

NSB

Tekniske meddelelser



NSB

INNHold

NR. 2 · 4. ÅRGANG · MAI 1956

Sanddrener og fasthetsøking i leire

Nye godshusanlegg som ledd i å øke effektiviteten i stykkgodsarbeidet

Bruk av hardmetall bergbor

NSB's nye bærefrekvenstelefonsystem
Oslo—Ski

Raset i Lodalen 6. oktober 1954

Statsbanenes bilrutedrift

50 Hertz-elektrifiseringen Aix-les-Bains
til La Roche-sur-Foron

DK 624.138.3(481)=396

SKAVEN-HAUG, Sv.: Sanddrener og fasthetsøkning i leire. (Sand drains and increase of shear strength in clay.) Tekniske medd. NSB, 4(1956), no. 2, pp. 25—28.

In order to accelerate the consolidation of a layer of soft clay, vertical sand drains (6-inch-diameter) were erected before the building of a railway embankment. The change of effective stresses was determined by piezometer readings. The increase of the shear strength of clay was calculated, and the result controlled by vane borings.

DK 656.212.9(481)=396

BJØRKEVOLL, Inge: Nye godshusanlegg som ledd i å øke effektiviteten i stykk-godsarbeidet. (New goods houses for increased effectivity in goods handling.) Tekniske medd. NSB, 4(1956), no. 2, pp. 28—33.

After briefly describing the present NSR goods houses and the handling of goods, the author deals with the possibilities for reorganisation and rationalization, pointing out the advantages of the loading of small merchandise directly into wagons. Some ideas for improving ramps and other facilities for the handling of goods are suggested.

DK 622.233.3.051(481)=396

JOHANSEN, Aage: Bruk av hardmetall bergbor. (Use of hard metal stone drills.) Tekniske medd. NSB, 4(1956), no. 2, pp. 34—37.

Some reflections on the use of hard metal stone drills in a Norwegian railway construction section, with a proposal to collect fracture statistics, founded on a classification of the fracture types.

DK 621.395.44(481)=396

MADSSVEEN, T.: NSB's nye bærefrekvenstelefonsystem Oslo—Ski. (NSR's new carrier telephone system between Oslo and Ski.) Tekniske medd. NSB, 4(1956), no. 2, pp. 38—41.

A short description of a 6 channel quadrature modulated short haul carrier telephone equipment recently installed by the NSR.

Redaksjonskomité: Johs. B. Hegna, form., L. Saxegaard, R. Heyerdahl-Larsen, N. Eckhoff, E. Havig, A. Rom
 Utgiver: Norges Statsbaner. Redaksjonens adresse: Storgaten 33, Oslo. Telefon 42 68 80

SANDDRENER OG FASTHETSØKING I LEIRE

Av overingeniør Sv. Skaven-Haug

DK 624.138.3(481)—396

Ved gjenoppbygging av den utraste fyllingen ved Vakås på dobbeltsporanlegget mellom Sandvika og Asker høsten 1954 var det nødvendig å treffe visse sikkerhetsforanstaltninger. Forholdene er nærmere beskrevet i Tekniske Meddelelser NSB nr. 1-1955.

For oversiktens skyld skal her gjentas at det på utsiden av hovedfyllingen ble lagt ut en lav kontrafylling, som med øyeblikkelig virkning utbalanserte leireterrenget, fig. 1. Som ved ethvert annet fyllingsarbeide kunne man også regne med at den underliggende leire, som her var omrørt og løs etter raset, med tiden ville bli konsolidert og få økt fasthet. Men en slik konsolidering er en langtidsaffære i leire, og det kan ta mange år førenn vannutpressingen er så stor at fasthetsøkingen blir av praktisk betydning.

For å lette vannutpressingen og påskynde fasthetsøkingen ble det før kontrafyllingen ble lagt ut, boret i alt 65 stk. 6" huller i leiren ned til 4 à 5 m

dyp, og hullene ble fylt med sand. Avstanden mellom hullene var 3 m og plaseringen er vist på fig. 1. Det er naturlig å spørre hvorfor ikke slike sanddrener også ble lagt under hovedfyllingen hvor konsolideringstrykket er størst, og svaret er at grunnen her er oppfylt med stein etter raset, som dessverre umuliggjorde boring.

Såvidt vites er sanddreningen ved Vakås den første systematiske sanddrening her i landet, og da man også på forhånd hadde truffet foranstaltninger til å kontrollere resultatet, skulle en nærmere beskrivelse ha interesse.

Samtidig med utførelsen av sanddrenene ble det med like stor avstand (2.12 m) fra 4 sanddrener presset ned en poretrykksmåler, et såkalt *piezometer*, av Norges geotekniske institutts konstruksjon. Dette består nederst av et filterrør av porøs bronse og er forbundet med en plastikkslange, $\varnothing = 5$ mm, som

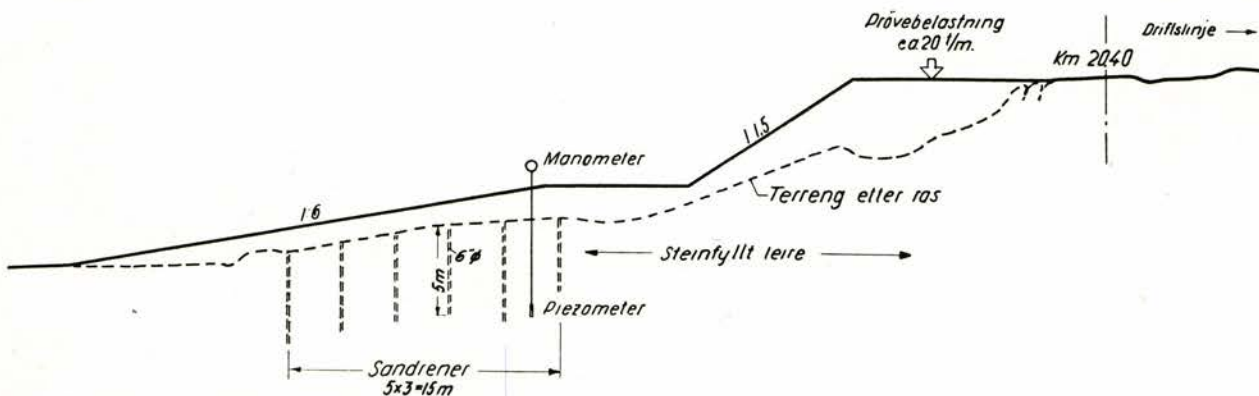


Fig. 1. Sanddrener ble utført på et felt under kontrafyllingen for å påskynde leirens konsolidering og fasthetsøking.

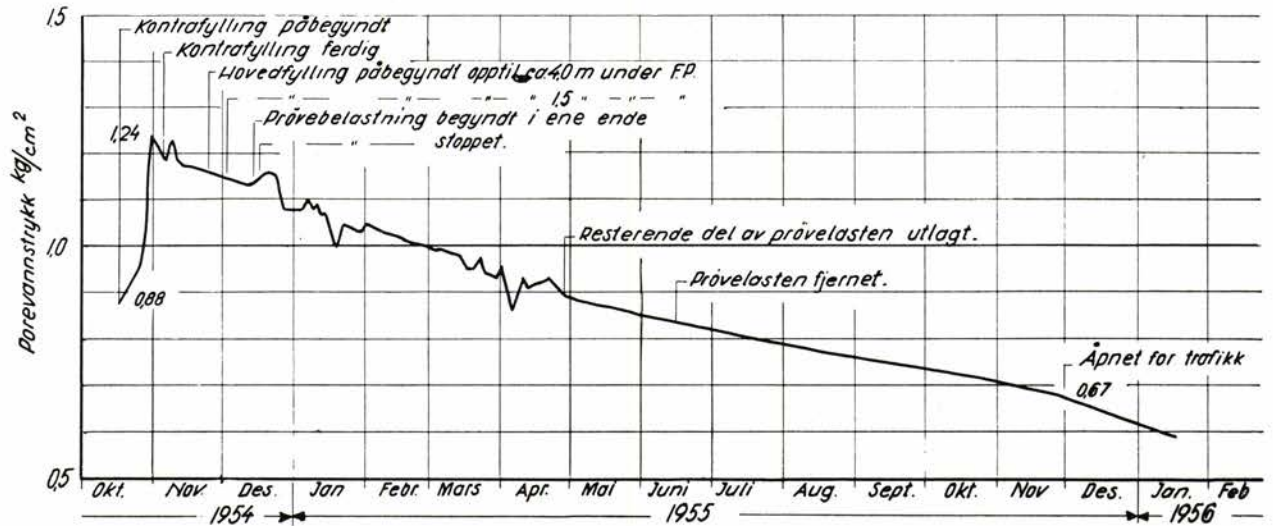


Fig. 2. Ved utlegging av kontrafyllingen økte porevannstrykket i leiren med $1.24 \div 0.88 = 0.36$ kg/cm², svarende til vekten av kontrafyllingen, I løpet av vel 1 år og før linjen ble åpnet for trafikk sank porevannstrykket $1.24 \div 0.67 = 0.57$ kg/cm² med tilsvarende øking av effektiv spenning og fasthet i leiren.

er ført opp gjennom et varerør til over terreng. Poretrykket kan etter en viss tid vanligvis avleses ved hjelp av vannstanden i plastikkslangen. (*Skaven-Haug og Saxegaard: Elektrisk måling av grunnvannstand. Tekniske Meddelelser NSB, nr. 1-1954.*) Da det her viste seg at poretrykket var større enn det hydrostatiske trykket, og at man konstaterte et veritabelt artesisk trykk, var det nødvendig å forbinde plastikkslangens øvre ende med et manometer. Årsaken til dette overtrykket kan være at leiren i piezometerdybden sto under overtrykk allerede før utrasningen fant sted, man kan f. eks. tenke seg tynne sandlag som kommuniserte med høyreliggende områders grunnvannstand. Men under alle omstendigheter er nok hovedårsaken den at leirens kornskjelett er brutt sammen da leiren ble omrørt som følge av raset, slik at en større eller mindre del av trykket fra vekten av overliggende leire nå var overført til porevannet.

Av fig. 2 fremgår at porevannstrykket før kontrafyllingen ble lagt ut den 15. oktober 1954 er 0.88 kg/cm². Da piezometeret er anbrakt i dybden 5.2 m under daværende terreng, var det et porevannsovertrykk $0.88 \div 0.52 = 0.36$ kg/cm², svarende til et artesisk trykk 3.6 m. Dette var et forbausende og ubehagelig stort overtrykk, det var tilnærmet like stort som vekten av overliggende leire som er $5.2 \times (1.8 \div 1.0) = 4.2$ t/m².

Kontrafyllingen av stein ble lagt ut flovis til en samlet tykkelse 1.5 à 2.0 m = ~ 1.8 m. Den var ferdig utlagt de første dagene i november 1954, og under arbeidet steg trykket. Trykkøkningen mens arbeidet med kontrafyllingen sto på er $1.24 \div 0.88 = 0.36$

kg/cm² = 3.6 t/m². Vekten av kontrafyllingen, som består av småsprengt stein, er $1.8 \times 2.0 = 3.6$ t/m², som jo er akkurat samme størrelse som trykkøkningen i porevannet, og det kan herav slutes at hele vekten av kontrafyllingen hvilte på porevannet. På dette tidspunkt var det i leiren i piezometerdypet ikke blitt noe økt trykk korn mot korn og følgelig heller ikke noen fasthetsøking.

Poretrykket hadde så jevnt fallende tendens mens arbeidet med gjenoppbygging av hovedfyllingen pågikk. Den ble også fylt flovis. I midten av desember 1955 gikk man i gang med å legge ut en prøvelast 20 t/m som skulle strekke seg over 40 m. Da man var kommet halvveis, merket man en stigning i poretrykket, og man fant det riktig midlertidig å avbryte utlegging av prøvelast. Etterat hovedfyllingen, som selvsagt har vært med i spillet, noen få dager senere var helt ferdig, fikk poretrykkskurven igjen jevnt fallende forløp. Den siste halvdel av prøvelasten ble lagt ut i slutten av april 1955, og hele prøvelasten ble fjernet etter 1½ måneds forløp, da man måtte frem med arbeidstog. Prøvelasten har ikke etterlatt seg noen spor på kurven i denne tiden.

Linjen ble åpnet for trafikk den 28. november 1955, og porevannstrykket var da 0.67 kg/cm². Trykkfallet siden kontrafyllingen var ferdig er $0.24 \div 0.67 = 0.57$ kg/cm². Dette betyr at trykket korn mot korn, dvs. den effektive spenningen, er økt med 0.57 kg/cm², og dette må ha bevirket en tilsvarende øking av leirens fasthet i piezometerdybden.

Det er fristende først, før måleresultatet angis, å beregne fasthetsøkningen. Dette er mulig da vi i den aller siste tid har fått kunnskap om hvorledes de

forskjellige leirer får eller øker sin skjærfasthet som følge av den effektive spenningen.

I fig. 3 er vist skjærfasthetsdiagrammet fastlagt ved hjelp av vingebor i en såkalt normalt konsolidert leireavsetning. At avsetningen er normalt konsolidert vil si at den er ferdig konsolidert bare som følge av leirens egen vekt og uten noensinne å ha hatt vekten av is- eller jordmasser over seg. Slike avsetninger fra slutten av siste istid finnes i lavlandet og helst i nærheten av sjøkanten. Her er den målte skjærfasthet avhengig bare av vekten av overliggende leire og leirens art. I fig. 3 er leiren like under terreng noe uttørket og har stor men avtagende fasthet til dybden 2 à 3 m. Fra denne dybden stiger skjærfastheten lineært med dybden, dvs. at den stiger lineært med overlagingstrykket, som i den ferdig konsoliderte avsetningen er lik den effektive spenningen. Forholdet mellom skjærfasthet og overlagingstrykk, $\frac{c}{p}$, er en benevningsløs parameter som viser seg å være noe avhengig av leiresorten.

I den verdifulle avhandlingen Norske marine leirers geotekniske egenskaper, forfattet av sivilingeniør Laurits Bjerrum, Norges geotekniske institutt (T.U. nr. 35 og 37-1954) er det for en rekke norske normalt konsoliderte leirer vist at $\frac{c}{p}$ kan variere mellom 0.09 og 0.28. I avhandlingen er i diagramform vist

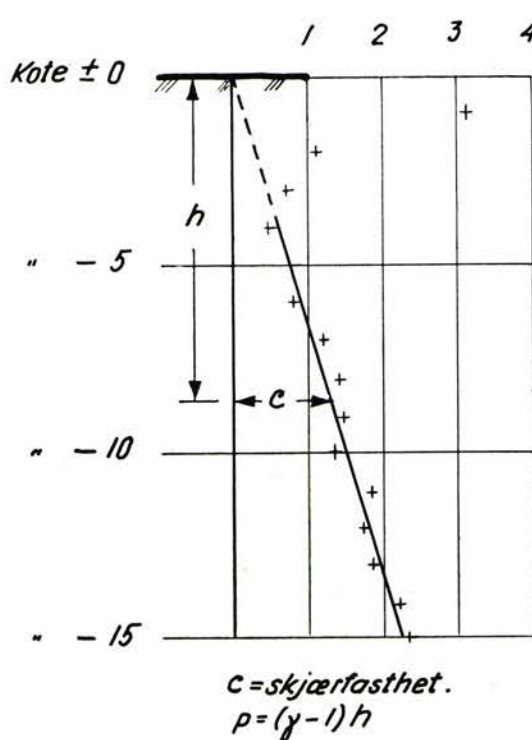


Fig. 3. Skjærfastheten c målt ved hjelp av vingebor i en normalt konsolidert leireavsetning. Måleverdiene er avmerket med kryss.

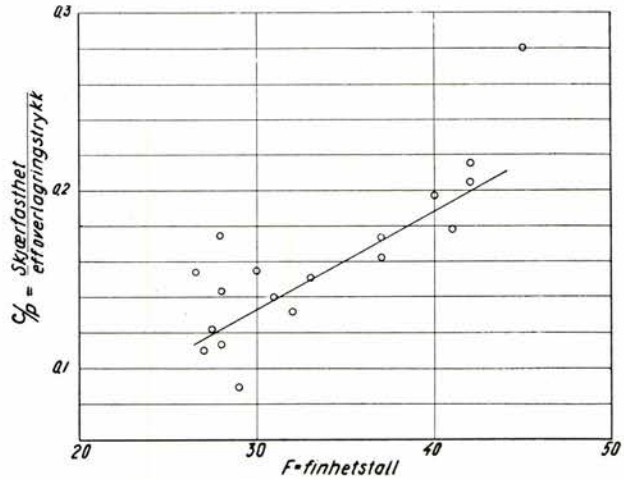


Fig. 4. Mellom en leires relative finhetstall F og skjærfasthet $\frac{c}{p} = \frac{\text{skjærfasthet}}{\text{eff. overlagingstrykk}}$ er det tilnærmet avhengighet.

at det er en entydig avhengighet mellom $\frac{c}{p}$ og leirens plastisitetsindeks. Plastisitetsindeks er definert som differansen mellom vanninnhold ved flytegrense og vanninnhold ved utrullingsgrense.

I endel eksempler som NSB Geoteknisk kontor har samlet siden 1948, da vi fikk vårt første vingebor, varierer $\frac{c}{p}$ stort sett mellom 0.10 og 0.25 i full overensstemmelse med Bjerrums verdier. Vi hadde imidlertid ikke kjennskap til hvilke egenskaper hos leiren som bevirket denne variasjon før vi fikk Bjerrums diagram. Ved rutineundersøkelser av leirprøver i NSB bestemmes alltid finhetstallet F , som er sammenlignbart med plastisitetsindeksen, og det var nå fristende å undersøke om det er noen avhengighet mellom $\frac{c}{p}$ og F . Resultatet er vist i fig. 4, og selv om eksemplene ennå er få, kan det neppe være tvil om at det er en viss avhengighet. Det synes som man med den enkle laboratoriebestemmelsen av F kan få et ganske godt begrep om størrelsen av $\frac{c}{p}$.

For så å komme tilbake til Vakås og sanddrenene, er den gjennomsnittlige verdi for plastisitetsindeksen i piezometerdybden lik 11, og av Bjerrums diagram avleses $\frac{c}{p} = 0.15$. Den gjennomsnittlige verdi av finhetstallet F er 32, og av fig. 4 avleses $\frac{c}{p} = 0.14$, dvs. praktisk talt samme verdi.

Fasthetsøkningen Δc i leiren ved piezometeret som følge av den observerte økte effektive spenning $\Delta p = 0.57 \text{ kg/cm}^2$, beregnes da til:
 $\Delta c = \Delta p \times 0.15 = 0.57 \times 0.15 = 0.087 \text{ kg/cm}^2 = \sim 0.9 \text{ t/m}^2$.

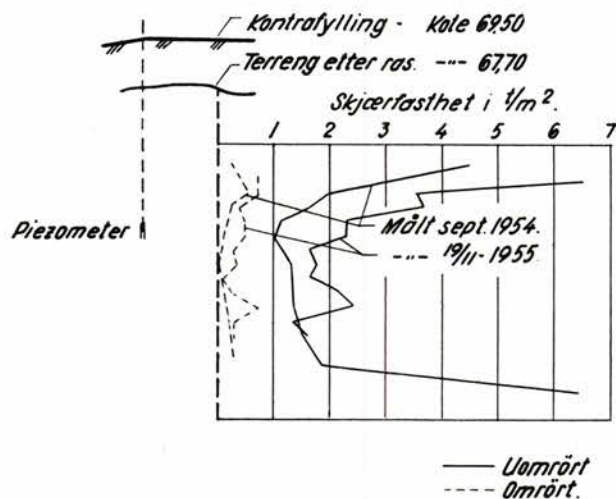


Fig. 5. Leirens skjærfasthet målt til to forskjellige tidspunkter, svarende til en øking av den effektive spenningen lik 0.57 kg/cm^2 i piezometerdybden.

Skjærfastheten i leiren på det sanddrenerte partiet ble målt i september 1954, dvs. før kontrafyllingen ble lagt ut, og den 19. november 1955 da man hadde konstatert en øking 0.57 kg/cm^2 i den effektive spenningen. Resultatet er vist i diagramform i fig. 5, og det sees at skjærfastheten i piezometerdybden har økt fra 1.1 t/m^2 til 2.1 t/m^2 (utjevnet kurve). Tilveksten er følgelig 1.0 t/m^2 mot beregnet 0.9 t/m^2 . Dette er frapperende god overensstemmelse, når vi tar i betraktning at det er «jord» vi steller med.

Av fig. 2 og avlesningen i januar 1955 ses at poretrykket fortsetter å falle og at leirens skjærfasthet derfor må fortsette å øke. Det er jo gledelig og det

hadde her vært anledning til flere refleksjoner. Nå er det imidlertid på tide å slutte av med noen praktiske opplysninger.

Også uten sanddrener ville vi en gang i fremtiden ha fått en betydelig øking i leirens skjærfasthet under kontrafyllingen. Det vi har oppnådd med sanddrenene, er at vi i høy grad har påskyndet vannutpressing og fasthetsøking slik at vi i løpet av vel et år, og før linjen ble tatt i bruk, har fått en vesentlig fastere leire på et lokalt område.

Med skovlboret som primitivt, men raskt hjelpemiddel lykkes det ikke på Vakås å bore for sanddrener til større dyp enn 4–5 m, idet leiren her var så løs at hullene klappet sammen i denne dybden. Ved en senere utført sanddrening i Leirelva på Fauske—Bodøbanen ble drenene fremstilt uten vanskelighet ved å spyle ned 6" jernrør til den ønskelige dybden, som her var 7 m. Man valgte også den mere effektive avstand 2 m mellom sanddrenene. Ved Vakås gikk det med 48 dagsverk til skovlboring av huller og innstamping av sand for 65 sanddrener, $\varnothing = 6"$, med gjennomsnittlig dybde 4.5 m. Dette blir ca. 6 m/dagsv. De tilsvarende tall ved Leirelva, hvor det ble brukt vannspyling og rør, var 154 dagsverk for 76 sanddrener, $\varnothing = 6"$, med gjennomsnittlig dybde 7.0 m. Prestasjonen for disse lange sanddrenene var ca. 3.5 m/dagsv. På begge steder er i arbeidet innbefattet montering av en poretryksmåler og diverse varerør som raker opp gjennom kontrafyllingen. Disse rørene gir lett adgang til i fremtiden å måle skjærfastheten med vingebor.

NYE GODSHUSANLEGG SOM LEDD I Å ØKE EFFEKTIVITETEN I STYKKGODSARBEIDET

Fra Hovedstyrets org.kontor ved sekretær Inge Bjørkevoll

DK 656.212.9(481)—396

I Norge, som i andre land, har stykkgodstrafikken vært et smertensbarn, og tydeligvis er det nå mer enn noensinne om å gjøre å få løst problemene i forbindelse med denne trafikken hvis NSB skal få beholde den. Hva man enn kan mene om lønnsomheten av å drive stykkgodstransport, utgjør tross alt inntektene av stykkgodset en betydelig del av trafikkinntektene.

Konkurransen med biler stiger, og om noen år kommer trolig flyene inn i bildet når det gjelder stykkgodstransport over lengre avstander omtrent som de i dag tar persontrafikken. Utsiktene ser således ikke lyse ut for stykkgodstransporten på jern-

bane om ikke NSB kan bringe konkurranseevnen opp, og til det mål duger bare den gamle medisin — lave kostnader, sammen med den nye — dør til dør trafikk.

Organisasjonskontoret har i noen år viet stykkgodshandlingen sin oppmerksomhet i forbindelse med den tekniske utvikling som har funnet sted siden siste krig. Særlig har man arbeidet ved de større godshus hvor endringer i organiseringen av arbeidet har størst betydning. Forholdene i Norge ligger slik an at behandlingen av ca. halvparten av sendt stykkgodsmengde er konsentrert bare på 6 store godshus (etter norske forhold).



Fig. 1.

1. Nåværende anlegg, omorganisasjon og rasjonaliseringsmuligheter

Hittil har man godtatt våre godshus som de er. Man har søkt å innføre bruk av større enheter i godsbehandlingen og å få godset transportert mest mulig direkte inn i vogner uten dobbeltbehandling. Men det er meget som tyder på at en kraftigere «medisin» må til for å oppnå et konkurransemessig tilfredsstillende resultat. En side av saken blir da om nye godshusanlegg kan gi en vesentlig billigere godsbehandling. Likesom det er en opplagt sammenheng mellom arbeidsorganisasjon og lønnsomhet, er det også en sammenheng mellom godshusanlegg og lønnsomhet, men vel å merke via arbeidsorganisasjonen. I denne artikkelen vil det derfor bli lagt særskilt vekt på å få fram denne sammenhengen.

