

# Tekniske meddelelser

# NSB



NSB

## INNHOLD

NR. 1 · 6. ÅRGANG · MARS 1958

Betraktninger over løpeegenskaper  
for elektriske lokomotiver type El. 13

Sidekrefter fra lokomotiver på skinner

Oversikt over Alunskiferutvalgets  
virksomhet i årene 1947-57

Ombygging av bruer på strekningen  
Hamar-Otta under drift

Ny telefonkabeltype for elektr. baner

Mutron kabelfeilsøkeapparat  
Transistordrevet oscillator

Takoverbygg

Konkurransen om slingringsproblemet

DK 625.2.03=396

STENE, O., Betragtninger over løpeegenskaper for elektriske lokomotiver type El. 13. (Reflections on running qualities of electric locomotives type El. 13.) Tekn. medd.-NSB, 6 (1958), no. 1, pp. 1—4.

Report on the new Norwegian electric locomotives type El. 13, with description regarding its running qualities. Remarks on the calculated transverse forces on rails fitted with transverse coupling.

DK 625.2.03=396

STENE, O. og HEGNA, J. B.: Sidekrefter fra lokomotiver på skinner, målinger ved Järna 10. desember 1957 for lokomotiver av type El. 11 og El. 13. (Transverse forces from locomotives on rails.) Tekn. medd.-NSB, 6 (1958), no. 1, pp. 4—11.

Description of the trial plant at Järna (Sweden) and results of trial runs with Norwegian electric locomotives, type El. 11 and El. 13.

DK 624.131.3(482.1)=396

FISKAA, O. M.: Oversikt over Alunskiferutvalgets virksomhet i årene 1947—57. (Survey of the activity of "The Alum Shale Committee", 1947—57.) Tekn. medd.-NSB, 6 (1958), no. 1, pp. 11—17.

A 10-year report on the activity of "The Alum Shale Committee", with preliminary testing results of concrete specimens after 5 years exposure in sulphate-bearing ground water in Oslo.

DK 624.21:625.1(481)=396

LEGERNÆS, M.: Ombygging av bruer på strekningen Hamar—Otta under drift. (Reconstruction of bridges in operation on the line distance Hamar—Otta.) Tekn. medd.-NSB, 6 (1958), no. 1, pp. 17—24.

Account on different methods of mounting and replacing steel structures on bridges, while the trains were in ordinary operation. The distance covered was Hamar—Otta, on the Oslo—Trondheim railway.

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

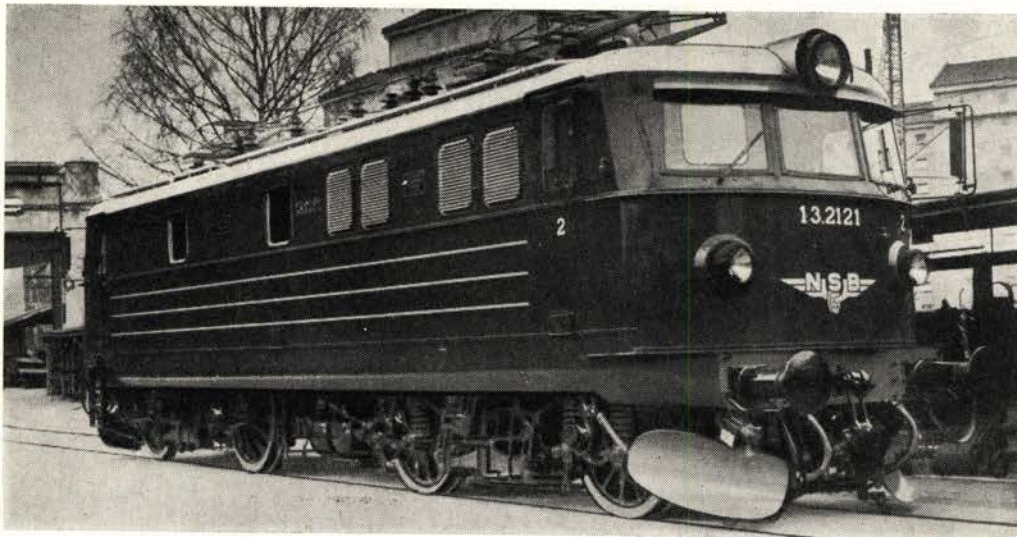


Fig. 1. Lokomotiv El. 13.

## BETRAKTNINGER OVER LØPEEGENSKAPER FOR ELEKTRISKE LOKOMOTIVER TYPE EL. 13

Av sivilingeniør Ole Stene

DK 625.2.03=396

Lokomotiv type El. 13 er det største og kraftigste elektriske person- og hurtigtogslokomotiv som er levert til NSB. Det anvendes for tiden fortrinnsvis på Østfoldbanen og Hovedbanen og i samkjøring med SJ til Göteborg. Det første lokomotiv ble overtatt av NSB i november 1957.

### *Hoveddata.*

Lokomotivet er av type  $B_0-B_0$ , det vil si det har 2 boggier med 2 aksler i hver boggi drevet av hver sin motor gjennom en BBC fjærende drivanordning. Boggiene er bygget etter SLM's system for boggi-konstruksjoner.

Lengde over buffere 15 000 mm  
Drivhjulenes diameter (ny hjulring) 1350 mm  
Total hjulavstand 10 555 mm  
Minste kurveradius, med redusert hastighet 90 m  
Akseltrykk 18 tonn  
Timeytelse 3600 hk  
Trekraft på hjulomfang 14 760 kg  
ved kjørehastighet 66,5 km/t  
Maksimal kjørehastighet 100 km/t

En mer detaljert beskrivelse av lokomotivet var inntatt i Tek. Medd. nr. 5 for 1957, side 127.

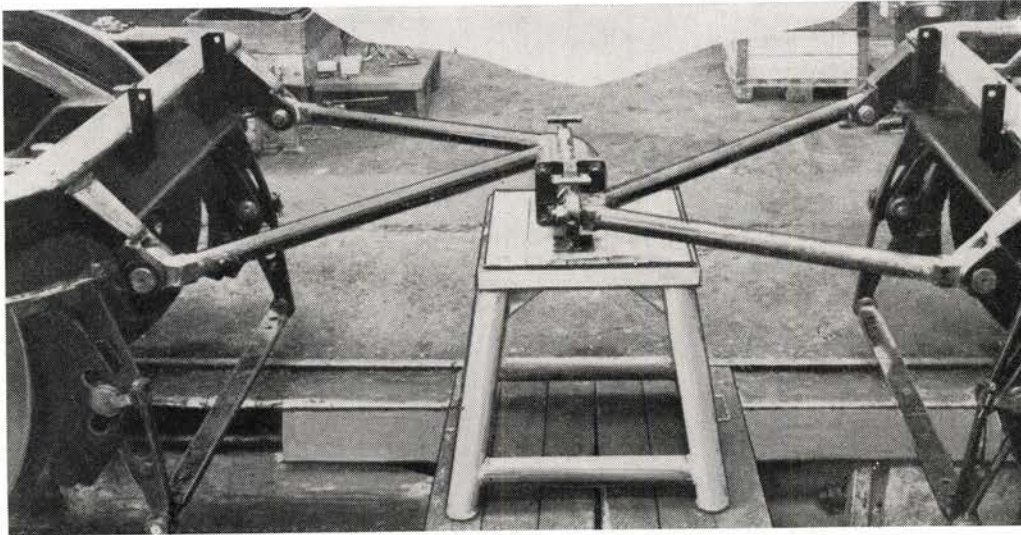


Fig. 2.  
Tverrkobling mellom boggier.

*Løpeegenskaper.*

Ved konstruksjonen av El. 13 bygget man på erfaringer fra El. 11, og det skulle kanskje for mange synes ganske lett å overføre de gode egenskaper fra dette mindre lokomotiv til et større av samme type, men med større akseltrykk og effekt. Med hensyn til de faktorer som felles bestemmer løpeegenskapene, var det allikevel — tross omhyggelige forhåndsvurderinger og beregninger — til slutt av stor interesse å få prøvet hvordan lokomotivet virkelig oppførte seg på skinnegangen.

Allerede etter de første prøveturer med El. 13 kunne det imidlertid merkes at løpeegenskapene var gode. Disse har stor betydning, da de har meget å si både for å unngå avsporing, hindre store skinnepåkjenninger, redusere slitasje og oppnå rolige, avdempede bevegelser av lokomotivkassen. Ved lave hastigheter på prøveturene, inntil ca. 40 km/t, kunne skinneskjøtene kjennes som små støt i lokomotivkassen, men ved normal kjørehastighet ble impulsene fra skinneskjøtene avfjæret så de nesten ikke var merkbare. Selv når lokomotivet med moderat hastighet passerte en sporveksel, ble støtene overraskende svake. Enda viktigere er kanskje hvordan lokomotivet klarer inngang i kurver og løpet i selve kurven. Det kunne konstateres at El. 13 i denne henseende stod på høyde med det 10 tonn lettere lokomotiv El. 11. Hittil har El. 11 blitt betraktet

som det lokomotiv hos NSB som hadde de beste løpeegenskaper. At et lokomotiv går inn i en kurve uten kraftige støt mellom hjulflens og skinne betyr at påkjenningen på skinnegangen må være lavere enn hva den er ved et lokomotiv hvor kraftige støt oppstår. Sidekreftene på skinnene i selve støtøyeblikket kan imidlertid være vanskelig å finne.

*Akselboks fjærer.*

Akselboks fjæringen er en av de faktorer som selvfølgelig har stor betydning for løpeegenskapene, og det skal kort nevnes hva som må tas i betraktning ved dimensjonering av fjærene. Det er bl. a. hjuldiameter, avfjæret og uavfjæret masse samt dynamisk hjultrykk. Dette siste er det tillegg eller fradrag til statisk hjultrykk som forekommer ved kjøring over en skinnenejevnhet. Med den fjærstivhet som er valgt for El. 13, vil forholdet mellom det dynamiske hjultrykk og det statiske hjultrykk være mindre for El. 13 enn for El. 11. Lavt dynamisk hjultrykk har gunstig betydning både for

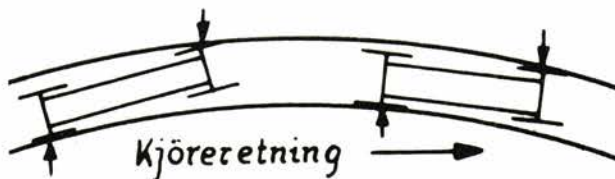


Fig. 3. Boggienes innstilling uten tverrkobling.

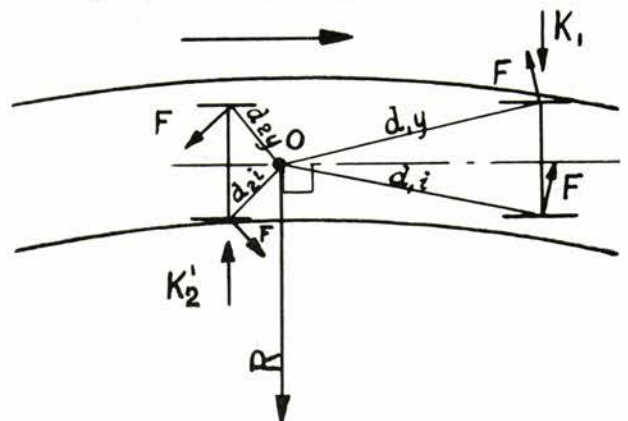


Fig. 4. Boggi-innstilling med tilhørende krefter for en enkel boggi.

avsporingsfaren, skinnibrudd og støy som overføres fra skinne gjennom hjul til boggi og lokomotivkassen.

*Boggier og tverrkobling.*

Det benyttes mellom boggene en fjærende tverrkobling. Som utgangspunkt for en beregning av den tverrkoblingskraften som skal gi riktig innstilling av boggene, betrakter en disses stilling i kurve. Først uten kobling og deretter med en fjærende tverrkobling.

*Boggienes innstilling uten tverrkobling.*

Uten kobling mellom boggene vil de bevege seg som vist på fig. 3.

Første hjulsats på begge boggier vil presses mot ytre skinne, og hvis det ikke er tilstrekkelig kurve-

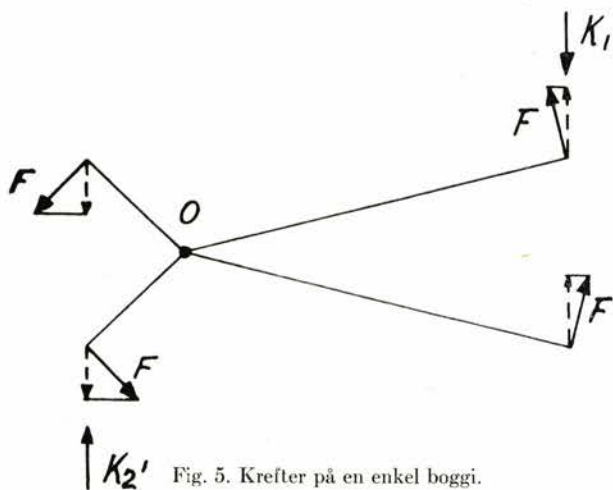


Fig. 5. Krefter på en enkel boggi.

utvidelse, vil boggienes bakre hjulsats presses mot indre skinne. Boggene løper i «spissgang» når det, som vist, er føringskrefter både fra ytre og indre skinne.

Når en enkel boggi går uten påvirkning av tverrkoblingskrefter eller andre ytre krefter, vil den holdes i likevekt av de krefter som er vist på fig. 4.

Kan boggien innta sin likevekts-skråstilling uten anlegg mot indre skinne, vil den bli ført bare av kraften  $K_1$ . Dette er det som kalles «fritt løp». Føringskreftene  $K_1$  og  $K_2'$  virker horisontalt fra skinner mot hjulflenser. Når boggien beveger seg i en kurve, vil den dreie seg om polen «0», eller friksjonsmiddelpunktet som den også kalles. Ved likevekt vil «0» ligge foran bakre aksel ved «spissgang» (som tegnet på fig. 4), mens den vil ligge bakenfor ved «fritt løp». Dreies boggien om «0» i motsatt retning av det friksjonskreftene «F» viser, vil det foregå en glidning mellom hjul og skinne-overflate. Disse friksjonskrefter virker horisontalt på boggien og er

i størrelse og retning uttrykt ved F. Friksjonskraften er  $F = Q/2 \cdot \mu$ , hvor Q er akseltrykket og  $\mu$  er friksjonskoeffisienten for tverrglidning mellom hjul og skinne. For at boggien nå skal være i likevekt, må summen av de stiplede, vertikale komponenter av F,  $K_1$  og  $K_2'$  være lik 0 (se fig. 5).

Videre må momentet av friksjonskreftene F om polen «0» utbalanseres av momentet av føringskreftene  $K_1$  og  $K_2'$ . Ved hjelp av disse betingelser, sporutvidelse og boggiens hovedmål, kan dreiepunktets beliggenhet og størrelsen av føringskrefter (føringskraft) finnes.

*Boggienes innstilling med tverrkobling.*

Den ønskede stilling for to sammenkoblede boggier er vist på fig. 6.

Første boggi er ført av krefter på hjulflenser på ytre hjul på begge hjulsatser. Bakre boggi bør løpe fritt uten føringskrefter på flenser i det hele tatt. Da det til en bestemt kurveradius hører en bestemt overhøyde og en teoretisk riktig kjørehastighet, mens den hastighet som nyttes, som regel er større enn den som tilsvarer overhøyden (doseringen), blir det av sentrifugalkraften en overskuddskraft som

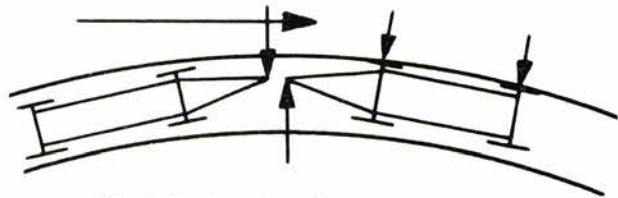


Fig. 6. Boggienes innstilling med tverrkobling.

virker utover. Denne bør det tas hensyn til når tverrkoblingskraften finnes. Som det fremgikk av fig. 3, vil to boggier uten tverrkobling innta samme skråstilling med de største føringskrefter hovedsakelig på den ytre hjulflens på de første hjulsatser på hver boggi. Dersom en ytre kraft virker foran på bakre boggi, vil føringskraften på bakre hjulsats først forsvinne. Deretter vil føringskraften på boggiens første hjulsats avta når tverrkoblingskraften tiltar, inntil føringskraften forsvinner.

Boggiens skråstilling i sporet har da minsket, og boggien kan fritt innstille seg i det spillerom som tilsvarer den skråstilling boggien har (hvis tilstrekkelig kurveutvidelse). Virker en sentrifugalkraft utover i boggiens senter, vil denne kraften også redusere boggiens skråstilling samtidig som føringskraften på første hjulsats tiltar.

Fra likevektsbetingelser for bakre boggi finnes i de fleste tilfelle tverrkoblingskraften som virker mellom boggene. Denne kraften bestemmer igjen

føringskreftene som opptrer mellom ytre hjulflens og skinne for den forreste boggien. Boggienes hjulavstand, senteravstand og lokomotivets vekt avgjør føringskreftenes størrelse og den stilling boggiene inntar.

#### *Beregning av tverrkoblingskraften.*

4 For å bestemme den tverrkoblingskraft som trengs for at bakre boggi skal løpe uten føringskrefter mellom hjulflenser og skinne, kreves det i de fleste tilfelle bare likevektsbetraktninger for denne boggien. Denne kraften tilsvarende en bestemt stilling av begge boggiene. Ved å tegne boggiene stilling i kurven finnes etter «Vogels metode» (Krupp-Taschenbuch für den Lokomotivingenieur 1939, s. 61) den forskyvning som boggiene har i forhold til hverandre. Forskyvningen i senter av lokomotivet angir derfor stillingen av tverrkoblingsfjæren ved en bestemt belastning på fjæren. Metoden er fulgt for El. 13, og det er foretatt beregning av tverrkoblingskraften i 200, 300 og 500 meter kurver. Det ble valgt en forspenning av fjæren i koblingen som gav best resultat for disse kurveradier.

#### *Betydning av tverrkoblingen.*

Tidligere er det vist på fig. 3 hvorledes boggiene innstiller seg uten tverrkobling, mens fig. 6 er den ønskede stilling for boggiene hvor en elastisk tverrkobling brukes. Det forutsettes nå at den riktige kraften som skal styre boggiene, er funnet. Da vil det ved kurveløp være føringskrefter mellom hjulflenser og ytre skinne for begge ytre hjul på første boggi forutsatt at hjulavstand osv. gjør det mulig. Friksjonsmiddelpunktet for boggien faller sammen med boggiens senter, og anløpsvinkelen mellom

skinne og førende hjul er redusert mest mulig. En liten anløpsvinkel er fordelaktig for friksjonskoeffisienten for tverrglidning mellom hjul og skinne (Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, Heft 19-1931, s. 59). Derfor vil den horisontale tversgående friksjonskraft som virker mellom hjulbane og skinneoverflate, også anta en noe lavere verdi enn om tverrkoblingen var sløyfet. Dette resulterer bl. a. i at den tversgående friksjonskraft mot indre skinne, som skyldes første hjulsats, får en tilsvarende lav verdi.

I en 200 meter kurve og 55 km/t er føringskreftene for El. 13 utregnet når sentrifugalkrefter inkluderes. Overhøyden og kurveutvidelsen er etter standard for NSB.

#### *Med tverrkobling:*

2,69 tonn på første aksel, mot ytre skinne.  
1,27 tonn på annen aksel, mot ytre skinne.  
0,0 tonn på tredje aksel.  
0,38 tonn på fjerde aksel, mot indre skinne.

#### *Uten tverrkobling:*

5,25 tonn på første aksel, mot ytre skinne.  
2,41 tonn på annen aksel, mot indre skinne.  
5,25 tonn på tredje aksel, mot ytre skinne.  
2,41 tonn på fjerde aksel, mot indre skinne.

Føringskraften mellom hjulflens og skinne vil således reduseres betraktelig ved en riktig dimensjonert fjærende tverrkobling. Dette er bl. a. viktig for å hindre avsporing og skåne skinnegangen.

Ved å sammenligne tallverdiene som fåes med og uten kobling, går det også frem at slitasjen på hjulflenser ville blitt stor om tverrkoblingen hadde vært sløyfet.

## SIDEKREFTER FRA LOKOMOTIVER PÅ SKINNER

Målinger ved Järna 10. desember 1957 for lokomotiver av type EL. 11 og EL. 13

Av sivilingeniør Ole Stene og inspektør Joh. B. Hegna

DK 625.2.03=396

Som det vil være mange bekjent har Statsbanene i noen tid foretatt prøver for å kunne konstatere i hvor stor grad skinnene blir påkjent under lokomotivets løp. Under slike målinger høsten 1957<sup>1</sup> konstaterte man at spenningen på innerskinnene i kurver under lokomotivenes løp på Sørlandsbanen (ved

Ogna st.) var større enn ventet. Det var lokomotiver av type El. 11, El. 8 og El. 13 som ga disse uventede skinnepåkjenninger. Man hadde i virkeligheten ikke ventet noen større påkjenninger på innerskinnen i kurver. Disse spenninger måtte skrive seg fra sidekrefter forårsaket ved friksjon mellom hjulbane og skinne. For å bringe dette på det rene ble det avtalt med Statens Järnvägar at lokomotiver av type El. 11 og El. 13 skulle sendes til SJ's prøvefelt ved

<sup>1</sup> Målingene er under bearbeidelse og vil bli behandlet i neste nummer av Tekniske Meddelelser - NSB.

