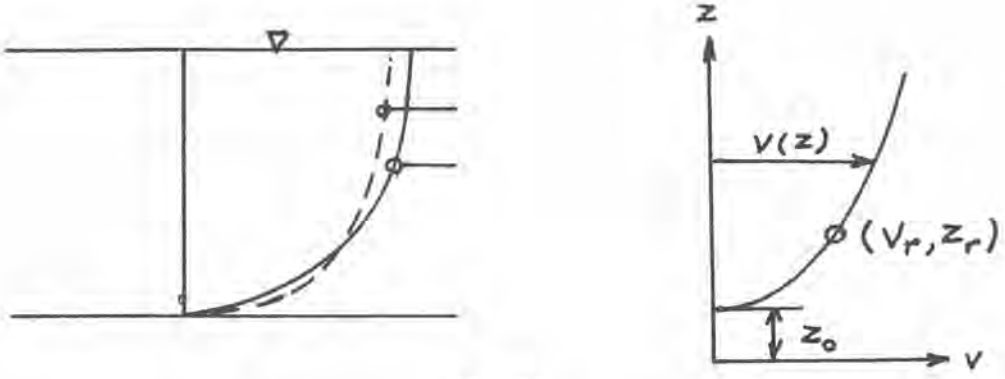


Fig. 28.8

Forskjellen skyldes at den ru bunnen lager sterkere turbulens, som bidrar til å jevne strømmen.

Profilene på forskjellige steder er sjelden likedannet, så det er ikke lett å finne måter å karakterisere strømmen på ved hjelp av hastigheten, slik at de kan anvendes allment til å vurdere erosjon.

Likevel er middelhastigheten eller hastigheten i en viss avstand fra bunnen mye brukt fordi den er lett å måle.

Skjærspenningen τ_o mellom vann og bunn gir en bedre karakteristikk av erosjonsforholdene, men er vanskeligere å måle eller beregne unntatt i enkle tilfeller.

Ved parallell strømning i elveløp med jevn helning I kan τ_o beregnes direkte, se fig. 28.9.

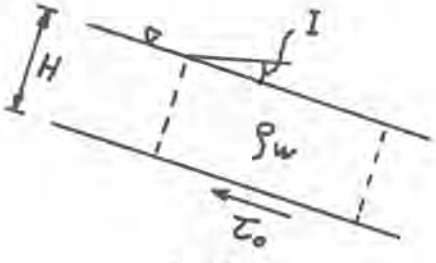


Fig. 28. 9.

$$\tau_0 = g\rho_w RJ$$

hvor:

R = hydraulisk radius = A/P
A = tverrsnittsarealet
P = lengde av våt periferi
($R \approx H$ = vanndybden i brede vannløp)

"*Skjærhastigheten*", v_x, er en avledet størrelse med dimensjon som hastighet.

$$v_x = \sqrt{\tau_0/\rho}$$

Ved mer kompliserte strømforhold kan v_x beregnes om vi kjenner hastighetsfordelingen v (z). Nær bunnen er nemlig ifølge Keulegan

$$\frac{v(z)}{v_x} = 5{,}75 \lg (30{,}2 \frac{x}{k})$$

hvor k er høyden av bunnruheten. Ifølge Nikuradse kan vi sette $k = d_{65}$ for bunnmaterialet.

Kjenner vi nå to sett (v_1, z_1) og (v_2, z_2) nær bunnen, som vist på fig. 28.10, får vi

$$v_x = 0{,}17 \frac{v_1 - v_2}{\lg (z_1/z_2)}$$

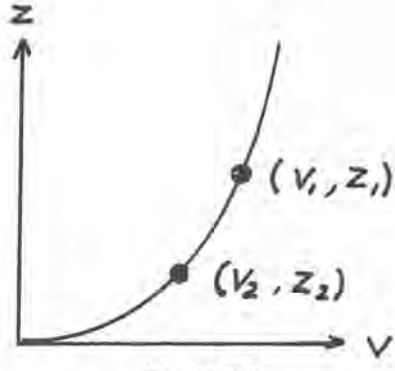


Fig. 28. 10

8. EMPIRISKE DIAGRAMMER FOR START AV SANDBEVEGELSE

Shields' diagram kan omtegnes så det gir forholdet mellom kornstørrelse og skjærspenning direkte. Det er vist på fig. 28.11, etter ref. (2).

Selv om skjærspenningen er en teoretisk bedre parameter, brukes likevel hastigheten mye for å vurdere stabilitet mot erosjon.

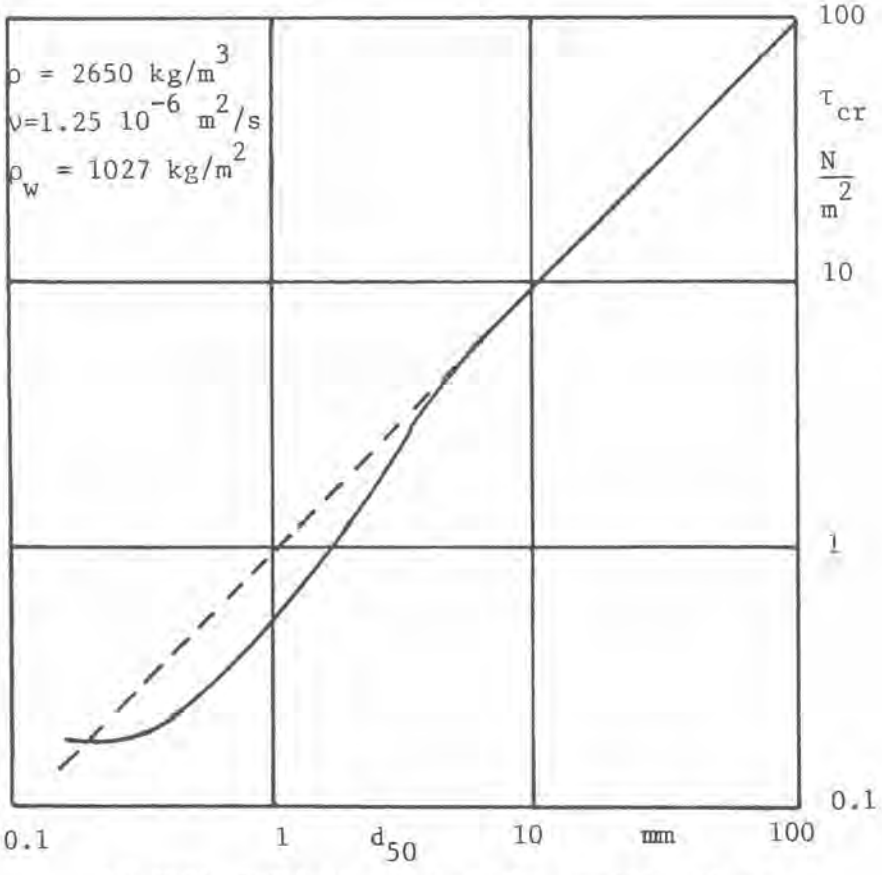


Fig. 28.11. Kritisk skjærspenning for kvartspartikler i saltvann.

Figur 28. 12 viser et diagram av Sundborg (ref. 3). Det bygger på et berømt, mye eldre og mye brukt diagram av Hjulstrøm.

Diagrammet har også med noen kurver for suspendert transport.

Diagrammet gir grenseverdier for hastighet målt 1 m over bunnen i vanlige elver. Denne forenkling er oftest god nok for praktiske forhold.

Vi legger merke til følgende punkter:

a) Kritisk hastighet for erosjon er større enn for avleiring. Dvs. at partikler som er falt til ro, ikke blir brakt i bevegelse igjen uten at hastigheten øker. Dette er særlig markert for fine partikler, mindre enn ca. 0,1 mm.

b) Kritisk hastighet for bunnlast minker med minkende diameter for partikler større enn ca. 0, 2 mm.

For finere partikler øker kritisk hastighet igjen for erosjon, mens den er omtrent konstant for avleiring. Dette har sammenheng med grenselagets tykkelse.

c) For partikler over ca. 0, 2 mm er kritisk hastighet for suspendert transport høyere enn for bunntransport. Vi kan altså ha bunntransport uten suspendert transport om bunnen ikke inneholder finere partikler.

For partikler finere enn 0, 1 mm er det omvendt. Det henger sammen med at disse små partiklene blir omsluttet av det laminære sjikt nærmest bunnen og kommer ikke så lett i kontakt med den turbulente strømningen ovenfor. Den er imidlertid i stand til å bære partikler i suspensjon når de først av en eller annen grunn er kommet i bevegelse.

Det finnes også diagrammer for mer spesielle tilfeller, f.eks. bevegelse på grunn av bølger (ref. 4).

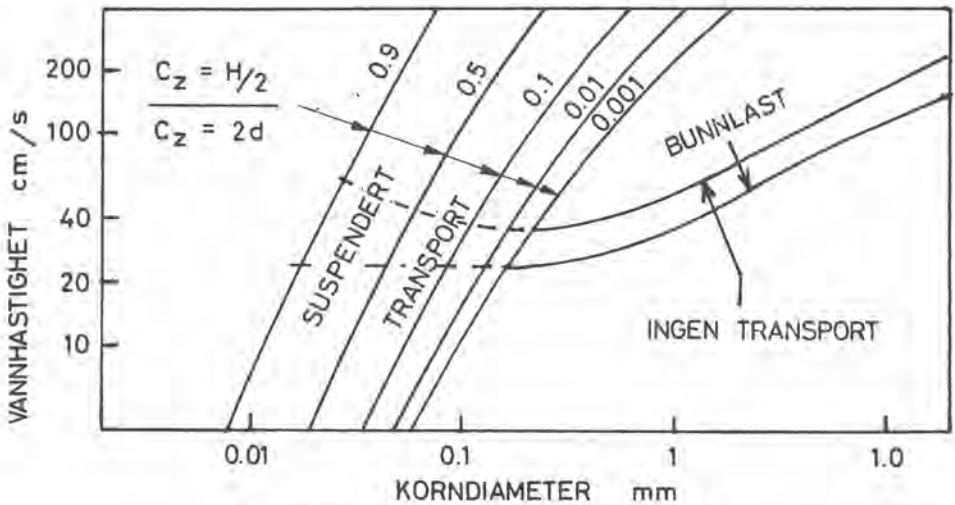


Fig. 28.12. Transport og kritiske hastigheter.

9. FINKORNIGE, KOHESIVE JORDARTER

De små partikler som danner kohesive jordarter er beskyttet mot løsriving både fordi de ligger nede i det laminære grensesjiktet og på grunn av kohesive bindinger som holder kornene sammen.

Erosjonen oppstår både ved løsriving av enkeltkorn og ved at klumper eller flak av bunnen rives løs. Sammensetning og porøsitet av bunnmaterialet spiller blant annet en rolle for utviklingen, og det kan i dag ikke gis generelle regler for erosjon av kohesive jordarter.

Figur 28.13 viser et eksempel på hvordan leireprosenten innvirker på kritisk skjærspenning for en amerikansk jordart tatt fra ref. (5).

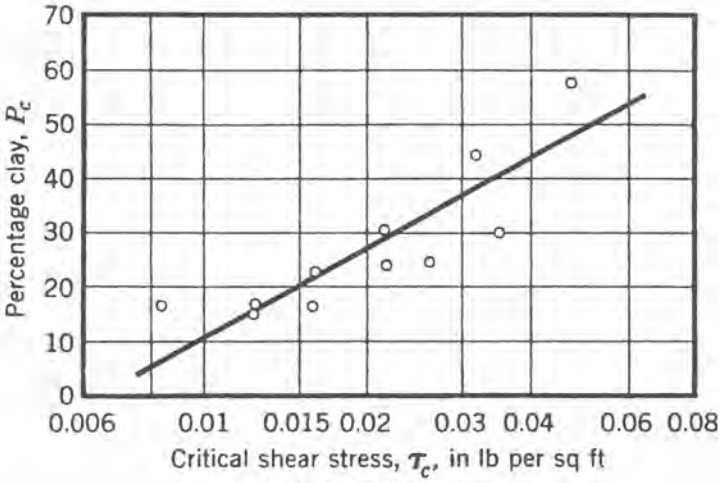


Fig. 28.13.

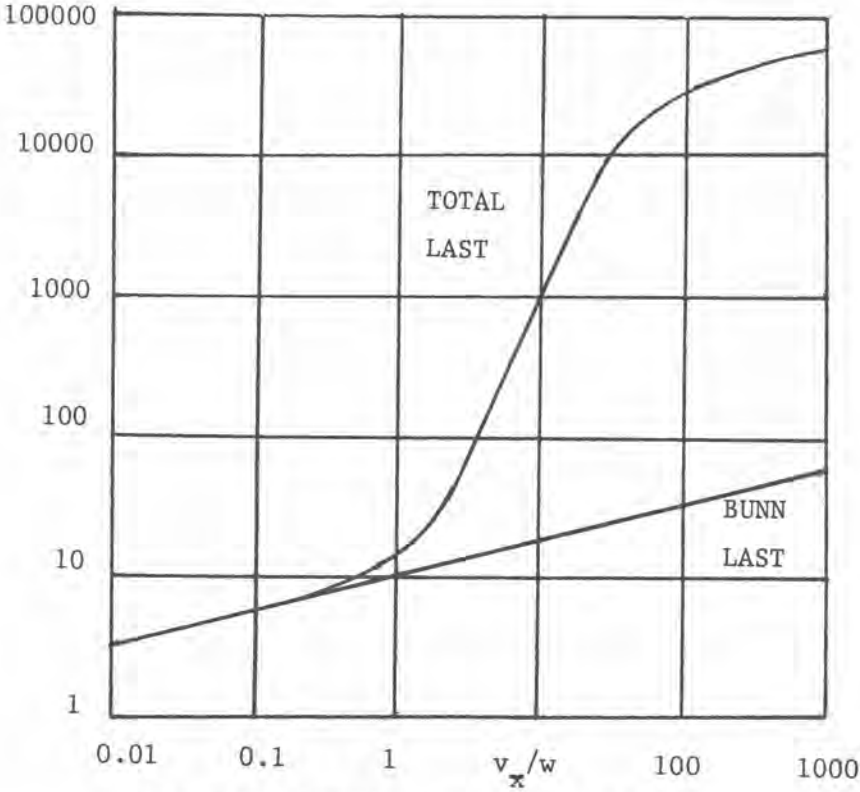


Fig. 28.14. Forhold mellom bunnlast og total last.

$v_x = \sqrt{\tau/\rho}$ = skjærhastighet
w = fallhastighet for partikler
Tall til venstre er relative

10. TRANSPORTKAPASITET OG TIDSFORLØP

Transportkapasiteten er tilnærmet proporsjonal med $\tau_o - \tau_c$ så lenge vi bare har bunnlast, men øker raskt når betingelsen for suspendert transport er til stede.

Grensebetingelser for suspendert last er mer diffus enn for bunnlast, se fig. 28.14. Engelund angir at vi har suspensjon når $v_x > w$, hvor w er partiklenes fallhastighet. Baghols angir $v_x > 0{,}8$ w. Ifølge en japansk undersøkelse er bunntransport og suspendert transport like store når $v_x = 1{,}7$ w.

Figur 28.14 viser hvordan forholdet mellom bunnlast og total last, dvs. summen av bunnlast og suspendert last øker med økende v_x. Ref. (6).

Det er laget dusinvis av formler for sedimenttransport. En forholdsvis ny som ser ut til å gi brukbare resultater, er Engelund-Hansens, etter ref. (5).

$$q_T = 0{,}05\, \gamma_s V^2 \left(\frac{d_{50}}{g(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1)}\right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)\, d_{50}}\right)^{3/2}$$

q_T står for total last, dvs. både bunnlast og suspendert last som kommer fra bunnen. Altså velegnet for erosjonsberegninger. Den gjelder for $d_{50} > 0{,}15$ mm.
q_T angir transporten pr. breddeenhet tvers på strømretningen.

Felles for alle transportformler er at de behandler fullt utviklet transport. De forutsetter derfor at vannet har hatt nok tid til å plukke opp partikler til full kapasitet.

Vi vet for lite om hvor hurtig denne erosjonsprossesen foregår, og hvordan erosjonshastigheten avhenger av hvor stor del av transportkapasiteten som er utviklet.

Beregning av tidsløpet for erosjon er derfor vanskelig, og gir svært usikre resultater.

Vi er ofte nødt til å observere utviklingen over en viss tid for å kunne gi pålitelige beregninger om videre utvikling. Modellforsøk er til hjelp, men også her er tidsfaktoren vanskelig å mestre.

11. UTVIKLING AV EROSJON

Vi nevnte innledningsvis noen direkte årsaker til erosjonsstart.

Videre utvikling av erosjonen avhenger av tre forhold, som ofte er innbyrdes avhengige.

a) Utvikling av strømfeltet.
b) Utvikling av bunnen.
c) Mengde av tilført materiale.

I mange tilfeller vil erosjonsutviklingen selv raskt påvirke flere av disse forholdene, og etter hvert etablere en likevekttilstand som stopper videre utvikling. Det gjelder særlig lokal erosjon.

Ligger forholdene ikke til rette for at erosjonen stanser av seg selv, eller de naturlige grensene for erosjonen ikke er akseptable, kan erosjonen oftest stanses ved kunstig erosjonsbeskyttelse.

Flere eksempler på lokal erosjonsutvikling blir behandlet i andre foredrag. Vi skal derfor bare ta med noen typiske tilfeller for å belyse prinsippene.

12. STRØMFELT OG GEOMETRI SOM GRENSE FOR EROSJONSUTVIKLING

Figur 28.15 viser utviklingen av et laboratorieforsøk med erosjon bak en delvis nedgravet rørledning. Det ble brukt fin sand (d_{50} = 0,15 mm) og liten gradering til forsøket. Det var ingen vesentlig tilførsel av sand foran rørledningen, slik at forsøket viser tilnærmet klarvannserosjon. Ref. (7).

Erosjonen forløp først hurtig, men ble deretter gradvis langsommere og nærmet seg etter hvert et tilnærmet stabilt profil.

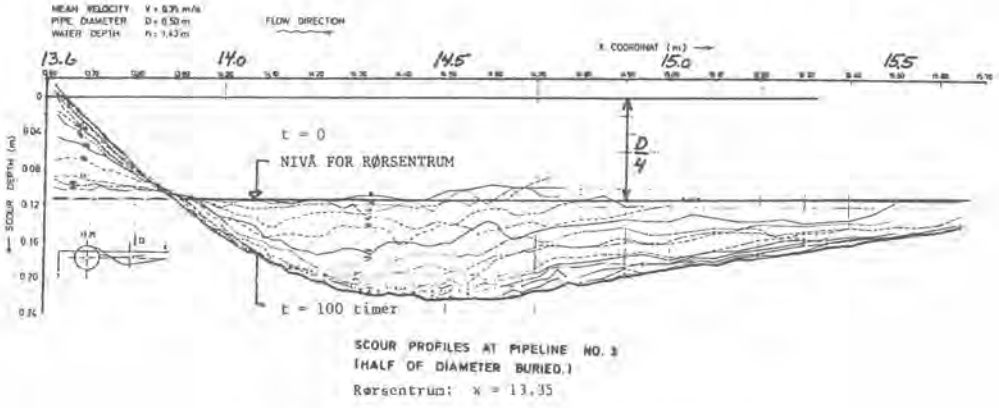


Fig. 28.15. Erosjon bak rørledning. Modellforsøk.

Uten å gå for mye i datalj kan vi beskrive det som skjer i et slikt tilfelle slik: Rørledningen forstyrrer den regelmassige strømmen over stabil flat bunn. Det oppstår virvler som gir lokale kortvarige påkjenninger ut over den kritiske tilstanden for naturlig bunnmateriale, slik at det rives løs og transporteres vekk fra området nær røret.

Strømfeltet er geometrisk bestemt av rørets dimensjoner. Bunnen av erosjonsgropa vil til slutt nå grensen for det området hvor forstyrrelsene er store nok til å bevirke erosjon.

Dybden og utstrekningen av gropa vil variere litt med kornstørrelsen av bunnmaterialet, men siden hovedformen er bestemt av røret, vil kornstørrelsen bare ha marginal virkning.

Figur 28.16 viser hvordan dybden av gropa er en funksjon først og fremst av rørdiameter og vannhastighet. Fra Ref. (7).

Tilsvarende erosjonsforløp har vi f.eks. omkring brupilarer, peler og plattformer på sjøbunnen, nedenfor et stråleutløp fra rør og damluker, eller nedstrøms plastringer av grov stein o.l. på bunnen.

En annen type utviklingsforløp er representert ved kunstige innsnevringer i et elveløp. Er elveprofilet stabilt før innsnevringen utføres, vil strømmen forsøke å utvide det gjenstående elvetverrsnitt til den tidligere skjærspenningstilstand er opprettet. I pralsis betyr det at tilnærmet tverrsnittsareal søkes gjenopprettet ved erosjon av ubeskyttede partier av bunn og elvebredder.

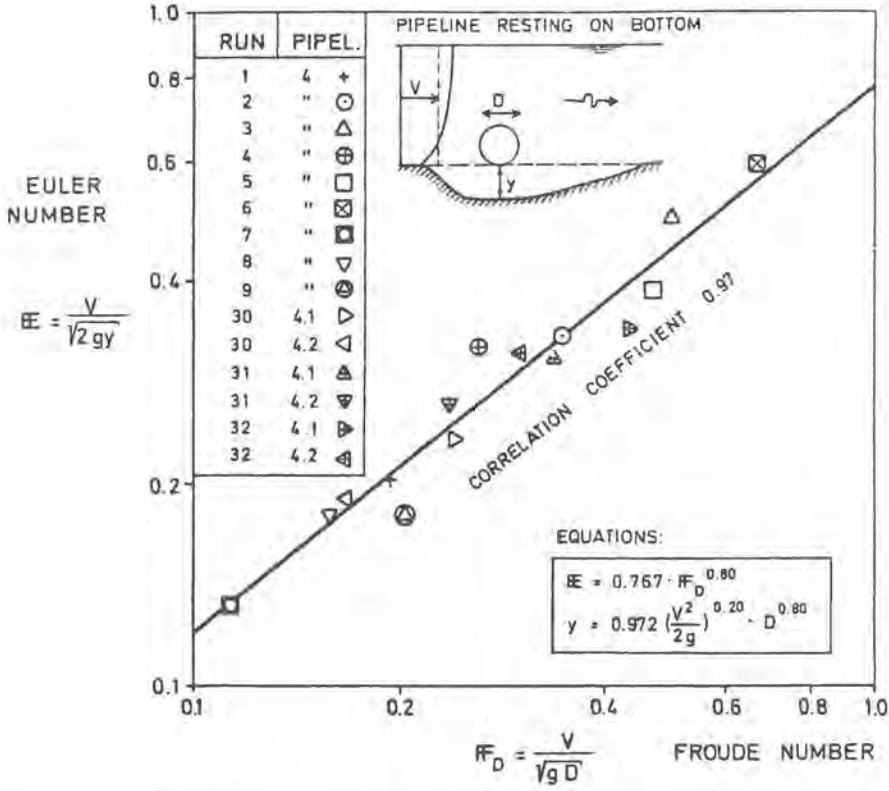


Fig. 28.16. Resultat av modellforsøk av erosjon ved rør.

13. UTVIKLING AV NATURLIG DEKKLAG

Dersom graderingen av bunnmaterialet er tilstrekkelig stor, vil det oppstå en sortering av topplaget under erosjonsprosessen. Det skyldes at fine partikler har større sannsynlighet enn grove for å bli flyttet. (Se fig. 28.4).

Bunnmaterialet kan på denne måten få øket sin karakteristiske partikkelstørrelse i et tynt lag nær overflaten. Hvis den skjærspenning som opptrer ligger mellom τ_c for den opprinnelige d_{50} og d_{50} for den nye bunnlaget, vil bunnen kunne beskytte seg selv etter en ofte moderat erosjonsutvikling.

Figur 28.17 illustrerer dette i prinsipp. Det er utviklet regneprogrammer for å løse slike problemer, blant annet ved VHL.

Figur 28.18 viser resultater av en beregning for to forskjellige materialer, utført ved VHL. Opprinnelige kornfordelingskurver er sammenlignet med kornfordelinger for de mest stabile dekklag som kan utvikles av de to materialer. Utsettes bunnen for større skjærspenninger, vil det ikke dannes stabile dekklag.

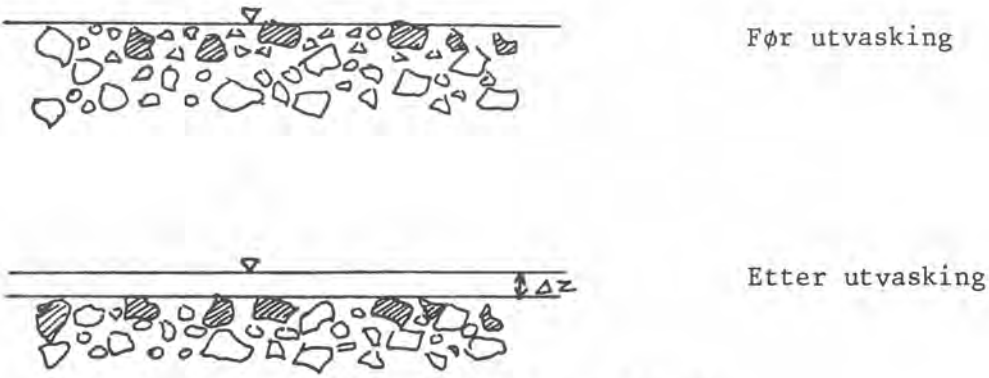
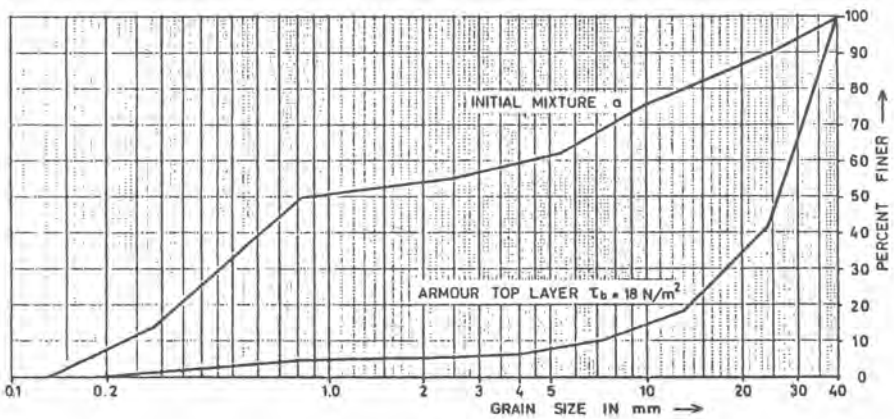


Fig. 28.17. Dannelse av naturlig dekklag.



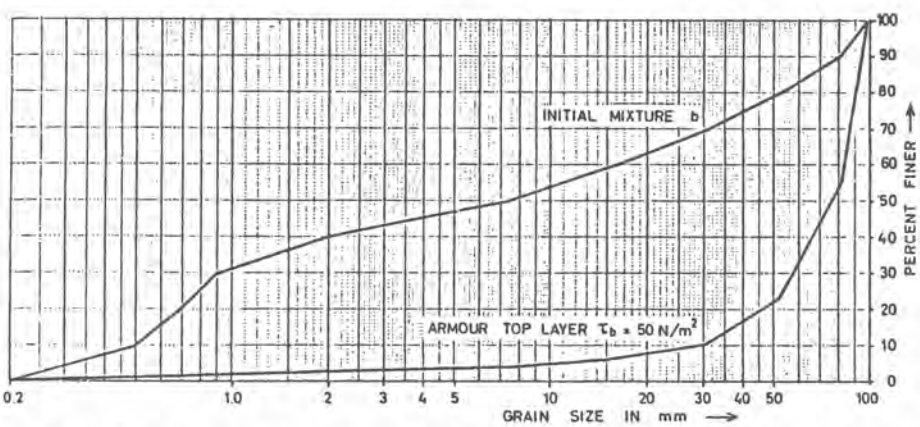


Fig. 28.18. Beregnet utvikling av dekklag ved maksimal stabil skjærspenning for to materialer (pukk).

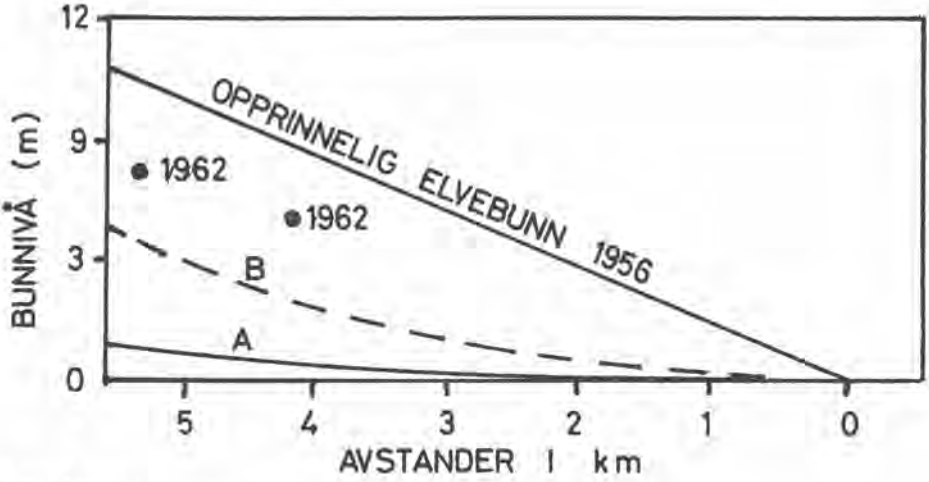
14. EROSJON NEDSTRØMS DAMMER

Når det oppføres en demning i en sedimentførende elv, vil det meste av naturlig sedimenttransport avleires ovenfor dammen. Vann som passerer dammen vil da ha ubenyttet transportkapasitet nedenfor dammen, og vil derfor kunne erodere elvebunnen om den består av løsmasser.