Når det gjelder på en billig måte å få sendt stykk-gods fra trafikantenes biler og inn i jernbanevognene, har man støtt på visse vansker ved større godshus. Særlig i ettermiddagsrushet konsentrerer godshusets virksomhet seg naturlig nok om hurtigst å ekspedere



Fig. 3.

et størst mulig antall ventende trafikanter. Dette resulterer i at *alt* godset blir lagret inne på godshus-golvet (fig. 1), fordi det ved *nåværende anlegg* er for *lang vei* å bringe godset inn i vognene og samtidig å avvikle trafikken tilfredsstillende. Et eget arbeidslag må derfor nyttes til å transportere godset fra godshus-golvet og inn i vognene (fig. 2). Hvor kostbar en slik organisasjon er, får man først et begrep om ved sammenlikning med hva det koster å ta imot stykk-gods som trafikantene leverer direkte inn i vognene. Ved en stasjon har det vist seg at behandlingen gjennom godshus (fig. 3) er mere enn dobbelt så kostbart som direkte mottaking av sendt gods i vogner (fig 4).



Fig. 2.



Fig. 4.

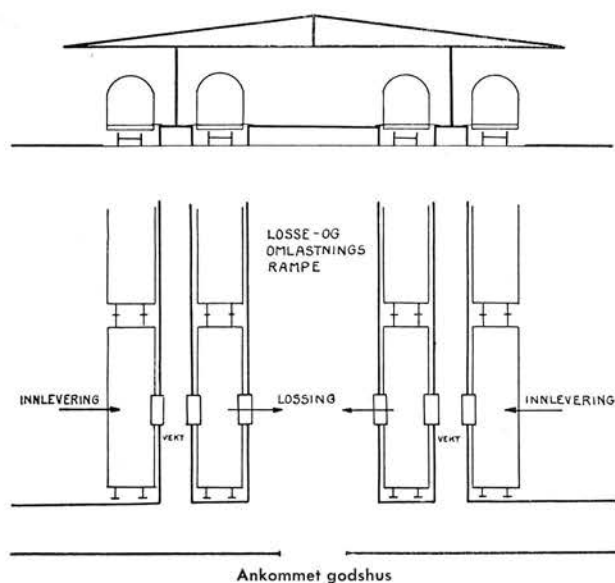


Fig. 5.

Et annet faktum som viser samme retning, har man forbausende nok funnet ved noen eldre og umoderne godshus. Her ligger arbeidseffektiviteten målt i tonn pr. tjenestemann pr. virkedag 20—30 pst. høyere enn ved større og mere moderne godshus. Årsaken ligger i at det ved eldre og nærmest provisoriske godshus *ikke er plass* til å lagre godset på godshusgolvet før transport inn i vognene. Alle tjenestemenn konsentrerer seg derfor om å overvinne den lange veien inn i vognene og samtidig få køen unna. I den anledning sløyfes særskilte stuer i vognene, og hver mann, hva enten han kjører gaffeltruck eller triller vanlig sekketralle, stuer selv vekk godset etter hvert. Kort tid etter stengningen av innleveringsportene er godset stuet inn i avgående godsvogner. *En rent prinsipiell rasjonaliseringsmulighet ved anlegg av godshus består således åpenbart i å sløyfe godshus plass for lagring av avgående gods.*

Det vil føre for langt her å gå inngående inn på alle rasjonaliseringsmuligheter. Noen av de vesentligste skal derfor bare kort summeres opp:

- Dobbeltbehandling av sendt gods ved behandling gjennom større godshus.
- Adskilte og særskilte godshus for henholdsvis sendt og ankommet stykkgoods skaper vansker for en effektiv nytting av personale og arbeidsparende redskap. I tillegg kommer utgifter til skifting (flytting) av godsvogner mellom godshusene.
- Enkelte stasjoner mangler fra tid til annen ledige godsvogner, og må derfor mellomlagre godset.
- Av og til oppstår svikt i tilførselen av ledige lastpaller til bruk for sendt gods.

c) og d) skjer særlig i høsttrafikken og ellers under stortrafikk når man har mest bruk for ledige godsvogner og lastpaller.

e) Ved de to større godshus hvor man *delvis* har innlevering av gods direkte i vognene, nyttes ikke lastpaller i de trafikksterkeste forbindelser (Oslo og de øvrige større byer i landet). Videre er det her vanskelig å organisere *flervognsbetjening*, da mottakerbetjentene må klatre opp og ned vognene når hver betjent skal ta imot gods i fler enn en vogn.

f) Nivåforskjell mellom henholdsvis bilplan, godshusgolv, ramper og jernbanevognogolv.

2. Forslag til nye godshusanlegg

Man har foreløpig kommet fram til å foreslå to typer «standardmodeller» for nye godshusanlegg beregnet på behandling av stykkgoods i *lukkede* vogner.

Den ene type godshusanlegg er vist i fig. 5 og er ment å dekke behovet på stasjoner med følgende karakteristiske trafikkgrunnlag:

Stor godsmengde hvorav forholdsvis liten ankommet mengde.

Forholdsvis stor innlevert godsmengde (f. eks. *over* 5 tonn) til hver av de fleste sendte godsvogner.

Forholdsvis stor godsmengde som kan lastes rett i vognene uten nødvendig mellomlagring.

Den annen type godshusanlegg er vist i fig. 6 og skal dekke:

Mellomstor godsmengde.

Forholdsvis liten innlevert godsmengde (f. eks. *under* 5 tonn) til hver av de fleste sendte godsvogner.

Forholdsvis stort antall sendte strekningsvogner (vogner med avlastning av gods underveis da hver vogn inneholder gods til flere stasjoner).

Disse to modelltyper kan tilpasses trafikkmengden ved å regulere spor- og rampelengder etter antall stykkgodsvogner ved vedkommende stasjon.

Med «standardmodeller» menes standarder i forhold til de karakteristiske trafikkgrunnlagene. Rampebredden, vekt- og kioskarrangementer m. v. er ment å kunne tilpasses «individuell» for hvert godshus.

Videre kan vel anlegg som er en kombinasjon av de to forslagene, tenkes å bli aktuelle.

2.1. Standardmodell for godshus med store sendte mengder.

Denne type er vist i fig. 5, og man skal her punkt for punkt søke å klarlegge hvorledes ulempene ved de nåværende anlegg er løst. Deretter gis en oversikt over den nye arbeidsorganisasjonen og ventet effektivitetsøkning.

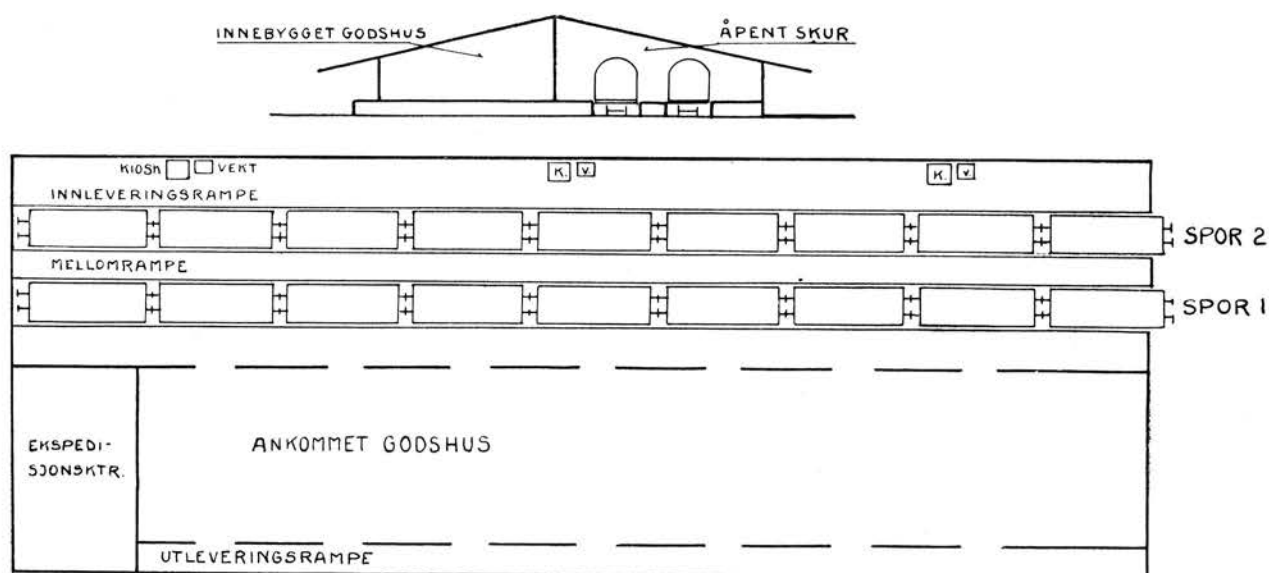


Fig. 6.

2.1.1. Løsning av problemene med adskilte godshus.

Som det framgår av fig. 5, er problemene med adskilte godshus søkt løst ved å sløyfe avgående godshus. I stedet er forholdene lagt til rette for direkte innlevering av *alt* avgående gods i vogner på en sådan måte at innleveringssporene er knyttet til en losserrampe. Godsvognene kan lastes og losses i de samme spor og derved bortfaller *all skifting som man nå har på grunn av adskilte godshus*. I stedet for å måtte nytte *særskilt* redskap og personale til behandlingen av sendt gods og *særskilt* redskap og personale til ankommet gods, gis her muligheter for med stor fordel å nytte *samme* redskap og personale *både* til sendt og ankommet gods, fordi de tidligere adskilte arbeidsplassene er slått sammen til en (jfr. 2.1.5 om ny arbeidsorganisasjon).

2.1.2. Løsning av problemene med dobbeltbehandling av sendt gods og ujevn tilføring av ledige lastpaller.

Når trafikantene skal levere gods rett i vognene, kjører de fram til første vogn de har gods til, se skissen. Samtidig leveres også gods til nabovognene som står parallellt på sporet inntil hovedrampen. Slik fortsetter trafikantene rundt rampeanlegget inntil alt gods er levert i vognene.

På denne måte hjelper trafikantene til med en vesentlig del av godsbehandlingen — nemlig både sortering og transport. Transportveiene, som nå er mellom 20 og 100 m ved våre større godshus, reduseres som følge av nyordningen til mellom 5 og 10 m. (Avstanden fra innleveringsvognen og inn i nabovognen.) Mottakingen av innlevert gods kan derfor umiddelbart *kombineres med innlastingen og stuin-*

gen av godset og nær sagt all dobbeltbehandling faller vekk.

I enkelte tilfelle her i Norge kan det dog være nødvendig å mellomlagre gods som må lastes sist inn i en strekningsvogn. (En strekningsvogn inneholder gods til flere stasjoner som ligger underveis i godstogets rute.)

Denne mellomlagring er forutsatt å kunne skje på rampene umiddelbart i nærheten av vedkommende vogner.

Da transportveiene reduseres til mellom 5 og 10 m, *blir man ikke lenger avhengig av en jevn og rikelig lastpalltilførsel.*

2.1.3. Løsning av problemene med dør til dør trafikk i forbindelse mellom våre større byer.

For å legge forholdene best mulig til rette for bruk av lastpaller er kjørebanelen for bilene lagt 15—20 cm over svillene i innleveringsporene slik at bilplanene kan komme i høyde med eller litt over jernbanevogn-golvne. Derneft er vognene på hvert av de to sporparene knyttet sammen ved hjelp av ca. 2 m brede mellomramper. Her kan gaffeljecktraller stasjoneres på flere steder hvorved hver gaffeljecktralle lett vint kan betjene flere vogner, likesom hovedrampen gjør det mulig for gaffeltruckene å betjene alle vogner.

2.1.4. Løsning av problemene med flervognsbetjening samt veiproblemet.

Fordi man via mellomrampen kan komme fra vogn til vogn uten å behøve å klatre opp og ned av vognene, blir det lett vint for samme tjenestemann å ta imot gods til de to nabovogner som står parallellt overfor hverandre på hvert sitt spor.

På mellomrampene er det videre tenkt plasert vektorer for nødvendig kontrollveiling av gods som det er særlig stor økonomisk risiko å anslå vekt på. I den forbindelse kan nevnes at ved noen av våre større godshus veies mellom 20 og 33 pst. av kolliantallet. Resten av godsmengden er enten kolli av standardvekt, målegods eller kolli hvor en ikke helt nøyaktig anført vekt i fraktbrevet trolig spiller mindre rolle.

2.1.5. Arbeidsorganisasjonens hovedtrekk og ventet effektivitetsøkning.

I alminnelighet vil det være tilstrekkelig å legge arbeidstiden ved denne type anlegg mellom kl. 7 og 17. Så å si med en gang innleveringen av gods slutter om ettermiddagen, vil godset være innlastet, og *det er ikke lenger behov for noe særskilt innlastingslag.*

Når det gjelder arbeidsoppgavens fordeling, bør her arbeidsstyrken deles i to for å få arbeidet unna på en grei og billig måte. De fleste arbeidere organiseres i en gruppe med hovedoppgave å ta imot, laste opp innlevert gods direkte i vognene og skal dessuten selv samtidig sørge for å tømme disse vogner for ankommet gods. Selvsagt vil dette da i første rekke gjelder vogner som inneholder lite ankommet gods (eksempelvis *under 5 tonn pr. vogn*).

Den annen og forholdsvis lille gruppe arbeidere bør fortrinnsvis konsentreres om arbeidet med lossingen av ankomne vogner med stort godsinnhold (*over 5 tonn pr. vogn*). Men etter hvert som innleveringen av sendt gods nærmer seg sitt maksimum utover ettermiddagen, bør også denne gruppe arbeidere kunne nyttes til mottaking av sendt gods.

Selve lossearbeidet er tenkt utført av små lag, hvert på 2 til 3 tjenestemenn, som laster godset på lastpaller inne i vognene og deretter trekker lastpallene ut på hovedrampen. Herfra sørger en gaffeltruck for den videre transport inn i ankommet godshus.

Ved denne arbeidsorganisasjon vil det bli meget korte transportveier for de arbeidere som utfører selve tømmingen av vognene, noe som da igjen vil gjøre det lett for arbeiderne samtidig å kunne passe på å betjene trafikanter som kommer for å levere gods til forsendelse.

Når det gjelder spørsmålet om ventet arbeids-effektivitet, har man to holdepunkter:

a) Slik som innlevering direkte i vogner skjer i dag, ligger effektiviteten mellom 9 og 10 tonn pr. tjenestemann pr. virkedag.

b) Ved nåværende behandling av sendt gods gjennom godshus ligger det *første* ledd i transportkjeden — portassistentenes arbeid under godsmottakingen i portene — på en effektivitet mellom 15 og 20 tonn. (Det gjelder det manuelle arbeid å ta imot og å

transportere 15 til 20 tonn gods ca. 20 m inn på avgående godshusgolv samtidig som godset sorteres på mellomagringsplasser.)

På bakgrunn av disse effektivitetsmålinger kan man danne seg et bilde av effektiviteten ved det nye anlegget hvor man ved hjelp av mellomramper og hovedrampe tar sikte på:

Å eliminere klatring opp og ned av vognene under direkte innlevering.

Å gjøre det lettere for arbeidslederne å organisere flervognsbetjening.

Å dra fordel av arbeidssparende redskap som lastpaller og gaffeljecktraller eller trucker under direkte innlevering av gods i vogner.

Disse tre ting tilsammen burde tilsi en høyere effektivitet enn den nåværende på mellom 9 og 10 tonn. Dertil kommer det antall tonn hver tjenestemann med rimelighet kan makte å losse i formiddagstimen. Alle faktorer tatt i betraktning, vil man være på den sikre side om man anslår en ventet effektivitet på mellom 10 og 15 tonn ved det nye anlegget, eller ca. 25 pst. over nåværende effektivitet ved direkte innlevering av gods i vogner.

Sammenliknet med godsbehandling gjennom godshus kommer man trolig opp i en effektivitetsøkning på ca. 100 pst. (fra 5 til 10 tonn). Dette gjelder imidlertid der man i dag har adskilte godshus. Hvor man fra før har kombinert avgående og ankommet hus, vil man neppe kunne vente en slik prosentvis stor effektivitetsøkning.

2.1.6. Hvordan vill trafikantene reagere på direkte innlevering i vogner av alt gods?

Det ligger nær med en gang bare å vise til forholdene ved de to stasjoner hvor vi allerede har direkte innlevering i 20 til 40 pst. av antall sendte lukkede vogner. Trass i at trafikantene må kjøre fra det ene sted til det annet, hoppe ut av og inn i bilene hver gang gods leveres, og til og med av og til vente i kø, synes de å være godt fornøyd med ordningen. Og rimeligvis er det langt mer tiltrekkende for sjåførene selv å være i aktivitet, enn å vente i en kjedelig kø som daglig oppstår når gods må leveres gjennom godshus.

Ved direkte innlevering i vogner kreves riktignok et visst forarbeid med sortering av gods på bilene, og dette bør skje allerede ved trafikantenes lagre. Til gjengjeld byr selve systemet på mange og interessante muligheter for en hurtig innlevering av godset. Ettet hvert som lastpall- og beholdersystemene vinner terreng i dør til dør trafikken, vil dessuten mer og mer av sorteringen på trafikantenes lagre bli gjort ved selve lastingen av lastpaller eller beholdere.

Det er vel likevel så at når det gjelder å forutsi menneskers reaksjon, så er man på usikker grunn. Rent praktisk vil imidlertid den nye ordningen i alle fall ikke føre til så svært mange ekstrastopper for sjåførene under innlevering av gods. Eksempelvis kan nevnes at en overgang fra å levere gods direkte i ca. 40 pst. av vognantallet til å levere i 100 pst. ved Oslo V. for sjåførene vil bety maksimum 16 stopper mot nå 15 (herav 14 i de nåværende vogner på eget spor og 1 ved avgående godshus). At ikke forskjellen blir større, kommer av at den nye ordningen gjør det mulig for sjåføren å levere gods til *to* forskjellige vogner for hver stopp, mens nå bare til *en* vogn.

2.2. Standardmodell for godshus med mellomstore godsmengder.

Denne type er vist i fig. 6. Da prinsippene for godsbehandling og arbeidsorganisasjon til en viss grad er utdypet i forbindelse med den allerede beskrevne type godshusanlegg for *store* godsmengder, skal man her innskrenke seg til bare å gi en kort oversikt over forslaget til godshusmodell for *mellomstore* godsmengder.

De vanskeligheter som i dag er til hinder for en lønnsom godsbehandling (se avsnitt 1, punktene a til f), er ved denne type også søkt løst ved å sløyfe avgående godshus. Men i stedet for å vise trafikantene til å levere godset direkte i vognene, har man her foreslått en innleveringsrampe i umiddelbar tilknytning til alle avgående godsvogner. Da det i følge trafikkgrunnlaget for denne modelltypen skal være *forholdsvis liten innlevert godsmengde til hver av de fleste sendte godsvogner*, er forholdet lagt spesielt godt til rette for *flervognsbetjening*. Sentralt for hvert tredje vognpar er plassert en kiosk med vekt på innleveringsrampen, og arbeidsorganisasjonen forutsettes lagt opp slik at en liten arbeidsstyrke (f. eks. 2 mann) kan ta imot innlevert gods til de 6 vogner som sokner til denne kiosken. Transportveiene fra kiosken og inn i vognene blir fra 5 til høyst 25 m, og arbeidet med å ta imot innlevert gods kan derfor umiddelbart kombineres med innlastingen og stuingen av godset.

Sjåføren kan her levere gods til 6 vogner ved hver stopp, mot til 2 vogner ved modelltypen for *store* godsmengder.

For øvrig ser man at grunnlaget er lagt til rette for dør til dør trafikk med lastpaller idet det ikke er noen vanskeligheter for en effektiv bruk av gaffeltruck m. m.

Problemet med adskilte godshus er her løst ved å legge ankommet godshus på *langs* av innleverings-sporene. Derved blir det korte transportveier også

fra vognene og inn i ankommet godshus. Gaffeljecktraller forutsettes derfor å bli hovedtransportmidlet under arbeidet med lossingen av ankomne godsvogner.

Når det gjelder å bedømme dette anlegget med omsyn på ventet arbeidseffektivitet, minner man om hva en portassistent i dag utfører ved større godshus. Som nevnt i 2.1.5. tar han imot 15 til 20 tonn gods som han transporterer ca. 20 m inn på godshusgolvet og sorterer på mellomlagringsplasser. I stedet vil portassistenten ved nyordningen transportere det rett inn i vogner som det er meget korte transportveier til (5—25 m). Tilleggsoppgaven han får blir å stue godset inn i vognene. (Derneft må gods som skal sist inn i strekningsvogner og av den grunn er mellomlagret, tas igjen fra golvet, transporteres inn i vognene og stues. Dette gjelder imidlertid vanligvis en liten del av godsmengden.)

3. Konklusjon

Det arbeid som nå utføres for å senke kostnadene, støter på ulemper ved *nåværende anlegg* og i *nåværende organisasjon* som gjør det vanskelig å få senket kostnadene vesentlig mer. Ved f. eks. å bygge de her foreslåtte nye anlegg og samtidig innføre nye stabilere organisasjoner, oppnår man sannsynligvis å kunne heve effektiviteten i behandlingen av sendt fraktstykkgodt til mellom 10 og 15 tonn pr. virkedag. Regnes forsiktigvis med 10 tonn og arbeidslønnen settes til kr. 15 000.00/300 virkedager = kr. 50.00 pr. dag, vil den utvendige behandlingen av sendt fraktstykkgodt, hva lønnsomheten angår, komme til å koste ca. kr. 50.00/10 tonn = ca. kr. 5.00 pr. tonn mot nå ca. kr. 10.00.

Som nevnt i innledningen er ca. halvparten av sendt fraktstykkgodsmengde konsentrert på 6 godshus her i Norge. Sendt mengde i driftsåret 1953-54 utgjorde ca. 530 000 tonn som igjen vil si at ca. 265 000 tonn ble behandlet ved de 6 godshusene. Regnes forsiktigvis med at bare 200 000 tonn ble sendt i lukkede godsvogner, kan man vente en kostnadsenkning på kr. 5.00 x 200 000 = 1 mill. kr. pr. år.

Med dette menes selvsagt ikke å foreslå at våre større godshus bør «sprenges i lufta med krutt». Hensikten er derimot å gi en oversikt over hva det kan bety etter hvert å gå over til f. eks. foreslåtte godshusmodeller.

Godshusanlegg og arbeidsorganisasjon må sees i sammenheng om det skal kunne oppnås et økonomisk resultat. Dette sammen med hva andre organisatoriske tiltak i drift og trafikk kan bringe, har betingelser for å gjøre stykkgodstrafikken vesentlig mer lønnsom og konkurransedyktig.

BRUK AV HARDMETALL BERGBOR

Av avdelingsingeniør Aage Johansen

DK 622.233.3.051(481)—396

34

Den første føling med hardmetallbor fikk man under krigen da tyskerne brakte med seg Wallram-bor med meisel- og krysskjar.

For å være helt ærlig var sløvheten hos oss tiltrekkelig stor den gang til at man ikke verdsatte disse bor nok, og da krigen sluttet, fortsatte man med vanlig maskinborstål, og mange hardmetallkroner og borerør gikk tapt.

Etter hvert som arbeidslagene og ledelsens motvilje mot «tyske bor» falt bort, som følge av de kjensgjerningene at man sparte tid og slit med å bruke tyskernes etterlatte borstål, ble borkronene en ettertraktet vare, som naturligvis da ble vanskelig å få fatt i.

Her ved avdelingen var vi innforstått med at et vanlig maskinbor bare skulle stå fra 3-4 mm til 4-5 cm i kvarsitten i «Silver-Jo»-knausen på Hjartåsen, og da man endelig oppdaget at Wallram-borkronene sto flere meter mellom hver sliping, ville ingen se det vanlige maskinborstålet lenger.

Da vårt lille lager av Wallram-bor slapp opp, hadde situasjonen forandret seg. Flere fabrikata av hardmetallbor kom i handelen.

Ved A/S Sulitjelma Gruber hadde man tidlig oppdaget fordelene med å bruke hardmetall, og der satte man i gang en egen borsmie, som til å begynne med utnyttet hardmetallet i Wallram-borene, sveiset det til vanlig borstål, og eksperimentene har ført til likeverdige bor med andre fabrikata.

Da beslutningen om å bygge et pukkverk på Hjartåsen ble tatt, var det en selvfølge at man helt gikk over til å bruke hardmetallbor. Ved småarbeider ute på linja er det vanskelig å få en full oversikt over hva hardmetallborene er god for, men ved en så konsentrert arbeidsplass som et pukkverksbrudd er, har man lettere for å følge med, og avdelingen satte straks i gang arbeide for å få en statistikk over hardmetallborene.

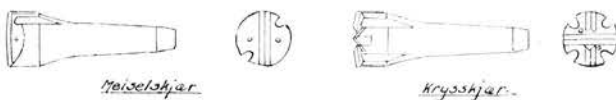


Fig. 1. Wallram hardmetall-bor. Deler.

De av leserne som anser det naturlig å operere med 150—300 m pr. bor, må gjøre seg fortrolig med at fjellet i Hjartåsen er noe for seg sjøl, og antall bormeter pr. hardmetallbor må sees i sammenheng med hva man tidligere har sagt om vanlig maskinborstål.

Avdelingen har prøvet hardmetallbor av forskjellige typer, men man kan foreløpig ikke peke på at noe spesielt borfabrikata utmerker seg særlig framfor andre.

Bordataer.

