

Bommen som sköter sig själv

Vid vägövergångar, där trafiken är livlig och sikten skymd, borde Signalbolagets helautomatiska fällbommar vara självskrivna. Landsvägstrafiken stoppas ej upp mer än vad som är nödvändigt för förringning, fällning, tågpassage och lyftning. Hela manövern sker automatiskt, och tåget själv utlöser de impulser, som startar fällning och lyftning av bommarna. Signalbolagets helautomatiska fällbommar förenar god trafik-säkerhet med låga driftkostnader.

Ericsson
LM

Ring eller skriv till Signalbolaget, Stockholm 32, telefon namnanrop "L M Ericsson", så får Ni alla upplysningar!

SIGNALBOLAGET

ÅSSA

Trycksmörjningsapparater
i specialutföranden, med och utan
synlig oljekontroll,

för ånglok, elektriska lok och diesellok,
äro helt av svensk tillverkning, konstruktivt fulländade och
precisionstillverkade av bästa material.

**Vi erbjuda de svenska järnvägarna våra apparater
jänte alla tillbehör:**

enfordrliga typer av förskruvningar, smörjledningar för rör-
liga smörjpunkter, spärrventiler, oljeatomiseringsanordningar
och tvångsstyrda oljefördelare.

Ätvidabergs Spårväxlar & Signalfabriks A.-B.

Nybrogatan 7 — STOCKHOLM

Tel. 61 79 56, 61 79 57



**Fabriks- och husbyggnader,
grundläggningar, skyddsrum samt alla slag av
arbeten inom väg- och vattenbyggnadsfacket.**

Införda vårt anbud!



A/B VÄGFÖRBÄTTRINGAR

LUND · STOCKHOLM · KARLSTAD

Entreprenören med de stora resurserna



BERÄTTELSE
från Banavdelningens rapportör,
för åren 1945 — 1946.



KARLSHAMN 1946

A.-B. E. G. JOHANSSONS BOKTRYCKERI



INNEHÅLLSFÖRTECKNING.

	Sid.
Skensvetsningens utveckling i Norden under de senaste fem åren ..	3
Undersökning av den rullande materielens inverkan på spåröverbyggnaden	12
Erfarenheter beträffande slitaget av kontaktledningen vid GDG	28
Elektrifiering av GDG huvudlinje Göteborg—Gävle	34
Svetsning av spräckta skarvjärn	39
Synpunkter på körteknik vid elektrisk tågdrift	41
Apparater för kontroll av spårvidd och rälsförhöjning	46
Bortsprängning av tunnel å N. Kl. J.	50
Säregat rättsfall	59

Skensvetsningens utveckling i Norden under de senaste fem åren.

Av civilingenjör Gunnar Insulander.

I Nordisk Jernbanetidskrift (nr. 2 och 3) lämnades 1941 en redogörelse för gassvetsningens genombrott på skensvetsningsområdet, för det praktiska utförandet av påsvetsning på korsningar och skarvsvetsning samt för gjorda undersökningar av skarvarnas metallografi och hållfasthet.

Sedan dess har svetsningens möjligheter i stor utsträckning utnyttjats av såväl enskilda och statliga järnvägar som spårvägar.

Den utbildade personalen fördelar sig på följande sätt:

	Sverige	Norge	Danmark	Finland
E. J.	41	—	2	—
S. J.	52	—	9	—
Spårv.	26	—	4	—
Priv.	10	1	2	2
Summa	129	1	17	2

Härav har 11 st. E. J.-svetsare som följd av järnvägsförstatligandet övergått till S. J. i Sverige och 2 från E. J. till D. S. B. i Danmark. Givetvis ha också en del avgått ur yrket.

Av ovanstående äro 13 st. i befälsställning och verka sålunda icke aktivt som svetsare, utan ha till uppgift att leda och övervaka svetsningsarbetena. I detta avseende ha Danska Statsbanerne gått längst, i det att en särskild baningenjörsbefattning

skapats, vars innehavare helt ägnar sig åt banavdelningens svetsningsfrågor, antingen det nu är fråga om motståndssvetsning i Fredricia eller smältsvetsning i spår eller i banavdelningens verkstäder. Sålunda inrättades bl. a. en särskild liten verkstad för massproduktion av svetsade övergångsskarvar av alla olika förekommande typer.

Under de första åren, fram till 1943, utfördes i Sverige huvudsakligen påsvetsning på korsningar och skarvsvetsning. Under de senaste tre åren har försök gjorts även med påsvetsning på krökta växeltingor och med framställning av helsvetsade stumkorsningar. Att dessa arbeten icke utförts tidigare är helt naturligt, i det att de fordra avsevärt större rutin. Helsvetsning av en stumkorsning kräver mera all-round kunskap än en till enbart skensvetsare utbildad karl är mäktig och har därför utförts av två svetsmästare.

I regel ha pionjärarbetena gjorts vid E. J., under det att de största arbetena gjorts vid S. J. Någon statistik över de arbeten som gjorts vid E. J. eller utom Sverige har jag icke tillgänglig annat än för enstaka enskilda järnvägar. Denna statistik är av för liten omfattning för att kunna anses som allmänt giltig; den anföres därför icke här. För S. J. däremot finnes statistik (även omfattande efterkalkyler) och delar ur densamma återgivas här nedan. Utöver nämnda arbeten har påsvetsning av slirsår vid vattenkastare och i svåra stigningar ävensom påsvetsning av skenäндar utförts.

En normal skarv, särskilt en svävande sådan, blir dels nedbockad, dels nedslagen och nednött. Nedbockningen har i stor utsträckning hjälpts upp med B. J. rälsuppböckningsapparat, medan nedslagningen av skenornas ändar (15—70 mm i skenans längdriktning) bättrats medelst påsvetsning med ett slitstarkt material. (P-350 har visat sig ha 3 à 4 ggr så stor slitstyrka som skenmaterialet). Slirsårens påsvetsning bör ju ha samma hårdhet som skenmaterialet, varför man där bör välja en motsvarande svetstråd (P-250), samma som användes uppe i skenhuvudet vid skarvsvetsning.

S. J. statistik för åren 1938—1944 ser ut som följer:

	Påsvetsade växelkorsningar		Påsvetsade skenändar		Hopsvetsade skenskarvar	
	Antal	à pris	Antal		Antal	à pris
1938	284	?	?		47	?
1939	904	60	?		238	18
1940	794	50	?		418	22
1941	1144	41	1372		272	23
1942	652	40	16325		645	20 x)
1943	1137	49	12227		1215	26
1944	1123	41 x)	12474		1355	21 x)
	6038		42398		4190	

x) excl. traktamenten.

Siffrorna äro hämtade ur S. J. Publikationer: Teknisk-ekonomisk redogörelse för banavdelningens verksamhet 1938—44. Efterkalkylerna omfatta endast utlagda pengar, eller:

- 1) Dissousgas till ett pris som under åren stegrats från 1.50 kr./kg. till 3:— kr./kg. (från S.J. egna gasstationer i Laxå och Boden).
- 2) Syrgas till 0.91 kr./m³.
- 3) Svetstråd enl. lagerpris.
- 4) Utbetalad lön.
- 5) 5 % på ovanst. för verktygsslitage.
- 6) Traktamenten.

Påsvetsningsarbetena ha lyckats 100-procentigt, med undantag för att en arbetare *mot given instruktion* vid två tillfällen började svetsa på korsningsspetsar av mangangjutstål (13—14 % Mn). Svetsaren ifråga skildes från sitt arbete och fick återgå till vanligt banarbete.

Bland de t. o. m. 1944 vid S. J. svetsade skarvarna, 4.190 st. har intet brott förekommit. S. J. har, sedan svetsningen kom att omfatta en relativt stor arbetsstyrka, haft en man med signalreparatörs grad, som tjänstgör som bas för skensvetsarna. Hans uppgift är att besiktiga de korsningar, bansektionerna vilja ha

påsvetsade, att göra förkalkyler till dessa samt att övervaka arbetena. Han vidmakthåller ständigt sina svetskunskaper och avlägger varje år kompetensprov. Vidare har S. J. låtit alla sina skensvetsare avlägga ett prov varje vår före arbetssäsongens början. Allt detta är i överensstämmelse med de förslag, som från Agas sida alltid lämnas järnvägarna.

Vid en enskild järnväg har det visat sig, att brott uppstått på ett flertal svets skarvar. Dessa brutna skarvar återfinnas samtliga på en gammal, hård engelsk skenkvalitet (ett stort antal skarvar på "blöta" tyska skenor har även svetsats vid samma järnväg) och, vilket är viktigt och intressant, de ha praktiskt taget samtliga utförts av ett och samma av järnvägens tre svetsarelag.

Man kan därav draga vissa slutsatser, nämligen, dels att svetsningsfel i övergången mellan mjukt svetsgods och hårt skenstål är farligare än mellan mjukt svetsgods och "blött" skenstål, (ingen anledning finnes att förmoda, att mindre fel gjorts på den ena än på den andra av dessa två ståltyper), dels att skensvetsning liksom allt annat kvalitetsarbete bör övervakas av sakkunnig arbetsledare. Svetsning på skenor eller vad det vara må, kan icke utklassas som arbetsmetod, därför att



Fig. 1. Växeltunga med stödräl före påsvetsning.

misslyckanden gjorts. Järnvägens övriga två arbetslags arbeten liksom alla lyckade arbeten vid andra trafikföretag visa, att svetsning är en fullgod arbetsmetod. En sakkunnig förman hade snart upptäckt det underhaltiga utförandet av svetsningarna. Tyvärr har de ifrågavarande svetsarnas missgrepp ej upptäckts, förrän de svetsat ett stort antal skarvar.

År 1943 gjordes vid S. J. i Göteborg de första verkligt framgångsrika försöken med påsvetsning på krökta växel tungor och tillhörande stödskenor. Växlarna i växelgatorna på Göteborg C bli hårt slitna och när de kasserats, ha de påsvetsats i förråd (svetstråd: P-350). Längden av denna påsvetsning har varierat inom vida gränser och erfarenheten pekar redan på att det — liksom fallet är med växelkorsningar — är lämpligast att göra påsvetsningen på ett ganska tidigt stadium, så att den kommer att omfatta c:a 750 mm på var sida om växelspetsen. Härvid bygges stödskenans huvud ut något (2 mm) över själva tungspetsen, så att denna skyddas. Utbyggnaden spetsas ut åt båda ändar c:a 250 mm. Påsvetsning inkl. fullständig översyn av växelhalvan kostar c:a 1/3 av en ny och den påsvetsade håller 3 à 4 ggr så länge. Dessutom sparas inläggning i spår av 2 à 3 nya växelhalvor.

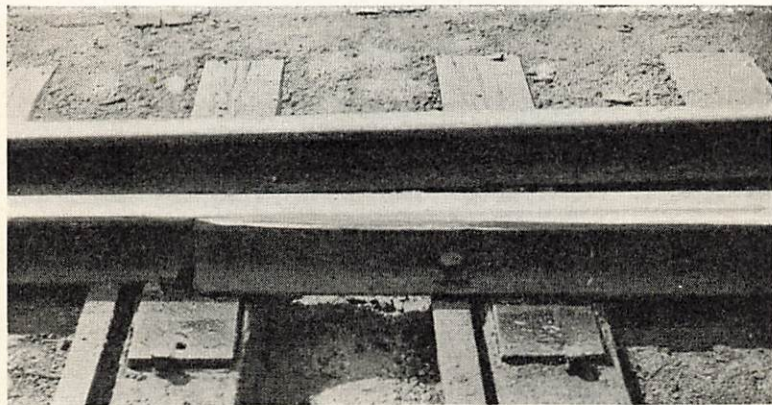


Fig. 2. Växeltunga med stödräl efter påsvetsning.