Utviklingsforløpet vil avhenge sterkt av om elvebunnen består av materialer som danner naturlige dekklag eller ikke. Dette kan illustreres med noen eksempler.

Figur 28.19 viser utviklingen på en strekning nedstrøms Milburn dam i USA, sammenlignet med beregnet maksimal erosjon. (REf. (8).). Det nedre beregnede erosjonsprofil viser resultatet om en ikke tar hensyn til utvikling av dekklag, men bare ser på opprinnelig d_{50} i elvebunnen.

Det øvre profil viser antatt stabilt profil med dekklag. Etter 6 år var utviklingen nådd ca. halvvegs ned til dette profilet.



Maksimal erosjon:
A Uten dekklagsutvikling
B Med dekklagsutvikling

Fig. 28.19. Utvikling av erosjon nedenfor Milburn Dam.

Fra Aswan dam i Egypt har vi målinger av sedimenttransporten nedenfor dammen, ref. (9). Figur 28.20 viser:

a) at transporten øker jevnt med avstanden fra dammen, dvs. at det foregår netto erosjon på hele strekningen,

b) at transporten minker raskt med tiden på grunn av utvikling av dekklag.

AVERAGE DEPTH OF DEGRADATION, IN CENTIMETERS

Year	1964	1965	1966
Average depth of degradation, in centimeters	6,0	2,5	1.4

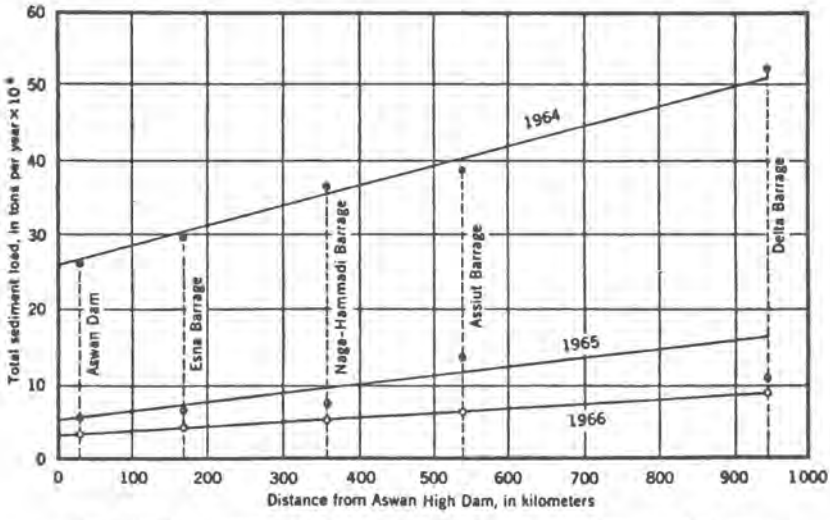


Fig. 28.20. Sedimenttransport nedenfor Aswan-dammen i Egypt.

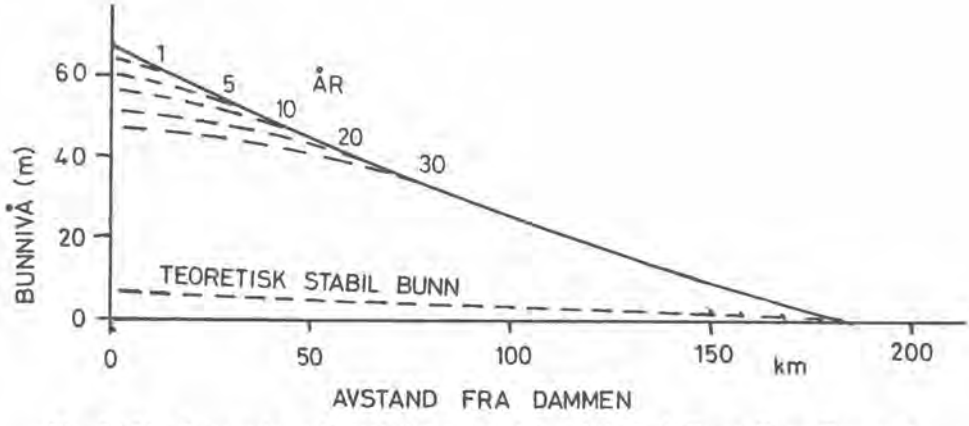


Fig. 28.21. Beregnet erosjonsutvikling nedstrøms Stiegler's Gorge Dam, Tanzania. Sand med d_{50} = 0.4 mm.

Figur 28.21 viser beregnet erosjonsforløp nedenfor en prosjektert dam i Stiegler's Gorge, Tanzania. Her er graderingen og kornstørrelsen så liten at det ikke er noe håp om utvikling av naturlig dekklag.

Ved slike beregninger må vi gjøre antagelser om hvor hurtig vannet tar opp nye sedimenter fra bunnen. I tilfellet med Rufiji har vi tenkt oss det minst gunstige tilfellet, at ny full sedimentlast etableres over relativt kort strekning Resultatene fra Aswam, figur 28.20, kan tyde på at erosjonen foregår samtidig over en lengre strekning, men de to tilfellene kan ikke uten videre sammenlignes.

15. LITTERATURREFERANSER

1. **GESSLER, J.** — Der Geschiebetriebbeginn bei Mischungen untersucht an naturlichen Abpflasterungserscheinungen in Kanälen. Mitt. Versurchsanst. Wasserbau und Erdbau Zürich, No 69.

2. **SHIELDS, A.** — Anwendung der Aenlichkertsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitt. Preussischen Versuchsanst. Wasserbau und Schiffsbau, Berlin 1936.

3. **SUNDBORG, Å.** — Some Aspects on Fluvial Sediments and Fluvial Morphology. Geografiska Annaler 49 A, 1967.

4. **RANCE** and **WARREN** — The Threshold of Movement of Coarse Material in Oscillatory Flow. 11th Conf. Coastal Engineering, London, 1968

5. **VANONI, V.A. ed.** — Sedimentation Engineering. ASCE - Manual No 54, 1975.

6. **LAURSEN, E.M.** — The Total Sediment Load of Streams. ASCE, J. Hydr. Div. v. 84, 1958 (også i (5)).

7. **KJELDSEN, GJØRSVIK** and **BRINGAKER** — Experiments with Local Scour around Submarine Pipelines in a Uniform Current. VHL rapport STF60 A73085.

8. **KOMURA** and **SIMMONS** — River Bed Degradation below Dams. ASCE, HY4, 1967.

9. **HAMMAD, H. Y.** — River Bed Degradiation after Closure of Dams. ASCE, HY4, 1972.

EROSJON AV BRUFUNDAMENTER. PROBLEMSTILLINGER

Erosion on bridges piers. Examples on erosion design.

Overingeniør Nils Rygg, Veglaboratoriet

SAMMENDRAG

Erfaringer tilsier at minst mulig inngrep er god erosjonssikring. Bru[illegible] damenter blir ofte sikret mot erosjon etterhvert so[illegible] behovet me[illegible]r seg. Ve[illegible]msen bru viser målinger a[illegible]omfattende terrengfo[illegible]ringer kan inntreffe og at [illegible]ervasking kan forekomme. Ved valg av fundamentering må en ta hensyn til dette og vanligvis blir fundamentene også derfor satt på peler. Som eksempel på bruprosjekt der erosjonsforholdene er betydelige er motorvegbrua over Drammenselva. Erosjonssikring av brufundamentene er beskrevet.

Fyllinger i, langs og over fjorden kan føre til uoversiktlige erosjonsforhold. Ved Osenstrømmen bru er tilstøtende fylling lagt slik at den påvirkes av sjø og bølger. Landkaret for brua er lagt i fyllingen som er sikret mot erosjon.

Ved ferjeleier er det utført omfattende undersøkelser som viser at erosjonsangrepene er betydelige. På grunnlag av modellforsøk er det utarbeidet retningslinjer for utforming og sikring av ferjeleier.

SUMMARY

Erosion in rivers and fjords can lead to serious damages on engineering structures. As a rule the best way to control erosion is to change the conditions for erosion as little as possible.

It is shown in fig. 30.1 that the supporting soil beneath a bridge foundation can be eroded away to an extent that will endanger the safety of the structure. Piles are sometimes used to prevent instability caused by erosion. As an example the erosion design conditions for a bridge in the city of Drammen is described. High embankments are often used for causeway across fjords, but can sometimes lead to erosion problems. It is therefore in some cases neccesary to study the behavour of proposed embankments projects in test models in order to obtain design criteria for erosion control. Erosion control at Osenstrømmen is decribed. At ferry terminals it is shown that erosion is a great problem. From model tests design recommentations have been established in order to prevent erosion at ferry terminals.

INNLEDNING

Erosjonsskader er på ingen måte ukjent i Vegvesenet. En har imidlertid stort sett unngått

de helt store katastrofer som følge av erosjon. Mindre skader lar seg relativt enkelt reparere, og det etterlater gjerne det inntrykk at en har erosjonsproblemet under kontroll.

Dette har sin bakgrunn i at en tradisjonelt har forsøkt å endre erosjonsforholdene minst mulig. Det gjelder å utfordre den naturlige balanse minimalt, og å velge konstruksjoner som kan funksjonere selv om erosjonen setter inn med uventet tyngde.

Etter som stadig flere veg- og brubygginger foregår over fjorder og mellom øyer langs kysten, er vi i ferd med å flytte erfaringsgrensene. Det blir i økende grad nødvendig å ta erosjonsproblemet mer alvorlig, etter som vi også velger mer dristige tekniske løsninger.

Hensikten med dette innlegget er å forsøke å klargjøre problemstillingen når det gjelder erosjon av veg- og bruanlegg i sjø og elver. Det er ønskelig å se om praksis når det gjelder erosjonssikring er tilfredsstillende, eller om en nærmere klargjøring av kriterier og retningslinjer er ønskelig.

Brufundamenter

Det er bare et fåtall brusteder som blir inngående undersøkt spesielt med hensyn på erosjon. Vanligvis vil en ut fra kjennskap til materialene i grunnen og enkle målinger eller beregninger av vannhastighet vurdere mulighetene for erosjon. I den forbindelse er det viktig å avgjøre om det er aktiv erosjon, eller om en har å gjøre med erosjonsmessig stabile bunnforhold.

Erfaringer tilsier at minst mulig inngrep i eksisterende forhold er god erosjonssikring. Ved ikke å skade elvebunnen eller sjøbunnen, tar en vare på den erosjonshud som måtte finnes. Slik naturlig dannet erosjonshud kan ofte være tilstrekkelig sikring.

Det er således en del enkle prinsipper som kan redusere mulighetene for skadelig erosjon. Det er imidlertid viktig å avgjøre når inngrepene i eksisterende forhold og grunnforholdene er slik at faren for erosjon er betydelig. I spesielle tilfeller kan det være nødvendig å utføre modellforsøk til grunnlag for utforming av erosjonssikring.

Det er ikke uvanlig at en sikrer fundamentene mot erosjon etter hvert som behovet melder seg. I første omgang tilbakefylles rundt og over fundamentene til forutsatt terrenghøyde med stedlige masser. Neste trinn er eventuelt å tilbakefylle med sprengt stein eller andre erosjonssikre masser for å unngå graving. Dersom det er rammet spuntvegg for utgraving for fundamentet, vil en oppnå ekstra erosjonssikring ved å la spuntveggen stå.

Trinnvis sikring kan bare brukes i forbindelse med omhyggelig oppfølging den første tiden etter at byggverket er tatt i bruk.

Rutinemessig oppfølging som består i inspeksjoner og loddinger skal vise om en får erosjon ved fundamentene. Ut fra dette må en avgjøre om det er behov for mer omfattende sikring. Erosjon kan starte plutselig og kan bli omfattende. Grunnlaget for valg av fundamenteringsløsning, kan derfor vær avhengig av hvor effektiv en kan sikre fundamentene mot erosjon.

Geoteknisk sett kan en ut fra setnings- og bæreevnehensyn ofte velge sålefundamentering. Bæreevnen er avhengig av en viss terrenghøyde ved fundamentet. Erosjon av masser på sidene reduserer fundamentets bæreevne, og undergraving er naturligvis katastrofalt.

Fig. 29.1 viser resultater av loddinger utført ved fundament III, Namsen bru, i årene 1949 - 1953. Profilene viser at bunnprofilet kan endres voldsomt, og det til tross for at graving er forsøkt stanset ved å tippe stein rundt fundamentet.

Rapporter fra brusteder med lignende forhold viser at faren for undergraving kan være

betydelig. Slike eksempler gjør at sålefundamenter kan være en tvilsom løsning på grunn av fare for undervasking. Større sikkerhet i vurdering av erosjonsforholdene er helt avgjørende.

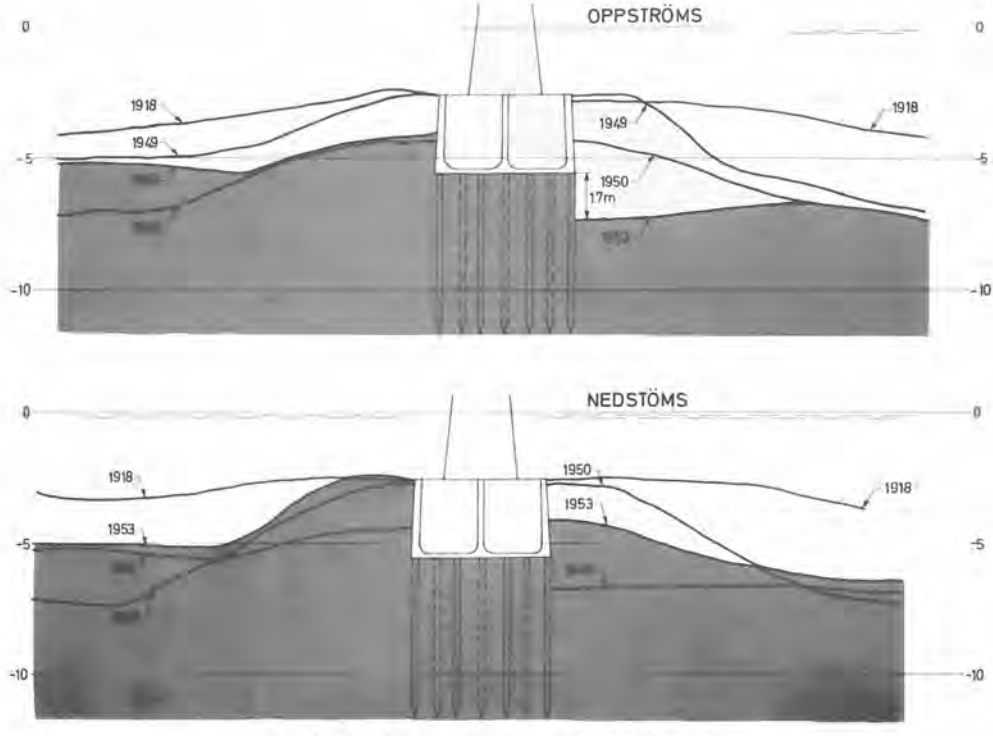


Fig. 29.1 Namsen bru, pilar 3. Loddinger.

Dersom en ikke kan vurdere risikoen for framtidig erosjon, er det grunn til å velge å fundamentere på peler. Pelene representerer en ekstra sikkerhet i tilfelle erosjon, og vil i de fleste tilfelle hindre katastrofe om fundamentet blir undergravd. For relativt kortere peler vil imidlertid slik graving snart kunne spise opp pelenes sikkerhet mot brudd.

Av hensyn til sikkerheten for byggverket må sikringstiltakene opprettholde et visst dimensjonerende terrengprofil. Det er imidlertid viktig, også med tanke på kostnadene, at en arbeider med realistiske planer for erosjonssikring. Slike planer må bygges på kjennskap til erosjon, sikringsteknikk og til kostnader ved erosjonssikring. Enkle kriterier og retningslinjer for undersøkelser og utforming av erosjonssikring av brufundamenter er ønskelig.

Eksempel: Erosjonssikring av motorvegbrua i Drammen.

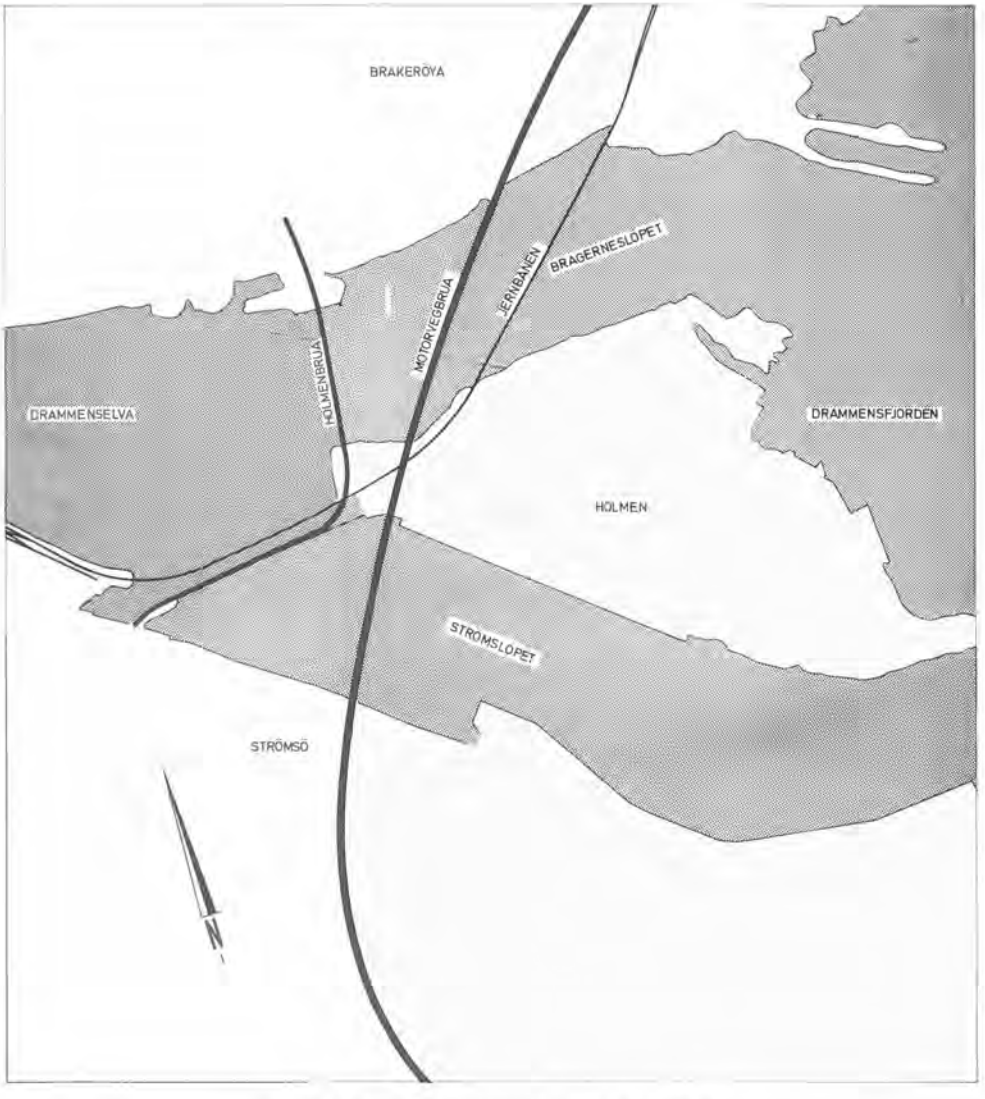


Fig. 29.2. Drammenselva ved Holmen

Utløpet av Drammenselva er fra fundamenteringssynspunkt interessant også på grunn av erosjonsforholdene.

I elveløpene og innover land på begge sider består grunnen fra terreng av sand. Største tykkelse av sandlaget er ca. 35 m.

Topplagene i elveløpene er stort sett ensgradert sand med graderingstall $c\bar{u} = 2 - 3$. Det forekommer avleiringer av sagflis i avgrensete partier. Trerester og humusmaterialer forekommer ellers i små mengder. Elvebunnen er meget løst lagret, og det er i meget liten utstrekning funnet fastere erosjonshud i elveløpene.

Vi har opplysninger om hvordan dybdeforholdene i elveløpene har utviklet seg fra ca. 1820. Det er utført dybdemålinger og tatt oppbunnkotekarter i ca. 1820, ca. 1865, 1925, 1961 og 1971. Etter at det ble oppdaget graving ved fundamenter for jernbanebrua, er det utført ekkoloddinger langs brua i begge løp i 1956, 1961 og 1964. Videre er det ved fundamentene for jernbanebrua og Holmenbrua utført diverse dykkerundersøkelser.

En har således bra grunnlag for å bedømme erosjonsforholdene i elva på grunnlag av endringer i bunnforhold som er registrert over en 150 års periode. Det er interessant å merke seg at djupålen i elva har beveget seg utover fra land på begge sider. Dette skyldes vel utfyllinger og andre arbeider som har foregått langs elvebreddene. Blant ennet har havneutbygging og mudring for dypvannskai i Strømsøløpet påvirket elveprofil og strømhastigheter.

Lokalt viser målingene spesielt ved jernbanebrua og Holmenbrua at konsentrert graving forekommer ved fundamentene. Betydelig senking av elvebunnen er registrert, og undergraving av fundamenter for jernbanebrua er rapportert.

De opplysninger om erosjon som en hadde tilgang til var ikke bare oppløftende når utforming av motorvegbrua skulle avgjøres. Alle opplysninger tyder på at elvebunnen er instabil, og at marginale endringer i strømhastigheter og strømretning vil kunne føre til erosjon. Erfaringer fra jernbanebrua og Holmenbrua viste at brufundamentene utløser graving, og en måtte anta at enda et sett fundamenter, for motorvegbrua, ville kunne føre til økte erosjonsproblemer i området.

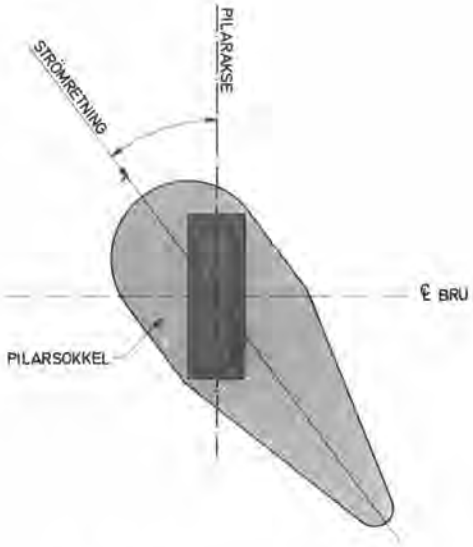


Fig. 29.3 Utforming av pilarsokkel

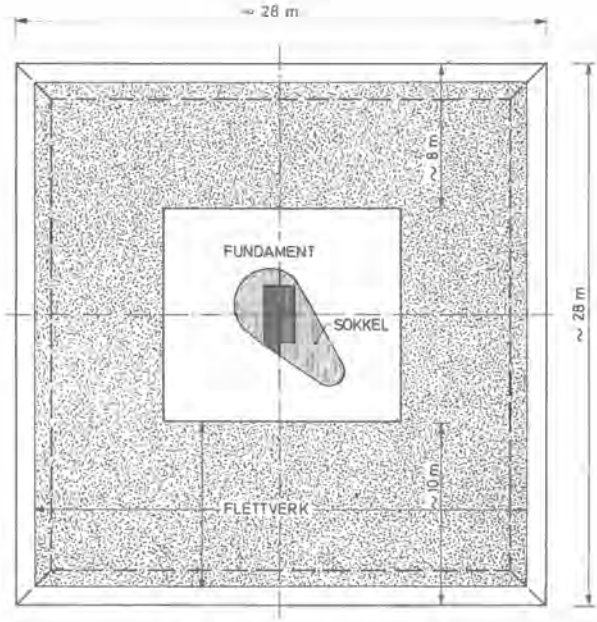


Fig. 29.4 Erosjonsteppe

Vassdrags- og Havnelaboratoriet (VHL) fikk i 1971 i oppdrag å undersøke erosjonsforholdene i Drammenselva gjennom Drammen by. Erosjonsproblemer i forbindelse med motorvegbrua var en del av et større undersøkelsesprogram.

Resultatene fra modellforsøkene ble lagt til grunn for detaljutforming for å sikre brufundamentene mot erosjon.

Fig. 29.3 viser utforming av fundamentsokkel. Den viste utforming av sokkelen og plassering i forhold til strømretningen er valgt for å redusere faren for erosjon og dermed skade på jernbanebrua i Bragernesløpet.

Fig.29.4 viser utforming av erosjonsteppe i plan. Som armering for å holde erosjonsteppet intakt er det benyttet flettverksnetting plassert som vist i profil på fig. 29.5.

Selve erosjonsteppet er gravd ned under eksisterende bunn, og er bygd opp av stein (tunnelstein) i inntil 1,5 m tykkelse. Kornfordelingskurve av steinlaget er vist på fig. 29.6. Imidlertid består steinlaget av en god del større stein som ikke er med i sikteprøven, og en har gått ut fra at kravet til erosjonssikre masser er tilfredsstilt (justert kurve).

Erosjonssikring rundt motorvegbruas fundamenter er inspisert av dykker. Rapporten viser at erosjonslagene er intakt, og at det i noen grad er sedimentert sand og gjørme over steinlaget.

Legging av erosjonssikring ved motorvegbruas fundamenter var en del av bru-entreprisen.

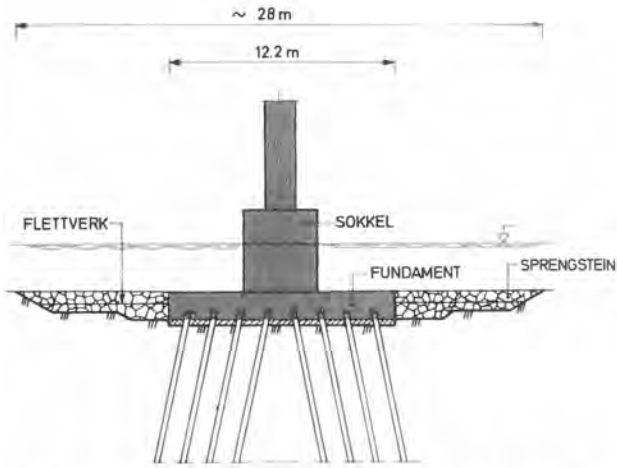


Fig. 29. 5. Snitt av fundament med erosjonssikring

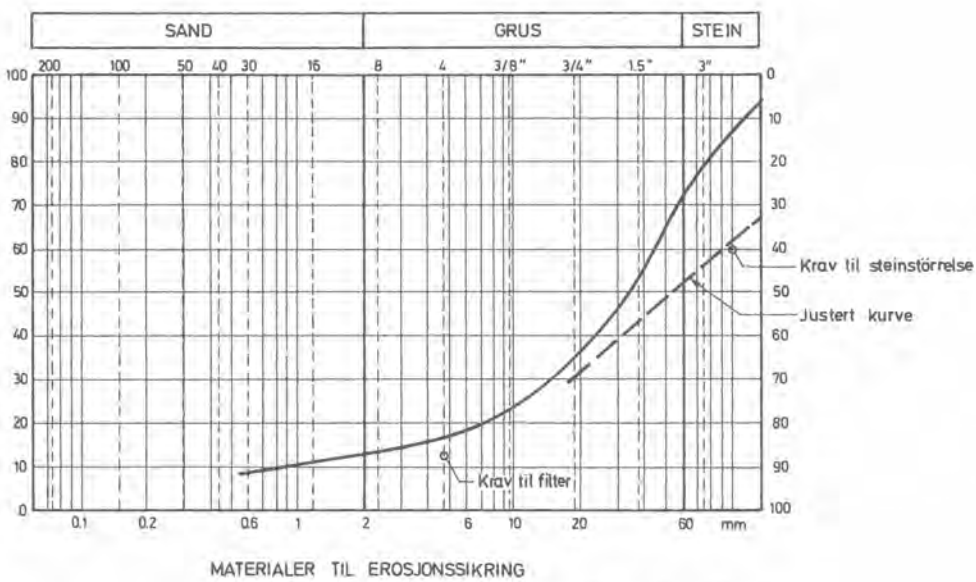


Fig. 29. 6. Kornfordeling av masser til sikringslag.

Gjennom snittlig kostnad pr. fundament var (i 1975-kroner, moms ikke medregnet):

i Bragernesløpet: Ca. kr. 110 000,–
i Strømsøløpet : Ca. kr. 130 000,–

Når vi fordeler kostnadene på prosesser, viser regnskapene følgende prosentfordeling:

graving etc.	13,5%
filtermasser	76%
flettverksnetting (varmforsinket og plastbelagt)	10,5%

Fyllinger

Moderne anleggsteknikk har gjort det økonomisk fordelaktig å anlegge fyllinger i betydelig større tykkelse enn tidligere. Dette gjør at fyllinger i, langs og over fjorder og sund kan være teknisk og kostnadsmessig å foretrekke istedet for bruer. Slike fyllinger bygges opp av sprengt stein som kan motstå eroderende krefter fra strøm og bølger. Fyllingsmaterialene er ofte mer motstandsdyktige mot erosjon enn stedlige masser, og en har i liten grad skader på grunn av erosjon og graving.

Erosjonsmessig sett betyr slike fyllingsarbeider i de fleste tilfeller mindre endringer, og fører ikke til erosjon av betydning. En må imidlertid vente at problemene vil bli større når fyllinger blir utført under langt ugunstigere forhold enn erfaringene hittil bygger på.

I enkelte tilfeller vil imidlertid fyllinger føre til større topografiske endringer. Fyllingene kan derfor utløse erosjon og graving andre steder enn ved fyllingen, på grunn av endringer i strømretning og konsentrasjon av strøm. Det er derfor behov for å kunne bedømme virkninger av større fyllingsprosjekter med hensyn til erosjon.