Den oversikten avdelingen har, omfatter 357 bor. Det er boret 16 247 m og slipt 2 705 ganger, dvs. 45.5 m og 7.58 slipinger pr. bor, og uttatt 0.9 m³ fjell pr. bormeter.

Feilfordelingen på borene fordeler seg slik:

P 1: Platen knust,		
hardmetall igjen i sporet	45 stk.	12.6 %
P 2: Platen sprukket	0 »	0 »
P 3: Hjørnet knust	103 »	28.9 »
P 4: Del ute i midten av platen	3 »	0.8 »
P 5: Del av platen borte	49 »	14.0 »
P 6: Sporet rent	3 »	0.8 »
P 7: Platen og en flanke borte	1 »	0.3 »
P 8: Platen borte,		
sporet og flankene stuket	71 »	19.5 »
P 9: Del av platen og halve		
flanken borte på lesiden	5 »	1.4 »
P 10: Ditto på støtsiden	2 »	0.6 »
P 11—P 14: Vesentlig feil		
på grunn av sliping	21 »	5.9 »
P 2 + P 5	1 »	0.3 »
P 3 + P 5	8 »	2.2 »
P 2 + P 3	5 »	1.4 »
P 3 + P 13	1 »	0.3 »
P 9 + P 10	3 »	0.8 »
P 8 + P 10	1 »	0.3 »
P 3 + P 4	1 »	0.3 »
P 3 + P 8	4 »	1.1 »
P 1 + P 8	1 »	0.3 »
Ikke bestemt	6 »	1.7 »
Nakkefeil	0 »	0 »
Stangbrudd	22 »	6.2 »
Kronebrudd	1 »	0.3 »

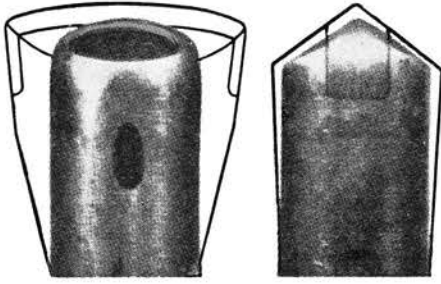
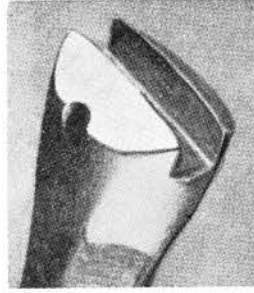
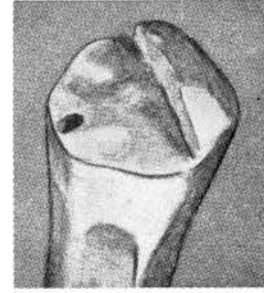


Fig. 2. Slitasje ved boring i kvartsitt.



P 6. Platen borte, rent spor.



P 7. Platen og en flanke borte.

Fig. 3. Klassifisering av forekommende bruddtyper og defekter i hardmetall-bor.



P 1. Platen knust, hardmetall sitter igjen i sporet.



P 2. Sprekk i platen.



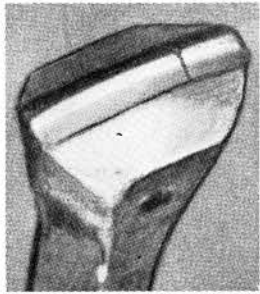
P 3. Knust hjørne.



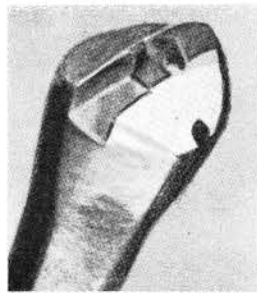
P 8. Platen borte, bunn og flanker stuket.



P 9, P 10. Del av platen, og halve flanken borte på le-siden eller støtsiden.



P 4. Bit borte midt på platen.



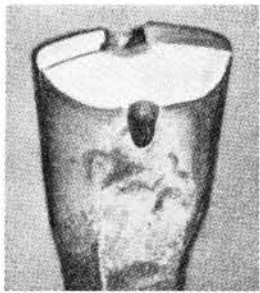
P 5. Del av platen borte.



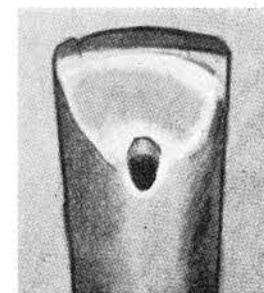
P 11. Langsgående sprekker.



P 12. Motkon grunnet dårlig etterslipning.



P 13. Årsak: Dårlig brytning av hjørner.



P 14. Årsak: Dårlig vridning og/eller spyling.

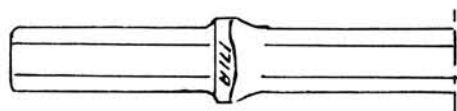


Fig. 4. Merking av bor.

36

Avdelingen har reklamert 125 stk. bor. Ved første reklamasjon sendte man flere bor enn man på forhånd regnet med å få godtgjort. Dette ble gjort for å få bedre retningslinjer for senere innsendelse. Vi har på denne måten fått godskrevet kr. 2 180.13. Beløpet er såpass stort at det er vel verd å ha oppmerksomheten henledet på reklamasjonen.

Merking av borene.

For i det hele tatt å kunne følge med borene må disse være merket. Man har her ved avdelingen slipt plant en side på kraven og stemplet nummer på følgende måte:

50 cm bor	nr.	1— 50
80 » »	»	51—100
160 » »	»	101—150
240 » »	»	151—200
320 » »	»	201—250
400 » »	»	251—300
480 » »	»	301—350

I de tilfellene man har over 50 stk. bor av én lengde i bruk, merker man neste borgang med A, eventuelt B osv.

Føring av borbøker.

Hver borer har fått utlevert en bok med perforerte blad hvor han noterer seg bor nr. og boret meter pr. dag. Når arbeidsdagen er forbi, leveres lappen til sliperen som oppbevarer lappene i konvolutter merket med hver borers navn. Snarest beleilig fører sliperen inn i sin journal bormetrene samt slipningsdatoer og datoen når boret går ut.

En gang i uken går borsliperen og avdelingsingeniøren sammen for å måle gjenstående hardmetall i skjæret på utgatte bor, samt klassifiserer borene etter sine feil, og tar da ut de borene som blir gjenstand for reklamasjon.

Borttrekk.

Tidligere regnet man med at borene skulle tåle 10 slipninger, og da laget hadde full borttrekk, delte man borets totalkostnad, inkludert transport, med 10 slipninger. Man fikk da et avrundet trekk for:

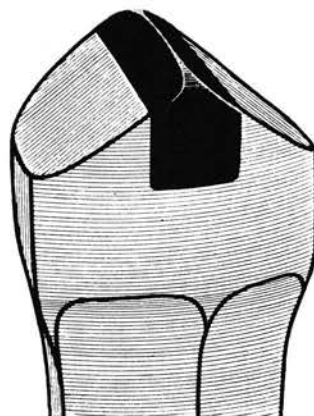


Fig. 5. Riktig form på hardmetall-kronen.

50 cm kr. 9.00 pr. slipning
80 » » 10.00 » »

og videre en økning på kr. 1 pr. slipning til 480 cm's bor, som laget måtte betale med kr. 15 pr. slipning.

Hvis et bor var utslitt før 10 slipninger ble oppnådd, ble det resterende beløp trukket i sin helhet når boret gikk ut. På den andre siden ble det ikke foretatt trekk for overskytende slipninger (over 10).

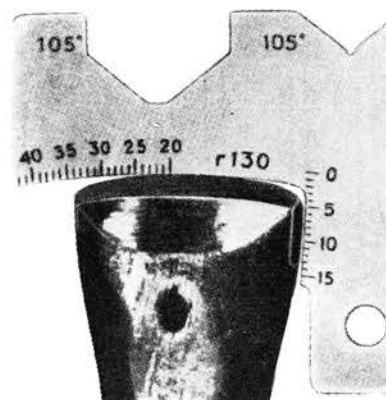
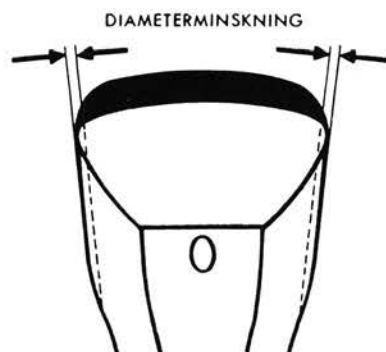


Fig. 6. Måling av slitasje.

Nå regner man med trekk pr. nedslitt mm, og laget betaler:

2.50 kr. pr. mm for	50	cm bor
3.00 » » » »	80—240	» »
3.50 » » » »	320—400	» »
4.00 » » » »	480	» »

Følgen er at borttrekket på laget blir ca. 20—30 kr. pr. bor, når vi regner med en utslitningsgrense på hardmetallet på 7—8 mm. Nytt hardmetallskjær måler 15 mm.

Trekkverdien på de forskjellige borlengdene varierer fra kr. 75 til kr. 115 pr. bor inkludert frakt. Som det vil framgå av ovenstående, medfører trekket unødvendig stort arbeide, dersom man da ikke samtidig skal føre statistikk.

Man mener derfor at hvis laget skal betale noe for borene, bør man komme fram til et bestemt beløp pr. bor, uansett lengde, og likeledes at trekkverdien settes likt for alle bor. Naturligvis må disse trekkverdiene, likesom lagets fradrag i akkorden på grunn av borslitasje, fastsettes ett år ad gangen.

Før eller senere blir man sikkert stående ved en slik ordning. Det vil for større avdelinger være uråd å følge med på annen måte.

Slipeapparat.

Hvordan sliping skal foregå, framgår av fabrikanterens instruksjoner.

Når det gjelder valg av slipemaskin, har man her blitt stående ved spesialslipemaskin hvor boret spennes fast og slipeskivens bevegelse er tvangsstyrt. En håndslipemaskin eller vanlig slipemaskin er lett å «bruke», men vanskelig å bruke riktig. Den setter for store krav til sliperen, og vil derfor ikke være tjenlig ute på et anlegg hvor man kan risikere at øvede slipere blir flyttet til andre avdelinger.



Fig. 7. Håndslipemaskin montert på stativ.

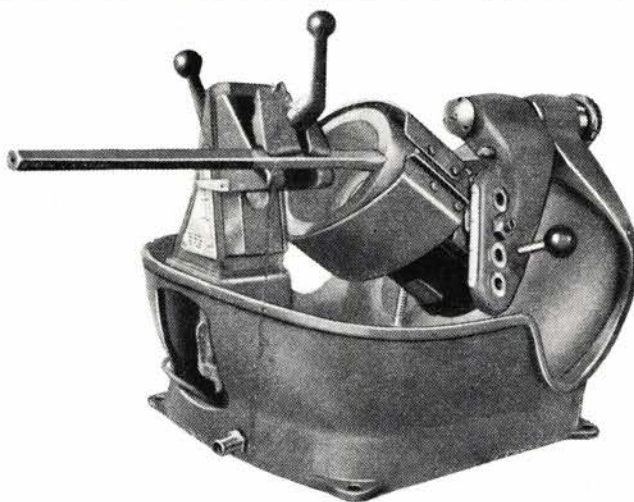


Fig. 8. Spesialslipemaskin.

Det viser seg da også at feilslipte bor nettopp ligger i den tiden da denne slipemaskintype ble benyttet.

Når det gjelder spesialslipemaskiner, reklameres det med at selv uøvde arbeidere kan utføre sliping tilfredsstillende. Dette er naturligvis ikke riktig, men vedkommende sliper behøver ikke på langt nær så lang tid for å yte tilfredsstillende arbeide som ved håndslipemaskin eller vanlig slipemaskin. Så langt det er mulig, må én og samme arbeider hele tiden slipe borene for laget — så fremt han naturligvis kan det, og en annen ting er nødvendig å huske under sliping — vann!

Forskjellige dataer.

Bormaskinene som er brukt, er av forskjellig fabrikkat og størrelse. Da bormaskinene er brukt om hverandre, har man ingen oversikt over hvordan borslitasjen og bormaskintypen følges ad.

Luftrykket er ca. 6 atm., og man benytter bare tørrboring.

Fjellarten er som før nevnt kvartsitt, og som en liten kuriositet kan nevnes at en representant fra en leverandør som skulle prøvebore i pukkerbruddet, rystet oppgitt på hodet da han så slitasjen på boret etter 80 cm.

Sluttord.

Oversikten som er gitt, kan ikke karakteriseres som fullgode undersøkelser, og diverse slutninger som man er kommet fram til, har heller ikke noe som helst krav på å være absolutt. Oppsettet er bare ment som en liten orientering fra en avdeling hvor man i praksis har vært nødt til å reflektere over problemet, og hvor spørsmålet hver dag melder seg: Bedre bortyper? Større eller mindre borstål? Og for all del — billigere bor pr. m³ framstilt pukker?

NSB's NYE BÆREFREKVENSTELEFONSYSTEM OSLO—SKI

Av avdelingsingeniør T. Madssveen

DK 621.395.44(481) 396

38

For å avhjelpe telefonlinjenøden på strekningen Oslo—Ski tok NSB i desember 1955 i bruk et nytt bærefrekvenstelefonsystem av engelsk konstruksjon. I denne artikkel skal det gis en kort beskrivelse av dette system.

Mens NSB's øvrige bærefrekvensanlegg er amplitudemodulerte 1- og 3-kanalsystemer, er det nye anlegg et 6-kanalsystem med kvadraturmodulering, hvorfor systemet har fått betegnelsen type «Q» (av engelsk «quadrature»). Kvadraturmodulasjonen er en spesiell form for fasemodulasjon.

Forskjellen mellom amplitude- og kvadraturmodulasjon illustreres i fig. 1 som viser vektordiagrammene for a) amplitude- og b) kvadraturmodulasjon.

Vektor A representerer den konstante bærefrekvenskomponent. B og C er sidebåndskomponentene som roterer om A's endepunkt med samme hastighet men i motsatt retning.

Ved amplitudemodulasjon har den resulterende vektor D alltid samme fase som A, mens lengden pulserer i takt med talefrekvensen.

Ved kvadraturmodulasjon er D faseforskjøvet i forhold til A og fasevinkelen φ varierer med talefrekvensen.

Dessuten har man også en slags amplitudemodulasjon idet D's lengde varierer mellom en maksimums- og en minimumsverdi (A), men to ganger i modu-

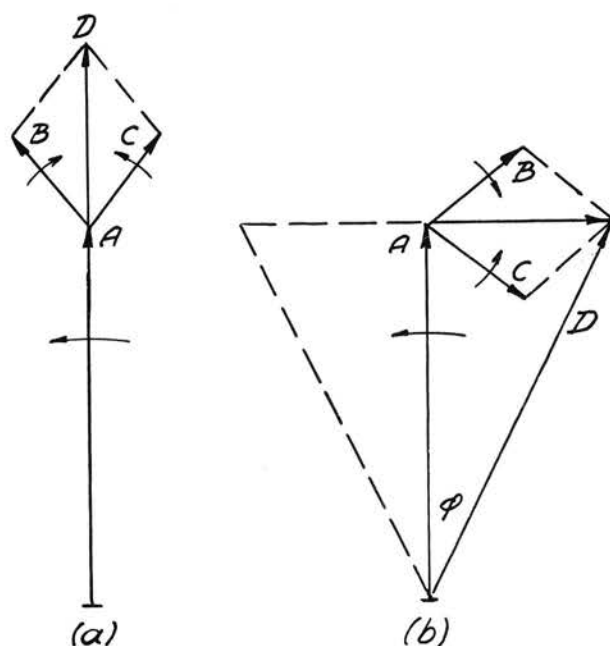


Fig. 1.

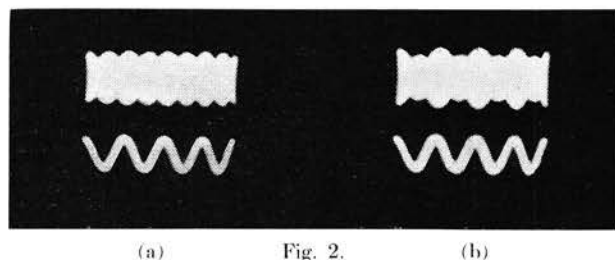


Fig. 2.

leringsperioden. For å få ren fasemodulasjon, må man sørge for to ting. Amplitudevariasjonene må fjernes, og fasevinklet φ må gjøres så lite at man uten nevneverdig feil kan sette $\varphi = \varphi$.

Amplitudevariasjonene har imidlertid en praktisk betydning idet de benyttes til å kontrollere balansen av modulatorene. Fig. 2 viser et oscillogram av et «Q»-modulert signal, a) med balansert modulator og b) med modulatorene ute av balanse. Man ser at amplituden pulserer med en frekvens som er den dobbelte av den tilsvarende signalfrekvens.

Dessuten benyttes amplitudevariasjonene til å kontrollere modulasjonsgraden idet man ved et nærmere spesifisert signalpåtrykk kan innregulere et fasevink på 45° . Forholdet mellom maksimums- og minimumsamplituden er da $= \sqrt{2}$, hvilket med tilstrekkelig nøyaktighet kan måles på oscilloskopet.

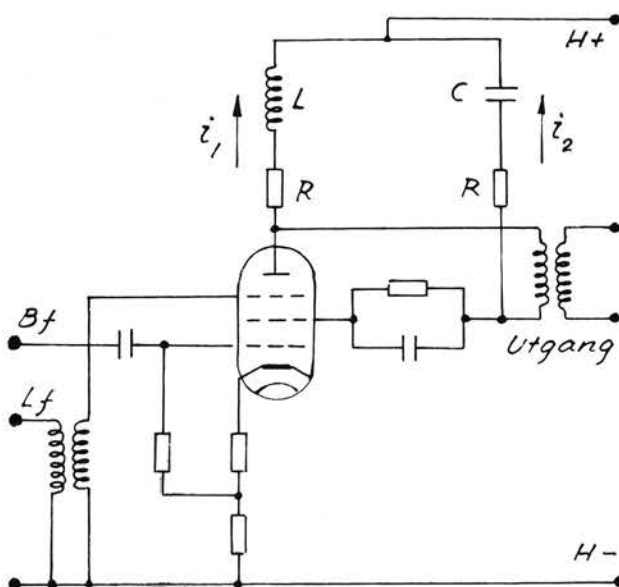


Fig. 3.

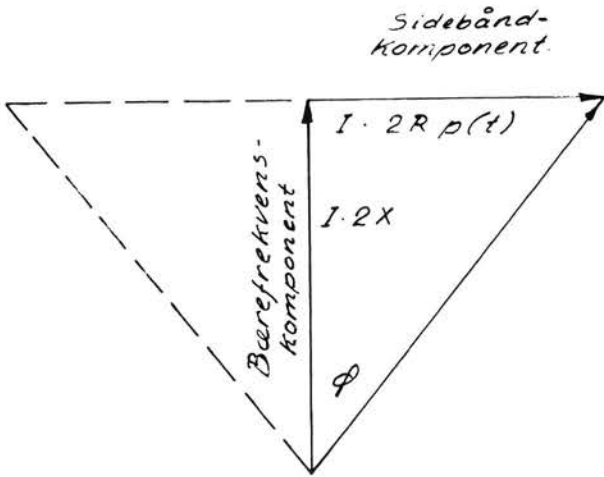


Fig. 4.

Fig. 3 viser prinsipskjemaet for en kvadraturmodulator. Da L og C er i resonans ved bærefrekvensen, blir modulatorens utgangsimpedans rent ohmsk og $= 2R$.

For en ideell modulator er strømmene

$$i_1 = I(1 + p(t))$$

$$i_2 = I(1 - p(t))$$

hvor I = bærefrekvenskomponenten
og $p(t)$ = talefrekvenskomponenten.

Spenningen over anodegrenen blir

$$e_1 = i_1 Z_1 = I(1 + p(t))(R + jX)$$

$$= I(R + jX + Rp(t) + jXp(t))$$

Spenningen over skjermgittergrenen blir

$$e_2 = i_2 Z_2 = I(1 - p(t))(R - jX)$$

$$= I(R - jX - Rp(t) + jXp(t))$$

Resulterende spenning blir differensen

$$e_1 - e_2 = I(2jX + 2Rp(t))$$

og fasevinkelen $\varphi = \arctg \frac{Rp(t)}{X}$ (Se fig. 4.)

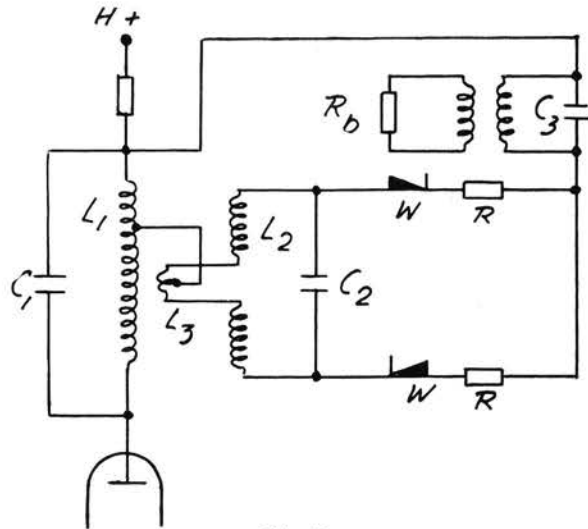


Fig. 6.

Det «Q»-modulerte signal inneholder foruten den konstante bærefrekvens (192 kHz for alle 6 kanaler) to sidebånd hvert tilsvarende et talefrekvensspektrum på 300—3400 Hz. Ved frekvenstransformasjon, som foregår ved vanlig amplitudemodulasjon, plasseres de 6 kanaler etter hverandre som vist på fig. 5, over et spektrum som strekker seg fra 12 til 60 kHz i terminal B og fra 72 til 120 kHz i terminal A, idet nedre sidebånd benyttes. Kanalsignalene passerer en felles sendeforsterker og slippes ut på linjen ved ca. 0-nivå.

Linjen er et glatt par i jernbanens telefonkabel. Lengden er 25 km og dempingen varierer temmelig normalt fra ca. 25 til 55 db i det aktuelle frekvensområde.

I mottagerterminalen forsterkes de innkommende kanalsignaler og demoduleres i to trinn.

I første trinn reproduseres de «Q»-modulerte signaler som derpå passerer en amplitudebegrenser. Denne tjener to formål. For det første kutter den vekk de amplitudevariasjonene som er en følge av modulasjonsprosessen som tidligere nevnt, slik at

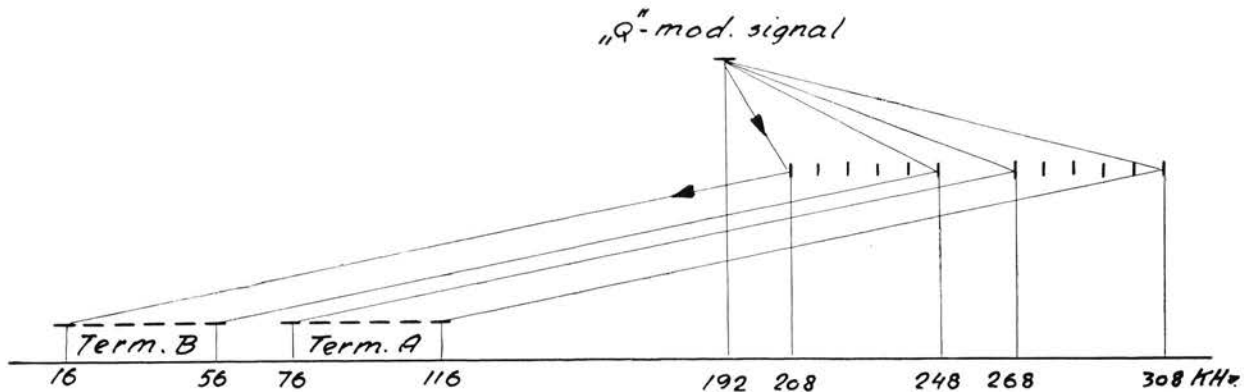


Fig. 5.

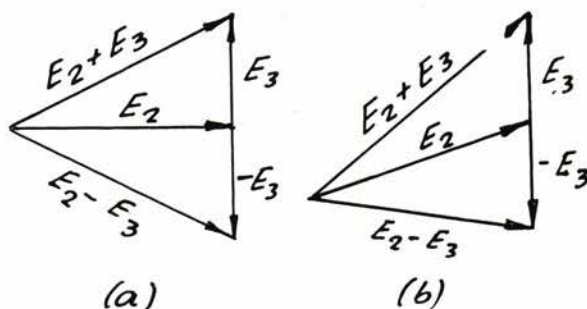


Fig. 7.

man får et rent fasemodulert signal. For det andre virker begrenseren som en meget effektiv nivåregulator, idet den uten tidsforsinkelse korrigerer for økning av linjedempningen på opp til 20 db uten merkbar forvrengning.