Förutsättningen för att här nämnda arbeten skola kunna utföras är, att specialutbildad personal står till förfogande. Utbildningen för påsvetsning av växelkorsningar och skarvsvetsning tarvar en åtta veckors kurs på Aga, Lidingö, samt en vecka under sakkunnig ledning i spår. För påsvetsning på tungor fordras ett par säsongers övning i påsvetsning på korsningar.

Bäst såsom elever i svetskurs äro händiga banarbetare, som veta, vilka anspråk man måste ställa på spårets läge och som icke ha svetsat tidigare. En förut genomgången svetsningsutbildning är naturligtvis ej till hinders men "sjävlärda svetsare" äro mycket svåra att omskola. Lämpligaste ålder är 25—35 år.

Om en utbildad svetsare sysselsättes med påsvetsning, amorteras kursavgift, lön och vivre under utbildningstiden samt svetsutrustning på en tid av c:a 4 veckor.

För svetsning av en stumkorsning av gatuskenor fordras väsentligt större kunskaper. Om två duktiga skensvetsare med några års erfarenhet få biträda vid tillverkning av en korsning, torde de sedan kunna utföra ett sådant arbete på egen hand.

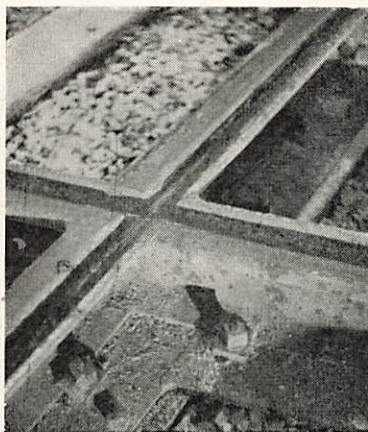


Fig. 3. Helsvetsad stumkorsning.

På de två stumkorsningar som utfördes för B. J. hösten 1944 och våren 1945 var arbetsförloppet följande:

1) Ett bottenplåtkryss svetsades av 3000 mm långa, 450 mm breda och 16 mm tjocka plåtar.

2) Gatuskenor (Phoenix 37) kapades till, så att två skenor voro genomgående, 6100 mm långa och mellan och till dessa svetsades 6 bitar i dubbla T-fogar. Insvetsningen i livet var besvärlig ($V = 60^\circ$) därför att brännaren fick arbeta i botten på den ficka, som bildades av liv, fot och huvud, resp. flänsrännna. Brännaren blir vid sådant arbete överhettad och risk uppstår att gasen tändes inuti brännaren.

3) Huvudet i korsningspunkterna byggdes upp i svetsgods, i nedre delen H-44, i övre delen P-350.

4) Botten i flänsrännorna höjdes medelst påsvetsning i korsningspunkterna, (svetstråd P-350), så att dessa blevo flänsbärande; upplöpssträckorna gjordes c:a 300 mm åt var sida. Denna påsvetsning slipades, medan farbana och farkant smiddes till rätt form.

5) Oberäknade formförändringar justerades. Genom att en del av de spänningar, som uppkommit på grund av ojämn avsvalningshastighet efter valsningen, utlösas vid förnyad lokal uppvärmning, uppstå oberäknliga formförändringar, som elimineras genom krympning med svetslågans hjälp.

Fördelarna hos en dylik helsvetsad korsning i jämförelse med t. ex. en av mangangjut-stål äro följande:

1) Hela spårkorsningen blir i ett stycke. (De enda bultar, som förekomma, äro de, som förbinda korsningen med bottenplåten.)

2) De fria skenändarna kunna göras långa och ev. svetsas till anslutande skenor av vanlig vignoltyp.

3) I mån av förslitning, kan flänsrännans botten påsvetsas. Även om P-350 ger ett gods med långt större slithållbarhet än mangangjutstålet, blir ju dock påsvetsning så småningom behöflig.

4) Den helsvetsade korsningen blir billigare.

Ett mindre arbete, som dock är av rätt stort intresse, var påsvetsning på de kilskarvjärn, som låsa B. J. svängbro över Trollhätte Kanal. Dessa voro så hårt slitna, att även skenändarna voro nedkörda c:a 3 à 4 mm.

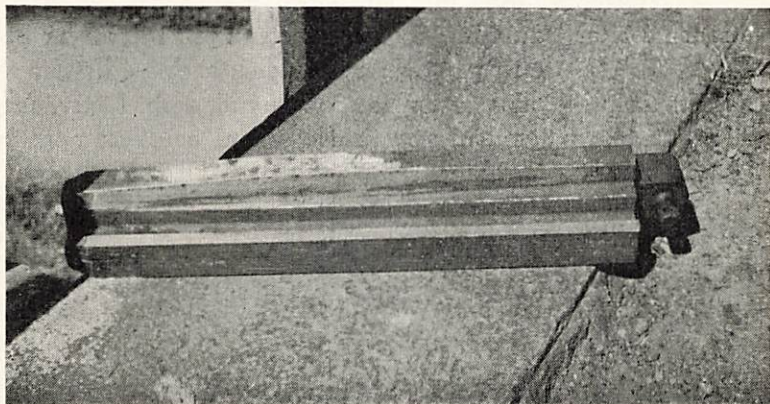


Fig. 4. Påsvetsad kil till skenskarven vid ändarne av Trollhätte svängbro.

Stor slithållbarhet var ju här av nöden, men samtidigt utsätts skarvjärnen för våldsamma slag, så att ett hårt material lätt kunde bli för sprött. Vi valde P-350, men utförde svetsningen i fyr, så att avsvalningshastigheten och därmed sprödheten minskades.

I Nordens övriga länder har, som på många andra områden, kriget haft bromsande inverkan. Kort före kriget utbildades några svetsare för Norge och Finland.

Finska statsbanorna läto utföra en provsträcka vid Fredriksberg, öster om Helsingfors, och denna har varit oklanderlig. Vidare utfördes några påsvetsningar på korsningar i förråd och sedan förhållandena i Finland stabiliserats, beräknas skensvetsningen komma igång på allvar.

I Norge låg arbetet nere under hela kriget trots flera försök att få det igång. I november d. å. var en delegation från N. S. B. på besök i Sverige för att studera framstegen på skensvetsningens område och det förefaller sannolikt att Norge redan till våren 1946 får ett ganska stort antal skensvetsare.

I Danmark gjordes 1938 en demonstrationssvetsning vid D. S. B. som resulterade i att en ingenjör jämte två man deltog i skensvetsningskursen 1941. Året efter hölls en kurs i Köpenhamn med deltagare från D. S. B. (däribland nuvarande "skensvetsnings-baningenjören"), Sydfynske Jern-baner, som sedermera förstatligats och Köpenhamns Spårvägar (K. S.) Skensvetsningen synes vid K. S. utvecklas normalt. På grund av den svåra materialbristen har svetsningen kommit till användning på hårt slitet material, som annars aldrig skulle komma i spår. Vid K. S. ha lyckade försök gjorts att tillverka tungor genom att till änden på en spårvägsskena svetsa en ändrad tunga från en sliten järnvägsväxel.

Svetsning duger till mycket och bara de arbetare, som utbildats, fått erfarenhet och få komma under sakkunnig ledning, visar det sig, att långt mera kan göras på spåröverbyggnaden, än vederbörande baningenjör tidigare föreställt sig.

Jag vill uttrycka den förhoppningen, att de stora möjligheter, som här erbjuda sig, måtte bli väl tillvaratagna till järnvägarnas fromma i den hårda konkurrens som nu kommer att möta dem.

Undersökning av den rullande materielens inverkan på spåröverbyggnaden.

Inverkan av det dynamiska tillskottet vid rälsfordon är alltså ett ämne som ganska sparsamt behandlats i vare sig svensk eller utländsk litteratur.

Enligt bestämmelserna i Svensk Författningssamling skall vid beräkning av järnvägsbroar till den statiska belastningen från järnvägsfordonet läggas ett dynamiskt tillskott på grund av tågbelastningens rörelser samt oregelbundenhet hos den rullande materielen och brobanan i vertikal led, som i procent beräknas ur formeln

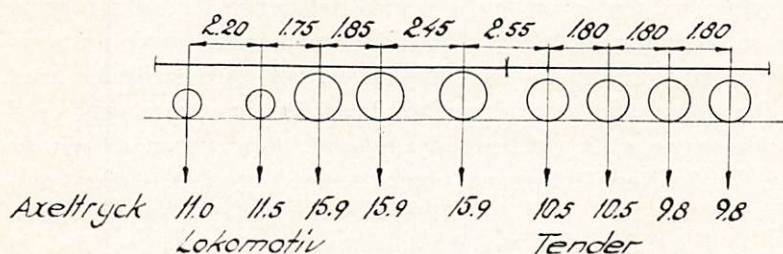
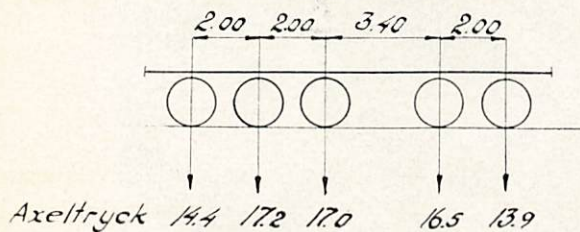
$$\varepsilon = \frac{370 + 15,5 (v-10)}{20 + 1}$$

där l = teoretiska belastade längden i meter (d. v. s. avståndet mellan de båda nollpunkter, som närmast begränsa lastställningen för den sökta inverkan på konstruktionsdelen ifråga).

v = tåghastigheten i kilometer per timme.

Formeln har sammanställts efter vissa försök och utredningar företagna vid Statens Järnvägar under åren 1923—1928. Vid ett närmare studium av dessa försök lägger man dock märke till den stora spridningen hos de härvid uppmätta värdena, en företeelse, som även återfinnes hos de försöks-serier, som publicerats i den utländska litteraturen.

Maximihastigheten för elektrolok på en nyligen elektrifierad bandel skulle bestämmas. Ifrågasvarande linje hade tidigare trafikerats med ånglok, varvid största tillåtna hastighet var 80 km per timme. Man avsåg att kunna framföra elektrolok litt. Ds med 90 km per timme samt elektrolok litt O med 80 km per timme (fig. 1).

Ånglok litt. B₃Elektrolok litt. D₅

Elektrolok litt. O.

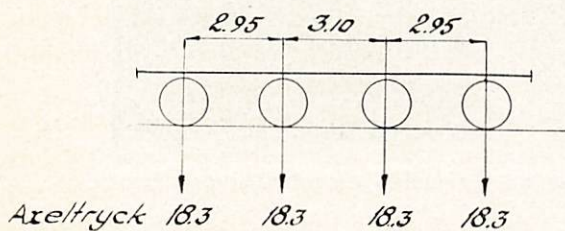


Fig. 1. Belastningsdiagram för ånglok litt. B₃, elektrolok litt. D₅ och O.