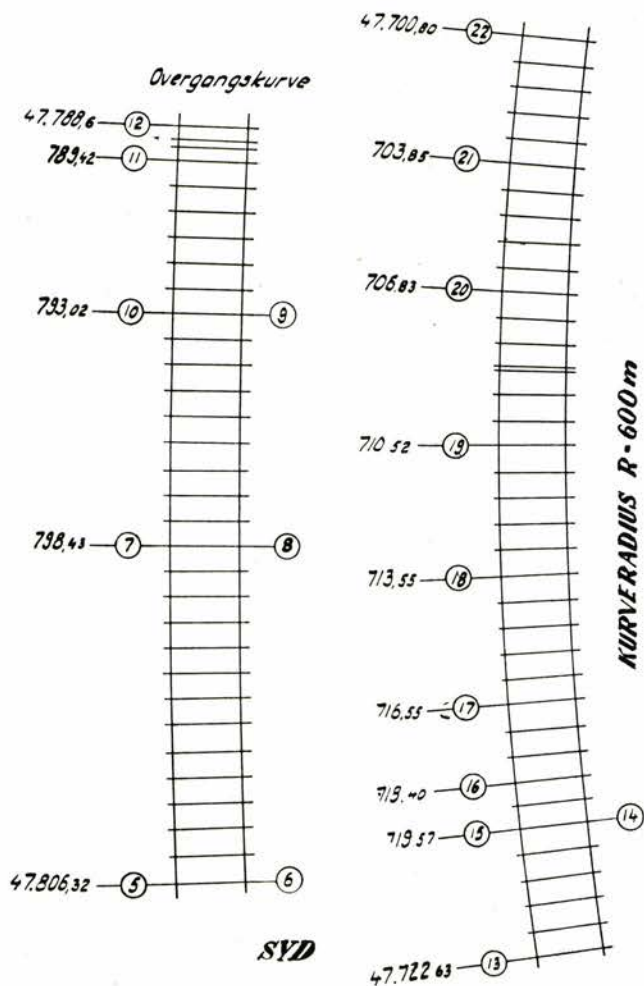


Fig. 1.

Järna stasjon, som ligger ca. 48 km syd for Stockholm eller 11,9 km syd for Södertälje.

Prøvefeltet består av et spor med en overgangskurve fra rett til 600 m kurve og en kurvestrekning med 600 m radius. De to prøvefeltet er vist på fig. 1, hvor sporet til venstre viser overgangskurven med målepunktene 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 og 12, og kurven til høyre på tegningen viser kurven med  $R = 600$  m med målepunktene 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21 og 22. Skinnene i målepunktene er lagt opp på et underlag som vist på fig. 2, slik at de kan gli sideveis med minst mulig friksjon. Ved hjelp av spesielle trykkbolter (se figuren) trykker skinnen mot spesielle trykkbjelker A og B, og på disse trykkbjelkene er målestrimlene (D) festet. Skinnen med underlagsskiver hviler for øvrig på ruller.

De nødvendige apparater for målingen er montert i en spesiell vogn på gummihjul, som plasseres i tilstrekkelig avstand fra skinnegangen, slik at den ikke påvirkes av rystelser fra denne. Prinsippskjema for den elektriske apparatoppstilling er vist i fig. 3.

Her er  $A_1$  og  $A_2$ ,  $B_1$  og  $B_2$  målestrimler (sammenlign D på fig. 2). Det vil for øvrig føre for langt å beskrive den hele apparatur i detaljer her.

Under prøvene var det ca.  $\pm 10^\circ \text{C}$  og relativt tørt på skinnene bortsett fra enkelte steder hvor det ble observert tegn til is.

Målemetoden ga totale horisontale sidekrefter på skinnene. Positive krefter på diagrammer nr. 1—4 var utadrettede krefter mens negative krefter var rettet mot kurvens sentrum. Føringskreftene mellom hjulflenser og skinner kan ikke uten videre leses av totale krefter på skinner.

Føringskreftene for El. 13 var under lokomotivets konstruksjon ved friksjonskoeffisient 0,22, kurve 200 m, på forhånd beregnet til:

2,69 tonn på første aksel, ytre skinne.

1,27 tonn på annen aksel, ytre skinne.

0,0 tonn på tredje aksel.

0,38 tonn på fjerde aksel, indre skinne.

Disse krefter inkluderer sentrifugalkrefter ved 55 km/h.

Ved betraktning av boggiene mens lokomotivet rullet forbi, kunne det tydelig sees at det var god klaring mellom indre flenser på første boggi og skinne. Dette tydet på at tverrkoblingskraften var stor nok til å rette opp første boggi selv med en relativ stor friksjonskoeffisient. Hjulbanen hadde ennå ikke *slitt seg blank da El. 13 ble prøvet*. El. 11 var derimot blankslitt. Svenskene mente at friksjonen senere ville avta også for El. 13.

Når første boggi er rettet opp, slik at begge ytre flenser styres mot ytre skinne, er vinkelen mellom skinne og hjul redusert mest mulig og følgelig også friksjonskraften som forårsakes av tverrglidningen mellom hjulbane og skinner. Boggienes stilling i kurve så ut til å være riktig for både El. 11 og El. 13. Med føring på begge ytre hjulflenser vil friksjonsmiddelpunktet ligge i boggienes senter på første boggi. Fig. 4 viser bare friksjonskrefter som virker på første boggi, mens fig. 5 viser tilsvarende friksjonskrefter på skinnene.

Resultatene av prøvene er gjengitt grafisk i diagrammer nr. 1—4, hvor diagram nr. 1 viser El. 13 med fartsretning sydover, diagram nr. 2 viser El. 13 med fartsretning nordover, diagram nr. 3 viser El. 11 med fartsretning sydover, og diagram nr. 4 viser El. 11 med fartsretning nordover. Videre er diagrammene delt opp i sidetrykkene for 30, 60 og 90 km/t. De målepunktene som er oppgitt i diagrammet, er de samme som oppgitt på fig. 1, det vil si at målepunktene 6, 9 og 14 viser sidetrykk innover, mens

EL.13

Fartsretning sydover, hjulgang IV foran

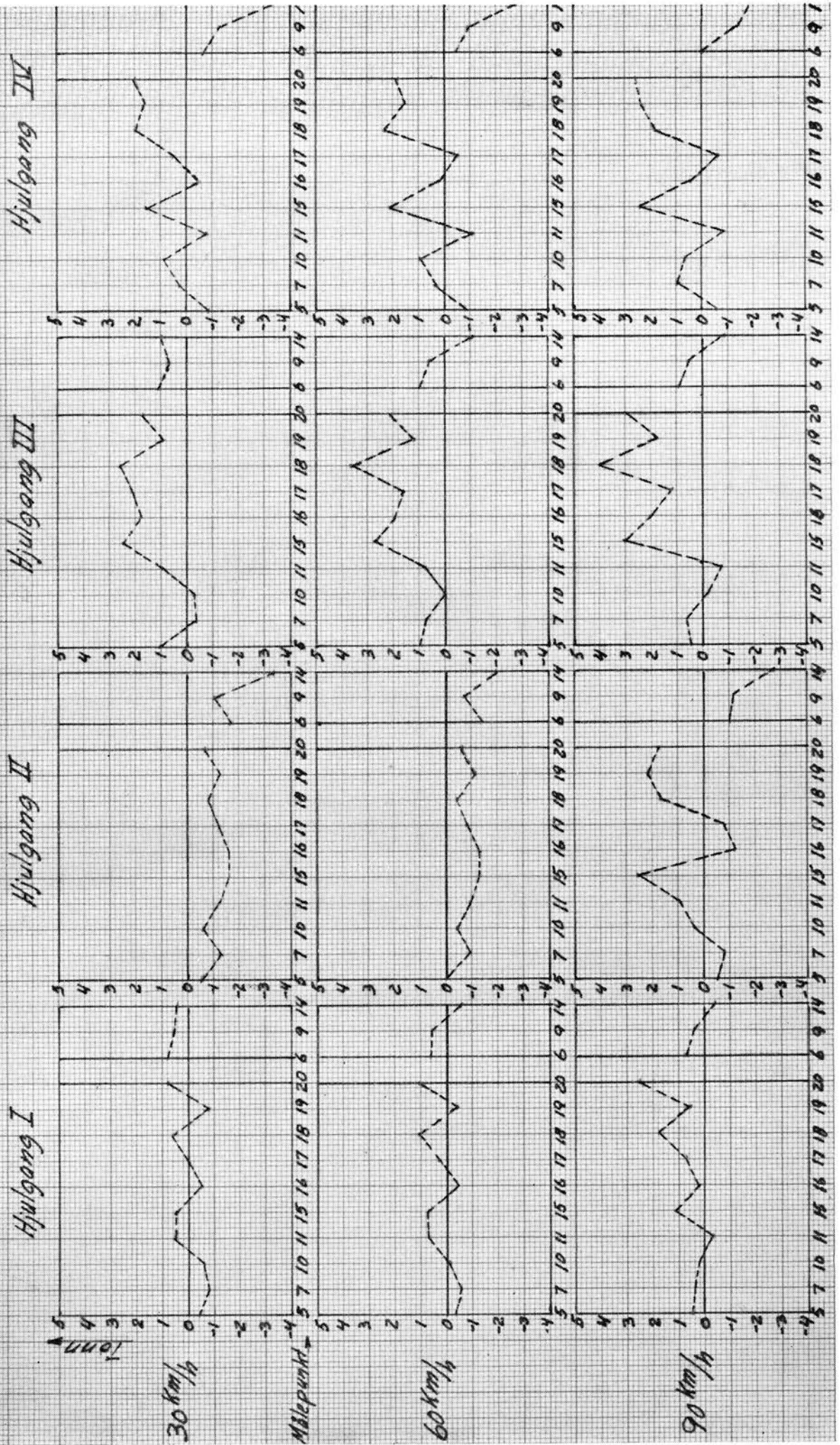


Diagram 1.



# EL.13

Fortsretning nordover, Hjulgang I foran.

Hjulgang IV

Hjulgang III

Hjulgang II

Hjulgang I

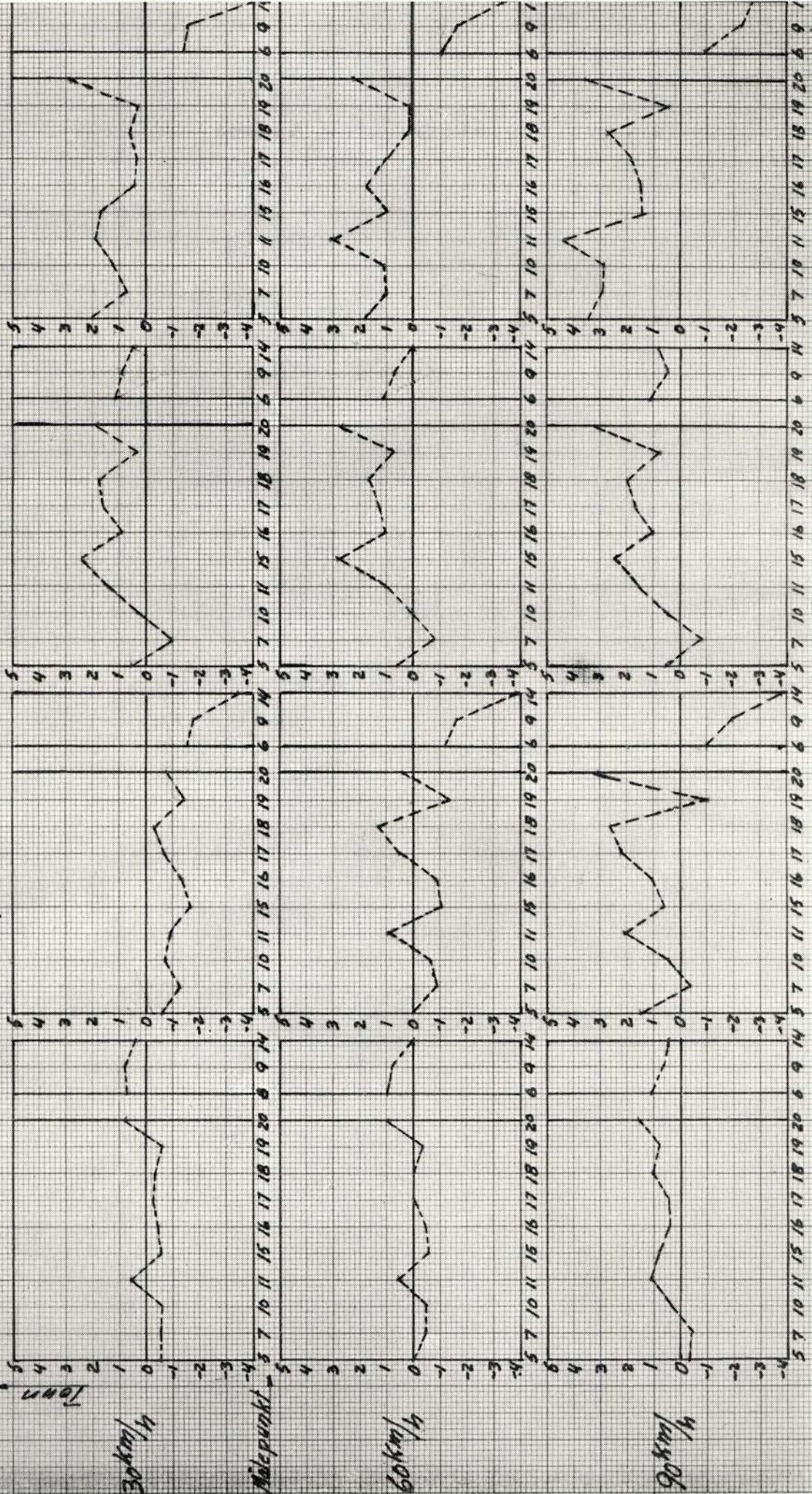


Diagram 2.

EL. 11  
Fartsretning sydover, Hjulgang IV foran.

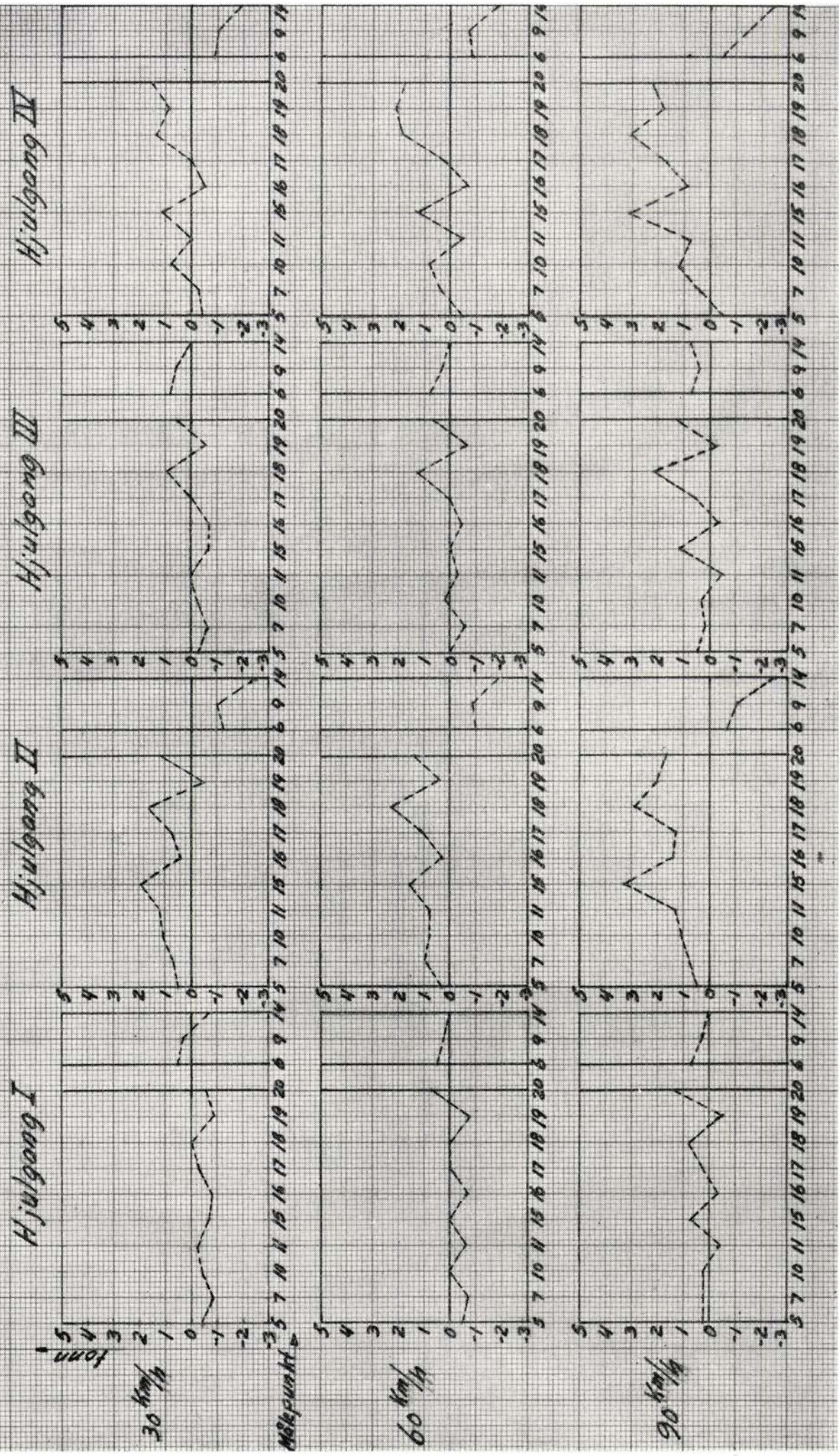


Diagram 3.

EL. II  
 Fartsrethning nordover, Hjulgang I toran.

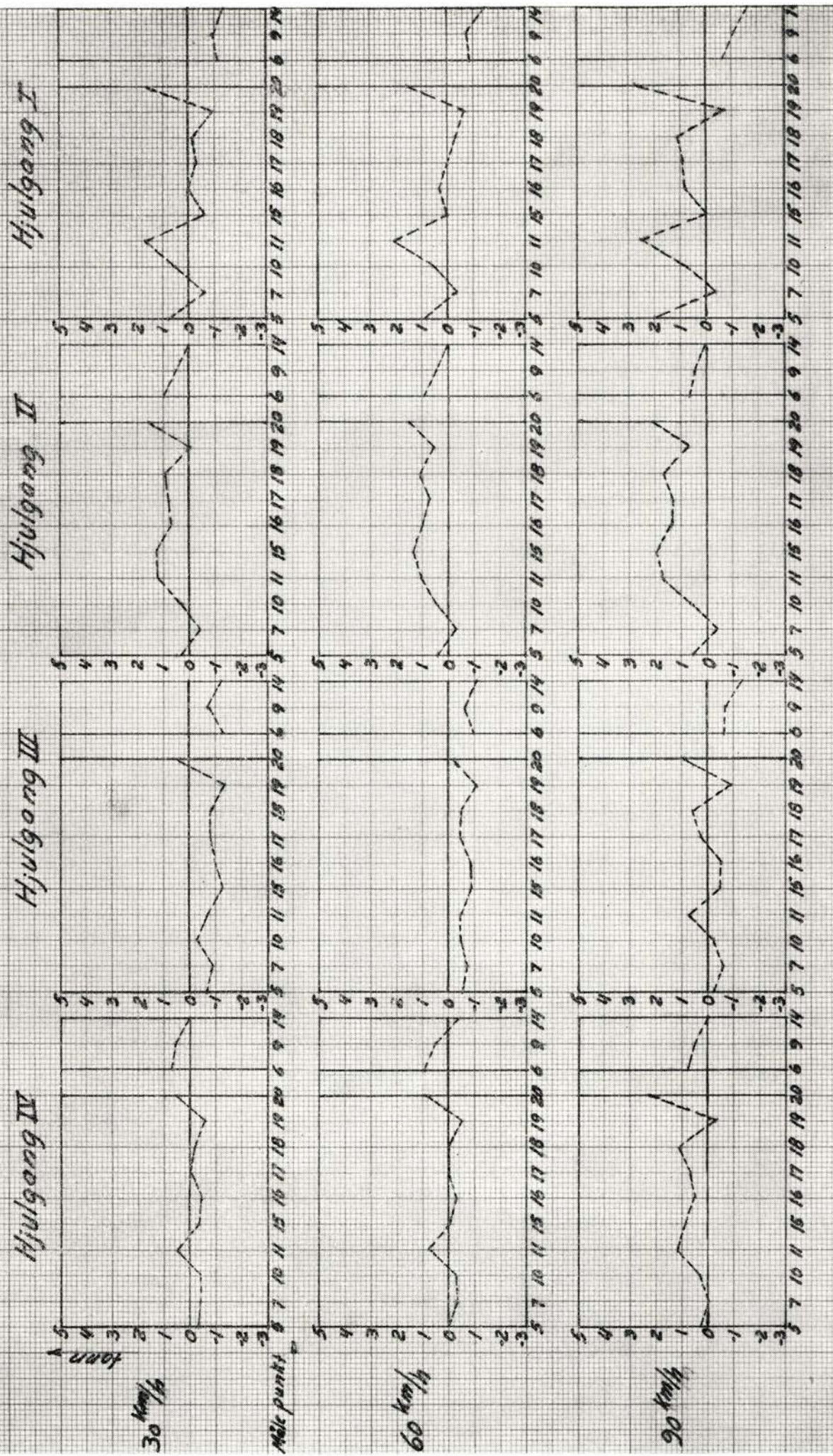


Diagram 4.