Det annet demodulasjonstrinn består av en Seeley diskriminator og et korreksjonsledd. Prinsippskjemaet for koplingen er vist i fig. 6. Diskriminatoren består av to resonanskretser $L_1 C_1$ og $L_2 C_2$, løst koplet over vikling L_3 , som danner et båndpassfilter for frekvensområdet omkring 192 kHz. Fasevinkelen mellom inn- og utgangsspenningen for filteret varierer

fra $\div \frac{\pi}{2}$ ved nedre grensefrekvens til $+\frac{\pi}{2}$ øvre grense-

frekvens. Omkring midten av filtersonen, tilsvarende 192 kHz hvor faseforskyvningen er 0, er variasjonen meget nær lineær. Over hver halvdel av L_2 får vi derfor en spenning E_2 hvis fase varierer med frekvensen og ved 192 kHz er 90° faseforskjøvet i forhold til filterets inngangsspenning E_1 . Over midtpunktet på L_3 påtrykkes dessuten hver halvdel av L_2 en spenning E_3 som alltid er i fase med E_1 men i motfase i de to spolehalvdeler. Fig. 7 viser vektordiagrammet for disse spenningene, a) ved 192 kHz hvor E_2 står loddrett på E_3 og b) ved en avvikende frekvens hvor E_2 har dreid seg en viss vinkel avhengig av frekvensavvikelsen. De to resulterende spenningene $E_2 + E_3$ og $E_2 \div E_3$ subtraheres ved hjelp av likeretterne W. I første tilfelle er den resulterende spenning over de to spolehalvdeler numerisk like og gir en differensspenning = 0. I annet tilfelle får vi spenninger hvis differens med hensyn til størrelse og frekvens varierer med frekvensen av det «Q»-modu-

lerte signal, dvs. med $\frac{d\varphi}{dt}$. Vi er imidlertid interes-

sert i en spenning som med hensyn til størrelse og frekvens varierer med fasevinkelen φ selv. Diskrimi-

natoren må derfor etterfølges av en integrator som ganske enkelt består av en kondensator C_4 som innkoples i diskriminatorens strømkrets.

Er signalspenningen fra diskriminatoren

$$e' = E \varepsilon^{j\omega t}$$

må den korrekte spenning over belastningsmotstanden R_b være

$$e = E \int \varepsilon^{j\omega t} dt = \frac{E}{j\omega} \varepsilon^{j\omega t} \dots 1$$

Dersom reaktansen av C_4 er liten i forhold til R og R_b , kan strømmen settes lik

$$i = \frac{e}{R} = \frac{E}{R} \varepsilon^{j\omega t}$$

Men da blir spenningen over C_4

$$e_c = \frac{E}{R} \cdot \frac{\varepsilon^{j\omega t}}{j\omega C} = \frac{E}{j\omega RC} \varepsilon^{j\omega t} \dots 2$$

som vi ser adskiller seg fra ligning 1 bare ved en konstant faktor.

Det demodulerte signal forsterkes så endelig opp til ønskelig mottagernivå.

Ved de systemer hvor bærefrekvenskomponenten overføres, kan ringe- eller impuleringsproblemet løses meget enkelt ved at ringesignalene bryter bærefrekvensen i sendeterminalen. I mottagerterminalen formidles ringesignalene videre av et rele som gjøres avhengig av bærefrekvensen.

I «Q»-systemet benyttes et statisk rele for å bryte bærefrekvensen. Dette er vist i fig. 8. Normalt er potensialet i punkt 2 høyere enn i punkt 1, slik at likeretter W_1 er ledende og bærefrekvensen passerer fra oscillator til modulator. Under ringing kortsluttes kontaktene 3 og 4. Potensialet i punkt 2 synker under potensialet i punkt 1 så W_1 sperrer.

I mottagerterminalen er et signalrele innkopleet i katodekretsen for et eget forsterkerrør med tilbake-

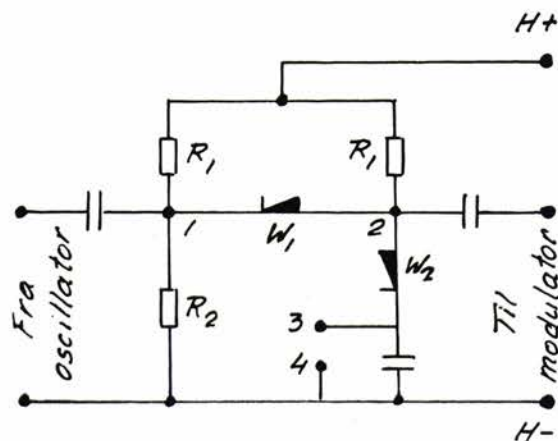


Fig. 8.

kopling som gir konstant katodestrøm ved temmelig store variasjoner av gitterpåtrykket. Releet arbeider derfor pålitelig selv under store variasjoner i signalstyrken.

Signalutstyret i NSB's anlegg er basert på magnetoringing. Anlegget er imidlertid laget slik at signalpanelene uten videre kan utskiftes med paneler passende for andre anropsmetoder.

Alle oscillatorer er krystallkontrollert. Bærefrekvensen for «Q»-modulasjonen leveres av en oscillator, med reserveoscillator, felles for alle 6 kanaler. og montert i et eget panel. Alt separatutstyr for hver kanal (modulatorer og demodulatorer) er samlet i 6 paneler som alle er identiske med unntakelse av krystallene i oscillatorene for frekvenstransformasjonen. Dette er fordelaktig med hensyn til reserveutstyr, og forenkler vedlikeholdsarbeidet.

Anlegget har for øvrig strømforsynings- og alarmutstyr samt de nødvendige muligheter for måling og kontroll.

Endelig er utstyret på forlangende levert med filtere for uttak av den fysikalske talekanal.

Figurene 9—11 viser fotografier av terminalutstyret.

På fig. 9 ser man de to 2 meter høye stativer. Venstre stativ inneholder sende- og mottagerforsterkere, transformatorer, retnings- og linjefiltre. Høyre stativ inneholder oscillatorpanel, alarm- og målepanel samt de 6 kanal- og signalpaneler. Nederst er strømforsyningen.

Som det vil framgå av fotografiet, er en vesentlig del av panelene, nemlig de som bør være lett tilgjengelige ved feilrettinger, av «jack-in»-konstruksjon og kan derfor enkelt tas ut av stativet. Ved hjelp av blindpanel forsynt med kabler og kontakter kan et panel tas ut og undersøkes under drift.

Fig. 10 viser et kanalpanel sett forfra med frontdekslet fjernet, og på fig. 11 ser vi det samme panel

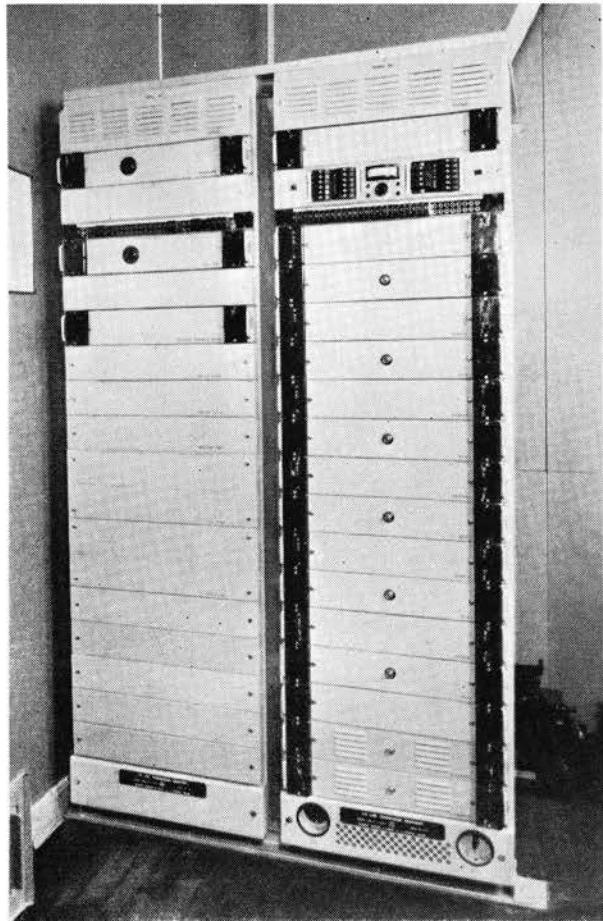


Fig. 9.

sett bakfra med støvdekslene fjernet. Til høyre har man modulatorenheten for «Q»-modulasjonen. I midten er de to amplitudemodulatorenheter for frekvenstransformasjonen for sende- henholdsvis mottagerretningen. De to krystallene sees like bak rørene. Lengst til venstre står demulatorenheten som dessuten inneholder amplitudebegrenser, signal-mottager og lavfrekvensforsterker. De kapslede boksene er 192 kHz båndpassfiltere.

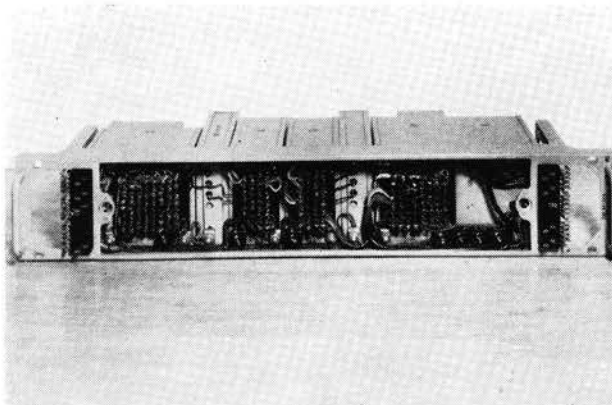


Fig. 10.

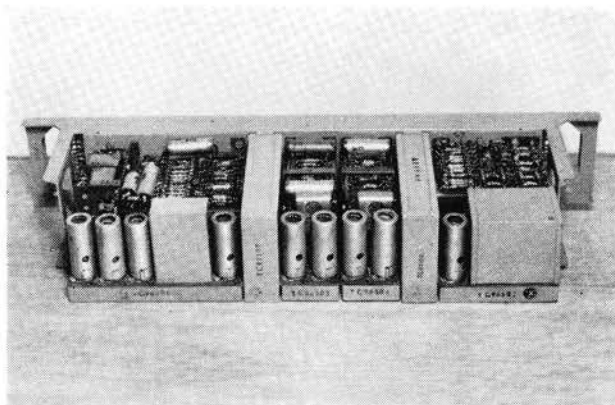


Fig. 11.

RASET I LODALEN 6. OKTOBER 1954

Av sivilingeniør R. A. Sevaldson, Norges geotekniske institutt

DK 624.131.53(481)=396

42

Innledning.

I løpet av de siste 30 til 40 år har geoteknikken vært gjenstand for en enestående utvikling. Det matematiske grunnlag er utviklet i høy grad, samtidig som man ved laboratorieforsøk har vunnet frem til en bedre forståelse av jordartenes geotekniske egenskaper. På dette siste område synes der imidlertid fremdeles å være mange uoppklarte problemer. En viktig del av den geotekniske forskning består derfor i å vurdere de forskjellige beregningsmetoders pålitelighet ut fra erfaringer og observasjoner i naturen. Som et ledd i denne forskning har Norges geotekniske institutt i de siste to år undersøkt et antall ras og etterprøvet de forskjellige metoder til vurdering av stabilitet av skråninger.

Da det i oktober 1954 fant sted et ras i Lodalen i Oslo, og da dette ras var typisk for den type problemer som betegnes «langtidsstabilitet av skråninger», besluttet Instituttet å foreta en detaljert undersøkelse av raset.

Den foreliggende artikkel gir en kort beskrivelse av stedet og av raset. På grunnlag av omfattende bestemmelser av leirens skjærfasthet er videre stabiliteten av skrånningen beregnet etter forskjellige metoder.

Beskrivelse av stedet.

Raset fant sted på området av Lodalen hvor rangerstasjonen befinner seg, ca. 1.5 km øst for Oslo Østbanestasjon i nærheten av hovedjernbanelinjen mot nord. Tidligere strømmet Lo-elva gjennom stasjonsområdet fra øst mot vest. For ca. 30 år siden ble imidlertid elva ført i tunnel gjennom Ekebergåsen, og det gamle elveleiet ble gjenfylt.



Fig. 1. Oversiktsfoto over rasstedet 4 dager etter at raset fant sted.

Skrånningen i leirterrenget på begge sider av det gamle elveleiet er dannet som en følge av elvas avleirings- og erosjonsarbeid. I tidligere tider har elveleiene vært utsatt for ras. Haukelid (1930) refererer således avisartikler om to ras i Lodalen, det ene fant sted den 29. januar 1925 og skyldtes utgraving for jernbanen. Det andre, som fant sted den 28. april 1927 lenger oppe ved elva, skyldtes elvas erosjonsarbeid. Rosenqvist (1955) har tidfestet et ras som gikk like nedenfor den nåværende rangerstasjon til ca. år 1200 f. K.

Fig. 2 viser situasjonsplan over stasjonsområdet før omleggingen av elva. På situasjonsplanen er raset i 1954 også angitt.

Under utvidelsen av jernbanens rangerstasjon for ca. 30 år siden ble det gravet en del vekk av skrånningen på det sted hvor raset gikk. Skrånningen, som tidligere hadde hatt en helning på ca. 1 : 2½, fikk nå en helning på 1 : 2, og det ble fjernet masser av en maksimal mektighet på 5—6 m. I 1949 ble det foretatt en ny utvidelse av stasjonsområdet, og i forbindelse med denne ble det fjernet enda en del masser fra skrånningen. Denne gang ble imidlertid den tidligere helning på 1 : 2 bibeholdt, og tykkelsen av det lag som ble fjernet var 2.5 m.

Innenfor toppen av skrånningen er det i den senere tid plasert en del fyllmasser og tre lette lagerbygninger. Disse fyllmasser og bygninger har ikke ført til noen vesentlig forverring av stabilitetsforholdene. Dette fremgår blant annet av den kjensgjerning at de nesten ikke er berørt av det opprinnelige ras.

Fig. 3 viser en situasjonsplan over rasområdet etter at raset fant sted, med angivelse av de utførte boringer og poretrykksinstallasjoner. Beliggenheten av de tre profiler gjennom raset er også angitt. Disse er vist i fig. 4, som også viser omfanget av de forandringer som er foretatt med leirbakken på rasstedet. Som det fremgår av profilene, har skrånningen hovedsakelig vært utsatt for en avlastning. Man står således overfor et langtidsfenomen, hvor skjærfastheten har avtatt etter hvert som leiren har tilpasset seg den nye belastningstilstand.

Beskrivelse av raset.

Raset fant sted om morgenen mellom kl. 5 og 6 den 6. oktober 1954. Det var ingen øyenvitner til stede, og det har derfor vært umulig å bringe på det rene hvor hurtig det har foregått. Raset er karak-

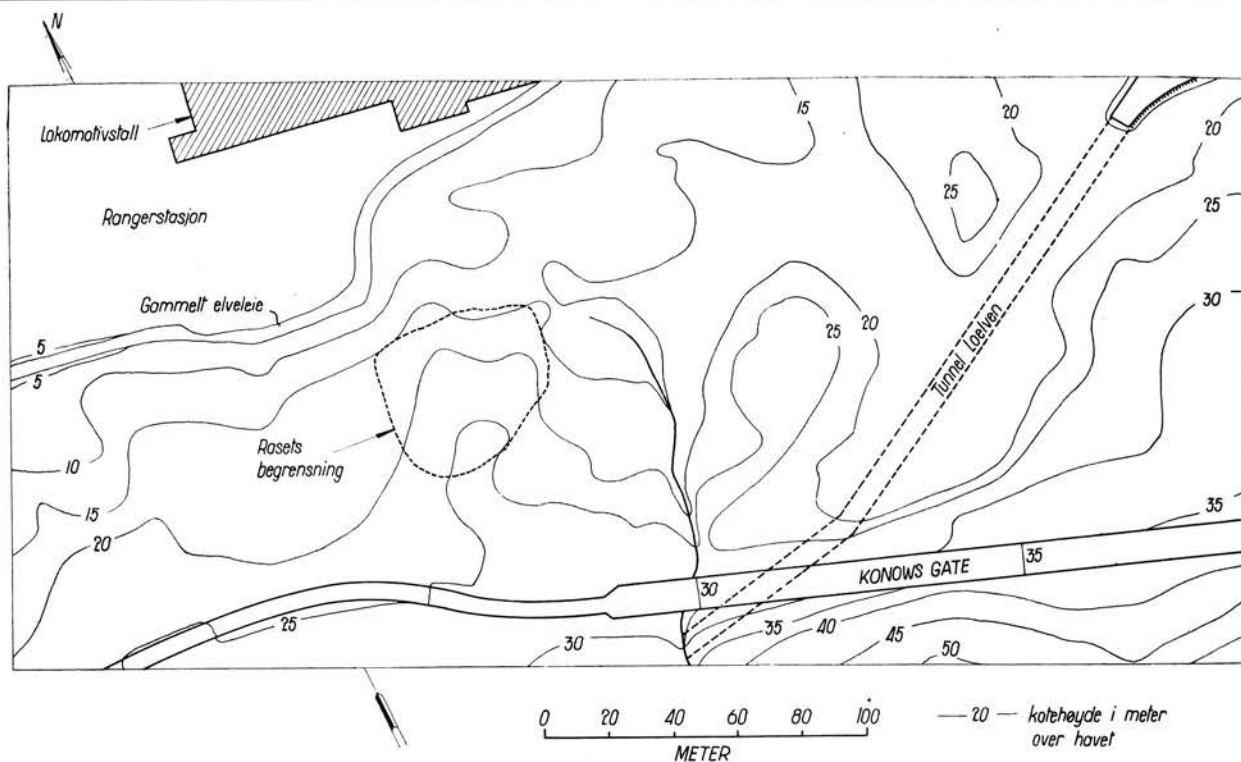


Fig. 2. Situasjonsplan over stasjonsområdet før omleggingen av elven.

terisert ved at et stykke av skråningen fra dennes fot til litt innenfor skråningens topp gled ut som et monolittisk legeme med en roterende bevegelse. Som følge av rotasjonen er leirbakken sunket ca. 5 m ned på det øvre parti, hvor det gjensto en meget steil leirvegg ved rasets øvre begrensning (fig. 5).

I foten av skråningen er leirmassene skjøvet ca. 10 m fram over et sidespor hvor det var henstilt 3 jernbanevogner som ble veltet og sterkt skadet. På nabosporet sto det to vogner som ble skjøvet av sporet og endel skadet. Raset var meget tydelig avgrenset bakover og mot østre side, hvor glideflaten med tydelige friksjonsstriper var synlig (fig. 6).

Bredden av raset var ca. 50 m og lengden 40 m. Massene som har vært i bevegelse, utgjør tilnærmet 10 000 m³. Like ved øvre raskant lå et lagerskur for en trelastforretning. Denne bygningen var sterkt utsatt etter raset, og man gikk derfor straks i gang med å flytte materialet og rive bygningen.

Den 8. oktober gikk et lite etterras bakerst i rasgropen, hvor et flak på ca. 10 x 25 m gled ut (fig. 7). Etteraset ses også tydelig på oversiktsfotografiet, fig. 1. I de følgende dager ble raskanten ytterligere en del utjevnet.

Boringer og laboratorieundersøkelser.

For å bringe årsaksforholdene ved raset på det rene ble det ved samarbeid mellom Norges Statsbaners geotekniske kontor og Norges geotekniske

institutt foretatt en omfattende serie boringer. I 1949 og 1951 hadde Statsbanenes geotekniske kontor foretatt undersøkelser i nærheten av det sted hvor raset fant sted. I selve rasområdet var det imidlertid ikke foretatt annet enn sonderboringer for å fastslå dybden til fjell. Kort etter at raset var gått, satte Statsbanenes geotekniske kontor i gang en oppmåling av rasområdet, i tillegg til dette ble det utført i alt 9 vingeboringer i og utenfor rasområdet og en boring med opptaking av uforstyrrede prøver med 40 mm

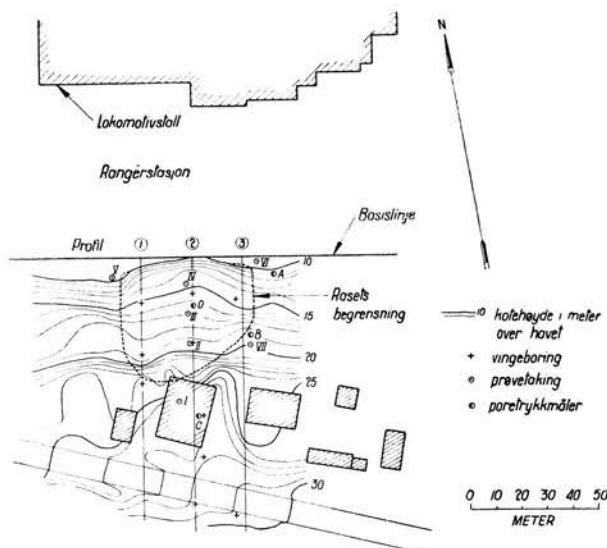


Fig. 3. Situasjonsplan over rasstedet etter at raset fant sted.

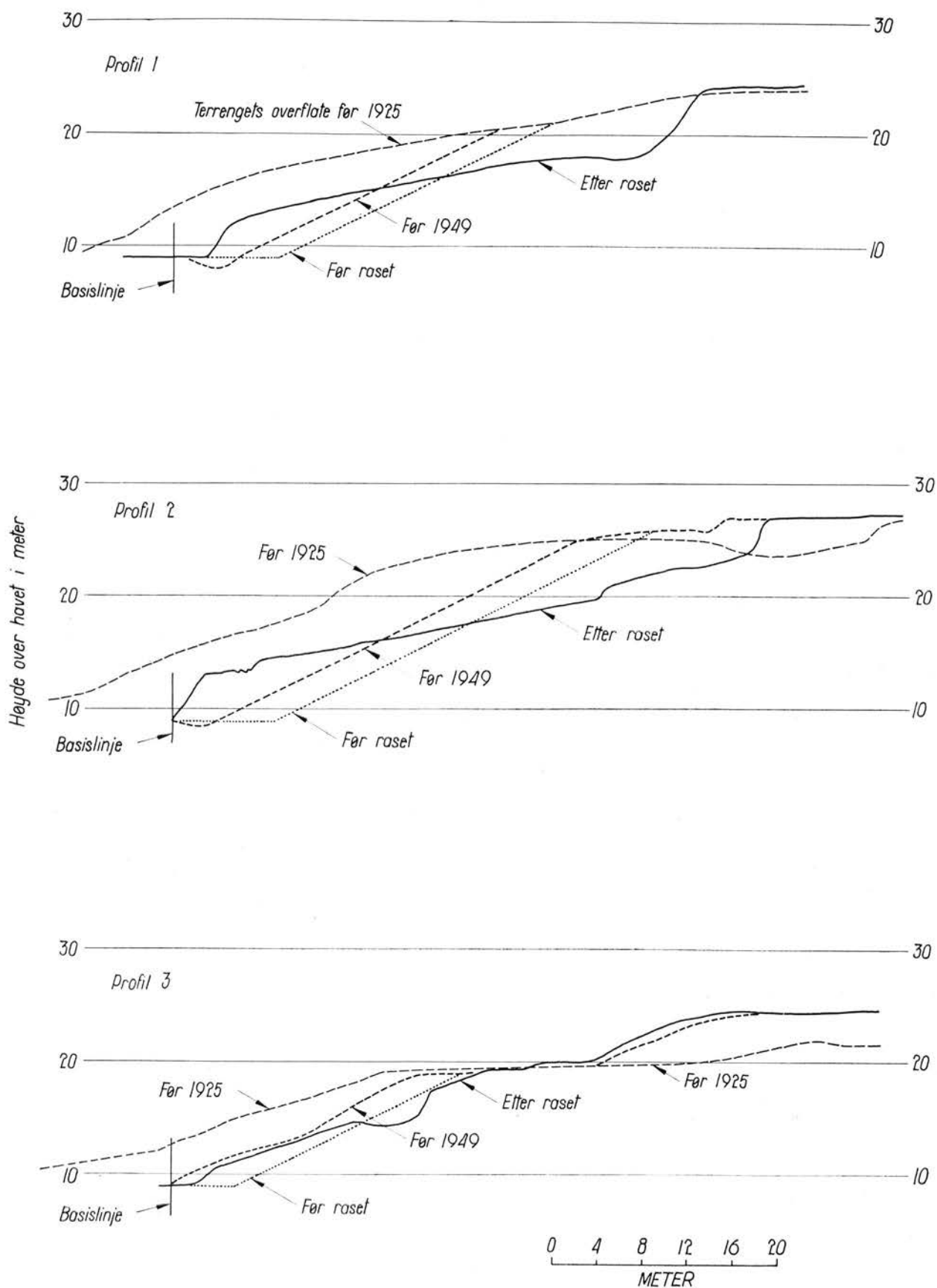


Fig. 4. Tre profiler gjennom raset. Beliggenheten av de tre profiler fremgår av fig. 3.

stempelbor. Det ble dessuten utført endel sonderinger for å finne dybden til fast fjell.

Instituttet utførte 7 borer med opptaking av uforstyrrede prøver, derav 3 borer i selve raset. Prøvene ble tatt med Instituttets stempelprøvetaker med diameter 54 mm og lengde 80 cm.