Bruer avsluttes nå oftere med landkar fundamentert på såle i høye fyllinger. Dette er en løsning som setter store krav til stabilitet og til setningsegenskaper. I de tilfellene at fyllingen påvirkes av strøm- og bølgekrefter, vil sikkerheten for brulandkaret være avhengig av tilfredsstillende sikring mot erosjon.

Eksempel: Osenstrømmen bru.

Fig. 29.7 og 8 viser kartskisse og lengdeprofil av nordre bruavslutning for Osenstrømmen bru, Sør-Trøndelag. Fyllingen er bygd opp av sandig grus til en total fyllingshøyde lik 16 m. Landkaret for brua er lagt på såle i fyllingen.

Fyllingskråningen slår ut i sjøkanten ved sundet. Sjøen kan stå kraftig på, især fra vest, og det er antatt at bølger kan treffe fyllingen opp til kote +4.

Fyllingen er sikret mot undergraving og mot erosjon fra bølger og overflatevann. Sikringen utføres med sprengt stein i lagtykkelse lik 1 m. Som filter mellom fylling og steinlag brukes filterduk.

Ferjeleier

Ferjetrafikken har økt betydelig i senere tid, og kravet til kapasitet, fart, etc., har utløst en utvikling mot større, kraftigere og mer dyptgående ferjer. Samtidig med at nye kai-

konstruksjoner er tatt i bruk, har de økte påkjenninger fra propeller ført til skader på ferjebåser. I 1973 utførte Statens Vegvesen i den forbindelse en omfattende kartlegging av 19 tilfeldig utvalgte ferjeleier i Møre og Romsdal. Undersøkelsenr viser at det var aktiv graving

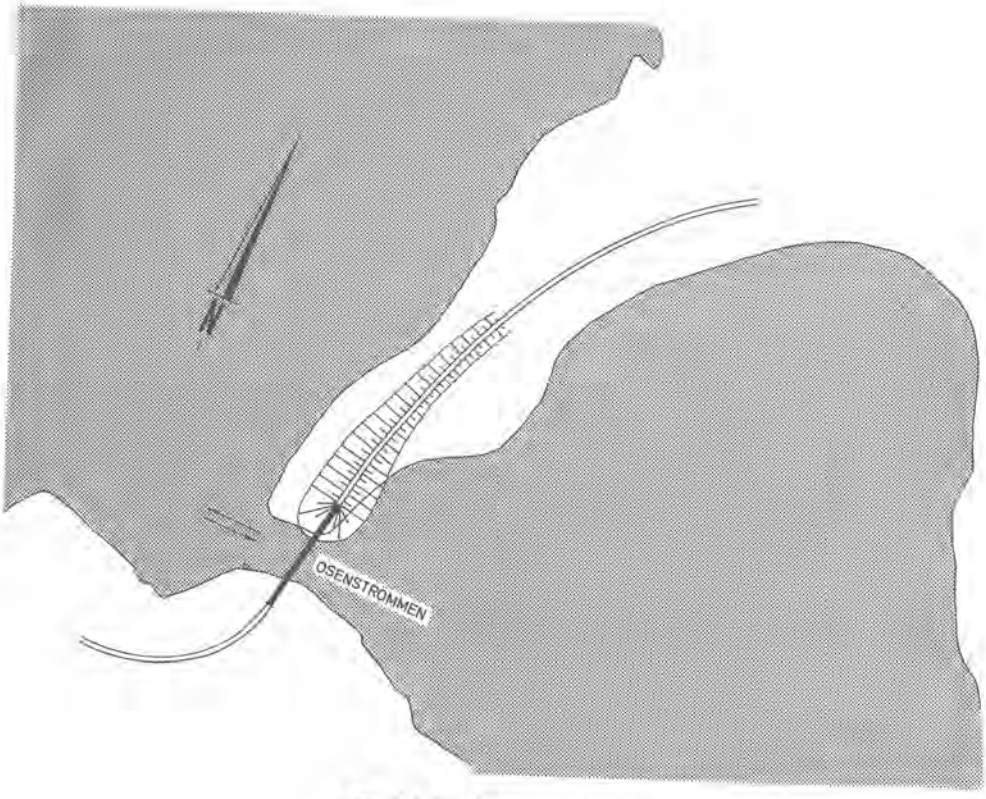


Fig. 29.7 Osenstrømmen

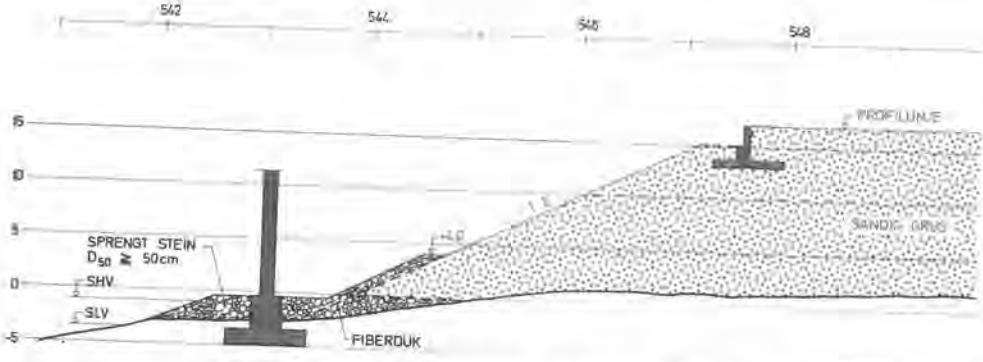


Fig. 29.8 Osenstrømmen bru. Lengdeprofil nord.

i 14 av 19 ferjeleier. Graving hadde bl. a. ført til ustabil steinfylling foran landkar. Undergraving av fundamenter var den vanligste skadetype.

Skadene i ferjeleiene var såvidt vanlige og tildels så alvorlige at Vegvesenet ga Vassdrags- og Havnelaboratoriet i oppdrag å undersøke erosjonsforholdene i modellforsøk.

Med utgangspunkt i modellforsøkene har Statens Vegvesen fått utarbeidet retningslinjer for utforming og sikring av ferjeleier (1976). Det synes å være aktuelt å ta retningelinjene opp til revisjon ut fra de erfaringer en har fram til idag.

EROSJONSSIKRING AV ELVER OG BEKKER PRAKTISKE ERFARINGER

Erosion problems and protection works in torrents and rivers in Norway.

Fagsjef Bård Andersen, Norges vassdrags- og elektrisitetsvesen, Forbygningsavdelingen

SAMMENDRAG

Rapporten omhandler problemer som oppstår i forbindelse med erosjon (utgraving) i vassdragene, bl.a. ved at jord kan gå tapt, bebyggelse og veger kan bli skadet m.v. Årsakene til erosjon er flom, isgang, ras, senking av vatn, uttak av masser, oppfylling av elveløp o.l. Tiltak for å hindre erosjon blir planlagt og utført av Forbygningsavdelingen i Vassdragsdirektoratet, NVE. Rapporten gir en oversikt over hovedtyper av sikringstiltak som er aktuelle her i landet, med kostnader, anleggsmetoder, naturvernhensyn og nødvendig tilsyn og vedlikehold. Rapporten tar også for seg årsaker og sikringstiltak i forbindelse med skred i leirområder.

Som bilag følger en del typetegninger og beregningsgrunnlag.

SUMMARY

The report gives a general view of the problems and damages related to river erosion. The erosion in stream beds and side slopes is due to floods, iceconditions, slides, the lowering of lakes or changes in run off, for instance in connection with hydroelectric power projects, etc. The planning and erosion control works are being carried out by the Norwegian Water Resources and Electricity Board, Department of River Maintenance. The report also deals with protection works. In order to reduce side erosion, the river banks are being covered by a layer of blasted stone . In many cases earth embankments, covered with stone, have been made to protect areas from flood. In order to reduce the fall of water and thereby prevent bottom erosion, sills have been built between two-side bank protections. Sills are usually made of blasted stone. The report gives information about costs, methods, consideration for nature conservation, maintenance etc. The report also deals with causes and protection efforts with regard to clay slides. Some drawings of works and material for calculation are enclosed.

1. EROSJON OG EROSJONSSIKRING

1.1 Innledning

De fleste vassdragene i Norge renner lange strekninger gjennom løsmasseavsetninger.

Materialtransporten (masseføringen) i vassdragene kan være betydelige. Spesielt i lavere strøk dannes elve- og bekkeløpene av transportert materiale, og profilet vil derfor ofte være ustabilt.

Av forskjellige grunner vil et elveløp i løsmasser sjelden holde seg rettlinjet. Strømvariasjoner fører til karakteristiske kurver med erosjon i yttersvinger og avlagring i innersvinger, vi får meanderdannelser. Prosessen aksellererer under flom, slik at hele elveløpet kan flytte seg og forårsake betydelige forandringer i landskapet.

I tillegg til disse naturgitte vilkår vil også menneskelige inngrep kunne endre fall- og strømforhold i vassdragene og gi nytt grunnlag for erosjonsskader.

Ved omlegging av elve- og bekkeløp, kanalisering m.v. må vi sørge for at bunn og sider tåler de strømkrefter som kan komme på tale.

I denne oversikt skal vi se på hvilke typer av erosjon vi må regne med, og hvilke tiltak vi kan gripe til for å stabilisere forholdene.

1.2 Definisjoner

Ved **vanlig erosjon** tenker vi her på vannets evne til å erodere , grave, i bunn og sider av naturlige og kunstige løp. Det er i hovedsaken disse problemer vi skal ta for oss her.

Overflateerosjon oppstår når vann strømmer over en ubeskyttet jordflate, f.eks. ved sterk nedbør, snøsmelting eller utbrudd av grunnvann. Overflateerosjon er et vanlig problem ved kunstige skråninger.

Lokalerosjon er erosjon ved tekniske anlegg, dammer, broer, kulverter, drensledninger, bygninger m.v. Den oppstår på grunn av strømendringer og hastighetsøkning, gjerne i forbindelse med innsnevring av løp eller utstikkende bygningsdeler.

1.3 Årsaker til erosjon

1.3.1 Flom

Hovedårsaken til erosjon i vassdragene er at bunn og sider ikke tåler de påkjenninger som opptrer under store vassføringer. Spesielt er skråningene utsatt, ved erosjon kan store masser bli tatt av elva, verdifulle områder kan bli skadet og bebyggelse kan bli ødelagt. Erosjon kan også føre til at høye leirskråninger blir ustabile. Dette kan utløse farlige ras, elveløp kan bli stengt og skadene kan bli betydelige.

1.3.2 Isforhold

Isen kan være årsak til erosjon i elveløpene ved at elveprofilet innsnevres eller ved islegging og isgang.

Ved grunne elveløp kan store deler av løpet fryse igjen. Vintervassføringen kan bli presset sammen på en liten del av profilet, hastigheten øker og sidene angripes. Erosjonen kan foregå under en frosset overflate og betydelige skader kan oppstå.

Ved islegging kan det oppstå problemer med kjøyving, slik at hele elveløpet kan bli fylt med is. Elva kan ta nye løp eller erodere i svake skråninger.

Isgang er vanlige både under islegging og isløsninger. Isgangen kan medføre erosjon både ved den økte vassføring og ved at elva kan ta nye løp når isen setter seg fast.

En spesiell type av erosjon kan vi få i høye skråninger under snøsmeltingen om våren. Smeltevannet, som samler seg i forsenkninger, kan finne tilfeldige utløp på skråningskanten. Her begynner vannet å grave og på kort tid kan dype erosjonsgroper være etablert. Disse vil

senere kunne danne utgangspunkt for videre erosjon i elveløpet under vårflommen.

1.3.3. Dambrudd, ras, og glidninger

Ved dambrudd får vi unormale vassføringer i elveløpene, og store erosjonsskader kan oppstå.

Spesielt på Vestlandet kan steinras, snøras og glidninger, gjerne i forbindelse med flommer, medføre katastrofale situasjoner. Vi får erosjon i elver og bekker, og nye flomløp blir dannet. Verdifulle områder, bebyggelse og kommunikasjoner kan bli skadet.

1.3.4 Menneskelige inngrep.

Senking av vatn i reguleringsøyemed eller for jordbruksmessige utnyttelse fører til øking av fallet i tilløpselver og bekker. Hvis det ikke blir utført nødvendige sikringstiltak, kan betydelige erosjonsskader oppstå i løsmasseavsetninger.

Oppfylling av deler av et flomprofil fører til øking av påkjenningen på motsatt elvebredd, og skråningen kan bli utsatt for erosjon. Uttak av masser fra elveløpet, f.eks. til bygningsformål, kan forårsake erosjon, f.eks. ved at elva lokalt får sterkere fall. Liknende forhold kan oppstå ved kryssing av elveløp med kabler, vassledninger og liknende.

Bygging av broer, dammer og andre innretninger kan føre til innsnevring av elveløp, med strømendringer og øket påkjenning på bunn og sider.

2. VASSDRAGSVESENETS FORBYGNINGSAVDELING

Tiltak for å hindre erosjon blir planlagt og utført av Forbygningsavdelingen i vassdragsdirektoratet, Norges vassdrags- og elektrisitetsvesen. Avdelingen tar seg av forbyggings-, senkings- og flomskadetiltak i hele landet, og er bygget opp med hovedkontor og 2 distriktskontorer i Oslo samt distriktskontorer i Førde i Sunnfjord, i Trondheim og i Narvik.

Avdelingen beskjeftiger i alt ca. 50 funksjonærer, inklusiv oppsynsmenn, og ca. 100 anleggsarbeidere.

Fra kommuner eller grunneiere kommer søknad om bistand for hver enkelt sak. Avdelingen foretar undersøkelser, målinger m.v. og utarbeider planer for nødvendige tiltak. Ofte blir planene sendt kommunen og grunneierne til uttalelse med anmodning om at landbruksselskapet eller Utbyggingsavdelingen hos fylkesmannen vurderer den økonomiske berettigelse. Det kan også bli nødvendig med uttalse fra fiskerisakkyndige, naturverninteresser, andre statsetater m.v.

Når sakene er i orden teknisk, blir de tatt opp i hovedstyret med forslag om bevilgning over vassdragsbudsjettet.Deretter går de via fylkesmannen til distriktet. Kommunen må avgi visse garantier om vedlikehold, garanti for erstatninger m.v. Når disse formalia er ordnet, er saken klar til utførelse. På grunn av utilstrekkelige bevilgninger går det ofte flere år før et arbeid kommer i gang. Flomskadetiltak gis høyeste prioritet, her blir det også i enkelte tilfelle ditt tilleggsbevilgning. Anleggene utføres vanligvis i egen regi. Forbygningsavdelingen har maskinpark og anleggsapparat spesielt beregnet for disse tiltak.

Forbygningsavdelingen samarbeider med en rekke etater og institusjoner om disse tiltak. I tillegg til kommuner og grunneierlag gjelder dette i første rekke Statens naturskadefond, Norges Geotekniske Institutt, Jorddyrkningsdirektoratet, Landbruksselskapene, Vegvesenet, fiskerisakkyndige m.fl.

For tiden brukes ca. 20 mill. kroner årlig til ca. 250 anlegg over hele landet. Største

enkeltoppgave har vært forbygningene i Namsen med sideelver, hvor det er utført arbeider for ca. 35 mill. kroner over en lengde på ca. 60 km.

Statistikken viser at det er utført ca. 4.200 forbyggingstiltak m.v. siden 1880. Det sikret nesten 1.000 km elvestrekning fra 1956 til 1976. Fylkesvis fordeling av midlene viser at Hedmark og Oppland (spesielt Glomma og Lågen), er sterkt utsatt, det samme gjelder Nord- og Sør-Trøndelag (blandt annet Namsen og Orkla) og til dels Nord-Norge. Sogn og Fjordane peker seg ut med et meget stort antall arbeider (vesentlig flomskader).

Det foreligger ingen samlet beregning over *nyttevirkningen* ved alle disse tiltak. Nytten omfatter sikring av jordbruks- og boligområder, bebyggelse, veger m.v. mot utgraving, oversvømmelse og ras. Kostnad og nytte blir vurdert for hver sak. De fleste tiltak har meget god rentabilitet.

En nøktern vurdering tilsier at anslagsvis 100.000 daa er blitt sikret de siste 20 årene, eller *ca. 5.000 daa pr. år.* I tillegg kommer nytten for hus, veger m.v.

Forbygningstiltak må betraktes som grunnlagsinvesteringer. De er mange steder en nødvendig forutsetning for næringsvirksomhet, boliger og kommunikasjoner langs vassdragene.

3. FLOMBEKKER, SIKRINGSTILTAK

I det følgende skal vi gå igjennom i grove trekk de undersøkelser, planer og tiltak som utføres av Vassdragsvesenets Forbygningsavdeling. Som nevnt kommer søknadene vanligvis fra skadelidende grunneiere eller kommuner. Avdelingen prøver å få faregraden og behovet for øyeblikkelig tiltak vurdert så snart som mulig. Hvis det gjelder ekstraordinære skader ved flom, skred eller ras, vil avdelingen kunne gi råd til kommuner eller grunneiere angående midlertidige utbedringstiltak. Vanligvis vil behandling av søknader måtte ta noe tid. I det etterfølgende er det forutsatt "normal" saksgang.

3.1 Undersøkelser

For å planlegge sikringstiltak må vi foreta følgende undersøkelser:

a Det må skaffes kart over aktuelle strekninger for å få en oversikt over elvas forløp, ørdannelser, begrensning av erosjon og ras, tidligere arbeider, fjellpartier m.v. På grunnlag av kartet må vi kunne fastlegge omfanget av sikringstiltakene og eventuelle faregrenser.
Det er også av interesse med kart over områder som får nytte av arbeidet, bebyggelse, veger m.v. I mange tilfeller vil et forstørret flybilde gi tilstrekkelig grunnlag for planlegging.

b Profilering av utsatte strekninger. Ved mindre vassdrag blir hele løpet profilert, ellers kan det være tilstrekkelig med profiler av utsatte skråninger. Profilene må inneholde karakteristiske vannstander, herunder lavvannstand og stor flom.

c Grunnforholdene i skråning og bunn undersøkes ved prøveopptak og eventuelt ved sondering. I leirstrøk kan det bli nødvendig med omfattende geotekniske undersøkelser.

d Undersøkelse av forholdene i nedslagsfeltet og i vassdraget ovenfor den aktuelle strekning er i mange tilfeller av avgjørende betydning for sikringstiltakene. Spesielt bør undersøkes:

Løsmasseavleiringer, faren for erosjon og ras.
Fare for oppdemming og flombølger.
Mulighetene for at elva kan ta nye løp eller om elva med fordel kan gis avløp i andre retninger.
I forbindelse med disse undersøkelser kan det ofte være behov for særskilt uttalelse angående faren for snøskred, jordras, utløsning av steinskred m.m.

e Undersøkelse av forholdene videre nedover i vassdraget kan også være av interesse, f.eks. hvis elveløpet skal legges om.

3.2 Planlegging av aktuelle sikringstiltak

På grunnlag av undersøkelsene, oppgaver og beregninger av flomvassføringer, beregning av hastigheter m.v. , foretar vi en vurdering av hvilke sikringstiltak som kan komme på tale. Valget er avhengig av økonomien for det enkelte tiltak, tilgang på egnet materiale, anleggsmessige hensyn, kostnader for vedlikehold , naturvernhensyn m.v.

Vi skal først se litt på noen *hovedtyper av tiltak*, jfr. fig. 30. 1-5.

Forbygning er blitt et fellesnavn på tiltak for å hindre erosjon, ras m.v. Det er ellers betegnelsen på et lag av stein eller annet materiale til forsterkning av skråninger og eventuelt bunn i et nytt løp. En forbygning kan også utføres som kjørbar fylling i foten av en skråning.
Flomverk er en fylling av løsmasser som legges langs elvekanten for å hindre oversvømmelse, som oftest i kombinasjon med forebygging av elvekanten. Vanligvis er fyllingen kjørbar med forsterkning på vannsiden.
Isgangsverk er et tilsvarende verk som skal hindre oversvømmelse under isgang.
Fonnvern brukes som betegnelse på et liknende sikringstiltak mot snøskred.
Terskler er lave dammer som legges inn i nye løp for å redusere fallet og påkjenningen på skråningene. Ved ekstra stor påkjenning er det behov for hel *bunnforsterkning*.

Og så skal vi nevne litt om hva vi bruker av *materiale til sikringstiltak*.

Her i landet er *stein* og *grus* uten sammenlikning det mest hensiktsmessige materialet til forbygninger og flomverk, både av økonomiske og praktiske grunner. Vi foretrekker *sprengt stein* som er uregelmessig og gir et godt sammenbundet lag som tåler stor påkjenning og er lett å vedlikeholde. På grunn av fare for frostforvitring og utvasking bør det ikke brukes skiffrig stein, kalkstein eller sandstein. Skarpkantet granitt, gneis m.v. er velegnet og holdbart. Stein fra eget steinbrudd gir den ønskete sortering, men stein fra ur kan også være egnet. Masser fra steintipper kan brukes hvor påkjenningen ikke er stor. Kvaliteten kan bedres ved sortering eller ved å hente stein fra foten av steintipper. Rundstein fra elveløp eller jordrydding er dårlig egnet til forebygging.
Grus brukes til fylling i flomverk og til filterlag for forbygninger. Ved lave strømhastigheter kan dessuten grus være tilstrekkelig som erosjonsbeskyttelse, f.eks. på øvre deler av flomverk og til fonnvern.
Tilsåing og/eller tilplanting kan også være aktuelt for sikring av skråninger. Tabellen viser at en godt tilgrodd skråning kortvarig kan tåle vannhastigheter på opp til 2 m/sek. Skråningsfoten og nedre del av skråningen f.eks. i høyde med liten flom, må sikres med stein eller grov grus.

Orraelva, Fusa,Hordaland.

Ensidig forbygning av sprengt stein.

Vika elv, Ørsta, M. og R.

Omlegging av elveløp etter flomskade.

Forbygning bunnforsterking, flomverk på venstre side.

Rypdalselv, Vestnes, M. og R.

Forbygget elveløp. Terskel av sprengt stein.

Fig. 30.1

Helgå, Verdal,
N. Trøndelag.

Elvebrudd og ras i leiområde.

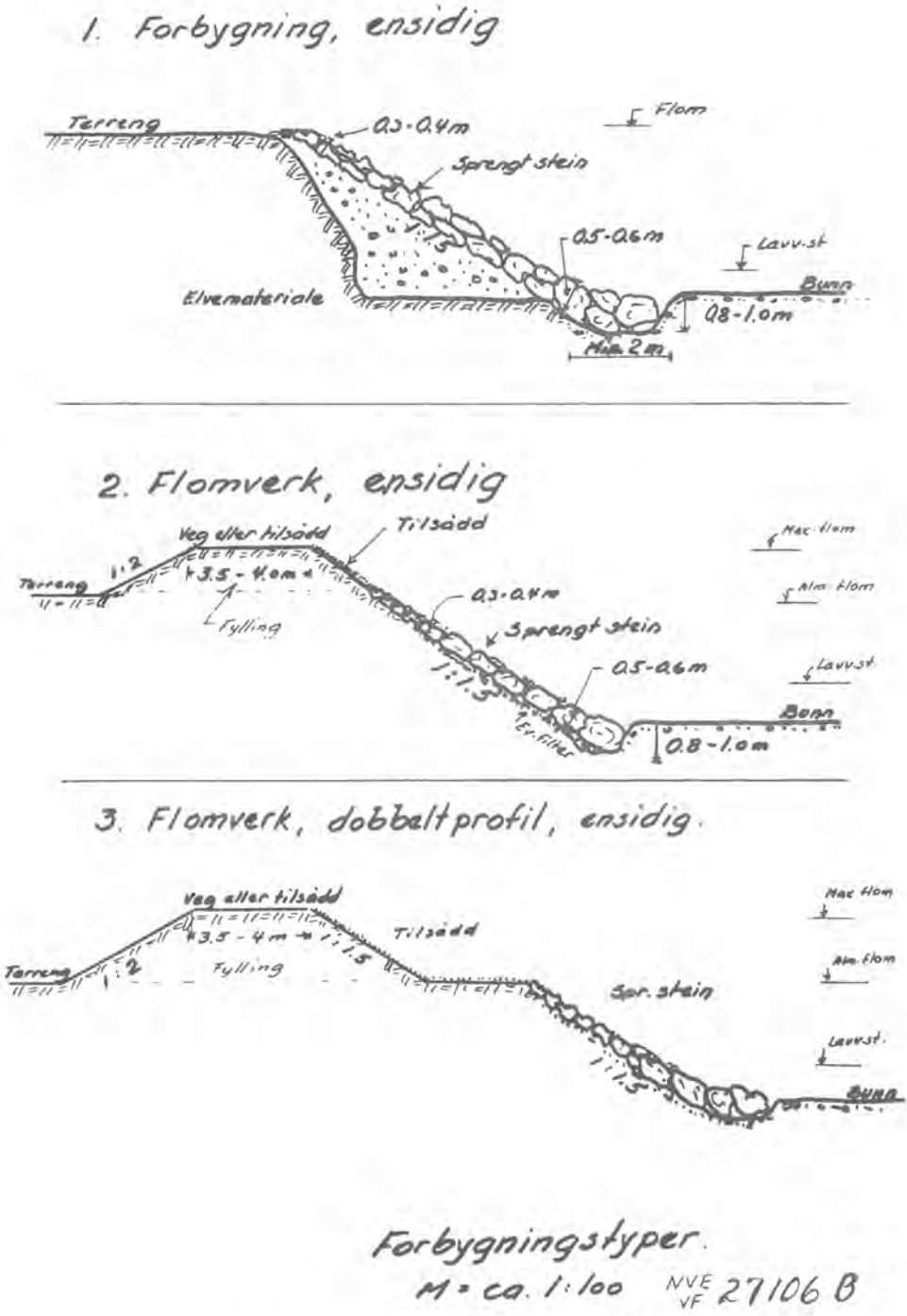
Helgå, Verdal,
N. Trøndelag

Ensidig forbygning av sprengt stein.

Bjøra, Overhalla,
N. Trøndelag.

Forbygning i fot av leirskråning.

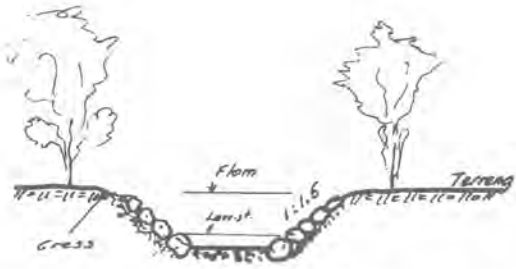
Fig. 30.2



Forbygningstyper.

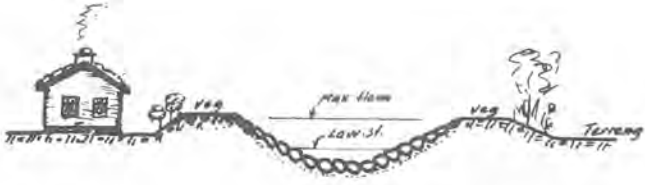
M = ca. 1:100 NVE VF 27106 B

Fig. 30. 3



1. Elvelöp med 2-sidig forbygn., sprengt stein

2. Elvelöp med 2-sidig flomverk, forbygn. spr. stein



3. Elvelöp med 2-sidig flomverk, hele profilet forsterket med spr. stein (bunnforsterkn.)

Forbygningstyper

M = ca. 1:200

NVE
VF 27106 C

Fig. 30.4

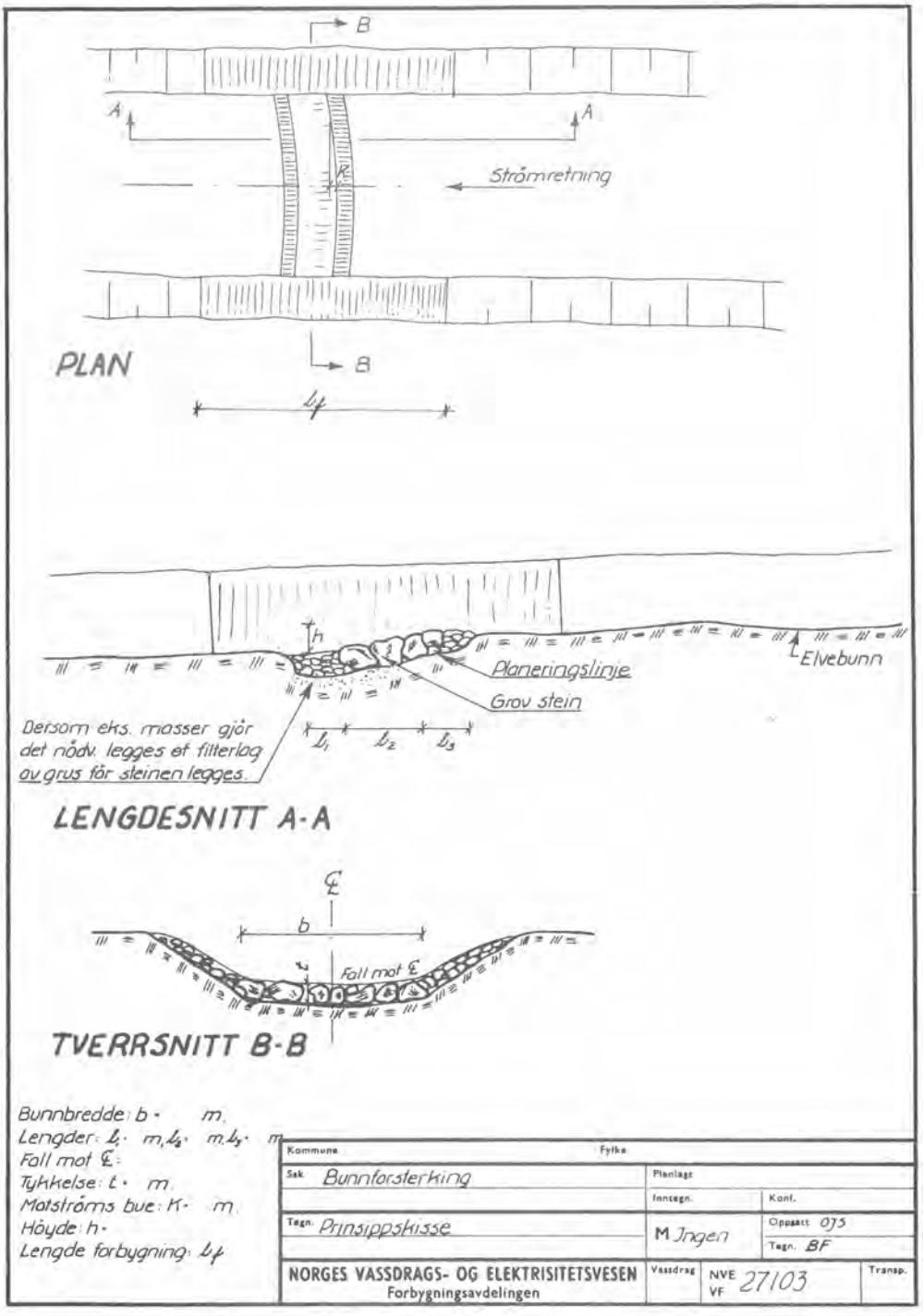

B
A
A
R
Strømretning
PLAN
B
Lf
h
Planeringslinje
Elvebunn
Grov stein
Dersom eks. masser gjör det nödv. legges et filterlag av grus för steinen legges.
L1
L2
L3
LENGDESNITT A-A
℄
b
Fall mot ℄
TVERRSNITT B-B
Bunnbredde: b = m.
Lengder: L1 = m, L2 = m, L3 = m
Fall mot ℄:
Tykkelse: t = m.
Matströms bue: K = m.
Höyde: h =
Lengde forbygning: Lf
Kommune
Fylke
Sak Bunnforsterking
Planlagt
Innsegn.
Kont.
Tegn. Prinsippskisse
M Jngen
Oppsatt 0/5
Tegn. BF
NORGES VASSDRAGS- OG ELEKTRISITETSVESEN
Forbygningsavdelingen
Vassdrag
NVE VF 27103
Transp.