10

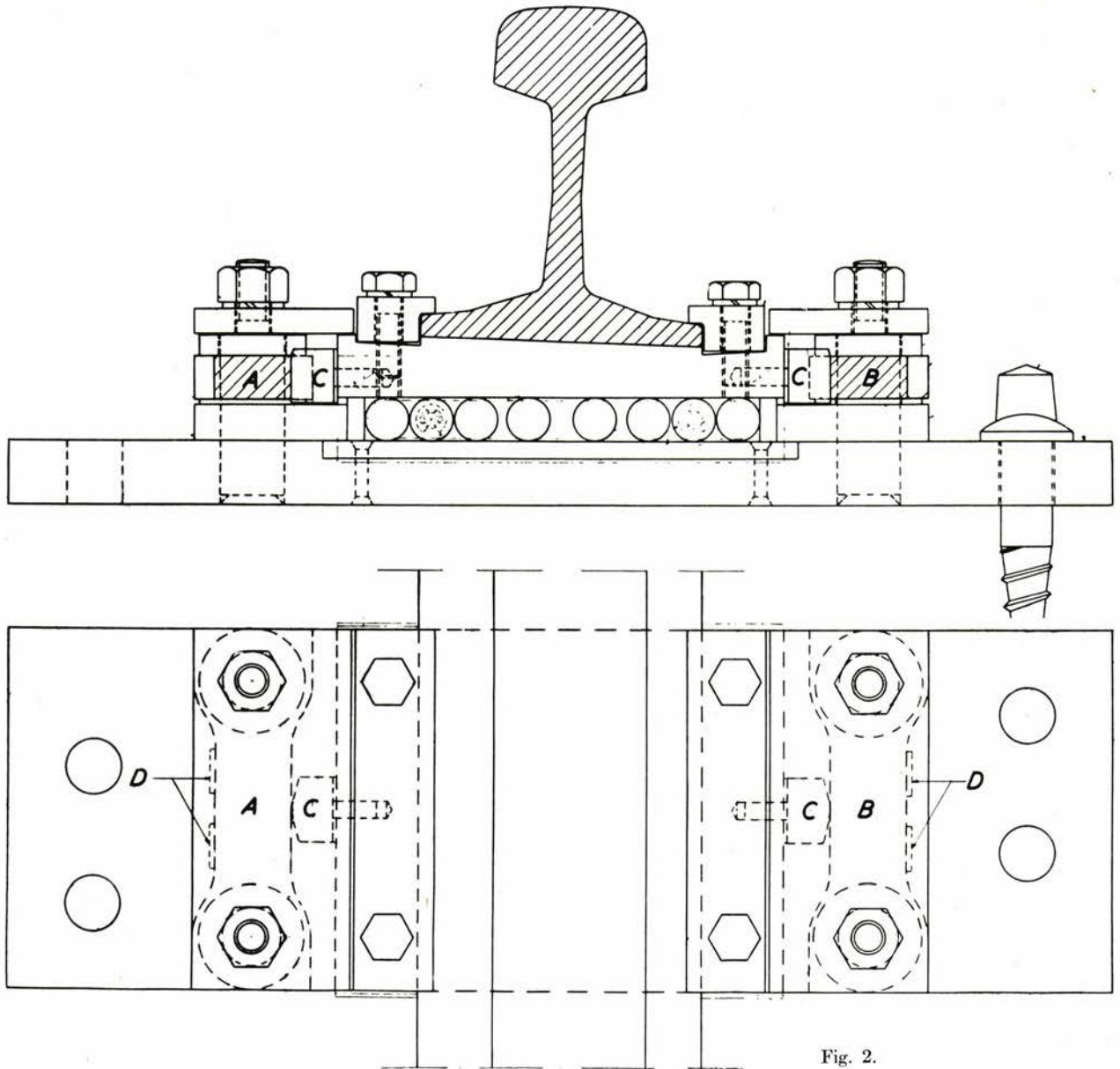


Fig. 2.

målepunktene 5, 7, 10, 11, 15, 16, 17, 18, 19 og 20 viser sidetrykkene utover i kurvene. Målepunkt nr. 8 og målepunktene 12, 21 og 22 ble altså ikke benyttet.

Av diagrammene sees at friksjonskreftene er størst mot indre skinne – målepunkt 14 – ved lave hastigheter. Dette skyldes at doseringen ikke tilsvarende kjørehastigheten ved 30 og 60 km/time. På ytre skinne er det omvendt, da hjultrykket tiltar ved større hastigheter. Overhøyden i kurven med 600 m radius var 120 mm. Måleresultatene ble automatisk tegnet opp på papirstrimler, idet hver enkelt avlesning ble omregnet etter en bestemt kalibreringskurve og senere utregnet til virkelige krefter mot skinne.

Regnes gjennomsnittlige krefter som virker på skinner, fåes av måleresultater:

1 a: For El. 13, målepunkt 14, førende hjulgang, krefter mot indre skinne:

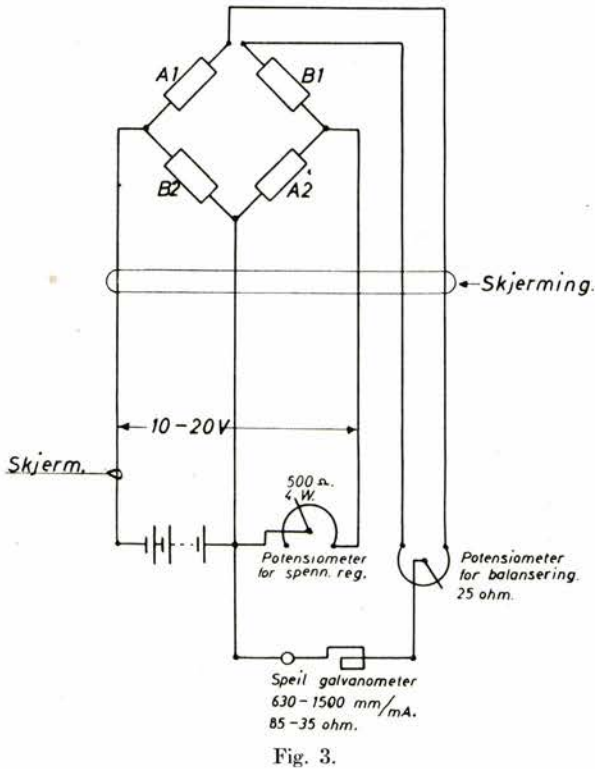
Sydover		Nordover	
÷ 3,55 tonn	30 km/time	÷ 4,3 tonn	
÷ 2,8 tonn	60 km/time	÷ 3,5 tonn	
÷ 1,95 tonn	90 km/time	÷ 2,75 tonn	

Det sees at trykket mot indre skinne for El. 13 avtar fra ÷ 3,55 tonn til ÷ 1,95 tonn ved kjøring sydover og tiltagende hastighet mens tilsvarende tall ved kjøring nordover er ÷ 4,3 tonn til ÷ 2,75 t.

1 b: For El. 11, målepunkt 14, førende hjulgang, krefter på indre skinne:

Sydover		Nordover	
÷ 1,90 tonn	30 km/time	÷ 1,35 tonn	
÷ 1,8 tonn	60 km/time	÷ 1,45 tonn	
÷ 2,5 tonn	90 km/time	÷ 1,65 tonn	

A 1-2, B1-2: Strekkapper. ca.400Ω, g (gauge faktor) -2,28

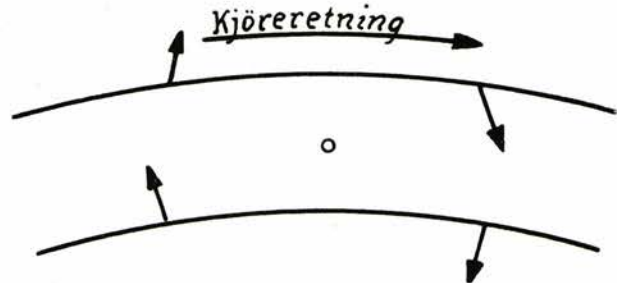
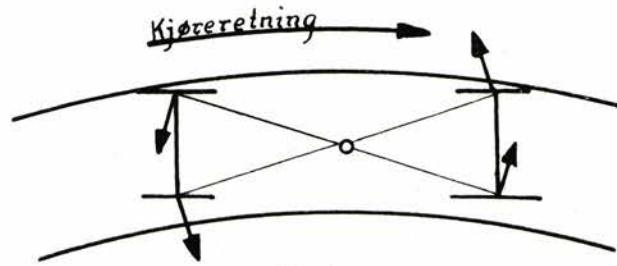


Det kan bemerkes at resultatene bare er fra ett målested og to målinger.

2 a: For El. 13, målepunktene 15, 16, 17, 18, 19 og 20, førende hjulgang, krefter på ytre skinne:

Sydover		Nordover
1,2 tonn	30 km/time	1,03 tonn
1,28 tonn	60 km/time	1,07 tonn
1,49 tonn	90 km/time	1,92 tonn

2 b: For El. 11, målepunktene 15, 16, 17, 18, 19 og 20, førende hjulgang, krefter på ytre skinne:



Sydover		Nordover
0,72 tonn	30 km/time	(÷ 0,046 tonn)
1,425 tonn	60 km/time	0,175 tonn
1,959 tonn	90 km/time	0,80 tonn

Svenskene betraktet ikke krefter på indre skinne å være så farlige som de som virket på ytre skinne. På førende hjul og ytre skinne er det ikke stor økning for El. 13 i forhold til El. 11. Ved å betrakte kurvene sees at aksel nr. 2 i forhold til aksel nr. 1 — i kjøreretning — tar en større del av sidekreftene for El. 13 enn for El. 11. Dette kan skyldes større friksjonskoeffisient for El. 13 idet — som tidligere nevnt — hjulene på El. 13 var nydreiet og derfor ga større friksjonskoeffisient enn de blankslitte hjul på El. 11.

## OVERSIKT OVER ALUNSKIFERUTVALGETS VIRKSOMHET I ÅRENE 1947—1957

Ved overingeniør Odd M. Fiskaa

DK 624.131.3(482.1)=396

### 1. Alunskiferutvalgets opprettelse og sammensetning

Det var A/S Holmenkolbanen som allerede i 1943 tok initiativet til en nærmere undersøkelse av alunskiferens skadelige virkninger på betong, spesielt med henblikk på undergrunnsbanens forlengelse i fjelltunnel under Egertorvet. En komité ble nedsatt,

bestående av geolog A. L. Rosenlund, professor T. W. Barth og sivilingeniør Olav Folkestad. I mai 1945 forelå nevnte komités foreløbige redegjørelse. Senere kom også Oslo kommune og Norges Statsbaner med i arbeidet, idet disse sammen med Holmenkolbanen den 16. desember 1947, altså for noe over ti år siden, sluttet en «avtale om i fellesskap å foreta undersøkelser med sikte på å finne bote-

midler mot alunskiferens skadevirkninger på betongarbeider i Oslos undergrunn». Hver av de tre institusjoner oppnevnte hver sitt medlem til et tremannsutvalg, Alunskiferutvalget, nemlig Folkestad for Holmenkolbanen, overingeniør Ingolf Pettersen for Oslo kommune og undertegnede for Statsbanene. Utvalget valte Folkestad til formann og undertegnede til sekretær. Etter Pettersen, som sluttet i kommunen i 1950, ble oppnevnt overingeniør Halvdan Stangeland. Da Holmenkolbanen i 1954 trakk seg ut av samarbeidet med Oslo kommune om alunskiferundersøkelsene, ønsket Folkestad å tre ut av Utvalget, men gikk på Statsbanenes og kommunens henstilling med på å fortsette som formann. Samtidig ble utvalget supplert med kjemikeren Ole Løkke, sjef for Statsbanenes laboratorium, idet tremannsutvalget savnet fornødne kjemiske kunnskaper.

Som konsulenter har Utvalget hatt bistand av professor T. W. Barth, professor Inge Lyse og statsgeolog dr. Christoffer Oftedahl, samt Norges geotekniske institutt.

## 2. Litteraturstudier

Til å begynne med gransket Utvalget den tekniske faglitteratur for å bringe på det rene om liknende betongskader som i Oslos alunskiferfelt hadde forekommet i utlandet. En nær parallell til Oslo-miljøet finnes i leirgrunnen i London-området nordvestre distrikter. Her var betongen i kabelkanaler blitt totalt ødelagt i løpet av 7 til 10 år ved sulfatangrep. Den brune leiren inneholder svoveljern og kalkboller som dekomponeres til gips og oppløses i grunnvannet.

Som botemiddel har de engelske fagfolk brukt portlandcementer med pozzolantilsetning og spesialcementer. Al-cement er immun for nevnte sulfatangrep, likeså supersulfatcement fremstilt av masovn-slagg. I den senere tid har spesialcementer med lavt innhold av trikalsiumaluminat kommet i bruk.

Et tredje interessant tilfelle av sulfatangrep er beskrevet i *Journal of the American Concrete Institute* og dreier seg om omfattende betongforsøk i forbindelse med dype betongfundamenter i sterkt sulfatholdig grunnvann i Detroit.

Etter 17 års lagring neddykket i stadig fornyet vann av nevnte type hadde prøvesylindrer med Al-cement holdt seg intakte. Betongblandinger med portlandcement tilsatt forskjellige pozzolaner viste ubetydelige skader.

## 3. Laboratorieforsøk

Allerede Holmenkolbanens første alunskiferkomité utførte ved professor Lyse et større laboratorieforsøk i 1946 med i alt 630 stk. 10 cm's betongterninger i 7 serier.

Terningene ble lagret i vann med oppslammet, finmalt alunskifer, 100 g skifermelet pr. liter vann. Alunskiferen skrev seg til å begynne med fra et dagbrudd ved Deichmanske bibliotek. Men mesteparten av forsøktiden ble brukt alunskifer fra Slemmestad. Der ble så utført fryse-tineforsøk med terningene i nevnte vannbad, idet man mente at det sulfatholdige vannet skulle redusere betongens frostmotstand meget betydelig. Forsøkene mislyktes imidlertid, vesentlig på grunn av at man dengang ikke var oppmerksom på alunskiferens meget variable innhold av reaktiv magnetkis. Man kom først senere under vær med at alunskiferen fra Slemmestad neppe kan foranledige betongskader. I 1948 ble det ved betonglaboratoriet ved NTH startet en ny prøveserie, denne gang med betongprismer 4 x 4 x 30 cm. Så snart betongoverflaten var størket, ble stålformene senket ned i samme slags alunskiferbad som ved forrige forsøk. Andre prøver ble anbrakt i badet etter 7 døgn. Etter forskjellig lagringstid, helt opp til to år, ble det foretatt bøyepróver med prismene og trykkpróver med bruddstykkene. Man mente at denne prøveserie skulle gi svar på spørsmålet om hvilken betydning betongens alder ved neddykningen i badet hadde på betongfastheten.

Heller ikke denne prøveserie viste signifikante utslag, høyst sannsynlig av samme grunn som angitt for den foregående serie.

Da uoverensstemmelsen mellom de upåvirkede prøvestykker ved de to laboratorieforsøk på den ene siden og de mange observerte betongskader i marken på den andre siden var så iøynefallende, begynte Alunskiferutvalget å fatte mistanke om at det ikke var lyktes å kopiere alunskifer-miljøet i laboratoriet. Der ble derfor tatt prøver av alunskifer fra en grøft i Akersgaten og fra Slemmestad. Skiferen ble nedmalt og brukt til oksydasjons- og ekstraksjonsforsøk. En kjemisk analyse av selve skiferne, utført ved Statsbanenes kjemiske laboratorium, viste at prøven fra Akersgaten inneholdt 3,9 % svoveltrioksyd mot Slemmestadprøvens 0,8. Laboratoriet kom frem til en enkel fremgangsmåte for fremstilling av vannuttrekk av skifermelet, som etter 24 timer viste 2055 mg oppløst gips pr. liter,

altså mettet, ved bruk av alunskifer fra Akersgaten, mot bare 91 mg ved Slemmestadskifer.

Etter disse resultater besluttet Utvalget å utføre en tredje, mindre forsøksserie med 36 betongprismer  $4 \times 4 \times 30$  cm, som noen få timer etter støpningen ble neddykket i vannuttrekk av alunskifer-mel fra Oslo sentrum. Vannbadet ble i motsetning til tidligere forsøksmetodikk skiftet hver uke.

Denne gang ble oppnådd positive resultater. En porøs betong med  $v/c = 1,0$  var etter et halvt års opphold i alunskiferbadet så ødelagt at prismene ikke kunne underkastes bøyep prøven. Og selv en høyverdig betong med  $v/c = 0,50$  og vanlig P. C. fikk etter 33 måneder en reduksjon i styrketallene på 20–30 % i forhold til tilsvarende betong lagret i drikkevann.

#### 4. «Blindtarmen»

Allerede på Utvalgets første møte diskutertes muligheten av å skaffe et lagringssted i alunskiferfeltet hvor man kunne plasere betongprøver for langtidspåvirkning av grunnvannet, i et naturlig miljø. Laboratorieforsøk må som regel akselereres på en eller annen måte, og det er ofte vanskelig på basis av laboratoriets prøvelegemer å kunne trekke sikre slutninger om holdbarheten av betongen i det prosjekterte byggverk. Noen eldre ingeniører i Oslo vann- og kloakkvesen mente å kunne huske at en

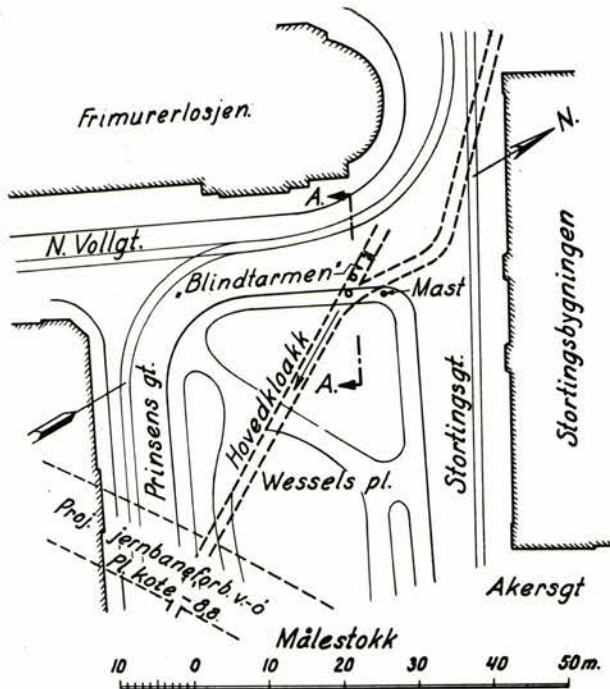


Fig. 1. Situasjonsplan som viser beliggenheten av lagringsplassen «Blindtarmen» i nedlagt avgrening fra hovedkloakk i alunskifer under Wessels plass.

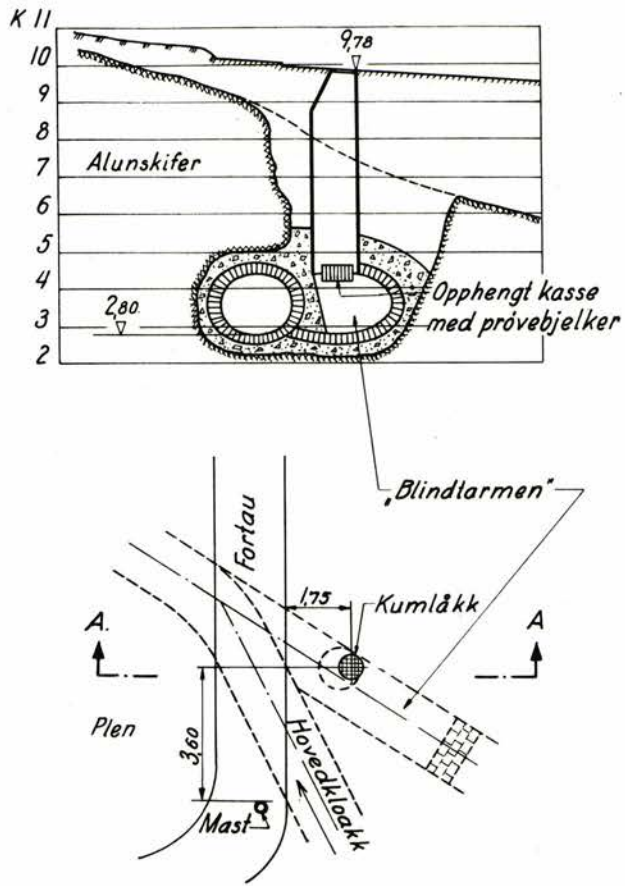


Fig. 2. Detaljsskisse av «Blindtarmen».

del av hovedkloakken under Wessels plass (nærmest Frimurerlosjen) var ferdigbygd og senere igjenmurt og nedlagt på grunn av planendring. Under Utvalgets inspeksjon av hovedkloakken sommeren 1949 ble det ved boring gjennom tunnelutforingen konstatert et bakenforliggende hulrom. Ved en oppmåling ble tunnelretningen overført via en kloakkum til terrengoverflaten og beliggenheten av synken utmålt. Arbeidet ble påbegynt i november 1950, og det viste seg heldigvis at den nedlagte delen av kloakken eksisterte på det antatte sted. Den nesten 6 m dype synken gjennom oppfylte masser traff toppen av kloakkens 80 cm tykke armerte betonghvelv, hvorav de øverste 10 cm hadde grøftkonsistens. Nedover mot kloakkens klinkerutforing var betongen uskadd. Det nedlagte partiet av kloakken var fullpakket med stein. Grunnvannet sto ca. 0,5 m over innvendig hvelvtopp. Ved årsskiftet 1950-51 var atkomstsjakten ferdigbygget og den forlatte appendix omvandlet til et meget brukbart lagringssted for betongprøver. Vi kalte den «Blindtarmen», se fig. 1 og 2.

I strid med opplysninger fra Vann- og kloakkvesenet viste det seg at «Blindtarmen» var utført

i åpen skjæring. Atkomstsjakten ligger umiddelbart foran hovedkloakkens nordre tunnelinnslag og få meter fra det sted hvor alvorlige betongskader på kloakkens betongutstøpning ble konstatert bare 3½ år etter byggingen av den ubenyttede delen av kloakken.

Utvalget foretok undersøkelse av betongen og fugemørtelen i «Blindtarmen». Der ble meislet ut et hull i bunnsiden mot øst og tilsvarende hull mot vest. I østre hull var vanntilsiget størst, og her kunne partier av betongen graves ut med fingrene. Vannprøver fra dette hull viste pH fra 3,5 til 2,5 og innhold av svoveltrioksyd fra 2,6 til 2,9 g pr. liter. I vestre hull var vannet betydelig mindre surt, pH ikke under 5,0 og svoveltrioksyd-innholdet på 1,4 g pr. liter. Betongen var i god forfatning helt ned på alunskiferen og må allerede ved utførelsen antas å ha vært av vesentlig bedre kvalitet enn på østsiden.

Fugemørtelen i klinkerutføringen var ifølge Vann- og kloakkvesenet utført i blandingsforhold 1:1 og med vanlig portlandcement. Bortsett fra de ytterste par millimeter var fugemørtelen hard over mesteparten av hvelv- og veggflater.

Ved senere inspeksjoner av «Blindtarmen» i 1953, 1955 og 1957 har det vist seg at betongen rundt hullet på østsiden er i fortsatt oppløsning, men noe ujevnt og under dannelse av lommer med grøtaktige mørtelrester. Men selv ved siste inspeksjon den 3. oktober 1957 var det ikke mulig å konstatere nevneverdige skader på klinkerutføringens mørtelfuger i takhvelvet, og det er ingen grunn til engstelse for at «Blindtarmen» skal klappe sammen med det første. Hvor betonghvelvet er gjennomhugget på det sted atkomstsjakten kommer ned, foregår dekomponeringen av betongen forholdsvis langsomt fra overflaten og innover, etter omtrent samme mønster som ved syreangrep.

### 5. Betongprøveserier i «Blindtarmen»

Her skal kort redegjøres for opplegget av betongprøveserier for langtidslagring i «Blindtarmen».