For spesielle undersøkelser ble det også tatt to blokkprøver, den ene fra tørrskorpe i nærheten av glideflaten, den andre fra en grøft i foten av skråningen. Fra et borehull utenfor raset ble det foruten 54 mm-prøver også tatt 3 prøver med diameter 100 mm og lengde 60 cm. I tillegg til disse undersøkelser ble det foretatt poretrykksmålinger i 3 punkter umiddelbart utenfor raset og i et punkt i selve rasområdet. Beliggenheten av borehullene og poretrykksinnstallasjonene fremgår av fig. 3.

Ved undersøkelsene av prøvene i laboratoriet ble det lagt vekt på å finne beliggenheten av glideflaten. Direkte indikasjon ble kun funnet i boring 3 og 4 i henholdsvis 9.5 og 8 m dybde. I boring 3 ble det i en prøve fra dybde 9 til 10 m funnet glideflater, samtidig som materialet i nærheten av disse var endel omrørt og hadde høyere vanninnhold enn resten av prøven, henholdsvis ca. 40 og 35 pst. I boring 4 ble tegn til glideflater funnet i en prøve fra dybde 8.2 til 9 m. De nederste 30 cm av denne prøve var gått tapt under prøvetakingen. Ovenfor var materialet sterkt omrørt på et stykke av ca. 5 cm, samtidig som dette materialet hadde større vanninnhold enn resten av prøven, nemlig henholdsvis ca. 36 og 30 pst. Den følgende prøve hadde en del sprekker som ytterligere indikerer at glideflaten har gått i nærheten. Det samme var tilfelle med en prøve i boring 2 fra dybde 7.2 til 8 m. På grunnlag av disse observasjoner angående glideflaten er dennes mest sannsynlige beliggenhet angitt i fig. 17, 18 og 19.

Resultatet av en typisk boring fra rasområdet er vist i fig. 8. Leiren består under de øverste lag av tørrskorpe stort sett av fast, forholdsvis homogen



Fig. 6. Rasets østre begrensnng 4 dager etter at raset fant sted.

marin leire med enkelte tynne mo-lag. Leiren kan stort sett betegnes som middels sensitiv med sensitiviteter fra 3 til 15. Mineralogiske undersøkelser viser at leirfraksjonen (partikler $< 2\mu$), som utgjør 30 til 50 pst., for en stor del består av illitt, ca. 40—50 pst. Leiren inneholder for øvrig lite humus og meget kvarts.



Fig. 5. Gjenstående leirvegg bakerst i rasgropen samme dag.



Fig. 7. Etter-ras 2 dager etter at raset fant sted.

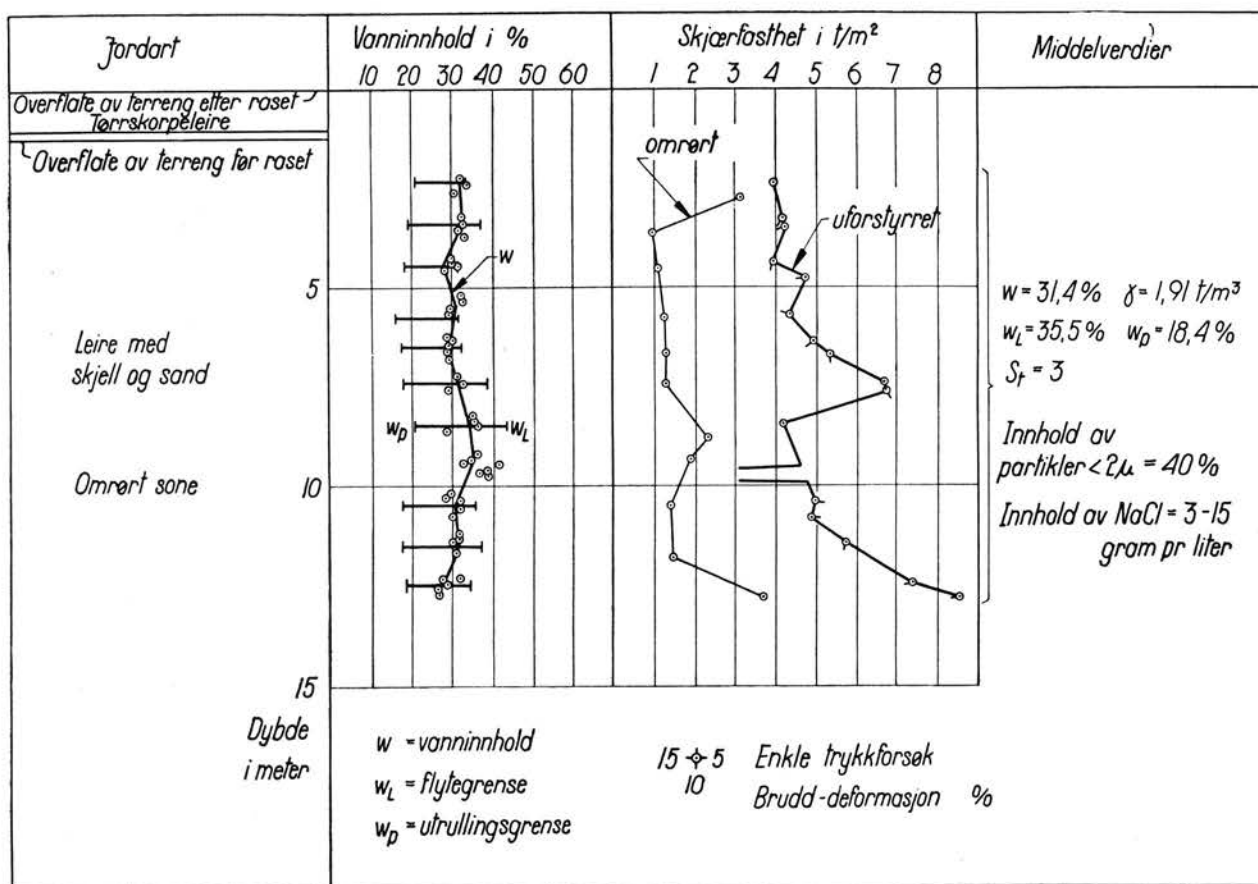


Fig. 8. Typisk boring fra rasområdet.

Aktiviteten, definert som forholdet mellom plastisitetsindeks og leirinnhold, utgjør i gjennomsnitt 0.35. Saltinnholdet varierer mellom 3 og 15 gram pr. liter porevann. Det opprinnelige saltinnholdet i leiren, som var likt saltinnholdet i sjøvannet på den tid leiren ble sedimentert, utgjorde 20 til 30 g pr. liter. Leiren har således vært utsatt for ganske sterk utlutning.

Poretrykksmålingene i marken ble utført ved hjelp av piezometre. Disse består nederst av et 30 cm langt messingrør med en sentral boring og radiale anordnede huller. Utenpå røret er skjøvet et porøst filter av sammensintrede bronsekuler. Røret skrues på en massiv spiss som beskytter de ovenforliggende deler mot beskadigelse under nedrammingen. Piezometer-spissen forbindes ved den sentrale boring med en plastslange som føres opp til jordoverflaten (fig. 10). Målingene utføres ved å måle hvor høyt vannet innstiller seg i plastslangen etter at piezometeret er brakt ned til den ønskede dybde. Avstanden fra piezometerspissen til vannspeilet i plastslangen, angir det totale poretrykk i det punkt hvor piezometeret er installert.

Resultatene av poretrykksmålingene er vist i fig. 11. Det sees at bare poretrykkmåler D, som ligger midt i raset, viser overtrykk over terrenghøyde, hvilket må skrive seg fra omrøring av massene på grunn av raset. De øvrige poretrykkmålere viser dog en viss stigning av poretrykket med dybden. Der eksisterer således en antydning til et artesisk trykk i grunnen. Det kan imidlertid ikke ses bort fra at de fyllmasser som er plasert innenfor toppen av skråningen, kan ha forårsaket en viss økning i poretrykket.

Bestemmelse av leirens skjærfasthet.

a) Den udrenerte skjærfasthet.

Leirens udrenerte skjærfasthet ble bestemt ved hjelp av enkle trykkforsøk på prøver i laboratoriet, og ved vingeforsøk i marken. Skjærfasthetsbestemmelser ved hjelp av enkle trykkforsøk for en typisk boring fra rasområdet er vist i fig. 8.

I fig. 9 er skjærfasthetsbestemmelser med vingebor og trykkforsøk vist for en rekke boringer i de tre profiler gjennom raset. Skjærfastheten varierer meget med dybden, dette kan muligens skyldes for-

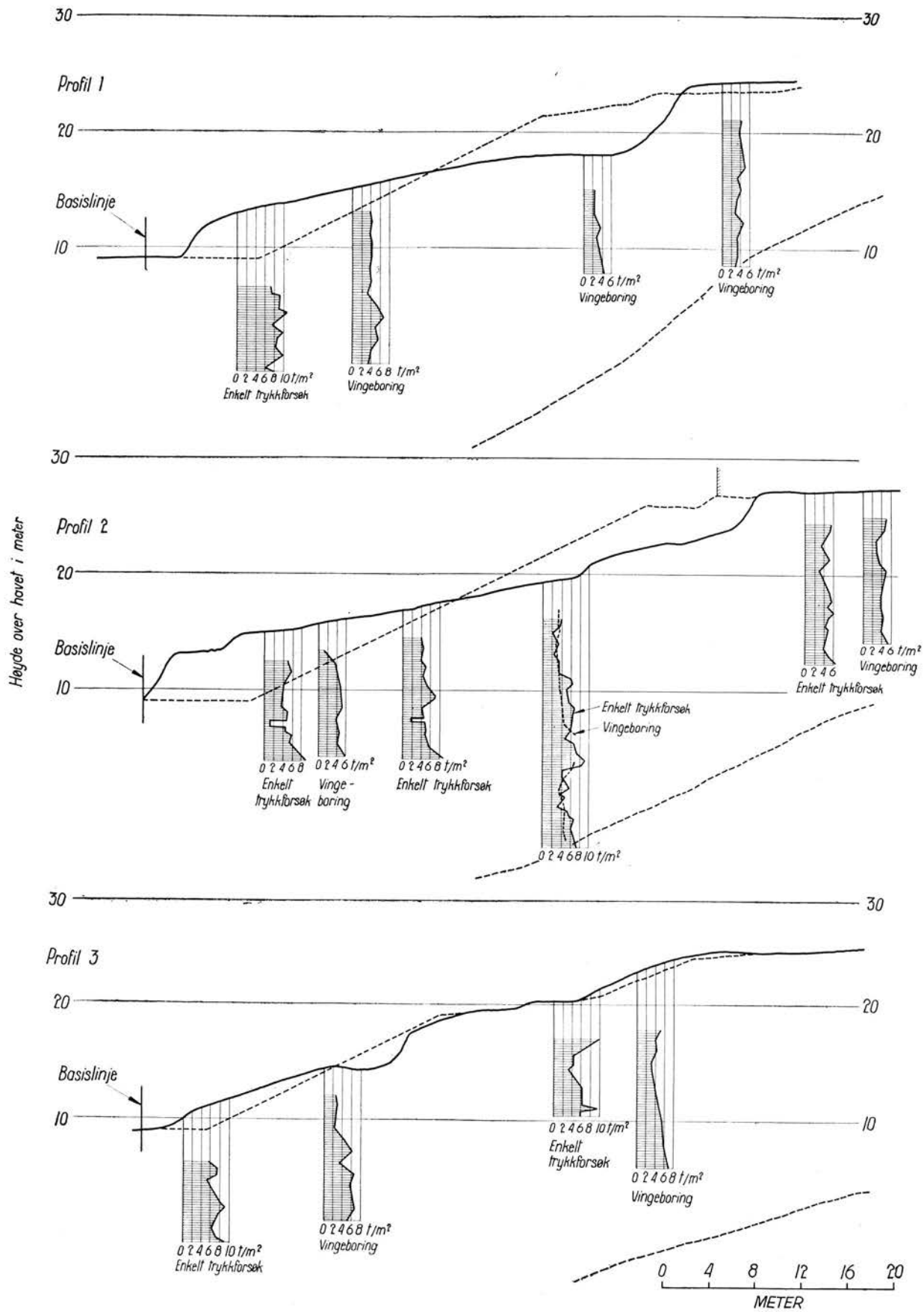


Fig. 9. Skjærfasthet for 3 profiler gjennom raset.

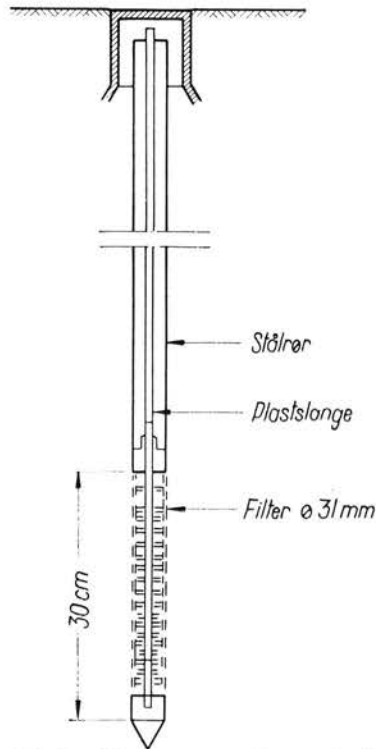


Fig. 10. Prinsippskisse av utstyr for poretrykksmåling.

styrrelser i lagfølgen i leiren. Stort sett ligger de målte verdier av skjærfastheten mellom 3 og 9 t/m² med et gjennomsnitt på ca. 5 t/m².

Overensstemmelsen mellom vingeborforsøk og trykkforsøk er forholdsvis god.

b) Tilsynelatende kohesjon og tilsynelatende friksjonsvinkel.

En leires skjærfasthet kan uttrykkes ved hjelp av følgende ligning:

$$s = c' + (\sigma \div u) \operatorname{tg}' \varphi' \quad (1)$$

Her betyr: s = skjærfasthet

c' = tilsynelatende kohesjon med hensyn til effektive spenninger

φ' = tilsynelatende friksjonsvinkel med hensyn til effektive spenninger

σ = total normalspenning

u = poretrykk

For å bestemme skjærfasthetsparametrene c' og φ' ble det på et stort antall av de opptatte prøver utført triaksialforsøk. Fremgangsmåten ved forsøkene var stort sett den følgende: En serie på 3 eller 4 mest mulig identiske prøver ble konsolidert under forskjellige allsidige trykk i triaks-cellene. Etter fullendt konsolidering ble det utført udrenerte triaksialforsøk med måling av poretrykk i prøvene. Resultatene av forsøkene ble fremstilt i et Mohrs diagram som funksjon av de effektive spenninger. Fellestangenten til de Mohr'ske sirklene har helningen $\operatorname{tg}' \varphi'$ og

avskjærer den tilsynelatende kohesjon c' av ordinat-aksen. Resultatet av en typisk forsøksserie er vist i fig. 12. Resultatene av alle de utførte forsøksserier — med unntagelse av forsøk med tørrskorpeleire — er stilt sammen i tabellform i tabell 1. Gjennomsnittsverdien for skjærfasthetsparametrene var: $c' = 1.0 \text{ t/m}^2$ med en midlere avvikelse av den enkelte bestemmelse på $\pm 0.22 \text{ t/m}^2$. $\varphi' = 27.1^\circ$, $\operatorname{tg}' \varphi' = 0.512$ med en midlere avvikelse på ± 0.038 . Det var ingen tydelig forskjell på prøver i og utenfor raset, mens det derimot var en viss forskjell på forsøk med normal leire og tørrskorpeleire, idet friksjonsvinkelen var endel høyere for tørrskorpeleirer. I tabell 2 er resultatene av to forsøk med tørrskorpeprøver stilt sammen. Gjennomsnittsverdiene for skjærfasthetsparametrene var: $c' = 1.2 \text{ t/m}^2$ og $\varphi' = 32^\circ$.

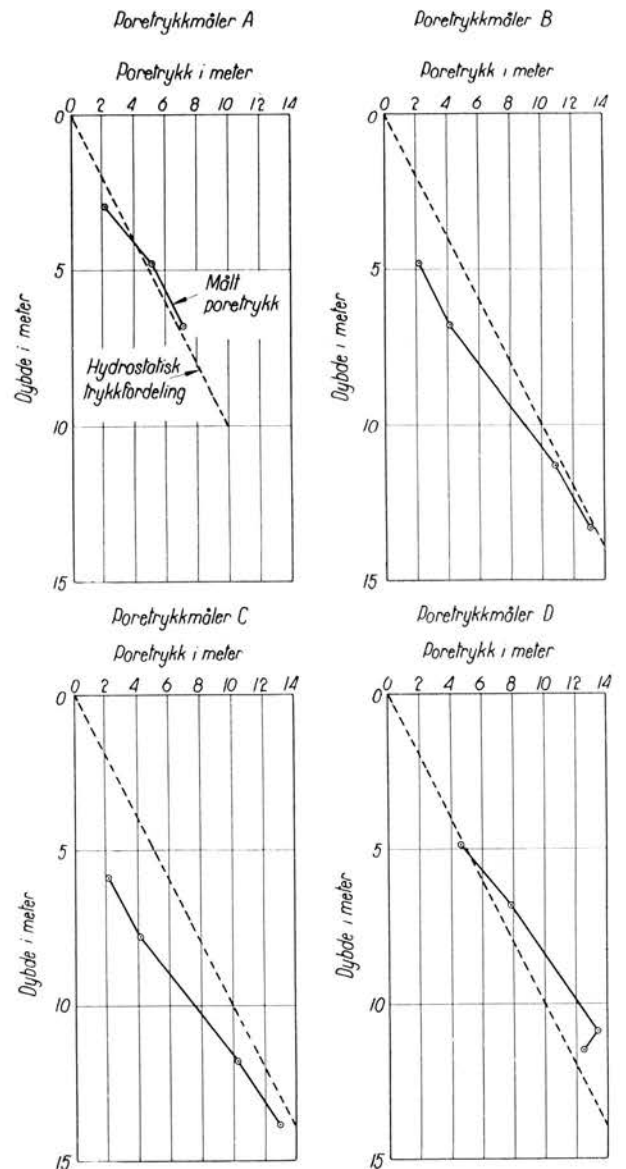


Fig. 11. Resultat av poretrykksmålinger i marken.

c) Bestemmelse av leirens sanne kohesjon og sanne friksjonsvinkel.

De skjærfasthetsparametre som finnes på den ovenfor beskrevne måte, er ikke identisk med den sanne kohesjon og den sanne friksjonsvinkel. Etter Hvorslev kan en leires skjærfasthet uttrykkes på tilsvarende måte som ved den foregående ligning:

$$s = \bar{c} + (\sigma \div u) \operatorname{tg} \bar{\varphi} \quad (2)$$

hvor \bar{c} = sann kohesjon

$\bar{\varphi}$ = sann friksjonsvinkel

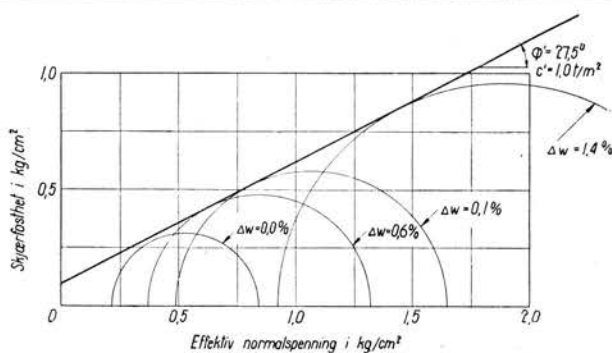
Den sanne friksjonsvinkel er tilnærmet en materialkonstant, mens den sanne kohesjon c avhenger av leirens vanninnhold. Da størrelsen av kohesjon og friksjonsvinkel innvirker på beliggenheten av den kritiske sirkel ved stabilitetsberegningene, ble det

Boring	Dybde	c'	φ'
	m	t/m ²	grader
I	8	1,0	27,5
	13	0,8	24,9
II	7	1,0	28,1
	11	1,0	27,7
	15	0,8	26,6
III	3	1,0	26,3
	9	0,7	29,4
V	9	1,2	27,2
VII	4	1,4	29,2
Middelverdier		1,0	27,1

Tabell 1. Resultater av bestemmelse av tilsynelatende kohesjon c' og tilsynelatende friksjonsvinkler φ' . Vanlig leire.

Prøve	Dybde	c'	φ'
	m	t/m ²	grader
a	2,7	1,4	31,4
b	1,2	1,0	32,6
Middelverdier		1,2	32,0

Tabell 2. Resultater av bestemmelse av tilsynelatende kohesjon c' og tilsynelatende friksjonsvinkel φ' . Tørrskorpeleire.



Δw = forandring i vanninnhold p.g.a konsolidering

Fig. 12. Typisk serie triaksialforsøk.

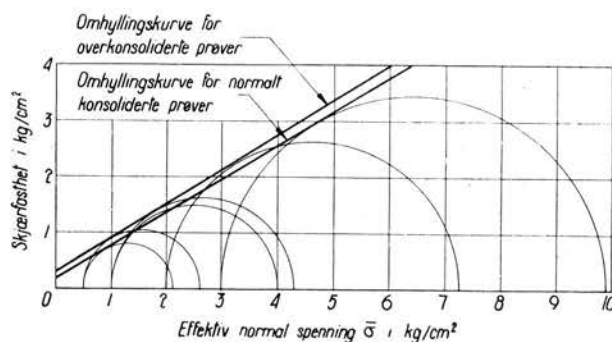


Fig. 13. Mohrs diagram for normalt konsoliderte og overkonsoliderte prøver.

også foretatt bestemmelser av sann kohesjon og friksjonsvinkel på 3 prøver.

Disse bestemmelsene ble utført ved hjelp av drenerede triaksialforsøk. Prinsippet for en slik bestemmelse består i å fremstille to prøver med samme vanninnhold, men med forskjellige spenningstilstander. Fellestangenter til bruddsirkelene i et Mohrs diagram har helningen $\operatorname{tg} \bar{\varphi}$, og avskjærer den sanne kohesjon \bar{c} av ordinataksen. I praksis utføres bestemmelsen ved interpolasjon, idet man utfører to serier, den ene med prøver som er normalt konsolidert, den andre med prøver som er konsolidert under et høyt trykk og senere avlastet til lavere konsolideringstrykk (fig. 13).

Resultatene av de utførte bestemmelser er stilt sammen i tabell 3. Dessuten er kohesjonens avhengighet av vanninnholdet vist i fig. 14. I gjennomsnitt ligger den sanne friksjonsvinkel for prøvene fra Lodalen på 27° og den sanne kohesjon varierer fra 0.5 til 1.6 t/m² ved det naturlige vanninnhold. Grunnen til at disse verdier stemmer så godt overens med bestemmelsene av tilsynelatende kohesjon og friksjonsvinkel, ligger i at leiren er en del forbelastet, hvilket medfører at vanninnholdet og dermed den sanne kohesjon endres lite ved en belastningsendring. Dette er vist i fig. 12, hvor en serie triaksialforsøk er fremstilt i et Mohrs diagram. For hvert

Prøve	w	w _L	w _D	I _p = w _L - w _D	$\bar{\varphi}$	\bar{c}
	%	%	%	%	grader	t/m ²
a	23	33,4	20,0	13,4	27,4	2,0
	24				27,4	2,5
	25				27,4	3,0
b	19	28,8	19,8	9,0	29,2	5,0
	20				29,2	4,1
	21				29,2	3,5
	25				29,2	2,2
c	24	39,4	21,0	18,4	26,5	5,0
	27				26,5	3,4
	30				26,5	2,2

w - vanninnhold
 w_L - flytegrense
 w_D - utrullingsgrense
 I_p - plastisitetsindeks

Tabell 3. Resultater av bestemmelse av sann kohesjon \bar{c} og sann friksjonsvinkel $\bar{\varphi}$.

forsøk er forandringen i vanninnholdet på grunn av konsolidasjonen angitt.

I fig. 15 er bestemmelser av sanne friksjonsvinkler sammenlignet med tilsvarende bestemmelser fra andre land, idet friksjonsvinkelen er satt i relasjon til plastisitetsindeksen I_p.

Aldersfølgen i leiren på rasstedet.