För att jämföra storleken av det dynamiska tillskottet för ånglok av tidigare använd typ med detsamma för elektrolok av ovan angivna slag, igångsattes försök med framförande av provlok med varierande hastighet över två järnvägsbroar med olika spännvidd, varvid nedböjningsmätningar företogs med hjälp av en självregistrerande apparat, vars utseende framgår av fig. 2. Nedböjningarna uppmättes vid bromitt, där appara-

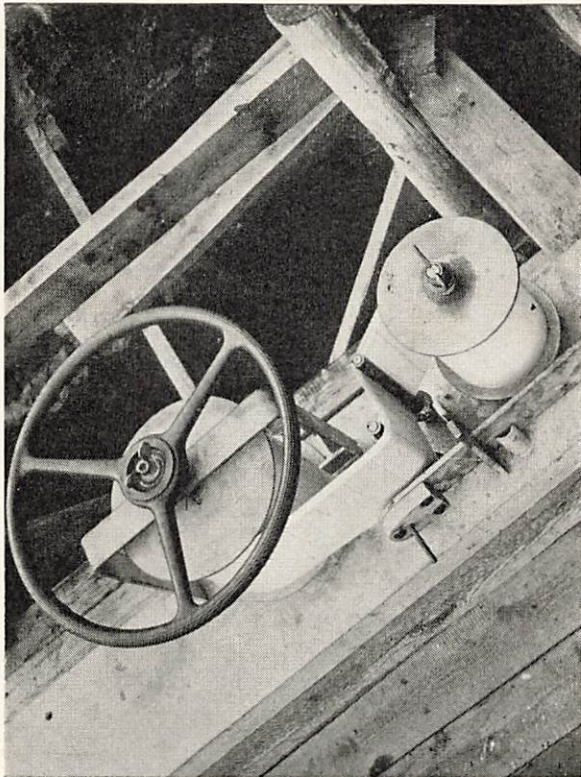


Fig. 2. Apparat för nedböjningsmätning å broar.

ten placerats på en stadig pålställning under bron, helt fristående från densamma (fig. 3). Apparaten består av en olikarmad

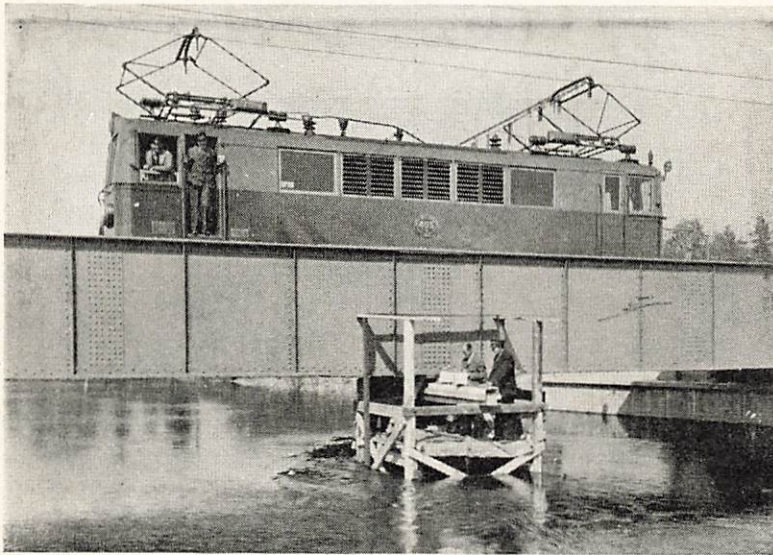


Fig. 3. Uppmätning av nedböjningen vid spannmitt.

hävstång, vars korta arm på översidan försetts med en egg, som får vila mot underflänsen på endera broregel. Den långa armen hade utrustats med ett ritstift, som pressades mot en millimterrutad pappersremsa, som vid belastningsproven framfördes med konstant hastighet. Hävstångsarmarnas längder voro så avpassade, att bron nedböjning registrerades på remsan i fem gånger förstörad skala.

Den ena bron bestod av fyra helvalsade stålbalkar Dip 40 med ett fritt upplagt spann om 5,8 meters teoretisk spännvidd. Den andra bron hade ett fritt upplagt spann, som bestod av två nitade plätreglar med tvärbalkar och sekundära långreglar med 23,8 meters teoretisk spännvidd.

På dessa båda broar hava omkring 200 belastningsprov utförts. Siffrorna äro därefter sammanställda i diagram, som

utvisa dels de högsta uppmätta värdena för olika loktyper, dels medeltalet av samtliga värden för varje lok och hastighet.

Här nedan skall för vardera bron genomföras en beräkning av de teoretiska nedböjningar, som erhålles för provloken litt. B₃, D₅ och O.

Bro nr 1. Överbyggnad av fyra stycken Dip 40 med 5,8 meters teoretisk spännvidd.

Tröghetsmoment:

Dip 40	4×60640	= 242560 cm ⁴
Nitavdrag	$4 \times 4 \times 2,0 \times 2,6 \times 20^2$	= 33360 »
I netto		= 209200 cm ⁴

Moment av belastningen 1 ton i brons mitt:

$$M_1 = \frac{1}{4} \times 1,0 \times 5,8 = 1,45 \text{ t m}$$

Momentytan är en likbent triangel med höjden 1,45.

För beräkning av influenslinjen för mittpunktens nedböjning placeras ovan nämnda momentyta, dividerad med brons tröghetsmoment, såsom belastning på spännvidden 5,8 m.

$$M_2 = \frac{1}{12} \frac{1,45}{0,002092} \times 5,8^2 = 1950$$

Influenslinjen för mittpunktens nedböjning visas i fig. 4.

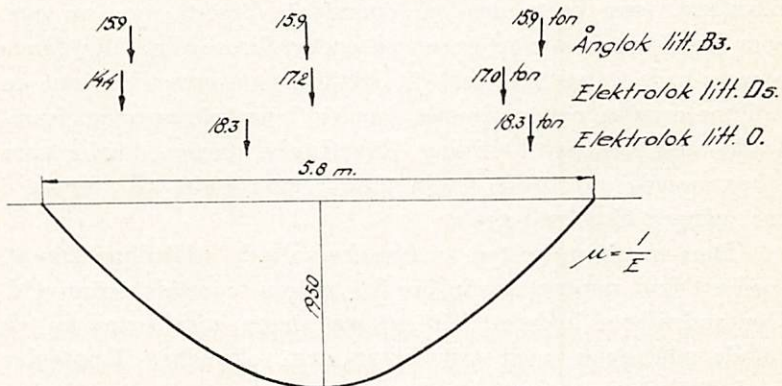


Fig. 4. Influenslinje för mittpunktens nedböjning å bro med 5,8 m. teoretisk spännvidd.

Modulen är $\mu = \frac{1}{E}$.

Ogynnsammaste lastställning för de undersökta loktyperna giva nedanstående nedböjningar, betecknade med bokstaven δ .

Lok litt. B3

Med en lastställning enligt fig. 5 erhålles:

$$15,9 (920 + 1930 + 540) = 53800$$

samt nedböjning vid bromitt

$$\delta_1 = \frac{53800 \times 10^3}{21,5 \times 10^6} = 2,50 \text{ mm.}$$

Lok litt. Ds

På motsvarande sätt erhålles:

$$14,4 \times 830 + 17,2 \times 1950 + 17,0 \times 920 = 61100$$

$$\delta_2 = \frac{61100 \times 10^3}{21,5 \times 10^6} = 2,85 \text{ mm}$$

Lok litt. O

På motsvarande sätt erhålles:

$$18,3 (1770 + 680) = 44800$$

$$\delta_3 = \frac{44800 \times 10^3}{21,5 \times 10^6} = 2,09 \text{ mm}$$

Genom tillämpning av normalbestämmelsernas dynamiska tillskott för olika hastigheter erhålles den heldragna kurvlinjen å fig. 5. Den streckade linjen utvisar medelvärdet av uppmätta nedböjningar samt den streckprickade linjen de högsta uppmätta värdena för ovan angivna loktyper.

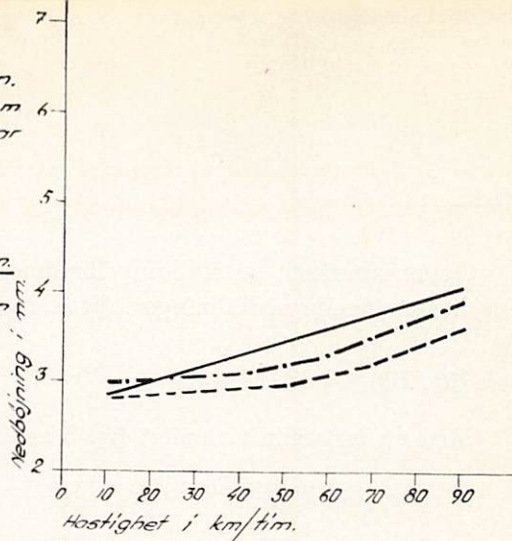
Bro över Syttbäcken.
 Teoretisk spännvidd 58 m
 Uppmätta nedböjningar
 i bromitt

Teoretisk nedböjning.

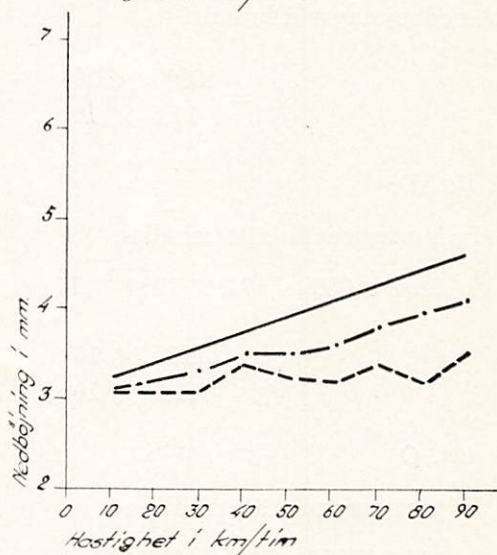
Högsta uppmätta värden.

Medeltal av uppm. värden

Ånglok litt B₃



Elektrolok litt D₅.



Elektrolok litt O.

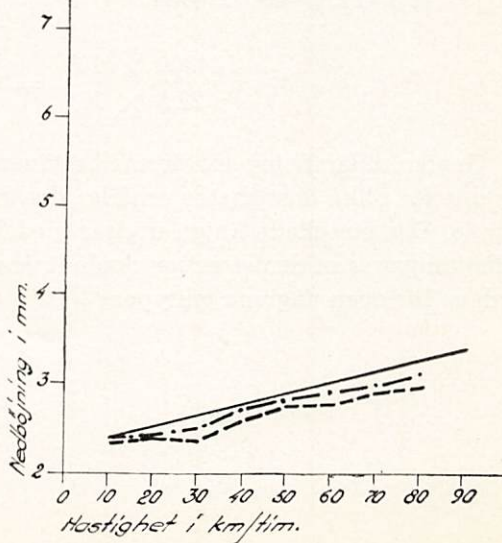


Fig. 5. Nedböjningar vid bromitt.

Bro nr 2: Överbyggnad av två stycken nitade plåtreglar med 23,8 meters teoretisk spännvidd, enligt fig. 6.