Fig. 30. 5

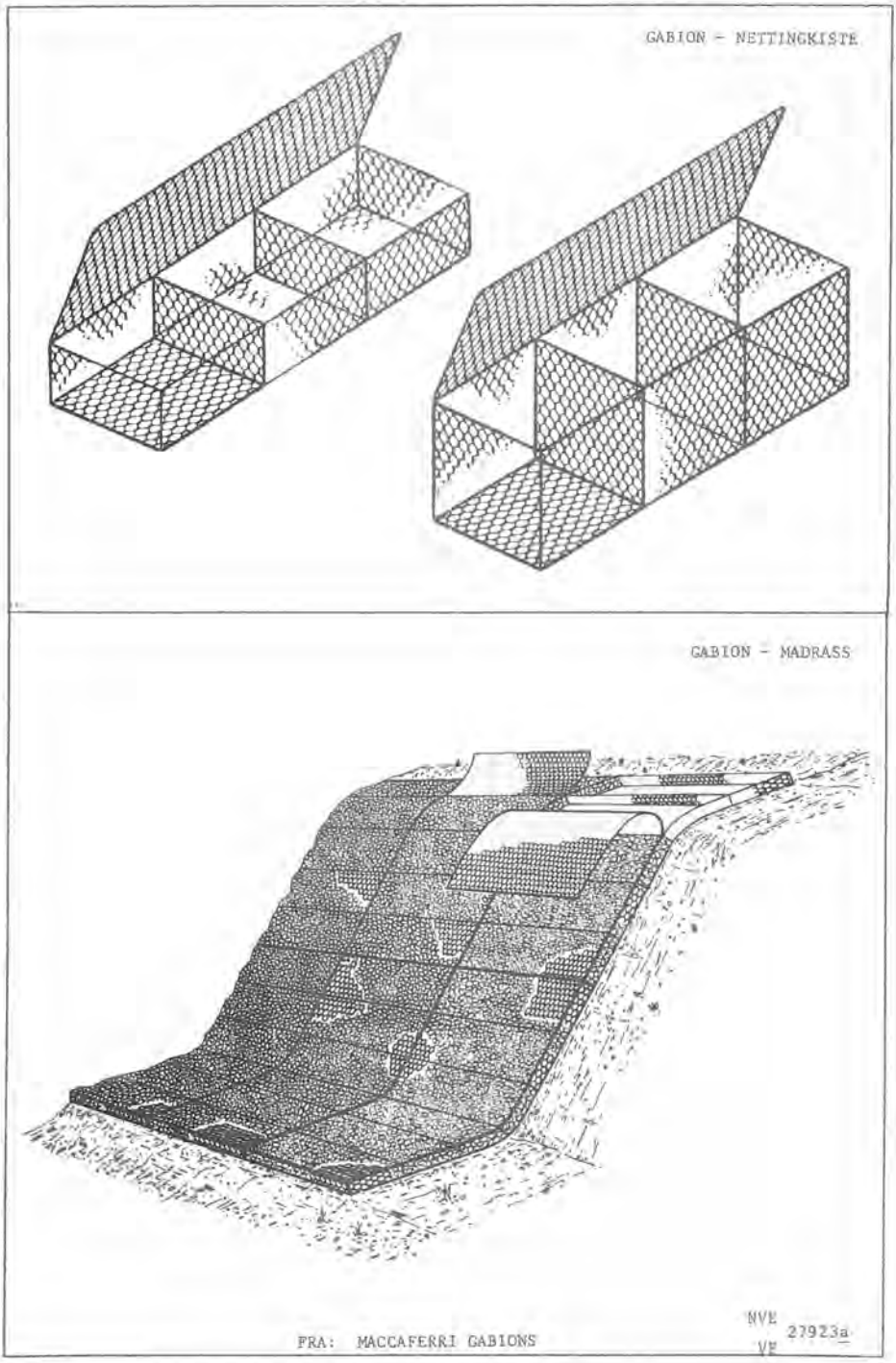
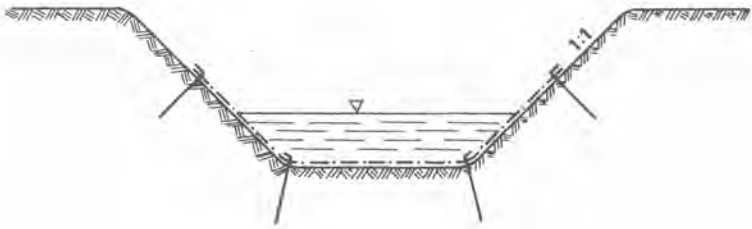

GABION - NETTINGKISTE
GABION - MADRASS
FRA: MACCAFERRI GABIONS
NVE
VE
27923a

Fig. 30.6

Sikring av bekker og grøfter
med
plastduk



PLASTDUK (Hostalen, tysk)
Bredde 1400 mm
Tykkelse 1,5 mm
På bunnen har duken splitter, 40 x 2 mm
" sidene " " hull, 80 x 20 mm

Duken legges ut i lengderetning.
Festes med 4 rekker av stålpeler, diam. 10 mm, 80 cm lange.
100 cm avstand mellom rekkene.

Fra Farbwerke Hochst A/S, Frankfurt.

Kommune	Fylke		
Sak	Planlagt		
	Innlagn.	Kont.	
Tegn. Prinsippskisse plastduk	M	Oppsatt	
		Tegn. B. Foss	
NORGES VASSDRAGS- OG ELEKTRISITETSVESEN Forbygningsavdelingen	Vassdrag	NVE VF 27111	Transp.

Fig. 30.7

		k
a.	Jordkanaler	
	Fast materiale, spesielt glatt	60
	Fast sand med noe leire eller grus	50
	Sandbunn med plastrede skråninger	45-50
	Fin grus, 10 - 20 - 30 mm	45
	Middels grus, 20 - 40 - 60 mm	40
	Grov grus, 50 - 100 - 150 mm	35
	Klumpet leire	30
	Grov steinbunn	25-30
	Sand, leire, grus, sterkt tilvokset	20-25
b.	Fjellkanaler	
	Middels grovsprengt	25-30
	Hel fjellkanal, omsorgsfullt utsprengt	20-25
	Grovsprengt, store uregelmessigheter	15-20
c.	Kanaler av muret stein	
	Murstein med glatte fuger	80
	Mur av tilhugget, firkantet stein	70-80
	Mur av bruddstein, omsorgsfullt lagt	70
	Tørrmur (vanlige kanaler)	60
	Vanlig bruddsteinsmur, godt tilhugget	60
	Grov - " - grovt "	50
	Bruddsteinvegger, plastrede skråninger med bunn og sider av sand og grus	45-50
d.	Betongkanaler	
	Finpusset betongrenne	100
	Betong med stålforskaling	90-100
	Glatt betongmur	90
	God forskaling, god betong med høyt sementinnhold	80-90
	Betong med treforskaling, ikke pusset	65-70
	Gammel betong, pent arbeid	60
	Betongrenner med 150-200 kg sement pr. m^3, etter alder og utførelse	50-60
	Grov betongkledning	55
	Ujevn, skadet betongmur	50
e.	Trerenner	
	Nye, glatte renner	95
	Høvlete bord, pene fuger	90
	Uhøvlete bord	80
	Gamle trerenner	65-70
f.	Stålrenner	
	Stålrør med nedsenkete nagler	90-95
	Nye støpegodsrør	90
	Stålrør med naglehoder, overlapping	65-70
g.	Spesielle kledningsmaterialer	
	Valset asfalt	70-75
h.	Naturlige elveløp	
	Elveløp med fast bunn, uten uregelmessigheter	40
	" " moderat materialføring	33-35
	" noe tilvokset	30-35
	" med materialføring og uregelmessigheter	30
	" " sterk materialføring	28
	Fjellbekker med hodestore stein, bunn i ro	25-28
	- " - " - " bunn i bevegelse	19-22

NVE/VP 27127

Fig. 30. 8. Verdier av Strickler's k (etter Schmidt: Gerinnehydraulik)

Mur av betong eller tilhugne steinblokker

Muring av kanalsider kommer hos oss bare til anvendelse i tettbebyggelse ved ekstra stor påkjenning, eller hvor andre særlige forhold gjør det nødvendig og regningssvarende. Ved muring må det legges vekt på:

Muren må fundamenteres i frostfri dybde, dreneres og sikres mot vanntrykk.

Som bakfyll må nyttes grus, sand eller stein. Muren må tåle påregnelig strømhastighet,slitasje ved materialføring m.v. Den må føres opp til tilstrekkelig høyde til å hindre overstrømming.

Vanlige typer er:

Alminnelige betongmurer, eventuelt med forblending av hensyn til slitasje og utseende.

Plastringsmur, det vil si uregelmessig stein i mørtel.

Tørrmur av tilhugne steinblokker, eventuelt med mørtel i fugene.

Mur av prefabrikerte elementer.

Gabioner, madrasser, jfr. fig. 30.6.

Gabioner eller nettingskister består av retangulære ståltrådkasser av variabel størrelse, spesielt galvanisert for å tåle vann i lang tid. Ståltrådkassene fylles med stein eller subbus på byggestedet og brukes som element i forskjellige konstruksjoner.

Det finnes også en type som kalles madrasser og er beregnet for mindre påkjenninger, f.eks. sikring av skråninger, kanalplastring m.v. Madrassene har gjerne en bredde på 2 m og finnes i tykkelser på 15-30 cm.

Det er oppgitt at madrasser på 17 cm tykkelse tåler hastigheter på opp til 1 m/sek. Ved store hastigheter anbefales brukt gabioner, som finnes i tykkelse på 0,5 og 1 m. En kombinasjon av gabioner og madrasser kan også tenkes.

Gabioner og madrasser er atskillig brukt i utlandet, i første rekke på steder hvor det er vanskelig eller kostbart å finne egnet forbygningsstein. De er fleksible og gjennomstrømbare. Ved sterk materialføring, steinslag m.v. kan nettingen bli skadet.

Gabioner har ikke hittil vært anvendt av Forbygningsavdelingen, dels som følge av kostnadene, dels fordi annet materiale har vært ansett mere "naturvennlig".

Plastmateriale, jfr. fig. 30.7.

I de senere år er forskjellige typer av plastfolie blitt tatt i bruk, blandt annet i forbindelse med sikring av skråninger, elvearbeider, flomverk m.v. Plastfolien leveres i 2 hovedtyper, tett og gjennomhullet. Folien festes til underlaget med pæler eller plugger.

Her i landet har vi brukt plast til tetting i forbindelse med flomverk og terskler. Det er sannsynlig at plast vil få større anvendelse i årene framover.

3.3 Beregningsgrunnlag

For dimensjonering av sikringstiltak mot flombekker må tas følgende hensyn:

Tverrsnittet må være tilstrekkelig for bestemmende vassføringer, isforhold m.v.

Erosjon og **avlagring** må unngås.

Side- og **bunnforsterking** må tåle aktuelle påkjenninger.

Kostnader for anlegg og vedlikehold må stå i rimelig forhold til interessene som skal beskyttes. Det må tas rimelig hensyn til *natur* og *miljø*, fiske m.v.

3.3.1 Vassføringer. tverrsnitt

Hvilken vassføring profilet skal dimensjoneres for er avhengig av interessene som knytter

seg til tiltaket. Vi regner ofte med 100-årsflom for bebyggete områder og 30-årsflom i jordbruksområder. Det er sjelden vi har tilgjengelige data for flombekker, men Hydrologisk avdeling, NVE, kan vanligvis oppgi brukbare verdier for avløp i m^3/sek. pr. km^2 nedslagsfelt. Ellers kan det være nyttig å vurdere forholdene for en beregningsmessig maksimalflom.

For dimesjonering av profilet brukes Strickler's formel:

$$Q = f.v. = f \cdot k \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

hvor Q = vassføring
f = tverrsnittareal
v = gjennomsnittelig vannhastighet
k = ruhetstall, etter tabeller
R = hydraulisk radius
I = energilinjens fall

Det er vanlig ved bekkeløp å bruke trapesprofil med horisontal bunn, sideskråninger 1:1,5 ved steinforbygning og lave skråninger, ellers 1:2.

Til praktisk bruk ved beregning av bunnbredde og vanndybde er satt opp tabeller for ruhetstallet K, se fig. 30.8.

Ved dimensjonering er det mange forhold som tilsier at det lønner seg å regne med en viss sikkerhetsmargin, blant annet uventede strømendringer, isproblemer, dårlige grunnforhold og ras. Beregningene gir egentlig resultater som gjelder for rent vann. Enhver masseblanding vil derfor kreve større profil, dvs. større bunnbredde eller høyere flomverk.

Hvis vi må regne med sterk materialføring, isganger, jord- eller snøras, må vi planlegge avlagringsbassenger. Vi skal komme tilbake til dette under pkt. 3.3.3.

3.3.2 Forbygning

For å hindre erosjon må skråninger og bunn tåle den påkjenning som det må regnes med. Påkjenningen er avhengig av strømhastighet, skråningsvinkel og vanndybde. For *skråninger* kan en tabell over grensehastigheter være retningsgivende, se fig. 30.9.

For *kanalprofil* kan nødvendige steinstørrelse beregnes etter følgende formel:

$d_m = 15 \cdot h \cdot I$, uttrykt i m.

h =vannhøyde, I = vannspeilets fall,

d_m = midlere steindiameter, 30% må være større, 50% kan vær mindre.

Beregningen gjelder egentlig for relativt brede kanaler, men den gir god tilnærmelse for smalere løp. Det bør regnes med en viss sikkerhetsmargin. (15 - 20%).

Vi har satt opp et diagram til bruk ved praktiske oppgaver, se fig. 30. 10.

Filtunderlag er nødvendig hvis grunnforholdene er dårlige eller forbygningssteinen er relativt grov og ensgradert. Filterlaget bør være 15 - 25 cm tykt og bestå av blandingsmasser (sand og grus).

Steinlaget legges ut og ordnes i skråningen med maskin. Steinlaget fundamenteres i en grøft minst 1 m under bunn. Grøften graves som forlengelse og med samme helning som elveskråningen.

Tykkelsen på steinlaget er avhengig av påkjenningen, undergrunnen m.v., men gjennomsnittet bør ikke være mindre enn ca. 0,5 m. Tykkelsen skal vær størst i foten og minst i toppen.

	Midlere maks. hastighet. Vm max m/sek.	
	Rent vann	Slam eller materialførende vann
Slam	0,10	0,15
Løs, ikke avlagret leire	0,15	0,20
Finsand, 0,02 - 0,2 mm	0,30	0,40
Middels sand 0,2 - 0,5 mm	0,35	0,50
Sandblandet leire, noe tilvokset	0,40	0,60
Grov sand, 0,5 - 2 mm	0,45	0,65
Fin grus, 2 - 5 mm, også grus med stort sandinnhold	0,60	0,80
Fast leire, tilvokset	0,70	1,00
Middels grus, 5 - 20 mm	0,80	1,15
Meget fast leirgrunn	1,00	1,30
Grov grus eller fin rullestein, 20 - 50 mm	1,40	1,60
Middels rullestein, 50 - 75 mm	1,70	1,90
Grov - " - 75 - 100 mm	1,90	2,00
Gressvokset skråning, godt rotfestet	1,80	1,80
Betongkledning med materialføring		2,0 - 2,5
- " - uten - " -	4,0	
Steinplastring med solid betongfuging	5,0	

Ved siden av midlere maks. hastighet må en også ta hensyn til minste hastighet. Hvis det ikke skal skje avlagring av masser i et elveløp, må minste hastighet overstige:

a) 0,20 m/sek for å hindre avlagring av slam m.v.

b) 0,42 " " " - " - " sand

Fig. 30. 9. Grensehastigheter ved forskjellige jordarter (etter Schmidt: Gerinnehydraulik)

Ved høye eller sterkt tilvokste skråninger kan det være en fordel å kjøre ut steinlaget på fylling i foten av skråningen. Planeringshøyden for fyllingen legges slik at framdriften kan skje uten vesentlig opphold. Steinmengden øker sterkt med fyllingshøyden. Ved rasjonell anleggsdrift kan denne forbygningsmetode bli rimelig.

Lengden av forbygningen bestemmes av elvas topografi. Ytterkurver sikres sammenhengende. Steinlaget avsluttes på ører, ved fjell eller andre sikre punkter.

Til forsterkning av bunn kan vi bruke *terskler* eller hel *bunnplastring*. *Terskler* legges inn for å redusere fallet. Terskler av *sprengt stein* bør ikke brukes hvis vassføringen ventes å overstige 10 m^3/sek. pr. m. løpsbredde eller for større høyder enn ca. 3 m. Tersklene legges med fall 1:10 - 1:12, med 4-6 m styrtseng. Steinlagets tykkelse er avhengig av påkjenningen, min. 0,8 - 1,0 m. Filter er vanligvis påkrevet. Ved dårlig undergrunn kan terskelen forsterkes med jernbaneskinner, som slås ned ved terskelfoten.

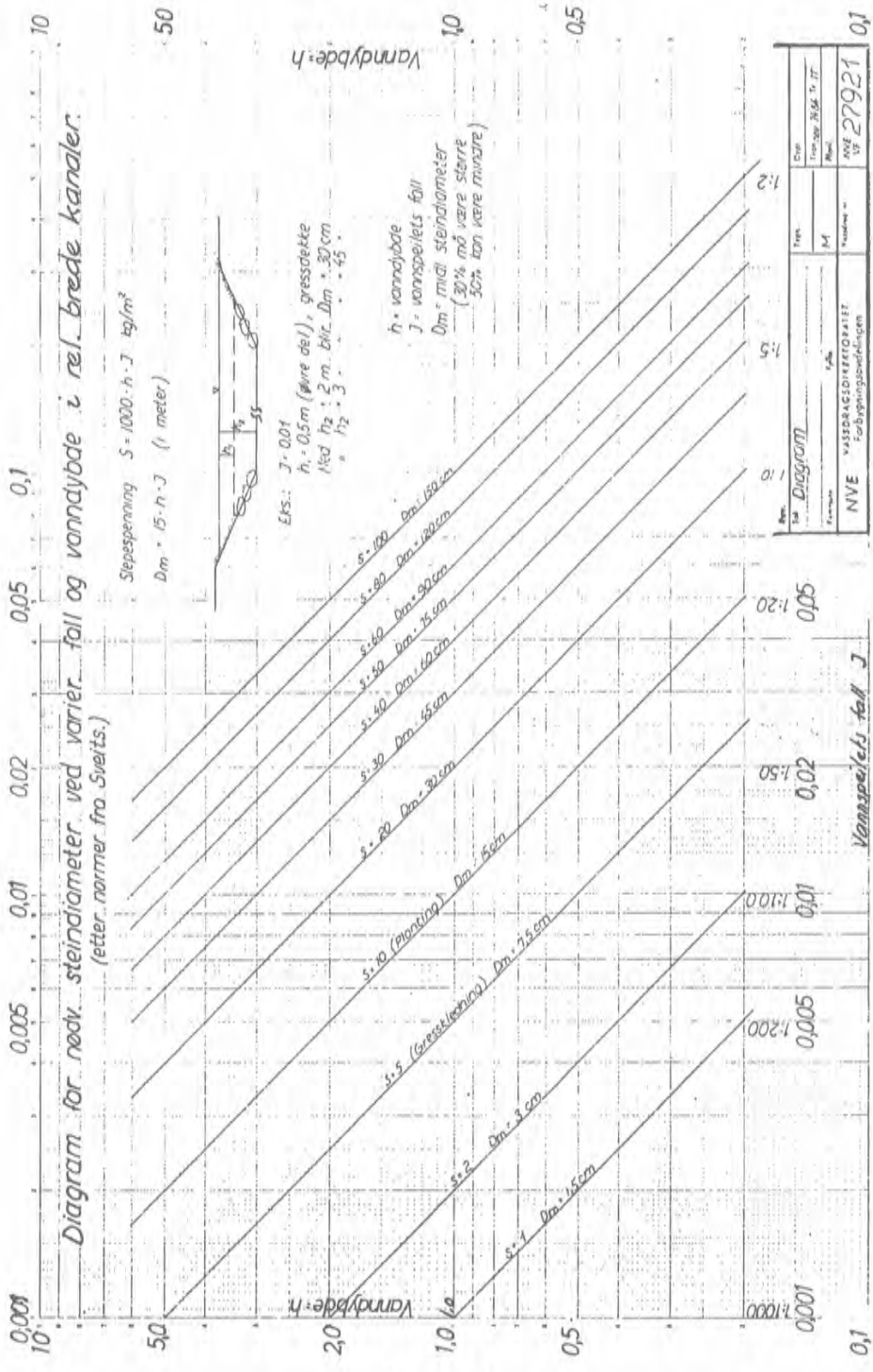


Diagram for nødv. steindiameter ved varier. fall og vannydybde i rel. brede kanaler.
(etter normer fra Sverits.)
Stepspenning S = 1000 · h · J kg/m²
Dm = 15 · h · J (i meter)
Eks.: J = 0,01
h = 0,5 m (øvre del), gressdekke
Ved h2 = 2 m blir Dm = 30 cm
" h2 = 3 " " = 45 "
h = vanndybde
J = vannspeilets fall
Dm = midt steindiameter
(30% må være større
50% kan være mindre)
S = 100 Dm = 150 cm
S = 80 Dm = 120 cm
S = 60 Dm = 90 cm
S = 50 Dm = 75 cm
S = 40 Dm = 60 cm
S = 30 Dm = 45 cm
S = 20 Dm = 30 cm
S = 10 (Planting) Dm = 15 cm
S = 5 (Gressteikning) Dm = 7,5 cm
S = 2 Dm = 3 cm
S = 1 Dm = 1,5 cm
Vanndybde: h
Vannspeilets fall J
1:2
1:5
1:10
1:20
1:50
1:100
1:200
1:1000
0,001
0,005
0,01
0,02
0,05
0,1
0,5
1,0
2,0
5,0
10
Diagram
NVE
VASSDRAGSDIREKTORATET
Forbygningsavdelingen
27921

Fig. 30. 10

Terskler av *betong* brukes hvor påkjenningen er ekstra stor. De må ha avrundet krone med jevn overgang til sidene, dessuten styrtgulv og energidreper. Terskler av prefabrikerte betongelementer er vanlig i utlandet. Tømmerstokker kan brukes ved lave terskler, f.eks. for å etablere fiskekulper. Terskler av gabioner må ha krone av stålplate eller liknende for å redusere skader på nettingen ved masseføring.

Til *bunnplastring* brukes sprengt stein eller i ekstreme tilfeller, betong. Løpet bør utformes som et trau, med jevn overgang til skråningene. Steinlaget må legges omhyggelig for å unngå svakhetspunkter. Lagtykkelsen må vær 0,6-1,0 m, avhengig av påkjenningen. Filter er påkrevet. Ved bruk av betong kan det være behov for å øke ruheten, f.eks. ved å sette stein på høykant.

3.3.3 Flomverk, Samlebasseng

Flomverk legges vanligvis opp som fylling til forhøyelse av elvekantene, med sideskråning 1:1,5 - 1:2 på vannsiden og min. 1:2 på luftsiden. Flomverket skal vanligvis være kjørbart for anlegg og vedlikehold. Høyden avhenger av flomforhold m.v. Ved linjeføringen må vi unngå skarpe kurver. Ved større sidebekker kan det være nødvendig å føre fyllingen inn til flomsikker høyde.

Flomverket sikres med forbygning på vannsiden. Sprengt stein er mest vanlig, ellers er grus eller tilsåing tilstrekkelig ved mindre påkjenning.

Drenering av innenforliggende områder må gis avløp ved nedre ende av flomverket.

Ensidig flomverk er aktuelt hvis interessene som skal beskyttes ligger samlet på en side og terrengforholdene gjør det mulig. Verket må få sikker avslutning i øvre ende. Ved fundamentering og valg av kronehøyde må vi være forberedt på strømendringer, masseavlagring, bunngraving m.v. Ensidig flomverk kan være hensiktsmessig som avgrensing mot områder som er utsatt for flom, ras og snøskred. Hvis det skal fungere som *fonnvern,* er det vanligvis behov for større kronehøyde.

Avlagringsbasseng er nødvendig i flombekker som har stor masseføring eller hvor det må tas hensyn til ras. Bassengene planlegges på områder med redusert fall og egnet terrengutforming. Bassengene skal fortrinnsvis ha pæreform, med stilken oppover. I nedre ende anlegges terskel som overgang til løpet videre nedover. Det må være mulig å få tømt avlagringsbassenget.

Ved flombekker kan det være hensiktsmessig å avslutte flomverk eller forbygninger på en slik måte at det i øvre ende blir et naturlig avlagringsområde. Fyllinger må føres inn til flomsikkert terreng. Forbygninger må gis solid fundamentering.

Isgangsverk skal fungere som flomverk, men det må tåle ekstra stor påkjenning. Det må bygges av stein og grus og sikres med steinblokker. En solid steingard kan ofte være hensiktsmessig. Isforholdene i bekkeløp kan bedres ved at fallet reduseres, f.eks. med terskler. Såvidt mulig må vintervassføringen samles i smalt løp.

Samledammer. Muligheten for å få etablert flomdemping ved enkle tiltak i nedslagsfeltet for flombekker bør alltid undersøkes. Det kan f.eks. være aktuelt å innsnevre utløpet fra vann eller myrområder eller bygge permanente dammer.

Overføring av deler av nedslagsfeltet eller flomavledning til andre vassdrag bør også vurderes.

Hvis masseføring til en flombekk kan lokaliseres til spesielle partier, bør det undersøkes om disse partier kan sikres ved forbygning eller om elva kan legges om. Det samme gjelder for områder hvor ras og steinskred kan bli utløst. Det er ellers av stor betydning at forholdene i nedslagsfeltet blir kritisk vurdert.

3.3.4 Kostnader

Kostnadsoverslaget for de tiltak det her gjelder er i høy grad bestemt av anleggets størrelse, lokale forhold, tilgjengelige masser, transportlengder m.v., og ikke minst av erfarne anleggsledere og maskinkjørere. Det er derfor farlig å angi priser, også fordi forholdene varierer fra landsdel til landsdel. Vi skal likevel antyde retningsgivende priser for Forbygningsavdelingens arbeider (i mars 1979):

Graving - Planering: Kr 10 - 15 pr. m^3 (bulldozer, shovel).
Ferdig forbygning: Kr 80 - 100 pr. m^3, sprengt stein fra eget steinbrudd. kjørelengde, 5-10 km.
Forbygning av masser fra steintipper:
Kr 40 - 60 pr. m^3. Tillegg sortering 15-20 kr/m^3.

Kostnad for forbygning av gabioner avhenger sterkt av arbeidsforbruket. En beregning i 1973 viste en m^3 - pris på ca. kr 200,–.

Spesielle tiltak som terskler, muring og betongarbeider må spesialvurderes.

3.3.5 Naturvernhensyn

Ved valg av forbygningsmateriale og gjennomføring av tiltak må det tas nødvendige hensyn til landskapet og det lokale miljø. Steinbrudd og massetak må velges slik at de ikke skjemmer unødig i anleggsperioden, og at naturlige forhold kan reetableres. Uttak og istandsetting av steintipper må eventuelt skje i samråd med vedkommende som har plassert tippen.

Stein- og gruslag, planting og tilsåing er normalt naturvernmessig velegnet i skråninger. Det kan være ønskelig å tilså skråningspartier som ellers ikke blir beskyttet. Ellers vil godt planlagte tiltak vanligvis gli inn i terrenget etter få år.

"Fremmedelementer" som netting, plast, betongelementer o.l. bør bare brukes i unntakstilfeller, og på en slik måte at elementene kan skjules.

3.3.6 Tilsyn, vedlikehold

Sikringsarbeider av den type det her gjelder er avhengig av stadig tilsyn, spesielt etter store flommer. Forbygningsfot, terskler og bunnforsterking må kontrolleres. Skader må utbedres omgående. Avlagringsbassenget må tømmes. Rydding er ofte nødvendig. Kommunene er ansvarlig for tilsyn og vedlikehold av tiltak som utføres med midler fra NVE.