På grunnlag av undersøkelser av mikrofossiler har universitetsstipendiat Rolf W. Feyling-Hanssen bestemt aldersfølgen i leiravsetningene på rasstedet. Ifølge disse undersøkelser består leirforekomstene på rasstedet av sennglasiale og postglasiale marine leirer. Resultatene av undersøkelser av en del bore-

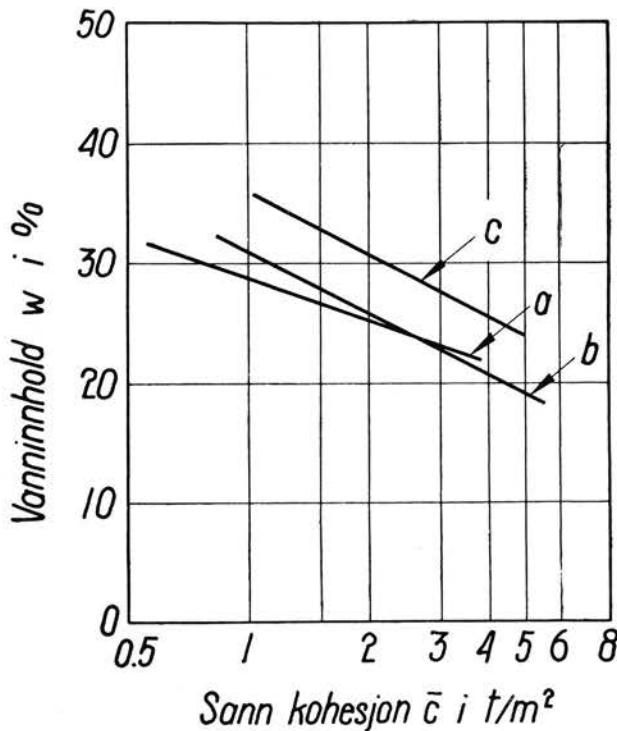


Fig. 14. Kohesjonens avhengighet av vanninnholdet.

hull fra midtprofilen gjennom raset er vist i fig. 16. Som det fremgår av figuren, er leirsedimentene inndelt i 3 hovedgrupper etter de fremherskende fossiler, nemlig de postglasiale scrobicularia- og isocardia-leirer og den sennglasiale arca-leire. Scrobicularia-leiren er den yngste og arca-leiren den eldste.

Undersøkelsene viser at lagfølgen i sedimentmassen er sterkt forstyrret, idet eldre leirlag forekommer over og mellom lag av yngre leire. Således finner man f. eks. i borhull 3 øverst isocardia-leire, dernest arca-leire, så scrobicularia-leire, så igjen isocardia-leire og nederst i borhullet arca-leire. Det kan således med temmelig stor sikkerhet sies at leirmassene i Lodalen har fått sin nåværende lagfølge som følge av tidligere rasvirksomhet. Angående arten av denne

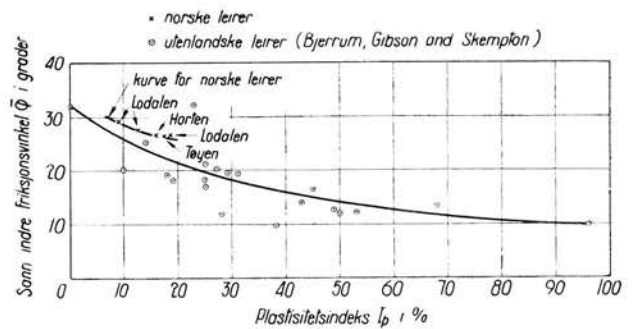


Fig. 15. Friksjonsvinkelens avhengighet av plastisitetsindeksen.

virksomhet er det imidlertid vanskelig å si noe sikkert. Den sterke forstyrrelse i lagfølgen og den omstendighet at mange av prøvene hadde saltinnhold som skulle tilsvare utpregede kvikkleireegenskaper, kan tyde på at massene skriver seg fra et gammelt kvikkleireras som kan ha foregått langt fra det nåværende rassted. Man har eksempler på at de flytende rasmasser fra kvikkleireras kan transporteres flere kilometer fra det egentlige rasområdet. Etter at leirmassene fra et slikt ras er blitt omrørt, vil de ha mistet sine utpregede kvikkleireegenskaper. En påfølgende konsolidering vil føre til at leiren får adskillig større fasthet enn tidligere, og normal sensitivitet.

Stabilitetsberegninger.

Ved utførelsen av stabilitetsanalyser for skråninger i bløt leire benyttes som regel den såkalte s_u-analyse. Denne metode forutsetter at leirens skjærfasthet er uforandret like etter en belastningsendring. Etter hvert som leiren får anledning til å konsolidere, dvs. tilpasse seg den nye belastningstilstand, vil imidlertid skjærfastheten endres. s_u-analysen gjelder således kun for belastningsendringer som foretas hurtig, og i tidsrommet like etter denne.

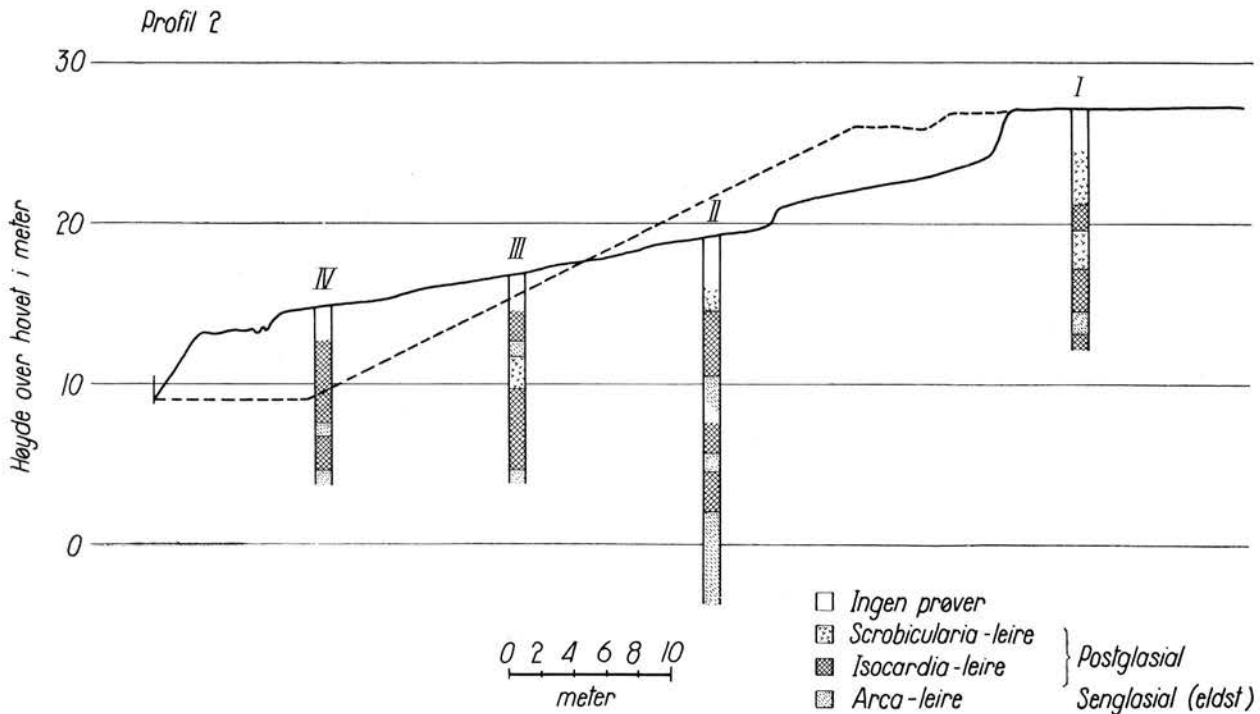


Fig. 16. Resultater av mikro-paleontologiske undersøkelser.

I de tilfelle hvor et byggverk, f. eks. et hus eller en fylling utføres på leire, vil byggetiden som regel være kort i forhold til den tid leiren trenger for å konsolidere. Når leiren påføres en belastning, vil konsolideringsprosessen føre til at leirens skjærfasthet etter stiger. s_u -analysen vil i slike tilfelle gi resultater som er på den sikre siden. Hvor det derimot er tale om en avlastning kan dette, etter hvert som leiren tilpasser seg den nye belastningstilstand, føre til en mindre skjærfasthet. I slike tilfelle vil s_u -analysen ofte gi resultater som er på den usikre siden.

Den eneste metode hvor det er mulig å ta hensyn til innflytelsen av en belastningsendring, er en analyse med effektive spenninger. Ved denne metode uttrykkes skjærfastheten som funksjon av materialets tilsynelatende kohesjon c' og tilsynelatende friksjonsvinkel φ' med hensyn til effektive spenninger. Ved hjelp av denne metode er det mulig å løse en rekke langtids stabilitetsproblemer som stabilitet av naturlige skråninger og stabilitet av skjæringer og utgravninger. I enkelte tilfelle kan det også komme på tale å ta hensyn til en økning i skjærfastheten på grunn av konsolidasjon.

I alminnelighet foretas stabilitetsberegninger for sylinderlegemer under antagelse av plan deformasjonstilstand. Dette innebærer at plan som står vertikalt på sylindrens akse, ikke er påvirket av skjærspenninger. I det foreliggende tilfelle vil

deformasjonstilstanden før brudd avvike en del fra den plane på grunn av de topografiske forhold på stedet. Dette fremgår også av den omstendighet at de forskjellige snitt gjennom raset har forskjellige sikkerhetskoeffisienter (fig. 17, 18 og 19). Innflytelsen av avvikelsen fra den plane deformasjonstilstand på sikkerhetsfaktorens størrelse er vanskelig å inkludere beregningsmessig. Regner man med fullt utviklet skjærfasthet på sylinderlegemets sideflate, vil dette i det foreliggende tilfelle føre til en økning på maksimalt ca. 10 pst. av den gjennomsnittlige sikkerhetsfaktor for hele det utglidde leirlegeme. Sannsynligvis vil innvirkningen være adskillig mindre.

a) Stabilitetsberegning etter s_u -metoden.

Ved en s_u -analyse antas det at skjærfastheten langs glideflaten er lik de verdier som bestemmes ved vingeborforsøk in situ eller enkle trykkforsøk på uforstyrrede prøver i laboratoriet. Prinsippet for s_u -analysen er vist i fig. 17.

Ved raset i Lodalen var problemet å finne de skjærfasthetsverdier som eksisterte før raset, da det materialet som har vært med i raset, er blitt en del omrørt. Ved et ras som det foreliggende, hvor et stort leirlegeme raser ut som en monolittisk blokk i forholdsvis lite sensitiv leire, pleier det ikke å være så store forstyrrelser av materialet unntagen akkurat langs glideflaten. Et stykke under glideflaten vil materialet i alle tilfelle være temmelig uforstyrret.

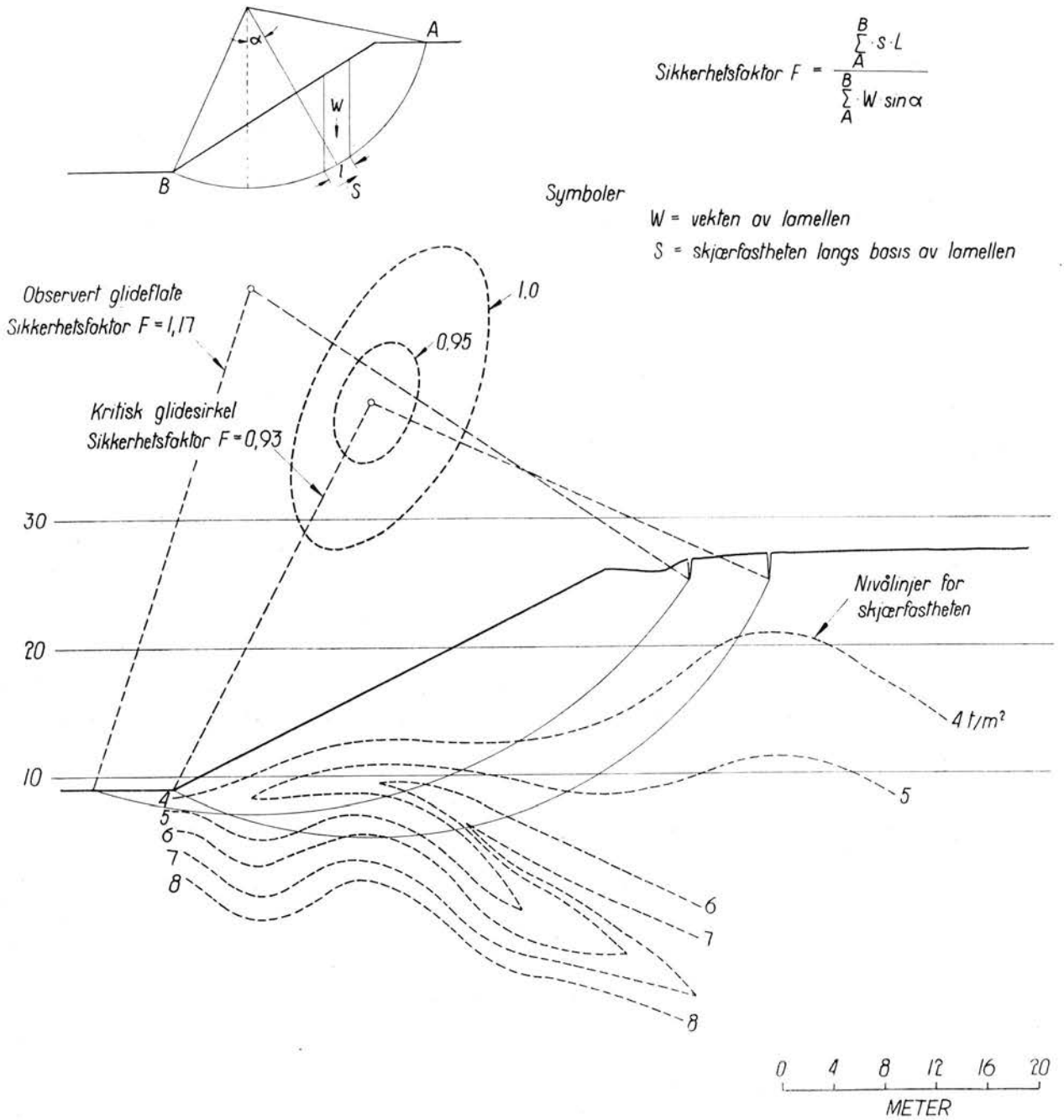
$$\text{Sikkerhetsfaktor } F = \frac{\sum_{A}^{B} s \cdot L}{\sum_{A}^{B} W \sin \alpha}$$

Symboler

W = vekten av lamellen

S = skjærfastheten langs basis av lamellen

52



Profil nr	Sikkerhetsfaktor s_u - analyse
1	0,97
2	0,93
3	1,35

Veid midlere sikkerhetsfaktor for hele roset $F = 1,01$

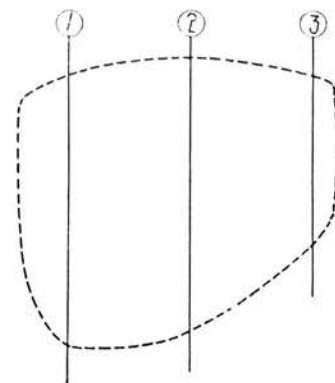
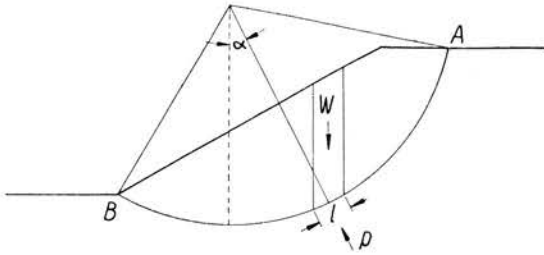


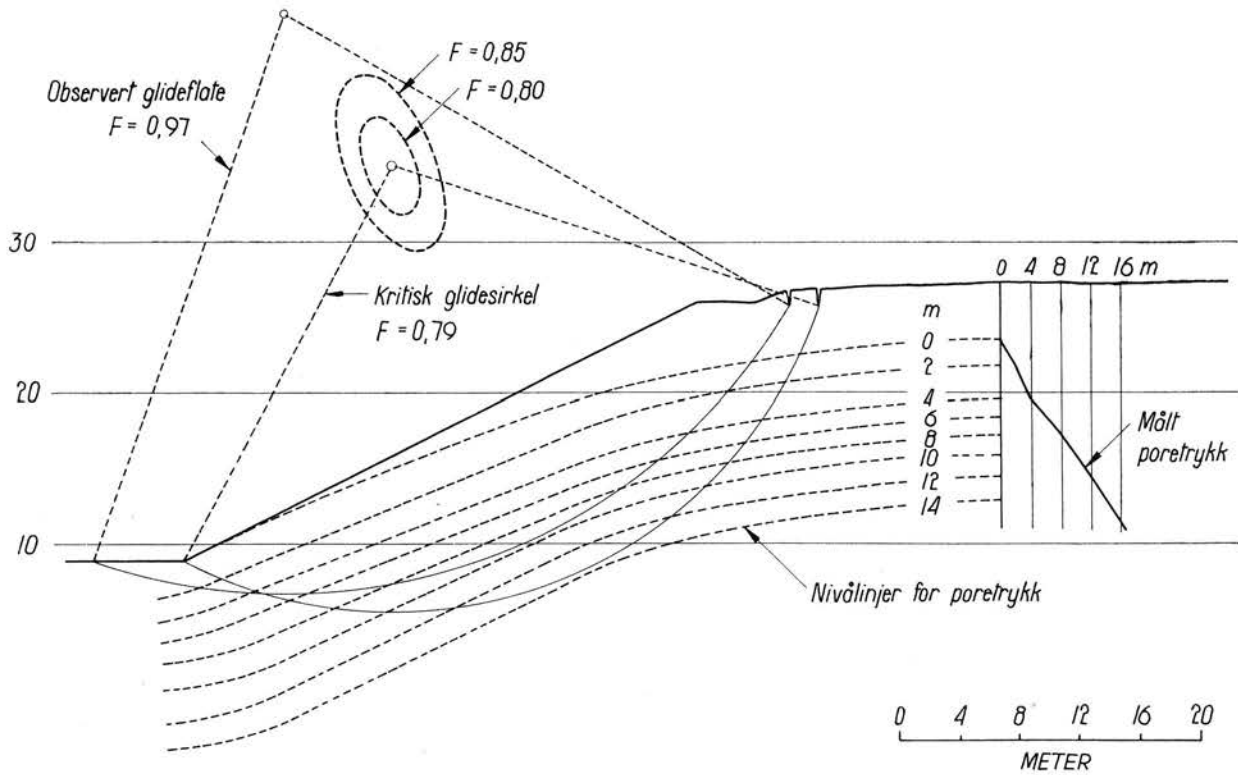
Fig. 17. Stabilitetsberegning etter s_u -metoden.

$$\text{Sikkerhetsfaktor } F = \frac{\frac{B}{A} \sum [c'l + (P-u \cdot l) \text{tg } \Phi]}{\sum W \cdot \sin \alpha} = \frac{\frac{B}{A} \sum [c'l + (W \cos \alpha - u \cdot l) \text{tg } \Phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$



Symboler :

- W = vekten av lamellen
- P = totalt normaltrykk ved basis av lamellen
- u = poretrykk ved basis av lamellen
- c'Φ' = skjærfasthetsparametre uttrykt ved effektive spenninger



Profil nr.	Sikkerhetsfaktor c,Φ, - analyse (Konvensjonell metode)
1	0,91
2	0,79
3	1,00

Veid midlere sikkerhetsfaktor for hele raset F = 0,85

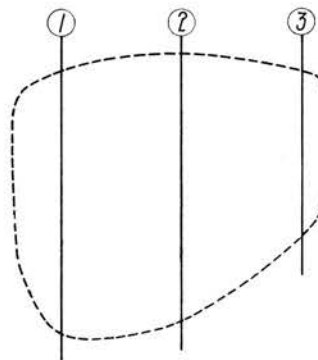


Fig. 18. Stabilitetsberegning etter cφ-metoden. Eldre metode.

Til støtte for skjærfasthetsantagelsene for selve rasområdet, har man også de boringer som er foretatt utenfor dette. På grunnlag av disse resultater og boringer i selve rassonen har man regnet ut sannsynlige gjennomsnittsverdier av skjærfastheten for profilet gjennom midten av raset. Dette er vist i fig. 17 som også viser resultatet av stabilitetsberegningene. Det sees at beregningene gir en sikkerhetsfaktor på 0.93 for midtprofilen gjennom raset, mens den gjennomsnittlige sikkerhetsfaktor for hele raset ligger på 1.01 hvis man regner med midlere skjærfasthetsverdier. I det foreliggende tilfelle egner s_u -analysen seg imidlertid dårlig, da usikkerheten med hensyn til de anvendte skjærfasthetsverdier er stor. Det må derfor ansees som en tilfeldighet at man får et resultat som ligger så nær det riktige. Innsetter man ekstremverdier for skjærfastheten, finner man at sikkerhetsfaktoren etter s_u -analysen må ha ligget mellom en minimumsverdi på 0.85 og en sikkerhetsverdi på 1.15.

Sirkelen med den minste sikkerhetsfaktor etter denne metode, ligger imidlertid lenger inn i skråningen enn den virkelige bruddflate. Som påpekt av Skempton (1945) beror dette på en feil i metoden, idet leiren behandles som et rent kohesjonsmateriale. I virkeligheten har leiren både kohesjon og friksjon, det er således å vente at den virkelige bruddflate vil forløpe steilere enn den man kommer fram til ved en s_u -analyse.

b) Stabilitetsberegninger etter $c\phi$ -metoden.

Ved en stabilitetsberegning med effektive spenninger betraktes leiren som et materiale med både kohesjon og friksjon, og skjærfastheten uttrykkes ved ligning (1). For utførelse av beregningene må man kjenne poretrykket og normaltrykket langs glideflaten. I mange tilfelle kan poretrykket bestemmes ved direkte målinger eller skjønnes med tilstrekkelig nøyaktighet.¹ Normaltrykket på glideflaten kan ikke bestemmes nøyaktig. Der finnes imidlertid forskjellige tilnærmede beregningsmetoder. For raset i Lodalalen ble det benyttet to beregningsmetoder. Den ene er beskrevet av May & Brahtz (1936), og har vunnet utstrakt anvendelse. Prinsippet og resultatene av denne beregningsmetode er vist i fig. 18. Det fremgår av figuren at den kritiske sirkel beregnet

¹ Hva angår leirlag som ligger over grunnvannet, er poretrykket teoretisk negativt. I beregningene settes imidlertid poretrykket i disse leirlag lik null, da man ikke kan regne med at det negative poretrykk vil opprettholdes ved sterke og langvarige regnvær eller i gjennomgående sprekker i leiren. For selve glideflatens lengde er det regnet med en reduksjon tilsvarende en sprekkebyrde på 1 m som vist i fig. 18 og 19.

etter denne metode ligger lenger inn i skråningen enn den observerte glideflate. Den gjennomsnittlige sikkerhetsfaktor for hele raset er 0.85.

Norges geotekniske institutt har imidlertid i den senere tid gått over til å benytte en annen metode som er angitt av Bishop (1954).² Prinsippet og resultatene av denne beregningsmetode er vist i fig. 19. For midtprofilen gjennom raset får man en sikkerhetsfaktor på 1.0, mens den gjennomsnittlige sikkerhetsfaktor for hele raset blir 1.05. Forskjellige, rimelige antagelser for de ukjente x -kreftene fører til praktisk talt samme resultat som når man ser bort fra disse. Det fremgår også av fig. 19 at den kritiske sirkel faller meget nær sammen med den observerte glideflate.

Setter man i beregningene kohesjonen $c' = 0$, fører dette til en gjennomsnittlig sikkerhetsfaktor etter Bishops metode på 0.73 for hele raset. Det vil si at ca. 70 pst. av skjærfastheten skyldes friksjon og resten kohesjon for den observerte glideflate.

Konklusjon.

På grunnlag av resultatene av de utførte stabilitetsberegningene skal det nedenfor forsøkes å gi en vurdering av de forskjellige metoders pålitelighet. Ved en slik vurdering må man imidlertid huske på at det i det foreliggende tilfelle dreier seg om en skråning som er brakt til veie ved en avgraving av en naturlig skråning. Leiren er således blitt avlastet med derav følgende svelling og muligheter for forandring av leirens skjærfasthetsegenskaper. Ved en vurdering av de forskjellige metoders pålitelighet må man derfor skjelve mellom to prinsipielt forskjellige problemer.

For det første melder seg det problem hvorvidt en beregningsmetode gir et korrekt resultat, dvs. sikkerhetskoeffisienten 1.0, hvis den baseres på en undersøkelse av forholdene slik som de var umiddelbart før skredet fant sted. Denne vurdering er av forskningsmessig stor interesse, idet man herved kan bedømme hvorvidt de teoretiske forutsetninger hvorpå metoden er basert, holder stikk.

For det annet melder seg det spørsmål om det ville ha vært mulig å forutsi skredet ved hjelp av en beregningsmetode hvis denne var blitt anvendt før skråningen ble utgravd. Denne oppgave er av stor praktisk betydning, idet den tillater en bedømmelse av metodens anvendelighet ved prosjektering av skråninger av denne art.

Nedenfor skal det forsøkes å gi en bedømmelse av disse forhold, idet hovedvekten i det foreliggende til-

² Janbu (1954) har utarbeidet en variant av metoden, som også kan benyttes for ikke sirkulære glideflater.