Cementsorten er av dominerende innflytelse på betongens holdbarhet ved sulfatangrep. Da det er alminnelig enighet innen fagkretser om at Al-cementen er helt motstandsdyktig mot sulfater, fant man det overflødig å ta med denne i forsøksprogrammet. Det samme kan antagelig sies om den sjeldent brukte supersulfat-cement eller supercilor-cement som imidlertid er vanskelig å skaffe, og for øvrig er lite lagerbestandig. Utvalget tok sikte på å komme ut med vanlig norsk portlandscement med tilset-

ningsmidler, men tok også med 4 utenlandske spesialcementer.

Av tilsetningsmidler ble valt slike som har vist gunstige resultater i utlandet og her hjemme, og som har vært omtalt i faglitteraturen. Man tok med et luftinnblandingsmiddel og 2 stoffer med pozzolanegenskaper. Videre tok Utvalget med to forsøksrekker med tilsetning av kalksteinmel fra to forekomster.

Man var på det rene med at det var små sjanser for å få holdbar betong med vann-cementforhold vesentlig over 0,50, og fant det overflødig å operere med magrere blandinger for å forkorte forsøks tiden. Konsistensen ble valt plastisk med slumpmål mellom 6 og 8 cm. Vektblandingsforholdet bindemiddel-tørre tilslagsmaterialer var for alle serier 1:4,55. Som tilslagsmaterialer ble brukt Svelviksand og kalksteinspukk fra Franzefoss, og stein som ble liggende på 19 mm's maskesikt, ble fraskilt. Blandingene inneholder ca. 390 kg bindemiddel pr. m<sup>3</sup>.

Som prøvelegemer valte man prismar 10 x 10 x 40 cm utstyrt med fosforbronseplugg i hver ende for måling av lengdeforandring. Man håpet at sulfatangrepet skulle kunne påvises ved lengdeøkning. Etter flere års lagring kan det gjøres bøyeforsøk med prismene og trykkforsøk med bruddstykkene.



Fig. 3. Betongprøver med 390 kg vanlig norsk portlandcement pr. m<sup>3</sup>. v/c = 0,50. Lagringstid 5 år og 9 måneder. Øverst: prøver lagret over lavvann. Nederst: prøver lagret neddykket nær bunnen.



Der er inntil i dag fremstilt 14 forskjellige prøve-serier, hvorav de første 8 ble støpt ved årsskiftet 1951-52, 1 serie i november 1952 og 5 serier i oktober 1957. Hver av de første 9 seriene består av 24 prismer, de siste 5 seriene av 12 prismer.

Av de 24 prismer i hver serie 1 til 9 ble 6 stk. lagret i vertikalstilling i en kasse opphengt i atkomstsjakten mellom høy- og lavvann, 12 stk. helt neddykket på en hylle i «Blindtarmen», og endelig 6 stk. i vannledningsvann i laboratoriet.

Av de siste 5 serier à 12 prismer ble 8 stk. lagret helt neddykket i «Blindtarmen» og 4 stk. i vannledningsvann i laboratoriet.

Samtlige serier kan inndeles i 3 grupper. — I gruppe 1 varieres cementsorten. Der brukes alminnelig portlandcement, dansk havvanncement, finsk rerraricement, amerikansk High Sulphate Resistant cement og en tilsvarende engelsk type ved navn Sulfacrete.

I gruppe 2 brukes 85 % portlandcement og 15 % pozzolan, nemlig finmalt slagg fra Christiana Spigerverk, siliciumstøv fra Fiskaa Verk og trass fra Nettetal. Til gruppe 2 hører også en serie med et luftinnblandingsmiddel.

I gruppe 3 brukes vanlig portlandcement, og tilslagsmaterialene varieres. En sandmengde lik 20 %

av cementvekten byttes ut med samme mengde kalksteinmel fra to forskjellige forekomster. I én serie byttes Svelviksanden ut med en kunstig sand av knust kalkstein.

Betongprøvene ble nedlagt i det aggressive grunnvannet i «Blindtarmen» etter 7 til 8 døgns normal-lagring i laboratoriet.

Betongprøvene i de 9 første serier er inspisert 3 ganger, 1. september 1953, 6. september 1955 og 3. oktober 1957.

Allerede ved første inspeksjon av prøveseriene viste det seg at mange prismer var betydelig skadet av det aggressive grunnvannet. Men stikk imot hva man hadde ventet, var prismene over lavvann uten synlige skader, mens alle de angrepne hele tiden hadde ligget helt neddykket i bunnvannet.

Praktisk talt uten synlige skader var seriene med spesialcementer og serien med P. C. tilsatt siliciumstøv. Helt intakt syntes serien med den amerikanske cementen «Type 5» å være.

De mest angrepne prismer var fra gruppe 3, og både de med tilsetning av luftinnblandingsmiddel og av kalksteinmel syntes å være i dårligere forfatning enn prismene med bare alminnelig portlandcement. Angrepet var trengt opp til 5 mm inn i betongen.

Det må imidlertid advares mot å trekke for raske slutninger om de forskjellige betongblandingers relative motstandsevne bare på grunnlag av okularundersøkelser etter så relativt kort tids forløp. Når prismene innen seriene var ujevnt angrepet, kan dette bl. a. forklares ved at de på den tilfeldige plass de har fått ved oppstablingen nede i «Blindtarmen», har vært mer eller mindre i berøring med konsentrert, lokalt innsig av særlig aggressivt vann fra vannførende slepper i alunskiferen.

Ved hver ny inspeksjon av prøvene blir disse imidlertid stokket om igjen, og innflytelsen fra lokale variasjoner i vannets sulfatinnhold skulle derved jevnes ut.

Ved annen gangs inspeksjon av prøveseriene i september 1955 var forholdet mellom de forskjellige betongtypers status omtrent som for to år siden. Men oppsmuldringen var nå nådd inn til ca. 8 mm fra opprinnelig overflate. Fremdeles viste prismene i kassen over lavvann ikke synlige tegn på angrep, bortsett fra at støpehuden på enkelte prismer begynte å skalle av.

Den tredje inspeksjon av betongprøvene fant sted 5 år og 9 måneder etter at forsøket ble satt i gang. Nedbrytningen av betongen har gått sin gang videre, men ikke i akselerert tempo. Fremdeles

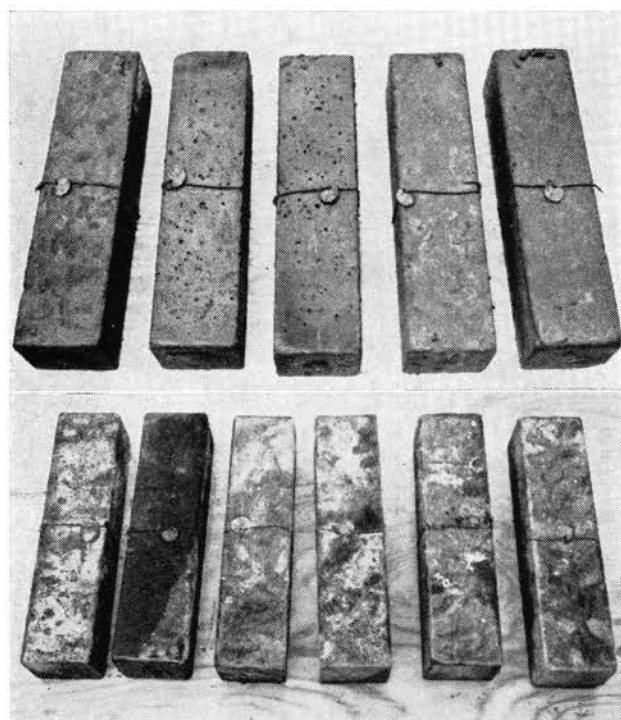


Fig. 4. Betongprøver med 390 kg amerikansk spesialcement «Type 5» pr. m<sup>3</sup>. v/c = 0,50. Lagringstid 5 år og 9 måneder. Øverst: prøver lagret over lavvann. Nederst: prøver lagret neddykket nær bunnen.

er der en markant forskjell i graden av angrep på prismene over lavvan og prismene nede i bunnvannet. Etter utseende å dømme synes heller ikke forskjellen i status seriene imellom å ha endret seg nevneverdig. Denne gang ble det utført bøye- og trykkforsøk med i alt 50 prizmer, eller 6 stk. av hver serie. De seks fordeler seg på 2 lagret hele tiden i vannledningsvann på laboratoriet, 2 lagret over lavvann og 2 under lavvann. Angrepsgraden kan da angis i tall som prosent av styrketallene i forhold til de tilsvarende for prizmer lagret i drikkevann.

Når man tar hensyn til at 2 prøver i hver gruppe ikke kan gi pålitelige middelverdier ved den brukte prøvemethodikk, kan man si at resultatet av styrkeprøvingen av prismene som har ligget på bunnen, er i overensstemmelse med utseende av disse prizmer. Det er imidlertid grunn til å merke seg at de skarpkantede, godt utseende prizmer lagret over lavvannstand i «Blindtarmen» allikevel har hatt et styrketap av størrelsesorden 15—20 % i forhold til prismene som har vært lagret neddykket i vannledningsvann på laboratoriet. I gjennomsnitt for alle prøveserier er styrketapet for de prizmer som har vært lagret nede i bunnvannet i «Blindtarmen», omkring 30 %. Serien med amerikansk spesialcement

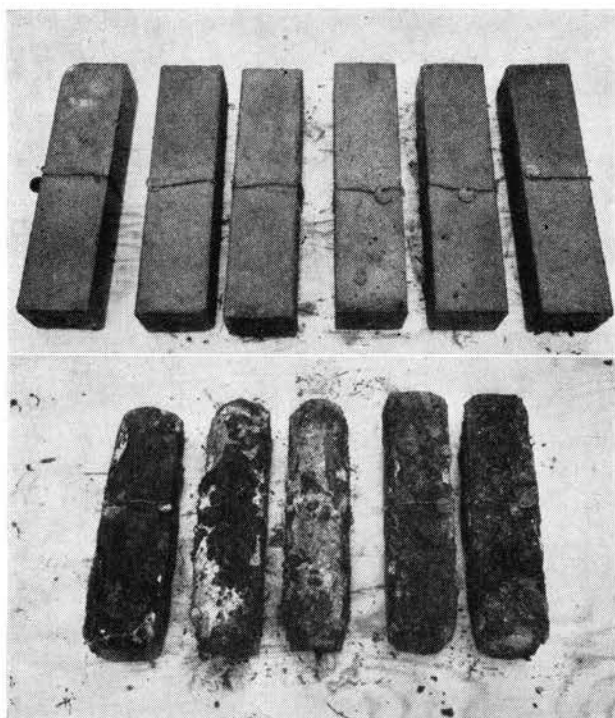


Fig. 5. Betongprøver med 390 kg vanlig norsk portlandcement pr. m<sup>3</sup> med tilsetning av et luftinnførende tilsetningsmiddel.  $v/c = 0,52$ . Lagringstid 5 år og 9 måneder. Øverst: prøver lagret over lavvann. Nederst: prøver lagret neddykket nær bunnen.

viser nesten ingen styrkereduksjon, og den dårligste serien har hatt en nedgang i fasthet på over 50 %. Heller ikke denne gang har lengdemålingen av prismene vist noen lengdeøkning. Dette skriver seg fra at der fremdeles er tilbake en ubeskadiget kjerne i selv de dårligste prismene.

## 6. Undersøkelse av alunskiferens kismineraller

Der er tidligere ikke utført grunnleggende undersøkelser over hvilke sulfidmineraller leirskiferne i Oslo inneholder, deres tilnærmede mengdeforhold og deres strukturelle forekomstmåte. Alunskiferutvalgets foran refererte forsøk og iakttagelser viser at alunskifer fra forskjellige steder innen Oslo-feltet er meget variabel med hensyn til aggressivitet overfor betong. Etter forslag fra dr. Christoffer Oftedahl sommeren 1951 gikk Utvalget inn for å få utført røntgen- og mikroskopiske undersøkelser av alunskifer for om mulig å komme på spor av hvilket ertsmineral som forårsaker skadevirkningene. Der ble undersøkt 5 forskjellige alunskiferprøver fra Oslo sentrum. I juni 1952 mottok Utvalget Oftedahls rapport med den konklusjon at alunskiferen har som eneste viktig kismineral svovelkis, men at der muligens også forekommer et annet kismineral i meget små korn og i ganske små gehalter. Dette resultat avvek sterkt fra den tidligere antakelse at alunskiferen ved siden av svovelkis inneholder lett dekomponerbar magnetkis. Senere har Oftedahl, delvis i samarbeid med Norges geotekniske institutt, i 1955 identifisert den monokline varietet av magnetkis, som nå endelig er avslørt som opphavet til alunskiferens skadevirkninger.

Våren 1953 tok Alunskiferutvalget kontakt med Norges geotekniske institutt og fikk året etter oppdragsgivernes samtykke til å gi instituttet i oppdrag å foreta nærmere kjemisk-mineralogiske undersøkelser av Oslo-feltets alunskifer med særlig sikte på å finne de dypere årsaker til alunskiferens aggressivitet overfor betong og til de store lokale variasjoner i aggressiviteten. Resultatet av disse undersøkelser forelå i juni 1956 og ble våren 1957 trykt som NGI's publikasjon nr. 22: «Bidrag til belysning av visse bygningstekniske problemer ved Oslo-området alunskifere.»

## 7. Sluttbemerkninger

Som omhandlet i forannevnte publikasjon, skulle detaljene ved betongens nedbrytningsprosess i alt vesentlig kunne ansees som klarlagt. Med NGI's publikasjon som bakgrunn ser det imidlertid ut til

at Alunskiferutvalget må snu helt opp ned på den hypotese som den første Alunskiferkomité fremsatte om at betong i en tunnel vil være mindre utsatt for angrep på dypet i alunskiferen enn nær overflaten. I den foreløbige redegjørelse fra 1945 heter det således:

«Ved å legge den nye tunnel i sikker dybde under den laveste grunnvannstand burde man derfor være sikker for skadevirkning. De inntrufne skader på kloakktunellen under Wessels plass maner imidlertid til forsiktighet.»

I NGI's publikasjon nr. 22 heter det på side 62: «Da 2-verdig jernsulfat har en annen angrepsmekanisme enn 3-verdig jernsulfat, synes det å være en vesentlig fordel dersom vann som pipler frem fra alunskifer, kan bli godt gjennomluftet og oksydert før det kommer i berøring med betong. Imidlertid vil selv ikke slik gjennomluftning være tilstrekkelig til å hindre vanlig sulfatangrep.»

Det må antas at grunnvannet, selv på betydelige dyp, kan inneholde begrensede luftmengder tilført ved regnvannstilsig ovenfra. Derved skulle betingelsene for oksydasjon av alunskiferens reaktive jernsulfider til 2-verdig jernsulfat være til stede. Man må derfor regne med at det, i det minste på enkelte steder langs tunneltraséen, vil komme sterkt aggressivt grunnvann i kontakt med betongutføringen. Hertil må man være klar over at denne tunnelbetongen utsatt for ensidige vanntrykk, vil bli langt farligere påkjent enn betongprismene helt neddykket i «Blindtarmen». Betydningen av en tettst mulig betong med omhyggelig utførte støpefuger vil da være iøynefallende.

Alunutvalget har ennå ikke ferdigbearbeidet den siste rapporten fra Norges geotekniske institutt, og heller ikke mottatt alle måle-resultater fra siste inspeksjon av betongprøvene i «Blindtarmen». Det har derfor ikke kunnet utarbeides detaljerte ret-

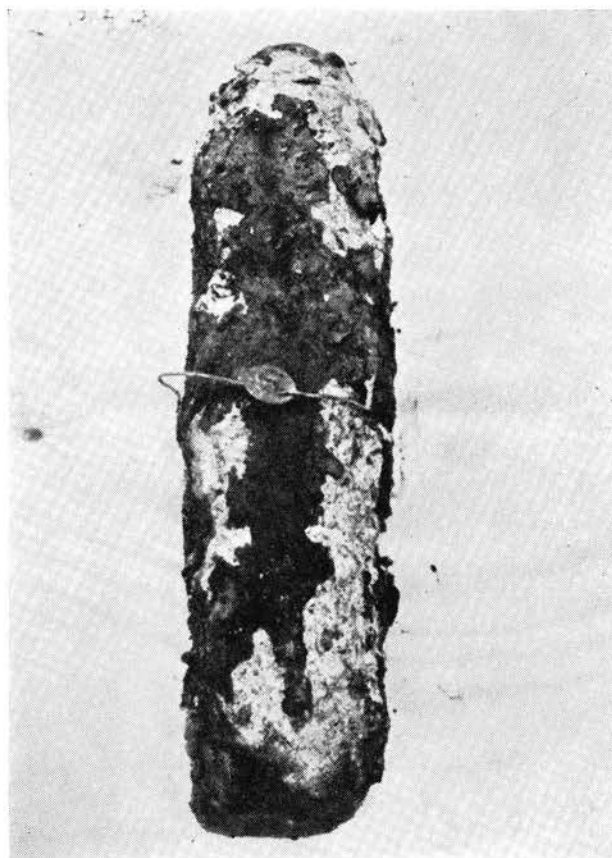


Fig. 6. Detalj av betongprøve fra samme serie som på fig. 5. Lagret neddykket nær bunnen.

ningslinjer for utførelsen av betongarbeider i alunskifer, på basis av forsøksresultater og undersøkelser hertil. For øyeblikket kan Alunskiferutvalget bare rent generelt tilrå at der brukes sulfatresistente spesialcementer eller P. C. tilsatt en effektiv pozzolan. Betongens vann-cementforhold bør ikke overskride 0,50, og for å redusere porevolumet bør brukes et gjennomprøvet tilsetningsmiddel med pore-tettende virkning.

## OMBYGGING AV BRUER PÅ STREKNINGEN HAMAR—OTTA UNDER DRIFT

Av avdelingsingeniør M. Legernæs

DK 624.21:625.1(481)=396

På strekningen mellom Hamar og Otta er det i løpet av de siste 2 år blitt foretatt en omfattende ombygging av jernbanens bruer og underganger.

Dette arbeid er nå fullført.

Bortsett fra bru over Otta (3 fagverkspenn à 34,8 meter spennvidde), som ble ombygget i 1949 etter

krigsskade, og noen få mindre bruer og underganger, som var blitt ombygget på et tidligere tidspunkt, var ståloverbbygningene for bruene på denne strekning beregnet for et belastningstog med største akseltrykk på 14,0 tonn. Bæreevnen var således ikke tilstrekkelig for våre tyngre lokomotiver.



Fig. 1. Bru over Moelven. Nytt spenn hukes med kranene.

Lok. type 49 (Dovregubben) og lok. type 63 har derfor ikke kunnet trafikere denne strekning, og da det nå ble aktuelt å kjøre gjennomgående diesellokomotiver (med akseltrykk ca. 16,5 t) fra Hamar, og senere elektrifisering av strekningen, ble det påkrevet med fornyelse av ståloverbygningene.

En forsterkning av de gamle ståloverbygninger på tilfredsstillende måte var ikke regningssvarende, og de er derfor blitt skiftet ut med nykonstruksjoner. Disse er beregnet for någjeldende belastningstog type A med akseltrykk på 22 tonn.

Ved to av de største fagverksbruene, nemlig bru over Lågen ved Eide og bru over Lågen ved Randklev, ble det besluttet å legge om linjen for blant annet å få bedre horisontaltrasé. De nye bruene ble således her bygget helt på siden av de gamle med nye landkar og pilarer.

Bru over Lågen ved Eide nord for Sjoa stasjon består av 2 spenn med mellomliggende brubane og med teoretiske spennvidder på 63,0 m og 36,0 m.

Bru over Lågen ved Randklev, 1 km syd for Ringebu stasjon, har 3 like spenn med mellomliggende brubane og med spennvidde 57,5 m.

Monteringen av ståloverbygningene for disse to bruer ble satt bort på anbud til private verksteder og ble foretatt fra fast monteringsstillas på vanlig måte.

Ved de øvrige bruer og underganger måtte innskiftingen av de nye ståloverbygninger foretas under jernbanens drift.

De gamle landkar og pilarer av natursten var for det meste godt fundamentert og solid utført og kunne stort sett bibeholdes som de var. De nye stålsPenn ble derfor konstruert med omtrent samme spennvidder som de gamle.

De enkelte spenn ble levert i ferdig sammenbygget stand på de stasjoner som lå nærmest bru-

stedene. Her ble de så påmontert sviller og underlagsplater for skinnene.

Til innskifting av de mindre bruer og underganger med spennvidder inntil 10,0 meter ble anvendt en av Statsbanenes nyanskaffede jernbanchjelpkraner. Denne kranvogn som er stasjonert i Hamar distrikt, har egen fremdrift og løfteevne på 6,0 og 15,0 tonn for henholdsvis 12,3 og 5,3 meter utligg.

Det nye spenn ble lastet opp på en jernbanevogn som sammen med kranvognen i en togpause ble kjørt frem til brustedet. Her ble så spennet skiftet inn direkte med kranen og det gamle spenn tatt med tilbake.

Til huking av spennene ble anvendt wirestropper med spesiellagede klør som kunne gripe over bjelkeflensene.

Innskiftingen av disse småbruer (i alt ca. 75) ble foretatt av baneavdelingen i Hamar distrikt.

For innskifting av de større og tyngre bruspenn ble brukt forskjellige fremgangsmåter, og det måtte utarbeides monteringsplaner for hver bru.

Her var det også som regel påkrevet med mer omfattende forberedende arbeider, og selve inn-

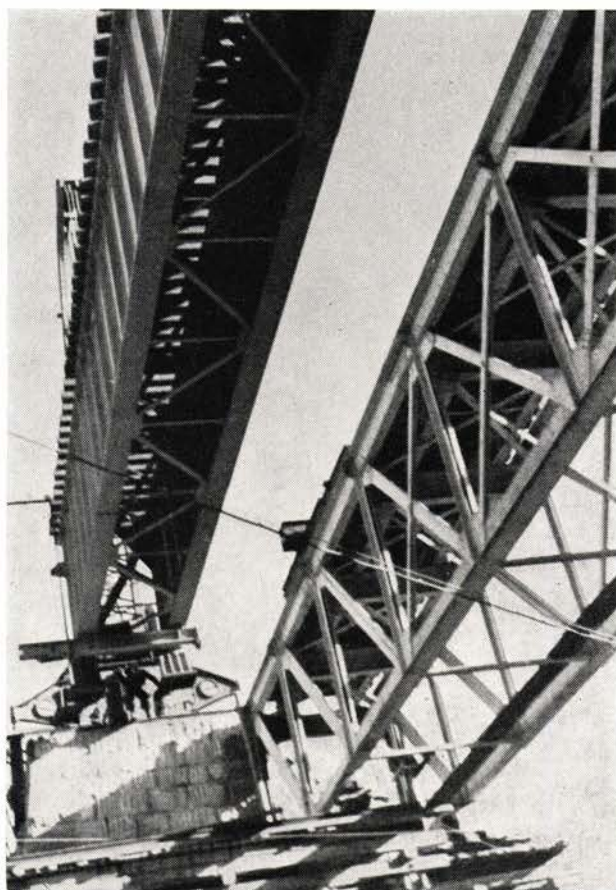


Fig. 2. Bru over Moelven. Gammelt spenn er skjøvet ut til siden, og nytt spenn senkes.

skiftingsoperasjonene måtte omhyggelig planlegges på forhånd.