4 SKRED OG GLIDNINGER I LEIROMRÅDER

Leirskred med tilknytting til vassdrag er relativt hyppige her i landet. Vi skal her nevne litt om sikringstiltak som Vassdragsvesenet tar seg av. Forøvrig blir leirskred behandlet av Statens Naturskadefond, vanligvis med Norges Geoteknisk Institutt (NGI) som konsulent.

4.1 Hovedvassdrag

Hovedårsakene til skred er endringer i leirens konsistens og i topografiske forhold. Menneskelige inngrep er ofte medvirkende. Erosjon i foten av leirskråninger er kanskje den vanligste årsak til stabilitetsendringer og skred langs vassdragene. Erosjonssikring er derfor nødvendig som forebyggende tiltak mange steder.

Som eksempel kan nevnes at Vassdragsvesenet siden 1962 har utført sikring av skredfarlige partier langs Namsen og sideelven Bjøra over en lengde på 50 - 60 km for ca. 35 mill. kroner. Det gjenstår arbeider for 15 - 20 mill. kroner.
Sikringstiltakene består i :

a Ved *lave skråninger* blir elvekanten ryddet og jevnet til 1:1,5 - 1:2. Deretter blir skråningen dekket med et ca. 0,5 m tykt lag av samfengt stein, enten fra eget steinbrudd eller fra steintipper. Filterunderlag kan være nødvendig hvis steinmassene har lite finstoff. Steinlaget ordnes med maskin, spesielt er det av betydning å få solid fot på forbygningen.

b Ved *høye skråninger* blir steinmassene kjørt ut i fylling ved skråningsfoten. Skråningen ryddes for å få plass til steinlaget, men for øvrig blir skråningen skadet minst mulig. Høyden på fyllingen blir valgt slik at steintransporten kan gå uhindret av mindre vannstandsstigning. Skråningen innenfor fyllingen blir sikret i nødvendig utstrekning. Hvis det er behov for atkomstveg langs elva, blir fyllingen liggende. Ellers blir massene ordnet med maskin til et jevnt lag, fundamentert under elvebunn.
Nedføring av grøfter kan skje ved rør eller ved åpne renner. Bekker, som har erodert ned i leirmassene, kan kreve egne sikringstiltak. Kontrollert nedføring over fjellpartier er en løsning som har vært benyttet flere steder.
Tilsåing og tilplanting kan være ønskelig på deler av skråninger som har vært utsatt for erosjon eller ras.

c *Katastrofetiltak*
Store leirskred kan medføre tilstopping av hele eller deler av elveløp. Dette resulterer i oppdemming med oversvømmelse ovenfor skredet og ekstremt lave vannstander nedenfor. Ved rasstedet kan det oppstå uberegnelig erosjon.
I de fleste tilfeller vil vannet finne veg gjennom rasmassene og danne nytt løp som gradvis utvides.
Hvis det lar seg gjøre, bør nytt løp etableres i rasmassene langs midten av elveløpet.Sikringstiltak langs elvekanten må planlegges. En må også være forberedt på at plutselig vannstandssenking ovenfor rasstedet kan utløse nye ras. Nedenfor rasstedet kan det oppstå flomskader. Utviklingen i rasmassene må følges kontinuerlig. Hvis rasmassene dekker en del av elveløpet, må motsatt elvekant forbygges omgående. Forøvrig vil elva selv utvide profilet over en viss tid.

4.2 Mindre vassdrag, bekker

Ved leirskred i mindre vassdrag blir det som oftest avtalt en samarbeidsform mellom Naturskadefondet, NGI, NVE og de berørte kommuner. Sikringstiltakene blir bestemt på grunnlag av detaljundersøkelser og teknisk - økonomisk vurdering av forholdene.

Tiltak i mindre vassdrag blir vanligvis planlagt og utført av NVE. Her kan det bli aktuelt å etablere nytt elveløp, eventuelt med forsterkning av bunn og sider, eller legge forholdene til rette for at elva selv skal finne sitt gamle løp. Det kan også være behov for å planlegge senkningstiltak i samarbeid med landbruksmyndighetene

Sikringstiltak mot leirskred med tilknytting til mindre bekker blir vanligvis behandlet i NGI. Det har vært utført en del forsøk med slike tiltak, blant annet på Romerike, jfr. NGI's rapport nr. 89 av 1971 om kvikkleirskred.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1979

BESKYTTELSE MOT PROPELLEROSJON VED KAIER OG FERJELEIER

Propeller scour. Observations and means of scour protection.

Siviling. Snorre Leivseth, Rådgivene ingeniør Knut E. Høyem, Bodø

SAMMENDRAG

Det observeres ofte store erosjonsskader i ferjeleier og havner på grunn av propellstrøm fra ferjer eller båter. Skadene oppstår på områder hvor propellstrømmen har maksimal effekt eller grunnen er dårlig beskyttet.

Det kan være steder hvor propellstrømmen konsentreres, f.eks. rundt hjørner, pillarer etc.

I 1973 undersøkte Statens Vegvesen 19 ferjeleier og i 14 ble det observert tildels betydelige skader. Slik skadeprosent er ikke uvanlig.

En undersøkelse ved VHL i 1976 klargjorde forhold som har betydning for utvikling av propellerosjon. Om en får utviklet erosjon eller ikke er avhengig av belastningen på grunnen, dvs. strømhastighet ved bunn og grunnens eller dekklagets beskaffenhet.

Modellforsøkene viste at stein er et egnet materiale til sikring mot erosjon. Forutsetningene er imidlertid at plastringen legges ut som foreskrevet med nødvendig tykkelse og filterlag og evt. fiberduk dersom undergrunnen krever det. Øket vanndybde eller avstand mellom propell og påkjent sted bedrer erosjonsforholdene. Forsøkene indikerte at hellingsvinkelen på skråningen bak propellen har liten innvirkning på erosjon, derimot formen på steinen som brukes til plastring. Erfaringer viser det kan være vanskelig å utbedre skader etter at de først er oppstått.

SUMMARY

Propeller scour is frequently observed to cause extensive damages in harbour areas, especially where the propeller suction currents are extreme and the harbour basin is unsufficiently protected against erosion.

In 1973 the Norwegian Road Authorities made a study of a total number of 19 ferry terminals out of which 14 showed extensive scour damages.

Through analyses based on model studies at the River and Harbour Laboratory, Technical University of Norway, design methods to prevent propeller scour have been developed. The model tests proved crushed rock to be a suitable material for scour protection.

Grain size and thickness of protective layer depends on local current conditions. Filters may be introduced to avoid erosion of subsoil.

Scour is reduced by increasing depth of water and increasing distance from propeller to exposed surface. The scour is almost independent of the bed slope. Experience shows that eroded areas may prove difficult to repair successfully.

GENERELLE BETRAKTNINGER OM EROSJON I HAVNEOMRÅDER

I et ferjeleie kan strømforholdene bli meget ubestemmelige. Propellen på ferja vil sette opp et turbulent hastighetsfelt som er avhengig av flere forhold som ferjeleiets geometri, vanndybde, propellutformimg (diameter, antall vinger etc.) og motorytelse av ferja, og det er svært vanskelig å bestemme påkjenningene på bunnen. En har ikke kunnet finne noe litteratur eller sikre erfaringsdata på området. Dimensjonering av plastringslag i ferjeleier foreslås derfor inntil videre basert på resultater av modellforsøk.

SIKRINGSMETODER

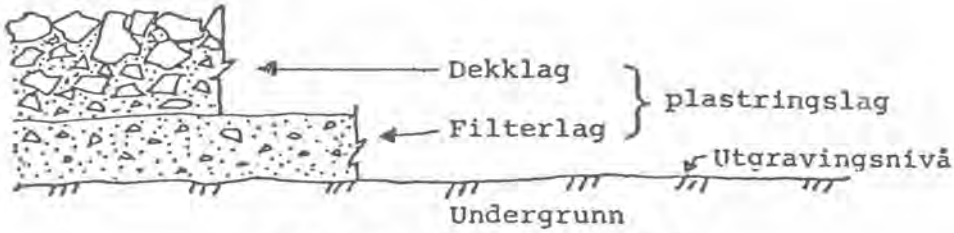


Fig. 31. 1a. Erosjonssikring, benevnelser.

For at erosjon skal unngås må følgende forhold være oppfylt:

Kornstørrelsen av dekklaget må være så stor at overflatestabiliteten opprettholdes til enhver tid.

Dersom dekklaget er åpent, og det er stort sprang i korngraderingen mellom dette og undelaget, må det legges inn et filterlag for å hindre utvasking.

Beskyttelse av undergrunnen mot erosjon kan gjøres på flere måter. Noen av de mest kjente metoder er:

Steinplastring lagt i ett eller flere lag, eventuelt med filterlag mot undergrunnen.

Bunnen dekkes med steinkurver (gabioner) av tilstrekkelig tykkelse og vekt. Steinkurver bindes sammen slik at bunnen eventuelt skråningen, blir dekket av et sammenhengende teppe. Utvasking av finere bunnmateriale gjennom steinkurvene må hindres. Dette kan gjøres ved å legge vanlig filterlag under steinkurvene eller ved å benytte egnet fiberduk.

Området dekkes av stive plater av betong. Platene må legges så tett sammen som mulig og slik at de ikke kan forskyves i forhold til hverandre. Også her må undergrunnen beskyttes mot utvasking. Alternativt kan det benyttes en kontinuerlig plasstøpt betongplate.

Avhengig av forholdene på stedet kan det være riktig med en kombinasjon av to eller flere metoder.

MODELLFORSØK GIR RETNINGSLINJER FOR PROSJEKTERING AV EROSJONS-SIKRING I FERJELEIER

I 1975 fikk Vassdrags- og havnelaboratoriet i oppdrag av Vegdirektoratet å sette opp retningslinjer for erosjonsbeskyttelse av ferjeleier. Det viste seg at det var lite litteratur om emnet. En undersøkelse som Vegdirektoratet foretok konkluderer med at erosjonsproblemer er svært vanlig i norske ferjeleier, og at det var vanskelig å systematisere opplysningene en fikk inn.

Det viste seg at i 14 av 19 undersøkte ferjeleier ble det registrert graving. På denne bakgrunn ble VHL bedt om å utføre modellforsøk for å klarlegge forholdene i to typiske ferjeleier, ett med strandkai og ett med utstikkerkai.

De fleste opplysningene som kommer fram i dette foredraget er hentet fra denne undersøkelsen (1) og fra forslaget til kapittel 5 i den kommende håndboken om prosjektering av ferjeleier Statens Vegvesen (2).

FORSØK MED STEINPLASTRING VISER AT UNDER ELLERS LIKE FORSØKSBETINGELSER HINDRES EROSJON BARE VED Å BENYTTE STOR NOK STEIN TIL EROSJONSSIKRING. FORHOLDET MELLOM PROPELLHASTIGHET OG STEINSTØRRELSE VED BEGYNNENDE EROSJON ER SATT OPP I DIAGRAM.

Alle resultater fra forsøkene er presentert etter at de er omregnet til prototyp.

Sammenhengen mellom steinstørrelse og propellhastighet ved begynnende erosjon fremgår i fig. 31.2 ved følgende forsøksbetingelser:

a)	Propelldiameter ferje	= 2,028 m
b)	Stigning på propell	= 0,718
c)	Avstand u. k. ferje-bunn	= 1,25 m

Ferjeleiet med strandkai ble også undersøkt etter at det hadde fått en utstikkende odde under sekundærkai. En kunne ikke observere noen merkbar forskjell fra tilsvarende forsøk uten odde. På samme måte som nevnt overfor er resultatene av undersøkelsen med plastringslag av sprengstein i ferjeleiet med utstikkerkai vist på fig. 31.3 og 4.

Det må understrekes at diagrammene i fig. 31. 2 og 4 gir kornstørrelse av plastringslaget i det øyeblikk erosjon starter.

FORSØKSRESULTATENE KAN BENYTTES I DIMENSJONERING AV EROSJONSSIKRING OGSÅ FOR ANDRE FERJETYPER

Norges Skipsforskningsinstitutt (3) har oppgitt en fremgangsmåte som gjør det mulig å benytte diagrammene i Fig. 31. 2 og 4 også for andre ferjer.

Denne metoden forutsetter at propellytelsen P og propelldiameteren D for vedkommende ferje er kjent. Beregnes parameteren $\sqrt{P/D}$ for ferjen (P i hestekrefter og D i meter) kan en gå inn på kurven i fig. 31.5 og ta ut et ekvivalent turtall som benyttes i beregningen på samme måte som tidligere. Metoden bør bare benyttes for propelldiametre i områder 1,7 - 2,3 m.

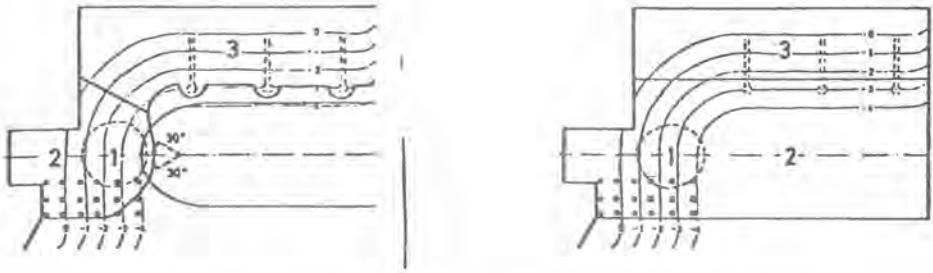
Det er viktig at P settes lik propellytelsen som ferjeleiet dimensjoneres for. Denne behøver nødvendigvis ikke være lik full maskinytelse.

ØKENDE VANNDYBDE GIR BEDRE EROSJONSFORHOLD

Forsøkene viser at det trenges større propellhastighet på dypere vann enn på grunnere for å sette erosjon i gang. Det vil si at en kan forbedre erosjonsforholdene ved å øke vanndybden i ferjeleiet.

Forsøksbetingelser:

a)	Propelldiameter ferje	= 2,028 m
b)	Stigning på propell	= 0,781
c)	Horisontal bunn	



Plastringsmønster når ferjen ligger ved kai

Plastringsmønster når ferjen er vilkårlig plassert i ferjeleiet

Fig. 31.1b. Strandkai, inndeling av områder, plastringsbehov.

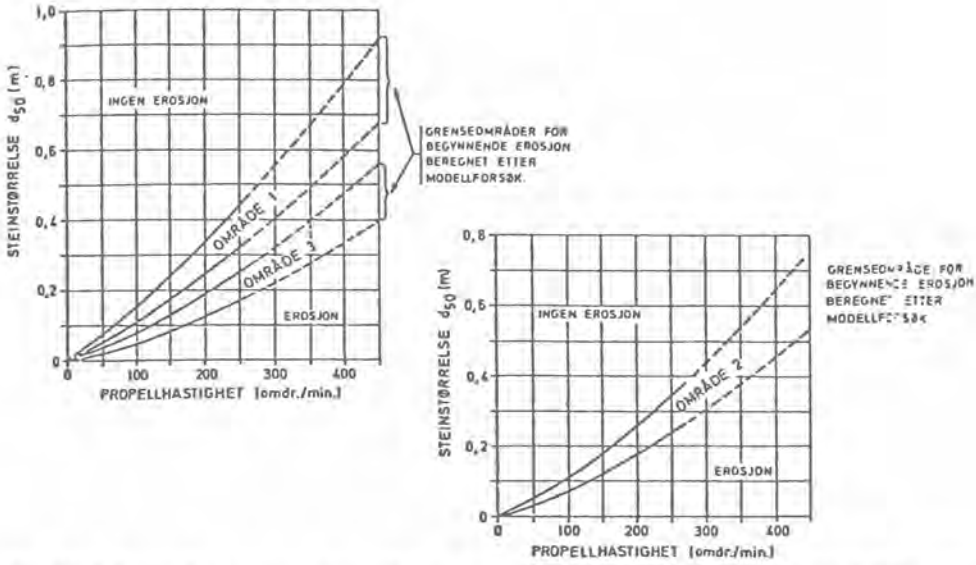


Fig. 31.2 Grensekurver som viser relasjonen propellhastighet - steinstørrelse i labil likevekt for områder vist på fig. 31.1b.

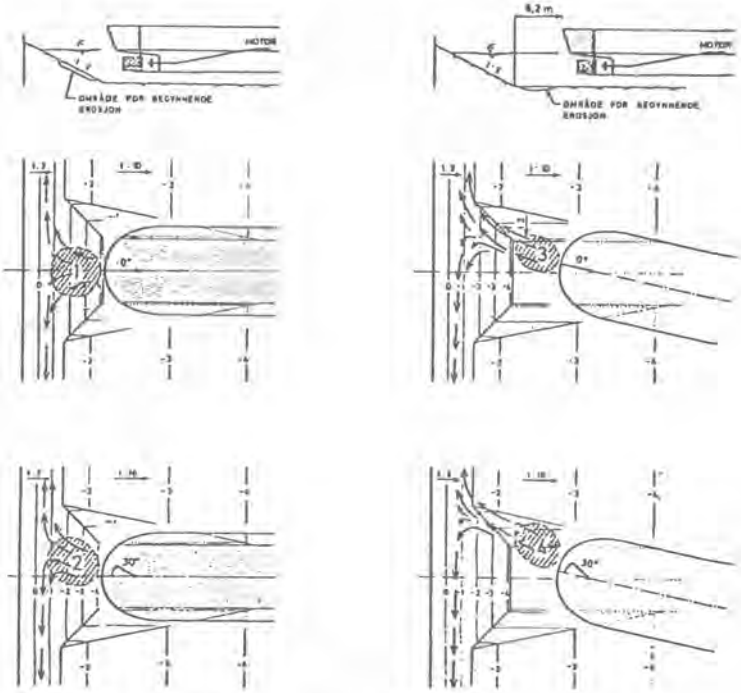


Fig. 31.3 Utstikkerkai, inndeling i områder, plastringsbehov.

FIGURENE GJELDER BARE UNDER FØLGENDE FORUTSETNINGER:

1. PROPELLDIAMETER FERJE = 2,028 m.
2. STIGNING PÅ PROPELL = 0,718
3. AVSTAND U.K. FERJE - BUNN = 1,25 m

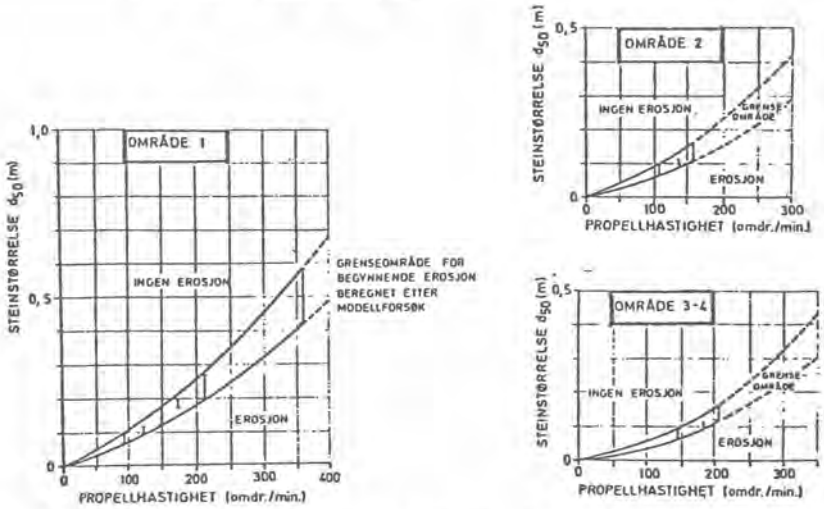


Fig. 31. 4 Grensekurver som viser relasjonen propellhastighet - steinstørrelse i labil likevekt for områder vist på fig. 31. 3.

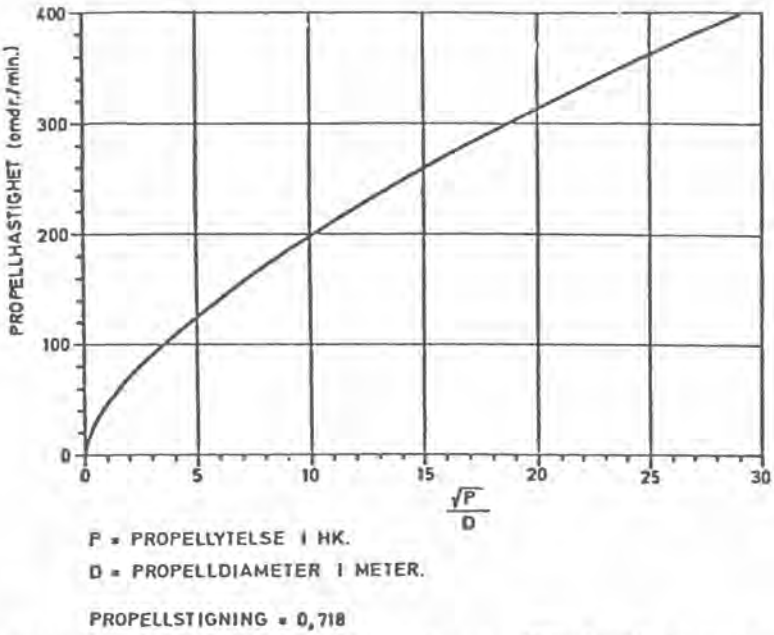


Fig. 31.5 Sammenheng mellom propellhastighet og $\sqrt{P}/D$ for 50 pbe standardferje.

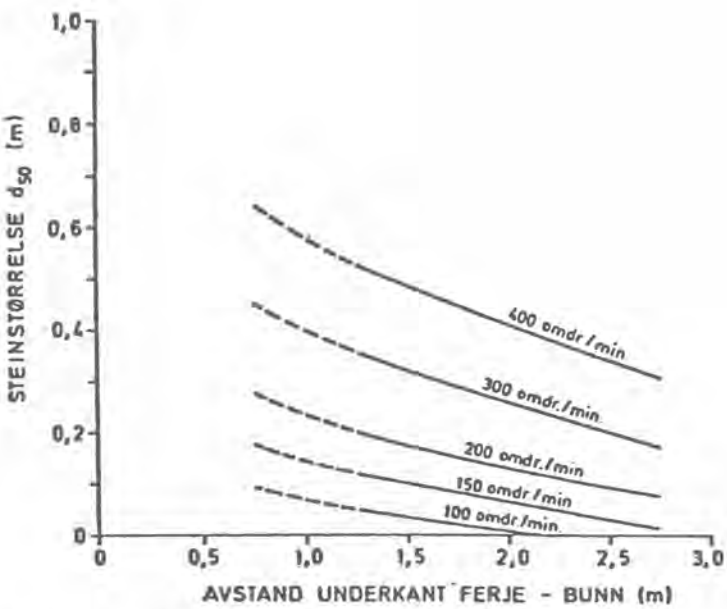
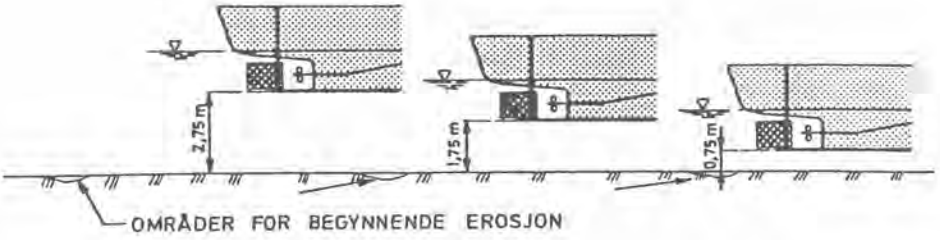


Fig. 31.6 Steinstørrelse i bunn ferjeleie ved begynnende erosjon.



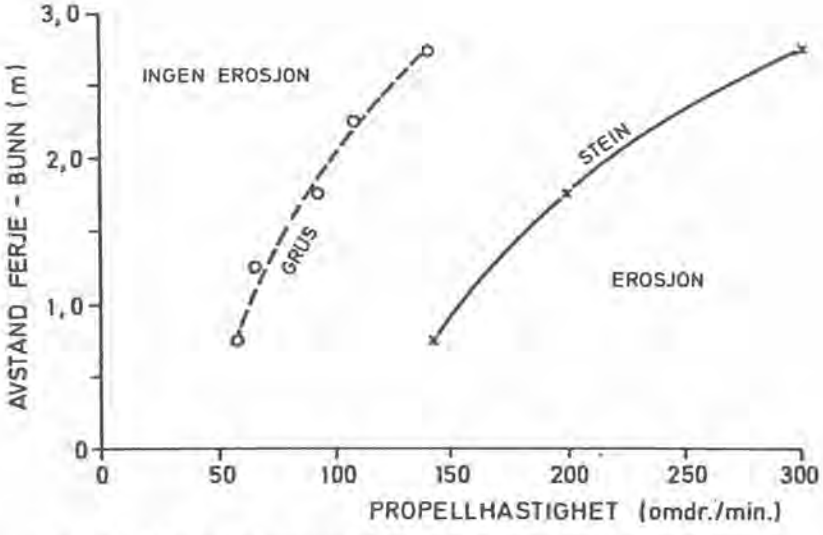


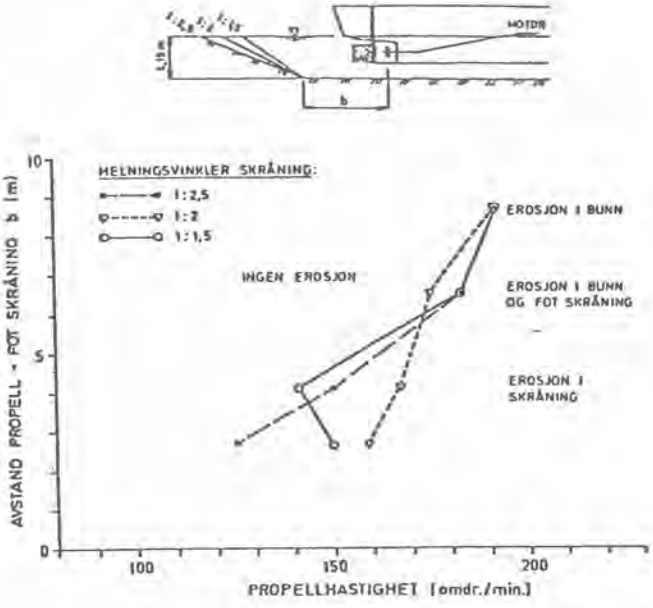
Fig. 31.7 Forholdet mellom propellhastighet og avstand ferjebunn.

FORSØKENE VISER AT HELNINGSVINKELEN PÅ SKRÅNINGEN BAK PROPELLEN HAR LITEN INNVIRKNING PÅ EROSJONEN.

Forsøkene viste at når avstanden mellom propell og skråningsfot er større enn en gitt avstand b, se fig. 31.8, starter erosjonen på bunnen av ferjebåsen.

Resultatene tyder på at erosjonsforholdene i bunnen av ferjeleiet er uavhengig av skråningsvinkelen på sideskråningen bak propellen når avstanden b er over en gitt verdi. Om dette gjelder for andre skråningsvinkler enn de som er benyttet til dette forsøket kan en ikke si noe om.

Fig. 31.8 viser også at når avstanden b blir mindre enn en gitt størrelse, vil erosjonen starte i sideskråningen bak propellen.



Samme materiale på bunnen og i skråningen (Knust grus).

Fig. 31.8 Erosjon på bunn eller sideskråning. Skråningshelningens betydning

Forsøket indikerer at valg av skråningshelninger kan ha innvirkning på erosjonsforholdene. En skråningsvinkel på 1:2 synes i dette tilfelle å gi det gunstigste resultat.

Forsøk som er gjort med bølger mot plastringslag i moloer, lit.ref. (4) viser at stabiliteten av plastringslaget er direkte proporsjonal med cotangens til helningsvinkelen mellom sideskråningen og horisontalplanet.

BETYDNINGEN AV KORNFORM OG PAKNINGSGRAD PÅ EROSJONSFORHOLDENE BLE IKKE UNDERSØKT I MODELL. LITTERATUR VISER IMIDLERTID AT SPRENGT STEIN ER MER STABIL ENN TILSVARENDE RUNDE STEINER.

Forsøk med løsmasseterskler lit. ref. (5) viser at sprengt stein brukt til plastring er mer stabil enn tilsvarende runde steiner. For naturlig forekommende steinmaterialer er det funnet at kubiske materialer er mer stabil enn flisige (5).

Under alle forsøkene ble plastringen lagt så løst som mulig. Selv om det ikke ble gjort forsøk for å bestemme pakningsgradens betydning for stabiliteten, synes det klart at dekklag med systematisk ordnet plastring er mer stabil enn løst lagret sikringslag.

FORSØKENE INDIKERTE AT BETONGBLOKKER BRUKT TIL EROSJONSSIKRING KAN VÆRE SVÆRT UHELDIG DERSOM UNDERLAGET IKKE AVRETTES SKIKKELIG OG NØDVENDIG FILTERLAG LEGGES MELLOM UNDERGRUNN OG PLASTRING.

Forsøkene med betongblokker som erosjonssikring viste at blokkene må beskyttes meget omhyggelig mot undervasking. De bør dessuten være forsvarlig bundet sammen. Hvis en blokk løsner, vil de nærmeste meget raskt kunne ødelegges, dersom bindingene mellom blokkene ikke er tilstrekkelig sterke.

Forsøkene viste at blokkene kunne plasseres tett sammen på flate områder uten spesielle problemer, mens rundt pillarer, over skarpe kanter, i overgang mellom skråninger osv. var det meget vanskelig å legge blokkene uten at åpningene mellom dem ble for store.

DIMENSJONERINGSKRITERIER

PLASTRINGSLAG

Ved vurdering av behov for erosjonssikring kan resultatene fra modellforsøk legges til grunn. Resultatene kan også nyttes for å fastlegge krav til steinstørrelse i tilfelle sikring utføres som et plastringslag av steinmaterialer.

Krav til steinstørrelse uttrykkes som diameter ved 50 eller 65% gjennomgang på kvadratsikt (d_{50} eller d_{65}).