Symboler

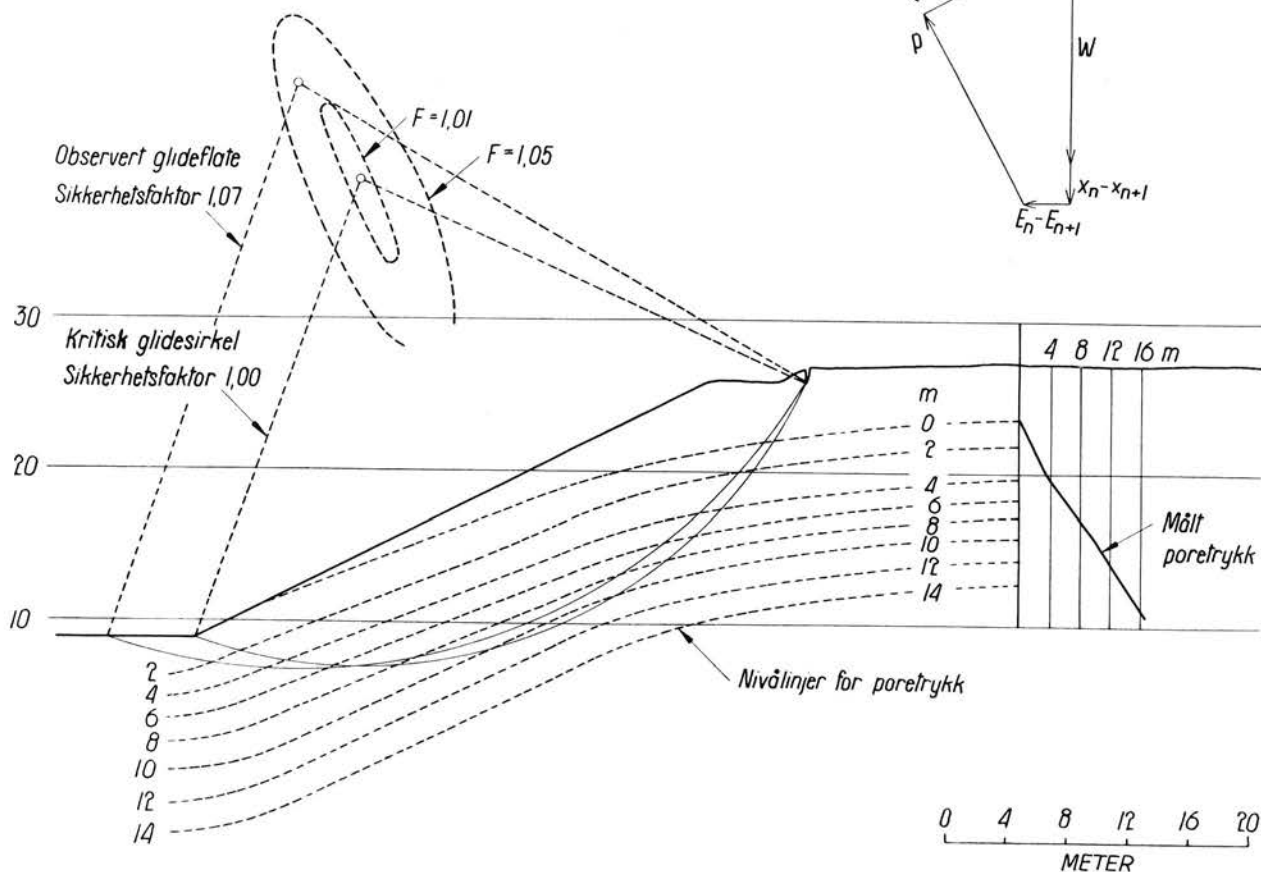
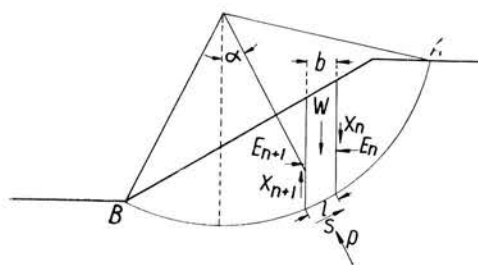
E_n, E_{n+1} = resultanter av de totale horisontale krefter mellom lomellene

X_n, X_{n+1} = resultanter av de totale vertikale krefter mellom lomellene

De andre symboler som i fig. 18

$$\text{Sikkerhetsfaktor } F = \frac{1}{\sum \frac{W \sin \alpha}{A}} \sum \frac{c' b + (W + X_n - X_{n+1} - ub) \operatorname{tg} \varphi'}{\cos \alpha + \frac{\operatorname{tg} \varphi' \sin \alpha}{F}}$$

$$\text{Sikkerhetsfaktor } F \approx \frac{1}{\sum \frac{W \sin \alpha}{A}} \sum \frac{c' b + (W - ub) \operatorname{tg} \varphi'}{\cos \alpha + \frac{\operatorname{tg} \varphi' \sin \alpha}{F}}$$



Profil nr	Sikkerhetsfaktor c, φ -analyse (Bishop 1954)
1	1,10
2	1,00
3	1,19

Veid midlere sikkerhetsfaktor for hele raset $F = 1,05$

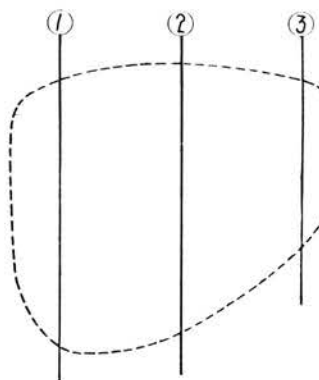


Fig. 19. Stabilitetsberegning etter $c\varphi$ -metoden. Bishops metode.

felle naturlig må falle på den første av de to ovennevnte vurderinger.

Stabilitetsberegningene synes å bekrefte at s_u -metoden fører til en noenlunde riktig vurdering av stabiliteten såfremt de skjærfastheter som innsettes i beretningen, svarer til de verdier som kunne ha vært målt umiddelbart før skredet fant sted. Sikkerhetskoeffisienten bestemt på grunnlag av skjærfastheten er 1.01. I det foreliggende tilfelle er imidlertid denne metode forbundet med en relativ stor usikkerhet, idet den udrenerte skjærfasthet av leiren varierer meget. Sikkerhetskoeffisienten vil således meget vel kunne variere fra 0.85 til 1.15 avhengig av hvorledes skjærfasthetsverdiene interpreteres.

Det er likeledes et karakteristisk trekk ved denne metode at den kritiske glidesirkel ligger betydelig lengre inne i skråningen enn den observerte glideflate.

En stabilitetsberegning med effektive spenninger etter den forenklete metode (May & Brahtz, 1936), hvor man ser bort fra lamellkreftene, resulterer i en sikkerhetskoeffisient på 0.84. Metoden fører således til et resultat som er betydelig på den sikre side, og man kan trekke den konklusjon at de forenklinger denne metode bygger på, fører til større avvikelser fra de virkelige forhold enn det er ønskelig. For øvrig ligger den kritiske glidesirkel etter denne metode lengre inne i skråningen enn den observerte.

En stabilitetsberegning med effektive spenninger etter Bishops metode fører derimot til en riktig vurdering av stabilitetsforholdene. Den kritiske glidesirkel stemmer dertil etter denne beregningsmetode godt overens med den observerte glideflate. Dette skyldes sannsynligvis at det i det foreliggende tilfelle hvor leiren er svakt forbelastet ikke er noen større forskjell på den tilsynelatende friksjonsvinkel, som er benyttet i beregningene, og den sanne friksjonsvinkel.

Ved prosjektering av en utgravning i leire vil enten byggetilstanden, dvs. tilstanden under eller like etter utgravning av skråningen, eller langtidsstabiliteten være den mest kritiske. s_u -metoden egner seg kun til undersøkelse av byggetilstanden, mens en analyse med effektive spenninger best egner seg til undersøkelse av langtidsstabiliteten. I faste forbelastede leirer vil som regel langtidsstabiliteten være den mest kritiske tilstand. For kvikkleirer er det mulig at byggetilstanden vil være den mest kritiske. En utgravning i slike leirer kan føre til en sterk økning i poretrykkene og en dertil svarende reduksjon av skjærfastheten.

De utførte undersøkelser tillater ikke en vurdering av s_u -metodens muligheter for å forutsi skredet hvis

man hadde anvendt den med de skjærfastheter som kunne måles før skråningen ble utgravd. Det er imidlertid overveiende sannsynlig at leirens udrenerte skjærfasthet er blitt redusert noe ved avlastningen. Dette vil si at s_u -analysen ville ha ført til resultater på den usikre side hvis den var blitt anvendt ved prosjektering av skråningen.

Mulighetene for å vurdere langtidsstabiliteten av en prosjektert skråning ved en stabilitetsberegning med effektive spenninger avhenger av den skjønnsmessige vurdering av de poretrykk som vil innstille seg i den ferdige skråning. Som grunnlag for et slikt skjønn vil det være nødvendig å måle i marken de poretrykk som eksisterer før skråningen utgraves. For raset i Lodalen ville man kommet nærmest opp til de målte poretrykk hvis man hadde truffet den pessimistiske forutsetning at strømmingene ville være forløpt horisontalt med vertikale ekvipotensiallinjer. En slik forutsetning ville ha ført til en gjennomsnittlig sikkerhetskoeffisient for hele raset på ca. 0.96.

Man kan således si at det ved et forsiktig skjønn av de fremstilte poretrykk ville ha vært mulig å forutsi raset etter Bishops metode før skråningen ble utgravd.

Etterord.

Forfatteren ønsker å uttrykke sin takk til Norges Statsbaners geotekniske kontor ved jernbanegeolog A. L. Rosenlund for samarbeid og hjelp ved undersøkelsene og for tillatelse til å publisere resultatene. Oslo kommune takkes for å ha stilt boremannskap til Norges geotekniske institutts rådighet. Dessuten takkes universitetsstipendiat Rolf W. Feyling-Hansen for utførelse av mikrofossilbestemmelser og dr. I. Th. Rosenqvist for utførelse av mineralogiske undersøkelser av leirartene. For hjelp og veiledning ved utarbeidelse av artikkelen, takkes særlig instituttleder Laurits Bjerrum og sivilingeniør dr. Nilmar Janbu.

Sammenheng.

Artikkelen beskriver et ras i en leirskråning ved en rangerstasjon i Oslos utkant. Raset, som tilsynelatende fant sted uten ytre foranledning, må betegnes som et langtidsfenomen og skyldtes at skråningen, som ble gravd ut i forbindelse med utvidelsen av rangerstasjonen, ble gitt for steil helning. Der ble foretatt omfattende grunnundersøkelser og laboratorieforsøk for å undersøke den forekommende leires egenskaper.

Stabilitetsberegninger etter s_u -metoden gir et riktig, om enn usikkert, grunnlag for vurdering av sta-

biliteten, basert på udrenerte skjærfasthetsverdier som antas å ha eksistert i skråningen umiddelbart før raset. Metoden kan imidlertid ikke benyttes til å vurdere langtidsstabiliteten.

En stabilitetsberegning med effektive spenninger og basert på leirens tilsynelatende kohesjon og tilsynelatende friksjonsvinkel, gir etter Bishops metode et tilnærmet riktig resultat. Denne metode kan også benyttes til å vurdere langtidsstabiliteten av skråningen.

Summary.

The paper describes a slide in a clay slope near a marshaling yard in Oslo. The slope was originally excavated too steeply some thirty years ago during an expansion of the existing rail facilities. Since the slide took place apparently without any sudden external cause, it should be considered as the result of a gradual reduction in the stability of the slope during the past years.

Comprehensive field investigations and laboratory studies were carried out in order to determine the properties of the clay.

Stability calculations based on the s_u -analysis, using values of the undrained shear strength which could be expected to exist in the slope immediately before the slide, give a reliable but somewhat uncertain basis for estimating the stability. However, it is not possible to use this method for estimating the long term stability.

Stability analyses using Bishop's method, including effective stresses based on the apparent cohesion and the apparent angle of friction, give approximately correct results. This method can also be used for estimating the long term stability of the slope.

Litteraturhenvisninger

- Bishop, A. W.* (1954.) The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm. Proceedings, Vol. 1, pp. 1—13.
- Bjerrum, L.* (1954.) Theoretical and Experimental Investigations on the Shear Strength of Soils. Norges geotekniske institutt. Publikasjon nr. 5. 113 p.
- Gibson, R. E.* (1953.) Experimental Determination of the True Cohesion and True Angle of Internal Friction in Clays. Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich. Proceedings, Vol. 1, pp. 126—30.
- Haukelid, B.* (1930.) En undersøkelse om glidninger i lerterreng og disses årsaker. Særlig om de iakttagne bevegelser i Oslo. Oslo 1930. 111 p.
- Hvorslev, M. Juul.* (1937.) Über die Festigkeitseigenschaften gestörten Bindungen Böden. København. Ingeniørvidenskabelige skrifter, 45.
- Janbu, N.* (1954.) Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters. Cambridge, Mass. 81 p. (Harvard Soil Mechanics Series, 46.)
- Janbu, N.* (1954.) Application of Composite Slip Surface of Stability Analysis. European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm. Proceedings, Vol. 3, pp. 43—49.
- May, D. R. and Brahtz, J. H. A.* (1936.) Proposed Method of calculating the Stability of Earth Dams. Congress on Large Dams, 2. Washington, Vol. 4, pp. 539—74.
- Rosenqvist, I. Th.* (1955.) Et jordprofil i Oslo Gamleby, om landheving og setninger og om Loelvens eldre løp. Naturen, nr. 8, pp. 241—48.
- Skempton, A. W.* (1945.) A Slip in the West Bank of the Eau Brink Cut. Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol. 24, pp. 267—86 and pp. 535—53.
- Terzaghi, K.* (1936.) Stability of Slopes of Natural Clay. Harvard Conference on Soil Mechanics. Proceedings, Vol. 1, pp. 161—65.
- Taylor, D. W.* (1948.) Fundamentals of Soil Mechanics. N. Y. 700 p.

STATSBANENES BILRUTEDRIFT

Av avdelingsingeniør L. Brynildsen

DK 656.132.(481)—396

Historikk.

Spørsmålet om å iverksette forsøk for å oppnå erfaring i å få nærmere oversikt over i hvilken utstrekning bilruter kunne erstatte lokale jernbaner og tjene som supplement til allerede eksisterende jernbaner, ble reist av Stortingets forsterkede jernbanekomite under dens behandling av St.prp. 117 for 1922 om ny jernbaneplan. Den 12. februar 1923 ble det nedsatt et utvalg til å utrede spørsmålet om forsøksdrift av forskjellige ruter og å avgi forslag i saken med omkostningsoverslag og rentabilitetsberegning m. v. Det var enighet i utvalget om at staten skulle sette i gang forsøksdrift på enkelte

strekninger, og Stortinget vedtok den 14. juni 1924 å opprette statsdrevne bilruter på strekningen Haugesund—Skudeneshavn, Larvik—Skollenborg, Hell—Selbu—Tydal og Vadheim—Sandane.

Av de vedtatte ruter ble bare 3 opprettet, idet det på strekningen Vadheim—Sandane ikke ble igangsatt trafikk for Statens regning. Disse tre ruter, Karmøyruta, Lågendalsruta og Selburuta, ble startet i 1925. Ved prøvedriftens utløp — i 1928 — vedtok Stortinget at rutene skulle overtas og drives av Statsbanene. Som det vil fremgå ble den første jernbanebildrift ikke igangsatt av hensyn til konkurransen. Hensikten med igangsettelsen av rutene



Snøbilrute Ås i Tydal—Stugudal (Selburuta).

var å vinne erfaringer angående bilers anvendelighet i regulær trafikk i tilknytning til eksisterende kommunikasjonsmidler og som eventuell erstatning for lokale jernbaner med lettere trafikk.

Det varte dog ikke lenge før konkurranseproblemet begynte å melde seg. Fra først å erstatte hesten og tjene som tilførselslinjer for båt og jernbane, begynte bilene etter hvert å oppta trafikk som tidligere var avviklet med disse kommunikasjonsmidler. Det var særlig på de korte avstander konkurransen ble merkbar, og for Statsbanene gikk det særlig ut over lokaltrafikken.

Hovedstyret tok derfor allerede i 1927 opp spørsmålet om å supplere togtrafikken med bil på visse strekninger. Spesielt ble nevnt lokaltrafikken ved Stavanger og Trondheim, men man ba samtidig om tillatelse til å erstatte eller supplere toggangen på andre steder hvor det måtte anses formålstjenlig.

Den 8. juni 1927 ga Stortinget Statsbanene tillatelse til å igangsette rutebiltrafikk ved Stavanger og Trondheim som omsøkt, men noen generell tillatelse til å opprette bilruter fikk jernbanen ikke og har senere heller aldri fått. De bilrutene Statsbanene etter hvert har etablert, har alle vært gjenstand for spesiell søknad og behandling. De prinsipielle ret-

ningslinjer for Statsbanenes bilrutepolitikk slik som det fremgår av en uttalelse fra Hovedstyret den 18. mars 1947 og et notat av 7. september 1948 vedrørende dette spørsmål gir følgende definisjon på jernbanens naturlige interesseområde når det gjelder bilrutedrift:

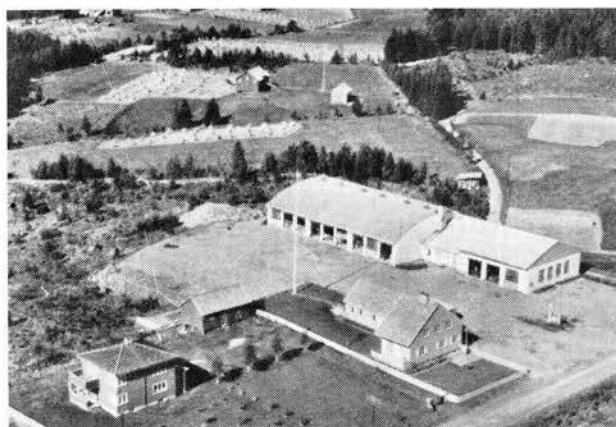
1. Bilruter langs en jernbane.
2. Bilruter som bindeledd mellom to eksisterende jernbanelinjer.
3. Bilruter som danner en naturlig forlengelse av jernbanens stamlinjer.
4. Bilrutedrift som kan lede til at trafikken føres vekk fra jernbanen.
5. Bilrutedrift som av trafikktekniske grunner kan være nødvendig for å imøtekomme trafikantenes krav om god service.

Når man har for øye jernbanenettets utstrekning i landet vårt, så vil man forstå at det interesseområdet som er definert ved ovennevnte punkter, er av betydelig størrelse og følgelig krever stor oppmerksomhet fra jernbanens side. Mye arbeide er også blitt utført i tidens løp, og mange ruter har kommet til siden de 3 første startet i 1925.

Tidspunktet for opprettelsen eller overtagelsen av noen av de viktigste ruter er som følger:

Stavangerrutene	1928
Trondheimsrutene	1928
Bergen—Hardanger Billag (Aksjemajoriteten)	1933
Rute mellom Horten og Tønsberg	1939
Odalsruta	1940
Aurskog—Hølandbanens bilruter	1945
Åndalsnes—Ålesundruta	1946

Statistisk har utviklingen artet seg slik:



Odals-rutas anlegg i Nord-Odal.



Aurskog—Hølandbanens bilruters anlegg på Bjørkelangen.

År	Konse- sjonsnr.	Samlet rutelengde	Antall vogner	Kjorte vognkm	Antall passasjerer	Antall netto tonnkm
1928/29	6	293		608 000		107 700
1934/35	6	423	50	1 248 800	669 600	291 700
1939/40	12	662	69	1 711 900	1 184 900	401 100
1949/50	29	3248	173	6 030 000	4 797 004	1 400 000
1951/52	47	3400	206	7 153 602	6 042 529	1 480 000
1954/55	99	6099	274	10 000 253	8 969 609	2 283 000

Bilrutedriften i dag:

Statsbanenes bilrutedrift består i dag av en rekke rutekomplekser som har følgende administrative og regnskapsmessige inndeling:

	Administrasjonssete
Aurskog—Hølandbanens bilruter.	Bjørkelangen
Odal—Eidsvollruta	Sand, N. Odal
Lågendalsruta	Svarstad
Horten—Tønsberg—Larvik	Drammen
Krøderenrutene	Drammen
Åndalsnes—Ålesundruta	Ålesund
Trondheimsrutene	Trondheim
Selburuta	Nesta, Selbu
Bilruter i Stavanger distrikt	Stavanger
Karmøyruta	Haugesund

I parentes skal bemerkes at flere av disse betegnelserne til dels er noe misvisende, idet de ikke dekker alle de ruteenheter som inngår i regnskapsenheten. F. eks. kan nevnes at Aurskog—Hølandbanens bilruter også omfatter Kværners Bilsentral, Lågendalsruta også ruten Rødberg—Geilo.

I tillegg til ovennevnte ruter må nevnes godsbilrutene i Drammen, Kristiansand og Bergen distrikter. Godsbilrutene i Drammen og Bergen distrikter utfører godstransporter til avlastning av tog på de lokale strekninger, en ordning man har funnet rasjonell og som sikkert vil bli gjennomført flere steder.

Som før nevnt har Statsbanene aksjemajoriteten i rutebilselskapet Bergen—Hardanger Billag og jernbanen har likeledes mindre aksjeposter i A/S Jotunheimen og Valdresruten Bilselskap og Midtre Gauldal Billag A/L.

Bilrutenes administrasjon:

Følgende bilruter ledes av en driftsbestyrer:

Aurskog—Hølandbanens bilruter
Odal—Eidsvollruta
Lågendalsruta
Åndalsnes—Ålesundruta
Selburuta
Karmøyruta

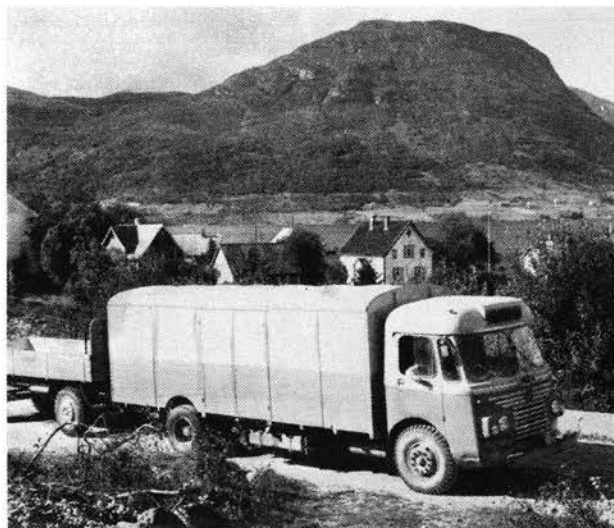
De øvrige ruter administreres direkte av distriktene. Driftsbestyrerne har stor myndighet, forestår rutens daglige drift og er ansvarlig for dens økonomi. Driftsbestyrerens nærmeste overordnede er distrikt-sjefen, for Karmøyrotas vedkommende Hovedstyret. Den sentrale ledelse av Statsbanenes bildrift var i årene før og under siste krig, spredt på en rekke forskjellige kontorer i Hovedstyret. Etter okkupasjonen ble det ansett påkrevd å få en konsentrert sentraladministrasjon under en spesialutdannet ledelse, og Transportkontoret — som var opprettet under krigen og administrativt lå under den daværende Trafikkdirektør — ble med departementets samtykke gjort om til et bilkontor. Dette bilkontor har i dag den trafikkmessige, økonomiske og tekniske ledelse av bildriften. Kontoret ledes av en overinspektør.

Noen ord om bilmateriellet og dets vedlikehold.

Statsbanene har standardisert sin busspark på de svenske merkene Volvo og Scania-Vabis. Motorstyrken varierer fra 100 til 150 HK og sitteplassantallet fra 33 til 50. Siden 1950 er alle nyanskaffede busser dieseldrevne. Hver rute reparerer sitt eget materiell. De fleste rutene har bra verksteder, og flere nye verksteder er under planlegging og bygging hvor forholdene ikke er tilfredsstillende.



Selburutas kontor- og ekspedisjonsbygning, Nesta.



Godsbil med tilhenger. Tilhører «Haukeliruta».

Spesialarbeide, slik som sylindreboring, sliping av veivaksel etc. blir satt bort til spesialverksteder. For øvrig blir alt vedlikehold utført av egne folk. Karosseriene bygges etter anbud ved 4—5 forskjellige fabrikker etter spesifikasjoner utarbeidet av Hovedstyret. Vanlig utførelse er stål skjelett med aluminiums kledning. I de senere par år har man også fått bygget noen karosserier hvor skjelettet er av lettmetall. Levetiden for en buss ligger på ca. 10—12 år, og en stor 45-seters vogn koster ca. kr. 120 000.

Noen regnskapsmessige data:

Bortsett fra 3—4 driftsår har Statsbanenes bilrutedrift hittil gått med overskudd.

Tar man for seg etterkrigsårene, så utgjør det samlede overskudd til og med driftsåret 1954/55 kr. 3 645 000.00.

1949/50 markerer et regnskapsmessig vendepunkt. Fra og med dette budsjettår går bilrutedriftens over-

skudd inn i et bilrutedriftens driftsfond som er opprettet med Stortingets samtykke. Fondets midler skal med Samferdselsdepartementets samtykke anvendes til utvidelse og forbedringer ved Statsbanenes bilrutedrift. Fra samme tidspunkt svarer bilrutedriften renter av den kapital som blir bevilget over statsbudsjettet. Pr. 30. juni 1955 utgjorde denne kapital kr. 8 841 714.86.