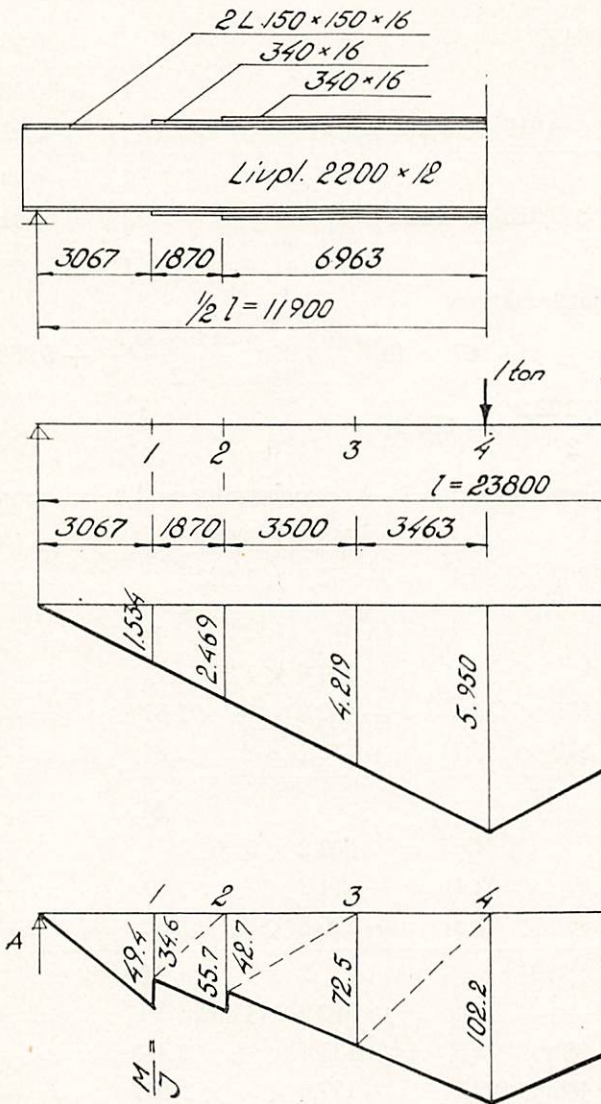


Fig. 6. Broregel med 23,8 m. teoretisk spännvidd. Momentdiagram för lasten 1 ton i bromitt jämte samma diagram dividerat med I.

Tröghetsmoment:

$$\frac{1}{12} \times 2,2^3 \times 0,012 = 0,01066 \text{ m}^4$$

$$4 \times 0,00457 = 0,02140 \text{ "}$$

$$I_1 = 0,03106 \text{ m}^4$$

$$2(0,34 \times 0,016 \times 1,108^2) = 0,01331 \text{ "}$$

$$I_2 = 0,04437 \text{ m}^4$$

$$2(0,34 \times 0,016 \times 1,124^2) = 0,01379 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 0,05816 \text{ m}^4$$

Upplagsreaktion:

$$A = \frac{1}{2} \times 3,067 \times 49,4 + 1,870 \frac{34,6 + 55,7}{2} + 6,963$$

$$\frac{42,4 + 102,2}{2} = 663,3$$

Moment i punkter 1—4 av belastningen 1 ton i brons mitt:

$$A = 663,3 \times 3,067 = 2033,0$$

$$-\frac{1}{2} \times 3,069 \times 49,4 = -75,7 \times 1,022 = -77,6$$

$$M_1 = 1955,4$$

$$Q_1 = 587,6 \times 1,87 = 1099,0$$

$$-\frac{1}{2} \times 1,870 \times 34,6 = -32,3 \times \frac{2}{3} \times 1,87 = -40,3$$

$$-\frac{1}{2} \times 1,870 \times 55,7 = -52,1 \times \frac{1}{3} \times 1,87 = -32,5$$

$$M_2 = 2981,6$$

$$Q_2 = 503,2 \times 3,50 = 1760,0$$

$$-\frac{1}{2} \times 3,50 \times 42,4 = -74,2 \times \frac{2}{3} \times 3,50 = -173,1$$

$$-\frac{1}{2} \times 3,50 \times 72,5 = -126,8 \times \frac{1}{3} \times 3,50 = -147,9$$

$$M_3 = 4420,6$$

$$Q_3 = 302,2 \times 3,463 = 1047,0$$

$$-\frac{1}{2} \times 3,463 \times 72,5 = -125,4 \times \frac{2}{3} \times 3,463 = -290,0$$

$$-\frac{1}{2} \times 3,463 \times 102,2 = -177,0 \times \frac{1}{3} \times 3,463 = -204,2$$

$$Q_4 = 0,0 \quad M_4 = 4973,4$$

Influenslinjen för mittpunktens nedböjning visas i fig. 7.

Modulen är $\mu = \frac{1}{2E}$

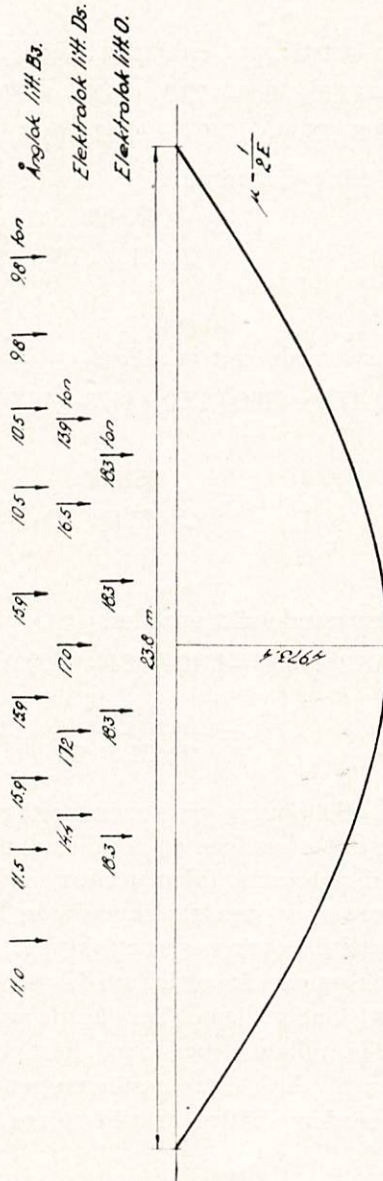


Fig. 7. Influenslinje för mittpunktens nedböjning å bro med 23,8 m. teoretisk spannvidd.

Ogynnsammaste lastställning för de undersökta loktyperna giva nedanstående nedböjningar.

Lok litt. B₃

Med en lastställning enligt fig. 7 erhålles:

$$11,0 \times 2960 + 11,5 \times 3960 + 15,9 (4520 + 4880 + 4880) + 10,5 (4350 + 3600) + 9,8 (2750 + 1740) = 432400$$

samt nedböjning vid bromitt

$$\delta_1 = \frac{432400}{2 \times 21,5 \times 10^6} = 0,0101 \text{ m} = 10,1 \text{ mm}$$

Lok litt. D_s

På motsvarande sätt erhålles:

$$14,4 \times 4260 + 17,2 \times 4760 + 17,0 \times 4973 + 16,5 \times 4440 + 13,9 \times 3700 = 352600$$

$$\delta_2 = \frac{352600}{2 \times 21,5 \times 10^6} = 0,0082 = 8,2 \text{ mm}$$

Lok litt. O

På motsvarande sätt erhålles:

$$18,3 (4090 + 4840 + 4840 + 4090) = 326800$$

$$\delta_3 = \frac{326800}{2 \times 21,5 \times 10^6} = 0,0076 = 7,6 \text{ mm}$$

Genom tillämpning av normalbestämmelsernas dynamiska tillskott för olika hastigheter erhålles den heldragna kurvlinjen i fig. 8. Den streckade linjen utvisar medelvärdet av uppmätta nedböjningar, samt den streckprickade linjen de högsta uppmätta värdena för ovan angivna loktyper.

Av diagrammen framgår, att de teoretiskt beräknade nedböjningarna ständigt ligga högre än de uppmätta värdena, samt att skillnaden tilltager med ökad hastighet. Vid den mindre spännvidden är dock överensstämmelsen mellan de förra och de senare värdena bättre än vid större spännvidd. I formeln

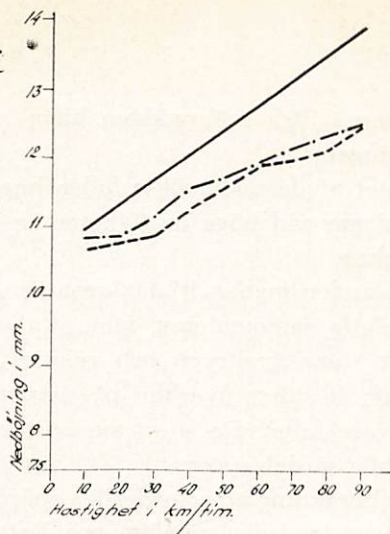
Bro över Jockraån,
teoretisk spannvidd 230 m
Upmätta nedböjningar
i bromitt.

Teoretisk nedböjning

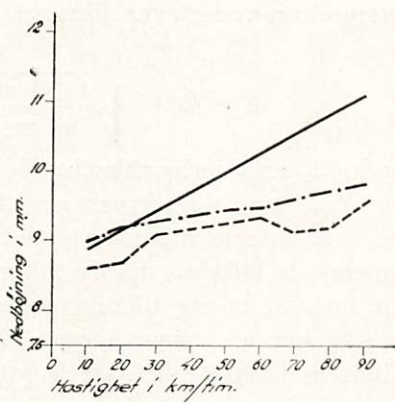
Högsta upmätta värden

Medeltal av upm. värden

Ånglok litt. B3.



Elektrolok litt. D3.



Elektrolok litt. D.

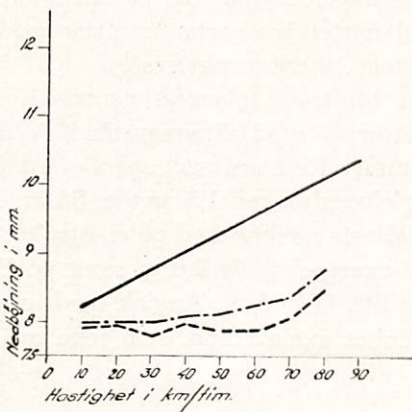


Fig. 8. Nedböjningar vid bromitt.

ovan synes alltså spännvidden hava väl stort inflytande på nedböjningen.

I intet av de undersökta fallen har elektroloket givit större nedböjningar vid höga hastigheter än ångloket, trots de större axeltrycken.

Avstånden mellan hjulaxlarna äro emellertid av stor betydelse i detta sammanhang. Man skulle kunnat tro att O-loket med sitt stora axeltryck och relativt stumma fjädring skulle åstadkommit större åverkan på spåröverbyggnaden än som visat sig vara fallet. De stora axelavstånden gör att sagda åverkan ej blir särdeles stor.

För beräkning av erforderliga spårdimensioner tillämpas allmänt i vårt land den av Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsen och Järnvägsstyrelsen vedertagna formeln

$$g = 0,41 \sqrt[3]{\frac{G \times l}{S - 5V}^2}$$

där g kg/m = erforderlig rälsvikt

G kg = största hjultryck av stillastående lok

l cm = största slipersavstånd c/c

S kg/cm² = 1100 = största tillåtna materialpåkänning

V km/tim. = största tillåtna tåghastighet

Formeln, som icke tager hänsyn till sliprarnas dimensioner eller ballastens beskaffenhet, är härledd ur Winklers momentekvation för en kontinuerlig balk understödd på oändligt många och lika högt belägna stöd på ett inbördes avstånd 1, och belastad vid mitten av vartannat fack med kraften G . Dynamiska tillskottets inverkan påvisas ej.