Forsøkene ble gjennomført med ensgraderte plastringsmaterialer. Graderte materialer vil ha
større stabilitet, og kravene til d_{50} i fig. 31.2 og 4 kan endres til å gjelde d_{65} når slike plastringsmaterialer nyttes.

Det er aktuelt å benytte et noe grovere plastringsmateriale enn det modellforsøkene indikerer av sikkerhetsmessige grunner. Dersom midlere diameter innen de oppgitte områder for d_{50} legges til grunn, anbefales nyttet sikkerhetsfaktorer fra 1,1 til 1,3 først og fremst i sammenheng med konsekvensene ved en eventuell erosjon, valg av dimensjonerende motorytelse (fig. 31.5) og bruksfrekvensen av ferjeleiet.

Det vil ofte være aktuelt å benytte sams sprengt stein i plastringslag blant annet for å unngå separat filterlag.

Sams sprengt stein kan beskrives og kontrolleres når det gjelder maksimal steinstørrelse. Kornsammensetninger forøvrig kan bare vurderes skjønnsmessig. Et plastringsmateriale bør for den delen som er mindre enn d_{50} (d_{65}) være så godt gradert som mulig. Den andre delen som består av materiale grovere enn d_{50} (d_{65}) bør fortrinnsvis være relativt ensgradert blandt annet av hensyn til nødvendige tykkelse av plastringslaget. Ved uttak av plastringsmaterialer vil en måtte frasortere stein over en viss maksimal størrelse. Fastsetting av denne grensen må bestemmes etter en vurdering av graderingen slik at en får ut en tilstrekkelig mengde grov stein. (kravet til d_{50} oppfylt).

FILTERLAG

For å hindre utvasking av finere materialer gjennom dekklaget kan det være aktuelt å legge et filterlag mellom dette og undergrunnen.

Behovet for filterlag vil være avhengig av:

a) Dekklagets korngradering i forhold til korngraderingen av materialet i undergrunnen.
b) Tykkelsen av plastringslaget.
c) Undergrunnens erosjonsmotstand (fasthet og kohesjon).

Når erosjonsbeskyttelsen bygges opp av godt graderte masser, f.eks. av sams sprengt stein som inneholder alle fraksjoner ned til fin sand, ansees særskilt filterlag unødvendig når lagtykkelsen er større enn 1,5 midlere diameter av største steinstørrelse.

Utføres erosjonssikringen av mer ensgraderte steinmaterialer foreslås vegnormalens krav til filterlag lagt til grunn

15% – størrelsen for filtermateriale
85% – størrelsen for materiale i grunnen < 5

50% – størrelsen for filtermateriale
50% – størrelsen for materiale i grunnen < 25

For kohesjonsmateriale (leire og leiring silt) kan d_{15} for filterlaget tillates opp til 0,6 mm.

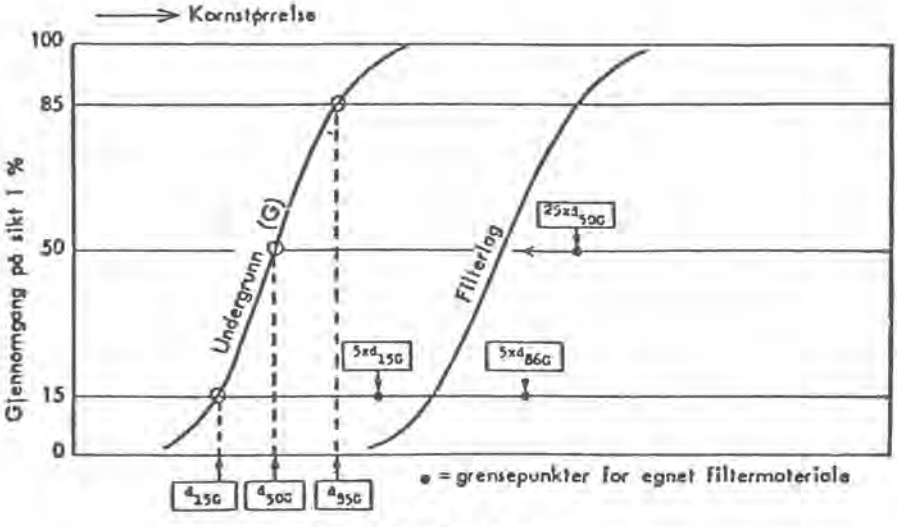


Fig. 31.9 Filterkriterier

Nødvendig tykkelse av filterlag vil være avhengig av korngraderingsforhold og hvilke variasjoner som kan forekomme ved utlegging.

For å hindre at det oppstår overtrykk i materialet i undergrunnen, bør ikke filteret være for finkornet og for tett i forhold til dette. Dette er et problem en spesielt bør være oppmerksom på ved bruk av fiberduk som filter. Forsøk har vist at åpningene i fiberduken kan tettes igjen for spesielle kornstørrelser av materiale i undergrunnen.

AVSLUTNING AV EROSJONSSIKRINGER

Den geometriske avgrensning av tiltak mot propellerosjon må vurderes i hvert enkelt til-

felle avhengig av konsekvensene ved en begynnende erosjon på de forskjellige steder i ferjeleiet. Spesielt må det tas hensyn til muligheten for direkte skader på kaikonstruksjoner. Er f.eks. kai m.v. fundamentert på såle, vil en graving nær fundamentene kunne føre til bæreevneproblemer. Dersom tilstøtende skråninger ligger med lav sikkerhet mot grunnbrudd, noe som ofte kan være tilfelle i leirterreng, vil en erosjon kunne utløse ras.
Hvor forholdene tilsier at propellerosjon ikke bør forekomme, kan følgende regler antydes:

a) En øvre begrensning tilsvarende høyden på hovedkaien.
b) En nedre begrensning til en viss dybde under bunn av ferdig ferjebås. Denne dybde må settes avhengig av det naturlige bunnmaterialet og krav til steinstørrelse for plastringslaget avhengig av dybden, fig. 31.6.
c) a og b gjelder innen et område tilsvarende ferjebås og tilstøtende område. Utover dette areal plastres bunnen og tilstøtende skråninger i en avstand på 5 - 15 m avhengig av i hvilken grad propellstrømmen dempes eller konsentreres på grunn av eventuelle byggverk og bunntopografi. (Strømmen på bunnen bak propellen dempes lite de nærmeste 10 m, fig. 31. 13.).
d) Erosjonssikringen bør generelt avsluttes på en slik måte at "overgangsskader" reparerer seg selv.

Utførte modellforsøk tyder på at den ytterste kanten av plastringen er meget utsatt for undervasking. Spesielt gjelder dette der erosjonssikringen består av et stivt dekke som avsluttes med en markant kant, som f.eks. ved plastring med betongheller.

Ved plastring med sprengstein vil steinmassene kunne være så fleksible at de følger med og etter hvert stopper erosjonen i avgrensningssonen. Dette under forutsetning av at plastringslaget er så tykt at det fortsetter å fungere etter å ha blitt dratt noe utover. Det anbefales derfor å nytte en større lagtykkelse på de ytre begrensninger enn for den øvrige plastring.

DISKUSJON AV FORDELER OG ULEMPER MED 4 FORSKJELLIGE EROSJONSSIKRINGSMETODER.

a) **Plastring med sams sprengt stein**
b) **Plastring med sammenbundet steinkurver (gabioner)**
c) **Plastring med prefabrikerte betongheller (blokker)**
d) **Plass-støpt betongplate**

EROSJONSSIKRING KAN UTFØRES SOM:

a) Plastring med sams sprengt stein (godt gradert materiale), eventuelt et dekklag av stein kombinert med nødvendig filterlag.
b) Dekklag av steinkurver (gabioner) kombinert med nødvendig filterlag.
c) Dekklag av prefabrikerte betongheller (blokker) kombinert med filterlag.
d) Dekklag av plasstøpt betong.

Det vil ofte være aktuelt å kombinere flere metoder på grunn av byggetekniske forhold. Som regel bør en dessuten i de tilfeller metodene c og d nyttes, avslutte med metode a ved alle begrensninger.

Nødvendig sikring kan også til en viss grad oppnås ved økning av vanndybden. Modellforsøkene viste at vanndybden innvirker vesentlig på erosjon. Den økende kostnad ved å legge bunnen dypere enn minstekravet, kan i noen tilfeller bli mer enn oppveiet av billigere erosjonssikringstiltak.

EROSJONSSIKRINGSMETODER

A PLASTRING MED SAMS SPRENGT STEIN

Fordeler	Ulemper
1. Som regel god tilgang på materialer.	1. Dyp utgraving i ferjebås, stor lagtykkelse på erosjonssikringen.
2. Enkel utlegging uten vesentlig bruk av dykker.	2. Vanskelig å legge ut som et homogent lag hvor bunnmaterialet er svært løst lagret (må på forhånd legge ut en gruspute el. l.).
3. Godt gradert meteriale med innhold av tilstrekkelig stor stein vil til en viss grad jevnes og tettes til (økt stabilitet) og erosjonsskader i kantbegrensninger vil kunne "reparere seg selv".	
4. Eget filterlag vil ofte kunne sløyfes (avhengig av korngradering av bunn- og plastringsmaterialet og tykkelsen på plastringslaget.).	
5. Lett å kombinere med andre metoder.	

B PLASTRING MED SAMMENBUNDNE STEINKURVER (GABIONER)

Fordeler	Ulemper
1. Grunnere utgraving, mindre lagtykkelse enn alt. A, kravet til dybde i ferjebås reduseres.	1. Arbeidskrevende, undervannsarbeid.
2. God kontroll med materialer og lagtykkelse.	2. Større krav til filterlag enn for alt. A (Som regel behov for eget filter.)
3. Lett å kombinere med andre metoder.	

C. PLASTRING MED PREFABRIKERTE BETONGHELLER (BLOKKER)

Fordeler	Ulemper
1. Grunnere utgraving, mindre byggehøyde enn alt. A, kravet til dybde i ferjebås reduseres.	1. Underlaget må være nøye avrettet (vesentlig strengere krav enn for alt. A og B).
2. Platene kan prefabrikeres.	2. Krever nøyaktig utlegging, en del undervannsarbeid.
	3. Krever eget filterlag. (som regel).
	4. Må som regel kombineres med andre metoder (ved kantbegrensninger, rundt søyler m. v.)
	5. Ikke "selvreparerende" når undergraving har begynt.

D. PLASSTØPT BETONGPLATE

Fordeler	Ulemper
1. Grunnere utgraving, mindre byggehøyder enn elt. A. Kravet til dybde i ferjebås reduseres.	1. Krever spesialutstyr, mye undervannsarbeid.
	2. Underlaget bør være nøye avrettet.
2. Ikke behov for filterlag.	3. Må kombineres med andre metoder ved kantbegrensninger.
3. Metoden godt egnet i kombinasjon med andre f.eks. rundt søyler etc. Betong som renner inn i en steinplastring tetter og låser enkeltsteiner slik at overflatestabilitet kan forbedres på utsatte områder.	4. Ikke "selvreparerende" når undergravingen har begynt.
	5. Vanskelig å legge ut som et homogent lag på lite bæredyktig bunn.

Behovet for erosjonssikringstiltak vil være avhengig av ferje, grunnforhold, topografi, type kaikonstruksjon og utførelsen av fundamenteringen. Når dimensjoneringsforutsetningene er klarlagt, vil en som regel kunne velge mellom flere alternative utførelser.

Det er et mål å finne fram til den billigste løsning som gir tilstrekkelig sikkerhet mot

skader. Ved den kostnadsmessige sammneligning vil lokale forhold som tilgang på utstyr og materialer og praktiske erfaringer spille en stor rolle. Behovet for kontroll må også tas med i denne vurdering.Valg av sikringsmetoder må dessuten sees i sammenheng med mulige fremtidige endringer av hvert enkelt ferjeleie og utskifting til større ferjer.

Til denne tid har erosjonssikringen som regel blitt utført som et dekklag av sams sprengt stein. Erfaringene ved denne metode synes stort sett å ha vært gode. Stabiliteten av sideskråninger, spesielt fyllingshodet har ikke alltid vært tilfredsstillende (undergraving i skråningsfot, for bratt skråning, for liten dekkstein etc.)

En har liten erfaring med de andre metodene. Dekklag av plasstøpt betongplate, som er benyttet en del, spesielt ved reparasjon av skader inntil søyler, m. v. har i flere tifeller vært utsatt for undergraving.

EKSEMPEL PÅ DIMENSJONERING AV EROSJONSSIKRING

I. Gitte forutsetninger

Kaitype – strandkai
Vanndybde – 1,25 m under ferjebunn på SLV
Ferje – som ved forsøket, dimensjonerende propellhastighet 350 omdr./min.
Plastrings-materiale – sprengt stein

Nødvendig steinstørrelse i området 1, 2 og 3 fig 31.1 finnes av fig 31.2 2tilsvarende d_{50} henholdsvis 0,57 m, 0,45 m og 0,34 m.

Fyllingshodet foran landkar bygges opp av sprengt stein. Skråningen foreslås i helning 1 : 2 og plastret med ensgradert stein med midlere størrelse 0,75 m - d.v.s. valgt sikkerhetsfaktor1,3.

Bunnen av ferjebås plastres med sams sprengt stein. Kravet til steinstørrelse for område 2 fig. 31.2 gjelder ensgradert materiale. For sams sprengt stein. (velgradert materiale) endres svarende krav d_{50} til å gjelde d_{65} (65% gjennomgang).

Nødvendig sikkerhetsfaktor vurderes til 1,2 d.v.s. d_{65} tilsvarende 0,54 m, d_{maks} antas 0,80 m og plastringslagets tykkelse til $d_{maks} \cdot 1{,}5 = 1{,}2$ m.

II. Forutsetningene endres ved

Vanndybde - 2,25 m under ferjebunn på SLV.

Nødvendig steinstørrelse i bunn ferjebås, område 2 reduseres fra d_{50} - 0,45 m til d_{50} - 0,30 m (ensgradert stein) fig. 31.6.

III. Forutsetningen endres ved

Ferje – P = 1 500 AHK og propelldiam. D = 2,15 m.
Vanndybde – 1,25 m under ferjebunn på SLV.

Dette gir forholdet $\frac{\sqrt{P}}{D} = \underline{18} \quad (\sqrt{\frac{HK}{m}})$

Fig. 31. 5 gir en ekvivalent propellhastighet på 295 omdr./min. Denne propellhastigheten brukes i fig. 31. 2 og gir steinstørrelse, d_{50} = 0, 47 m i område 1, d_{50} = 0,36 m i område 2 og d_{50} = 0,27 m i område 3.

TABELL, NØDVENDIG STEINSTØRRELSE

Etterfølgende tabell kan benyttes for å bestemme nødvendige steinstørrelse dersom følgende betingelser er oppfylt:

a) Tabellen gjelder områdene 1, 2 og 3 i fig. 31.1 og for ferjebåser med tilsvarende geometrisk utforming (sideskråninger 1 : 2).

b) Det benyttes sprengt stein, d.v.s. krav til gradering fig. 31. 2, d_{50} tilsvarende d_{65}.

c) Valgt sikkerhetsfaktor 1,2.

d) Tabellene forutsetter full, respektiv halv motorkraft.

e) Vanndybden i bunnen av ferjebås valgt alternativt 1,25 m, 2,25 m og 3,25 m (minste dybde = trim + svell + klaring = 0,30 m + 0,25 m + 0,75 m).

TABELL: KRAV TIL d_{65} FOR DEKKLAG AV SPRENGT STEIN

OMRÅDE I FERJEBÅS –FIGUR 31.1	NØDVENDIG STEINSTØRRELSE, d_{65}, METER FULL MOTORKRAFT, (HALV MOTORKRAFT)				
	Ferje, størrelse, motorkraft, propelldiameter				
	Pendelferjer				Fjordferjer
	20 pbe 450 AHK 1,75 m	30pbe 630 AHK 1,75 m	40 pbe 800 AHK 1,75 m	50 pbe 1200 AHK 1,85 m	45 pbe 1800 AHK 2,00 m
1	0,40 (0,30)	0,45 (0,35)	0,50 (0,40)	0,55 (0,45)	0,60 (0,45)
2 Vann-					
dybde 1,25 m	0,30 (0,20)	0,35 (0,25)	0,40 (0,45)	0,45 (0,30)	0,50 (0,35)
2,25 m	0,15 (0,10)	0,20 (0,15)	0,25 (0,15)	0,30 (0,20)	0,30 (0,20)
3,25 m	0,10 (–)	0,10 (0,05)	0,10 (0,05)	0,15 (0,10)	0,20 (0,10)
3[1)]	0,20 (0,15)	0,25 (0,20)	0,30 (0,20)	0,30 (0,25)	0,35 (0,25)

1) Dersom ferje er utstyrt med sidevendt propell e. l. og sideskråning blir utsatt for direkte propellstrøm, endres kravene tilsvarende område 1.

LITTERATURREFERANSE

(1) "Propellerosjon i ferjeleier. Modellforsøk" Vassdrags- og Havnelaboratoriet ved Norges Tekniske Høgskole (VHL) rapport STF60 F75130

(2) Kapittel 5 – EROSJON i håndbok om planlegging og prosjektering av ferjeleier. Statens Vegvesen – August 1976.

(3) "Erosjon i ferjeleier, vurdering i forbindelse med modellprøver". Rapport O. R. SMT. 43. 5. 4648039 Norges Skipsforskningsinstitutt.

(4) "Wave Forces on Rubble – Mound Breakwaters and Jetties". U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Paper 2 - 453 september 1961.

(5) "Stabilitet av løsmasseterskler. Laboratorieforsøk". VHL 1969.

EROSJON VED SENKNING AV MAGASINER

Erosion caused by draw-down of reservoirs

Cand.real Bjarne Korbøl, Norges Geotekniske Institutt.

SAMMENDRAG

Som eksempel på kraftig erosjon ved senkning av magasiner er brukt Devdisjavrre i Troms. Vannet ble senket 30 m vinteren 1973. Dette førte til erosjon av ca. 2.75mill. m^3 løsmasser i løpet av mai - juni samme år. Fram til juli - 75 var volumet økt til ca. 4,1 mill. m^3. Det er også omtalt eksempler på grunnvanns- og bølgeerosjon.

SUMMARY

The Devdisjavrre reservoir in Troms is used as an example of vigorous erosion during draw-down. The water level was lowered 30 m during the winter of 1973. This caused an erosion of 2.75 mill. m^3 of soil during May/June the same year. Until July 1975 this volume was increased to 4.1 mill. m^3. Examples of erosion due to lowering of the water table and due to waves are also mentioned.

Ved senkning av magasiner vil det alltid oppsta erosjon ved utløp av elver og bekker. Avhengig av de geologiske forhold på stedet kan slik erosjon anta store dimensjoner. I denne artikkelen er reguleringen av Devdisjavrre i Troms brukt som eksempel på sterk erosjon ved en senkning.

Løsmassene rundt Devdisjavrre består for det meste av morene, men det er også en god del fluviale sedimenter i form av deltaavsetninger. De største ligger ved utløpet av Devdisvuomejokka og Biellujokka, fig. 32.1, på sørøstsiden av vannet og ved bekken i nordenden av vannet. Begge deltaene har en "normal oppbygging" med silt-finsand i bunnen og vekslende lag med noe grovere masser oppover. Det er overveiende meget lett eroderbart materiale med lite stein.

Første gangs senkning av Devdisjavrre begynte 1. desember 1972, og ut på vårparten 1973 var vannstanden nede på ca. 382 m. o. h., dvs. en senkning på 28 m (fra kote 410). Vintervannføringen i Devdisvuomejokka er meget liten, ca. 1,0 m^3/s. Likevel hadde elva inntil 24. april skåret seg ned 10 - 12 m og gravd seg 150 - 200 m innover ved oset, fig. 32.2.

Da jeg besøkte Devdisjavrre 17. mai, var vannstanden på kote 382,o, og vannføringen i elva var i underkant av 1 m^3/s. Vannet var ennå islagt, og det lå snø overalt. Ved det gamle oset hadde elva nå gravd seg ned ca. 15 m. Utgravningen strakte seg 350 - 400 m innover deltaflaten, fig. 32.3. Videre hadde elva laget en kanal ca. 1 - 3 m dyp og 8 - 10 m bred i den tørrlagte sjøbunnen. Kanalen var ca. 350 m lang.

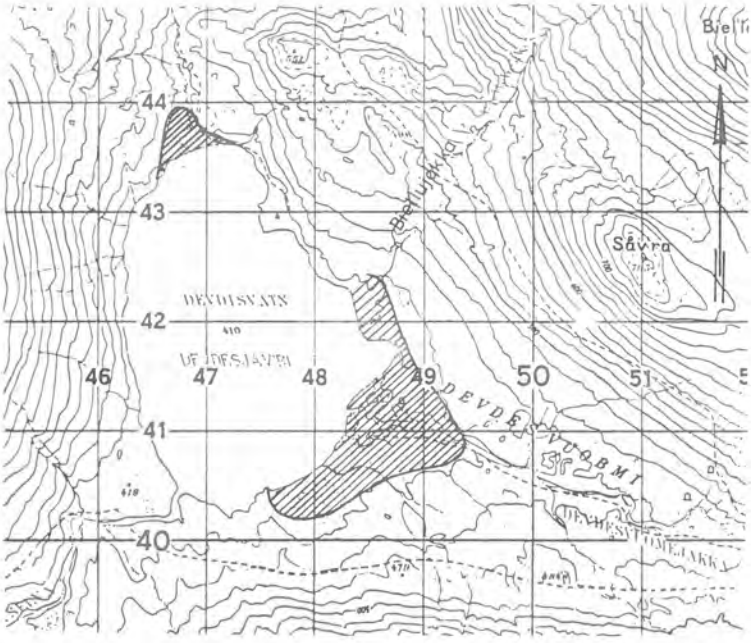


Fig. 32.1 Kart over Devdisvatn med deltaavsetninger inntegnet.

Fig. 32.2 Utløpet av Dedisvuomejokka 24. april 1973.

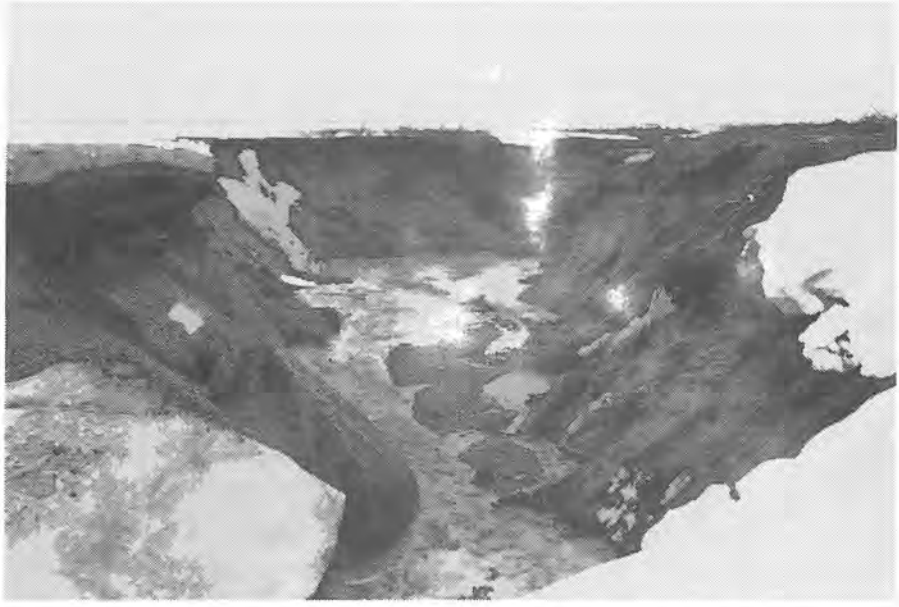


Fig. 32.3 Utløpet av Devdisvuomejokka 17. mai 1973.

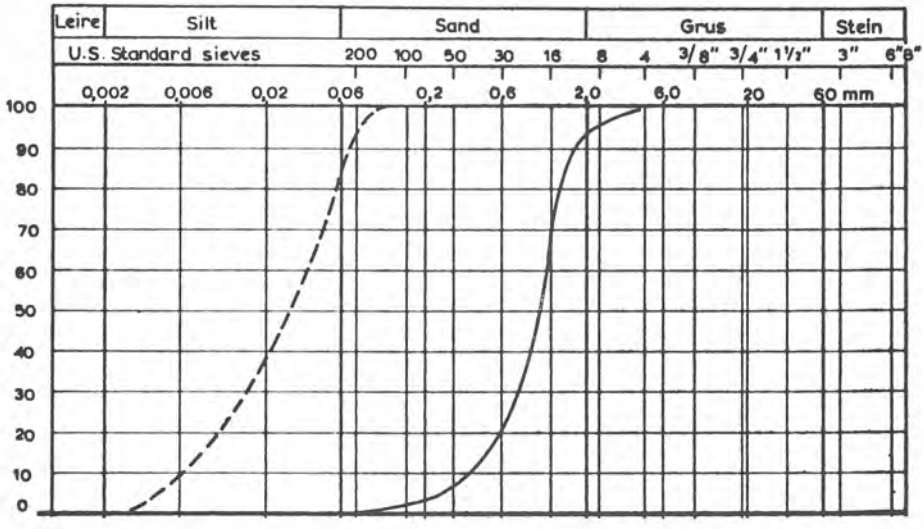


Fig. 32.4 Kornfordelingskurver som viser variasjonsområdet for sedimenter rundt Devdisjavrre.

Elvas dype nedskjæring ga en fin oversikt over deltaets oppbygging, grove topset-avsetninger, skrå sandige foreset-lag og horisontale silting bottomsets. Sammensetningen av sedimentene ligger hovedsaklig i området grov silt - fin grus, dvs. meget lett eroderbare masser, fig. 32.4.

Jeg kom tilbake til Devdisjavrre 20. juni. Vannet var da steget til kote 396, og vannføringen i elva var mellom 10 og 20 m^3/s. Vannføringen hadde vært større, men var gått tilbake igjen. Siden befaringen 17. mai var området rundt Devdisvuomejokka helt forandret. Nå var også snøen og isen borte slik at resultatet av erosjonen var lett synlig. Erosjonene hadde vært enorm, ikke bare i hovedelva, men også i Biellujokka og 5 - 6 andre bekker rundt vannet. På grunn av at vannet hadde steget, hadde ikke elva gravd seg ytterligere ned, men bredden på elva var nå mellom 200 og 300 m i 500 - 600 m lengde innover, mens elva totalt hadde gravd seg ca. 1 km innover, fig. 32.5.

I den øverste delen av området var erosjonen fortsatt meget kraf og store stykker av bredden raste stadig ut i elva. Øverst i erosjonsområdet hvor elva gravde i sin tidligere stabile bunn, ble stein på 25 - 30 cm flyttet nedover.

Biellujokka hadde siden 17. mai og frem til 20. juni utvidet sitt løp fra nesten ingen ting til ca. 100 m bredde, og gravd seg ca. 400 m innover. I nordenden av vannet var det også en bekk som hadde gravd seg ca. 300 m innover, mens det langs vestsiden av vannet var forholdsvis liten erosjon.

Hele vannet var ved befaringen 20. juni helt blakket av slam. Dette går også tydelig fram av flybildene. Slammet blir ført gjennom kraftverket og ut i Divielva og videre ut i Målselva, som med dette har fått større slamføring enn tidligere.

Det ble tatt flybilder av Devdisjavrre 30. august 1972 før reguleringen, og 7 juni 1973 etter senkningen til kote 380, med vannstand på kote 405. Ved å sammenligne disse bildene ser man umiddelbart hva som har skjedd, fig. 32.6.

På grunnlag av de nye flybildene er det beregnet hvor mye masse som ble fjernet ved erosjon. Tallene for Devdisvuomejokka ligger på ca. 2,4 mill. m^3. De mindre bekkene har til sammen fjernet ca. 350 000 m^3. Totalt ble det altså fjernet ca. 2,75 mill. m^3 løsmasse i løpet av 2 måneder, nær ca. 0,5 m^3 pr. s.

I de neste årene har erosjonen vært mye mindre, men beregninger på grunnlag av flyfoto fra 11. juni 1976 viser at ytterligere 1,4 mill. m^3, dvs. til sammen 4,1 mill. m^3, er fjernet.

Et eksempel, hvor resultatet kunne ha blitt det samme som i Devdisjavrre, er reguleringen av Tunsbergdalsvatnet i Sogn. Tunsbergdalen er en typisk breutformet dal med en stor overfordypning av dalbunnen mellom utløpet av vannet og brefronten, eller om man vil, et "trau" på ca. 7 km lengde, fig. 32.7. De øverste 5 km er fylt med sedimenter, mens de ytterste 2 km danner Tutsbergdalsvatnet. Seismikk og boringer på den ytterste km av deltaet viste at det er dypt til fjell, mellom 10 og 100 m. Massene består for det meste av lett eroderbar sand. Med en planlagt senkning på 10 m ble det regnet ut at vannet forholdsvis raskt kunne bli fylt med sedimenter opp til inntaket, og at massene deretter ville bli ført inn i driftstunnelen. For å unngå dette ble det bestemt å legge elva over en fjellterskel som ble sprengt ut i et framstikkende fjellparti ca. 800 m opp fra oset ved Vasstølen. Ved første gangs senkning fikk man som ventet en meget rask tilbakegraving av elva, og på noen få dager ble 100 000 - 150 000 m^3 løsmasser gravd vekk. Erosjonen stoppet imidlertid opp ved terskelen som forutsatt.

Fig. 32.5 Utløpet av Devdisvuomejokka 20. juni 1973.