Til fornyelse av det rullende materiell avsettes kr. 0.20 pr. kjørt km.

Bilrutedriften er selvassurandør. Midler til dekning av skader på andres liv og eiendom skaffes til veie av et ansvarsfond hvortil foretas avsetning etter bestemte regler.

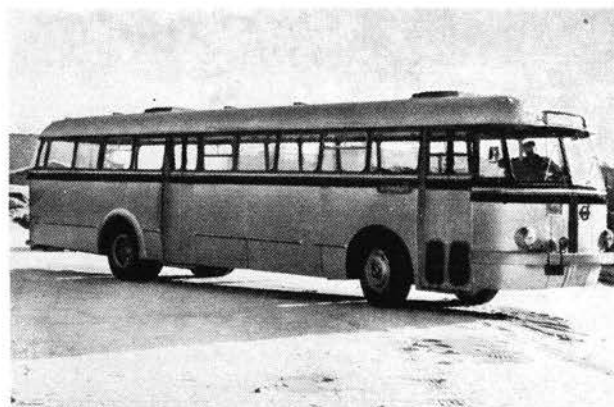
Avslutning.

I de 31 år som har gått siden de første ruter ble startet, har Statsbanenes bilrutedrift vokst jevnt og sikkert og utgjør i dag en om enn liten så dog ikke ubetydelig gren av jernbanens virksomhet. Eksempelvis kan nevnes at siste års driftsinntekter utgjorde ca. 13 mill. kr., hvilket ga et overskudd på vel kr. 100 000 etter at alle avsetninger var foretatt.

274 vogner tilbakela 10 mill. vognkm. og befordret ca. 9 mill. passasjerer og 61 000 tonn gods. Antall beskjeftegede utgjorde vel 500.

Man står i dag midt oppe i arbeidet med opprettelse og overtagelse av mange nye ruter, og er forvissnet om at Statsbanenes bilrutedrift etter hvert vil bli en stadig større og viktigere gren av jernbanens virksomhet.

Denne artikkel er ment som en liten introduksjon av Statsbanenes bilrutedrift i Tekniske Meddelelser, og man håper senere å kunne få bidra med stoff av teknisk art, hentet fra bilrutedriften, og som kan være av interesse for bladets lesere.



Nærtrafikk-buss med 50 sitteplasser. Bussen har «pannekake»-motor, beliggende under bussen mellom akslene. Tilhører Stavanger distrikt.



Langrute-buss med 30 sitteplasser. Tilhører Åndalsnes—Ålesund-ruta.

50 HERTZ-ELEKTRIFISERINGEN AIX-LES-BAINS TIL LA ROCHE-SUR-FORON

Særtrykk av «Revue générale de l'électricité» for januar 1952 (bind 61, side 5-17)

Artikkel av M. Jean Walter. Oversatt og bearbeidet av overingeniør Saxegaard

DK 621.331(44)=396

Svakstrømsforstyrrelser.

Svakstrømsledningene er lagt i kabel og psophometriske målinger har vist at støyspenningene er lavere enn C.C.I.F. krever. Man må dog ha sin oppmerksomhet henvendt på beskyttelse mot farlige spenninger og strømmer.

A. Fare som følge av elektrisk influens.

Fenomenet beskrives selv om det ikke har noen virkning på svakstrømsledninger i kabel. Derimot har det betydning for lysledninger som ikke er kablet.

Walter bruker følgende enkle formel for influensspenningen:

$$V = \frac{E}{4} \cdot \frac{a^2 + b^2 + c^2}{b \cdot c} \left\{ \begin{array}{l} \text{Hvor } a = \text{avstand til kont.} \\ \text{ledn. } b = \text{dennes høyde over} \\ \text{jord. } c = \text{telf.trådens h. o. j.} \end{array} \right.$$

Med tillatt 300 volt (C.C.I.F.) gir dette:

$$\begin{aligned} a &= 20 \text{ m når } E = 15\,000 \text{ V} \\ a &= 24 \text{ m når } E = 20\,000 \text{ V og} \\ a &= 28 \text{ m når } E = 25\,000 \text{ V} \end{aligned}$$

Dette er ren teori som antakelig forutsetter at kontaktledningen er en eneste tråd. De beregnede a-er gjelder for $b = c = 6.5 \text{ m}$.

I virkeligheten har vi en bæreline også, som snart ligger meget nær kontaktledningen, snart bortimot 2 m fra denne. Ved 15 000 volt og 20 m avstand er den virkelige influens-spenning, slik den er målt i Sverige og kontrollmålt hos oss = 225 volt.

Walter sier videre at C.C.I.F. setter en sikkerhetsgrense for slik nærføring, nemlig:

$$a \text{ min} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{E}$$

$$\begin{aligned} \text{hvilket gir } a &= 41 \text{ m ved } 15\,000 \text{ V (90 volt)} \\ &= 47 \text{ m ved } 20\,000 \text{ V (92.5 volt)} \\ &= 53 \text{ m ved } 25\,000 \text{ V (91.0 volt)} \end{aligned}$$

Tallene i parentes er de tilsvarende influensspenninger beregnet med formelen ovenfor.

Walter sier at en banes telefonlinjer oftest vil være helt eller delvis nærmere enn denne sone slik at den energi som overføres til dem ved utkopling av kontaktledningen, ikke kommer under den maksimalt tillatte verdi på 0.02 Joule (= 0.02 wattsek.).

I alle tilfelle forbyr influensspenningen bruken av telefonluftlinjer kloss innpå en 1-fasebane. Walter nevner bruken av motspenningstråd. Antar at den kan ha betydning for beskyttelse av lysledninger, såsant de ikke tilhører et system med jordet nullpunkt. Motspenningstråden gjør kontaktledningsanlegget dyrere i anskaffelse og i vedlikehold.

B. Fare på grunn av elektromagnetisk induksjon.

Den induserte langs-spenning er:

$$e = 2\pi f \cdot K \cdot M \cdot l \cdot I \cdot \left\{ \begin{array}{l} f = \text{frekvens} \\ M = \text{gjensidig ind. pr. km} \\ l = \text{lengde av nærføring i km} \\ I = \text{strøm som induserer i amp.} \end{array} \right.$$

M avhenger av avstanden mellom de to systemer, av jordens ledningsevne og av frekvensen.

K er en faktor som omfatter virkningen av induisert, kompenserende strøm i metallmasser i nærheten, som f. eks. skinnegangen.

M og dermed e avhenger av returstrømmens bane, slik det skal redegjøres for i det følgende.

Hvordan det nå enn er, så er jordens ledningsevne sterkt varierende. Det er derfor ved de franske statsbaner (S.N.C.F.) gjort tallrike forsøk, både ved likestrømsbaner og vekselstrømbaner for å bestemme jordens ledningsevne ved 50 Hz vekselstrøm.

Hva linjen fra Aix-les-Bains til La Roche-sur-Foron angår, er det foretatt induksjonsforsøk på luftlinjer så vel som kabler. De siste er kabler bygget etter de gjengse forskrifter for fjernkabler.

En luftlinje med 4 tråder (en «spiral») har man latt stå igjen nettopp som prøveobjekt mellom Aix-les-Bains og Albens, en nærføringslengde på 10 500 m med en middelavstand til kontaktledningen på 6-8 m. Influensspenningene er så store i den at bruken av linjen ellers ikke er mulig.

Videre har man hatt til disposisjon en abonnentlinje tilhørende Telegrafverket. Dens lengde er 1100 m, og dens avstand til banen er 100 m.

Forsøkene omfattet 3 serier eksperimenter. Ved den første serie ble kontaktledningen matet med redusert spenning, nemlig 1000 volt ved hjelp av en «groupe électrogène» (ø: omformergruppe). Strømstyrken var ca. 40 A.

Den annen serie ble foretatt med normal kontaktledningspenning og strømmen ble regulert ved hjelp av en væskemotstand mellom kontaktledning og skinne i Aix-les-Bains. Strømmen var fra 50 til 100 A.

Endelig, ved den tredje serie, brukte man lokstrømmen fra et 600 t tog i stigningen ved Gresy-sur-Aix (ca. 8 ‰) hvor man kunne holde strømmen konstant på ca. 200 A.

De resultater man kom til, er helt i overensstemmelse med hverandre.

I jernbane-prøvelinjen måltes en indusert spenning av 140 mV pr. amp. pr. km = 14 V pr. 100 Akm.

I abonnentlinjen 60 mV pr. Akm = 6 V pr. 100 Akm.

Den sistnevnte spenning er så vidt under den grense som C.C.I.F. tillater for abonnentlinjer.

Måleresultatene bekrefter på en helt tilfredsstillende måte de verdier man kan forutberegne.

Linjene for selve banen Aix-les-Bains til la Rochesur-Foron er lagt i kabel, både telekommunikasjonslinjene og signallinjene. Det er to kabler. Den ene som rommer de fleste av jernbanens linjer, er i sin helhet lagt langs banen. Den annen har Telegrafverkets linjer og noen av jernbanens, den følger jernbanen et stykke, men løper for øvrig et stykke unna jernbanen.

I jernbanekabelen måltes 50 mV pr. amp. pr. km og i felleskabelen måltes 30 mV. Dette svarer til 5 volt pr. 100 Akm resp. 3 volt pr. 100 Akm.

Det viste seg at den spesifikke induserte spenning (volt pr. amp. pr. km) sank ved stigende strøm.

Dette skyldes selvsagt kabelens «beskyttelsesfaktor» som er betydelig gunstigere ved 50 Hz enn ved 16 ‰. Kabelens armering er tydeligvis ikke mettet med de påtrykk som er anvendt ved prøvene. De induserte spenninger er ellers store etter våre forhold.

På Tinnosbanens strekning Lisleherad—Tinnoset målte vi, umiddelbart før sugetransformatoren ble koplet inn: 6.38 volt pr. 100 Akm, og etter innkoplingen 0.504 v. pr. 100 Akm. Dette var på luftlinje i 5—10 m avstand, altså godt sammenlignbar med den franske bane. Periodetallet var riktignok tredjeparten, men til gjengjeld er den gjensidig induktivitet større i Norge enn i Mellom-Europa, fordi jordens ledningsevne er så mye mindre. For kabler i banelegemet er 2.0 volt pr. 100 Akm den normale verdi når vi bruker sugetransformatorer. Uten sugetransformatorer måltes på Drammenbanen Asker—Brakerøya, hvor kabelen ligger i banelegemet, en indusert spenning på ca. 4.2 volt pr. 100 Akm.

M. Walter sier, at selv om de målte spenninger ikke er skadelige for kabelen, er de farlige ved kort-

slutning (som han for øvrig ikke beretter noe om) for vedlikeholdspersonalet og for den som bruker apparatene.

Senere i artikkelen nevner han da også at man bør bruke seksjoneringstransformatorer i linjene.

Om sugetransformatorer, hvor M. Walter åpenbart er godt orientert, sier han at deres innsetting er «byrdefull», fordi de kompliserer anlegg og vedlikehold. Det brukes to forskjellige systemer i Skandinavia (det norske, det svenske). Der har de sin berettigelse fordi jordens ledningsevne er så meget mindre enn i Mellom-Europa. Han finner, etter å ha prøvet dem ved den her nevnte bane, at de gjør lite nytte for seg, og anbefaler at de ikke brukes. Tyskland, Sveits, Østerrike har jo i mange år drevet elektriske 1-fasebaner med bra resultat uten å anvende sugetransformatorer.

Walter regner gjennom et eksempel hvor det antas at den induserte spenning skal være den samme for to forskjellige typer av 1-fasebaner, nemlig:

- a) Skandinavia: 16 2/3 Hz. Ledn.evne i jorden 10⁻¹⁵.
- b) Frankrike: 50 Hz. Ledn.evne i jorden 10⁻¹².

Kompensasjonsfaktor K setter han i Skandinavia til 40—60 pst. (stemmer bra med 50).

I Frankrike er den målt til 0.55—0.56 ved den her omtalte 50 Hz bane.

Walter regner at sugetransformatorer reduserer K til 1/10, kanskje endog 1/100 av disse verdier.

Han antar til å begynne med K = 0.55 i begge land. Erfaringsmessig er avstanden til svakstrømslinjer i Skandinavia 20—50—100—200 m versus 8—12—20—32 m i Frankrike, fordi den gjensidige induktivitet er så meget høyere i Skandinavia.

Selv om frekvensen i Frankrike er den tredobbelte, regner derfor M. Walter med at dette oppveies av den lavere gjensidige induksjon.

Den banen som her er omtalt, regner Walter ikke er den gunstigste. Han antar at det finnes enda bedre jordledningsevne i Frankrike.

Vi kan jo sammenlikne med våre verdier (Skillingaryds) og de tyske (V.M.E.V.s).

Avst. i m	Frekvens 16.7		Frekvens 50		Skill. / V.M.E.V.	
	Skill.	V.M.E.V.	Skill.	V.M.E.V.	16.7	50
10	1370	890	1225	840	1.54	1.46
20	1220	760	1100	705	1.61	1.56
100	900	455	770	400	1.98	1.93

Forholdet mellom de gjensidige induktiviteter for 16 2/3 Hz Skillingaryd og 50 Hz V.M.E.V. blir på den annen side:

- 10 m = 1.63
- 20 m = 1.73
- 100 m = 2.25

Ved den franske bane måltas som nevnt, i en luftlinje 6—8 m fra banen 14 volt pr. 100 Akm.

På Tinnosbanen målte vi 6.38 volt pr. 100 Akm.

Dette gir: $14/6.38 = 2.20$.

Jordforholdene ved banen Aix-les-Bains til La Roche-sur-Foron er derfor ikke fullt så gunstige som V.M.E.V. regner med i Tyskland.

C. Strømmens fordeling i returledningen.

Det er kjent at strømmen i skinnene er den vektorelle sum av:

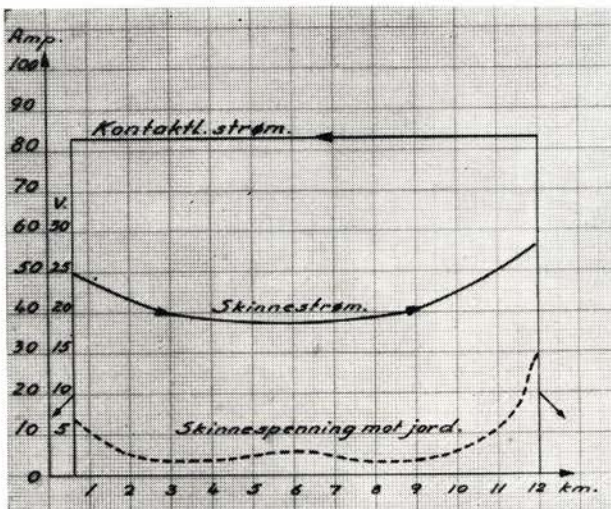
- a) Strømmen som kommer fra lokets matning.
- b) Strømmen som er indusert av den strøm som flyter i kontaktledningen.

Studier som er foretatt av «Comité consultatif internationale téléphonique» (C.C.I.F.) og som i Frankrike er drevet langt fram av telegrafdirektør M. Collet, har vist at transmisjonen langs skinnene og i jorden av elektrisk vekselstrøm følger de vanlige transmisjonslover når disse anvendes på kretsen: skinner—jord.

Strømovertgang fra skinner til jord er størst ved matestasjonen og ved lokomotivet.

Den totale strøm i skinnene består av en indusert strøm som er konstant ved midten av matestreknningen og over et lengre stykke mot endepunktene. Når disse stiger den sterkt, idet den er overlagret «driftstrømmen». Denne siste avtar til begge sider av loket resp. matestasjonen etter de vanlige transmisjonslover.

Målingene viste at når man kom 3 km unna lok eller matestasjon, var skinnestrømmen konstant, nemlig ca. 45 pst. av kontaktledningsstrømmen (herav $K = 0.55$). Følgende kurve viser resultatet av målingen på en 12 km lang strekning:



D. Skinnegangens spenning mot jord.

Skinnegangens spenning mot jord er av betydning for trafikantene og for baneavdelingens folk og andre som går langs sporet.

Forskjellige overlegninger og eksperimenter viser at strømstyrken i skinnegangen og størrelsen av dennes spenning mot jord vokser med strømstyrken i kontaktledningen. Derfor blir skinnegangens spenning mot jord mindre jo høyere kontaktledningspenning man anvender, i all fall når influensspenningen fra kontaktledningen på skinnegangen kan neglisjeres.

Som nevnt er den skinnestrømmen som skyldes selve matestrømmen størst ved selve loket og matestasjonen, men synker meget hurtig ved punkter lengre unna disse. Skinnegangens spenning mot jord har et liknende forløp. Denne spenning er også størst ved matestasjonen og ved loket, men er sunket til halvparten bare 500 m unna disse og er meget lav etter 2 à 3 km.

Strøm og spenningsforløp ved matestasjon og lok likner forholdene ved jordplater. Man har gjort en del forsøk for å studere dette nærmere. Man matet kontaktledningen retning Aix-les-Bains fra Albens, med jording til skinnegangen nær førstnevnte stasjon. Isolasjonsskjøter ble bygget inn forskjellige steder for å kunne måle strømmen og likeså skinnespenningen mot jord.

Det ble foretatt forskjellige koplinger av den tilstøtende skinnegangen for å studere strøm- og spenningsforløpet på den andre siden av matestasjonen resp. jordingpunktet («loket»):

- a) Skinnegangen brutt ved hjelp av isolerskjøter ved begge ender av matestreknningen (kalt forsøk «uten antenne»).
- b) Skinnegangen sammenhengende videre bortenfor bare ved Aix-les-Bains, men brutt ved den andre enden. (Kalt forsøk «med antenne» retning Aix-les-B.)
- c) Skinnegangen sammenhengende videre bortenfor Albens mot Annecy, men brutt ved Aix-les-Bains. (Kalt forsøk «med antenne» retning Annecy.)
- d) Sammenhengende skinnegang til begge sider av matestreknningen. (Kalt forsøk «med antenne» retning Aix-les-Bains og Annecy.)

Forsøkene, som ble foretatt med 80 A, viste at den påhengte skinnegang senker spenningen på matestreknningens skinnegang betraktelig. Dette er særlig merkbart ved Aix-les-Bains hvor metallmassen i alle sporgaten er betydelig. Figuren viser en spenning mot jord av 7 volt ved Aix-les-Bains og 15 volt ved Albens. Uten påhengt skinnegang (forsøk «uten antenne», nemlig forsøk a) ga 26 volt ved Aix-les-Bains

og 33 volt ved Albens. Man prøvde å jorde skinnegangen ved Albens gjennom en jordplate på 2.5 ohm. Dette reduserte sporspenningen bare med 10 pst.

Uten påhengt skinnegang ved Aix-les-Bains, men med påhengt skinnegang ved Albens retning Annecy ble sporspenningen 29 volt ved førstnevnte, og 23 volt ved sistnevnte.

Teoretiske betraktninger og forsøk har vist at spenningen mellom skinnegang og jord er av samme størrelsesorden ved $16\frac{2}{3}$ Hz baner og 50 Hz baner. Frankrike har i så måte de samme betingelser som Tyskland, Sveits og Østerrike, hvor man har lang erfaring med banedrift med 15 eller $16\frac{2}{3}$ Hz.

Hvis Z er impedansen mellom skinner og jord og f er frekvensen av banestrømmen, er forholdet Z/\sqrt{f} praktisk talt konstant.

For en og samme bane har man ved 25 kV, 50 Hz resp. 15 kV, $16\frac{2}{3}$ Hz et sporspenningsforhold:

$$\sqrt{\frac{50}{16\frac{2}{3}}} \cdot \frac{15}{25} \sim 1.0$$

Nå må man være oppmerksom på at spenningen mellom skinne og jord *ikke* er det samme som spenningen mellom skinnen og et punkt i ballasten.

Denne siste spenning er meget mindre enn den første. Man har faktisk målt skrittspenningen rett ut for understasjonen Annecy, og verdiene har aldri vært større enn ca. 1 volt.

Banens metalldele: Ringeklokker, veibomdrev etc. har man også målt potentialet på. Det har aldri

vært konstatert farlige verdier. For trekkstenger eller trekkliner til veksler og signaler har man tatt følgende forsiktighetsregler:

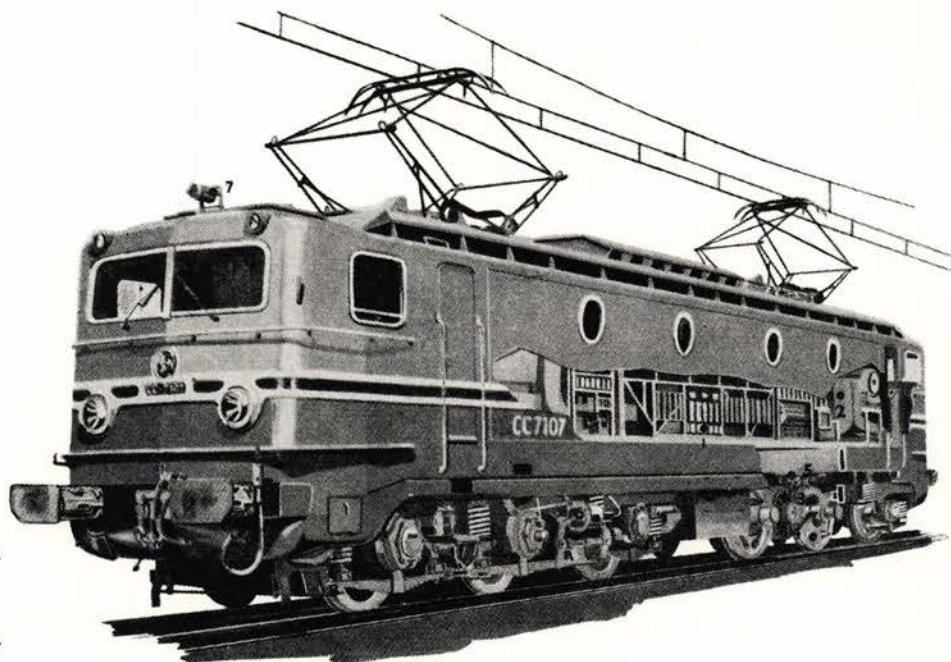
Ved utgangen av stillverket har man satt inn isolerende ledd og stenger, og liner er deretter satt til jord eller forbundet med skinnene. Elektriske kabler er utstyrt med isolerskjøter der hvor de kommer inn i stillverkene.

På stasjonene har man tatt ytterligere forsiktighetshensyn ved å sette på skinneskjøtforbindelser. Metallkonstruksjoner er forbundet til skinnene, og ved begge ender av stasjonen er skinnegangen jordet godt. Alle master er forbundet til skinnegangen og ikke til jord.

Til slutt er det noen betraktninger over virkninger på returkretsen når den ene skinnestregning må ofres for isolerte sporfelter i anledning automatisk blokk. Skinnegangens impedans og dens spenning mot jord blir litt mindre enn det dobbelte av verdien man har når begge skinner brukes for returstrømmen. Kjørestrømkretsens impedans (dvs. impedansen av kretsen: kontaktledning-skinne-gang-jord) stiger ganske ubetydelig.

Konklusjon.

M. Walter finner at de problemer som 50 Hz skaper, er studert og løst. Han finner at dette moderne elektrifiseringssystem har mange fordeler, og at det fremfor alt er økonomisk med hensyn til strømfor- syning.



Elektrisk lok. nr. 7107 type CC.
Fabrikant: Alsthom.
Strømtype: 1500 Volt likestrøm.
Tilhører de Franske Statsbaner.

**Adresseendringer bes meldt
snarest til Presse- og opp-
lysningskontoret, Hst.**

DK 624.131.53(481)=396

SEVALDSON, R. A.: Raset i Lodalen 6. oktober 1954. (The slide in Lodalen October 6. 1954.) Tekniske medd. NSB, 4(1956), no. 2, pp 42—56.

The paper describes a slide in a clay slope near a marshaling yard in Oslo. Since the slide took place apparently without any sudden external cause, it should be considered as a result of a gradual reduction in the stability of the slope during the past years. Comprehensive investigations were carried out in order to determine the properties of the clay.

DK 656.132(481)=396

BRYNILDSEN, L.: Statsbanenes bilrutedrift. (The bus traffic of the NSR.) Tekniske medd. NSB, 4(1956), no. 2, pp. 57—60.

The question of bus routes operated by the NSR as a compensation for local railway lines as well as a supplement for already existing ones, was first discussed in 1922. Today several bus routes are operated throughout the country, and make up a comparatively small, but still important part of the NSR business. The receipts of the last year were 13 mill. kroner, with a net profit of 100 000 kr., 274 busses in operation aggregated 10 mill. carkilometer, and conveyed 9 mill. passengers and 61 000 tons of goods.

DK 621.331(44)=396

SAXEGAARD, L.: 50 Hertz elektrifiseringen Aix-les-Bains til la Roche-sur-Foron. (50 cycle electrification Aix-les-Bains to la Roche-sur-Foron.) Tekniske medd. NSB, 4(1956), no. 2, pp. 61—64.

A short abstract from «Revue générale de l'électricité», vol. 61, January 1952, of an article by M. Jean Walter, specially concerning the telephone interference problem.