Ett hjultryck placerat centriskt i vartannat slipersfack förutsätter — med slipersavstånd av den storleksordning, som förekommer i ett ordinärt spår — att fordonets axelavstånd är av storleksordningen 1,5 meter. Så är emellertid numera sällan fallet. Minsta axelavstånd på elektrolok av S. J. koppelstängstyp litt. D. exempelvis är 2,0 m samt på B. J. elektrolok av godstågstyp litt. O 2,95 m. Ånglok med axeltryck av 17—18 ton ha i allmänhet axelavstånd, som icke oväsentligt överstiga 1,5 m.

Genomföres beräkningen av ett spår under inverkan av olika lokbelastningar (med verkliga axelavstånd) och dynamiskt tillskott enligt ovan angivna statliga normer, erhålles större värden på tillåten hastighet än enligt formeln ovan.

På den bandel, som undersökningen gällde, finnes alljämt på vissa avsnitt räls av 41,18 kg vikt per meter, med ett största slipersavstånd av 79 cm. Motståndsmomentet hos rälen är 189 cm³.

Tillämpas formeln ovan för elektrolok litt. Ds med 17,2 tons axeltryck, erhålles en största hastighet av endast 86 km per timme, samt för elektrolok litt O med 18,3 tons axeltryck en största hastighet av 76 km per timme.

En exakt beräkning av största tillåtna hastighet under samma förutsättningar, som gälla för formeln, nämligen att rälsen anses som en kontinuerlig balk på oändligt antal fasta stöd, samt har en tillåten materialpåkänning av 1100 kg/cm², ger följande resultat:

Lok litt. Ds (fig. 9)

Axeltryck 17,2 ton, axelavstånd 2,0 m.

Slipersavstånd 79 cm, $W_{\text{räls}} = 189 \text{ cm}^3$.

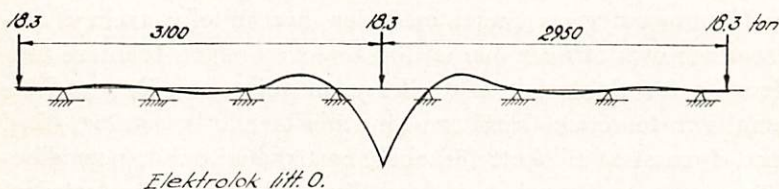
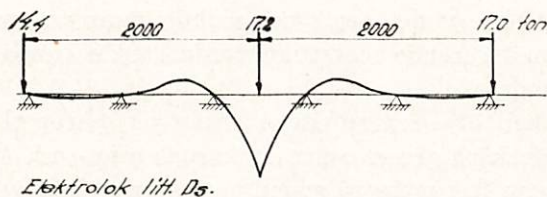


Fig. 9. Lokbelastning på räls. Influenslinjer.

d = dynamiskt tillskott i %

v = hastighet i km pr timme

$$189 \times 1100 = 0,1707 \times \frac{1}{2} \times 17200 \times 79 \times d$$

$$d = 1,78$$

$$78 = \frac{370 + 15,5 (v - 10)}{20 + 0,79}$$

$v = 91$ km per timme.

Lok litt. O (fig. 9)

Axeltryck 18,3 ton, axelavstånd 3,0 m.

Övriga beteckningar enligt ovan.

$$189 \times 1100 = 0,1707 \times \frac{1}{2} \times 18300 \times 79 \times d$$

$$d = 1,68$$

$$68 = \frac{370 + 15,5 (v - 10)}{20 + 0,79}$$

$v = 79$ km per timme.

Resultaten av de företagna nedböjningsmätningarna jämfört med motsvarande teoretiska värden torde kunna sammanfattas sålunda.

Ångloken öva den största åverkan på spåröverbyggnaden knappast dock på grund av vevstakarnas fram- och återgående rörelser, utan fast mera på grund av de korta axelavstånd, som i allmänhet förekomma på ånglok av äldre typ. Om man jämför nedböjningskurvans vinkel med den horisontella axeln i diagrammen ovan, finner man ej för ångloken någon brantare tendens än för elektrolok med eller utan vevstakar. Den nedböjning, som teoretiskt beräknas för stillastående belastning, ökad med dynamiskt tillskott för olika hastigheter enligt normalbestämmelsernas formel, har i samtliga fall givit större värden, än som sedermera uppmätts.

Vad beträffar formeln för beräkning av tillåten hastighet för ett rälsfordon vid en viss typ av spåröverbyggnad, ger den samma, som ovan visats, lägre hastighetsvärden än en beräkning utförd efter exakta principer. I intetdera fallet äro förutsättningarna fullt riktiga, enär ingen hänsyn tagits till bl. a. stödets fjädring under inverkan av en rörlig belastning, men oregelbundenheten i de dynamiska tillskotten är så stor, att en noggrannare beräkning vore meningslös.

Denna jämförelse mellan teoretiska och praktiska värden på den inverkan ett rälsfordon i rörelse har på banöverbyggnaden vid olika hastigheter är ej avsedd att vara en uttömmande utredning av ifrågavarande problem. De företagna mätningarna äro till sin omfattning ytterst begränsade och torde på intet vis kunna tjäna som grund för en allmän bestämning av det dynamiska tillskottets storlek. Ursprungligen var avsett att driva försöken i långt större omfattning, men då desamma av vissa orsaker måste avbrytas, har rapportören dock, innan de vunna resultaten falla i glömska, velat framlägga dem i dess nuvarande form för ingenjörsförbundets medlemmar.

Ner

P. O. Nyströmer

Erfarenheter beträffande slitaget av kontaktledningen vid GDG.

Av elektroingenjör Karl Brusberg.

Som redan i tidigare rapporter meddelats har man vid GDG elektrifierade linjer från början gått in för att använda en strömavtagare med slitskena av kol. Vid användning av kol som slitskena uppnås fördelen av mindre radiostörningar, men framförallt räknar man med att slitaget på kontaktledningen skall bli avsevärt mindre än om slitskena av metall användes.

För att utröna slitagets storlek på kontaktledningarna har vid GDG mätningar företagits på vissa provsträckor. I det följande kommer att redogöras för några resultat från dessa mätningar. (Hitintills föreligga ej mättningsresultat för mer än fem års slitage, varför några absolut säkra omdömen ännu ej kunna fällas).

Förfarandet har varit, att profiltrådens diameter uppmätts i ett vertikalt snitt med mikrometer en gång om året och vid ungefär samma tidpunkt varje år. Provsträckornas längd ha omfattat två spannlängder. På spannmitt ha mätpunkterna tagits på var femte meter, men vid upphängningspunkterna på varje meter intill fem meter åt vardera sidan. Tabell 1 utgör en sammanställning av företagna mätningar.

Tabell 1.

Tågintensitet	Antal provstr.	Slitage per år i mm.				
		1:sta	2:dra	3:dje	4:de	5:te
15.500 tåg/år	4 st.	(0,144)	(0,091)	0,112	0,086	0,066
10.000 „	2 „	0,167	0,072	0,076	0,062	0,041
9.000 „	1 „			0,112	0,042	0,020
7.500 „	1 „			0,061	0,035	0,032
6.300 „	4 „			0,061	0,026	0,025
5.800 „	2 „		0,065	0,042	0,038	
4.400 „	2 „	0,033	0,035	0,032		

Slitagediagram

Spanntyp	NYT	Trafikintensitet	c:a 15.500 tåg/år
Profiltråd	Sv. standard 80 mm ²	Speciell slitfilm	ej nämnd
Nedhängning (fk)	120 mm	Max. tåghastighet	100 km/tim

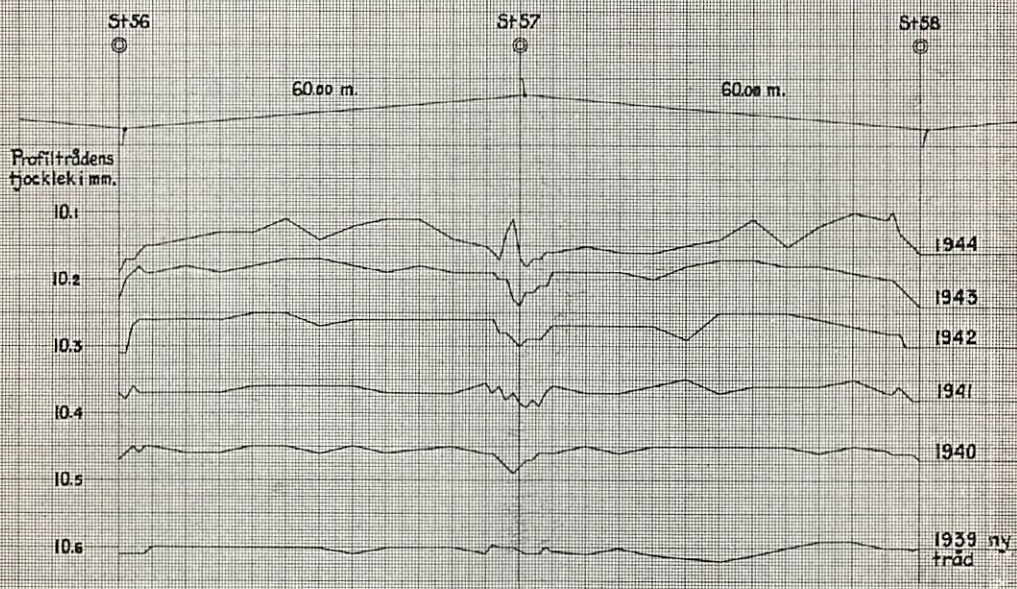


Fig. 1. Slitagediagram.

Av de i tabell 1 sammanställda mätningresultaten, där slitaget angivits i mm, synes framgå att detsamma blivit mindre för varje år, trots oförändrad tågintensitet. Det ligger nära till hands förmoda, att så även skall vara fallet, i det att strömtätheten i kontaktytan blir mindre ju bredare slitbanan är. Av intresse är att undersöka, efter vilken lag slitaget förlöper. Ett tämligen enkelt samband vore rådande om det kunde visas, att minskningen av profiltrådens area är konstant vid viss tågintensitet. Vi skola därför studera minskningen av arean vid de provsträckor, där tågintensiteten varit 15.500 tåg per år. Följande

beräkningar och de slutsatser, som därav kunna dragas, göra ej anspråk på att vara i ämnet uttömmande, då f. n. ett alltför knappt undersökningsmaterial föreligger. Vi lämna helt åsido inverkan av "slitfilm", tåghastighet m. m. För bedömning av storleksordningen på "livslängden" hos profiltråden torde dock föreliggande summariska framställning vara tillräcklig.