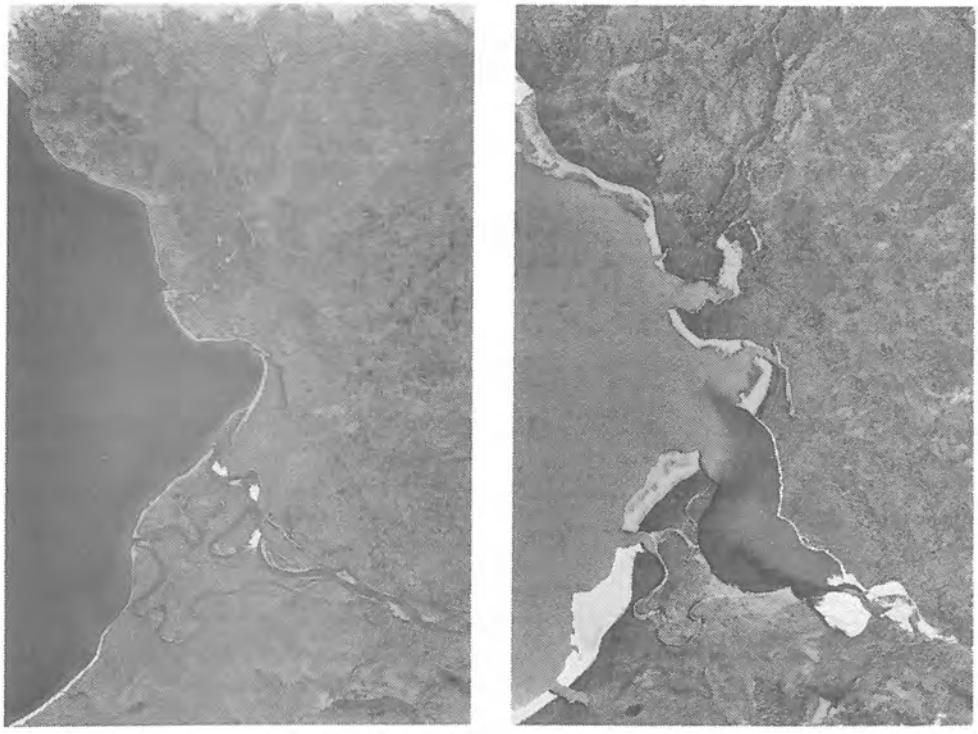


Fig. 32.6 Deltaet til Devdisvuomejokka før og etter senkningen.

En annen form for erosjon enn bekke- og elveerosjon er grunnvannserosjon. Dette er noe man alltid må regne med, men som det er vanskelig å gardere seg mot. Også denne erosjonsformen fikk man tydelig demonstrert ved Tunsbergdalsvatnet. De siltige bunnsedimentene rundt vannet var svært utsatt for erosjon. Langs vegen på østsiden av vannet ble det på kort tid og med svært liten vannføring gravd ut store raviner som truet med å ødelegge vegen, fig. 32.8. På en strekning på 500 m ble det, for å redde vegen, kjørt på ca. 5 000 m^3 grus og sprengstein ordnet som et omvendt filter. Kostnadene beløp seg til ca. kr 200. 000, –.

Ved hevning eller senkning av vann vil den naturlige bølgebeskyttelsen som gjennom tuener av år er blitt dannet langs strendene, ikke lenger være virksom. Bølgene får anledning til å angripe ubeskyttede sedimenter, og erosjonen som settes i gang vil pågå til ny likevekt er oppnådd. Bølgeerosjonen rundt Røsvatn i Nordland er et godt eksempel på slik erosjon. Her er det 15 år siden reguleringen ble satt i verk, og strendene er ennå langt fra stabile. Når man på fig. 32.9 ser resultatet av bølgenes arbeide i en velgradert morene med en god del stein, kan man lett forestille seg resultatet av bølgeerosjon i mer ensgraderte, finkornige sedimenter. Der de geologiske forhold ligger til rette for bølgeerosjon, må problemet i høyeste grad behandles seriøst.

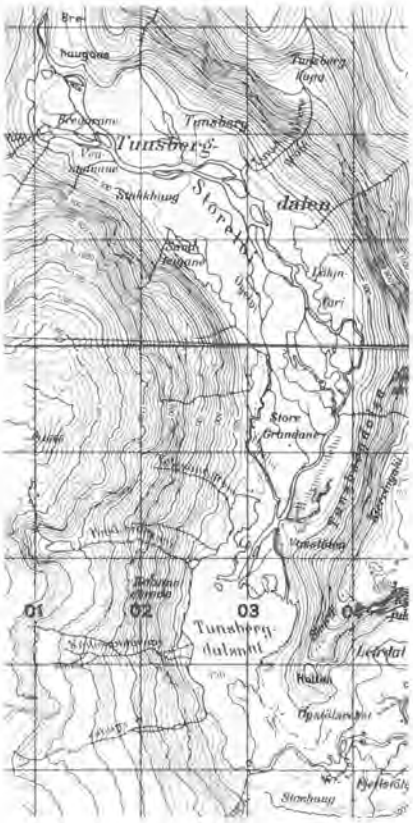


Fig. 32.7 Oversikt over Tunsbergdalen. Fjellterskelen ble sprengt ut ved Vasstølen.

Fig. 32.8 Bølgeerosjon i nordenden av Røssvatnet

Fig. 32.9 Grunnvannserosjon ved Tunsbergdalsvatnet

OBSERVASJONER AV EROSJON RUNDT KONSTRUKSJONER I NORDSJØEN

Observations on scour around gravity platforms.

Dr. techn. Rune Dahlberg, Sivilingeniør Nils F. Braathen og Sivilingeniør Odd Torset, Det norske Veritas

SAMMENDRAG

I forbindelse med utbyggingen av olje- og gassfeltene i Nordsjøen er det installert 13 gravitetsplattformer og mer enn 50 pelede strukturer. Oppfølging av erosjonsutviklingen er en viktig del av kontrollarbeidet og noen av de observasjoner og erfaringer som er gjort presenteres. Det konkluderes at forholdene er stabile rundt gravitetsplattformene som en følge av effektiv erosjonsbeskyttelse eller ikke eroderbar sjøbunn. Den viktigeste erfaringen fra disse plattformene er at kvadratisk fundamentform er ugunstigere enn sirkulær når det gjelder erosjon. For pelede plattformer er det største problemet for tiden å finne fram til effektive og økonomiske metoder for erosjonsbeskyttelse. Det er observert mer enn 3 m erosjon enkelte steder uten at det har vært mulig å få den effektivt under kontroll.

SUMMARY

In connection with the developement of the oil and gas fields in the North Sea there have been installed 13 concrete gravity platforms and more than 50 piled structures. Regular inspection of scour around these platforms is an important task and some of the observations and experiences made are presented. It is concluded that stable conditions have been reached for the gravity platforms due to effective scour protection and nonerodable sea bed soil. The most important experience from these platforms is that a square foundation is much more sensible to scour than a circular one. For the piled structures the major problem is to find effective and economic methods for scour protection where the problem arise.

Some platforms have experienced more than 3 m scour and the methods for scour protection applied are not very effective.

1. INNLEDNING

Erfaringsdata vedrørende erosjon er mest knyttet til mindre konstruksjoner som bropillarer, legger på stålplattformer på relativt grunt vann etc. Da det ble aktuelt med gravitetsplattformer som har betydelig større dimensjoner og dessuten er plassert på vanndyp opp til ca. 150 m, viste det seg vanskelig å beregne risikoen for erosjon basert på tidligere erfaringer.

Modellforsøk ble brukt til en viss grad, men vanskelighetene her ligger blant annet i at modellteorien ikke kan oppfylles siden lengde og hastighetsmålestokk ikke blir den samme. En kan nemlig ikke redusere sandkornene i samme forhold som strukturen siden dette innfører kohesive krefter i bunnmaterialet. I praksis brukes derfor sand i modellforsøkene selv om strukturen er i skala 1 : 100. Dette gir forskjellige strømningsmønstre i modell og prototype. Det knytter seg derfor en spesielt stor interesse til den eventuelle erosjon som blir observert rundt storvolumkonstruksjonene i Nordsjøen.

Som del av et større forskningsprosjekt med støtte fra Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd (NTNF) har VERITAS analysert erosjonsdata fra samtlige 13 gravitetsstrukturer installert i Nordsjøen i årene 1973 - 1978. Referansene (1) - (6) gir en oversikt over de problemstillinger som er aktuelle i forbindelse med design av gravitetsstrukturer i Nordsjøen.

Når det gjelder erosjon rundt pelede plattformer i Nordsjøen kan det refereres til (7) og (8) som supplement til det erfaringsmateriale som presenteres i dette foredrag.

2. OBSERVASJONER AV EROSJON I NORDSJØEN

2.1 Gravitetsplattformer

I perioden 1973 - 1978 ble ialt 13 gravitetsplattformer av betong plassert i Nordsjøen. På 6 av de 8 feltene vist på oversiktskartet i figur 1 ble det plassert bare en plattform, mens det på hvert av feltene Brent og Frigg ble satt ut tre plattformer. Dessuten står det en plattform av Doristype på rørledningen Frigg Scotland. Jordforholdene i de øverste jordlag for disse feltene og vanndyp er vist i tabell 1. I den samme tabell er tilsvarende data gitt for to Flarestrukturer. Videre er det tatt med to forskningsplattformer, Christchurch Bay Tower og Nordsee som begge er av interesse i denne sammenheng. Christchurch Bay Tower, se (9) - (12), ble plassert første gang i desember 1975 på 8,4 m vanndyp, men ble så hardt rammet av en storm den 2. -3. januar 1976, at den måtte gjennomgå omfattende reparasjoner. Den ble siden stående til desember 1976 før den ble tatt inn, ombygget og installert på ny i april 1978. Nordsee ble installert i 1975 og har siden blitt brukt for utprøving av forskjellige metoder for erosjonsbeskyttelse.

Det er verdt å merke seg at topplaget for Frigg- , Beryl- og Ekofiskfeltene er ganske likt, og kan når det gjelder kornfordeling representert av det skraverte området i fig. 33.2. Også Christchurch Bay-sanden faller innen dette området.

Tilsvarende lag for de nordligere feltene har en noe slakkere kornfordelingskurve. Tykkelsen av det eroderbare topplaget er mindre på disse feltene enn på de sørligere.

Det har vist seg at fundamentformen har mye å si når det gjelder utviklingen av erosjon rundt en plattform. Fig. 33.3 viser derfor noen hovedtrekk for de aktuelle plattformer. Her kan en se at Frigg TP1, Cormorant A, Brent C og Dunlin A har tilnærmet kvadratisk fundamentform. Det har også Ekofisk 1, men den har i tillegg en serie bølgebrytervegger som tjener som erosjonsbeskyttelse siden de reduserer vannets partikkelhastighet og derved dets eroderende virkning. Samme form for erosjonsbeskyttelse har også Frigg CDP1, Frigg MCPO1 og Ninian. Plattformene Beryl A, Brent B og Brent D er av tradisjonell Condeep type, mens Frigg TCP2 og Statfjord A begge har en form for utkragende bunnplate som indikert i fig. 33.3a. En seksjon gjennom fundamentene for disse 13 plassformene er vist i fig. 33.4.

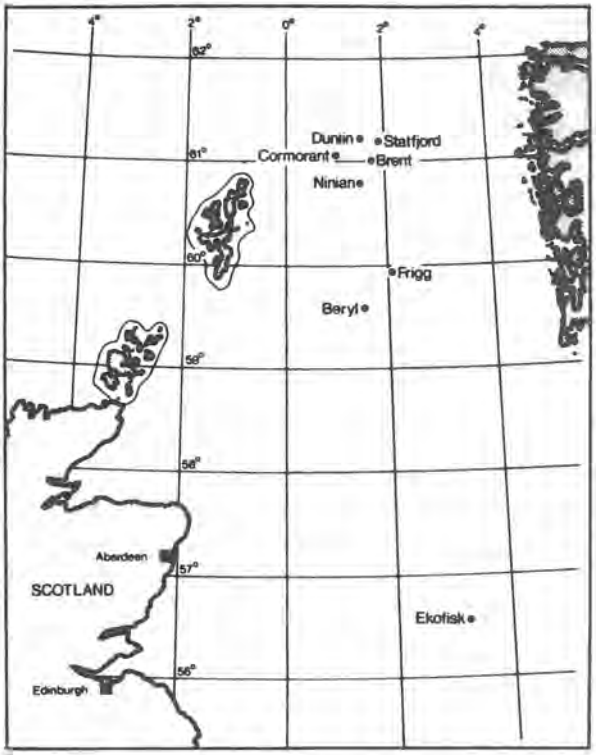


Fig. 33.1 Felt fra gravitetsplattformer i Nordsjøen.

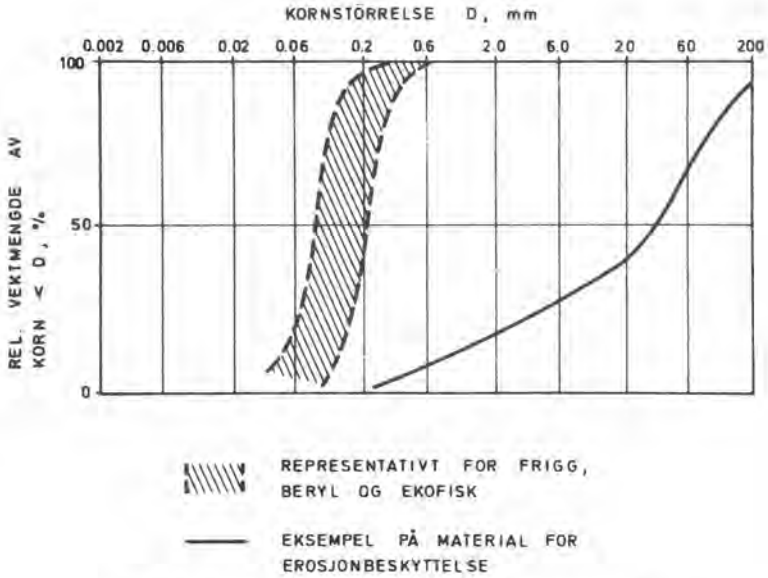


Fig. 33.2 Kornfordelingskurver for sjøbunnmateriale.

Tabell 1. Jordforhold og vanndyp på felter med gravitetsplattformer.

TYPE	NAVN	OPERATØR	INSTALLERT år	VANNDYP m	JORDFORHOLD NÆRMEST SJØBUNN
Doris	Ekofisk 1	Phillips	1973	70	Fast siltholdig finsand
Condeep	Beryl A	Mobil	1975	120	8 - 10 m fast siltholdig sand
Condeep	Brent B	Shell	1975	140	Tynt lag av finsand på fast leire med sandlag
Doris	Frigg CDP1	Elf	1976	98	Fast finsand
Sea Tank	Frigg TP1	Elf	1976	104	Fast finsand over leire
Doris	Frigg-Scotland, Manifold, MCP01	Total	1976	94	Fast finsand
Condeep	Brent D	Shell	1976	140	Siltholdig finsand over fast leire med sandlag
Condeep	Statfj.A	Mobil	1977	145	2 - 10 cm sand på fast leire
Andoc	Dunlin A	Shell	1977	153	Fast fin til grov sand (0 - 2 m tykk) over meget fast siltholdig leire
Condeep	Frigg TCP2	Elf	1977	102	4 m fast finsand over leire
Doris	Ninian	Chevron	1978	136	1 - 2 m sand
Sea Tank	Brent C	Shell	1978	140	0.5 m siltholdig finsand over fast leire med sandlag
Sea Tank	Cormorant A	Shell	1978	150	Fast leire med sandlag
	Flare 1				1 - 5 m fast finsand
	Flare 2				Fast siltholdig sand
	Christchurch	BRS	1975	8,5	3,5 m halvfast finsand over fast leire
	Bay Tower		1978		
	Nordsee	Ruhr Univ.	1975	30	0,5 m sand og grus på sandholdig morene

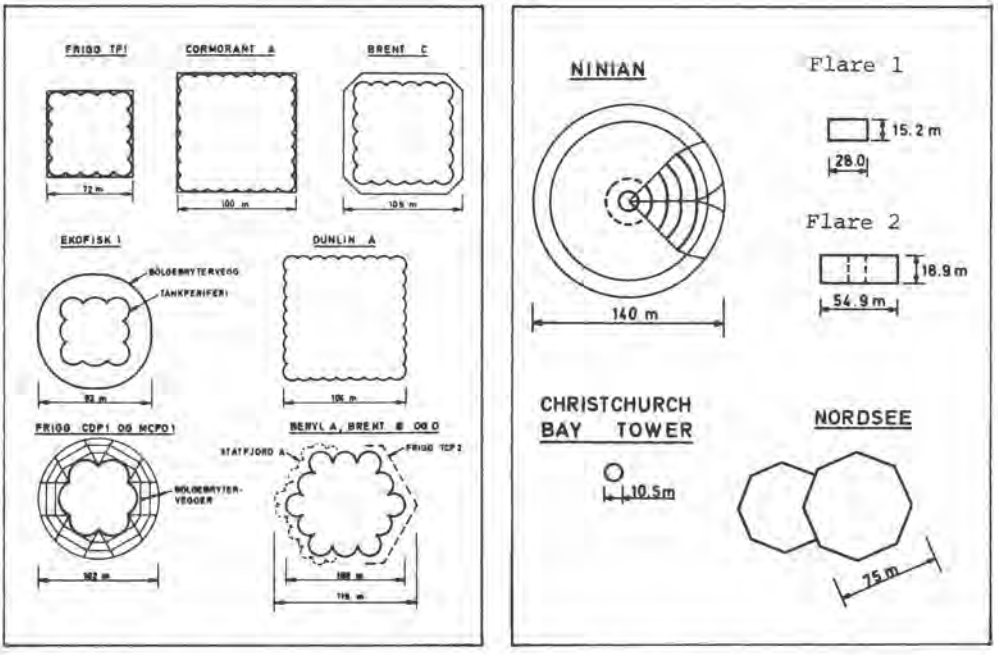


Fig. 33.3 a og b. Fundamentformer for gravitetsplattformer.

Fundamentene til Flare 1 og Flare 2, se fig. 33.3b, er rektangulære med dimensjonene 28,0 x 15,2 m^2 respektive 54,9 x 18,9 m^2. Flare 1 har 0,3 m lange stålskjørt mens Flare 2 har 0,9 m betongskjørt og derunder 2,7 m stålskjørt. I den samme figur vises for sammenligning også form og størrelse av forskningsplattformene Nordsee og Christchurch Bay Tower. Begge disse plattformene er uten skjørter.

Observasjoner

Generelt sett er det skjedd liten erosjon rundt gravitetsplattformene i Nordsjøen. En oppsummering er gitt i tabell 2 hvor det fremgår at det eneste som er verdts å legge merke til er erosjonen til 2 m dyp på to av hjørnene til Frigg TP1. Hva som er særlig bemerkelsesverdig i tilknytning til denne observasjon er at denne erosjon for en stor del fant sted allerede i sommermåndene 1976. Erosjonen ble effektivt stoppet ved utlegging av grussekker og grus våren 1977. Siden Frigg TCP2 (bare 40 m fra TP1) ikke har erosjon i det hele tatt er en kommet til konklusjonen at den kvadratiske fundamentformen til TP1 er ugunstig og derfor årsak til den observerte erosjon rundt Frigg TP1.

Rundt Brent D er det observert noen lokale huller, ellers ingen nevneverdig erosjon. Det største hullet, ca. 0,5 m dypt, ble fylt igjen med sandsekker. I tillegg ble noen erosjonsstaker satt ut på dette stedet for å lette senere kontroll.

Flare 2 med rektangulær fundamentform har fått lokal erosjon av mindre omfang (~0,5 m) på hjørnene.

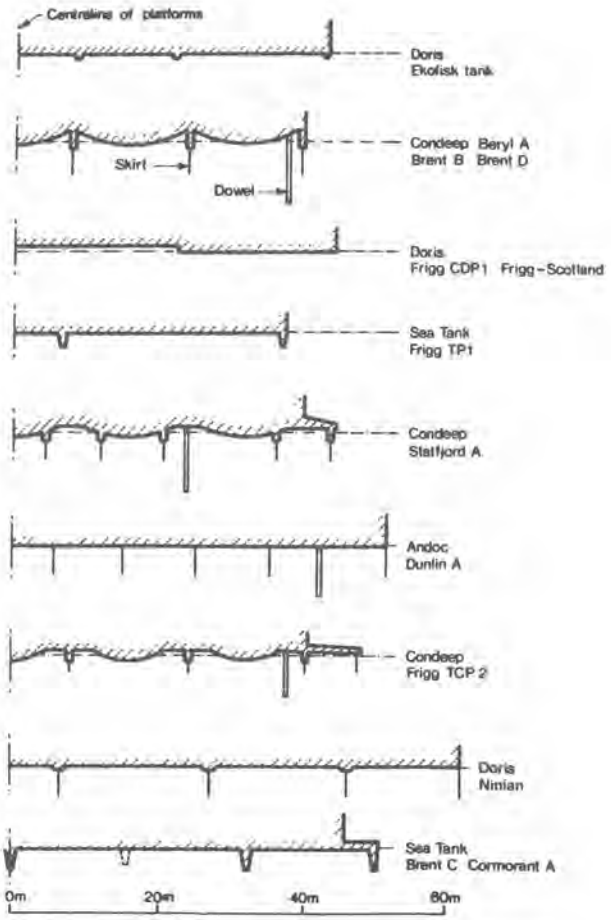


Fig. 33.4 Bunnseksjon av graditetsplattformer. (Fra Eide og Kjekstad 1979).

Som det fremgår av fig. 33.4 er de fleste plattformer utstyrt med skjørt som forhindrer den erosjon som skyldes pumpeeffekter fra plattformens bevegelser ("rocking") under bølgebelastning. Denne pumpeeffekt er derimot merkbar for blant annet Frigg CDP1 som ikke har skjørter. Her dannes det røykskyer enkelte steder i takt med "rocking" av plattformen. Et ekstremt tilfelle for denne type av erosjon ble notert ved randen av fundamentet til Christchurch Bay Tower. Det fremføres som en vesentlig årsak til fundamentbruddet at plattformen ble underminert gjennom erosjon. Fig. 33. 5 viser situasjonen etter stormen i januar 1976. Det bør nevnes at den aktuelle stormen ga en belastning som var langt større enn plattformen var konstruert for (bølgene slo over dekket). Plattformen ble senere ombygget og fikk da en betydelig større fundamentflate og et invertert filter av sand og grus ble lagt ut som erosjonsbeskyttelse.

Tabell 2. Erosjonsbeskyttelse og erosjon rundt gravitetsplattformer.

PLATTFORM	FORM FOR EROSJONSBESKYTTELSE	OBSERVERT EROSJON
Ekofisk 1	15 m høye perforerte bølgebrytervegger + et 1-1,5 m tykt og 10 m bredt lag av velgradert grus med D < 80 mm	Noen utvasking av finpartiklene i gruslagets øvre del ellers ingen erosjon
Beryl A	Grusteppe ca. 10 m bredde	Ingen
Brent B	Ingen	Ingen
Frigg CDP1	Perforert bølgebrytervegg + utrullede filtertepper av kunststoff (ICI fibre) + sandsekker	Synlige røykskyer i takt med "rocking" av plattformen
Frigg TP1	Grussekker og grus	Opp til 2 m lokalt allerede tidlig sept-76. Grussekker og grus ble plassert av dykkere våren 1977
Frigg-Scotland Manifold	Filterteppe av kunsstoff (ICI fibre)	Sedimentering (negativ erosjon)
Brent D	Ingen	Noen lokale huller ellers ingen erosjon
Statfjord A	Ingen	Ingen
Dunlin A	Regelmessig inspeksjon	-
Frigg TCP2	Ingen	Ingen
Ninian	Perforerte bølgebrytervegger	Ingen
Brent C	Regelmessig inspeksjon	Evt. fremtidig erosjon vil bli referert til graderte staker (12 stk) slått ned langs periferien
Cormorant A	Regelmessig inspeksjon	Som for Brent C
Flare 1	Tre lag av kunstig sjøgress (ICI fibre) som henger ned fra utstikkende bjelker	-
Flare 2	Ingen	Erosjon på hjørnene
Christchurch Bay Tower	1. installasjon (des 1975): ingen erosjonsbeskyttelse 2. installasjon (juni 1976): grus/sand filter (ICI fibre)	Underminering av plattformen og "piping"
Nordsee	se figur 8	Lokalt opp til 0,8 m

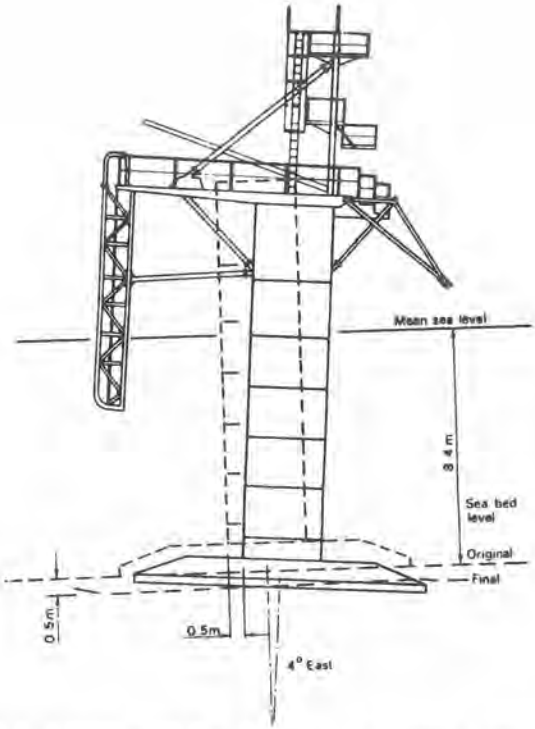


Fig. 33.5 Christchurch Bay Tower etter stormen i januar 1976. (Fra Penman og Gallagher).

Det kan altså konkluderes med at ingen av gravitetsplattformene i Nordsjøen er særlig utsatt for erosjon idag, enten på grunn av fordelaktig fundamentform, ikke eroderbar sjøbunn (for eksempel Statfjord A), eller effektiv erosjonsbeskyttelse plassert som følge av observert erosjon eller på et tidligere stadium.

Erosjonsbeskyttelse

Det kan være av interesse å se nærmere på hvilke former for erosjonsbeskyttelse som blir brukt i Nordsjøen. Følgende former forekommer:

1. Perforert bølgebrytervegg (vanligvis flere i serie).

2. Velgradert grus plassert på en bredde av minimum 10% av fundamentets diameter langs periferien.

3. Filtertepper av kunststoff (kunstig sjøgress).

4. Sand - eller grussekker.

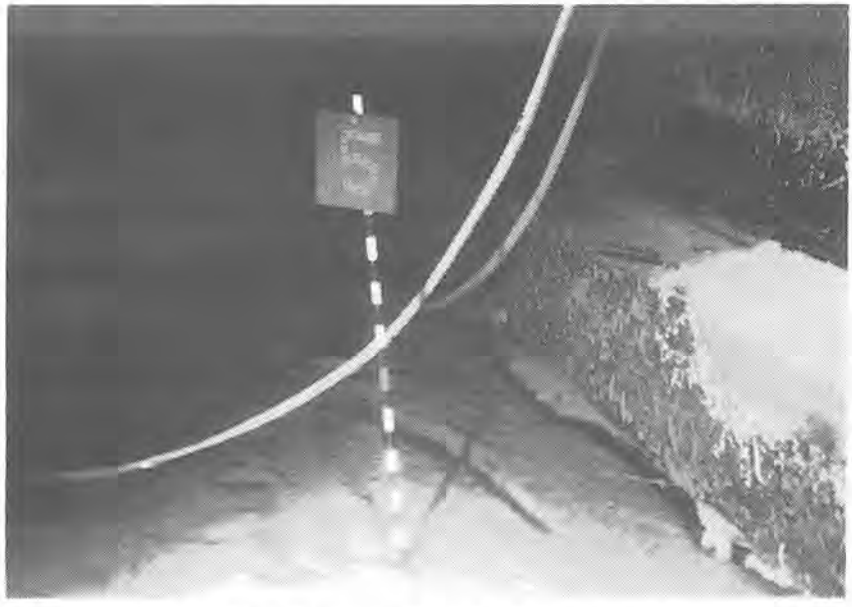


Fig. 33.6 Erosjonsstake ved siden av Brent C.
(Fra Foss og Warming, 1979)

Det er også vanlig med regelmessig inspeksjon som foreløpig erstatning for erosjonsbeskyttelse. Dersom erosjon observeres i et omfang som kan påvirke plattformens sikkerhet må erosjonsbeskyttelse bli lagt ut.

Undervannsinspeksjonen utføres vanligvis med bemannede miniubåter. Referansepunkter for måling av variasjon fra et inspeksjonstilfelle til et annet kan være for eksempel graderte staker (se fig. 33.6) som er brukt på Cormorant A og Brent C og D.

Forskningsplattformen Nordsee er som nevnt blitt brukt for utprøving av forskjellige metoder for erosjonsbeskyttelse. Her kan nevnes hengslete betongplater (5,7 x 2,0 x 0,2 m) som er festet til fundamentet (i vertikal posisjon) under installasjonen og "veltes ut" mot sjøbunn når plattformen er på plass, se fig. 33 7.

Bruk av sandsekker pakket inn i nylonnetting til en total vekt av ca. 1 tonn (25 sekker) var ikke effektivt, fordi disse pakker lett gled ut fra plattformen etter at sanden under pakken etterhvert ble vasket ut, og sjøbunnen fikk noe helning. På steder hvor plattformen av denne grunn ble ubeskyttet, ble det observert lokal erosjon til 0,8 m dyp over 3 m lengde.

En mer effektiv form for erosjonsbeskyttelse er derimot såkalt "colcrete" tepper (10,0 x 5,3 x 0,2 m) hvor "colcrete" mørtel blir sprøytet "inn i teppet" for derved å gi dette en tykkelse av 0,2 m. En like effektiv metode er brukt av kunstig sjøgress, for eksempel av type ICI. Et praktisk problem ved denne type av beskyttelse er oppdriften av teppene som gjør det nødvendig å forankre dem på en eller annen måte. Selve installasjonen kan på grunn av

dette by på en del problemer. Begge disse metodene vil bli formål for videre studier innen rammen for den forskning som planlegges rundt Nordsee plattformen.