Arbeidet i marken ble overlatt Brukontorets monteringslag med assistanse av baneavdelingens folk på de respektive steder.

Her følger en nærmere omtale av enkelte av disse ombyggingsarbeider.

*Bru over Moelven.*

Denne brua fører over Moelven og en bygdeveg like syd for Moelv stasjon og består av 2 like stålspenn med overliggende brubane.

De gamle spenn var fagverksbruer med tverr- og langbærere, med teoretiske spennvidder på 36,1 m.

De gamle landkar og pilarer ble benyttet som de var, men for de nye spenn ble opplageraksene trukket 20 cm lenger inn på opplageravsatsene, slik at de teoretiske spennviddene for disse ble forøket til 36,5 m. De nye spenn ble konstruert som klinkede platebærerspenn med svillene direkte på overgurten. Avstanden mellom bæreveggene er 2,0 m, og ståplatehøyden er 3,2 m.

Stålvekten av ett spenn er ca. 94,0 tonn. Disse er for øvrig de største platebærere som er bygget ved Norges Statsbaner.

Til innskifting av de enkelte spenn, som med sviller veiet ca. 100 tonn, ble valgt å bruke Statsbanenes 2 utrykningskraner. Disse kraner, som er dampdrevet, har egen fremdrift og kan løfte 50 tonn ved 5,5 m utligg.

Fremgangsmåten ved innskiftingen var følgende: Det ferdige spenn, som på forhånd var lastet opp på to spesialbygde 4-akslede boggitraller, ble skjovet frem på brua ved hjelp av et lokomotiv og plasert rett over det spenn som skulle skiftes ut. De 2 kraner tok så oppstilling ved hver sin ende av spennet

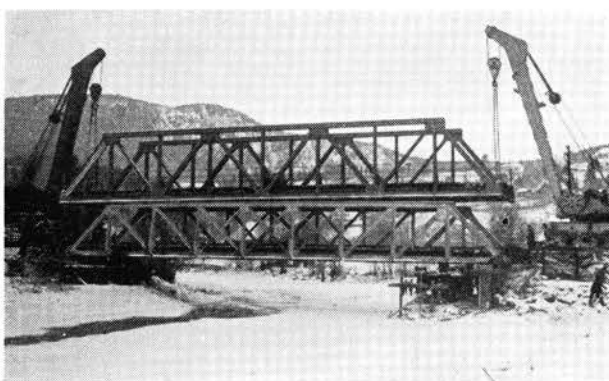


Fig. 3. Innskifting av nytt spenn i bru over Våla.



Fig. 4. Fremkjøring av nytt spenn til bru over Frya.

på siden av brua, og etter at de gamle underlagere var fjernet, ble det nye spenn senket rett ned på plass med kranene.

For lettvinthets skyld var underlagene for det nye spenn hengt opp i dette på forhånd med ståltau.

For hukiing av spennet ble anvendt solide wirestropper (4 parter à 38 mm Ø) som ble ført rundt en stålbjelke opphengt under spennet.

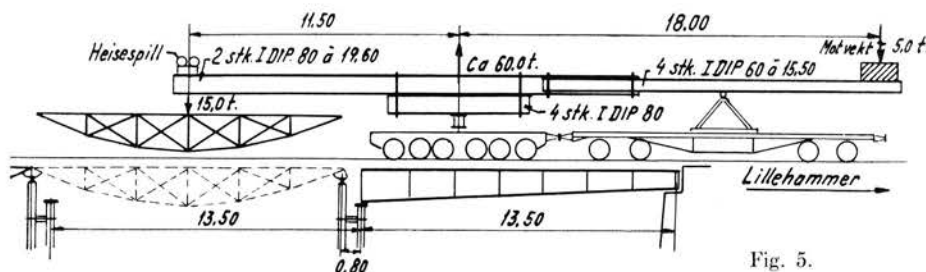


Fig. 5.

og løftet dette rett opp til det var klar av trallene. Det gamle spenn med trallene på, ble så løsgjort (det var på forhånd lagt inn provisoriske skinneskjøter ved endene), løftet klar av sine lagere og plasert på traller på 2 tverrforskyvningsstillaser. Ved hjelp av enkle håndspill ble det så trukket ut

Til understøttelse av kranenes støttelabber ble montert stålsøyler som var ført ned på pilarfundamentet resp. landkarene.

De 2 utskyvningsstillaser under hvert spenn var bygget av tømmer med skinner for trallene på toppen.



Fig. 6. Gammelt midtspenn tas opp.



Fig. 7. Nytt midtspenn plasseres.

Utsiftingen ble foretatt i en togpause på 5 timer og ble utført etter programmet.

I en senere togpause rykket kranene ut på brua igjen, løftet det gamle spenn opp og plasserte det på de samme boggi-trallene. De ble så trukket inn på stasjonen og lastet av der.

Disse kraner og samme fremgangsmåte ble brukt ved innsiftingen av følgende bruer:

Bru over Veikleåen nord for Kvam stasjon, som er en platebærerbru med mellomliggende brubane og spennvidde på 21,2 m. Bru over Frya syd for Frya stasjon. Dette er en fagverksbru med mellomliggende brubane, og spennvidden er 28,0 m. Bru

over Våla i sydenden av Ringebru stasjon, også en fagverksbru med mellomliggende brubane og med spennvidde 31,4 m.

De gamle ståloverbygninger for disse 3 bruer var alle fagverksbruer med mellomliggende brubane. For å få de nye spenn ut måtte de derfor lastes så høyt på utkjøringstrallene at de kom over overgurtene på de gamle. Det var således nødvendig med ekstra oppbygg på trallene. Ved utkjøringen av det nye spenn for bru over Våla var høyden fra skinnetopp til opp under gurten ca. 3,0 m.

Stort sett samme fremgangsmåte, men med to jernbanehjelpkraner med løfteevne inntil 15,0 t ble anvendt ved innsiftingen av følgende spenn: Bru over Sulla med teoretisk spennvidde 10,9 m. Bru over driftvann-renne Brumunddal spennvidde 9,3 m og bru over Moelven ved Fåvang, spennvidde 16,2 meter.

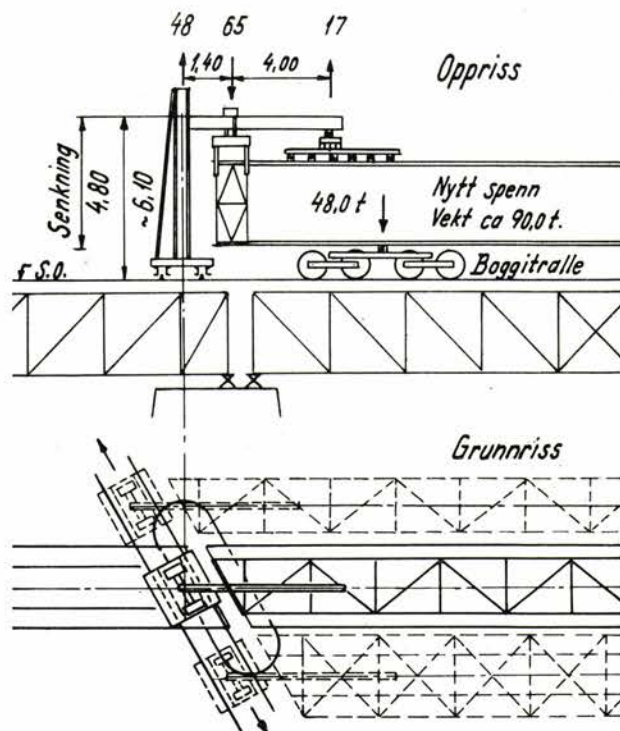


Fig. 8.

*Udengang for Bryggeveien i Lillehammer.*

Dette er en viadukt over riksveg og veg til gods- hus like syd for Lillehammer stasjon.

Den består av 3 like lange stålsjenn med overliggende brubane og er fritt opplagt på stålpilarer og landkar. De teoretiske spennvidder er 13,35 m. Viadukten ligger i kurve med radius 1500 m, men da det er så kloss inn til stasjonsområdet, er ikke skinnegangen lagt i overhøyde.

Den gamle ståloverbygning hadde parabel-formede fagverkshovedbærere og lang- og tverrbærere.

Også her ble de gamle landkar og pilarfundamenter bibeholdt med unntagelse av opplagerskiftet på landkarene som ble erstattet med banketter av armert betong. I søndre landkar ble da også innstøpt forankringer for de faste lagere.

De nye spenn ble utført som helsveisede platebruer med svillene direkte på overgurten. De nye

stålpilarer ble også gjort helsveiset. De teoretiske spennvidder og plaseringen av pilarenes fotlager ble bibeholdt.

Som første operasjon ved innskifting av ny bru ble det foretatt en lengdeforskyvning av den gamle viadukten sydover på 0,80 m. Forskyvningen foregikk i 3 trinn. Først ble spennene gitt den halve forskyvning. Derpå ble pilarenes fotpunkter flyttet den hele avstand, og så til slutt ble overbygningen skjøvet etter den resterende halvdel.

Søndre ende ble opplagt på sviller bak på selve landkaret (bakmuren var revet på forhånd) og nordre ende på en bukk av tømmer foran landkaret. Pilarenes fotlagere ble understøttet på påstøpninger på selve pilarfundamentene.

Etter forskyvningen fulgte så den forannevnte ombygging av landkar-avsatsene.

De nye stålpilarer ble nå satt på plass på pilarfundamentene og rettet inn.

For innskifting av de enkelte spenn, som med sviller og skinner veiet ca. 15,0 tonn, ble det laget en enkel monteringskran (se fig. 5).

Denne besto av lange DIP-bjelker opplagt på en travers på en 6-akslet tralle. På den ene utkragede ende ble plasert et heisespill for løfting av spennene og på den motsatte ende tilstrekkelig motvekt til å holde bjelkene i balanse for 15 tonns løft. Bak

trallen under motvekten ble satt en jernbanevogn med understøttelse for bjelkene.

De enkelte spenn ble så skiftet inn nordfra i togpauser på ca. 4 timer. Monteringskranen ble skjøvet frem til brua med lokomotiv så langt at det gamle spenn kunne hukes på midten. Dette ble så løftet rett opp ved hjelp av heisespillet til det kom over skinnegangen. Derpå ble kranen med spennet hengende trukket inn på stasjonen igjen, og spennet ble satt ned i et sidespor. Fra et annet sidespor ble så det nye spenn på samme måte hentet av kranen og transportert frem til brua hvor det ble senket ned på plass på sine endelige lagere, som på forhånd var plasert og rettet inn.

#### Bru over Lågen ved Langsveen.

Denne bru som krysser Lågen ca. 300 m nord for Hunder stasjon, består av 5 like stålsPenn med overliggende brubane og med teoretiske spennvidder på 32,4 meter.

Spennene er fritt opplagt på pilarer og landkar av natursten, og skjevheitsvinkelen mellom opplagerakser og bruaksen er  $60^\circ$ .

Linjen ligger i rettlinjje over brua unntatt på nordre endespenn, hvor det er overgangskurve til  $R = 250$  m. Kurvepunktet ligger over nordre landkar.

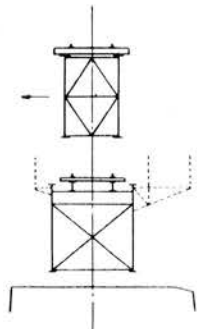


Fig. 9.

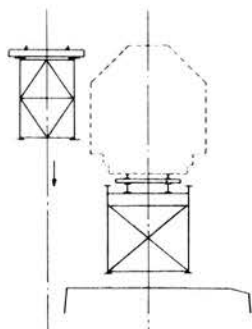


Fig. 10.

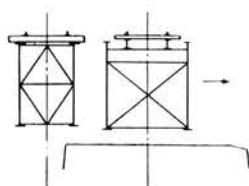


Fig. 11.

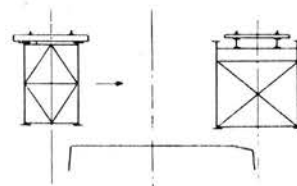


Fig. 12.

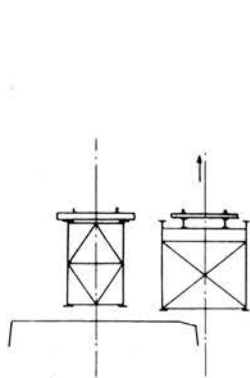


Fig. 13.

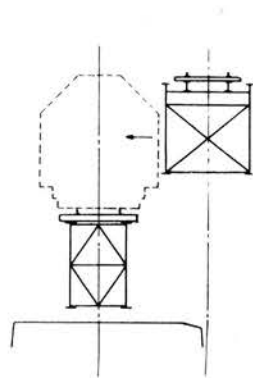


Fig. 14.

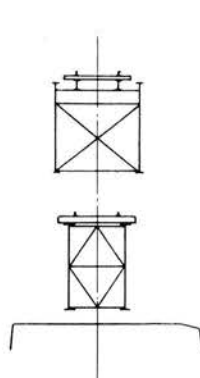


Fig. 15.

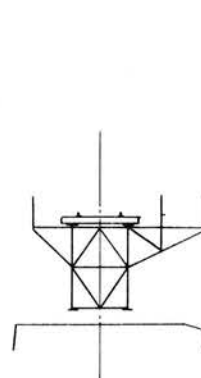


Fig. 16.



Fig. 17. Fremkjøring av nytt spenn.



Fig. 20. Nytt spenn senkes ned.

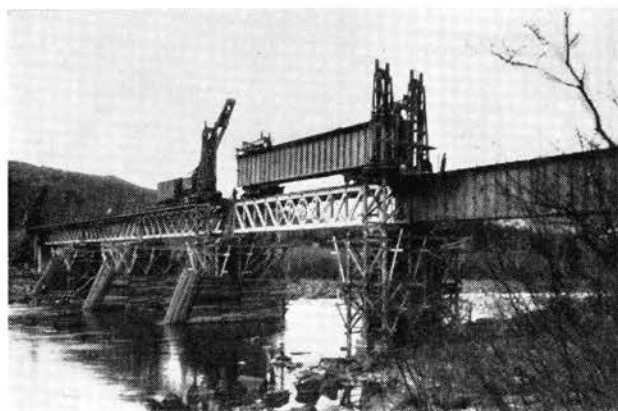


Fig. 18. Nytt spenn fremme på brua.



Fig. 21. Gammelt spenn skyves ut og nytt spenn inn.



Fig. 19. Nytt spenn skyves ut på utskyvningsstillas.

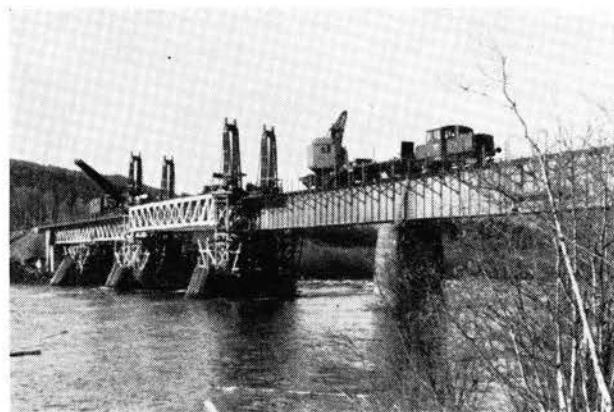


Fig. 22. Gammelt spenn løftes opp.

På oppstrøm side har brua en offentlig gangbane. Denne er understøttet på konsoler, og bredden mellom rekkverkene er 1,50 m. De gamle spenn var også her fagverkshovedbærere med lang- og tverrbærere, og bæreveggavstand på 3,0 m.

De gamle pilarer og landkar som var solid utført av naturstein og godt fundamentert, kunne benyttes som de var.

De nye spenn, som har samme teoretiske spennvidder og skjevhet som de gamle, ble konstruert



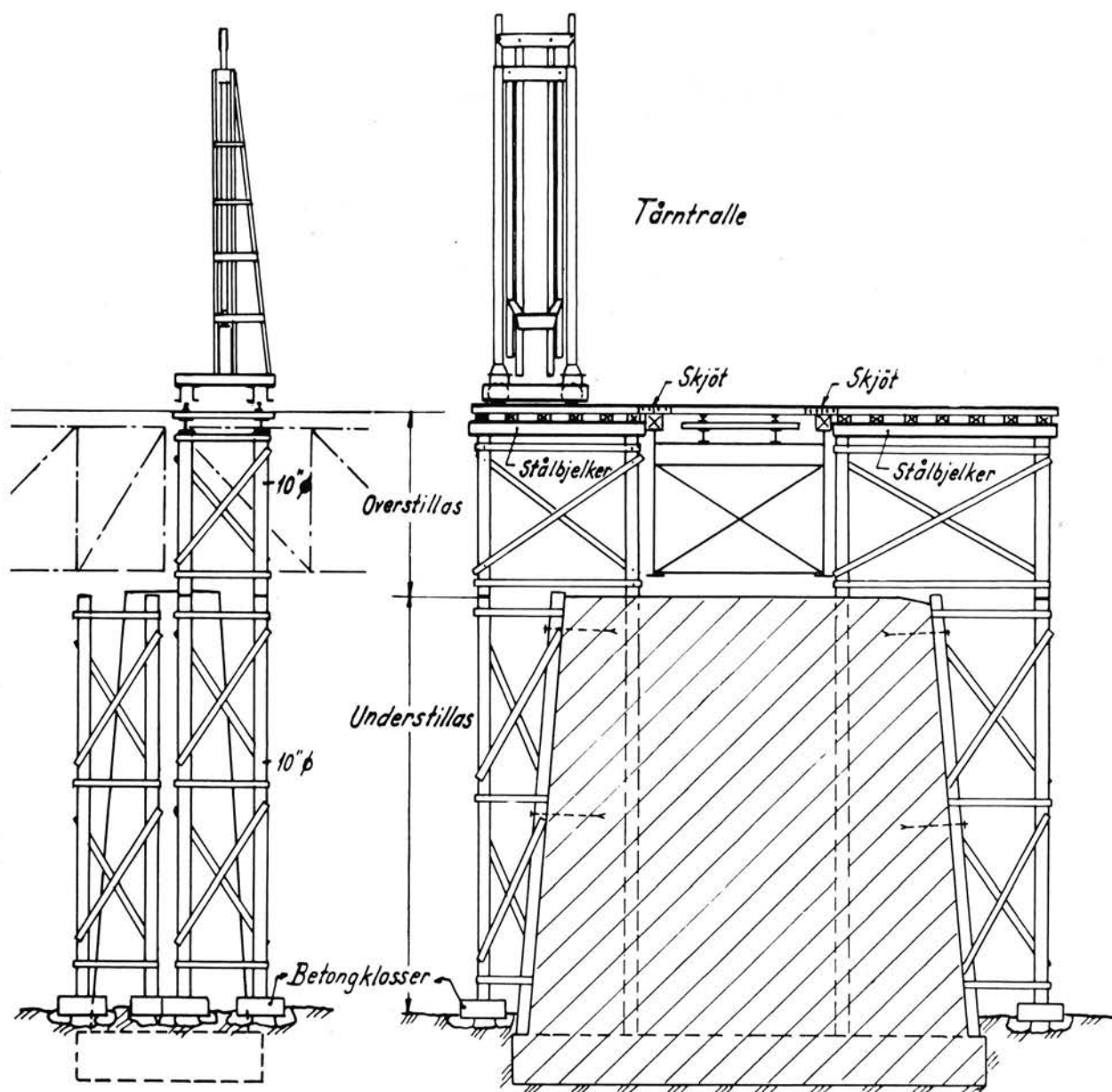


Fig. 23. Utskyvningsstillas.

som platebærerspenn med sviller direkte på overgurten. Bærevegg-avstanden er 2,0 m og ståplate-høyden 3,0 m.

Spennene ble levert ferdig sammenbygget på Hunder stasjon, og vekten av ett spenn med sviller var ca. 90 tonn.

Til innskifting av de enkelte bruspenn ble her besluttet anvendt 2 sett såkalte tårntraller. Disse består av et løftetårn montert på traller som kan forskyves på en skinnegang på tvers av sporet. Denne skinnegangen som har 1,50 m sporavstand, blir lagt kloss opp til spennet (som skal skiftes) i begge ender, og ved hjelp av utkragede bærebjelker

som blir påmontert spennet i begge ender, kan så dette henges opp i løftetårnet og forskyves på tvers av sporet (se fig. 8).

Innskiftingen av et spenn foregikk i flere etapper. I første togpause ble det nye spenn, som på forhånd var lastet opp på de to 4-akslede boggitrallene, skjøvet frem på brua (fig. 9). Her ble det så hengt opp i ett sett av tårntrallene og skjøvet ut på skinnegangen på utskyvnings-stillaset på nedstrøm side av brua så langt at det ble fritt profil for togtrafikken (fig. 10). Uavhengig av denne ble så spennet senket ved siden av det gamle spenn og i høyde med dette (fig. 11). I neste togpause foregikk så

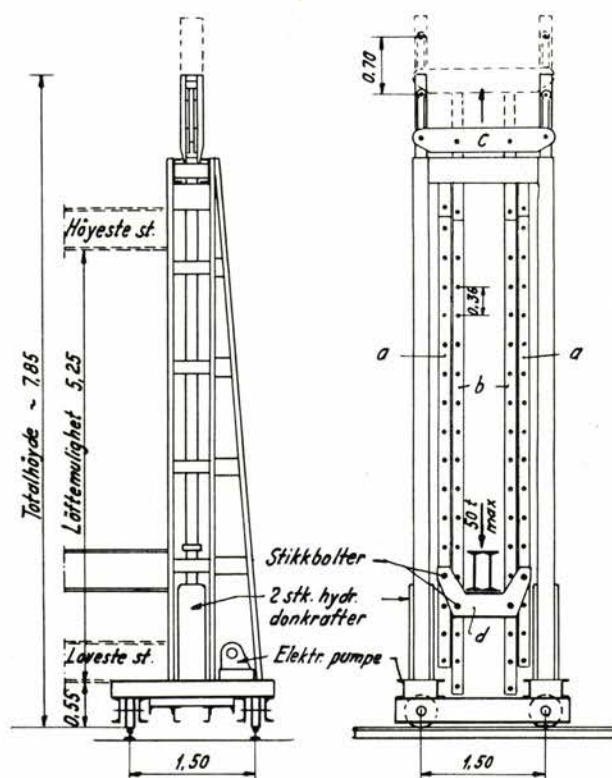


Fig. 24. Tårntralle.

selve skiftingen av spennene. Det andre settet tårntraller ble trukket inn på sporet fra oppstrøm side, og ved hjelp av en lignende opphengningsanordning ble det gamle spenn hengt opp i disse og skjøvet ut på utskyvningsstillaset på oppstrøm side (fig. 12). Etter at de gamle underlagere var fjernet og de nye plassert, ble så tårntrallene med det nye spenn hengende trukket inn på brua fra nedstrøm side og spennet senket ned på sine lagere (fig. 13). Senere ble det gamle spennet løftet opp i tilstrekkelig høyde i sine tårntraller på oppstrøm side uavhengig av trafikken (fig. 14), og så i siste togpause trukket inn på brua igjen (fig. 15), plassert på de samme boggitraller og transportert inn på stasjonen, hvor det ble lastet av. Fig. 16 viser snitt av nytt spenn med påmonterte konsoller for gangbaner.