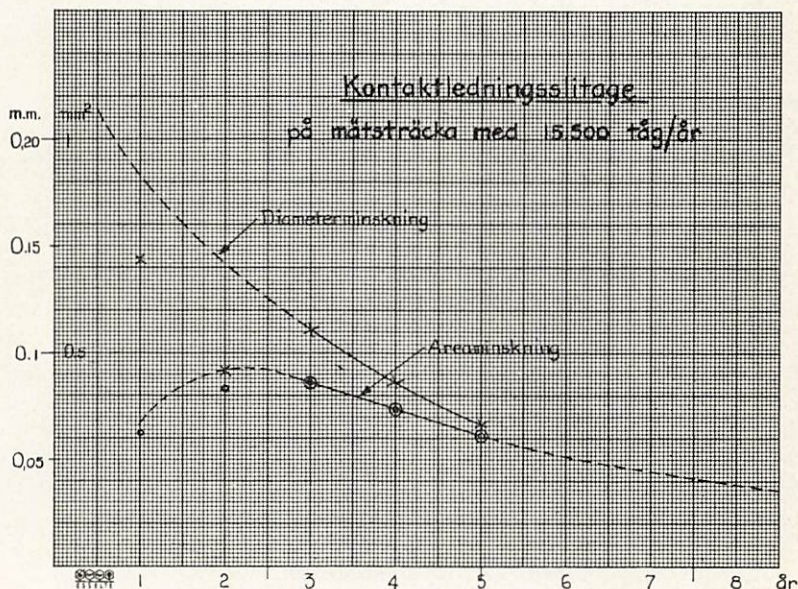


Fig. 2. Kurva över kontaktrådens nedslitning på mätsträcka med 15.500 tåg/år.

För beräkning av "den bortslitna arean" beräknas först vinkeln till slitkanten enligt fig. 3.

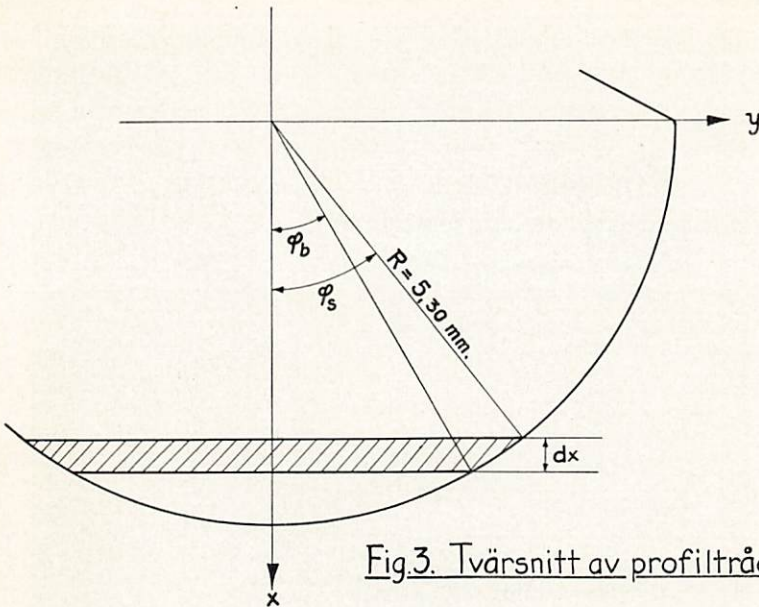


Fig.3. Tvärsnitt av profiltråd

Fig. 3. Tvärsnitt av profiltråd.

Man finner att arean $A = R^2 \left(\varphi - \frac{\sin 2 \varphi}{2} \right)$

eller $A_1 = R^2 \int_{\varphi_b}^{\varphi_s} \left(\varphi - \frac{\sin 2 \varphi}{2} \right)$ där A_1 = slitaget under 1 år,
och φ_b = vinkeln vid årets början,
och φ_s = vinkeln vid årets slut.

Profiltrådens area har i enlighet härmed minskats sålunda (se tabell 2):

Profiltrådens areaminskning under				
1:sta året	2:dra året	3:dje året	4:de året	5:te året
0,31 mm ²	0,42 mm ²	0,43 mm ²	0,37 mm ²	0,306 mm ²

Tabell 2.

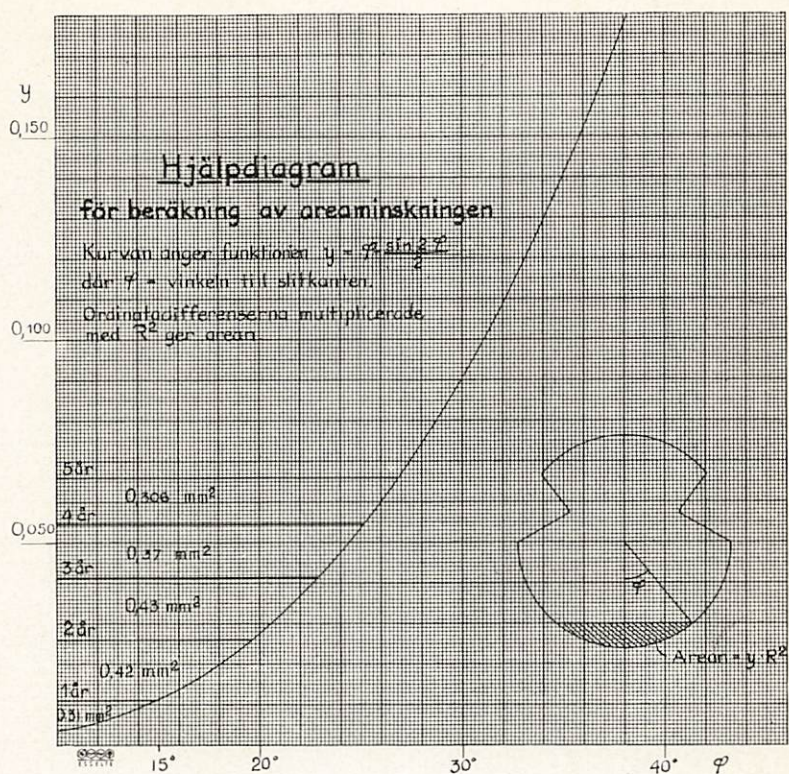


Fig. 4. Hjälpdigram för beräkning av areaminskningen.

Att döma av de uppmätta värdena skulle slitaget i verkligheten vara mindre än vad som motsvarar bortslitning av konstant area per år. De i ovanstående sammanställning angivna värdena för första och andra åren äro baserade på värden för endast en mätsträcka, varför desamma synas mindre tillförlitliga. Man torde kunna vänta sig en jämnt fallande tendens hos den kurva, som anger slitytan som funktion av "arbetsåret". Eventuellt kan en viss ythårdhet, när tråden är ny, ge ett minskat slitage under första året.

Att döma av nu föreliggande mätresultat kan man säga, att slitaget, vid användande av kol som slitskena på strömavta-

garen, ger ett värde, som **högst** uppgår till $0,40 \text{ mm}^2$ per år vid en tågintensitet av 15.000 tåg per år vid den nu använda typen av profiltråd. Med hänsyn till de mekaniska påkänningarna i tråden kan man låta densamma slitas ned till 75 % av den ursprungliga arean. Livslängden för profiltråden blir sålunda $\frac{25 \cdot 80}{100 \cdot 0,4}$ = 50 år. Denna siffra för livslängden kan troligen betraktas som en undre gräns. För att finna den övre gränsen taga vi fasta på, (som de nu kunna resultaten synas ge vi handen), att slitaget minskar, så att allt mindre area slites bort för varje år. Areaminskningen under fjärde och femte åren t. ex. är 14 % mindre än under närmast föregående år. Tendensen synes vara något överdriven och kan givetvis i viss mån härröra från bristande noggrannhet vid mätningarna.

Antages emellertid den årliga areaminskningen hos profiltråden falla efter en geometrisk serie med faktorn $k = 0,98$ och sagda minskning vidare antages vara $0,50 \text{ mm}^2$ under det första året, så har 20 mm^2 koppar förbrukats först efter 80 år; vid faktorn $k = 0,975$ blir livslängden oändlig.

Då mätresultaten visa, att areaminskningen har en fallande tendens, tror författaren i varje fall för sin del, att livslängden kommer att icke oväsentligt överstiga ovan nämnda 50 år.

Elektrifiering av GDG huvudlinje Göteborg—Gävle.

Efter långvariga utredningar beslöt styrelsen för Bergslagens Järnvägsaktiebolag år 1937, att bandelen Göteborg—Åmål skulle elektrifieras för en beräknad kostnad av 4,7 miljoner. Man var i första hand inriktad på att förbättra trafikförhållandena på den tätt trafikerade linjen Göteborg—Mellerud, som utgör den del av B. J. på vilken kontinentaltrafiken till Oslo framgår. Samtidigt ansågs lämpligt elektrifiera sträckan Mellerud—Åmål, enär B. J. största lokstation är belägen på denna sistnämnda plats.

I en tidigare rapport n:r 163 årgång 1937 har i en längre artikel redogjorts för elektrifieringen av bandelen Göteborg—Åmål, vilken sträcka började trafikerats elektriskt våren 1939.

Sedan det visat sig att den för Göteborg—Åmål avsedda lokparken blev mindre väl utnyttjad på denna sträcka och man av allt att döma, utan nyanskaffning av dragande materiell kunde utsträcka den elektriska driften till Kil, genomfördes år 1940 elektrifieringen av bandelen Åmål—Kil.

På grund av alltmer stegrade kolpriser elektrifierades redan påföljande år sträckan Kil—Daglösen, ehuru trafiken på denna bandel var ganska gles.

På grund av kriget blev bränslebristen i vårt land alltmera påtaglig och ledningen för GDG vände sina blickar mot den bandel, som nu förbrukade den största årliga stenkolskvantiteten nämligen sträckan Gävle—Falun. På grund av bristen på vissa för elektrifieringen viktiga materialier, främst koppar, måste tillstånd till elektrifieringens genomförande inhämtas från Statens Industrikommission, som till en början avslög GDG framställning om tilldelning av koppar, bly, järn m. m. Så småningom lyckades man dock övertyga statsmakterna om den

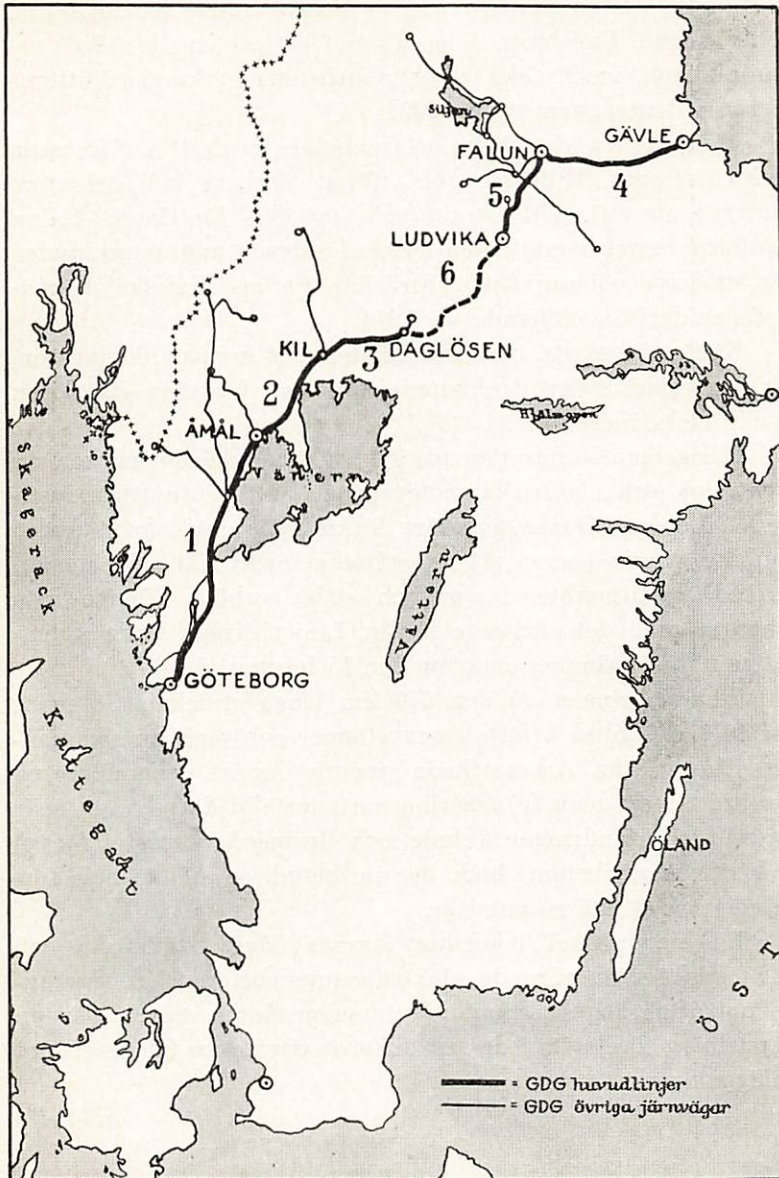


Fig. 1. Karta, utvisande elektrifieringens olika etapper.

stora betydelse en elektrifiering av ifrågavarande bandel skulle få för landet. Den bästa delen av år 1942 var emellertid då redan tillända, varför elektrifieringsarbetena ej kunde slutföras förrän vid utgången av år 1943.