Sikreste måten å beskytte en plattform mot erosjon er sannsynligvis bruk av et velgradert grusfilter. Som en følge av vannets eroderende virkning vil finjorden i filteret bli vasket ut på overflaten og gjøre denne mer eller mindre "armert" og motstandskraftig mot videre erosjon.

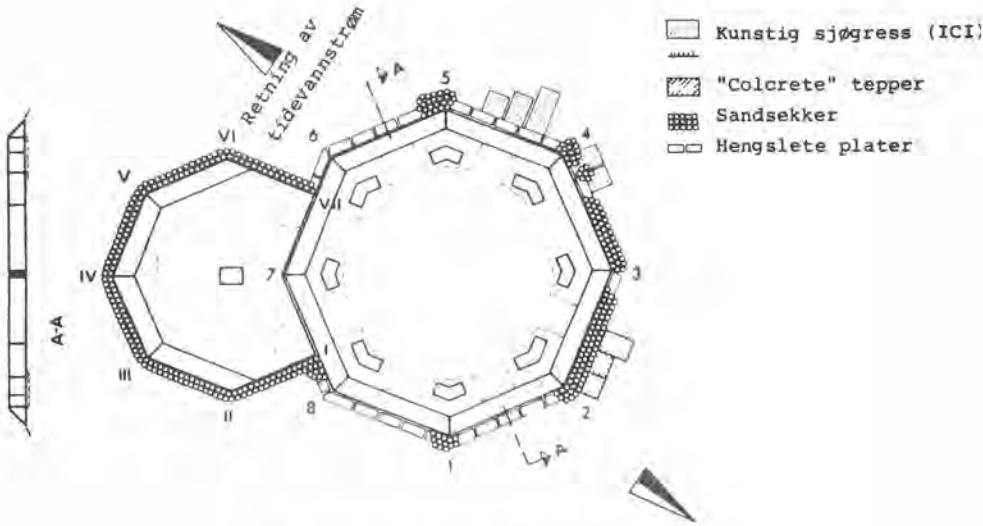
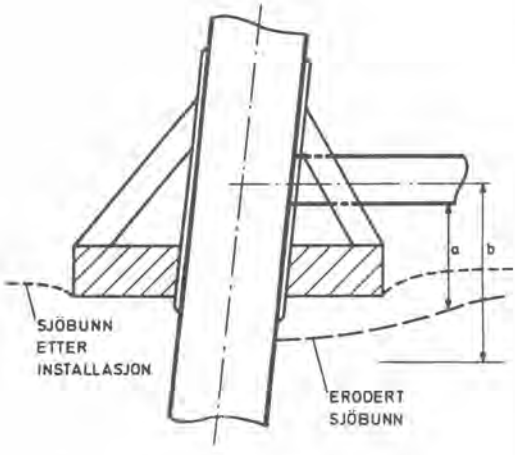


Fig. 33.7 Forskningsplattformen Nordsee.
(Fra Maidl og Schiller, 1979.)

2.2 Pelede plattformer

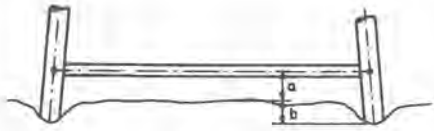
Den tradisjonelle metoden for fundamentering av plattformer i havet er å pele. Dette bekreftes også av det store antall pelede plattformer som finnes i Nordsjøen. Antallet av slike strukturer i den sørlige del av Nordsjøen under VERITAS' kontroll er rundt 50. De største av disse er fundamentert med hele 24 peler mens det for brostøtter ofte er nok med bare 3 peler.

Plattformstypene som blir brukt i dag er i prinsipp de samme som ble brukt allerede for 30 år siden i Mexicogulfen om enn i noe modifisert utførelse for å ta hensyn til økt belastning og varierende grunnforhold. Installasjonen foregår ved at jacketen først settes på sjøbunnen som en gravitetsstruktur. For å begrense penetrasjonen av leggene blir disse iblant utstyrt med plater (se fig. 33.8) som kan være opp til 20 m^2 i størrelse. Dersom slike såkalte "mud-plates" ikke brukes kan det hende at leggene penetrerer så dypt at jacketen etter installasjonen hviler på de horisontale nedre avstiverene (nedre "bracings"). I de fleste designberegningene blir sentrumlinjen av nedre avstivere sett på som jacketens bunn og fremtidig erosjon blir inkludert i beregningene som en dybde målt fra dette snitt. Som det fremgår av



a = OBSERVERT EROSJON
b = ANTATT EROSJON I DESIGN

Fig. 33.8 Definisjon av erosjonsdybde ved design respektive inspeksjon.



a = GENERELL EROSJON
b = LOKAL EROSJON

ANTALL PLATTFORMER	DESIGNVERDIER (m)		
	a	b	a + b
8	1.5	1.5	3.0
4			3.0
1	1.2	1.8	3.0
7			2.4
2			2.0
1	0.1	1.5	1.6
12	0.75	0.75	1.5
3			1.5
5			0
10			?

SUM: 53 PLATTFORMER

Fig. 33.9 Typiske designverdier på erosjon rundt pelede plattformer.

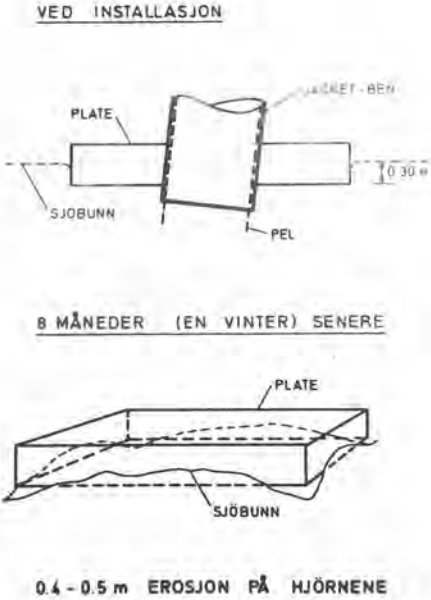


Fig. 33.10 Observert erosjon.

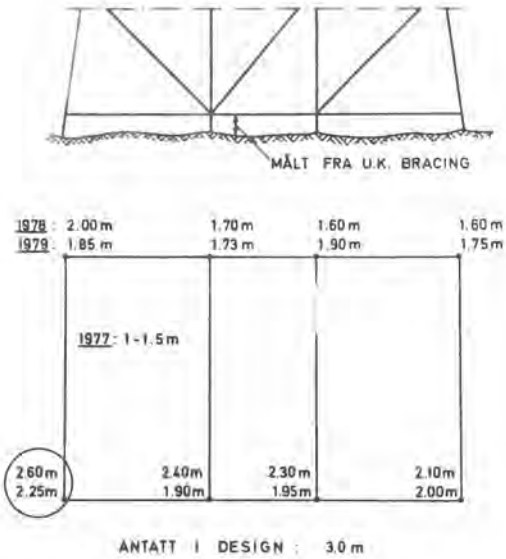


Fig. 33.11 Oberservert erosjon.

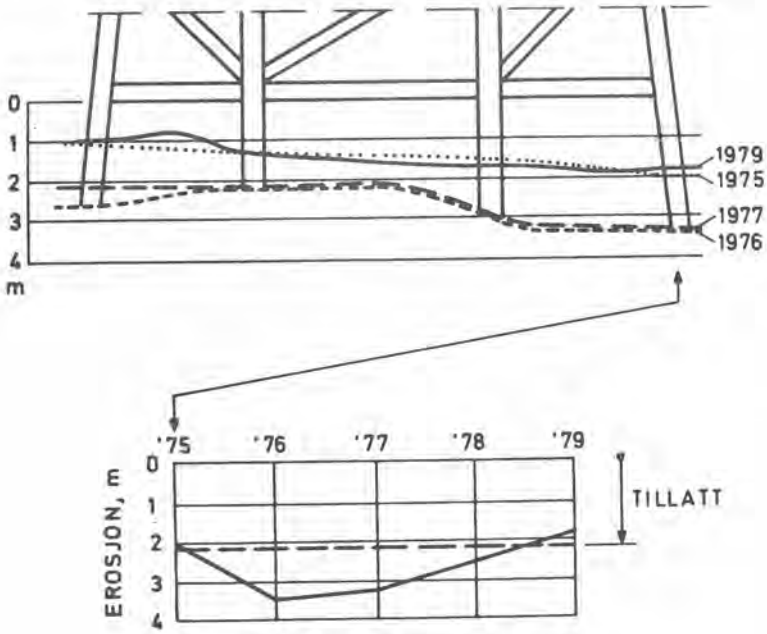


Fig. 33.12 Observert erosjon.

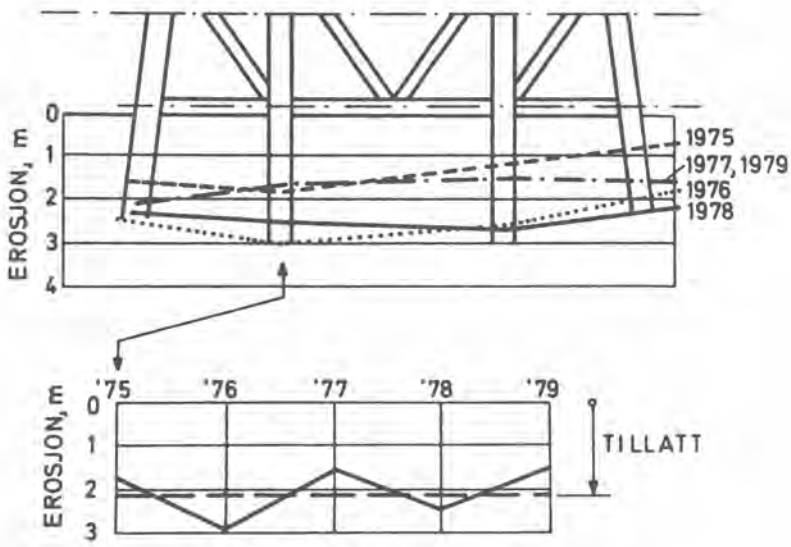


Fig. 33.13. Observert erosjon.

fig. 33.9 blir erosjonen ofte splittet opp i generell erosjon (a) og lokal erosjon (b). Total erosjon (a + b) settes vanligvis til 1,5 - 3,0 m, men det finnes plattformer hvor designberegningene forutsetter null erosjon.

I dykkerrapporter gis i de fleste tilfeller observert erosjon som avstanden fra sjøbunn til *underkant* av nedre avstiver. Før sammenligning med designkriteria gjøres, må derfor en dybde tilsvarende halve diameteren av denne avstiver legges til den observerte erosjon.

Som en overgang fra gravitetsplattformer til pelede plattformer kan det være av interesse å se på erosjonen rundt en "mud-plate" til en av de større plattformene (fig. 33.10). Tidligere konklusjon at kvadratisk fundamentutforming er ugunstig bekreftes av at en etter første vinteren observerte 0,4 - 0,5 m erosjon på hjørnene av denne platen. Siden denne har utført sin misjon betyr det lite for plattformens stabilitet nå.

Figur 33.11 viser observert erosjon rundt leggene til en 8- legget plattform hvor tillatt erosjon er satt til 0,[illegible] m. Som det fremgår av figuren ble det i 1978 observert 2,60 m ved en av leggene. Antar en at avstiveren har en diameter av 0,60 m blir observert erosjon 2,90 m. I 1979 var observert erosjon blitt redusert med 0,35 m, sannsynligvis som en følge av utlagt erosjonsbeskyttelse.

Eksempel på usedvanlig stor erosjon gis i fig. 33.12 hvor overskridelsen av designkriteria var opp til 1,5 m ved to observasjonstillfeller før en lyktes å få erosjonen under kontroll ved hjelp av erosjonsbeskyttelse. Videreutvikling og utprøving av nye metoder for erosjonsbeskyttelse er imidlertid sterkt ønskelig siden effektiviteten mange ganger er lav. Dette fremgår av fig. 33.13 hvor den observerte erosjon pendler rundt tillatt verdi. En antar (uten å ha fått det bekreftet) at erosjonsbeskyttelse er lagt ut noen gang før kontrollene i 1977 og 1979. Erosjonshastigheten er imidlertid stor uansett om beskyttelse er lagt ut eller ikke.

Til slutt vises i figurene 33.14 og 15 eksempel på to plattformer hvor erosjonen er satt til null i beregningene. I begge tilfeller ble det observert erosjon over 1,5 m i 1975. I tiden fra 1975 er erosjonsbeskyttelse i form av sandsekker blitt lagt ut flere ganger for å holde erosjonen under kontroll. Som det fremgår av utviklingen etter 1975 er imidlertid erosjonen mesteparten av tiden større enn antatt i beregningene.

Som allerede påpekt er metodene for erosjonsbeskyttelse ikke effektive nok. Den sikreste metoden er sannsynligvis å legge ut velgradert grus rundt leggene. Plasseringen av massene kan bli gjort i likhet med plassering av lignende masser rundt to betongplattformer. Noe av erfaringene ved tildekning av rørledningene i Nordsjøen de siste to årene burde også være relevant i denne sammenheng. Sandsekker har vært brukt med varierende hell. Den høye kostnaden ved å fylle sekkene og siden plassere dem med dykkere har begrenset bruken av denne metoden. En del problemer har også oppstått der lokal erosjon langs kantene av sandsekkene river ned sekkene og reduserer beskyttelsesevnen. Understøttelse av frie spenn på rørledninger med "pilarer" av sandsekker har hatt begrenset suksess nettopp av den grunn. Kunstig sjøgress er en relativt ny metode som er lovende, men krever en materialtransport langs sjøbunnen. Hvor disse betingelser er oppfylt har det vist seg en oppbygging av sand på relativt kort tid.

4. TEORETISKE BEREGNINGER

4.1 Generelt

Stabilitetsberegninger av bunnmaterialet kan oppdeles i to faser:

1) Grensen for initiering av bevegelse av bunnsedimentene, det vil si start av erosjon
2) Langtidsutvikling av erosjonen

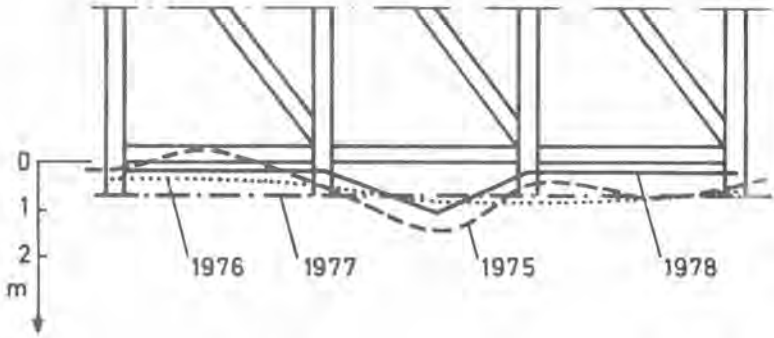
Prinsippene for vurdering av erosjonsproblematikken er vist skjematisk i fig. 33.16. I vurderingen inngår tre viktige parametre:

- Vannpartikkelhastighet og -akselerasjon langs sjøbunnen forårsaket av bølger og strøm
- Skjærspenning melom vannpartiklene og sjøbunnen
- Kritisk skjærspenning for bevegelse av bunnsedimentene

4.2 Grenser for start av erosjon

Vannpartikkelhastighet og -akselerasjon

Med referanse til fig. 33.16 ser en at vannpartiklenes kinematikk kan bestemmes ut fra miljøforhold, en bølgeteori tilpasset miljøforholdene, samt innflytelse fra selve strukturen. For å få best mulig simulering av de opptredende forhold, bør en benytte et bølgespektrum ved beregninger av partikkelhastighet og -akselerasjoner langs sjøbunnen. For grunne vannområder må en foruten innflytelse fra selve strukturen også vurdere spesielle lokale refaksjons-/diffraksjonseffekter.



SANDSEKKER PLASSERT FLERE GANGER

INGEN EROSJON TILLATT

Fig. 33.14. Observert erosjon.

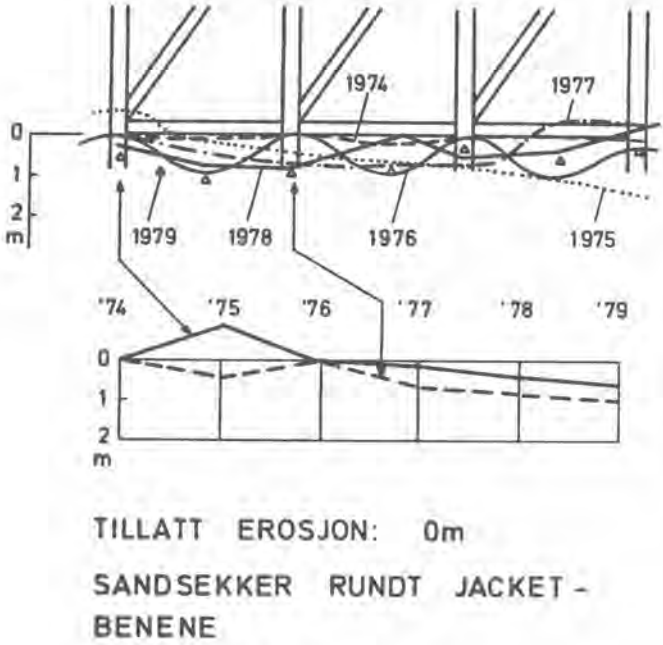


Fig. 33.15. Observert erosjon.

Skjærspenning langs bunnen

Den opptredende skjærspenning på grunn av jevn strøm har vært meget grundig utforsket både eksperimentelt og teoretisk.

I de siste 10-15 år er det også utført en rekke omfattende studier med hensyn til å bestemme skjærspenninger i oscillerende strømning, (ref. 14-19). Det er for eksempel vist at den maksimale skjærspenning på grunn av oscillerende strømning kan settes som

$$\tau_{om} = 0{,}5 \cdot \rho \cdot f_w \cdot U_b^2 \qquad (1)$$

hvor: f_w = bølgefriksjonsparameter
U_b = strømningsamplitude

Bijker (22) har vist et uttrykk for skjærspenningen forårsaket av den kombinerte virkning av bølger og strøm

$$\tau_{wc} = \tau_c \left[1 + 0{,}5 \left(\xi \cdot \frac{U_b}{v} \right)^2 \right] \qquad (2)$$

hvor: τ_{wc} = resulterende skjærspenning

τ_c = skjærspenning på grunn av strøm alene

$= \rho_w \cdot g \cdot v^2 \cdot C_h^{-2}$

$\xi = C_h \cdot \sqrt{\frac{fw}{2g}}$

U_b = hastighetsamplitude ved sjøbunnen på grunn av bølger

v = strømhastighet

C_h = Chezy 's ruhetskoeffisient

$= 18 \cdot \log \frac{12d}{k}$

d = vanndyp

k = friksjonsfaktor. Avhengig av hvor jevn og glatt sjøbunnen er, k oppgis normalt å ligge i området 1 til 4 ganger d_{50}

d_{50} = 50% fraksjonen i fordelingskurven for det aktuelle jordmaterialet

Bølgefriksjonsparameteren f_w kan for det turbulente tilfellet settes til (23)

$$f_w = \exp\left[5{,}213\left(\frac{k}{a_0}\right)^{0.194} - 5{,}977\right] \qquad (3)$$

hvor: a_0 = amplitude av bølgepartikkelbevegelse langs sjøbunnen

Ovenfornevnte uttrykk er vist å gjelde kun når $\frac{a_0}{k} > 1{,}7$.

For $\frac{a_0}{k} < 1{,}7$ vises i (21) at f_w er konstant, $f_w \approx 0{,}28$.

Kritisk skjærspenning

Kritisk skjærspenning for start av bevegelse av bunnsedimenter i oscillerende strømning er undersøkt på flere hold. Fra tidligere er Shields kriterium (25) benyttet for jevn strømning og i (19) er det vist at samme kriterium også kan benyttes for oscillerende strømning hvis en setter inn τ_{om} i Shields formel (eventuelt τ_{wc}). En bør likevel være oppmerksom på at fo grovt materiale vil eksitasjonskrefter på grunn av akselerasjon av vannpartiklene influere på stabilitetskriteriet som vist for eksempel i (20).

4.3 Eksempel på erosjonsvurderinger

Ut fra de plattformer hvor erosjon er observert kan vi velge ut to stykker og etterberegne etter den forannevnte prosedyre for å finne hvilken bølgeindusert partikkelbevegelse som er nødvendig for å overskride kritisk skjærspenning.

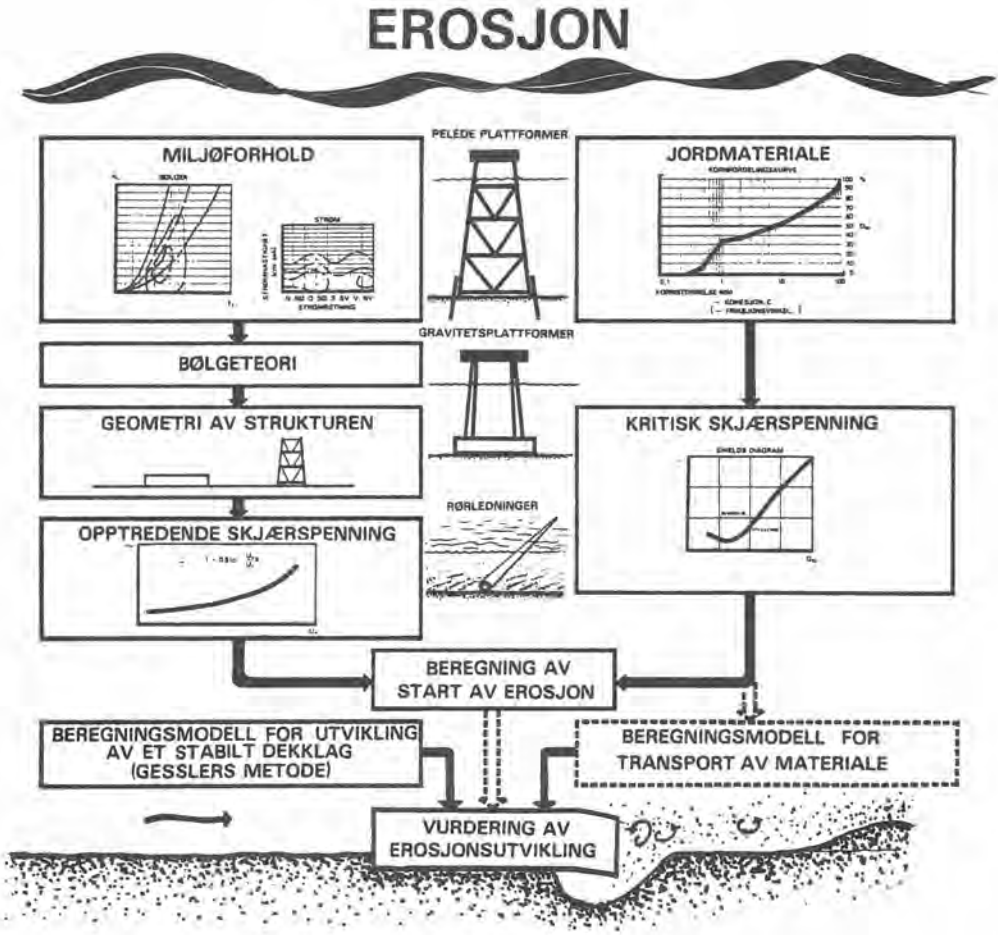


Fig. 33.16. Beregning av erosjon.

Eks. 1: Pelet plattform

Vanndyp : d = 20 m

Korndiameter : D_{50} = 0,17 mm

Strøm : v = 0,3 m/s (antatt)

Fra Shields diagram finnes en kritisk skjærspenning på ca. 0,15 N/m^2. Ved å sette dette inn i ligning 2 og løse ut U_b, får en $U_b \approx 0{,}5$ m/s som terskelverdi for bevegelse av sandkornene.

Eks. 2: Gravitasjonsplattform
Vanndyp : d = 100 m
Korndiameter: D_{50} = 0,17 mm
Strøm : v = 0,3 m/s (antatt)

Ved samme beregning som ovenfor finner en $U_h \approx 0{,}17 - 0{,}20$ m/s som terskelverdi for bevegelse av sandkornene. Tar en hensyn til en lokal økning av bølgepartikkel-kinematikken på grunn av strukturen, ser en at selv meget moderate bølgeforhold vil føre til en opptredende skjærspenning som overskrider kritisk skjærspenning.

4.4 Langtidsutvikling av erosjon

Vurdering av langtidsutvikling av erosjon rundt en struktur er betydelig mer komplisert enn å fastsette kriterium for start av erosjon. Noen retningslinjer kan en finne i (15), (17), (21), (27), og (28).

REFERANSER:

(1) **Eide, O. og Kjekstad, O. (1979):**
"Installation of Concrete Platforms", FIP
State-of-the-art Report: Foundations of Concrete Gravity Structures in the North Sea, FIP 6/2), pp 60-67.

(2) **Taylor, K.L. (1979):**
"Operational Performance of Concrete Platforms", FIP State-of-the-art Report: Foundations of Concrete Gravity Structures in the North Sea, FIP 6/2, pp 68-76.

(3) **Eide, O., Andersen, K. H. og Lunne, T. (1979):**
"Observed Foundation Behaviour of Concrete Gravity Platforms Installed in the North Sea 1973 - 1978", BOSS '79, pp 435 - 456, London.

(4) **Foss, I. og Warming, J. (1979):**
"Three Gravity Platform Foundations", BOSS '79,
pp 239 - 256, London.

(5) **Zaleski - Zamenshof, L. C. (1976):**
"Anti-scour Protection by means of Perforated Wall".
BOSS '76, pp 553 - 555, Trondheim.

(6) **Tørum, A. (1976):**
"Erosjon og erosjonsbeskyttelse", NIF-kurs, Fundamentering av offshore konstruksjoner, Fagernes 26. – 28. februar.

(7) **Watson, T. (1973):**
"Scour in the North Sea", Second Annual European Meeting of the Society of Petroleum Engineers of ATME, April, London.

(8) **Ramshaw, R. og Porter, M. J. (1978):**
"Underwater Maintenance in the Viking Field", European Offshore Petroleum Conference & Exhibition, October, London.

(9) **Gallagher, K. A. (1976):**
"Performance of the Foundation of the Christchurch Bay Tower", BOSS '76, pp 549 - 533, Trondheim.

(10) **Penman, A. D. M. og Gallagher, K. A. (1976):**
"Preliminary Study of a Gravity Foundation Failure", Ground Engineering, May.

(11) **Gallagher, K. A. (1978):**
"Foundation Behaviour of the Christchurch Bay Wavetower", Seminar on Offshore Geotechnical Research Funded by the Department of Energy, pp 48 - 51, London.

(12) **Burland, J. B. , Penman, A. C. M. og Gallagher, K. A. (1978):**
"Behaviour of a Gravity Foundation Under Working and Failure Conditions", European Offshore Petroleum Conference & Exhibition, October, London.

(13) **Maidl, B. og Schiller, W. (1979):**
"Testing and Experiences of Different Scour Protection Technologies in the North Sea", Offshore Technology Conference, Paper no. OTC 3470, Houston.

(14) **Jonsson, I.G. (1966):**
"The Friction Factor for a Current Superimposed by Waves", Coastal Engineering Laboratory and Hydraulic Laboratory, Technical University of Denmark, Progress Report no. 11: 2 - 12.

(15) **Jonsson, I.G. (1967):**
"Wave Boundary Layers and Friction Factors", Proceeding 10th Conference of Coastal Engineering, Volume 1,Chapter 10, Tokyo.

(16) **Jonsson, I.G. (1963):**
"Measurements in the Turbulent Wave Boundary Layer", Proceeding 10th I.A.H.R. Congress, Volume 1, Paper 1 - 12, London.

(17) **Bruun, P. (1978):**
"Stability of Tidal Inlets" Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam - Oxford - New York

(18) **Madsen, O.S. og Grant, W.D. (1976):**
"Sediment Transport in Coastal Environment", MIT Ralph M. Parson's Laboratory, Rep. no. 209.

(19) **Madsen, O.S. og Grant, W.D. (1975):**
"The Threshold of Sediment Movement under Oscillatory Water Wave", a Discussion of Sediment Petrology, Volume 45.

(20) **Rance, P.J. and Warren, N.F. (1968):**
"The Threshold Movement of Coarse Material in Oscillatory Flow", Proceeding 11th Conference on Coastal Engineering, Chapter 30, London.

(21) **Nielsen, P. (1979):**
"Some Basic Concepts of Wave Sediment Transport", Series Paper 20, Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering, Technical University of Denmark.

(22) **Bijker, E.W. (1967):**
"Some Considerations about Scales from Coastal Models with Movable Bed", Delft Hydraulics Laboratory, Publication no. 50, 144 pp., November, Delft.

(23) **Swart, D.H. (1974):**
"Offshore Sediment Transport and Equilibrium Beach Profiles", Delft Hydraulics Laboratory, Publication no. 131.

(24) **Bagnold, R.A. (1946):**
"Motion of Waves in Shallow Water: Interaction Between Waves and Sand Bottoms", Proceeding Royal Society, Volume 187, pp 1 - 15, London.

(25) **Shields, A. (1936):**
"Anwendung der Ähnlichkeitsmechanic und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung, Mitt.Preuss Versuchanstalt, Heft 26, Berlin.

(26) **Nielsen, S.A. (1976):**
"Naturlig dæklagsdannelse i vandøb med graderte bundsedimenter", VHL-report no. A76023, Trondheim.

(27) **Gessler, J.**
"Der Geschiebetriebbeginn bei Mischungen untersucht an natürlichen Abpflästerungserscheinungen in Kanälen", Mitt. der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau, no. 69, Zürich.

(28) **Gessler, J. (1971):**
"Critical Shear Stress for Sediment Mixtures", Proceeding of the 14th Congress I.A.H.R., Volume 3, Paris.