Transporten av det nye spenn ut på brua, opphenging i tårntrallene og tverrforskyvningen ut av sporet, ble gjort i løpet av ca. 1 time.

Omtrent samme tid ble brukt for, i omvendt orden, å bringe de gamle spenn inn på stasjonen igjen.

Ved selve ombyttingsoperasjonen ble linjen meldt klar igjen etter ca. 4 timer.

Skinnegangen for tverrforskyvning ble lagt i retning med pilaraksene og over kjøreskinnene. På begge sider av brua var den opplagt på små bjelke-

bruer som var understøttet av tømmerstillaser. Stillasets 4 bærende peler var dels understøttet på selve pilarfundamentene, dels på støpte betongklosser opplagt på sekker med betong på elvebunnen. Belastningen pr. pel ble bergnet til ca. 20 tonn.

Nedre del av stillasene opp til høyde med pilartopp ble satt opp på forhånd ved alle pilarer. Fire stykker for hvert spenn.

Øvre del ble bygget som en egen enhet, som ble flyttet fra understillas til understillas og brukt for alle spenn (fig. 23).

Da ombyggingen av denne bru foregikk på vårparten 1957, ble det av hensyn til flommen og tømmerfløtingen i elva nødvendig å bygge en beskyttende skjerm rundt stillasene ved pilarene.

De omtalte tårntraller som ble konstruert til denne innskifting, var montert på to traller (4 hjul) med sporvidde og hjulavstand begge 1,50 m. Tårnet var sveiset og besto av en ca. 7,0 m høy ramme med 2 sett hengestenger av flatstål (fig. 24). Det ene sett (a) er opphengt i tårnets faste travers; det andre (b) i en bevegelig travers (c) over tårntoppen som kan løftes og senkes ved hjelp av to hydrauliske donkrafter plassert ved foten av tårnet. Alle 4 hengestenger går i føring gjennom en hengetravers (d) med opplegg for lasten. Denne kan ved hjelp av stikkbolter i hull gjennom travers og hengestenger henges opp i vekselvis de faste og de bevegelige hengestenger. Donkraftenes slaglengde og hullavstanden i hengestengene er 70 cm.

På denne måte kan så hengetraversen løftes eller senkes ca. 5,0 m. Tårnet er beregnet for en sentrisk last på 50,0 tonn. De hydrauliske donkrafter blir drevet av en elektrisk høytrykks oljepumpe.

Denne fremgangsmåte med bruk av tårntraller ble også anvendt ved innskiftingen av nytt spenn for bru over Mesna, som er en platebru med spennvidde 28,0 m i nordenden av Lillehammer stasjon.

Ombyggingen av bruene på strekningen Hamar til Otta ble fullført høsten 1957.

I alt er det i denne omgang siden våren 1956 blitt skiftet inn og tatt i bruk nye ståloverbygninger for 7 fagverksspenn med spennvidder 28,0 m til 63,0 m, 13 platespenn med spennvidder 10,9 m til 36,5 m og ca. 75 bjelkebruer med spennvidder 3,1 m til 16,2 m. Disse nye ståloverbygninger representerer en samlet brulengde på ca. 1050 m og har en beregnet stålvekt på tilsammen ca. 2300 tonn.

Ombyggingen er blitt utført under opprettholdelse av jernbanetrafikken praktisk talt uten å sinke denne.

# NY TELEFONKABELTYPE FOR ELEKTRIFISERTE BANER

Av overingeniør L. Saxegaard

DK 621.315.23:621.331(481)=396

I Tekniske Meddelelser - NSB nr. 2, 1954, side 45, finnes følgende uttalelse i en artikkel om svakstrømsforstyrrelser fra elektriske baner:

«Men ved kabler er saken ganske annerledes! For det første er det meget lettere å holde en kabels isolasjon jevn og konstant, og dens kapasitet mot jord blir utbalansert med en nøyaktighet som svarer til å veie 1 kg med 1 mg's nøyaktighet. Og dertil kommer at de moderne kabler med båndarmering har en meget god magnetisk skjerming på grunn av denne armering, slik at spenningen som induseres inne i kabelen, blir mindre enn om armeringen ikke fantes, en skjermvirkning som blir bedre jo høyere periodetallet er.»

La oss først orientere oss litt om den nevnte «armering», som opprinnelig ikke var innført i kabeloppbyggingen av hensyn til elektriske baner i det hele tatt. Den er meget eldre enn noen elektrisk bane og ble anbrakt for å styrke kabelen mekanisk. Ellers er det vel litt uvant for mange å bruke betegnelsen «armering» på noe som ligger utenpå det objekt som skal gis større mekanisk styrke.

Likegyldig hvilke indre, edlere deler en kabel har, om den er sterkstrøms eller svakstrøms, er disse edlere deler kapslet inn i et lufttett blyrør, ofte kalt kabelens mantel.

Bly er jo et bløtt materiale og praktisk talt uelastisk, og dets mekaniske styrke mot strekk er nokså skrall. Derfor ble det alltid anbrakt utenpå blyrøret en «strekk-armering» av ståltråd med rundt eller trapes-formet tverrsnitt, en armering som lukker seg godt omkring blyrøret og er snodd om dette med en stigning på 1 meter eller noe slikt. Forat denne strekk-armering ikke skulle klemme blyrøret, langt mindre sette merker i det, var det lagt et lag impregnert jutegarn i snoing omkring blyet. Denne beskyttelses- og forsterkningsmaner hadde man lært av sjøkabel-teknikken fra forrige århundre, og den ble også uten videre brukt for jordkabelen.

Sjøkabler ble levert og lagt ut i store lengder, som krevet meget store kabeltromler, og da spiller den stivhet som trådarmeringer gir, mindre rolle. Jordkabler derimot blir for telefonkablers vedkommende sjelden levert i lengder over 500 til 1000 meter, hvilket krever mindre tromler med mindre diameter. Da blir tråd-armeringens stivhet brysom, og når hertil kommer at jordkabler må kunne legges i bend

og vinkler med relativt skarp bøyning, forlot man tråd-armeringen for kabler som ikke skal legges i sjø eller i elvekryssinger med stri vannstrøm.

I stedet innførtes en «bånd-armering» av flatjern, for eksempel 25–30 mm bred og med tykkelse omkring 1 mm. Denne armering vikles i 2 lag utenpå jutelaget, i temmelig liten stigning (omtrent 1 decimeter) og med «overlapping», slik at ytre båndjernslag dekker åpningen mellom vindingene i det indre lag. Denne armering er en meget dårlig forsterkning av kabel-blyrøret med hensyn til strekkpåkjenning, men yter en viss liten beskyttelse overfor trykk på kabelen. Jeg har forresten konstatert så mangen gang at en pigghakke går effektivt gjennom  $2 \times 1$  millimeter båndjern. Men det skulle snart vise seg at denne mekanisk svake forsterkning av blyrøret hadde verdifulle egenskaper som beskyttelse mot angrep av magnetiske kraftlinjer, altså mot induksjonsforstyrrelser fra vekselstrømsbaner eller fra vekselstrømskraftledninger; man sa at armeringen ga kabelen en viss «beskyttelsesfaktor» som er gunstigere jo lavere den er tallmessig. Da denne måten å uttrykke seg på er litt vill-ledende, er man i de senere år begynt å kalle den for «reduksjonsfaktor». For omkring 25 år siden ble det stadig mer påkrevet å finne skikkelig ut av, hva det var som hadde betydning for reduksjonsfaktoren, og hvordan den skulle måles på kortere prøvestykker av kabler. Senere er det utviklet beregningsgrunnlag, slik at reduksjonsfaktoren kan forutberegnes når man kjenner den elektriske ledningsevne av kabelmantelen og de magnetiske egenskaper av armeringsjernet. Her skal det dog bare nevnes litt om målingen og det teoretiske grunnlag for den.

Vi vil, for å utlede uttrykket for reduksjonsfaktoren, ta for oss 3 ledninger som er parallelle med hverandre.

Den ene skal representere den induserende ledning som fører en viss strøm  $I$ . Den antas å ha en avstand av noen meter eller kilometer fra de andre to.

Den annen er et metallrør som forutsettes å være i god forbindelse med jord over sin hele lengde, eller iallfall være jordet i regelmessig anbrakte punkter langs hele lengden. Den representerer kabelens mantel.

I denne rørledning induseres en spenning  $V$ , men da ledningen er jordet, vil  $V$  utløse en strøm  $i$  som

blir så stor at  $i \cdot Z_2 = V$ , hvor  $Z_2$  er rørledningens longitudinale impedans ( $R_2 + j^2\omega L_2 + j\omega \cdot 2 \cdot 10^{-3}$ ). Det annet ledd av den imaginære komponent skyldes induktansen av jord-returkretsen og er ifølge diverse kildeskrifter av den viste størrelse.

I det indre av ledning nr. 2 (metallrøret) ligger den tredje ledning, som antas isolert fra røret og dermed fra jorden. Hvis denne tredje ledning lå alene i det magnetiske felt fra første ledning, ville den også få en indusert spenning  $V$ . Men på grunn av strømmen  $i$ , i rørledningen, blir det en motinduksjon i den isolerte tredje ledning så den får en resulterende spenning som er mindre enn  $V$ .

Situasjonen er:

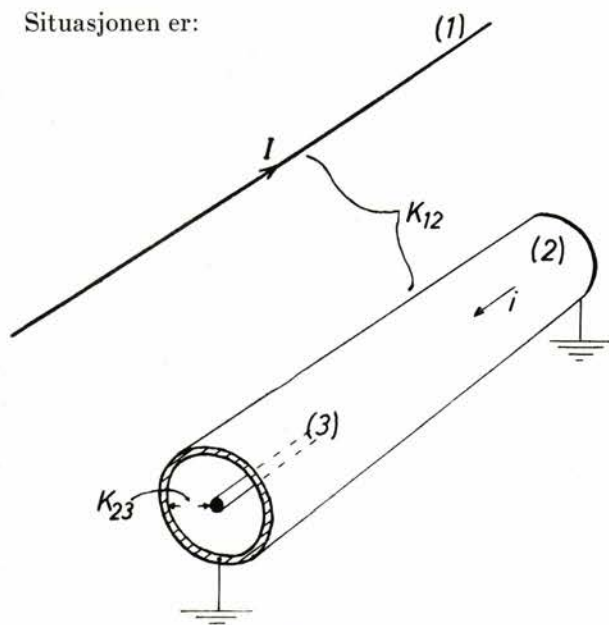


Fig. 1.

Vi har da den induserte spenning  $i$  (2) om det var isolert:

$$V = 2 \cdot K_{12} \cdot I \cdot Z_{02} \cdot \operatorname{tgh} \frac{\Theta_2}{2} = K_{12} \cdot I \cdot Z_2$$

$$\text{fordi } Z_{02} \cdot \operatorname{tgh} \frac{\Theta_2}{2} = \frac{1}{2} \cdot Z_2$$

hvor  $Z_{02}$  og  $\operatorname{tgh} \frac{\Theta_2}{2}$  refererer seg til kretsen leder 2-jord.

Herav: 
$$i = \frac{V}{Z_2} = K_{12} \cdot I$$

I ledning 3 induserer  $i$  en spenning  $v$ :

$$\begin{aligned} v &= 2 \cdot K_{23} \cdot i \cdot Z_{03} \cdot \operatorname{tgh} \frac{\Theta_3}{2} \\ &= 2 \cdot K_{23} \cdot K_{12} \cdot I \cdot Z_{03} \cdot \operatorname{tgh} \frac{\Theta_3}{2} \\ &= K_{23} \cdot K_{12} \cdot I \cdot (R_3 + j\omega \cdot L_3) \end{aligned}$$

Altså er resultatanten:

$$\begin{aligned} \Delta V &= V - v = K_{12} \cdot I \cdot Z_2 - K_{12} \cdot I \cdot K_{23} \cdot (R_3 + j\omega L_3) \\ &= K_{12} \cdot I \cdot Z_2 \cdot \left(1 - K_{23} \cdot \frac{R_3 + j\omega L_3}{Z_2}\right) \end{aligned}$$

Altså reduksjonsfaktoren

$$\begin{aligned} r &= \frac{\Delta V}{V} = \frac{K_{12} \cdot I \cdot Z_2 \cdot \left(1 - K_{23} \cdot \frac{R_3 + j\omega L_3}{Z_2}\right)}{K_{12} \cdot I \cdot Z_2} \\ r &= 1 - K_{23} \cdot \frac{(R_3 + j\omega L_3)}{Z_2} \end{aligned}$$

Nå er 
$$K_{23} = \frac{j \cdot \omega \cdot m_{23}}{R_3 + j\omega L_3}$$

Slik at vi får:

$$\begin{aligned} r &= \frac{Z_2 - \frac{j \cdot \omega \cdot m_{23}}{R_3 + j\omega L_3} \cdot (R_3 + j\omega L_3)}{Z_2} \\ &= \frac{Z_2 - j\omega \cdot m_{23}}{Z_2} \end{aligned}$$

Det sier seg selv at  $(R_3 + j\omega \cdot L_3)$  må falle ut fordi den induserte spenning er uavhengig av ledning 3's langs impedans så lenge ledningen er isolert fra jord.

Altså: 
$$r = \frac{R_2 + j\omega \cdot L_2 - j\omega \cdot m_{23}}{Z_2}$$

Nå er  $\omega \cdot L_2$  lik  $\omega \cdot m_{23}$ , fordi de begge er skapt av det samme magnetfelt, nemlig på grunn av strømmen  $i$ .

Derfor får vi til slutt:

$$r = \frac{R_2}{Z_2} = \frac{\text{mantelens effektive motstand}}{\text{mantelens impedans}}$$

Den måten man da i 30-årene lanserte for måling av reduksjonsfaktoren, besto ganske enkelt i å måle mantelens likestrømsmotstand fordi det er meget liten forskjell mellom den effektive motstand  $R_2$  og

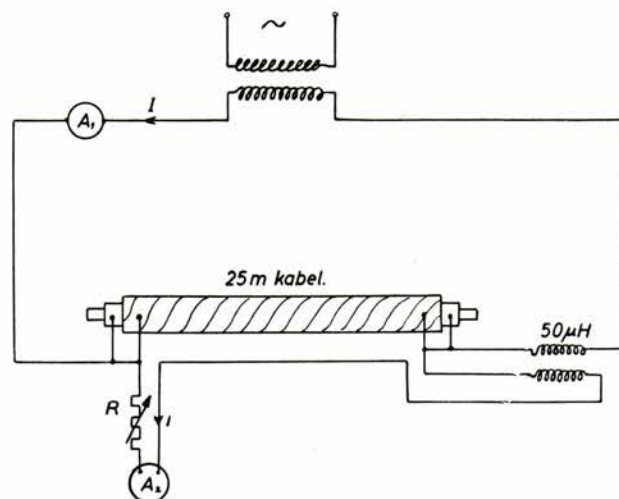


Fig. 2.

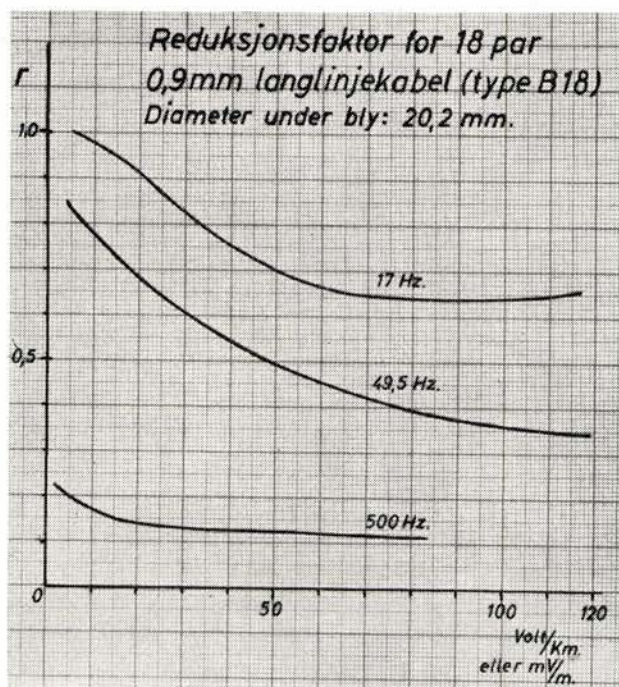


Fig. 3.

likestrømsmotstanden ved de lave tekniske frekvenser (16 $\frac{2}{3}$  resp. 50 Hertz), samt måling av impedansen  $Z_2$ . Målingen av  $R_2$  skjer i målebro for små motstander, måling av impedansen skjer ved å måle strømmen i mantelen ved en påtrykket vekselspenning. Strømmen har sinusform, og kan måles med et godt teknisk amperemeter, men spenningen over mantelen blir betydelig forvrengt på grunn av det magnetiske armeringsjern og kan derfor ikke måles med et kjenslig likeretterinstrument, så man må benytte et thermo-elektrisk milli-amperemeter med seriemotstand. For å få tilstrekkelig målbar mantel-spenning må det måles på en kabellengde av minst 25 meter.

Koplingskjemaet sees av fig. 2.

Den gjensidige induktans på 50 mikrohenry skal imitere de 2 millihenry pr. km som jord-returkretsen representerer for en utlagt, jordet kabel av 1 km lengde.

Spenningsledningens returtråd er ført tett inn til kabelen forat det ikke skal induseres merkbar spenning i den.

Med denne anordning ble våre kabler målt i kabelfabrikken i 20 år. Ovenfor angis resultatet av måling på vår 18 pars kabel type B 18, både ved banefrekvens, teknisk vanlig frekvens og telefon-frekvens på 500 Hertz.

Som ventelig er ifølge likningen for  $r$ , avhenger  $r$  av frekvensen,  $r$  blir lavere (altså gunstigere) jo større periodetallet er. Da jernets magnetiske egen-

skaper er avhengig av strømmen i mantelen, vil man se av fig. 3 at  $r$  har et minimumspunkt.

Kurvene viser  $r$  som funksjon av volt pr. km (og ikke mantelstrøm). Det er naturlig og praktisk fordi det er den strømdrivende, induserte spenning man kan forutberegne, ja endog måle i enkelte tilfelle.

Men nå tilbake til selve reduksjonsfaktoren.

Ettersom  $R_2$  varierer med blymantelens tverrsnitt, vil  $r$  være mindre for store kabler enn for små. Nedenfor viser fig. 4 for eksempel kurvene for en 24 pars kabel av den typen vi bruker. Det er vanlig å oppgi blyrørets indre diameter som uttrykk for blyrørets størrelse.

$Z_2$  avhenger av den induktans  $L_2$  som jernbånd-armeringen forårsaker. Og det kan velges spesialjern og benyttes mer enn 2 båndjernsomviklinger for å få  $r$  tilstrekkelig ned i vanskelige tilfelle. Man risikerer dog at om kabelens reduksjonsfaktor er god ved rimelige påtrykk (i volt pr. km), kan jernet bli magnetisk mettet ved store påtrykk.

Jernbanedriften gir relativt rimelige påtrykk (volt pr. km) sammenliknet med hva kraftledninger kan forårsake. Eksempelvis gjengis her hvilke induserte spenninger man kan få ved kortslutning (symmetrisk strøm) på kontaktledningen i forskjellige avstander fra en omformerstasjon med 2 omformere i drift:

Avst. til kortsl.sted	Indusert spenning	Spenning i kabelen	volt/km
5 km	266 volt	183 volt	52,3
10 km	404 volt	315 volt	40,4
20 km	590 volt	491 volt	29,5
40 km	753 volt	692 volt	18,8
80 km	885 volt	863 volt	11,1

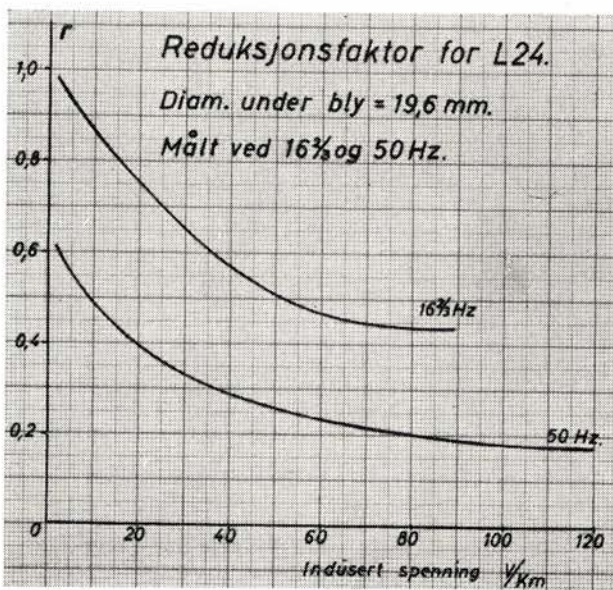


Fig. 4.