Man har nu de bästa erfarenheter av hittills företagna elektrifieringar. Bränslebristen tilltog alltmera och dessutom fordrade ett rationellt utnyttjande av den för Gävle—Falun uppförda omformarstationen i Falun vidgade matningsområden för att bli väl utnyttjad. Sträckan Falun—Ludvika elektrifierades därför påföljande år, 1944.

Slutligen beslöts, trots svårigheter med koppartilldelningen, att den relativt glest trafikerade bandelen Ludvika—Daglösen skulle elektrifieras.

Härigenom kunde den på två håll uppdelade parken av elektrolok och elektriska motorvagnar bättre utnyttjas, restiden Göteborg—Gävle avsevärt förkortas, samt många andra fördelar vinnas genom att ett enhetligt elektriskt system mellan GDG slutpunkter i norr och söder erhöles. Denna sista etapp är nu i det närmaste färdig. Linjen ifråga torde kunna sättas under spänning omkring den 15 februari 1946.

Elektrifieringen av den 570 km långa sträckan Göteborg—Gävle har alltså utförts i sex etapper och tagit en sammanlagd tid av 8 år. Arbetet hade givetvis kunnat genomföras på kortare tid om man från början varit inställd därpå, men när avsevärda förändringar å linje och bangårdar måste föregå elektrifieringsarbetena, hade det sin betydelse att det hela fördelades på ett större antal år.

Här nedan skall i korthet lämnas några statistiska och ekonomiska data rörande elektrifieringsarbetena. Ifrågavarande uppgifter äro sammanförda i nedanstående tabell, där en uppdelning företagits i de sex olika etapper, som kännetecknat anläggningen.

Bandel	Arbetet färdigställt år	Banlängd km	Elektr. spårlängd			Total kostn. M kr.	Kostn. per spår-km T kr
			Linjespår km	Bangårds-spår km	Summa spår km		
Göteborg—Åmål...	1939	164	145	69	214	4,67	21,8
Åmål—Kil	1940	68	63	17	80	2,24	28,0
Kil—Daglösen	1941	62	55	26	81	2,27	28,0
Gävle—Falun	1943	92	84	54	138	4,34	31,4
Falun—Ludvika ...	1944	70	64	34	98	3,73	38,1
Ludvika—Daglösen	1946	114	105	37	142	4,84	34,0
Summa		570			753	22,09	

Tabell 1.

Kostnaderna per elektrifierad spårkilometer ha, som framgår av tabellen, helt naturligt ökat med under kriget stigande dyrtid. Vid arbetets början år 1938 var levnadskostnadsindex 165 enheter, med 1914 såsom basår, samt vid arbetets slut 242 enheter.

Förutom ovanstående kostnader ha avsevärda summor nedlagts på uppförande av två stycken omformarstationer (övriga omformarstationer drivas i V. S. resp. S. J. regi) för en sammanlagd kostnad av 900.000 kronor, utvidgning av ett flertal bangårdar, trädröjning utmed järnvägslinjen m. m. för en ungefärlig kostnad av 1,5 milj. kronor.

Förutsättningarna för arbetena i materialhänseende äro för skilda elektrifieringsetapper ej desamma. Sålunda äro kontaktledningsstolparna av järn, rostskyddade med mönja och oljefärg, på sträckan Göteborg—Daglösen, medan på bandelen Gävle—Daglösen stolparna äro av strängbetong. Kontaktledningsbryggorna äro målade utom på sträckan Falun—Daglösen, där de galvaniserats.

Telefonkabeln varierar även i storlek på olika sträckor. Sålunda är antalet trådpar 15 st. på två tredjedelar av sträckan

Göteborg—Gävle, medan på den återstående tredjedelen antalet varierar mellan 21 och 29 par.

På bandelen Övre Storvik—Hosjö, (44 km) har återgångsledningen uteslutits, men i gengäld stå sugtransformatorerna med hälften så stora avstånd som normalt. Återgångs- och förbiledningar äro av aluminium på delen Falun—Daglösen.

Kvantiteterna av viktigare vid arbetena förbrukade materialier fördela sig enligt nedanstående:

Koppar	1600 ton
Aluminium	120 »
Järn till stolpar	2600 »
» » bryggor	1600 »
» » isolatorbockar & konsoler	500 »
Strängbetongstolpar	5700 st

Den elektriska dragande materiell som GDG anskaffat respektive kontrakterat tills dato, för ovan nämnda elektrifierade sträckor, uppgår till:

Persontågslok litt Ds resp. Dk	12 st
Godstågslok » O	21 »
Elektriska motorvagnsätt (2-vagnars)	6 »
» » (4- »)	2 »

Sammanlagda kostnaden för elektrisk rullande materiell utgör c:a 15 miljoner kronor.

Totalt har alltså under åren 1938—1945 på banelektrifiering nedlagts i runt tal $24+15=39$ miljoner kronor.

Förräntningen av elektrifieringskapitalet kan beräknas på olika sätt. Vid ett kolpris av 50 kronor per ton erhålles en mycket god ränta på det nedlagda kapitalet, men förräntningsfaktorn minskar hastigt med sjunkande kolpris. Att till fullo uppskatta alla de fördelar som elektrifieringen medför, samt omräkna desamma i pengar, torde emellertid knappast vara möjligt. Elektrifieringen har slutligen betytt oerhört mycket för höjning av transportkapaciteten och standarden över huvud taget på GDG huvudlinje mellan Göteborg och Gävle.

Svetsning av spräckta och brustna skarvjärn vid Trafikförvaltningen Göteborg—Dalarne—Gävle.

Av förste baningenjör G. Nyström.

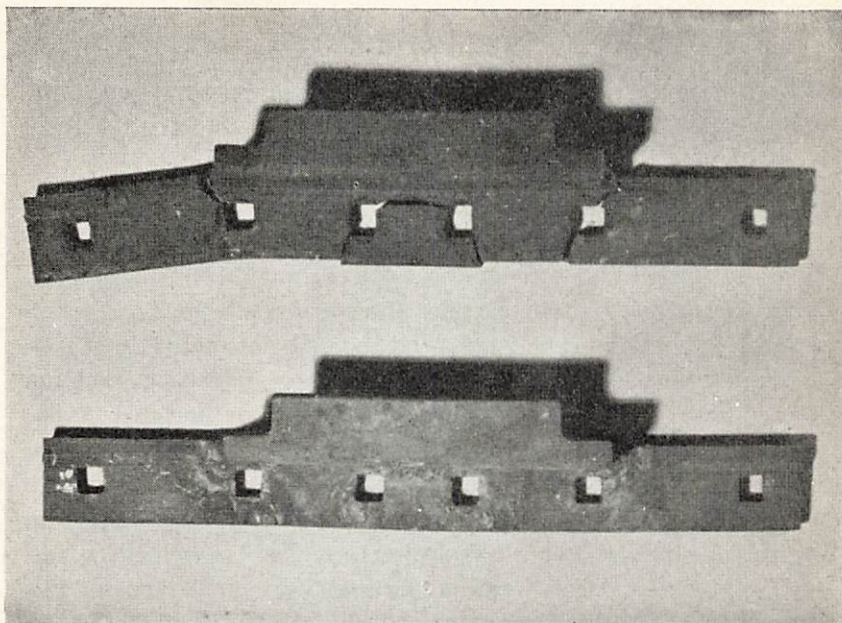
Vid uppbockning av stukade skarvar, men även under normal drift, pläga de djupgående skarvjärnen till 1907-års räler ofta spricka eller brista i två delar, och då det under de senaste åren varit omöjligt att från järnverken erhålla ersättning för sålunda skadade och obrukbara skarvjärn har den utvägen, först på försök men därefter mera fabriksmässigt, måst tillgripas att medelst svetsning reparera de skadade järnen.

En i rälssvetsning utbildad man har på ackord fått utföra dessa svetsningarbeten, vilka lyckats mycket bra och till synes utfallit till alla därav berörda parters belåtenhet. Arbetet utföres vid banavdelningens reparationsverkstad i Filipstad.

Skarvjärnen insändas till verkstaden i befintligt skick, de brustna hopnjade i dess olika delar, vanligen två men någon gång tre. (fig. 1). Vid behandlingen renskåras brottyrtorna med c:a 10 mm faser å ömse sidor, varefter hela järnet uppvärms över koleld i ässja tills det blir glödande. Sedan fyllas de snedskurna spåren på ömse sidor med smält svetstråd, varefter järnen få svalna.

Därest vid noggrann avsyning av de färdiga och kalla järnen andra, mindre sprickor — vilka efter uppvärmningen och avsvälningen framträda tydligare — skulle upptäckas förfares med dessa på samma sätt som med det först behandlade svårare brottet, alltså uppskarning och ismältning.

Sedan skarvjärnen på ovan beskrivet sätt färdigställt, riktas och justeras de i varmt tillstånd efter mall, hålen för bultarna upprensas samt befintliga ojämnheter bortmejslas; i samband med dessa sista arbetsmoment företages en mindre uppbockning av järnen på mitten för att de bättre skola kunna motverka och eliminera rälsändarnas nedstukning.



*Fig. 1. Skarvjärn före och efter reparation
(speciellt dåligt exemplar).*

För att utjämna alla spänningar i järnen sker slutligen en uppvärmning av hela järnet till härför lagom temperatur. Det härdas därjämte i denna sista procedur.

Arbetsprestationen, för två man, uppgår till 6 à 7 skarvjärn per 8 timmars arbetsdag, och materialåtgången är beräknad till ungefär 0,43 kg dissousgas (à 3:77 kr/kg) = 1:62 kr; 0:53 kg syrgas (à 1:20 kr/kg) = 0:63 kr; 0:13 kg svetstråd (à 0:95 kr/kg) = 0:11 kr.

Priset per järn ställer sig i ungefär 6:50 kronor per styck. Järnen hava visat sig genom denna behandling bliva fullt jämförliga med nya skarvjärn, och bidraga i hög grad till förbättring av spårets nedstukade skarvar. Under innevarande år hava cirka 800 skarvjärn behandlats på ovan beskrivet sätt, och av dessa ha endast två stycken (av de allra första reparerade) brustit.