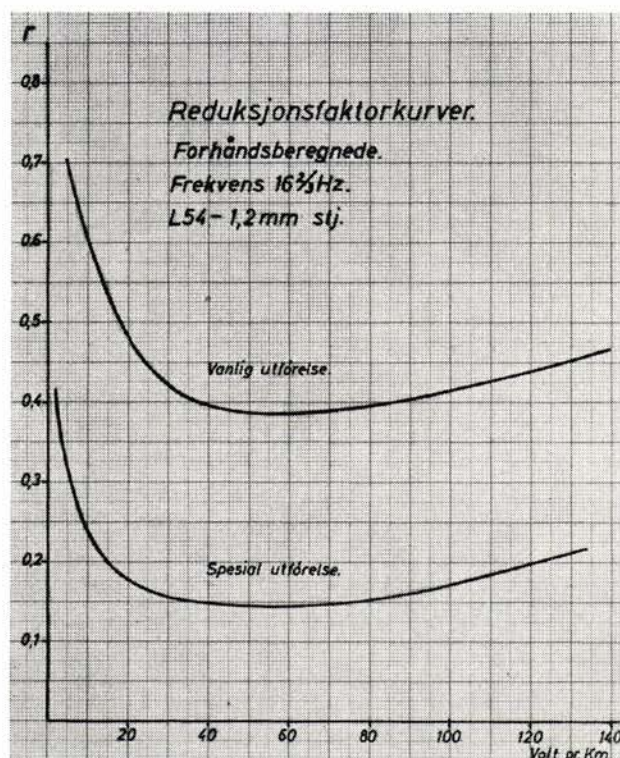


Fig. 5.

Dette er en høyeste spenning av ca. 850—900 volt som jo bare er 70—75 % av de 1200 volt som de internasjonale CCITT-forskrifter tillater.

Varigheten av en banekortslutning er dessuten max. 0,125 sek., så det er meget liten sannsynlighet for at en person skal berøre en kabeltråd eller en kontakt på en kabel-endemuffe i et kortslutningsøyeblikk. Vi har da heller ikke i de 35 år vi har hatt elektrifiserte statsbaner, opplevet noen som helst skade på personer eller materiell som følge av kortslutninger på banen (touch wood!).

Derimot kan den normale drift forårsake generende forstyrrelser såfremt man i lang kabel har linjer som er usymmetriske mot jord som følge av visse tilkoplinger i endepunktene.

Normalt har vi en største induksjon ved 100 A strøm på 2 volt pr. km i våre kabler, når de ligger i normal avstand fra sporet på 1,8—2 meter, og når vi har en sporstrøm på 95 % av kontaktledningsstrømmen (se også T. M. nr. 4, 1957, side 115). Og ved så lavt påtrykk er  $r$  praktisk talt = 1. I de nyere installerte kabler derimot, som ligger ca. 12 m fra spormidte, har vi bare 0,15—0,3 volt pr. km (med rundt tall).

Det kan være ønskelig å komme ned på denne verdi også for kabler som av en eller annen grunn må ligge i banelegemet. Det kan med andre ord være

nødvendig å få  $r$  betydelig ned, nemlig til en verdi av ca. 0,3 ved bare 2 volt pr. km indusert spenning.

For å få dette til må man først og fremst redusere mantelmotstanden  $R_2$ . I 30-årene ble det derfor laget kabler hvor det innenfor blyrøret, mellom dette og de isolerte trådene inne i kabelen, var anbrakt et lag blanke koppertråder som da hadde kontakt med blyrøret og derved reduserte motstanden av dette.

Den spes. motst. av kopper er jo  $17,5 \Omega$  pr.  $\text{mm}^2$  pr. km, mens den for bly er  $208 \Omega$ , altså 12 ganger så stor.

Jeg har inntrykk av at «beskyttelseskopperet» kunne være opptil 50 % i tverrsnitt av «nytttekopperet» i kabelen. Det ble altså en temmelig kostbar reduksjonsfaktor. Nå til dags er man begynt å interessere seg for aluminium, som er billigere enn kopper og hvis spes. motst. er  $30 \Omega$  pr.  $\text{mm}^2$  pr. km. Man kan da legge aluminiumsbånd utenpå blyrøret og sørge for god elektrisk kontakt mellom blyrør og aluminiumsbånd i hver kabelskjøt. Det er fabriksmessig bedre å ha det materiale som skal forbedre reduksjonsfaktoren utenpå blyrøret enn innenfor. Imidlertid er aluminium ikke så motstandsdyktig mot kjemiske angrep fra jordbunnen som bly er. Derfor må den ferdige kabel, med påpresset blyrør og pålagte aluminiumsbånd beskyttes med en plastmantel før armeringsjernet legges på. Derved blir riktignok bly etc. isolert fra jord. Det kan man dog ikke ha, fordi betingelsen var jo at kabelens armering og blyrør skulle være godt jordet, ellers flyter det ingen nevneverdig, kompenserende mantelstrøm.

Man må følgelig jorde blyrør og aluminiumsbånd ved hjelp av særskilte jordplater i hver kabelskjøt og i hver stasjon.

For et spesielt tilfelle har kabelfabrikken beregnet en kabel med følgende mekaniske data:

Blyrørdiameter 32,6 mm

Blyrørtykkelse 2,3 mm

Aluminiumsbånd  $16,5 \times 1,0 \text{ mm}^2$

Jernbånd  $37,0 \times 0,8 \text{ mm}^2$

som vil få en reduksjonsfaktor ved  $16\frac{2}{3}$  Hz som kurven fig. 5 viser.

Kabelen i fig. 5 er av en type som brukes meget i felleskabelanlegg for Telegrafverket og Statsbanene. Den øvre kurve i fig. 5 viser den vanlige kabels reduksjonsfaktor.

Den nedre kurve viser reduksjonsfaktoren slik den er beregnet for samme kabel med aluminiumsbånd utenpå blyrøret.

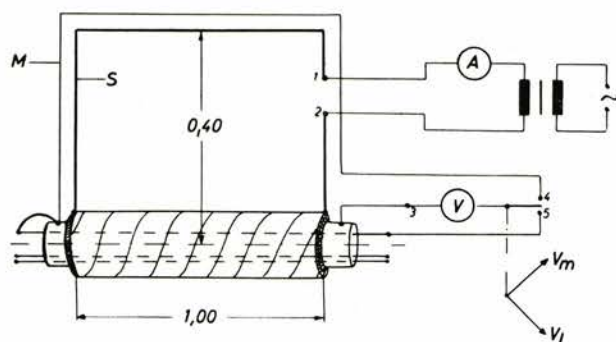


Fig. 6.

I tilslutning til disse nye synspunkter må nevnes at man nå måler reduksjonsfaktoren på en annen måte enn tidligere idet man måler spenningsfallet i mantelen ved prøvestrøm av kjent størrelse og den induserte spenning i en isolert tråd inne i kabelen. Og det anvendes kabelstykker av bare 1 meters lengde. Strømkilden og tilhørende tilpassingstransformator er så rikelig dimensjonert at spenningsfallet  $V_m$  i mantelen er *praktisk* sinusformet. Som praktisk sinusformet regnes en spenningskurve å være når ingen av dens momentanverdier avviker mere fra momentanverdien (av samme fase) av grunnfrekvensens spenningskurve enn 10 % av grunnfrekvensens amplitude.

Den induserte spenning i kabelen er sinusformet når strømmen i mantelen er det.

Når man har med praktisk sinusformede spennin-ger å gjøre, kan man benytte kjenslige likeretter-voltmeter (eller millivoltmeter) som er gradert i effektivverdier.

I og med at man arbeider med en kabelbit på

bare 1 meter, blir spenningen som kreves for å drive en bestemt strøm gjennom mantelen, meget mindre enn for en 25 meters prøvelengde, og armeringens magnetiseringsstrøm blir mindre, hvorved deformering av strømmen selvsagt også blir mindre.

I fig. 6 sees måleanordningen. Den viste «sløyfe» mellom kabel og returledning er valgt slik at den gir en gjensidig induksjon mellom dem på ca. 2 mikrohenry, for å imitere induktiviteten av jordreturkretsen for 1 m kabel.

Som skissen viser, måles da med et og samme instrument først den induserte spenning i en kabelleder inne i kabelen ( $v_1$ ) og dernest spenningsfallet i blyrør med armering ( $v_m$ ). Dette spenningsfall er i praksis, når kabelen er lagt i jorden, direkte lik den induserte spenning i mantelen, fordi den induserte spenning jo utløser seg i en strøm i slik at

$$i \cdot Z_2 = v_m$$

Altså måles nå 2 spenninger hvis kvotient gir oss reduksjonsfaktoren direkte:

$$r = \frac{v_1}{v_m}$$

Istedenfor påviklede aluminiumsbånd vil man om få år også her i landet få kabler med aluminiumsmantel istedenfor bly. Da vil kabler bli lettere, få mindre ytre dimensjoner og koste mindre. Dessuten blir man uavhengig av bly, som av og til er mangelvare, og derfor utsettes for store prissvingninger på verdensmarkedet.

Med aluminiumsmantler kan man regne med å få reduksjonsfaktorer som tilfredsstillende kravene enda bedre enn i dag.

## MUTRON KABELFEILSØKEAPPARAT TRANSISTORDREVET OSCILLATOR

Av konstruktør T. Westgaard og montør M. Didriksen

DK 621.315.2.004.6=396

I Tekniske Meddelelser NSB nr. 2 for april 1954 finnes på sidene 47–48 en artikkel kalt «Klappjakt på kabelfeil», hvor det bl. a. er omtalt et hjelpeapparat kalt «Mutron Universal Analyser» og ganske kort nevnt litt om bruken av det.

I nærværende artikkel skal gis en fyldigere beskrivelse av Mutron-apparatet og av dets bruk.

Apparatet består av:

1. Søkespolen,
2. Mutronforsterkeren,
3. I forbindelse med dette en spesiell oscillator.

Søkespolen er montert vridbar på enden av et ca. 60 cm langt ebonittrør, forsynt med et håndtak i den andre enden. Fra søkespolen er ført ut en skjermet 2-leder kabel, som ved hjelp av en plugg koples til Mutronforsterkerens inngang. Mutronforsterkeren er en batteridrevet 3-trinns regulerbar lavfrekvensforsterker. En høretelefon brukes vanligvis som indikator. Denne plugges til en jack på forsterkeren. Apparatet er dessuten forsynt med et voltmeter som indikator for utgangsspenningen. Ved lave inngangsnivåer er høretelefonen best.

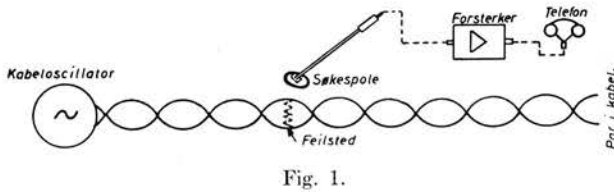


Fig. 1.

Anvendelsesområder:

I betjeningsinstruksen for «Mutronen» er nevnt ca. 25 anvendelsesområder for apparatet. Endel av disse anvendelsesområder er så spesielle og delvis betinget av spesielt «Mutron»-tilleggsutstyr, som vi ikke har funnet nødvendig å anskaffe. Vi har vesentlig benyttet apparatet for feilsøking, samt lokalisering av jordkabeltraséer.

1. Lokalisering av kortslutning (slyng). Se fig. 1. Den foran nevnte spesielle oscillatoren koples til to av de ledere som har slyng med hverandre. Man beveger seg med søkespolen langs kabeltraséen, og vil høre signaltonen inntil man når feilstedet. Her synker signalstyrken og blir fullstendig borte, hvis motstanden i feilstedet er liten (ikke over 40—50 ohm).

2. Avledning til jord (vassfeil): Oscillatoren koples til den av lederne som har *minst* overgangsmotstand til jord, for å unngå at tonen fortsetter forbi feilstedet. Bruken av søkespolen blir den samme som nevnt under punkt 1.

Erfaringer med «Mutron» kabelfeilsøker.

«Mutronen» har nå vært i bruk en årrekke ved lokalisering av kortslutning og avledning på kabelledere. F. eks. direkte slyng (Hægebostad, Kvinesheia) eller vassfeil (Bryn, Asker).

Ved vanlige, lengere jordkabler på elektrifiserte baner er de induserte strømmer i kabelarmoring og blyrør så store at søketonen vil overdøves. Derfor er det meget viktig at søketonen er *periodisk avbrutt*, ikke kontinuerlig. Den er da meget lettere å skille fra banestøyen.

Videre kan man eliminere banestøyen ved å grave kabelen fri, løfte den litt opp, så man kan få lagt søkespolen gunstigst mulig, nemlig slik at feltet fra søkestrømmen er sirkler som ligger eksentrisk

til kabelaksen. Se fig. 2. Denne måten å bruke søkespolen på, har vist seg å gi godt resultat i en rekke tilfelle.

Videre er det meget viktig at de to kablededere, som har slyng med hverandre, er like lange. Ellers vil søketonen høres helt til enden av den lengste leder, fordi denne har kapasitet mot jord også utenfor feilstedet, og oscillatorens poler dessuten har spenning mot jord.

Ved Asker (km 25,04) ble vi narret av dette forhold. Vi hadde tatt hull på kabelen ved km 25,254 og åpnet muffen ved km 24,362. Ved km 25,254 hadde man bare brutt den ene lederen i paret som søketonen var tilkople, søketonen fortsatte da videre på den ene lederen. Se fig. 3. Etterat den andre lederen også var brutt (ved x), fikk man sikker måling.

«Mutronen» som peileapparat.

Oscillatoren koples til mellom en kablededer og jord, eller mellom kabelarmoring og jord (eller blyrør og jord). Målesløyfen kortsluttes i kabelens annen ende.

Kabeltraséen kan peiles meget nøyaktig, selv om kabelen ligger opp til 1 meter dypt. Søkespolen føres horisontalt over bakken. Dette er en «nullmetode», man har sterk tone på begge sider av traséen, men null når søkespolen er rett over kabelen.

Ny oscillator for hjelp ved peiling av trasé og feilsøking på kabler.

Den spesielle oscillator som er nevnt i punkt 3 i innledningen, leveres egentlig sammen med Mutron-apparatet idet den er bygget inn i dette. Men etter våre erfaringer med bruken av Mutron-apparatet langs en elektrisk bane, må oscillatoren være langt kraftigere enn den originale.

For noen år siden ble det derfor ved Hovedstyret, Elektroavdelingen, anskaffet en vibratoroscillator for bruk i samband med Mutron kabelfeilsøker, ved lokalisering og feilsøking på kabler. Denne oscillator har gjort meget god nytte for seg, men har det aber at den er tung i vekt og meget uøkonomisk med

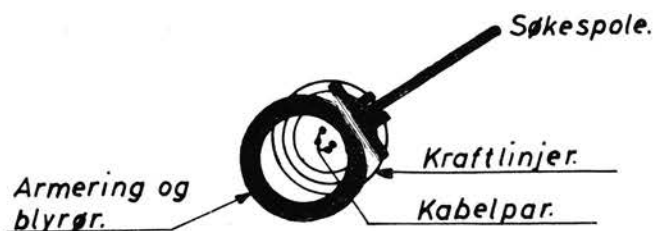


Fig. 2.

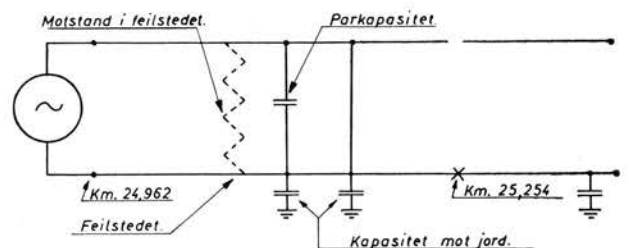
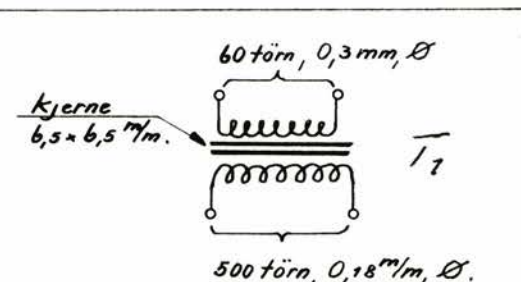
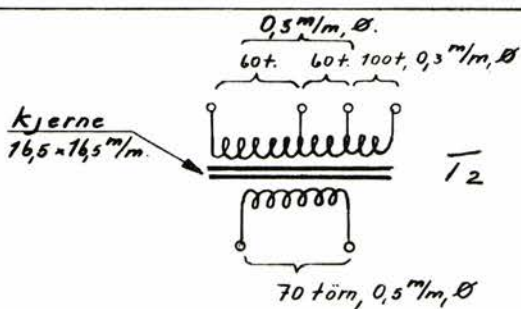
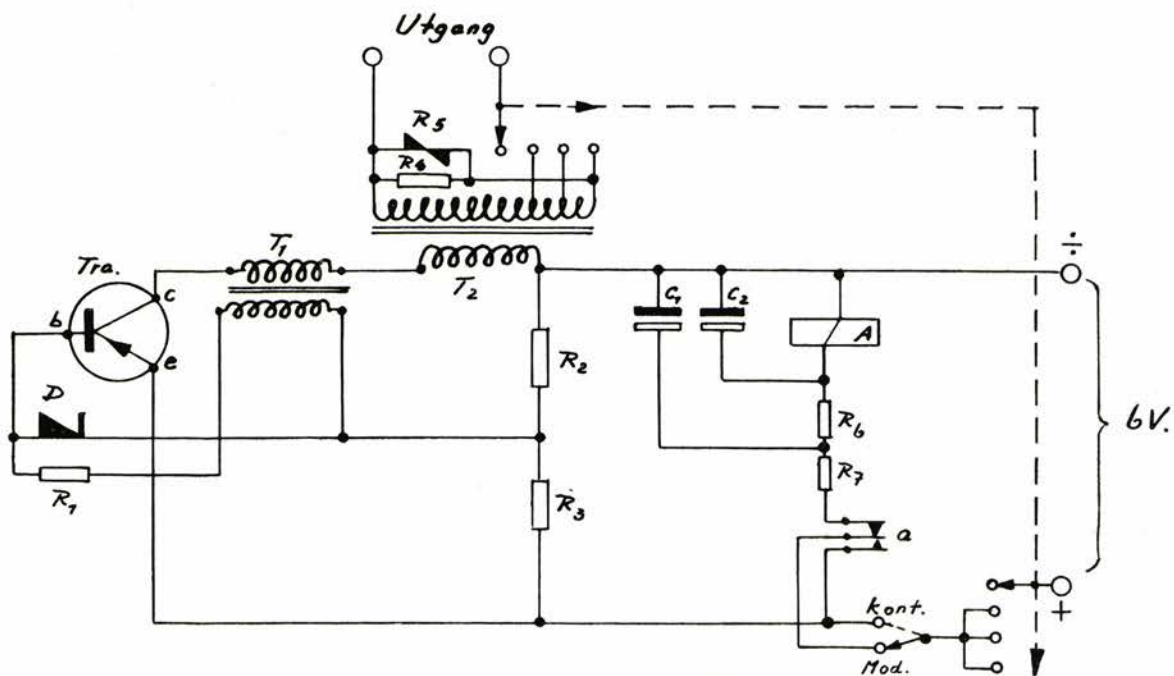


Fig. 3.





**Materiellfortegnelse.**

T <sub>1</sub>	=	Oscillatortrafo. (Permaloykjerne)
T <sub>2</sub>	=	Utg. trafo. vanlig trafoblikk
C <sub>1</sub>	=	1000 μF. / 12V. e. lytt. kond.
C <sub>2</sub>	=	" " " "
R <sub>1</sub>	=	100 Ω, 1/2 W. motstand
R <sub>2</sub>	=	600 " " " "
R <sub>3</sub>	=	20 " " " "
R <sub>4</sub>	=	3000 " " " "
R <sub>5</sub>	=	Sp. avhengig motstand
R <sub>6</sub>	=	50 Ω, 1/2 W. motstand.
R <sub>7</sub>	=	20 " " " "
Tra.	=	Effekttransistor, OC16
Relé	=	EB <sup>2</sup> modell, 100 Ω =
D	=	Germaniumdiode, OA85

Montør M. Didriksens konstruksjon.

Oscillator for feilsøking på kabler.

Målestokk	Tegn. 26/11-57 M.D.
	Trac. - " - J.W.
	Kfr.

Erstatning for:

Erstattet av:

E. S. laboratorium  
Tomtegt. 8, Oslo.  
Skisse nr. 100

Fig. 4.

hensyn til strømforbruk. Elektropersonalet i flere distrikter har på eget initiativ bygget oscillatorer basert på elektronrør i multivibratorokopling.

Oscillatorer basert på multivibratorokopling er rike på overtoner, men virkningsgraden er dårlig, og apparatet blir tungt i vekt, grunnet det store anodebatteri man er avhengig av ved batteridrift av rør. Ved E's laboratorium ble det derfor satt i gang forsøk for å finne fram til en hensiktsmessig kabelsøkeoscillator som erstatning for de gamle oscillatorene vi har.

Man kom fram til en meget stabil og økonomisk oscillator ved å benytte en effekt-transistor, type OC16, i en spesiell oscillatorokopling som er helt original. Tekniske data (se koplingskjema, fig. 4).

#### a) Oscillatortrinet.

En oscillator som skal nyttes for bruk på jordkabler ved elektrifiserte baner, må ha en frekvens som skiller seg ut såvel fra «banestøyen» som fra «blinken» fra stillverksanlegget. Dessuten må frekvensen ligge tilstrekkelig høyt slik at den kan bli forsterket i «Mutrondektoren»s forsterkerdel.

Didriksen's oscillator arbeider med en grunnfrekvens på ca. 750 perioder pr. sek., og er meget rik på overtoner, da transistoren i denne kopling arbeider som en firkantkurve (Square Wave) oscillator. (Se fig. 5. Oscillogram av kurveform ved belastning.)

Effekttransistoren arbeider som oscillator i felles emitterkopling. Frekvensen bestemmes vesentlig av induktiviteten i transformator  $T_1$ . Denne transformator er viklet på en permaloykjerne for å redusere hysteresetapene og selve vekten av apparatet. Frekvensen er innregulert ved justering av luftgapet i kjernen av nevnte transformator.

Tilbakekopplingsgraden er innstilt på et hensiktsmessig arbeidspunkt, ved hjelp av motstand  $R_1$ .

Dioden OA85 har som funksjon å blokere transistoren for uønskede induksjonsspenninger fra trafo  $T_1$ . Denne spenning ville, overlatt til seg selv, kunne stige høyt i den del av perioden hvor transistoren ikke trekker strøm (er høyohmig).

Oscillatorens start er sikret ved hjelp av en minuspenning på basen, forårsaket av spenningsdelingen over motstanden  $R_2$  og  $R_3$ .

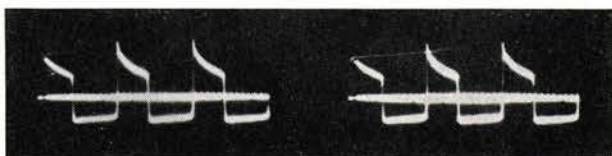


Fig. 5.

Induksjonsspenningen fra trafo  $T_1$ 's sekundærvikling virker på basen til en viss grense, bestemt av transistorens egen motspenning. Dette forhold gjør at koplingen er kortslutningsikker, sett fra utgangsklemmene, og dessuten vil det virke som automatisk regulering av utgangseffekten ved varierende belastninger.

#### b) Utgangstrinnet.

I serie med trafo  $T_1$  ligger utgangstrafoen  $T_2$ . Denne er forsynt med en 3-trinns vender for å kunne velge hensiktsmessig impedansetilpassing. For å unngå høye spenningsspisser ved åpne utgangsklemmer, er satt inn en amplitudebegrenser, som består av en spenningsavhengig motstand i parallell med en ren ohmsk motstand.

#### c) Virkemåte.

Når strømbryteren sluttes, vil basen få en  $\div$  spenning i forhold til emitteren, derved «åpnes» strømkretsen emitter-collektor. Strømmen i denne krets vil bygge opp et felt i transformator  $T_1$ . Når den induserte spenning i transformator  $T_1$ 's sekundærvikling blir tilstrekkelig høy, blokeres transistorens base (får  $+$ -polaritet), og collektorstrømmen går mot 0, derved vil feltet i  $T_1$  utlades gjennom dioden OA85.

Basen vil da på ny få  $\div$  spenning fra spenningsdeleren  $R_2$ ,  $R_3$ , collektorstrømmen stiger osv.

#### Moduleringsdel.

Reléet A arbeider i selvavbryterkopling med en motstand og kondensatorokopling som tidskonstant. Denne kopling er en forbedring av den vanlige motstand — kondensatorokoplingen som benyttes for tidsforsinkelser.

Kondensatorene  $C_1$  og  $C_2$  har samme kapasitet, men tidskonstantene vil være ulike i denne spesielle kopling.

Motstand  $R_7$ 's verdi er valgt slik at  $C_1$  er topp-ladet når  $C_2$  såvidt har nådd reléets tilslagsspenning. Når reléankeret begynner å trekke til, legges vendekontakten a over, derved vil  $C_1$  lades ut gjennom reléet, og sikre et godt tilslag. Moduleringsreléet arbeider med ca. 1 periode pr. sek.

## Resultater

#### a) Strømforbruk og virkningsgrad.

Apparatet drives normalt med 6 V = (4 stk. små rektangulære tørrelementer for felttelefonapparater). Strømforbruket ved 6 V er ca. 0,35 A. Nominell

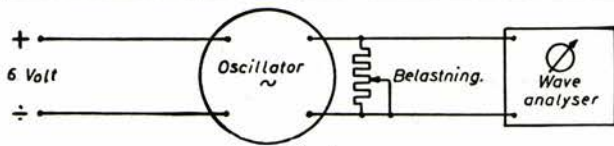


Fig. 6.

utgangsyttelse er ca. 0,8 Watt. Dette gir en virkningsgrad på ca.:  $\frac{0,8 \cdot 100}{6 \cdot 0,35} = 38 \%$

Hvilket er meget høyt for den slags utstyr. Som sammenlikning kan nevnes at en kabelsøkeoscillator med rør i multivibratorokopling har en virkningsgrad på noen få prosent. (Ved utgangsimpedanser fra ca. 5—20 ohm.) Didriksen's oscillator arbeider helt ned til 4 volt spenning, og kan i nødsfall kjøres fra et vanlig 4,5 volt lommelyktbatteri.

b) Laboratoriemålinger på apparatet.

1. Kontroll av grunnfrekvens og harmoniske.

Se fig. 6.

Belasting	Grunnfrekvens	Volt	Annen harmoniske	Tredje harmoniske	Fjerde harmoniske	Volt	Volt
ohm	Hz	∅	Hz	Hz	Hz	∅	∅
50	750	5,2	1500	2225	3000	1,8	1
100	750	7	1500	2225	3000	1,2	2
500	650	12	1300	1950	2600	5	3

Grunnfrekvens ved kortslutning = 750 Hz

Grunnfrekvens ved åpen utgang = 600 Hz

Frekvensen kan som før nevnt trimmes inn ved å variere luftgapet i trafo T<sub>1</sub>.

2. Måling av strømforbruk og utgangsspenning.

Se fig. 7.

I <sub>1</sub> = mA	I <sub>2</sub> ∅ mA	Volt ∅	Utgående ytelse i milliwatt	Belasting i ohm
400	260	2,8	728	10
340	200	4,5	900	25
400	120	6,2	744	50
360	100	8,0	800	75
330	85	9,0	765	100
250	50	12,5	725	250

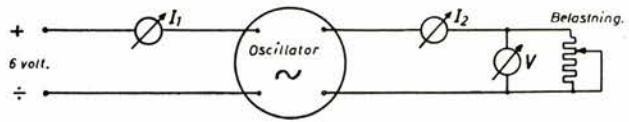


Fig. 7.

Driftsresultater. Prototypen av Didriksen's kabelsøkeoscillator er prøvd i Oslo distrikt i ca. et halvt års tid med meget godt resultat. Den arbeidet utmerket, har en karakteristisk tone — lett hørbar.

Konklusjon

Kabelsøkeoscillatoren som er beskrevet her, er grundig prøvd på laboratoriet, før den ble sendt ut i driften. Apparatet er solid bygd, og transistoren (OC16) er ganske svakt drevet.

Oscillatoren med moduleringsenhet er bygd på et lite aluminiumchassis, som er plasert i lokket på en kasse for felttelefonapparat. Apparatkassen tjener som beholder for oscillatorens batterier. Hele apparatets utvendige dimensjoner er: Lengde = 270 mm, høyde = 215 mm, bredde = 90 mm. Vekt ca. 4,63 kilo. Prisen komplett er ca. kr. 200.

Amplituder av grunnfrekvens og harmoniske ved 50, 100 og 500 ohms belastning.

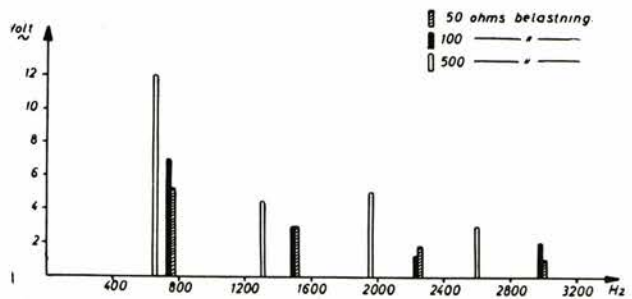


Fig. 8.

Seks kabelsøkeoscillatorer av beskrevne type er under fabrikasjon ved E's verksted i Tomtegt. 8. Disse apparater skal fordeles i distriktene for bruk i samband med de nye «Mutron» feildetektorer som alt er fordelt i distriktene.

TAKOVERBYGG

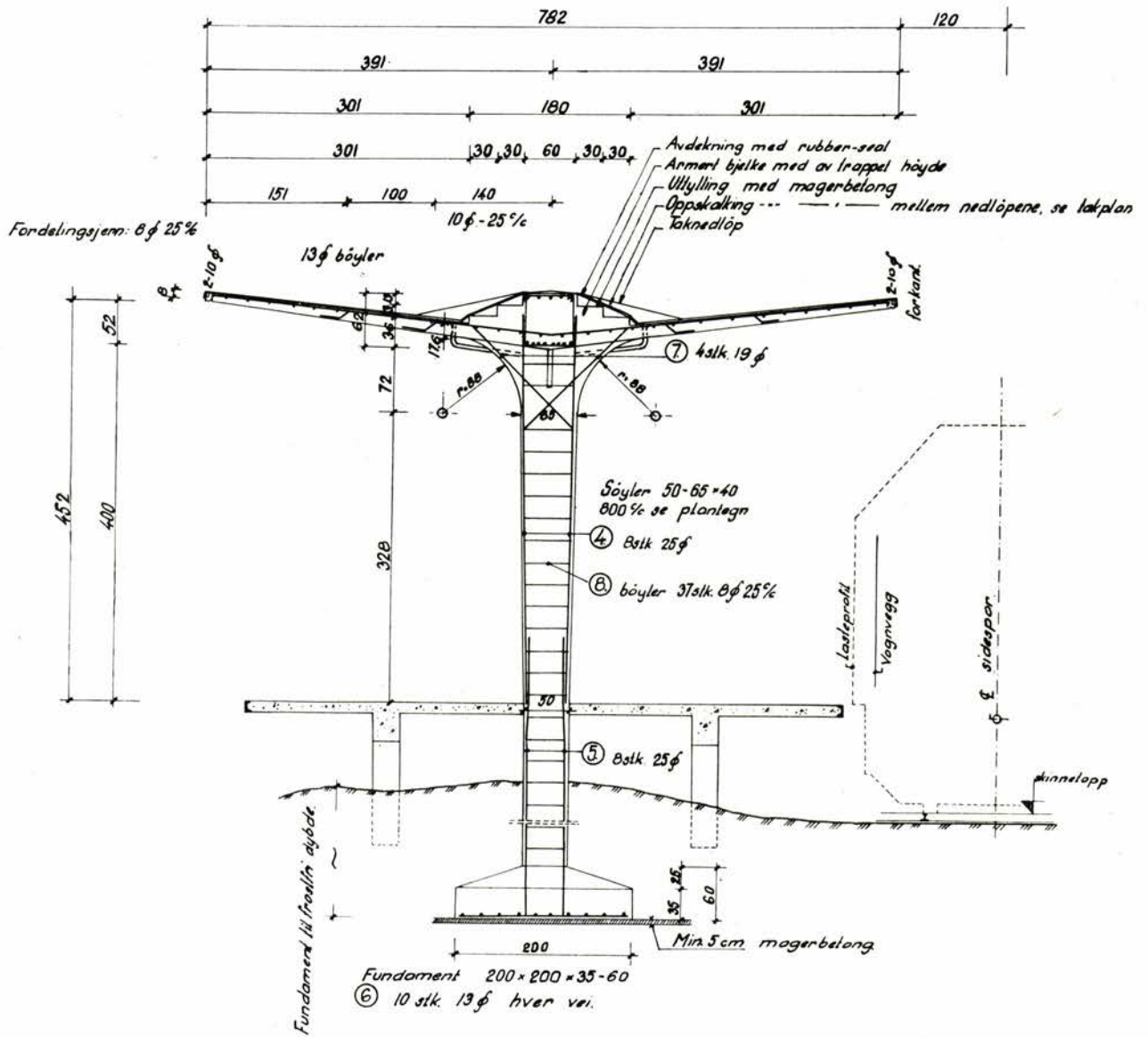
Av overingeniør Th. Carlsen, Hamar distrikt

På Hamar stasjon er en del av lasterampen ved godshuset forsynt med takoverbygg utført i stål-betong. I søndre ende av godshuset er bygget et tak i 37,2 m lengde, og i nordre ende et mindre tak — begge tak med samme tverrsnittprofil, som er vist på figuren, hvor betongdimensjoner og armering er angitt.

Takene er utført i paraplyform, idet de utkragede takplater hviler på en langsgående kontinuerlig midtbjelke som igjen bæres av søyler i 8 meters avstand.

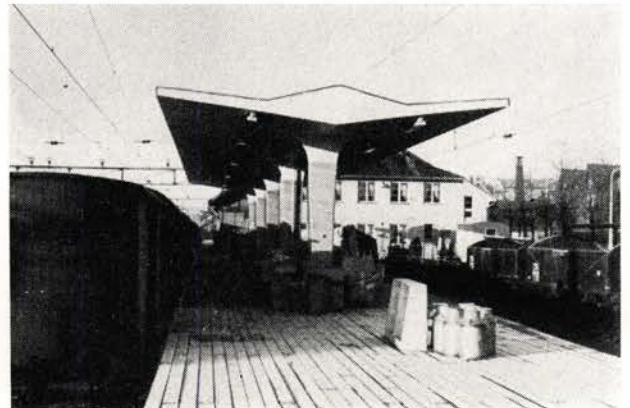
Disse er ført til frostfri dybde gjennom den eksisterende betongplattform og hviler på et 2 x 2 m jernbetongfundament.

34



Takflaten er glatt på undersiden idet midtbjelken stikker opp på oversiden av taket. Mellom takplaten og midtbjelken er utfyllt med betong, og taket har på hver side avløp som er ført rett ned. For å være helt sikker mot vannlekasjer er anvendt «rubber seal» takbelegg.

Ved usymmetrisk takbelastning blir søylene anstrengt på bøyning, men de er kraftig utformet mot sidekrefter. Det maksimale trykk på grunnen skulle bli ca. 18 t/m<sup>2</sup>. — Fugen mellom plattform og søyler er utfyllt med asfalt. — Overbygget må sies å ha et tiltalende utseende.



## KONKURRANSEN OM SLINGRINGSPROBLEMET VED JERNBANEMATERIELL

I Tekniske Meddelelser - NSB nr. 2 for mai 1955 var inntatt en meddelelse om at UIC's forskningsorgan ORE aktet å skrive ut en konkurranse for å stimulere den internasjonale forskning omkring slingreproblemet ved jernbanemateriell. Konkurransen er nå avsluttet, og vi gjengir nedenfor ORE's egen redegjørelse for resultatet.

På Den internasjonale jernbaneunions (UIC) styremøte i desember 1953 foreslo UIC's Kontor for forskning og forsøk (ORE) at det skulle holdes en konkurranse om teoretisk forskning i slingreproblemet for jernbanemateriell. Konkurransen skulle være åpen for alle forskere. Forslaget ble vedtatt og omfattet pristildeling for de beste fremlagte avhandlinger.

Konkurransen ble satt i gang i løpet av mai 1955. Omkring 200 personer eller institusjoner ba om opplysninger om konkurransen og betingelsene for deltakelse. Ved avslutningen i august 1956 forelå det 17 avhandlinger.

Da den internasjonale jury som var opprettet i den anledning, hadde studert disse avhandlinger, viste det seg at bare 5 avhandlinger hadde en viss interesse. På sitt siste møte, 12. juni 1957, besluttet endelig den internasjonale jury å utdele 3 premier. Denne premietildeling betyr på ingen måte at de premierte arbeider har svart til forventningene. I virkeligheten tilfredsstillter ingen av avhandlingene det stilte problem fullt ut, men de har alle gitt løsninger som kan godtas eller som det er av interesse å utdype. Sammendrag av de premierte avhandlinger er gjengitt i slutten av denne artikkel.

Etter at juryen hadde tatt sin avgjørelse, foretok Notarius Publicus åpningen av de forseglede brev med navnene på de forfattere som seiret. Det viste seg at de 3 premierte avhandlinger tilhørte:

Professor de Possel ved Alger universitet,

Ingeniør Jean Boutefoy ved trekkraftavdelingen i firmaet Alstom i Paris,

De japanske nasjonale jernbaners jernbanetekniske forskningsinstitutt, Japan.

Premieutdelingen ved ORE's formann, dr. Ir. den Hollander, fant sted i Utrecht den 11. juli 1957. De europeiske forfattere var til stede, mens Det jernbanetekniske institutt var representert ved Japans ambassade i Nederland.

### Sammendrag av professor R. de Possels avhandling

Etter vårt kjennskap har de arbeider om slingringen som hittil er utført, først og fremst studert tilfellet med lineær friksjon og konisk hjulring (for eksempel Y. Rocard), og differensialsystemet er da lineært.

Idet hypotesen om lineær friksjon beholdes, og det antas slitte skinner og hjulringer med profiler som svarer til dem som er gitt i konkurransebetingelsene, er det mulig å angi de forskjellige funksjoner som inngår i ligningene med tilnærmede uttrykk, slik at systemet ennå er lineært, men med en annen form.

Det uttrykk hvor hjulringens konsitet inngår, nemlig  $\beta = 1/20$ , erstattes av et tilsvarende uttrykk hvor  $\beta$  skulle få verdien 0,463 for de gitte profiler. Dertil kommer et tilleggsuttrykk som skyldes variasjonen i normalens retning i kontaktpunktet, og dette uttrykk medfører en annen konstant. Resultatene avviker vesentlig fra dem man får for et konisk hjul, selv i tilfelle meget svak slingring. Vi har studert disse resultater, idet det er tatt hensyn til siderulling og deformasjonene skinn-hjul.

Hypotesen med sammenligning av hjulringen med en konus synes oss illusorisk, i det minste i tilfelle gang på rettlinj og 2-akslet understell.

Når loven om lineær friksjon fører til stabilitet, vil en liten ujevnhet i sporet gi innledning til en slingring som dempes meget hurtig, slik den undersøkelser vi har gjort viser. I motsatt fall vil dens amplitude øke, inntil man kommer ut av det lineære område, og bevegelsen vil sannsynligvis gå mot en periodisk bevegelse med grensesvingetall for det ligningssystem som tilsvarende den ikke-lineære friksjon.

Vi har innført 4 forskjellige deformasjoner i de 4 kontaktpunkter. Man hadde hittil, synes det, regnet med like deformasjoner for hver av skinnene ved det forreste og bakre hjul. Disse deformasjoner inngår bare med 2 lineære kombinasjoner. Idet det tas hensyn til siderulling, er systemet da av 8. grad. Vi har studert dets stabilitet i det foreslåtte tall-eksempel ved forskjellige hastigheter. Vi har sammenliknet resultatene med dem som er oppnådd i de spesielle tilfelle hvor man ser bort fra deforma-

sjonene, siderullingen, eller begge samtidig. I dette siste tilfelle kommer man til stabilitet for løsningsene av det lineære system inntil ganske store hastigheter, mens ustabilitet ved alle hastigheter er det alminnelige tilfelle for koniske hjul.

Det ikke-lineære system som vi har oppnådd, har vi ikke funnet kommer inn i de tilfelle som er studert hittil. Det er kanskje mulig å finne grensevingetallene for dem ved tallintegrasjon, men tiden har ikke strukket til for oss til å fortsette en slik undersøkelse tilstrekkelig langt. Det ville uten tvil være nødvendig med egnede beregningsmidler. Ved oppstillingen av ligninger har vi ikke antatt en absolutt jevn rotasjon av akslene.

Endelig finnes det sannsynligvis periodiske løsninger av problemet med støt av hjulflensene mot skinnene, men de ligninger vi er kommet frem til, har syntes for kompliserte å diskutere i den tid vi hadde til rådighet. Undersøkelsen av slitte skinner har for øvrig fått oss til å tro at dette forhold bare inntreffer unntaksvis.

Utstrekningen av våre resultater til de tilfelle som er angitt i konkurransebetingelsene, slik som usymmetriske kjøretøyer, med flere aksler eller understell, ved kjøring i kurver, ville ikke medføre vanskeligheter, da den viktigste del av våre resultater gjelder tilfellet *en enkelt aksel*.

#### Sammendrag av ingeniør Boutefoys avhandling

Dette arbeid har til formål å undersøke innflytelsen av den vertikale opphengings nedbøyning på et jernbanekjøretøys stabilitet på banen, idet denne virker på verdien av «siderullingens periode». Det er sett bort fra opphengings innvendige demping.

De ligninger som angir systemets dynamiske likevekt, er oppsatt etter den metode som er vist av Rocard i «Actualités Scientifiques et Industrielles» idet det antas, slik Rocard har gjort, et lineært forhold mellom tangentialkraften og vinkelen for «psevdo-glidningen».

Idet de særskilte profiler for skinne og hjulring foreslått i konkurransebetingelsene er gitt, er det vist at man må tillegge hjulringenes konisitet ver-

dien 0,4, idet denne er definert som forholdet mellom variasjonen i radien for et hjul og størrelsen av akselens sideforskyvning som forårsaker denne variasjon i radius. Det er likeledes vist at da kontaktområdene for en hjulsats' 2 hjul på skinnene ikke har samme helning til horisontalen, har opplagringsreaksjoner en ikke ubetydelig komponent sideveis som har tendens til å sentrere akselen i sporet.

Anvendelsen av «Hürwitz' stabilitetsbetingelser» har ført til angivelsen av en «grensehastighet for stabilitet», og til at verdien av den gis som funksjon av kjøretøyet's hovedparametere og sporets karakteristikk (akselavstand, treghetsmoment, vertikal nedbøyning av opphengingen, siderullingsperiode, hjulringenes konisitet, sporets sidestivhet).

Man har bestrebet seg på å finne igjen disse resultater ved hjelp av en eksperimentell undersøkelse på en 2-akslet vognmodell.

Til slutt er behandlet anvendelsen av beregningsmetoden på tilfellet boggikjøretøy.

#### Sammendrag av De japanske jernbaners jernbanetekniske forskningsinstitutt's avhandling

Avhandlingen, nr. 46 323 330, er delt i to: en teoretisk del som alene blir beskrevet her, og en praktisk del.

Slingringen studeres først for en enkelt hjulsats som er helt fri, derpå for et 2-akslet kjøretøy med følgende særpreg:

vognkassens siderulling er holdt utenfor, det finnes ingen side-deformasjon av skinnene eller av hjulene,

akslene har bevegelser i forhold til vognkassen, som er begrenset ved forbindelsesanordningene.

De anvendte ligninger er utelukkende lineære og tar ikke hensyn til den virkning av sideforbindelsen som skyldes variasjonene i tangentplanets helning i kontaktpunktet mellom hjulet og skinnen. De gjelder derfor bare for det tilfelle at hjulene er helt koniske.

Beregningen munner ut i bestemmelse av stabilitetsgrensene under hensyn til forbindelsene mellom aksler og vognkasse.

DK 621.315.23:621.331(481)=396

SAXEGAARD, L.: Ny telefonkabeltype for elektrifiserte baner. (A new type of telephone cable for electrified railways.) Tekn. medd.-NSB, 6 (1958), no. 1, pp. 25—29.

A theoretical study of the shielding factor of cables, concluding with a recommendation of aluminium sheathing.

DK 621.315.2.004.6=396

WESTGAARD, T. og DIDRIKSEN, M.: Mutron kabelfeilsøkeapparat. Transistor-drevet oscillator. (Mutron Universal Analyser. Transistor operated oscillator.) Tekn. medd.-NSB, 6 (1958), no. 1, pp. 29—33.

A short description of the "The Mutron Universal Analyser" and of a unique and effective oscillator to be used in connection with the "Mutron".