Synpunkter på körteknik vid elektrisk tågdrift.

Av elektroingenjör Karl Brusberg.

Vid övergång från ångloksdrift till elektrisk drift är det i regel möjligt att erhålla en snabbare tidtabell. Elektrolokets dragegenskaper äro helt andra än ånglokets, vilket bl. a. medför att starterna kunna ske snabbare. Vid uppläggandet av en ny tidtabell böra gångtiderna baseras på verkliga mätningar och erfarenhetsvärden från drift med den loktyp, som skall användas.

För att kontrollera gångtiderna för vissa elektriskt framförda tåg utfördes mätningar under tiden den 12—14 dec. 1944 med en mätvagn, vilken var försedd med sådan utrustning, att såväl hastighetskurvor som dragkraftskurvor m. m. kunde erhållas.

Ehuru det från början ej var meningen, har resultatet från desamma utnyttjats i undervisningssyfte för lokpersonalen. Sedan det upptagna materialet närmare studerats och bearbetats, utsändes till samtliga elektrolokförare vid GDG en broschyr, innehållande en uppsats med en elementär teoretisk analys av tåγκörningsproblemet och med hänvisningar till de uppmätta dragkraftskurvorna.

I uppsatsen framhålles hurusom, särskilt vid lokalpersontåg med många och täta uppehåll, tidsvinster erhållas dels genom att elektrolokens accelerationsförmåga utnyttjas, dels genom att bromsningen utföres perfekt. Inledningsvis antydes, att de upptagna kurvorna visa, att körtekniken ej synes vara så uppdriven som önskvärt vore. Samtidigt framhålles dock även, att "avsikten med föreläggandet av kurvorna är att stimulera intresset bland berörd personal för dessa frågor och ge några glimtar från de elementära teoretiska synpunkterna på sättet att köra ett elektrolok".

Persontåg.

Tågsvikt 328 ton

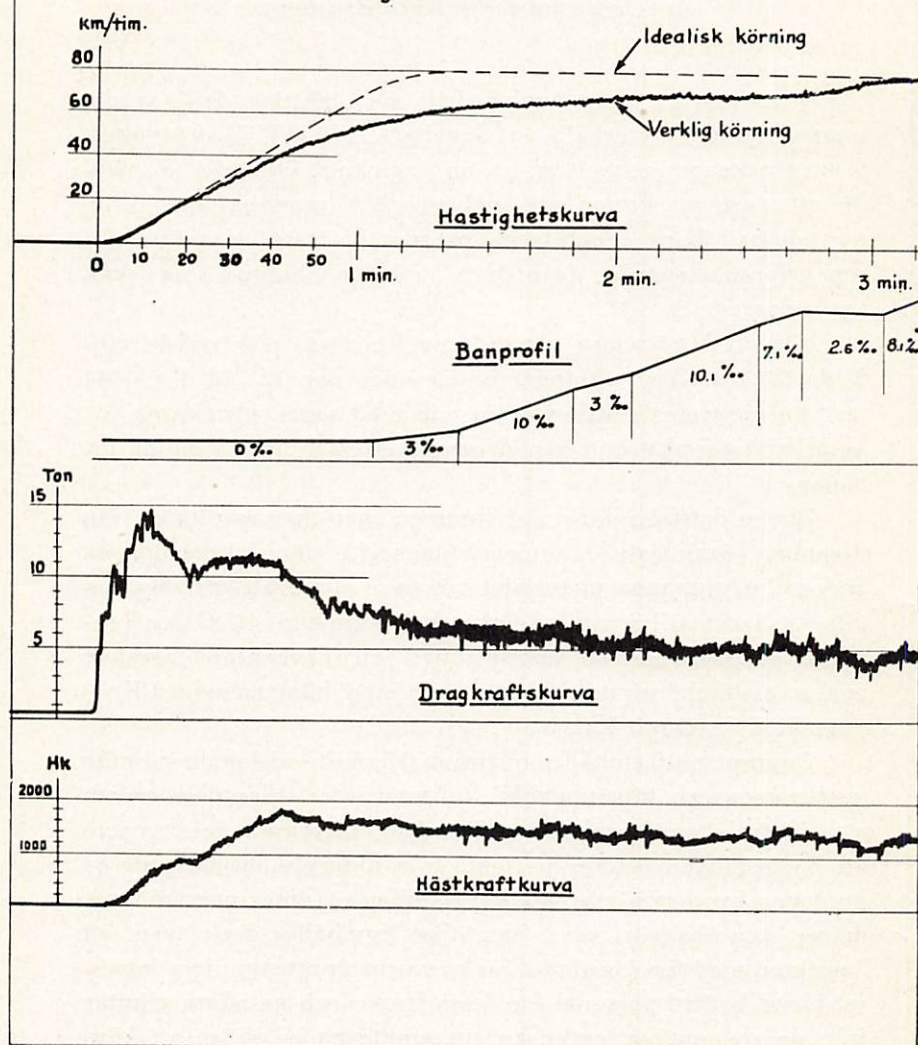


Fig. 1. Kurvor över hastighet, dragkraft och hästkrafttal för en start på horisontell sträcka.

Vi återge här ett par exempel från kurvorna i broschyren med tillhörande kommentarer.

Exempel 1.

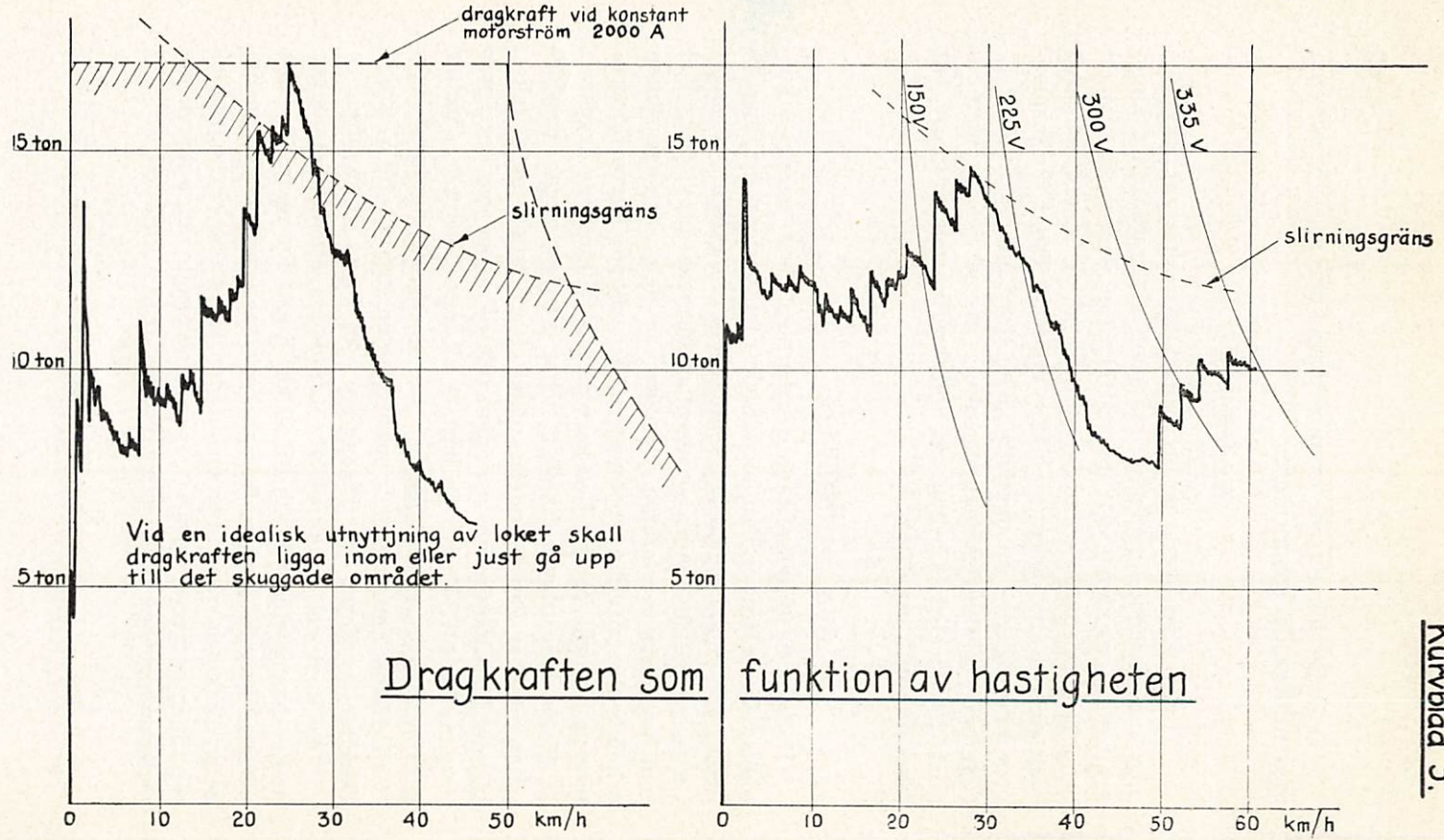
I fig. 1 visas överst en hastighetskurva för en verklig körning, motsvarande dragkraftkurva samt hästkraftkurvan. Dragkraften har maximalt gått upp till 14,5 ton, men endast för ett ögonblick. Om pådraget under startperiodens senare del varit kraftigare, så att dragkraften hållits uppe vid 15 ton, skulle maximihastigheten ha uppnåtts innan tåget hunnit in i 10 ‰-stigningen och hastighetskurvan skulle närmast sig den, som angivits för idealisk körning. Av hästkraftkurvan framgår, att loket inte fullt utnyttjats.

Exempel 2.

I fig. 2 ha dragkraftkurvor uppritats över verkliga körningar. Dessa kurvor visa, hur dragkraften varierat med hastigheten. Vid denna metod att reproducera dragkraften framgår bättre i vad mån lokets accelerationsförmåga utnyttjats. Vad som begränsar accelerationsförmågan är dels slirningsgränsen och dels högsta tillåtna motorström. Av gällande kurvor för motorerna framgår, att intill en hastighet av 50 km/h en dragkraft av 17 ton kan uttagas. Emellertid har slirning redan dessförinnan inträffat. Om det således gäller att till fullo utnyttja loket, blir det först motorernas maximalt tillåtna ström som begränsar dragkraften till 17 ton från hast. 0 till hast. 15 km/h, därefter slirningskurvan, vilken medger att en dragkraft, sjunkande från 17 till 12 ton, kan uttagas från hastigheten 15 km/h till 57 km/h. Därefter begränsar den tillgängliga spänningen dragkraften.

Av kurvorna på kurvblad 3 framgår, att uppkopplingen mellan hastigheten 5 km/h till 20 km/h gått för sakta. Av den vänstra dragkraftkurvan framgår, att dragkraften vid hastigheten 25 km/h något överskridit den teoretiska slirningsgränsen. Slirning har ej inträffat, ty i så fall skulle den automatiska nedkopplingen genom slirningsskyddet trätt i funktion.

Fig. 2. Kurva över dragkraften som funktion av hastigheten.



Den högra dragkraftkurvan visar en något bättre dragkraft och utnyttjning, men även här hade pådraget kunnat göras hastigare i början. Den uppkoppling, som här skett vid hastigheten 50 km/h, skulle ha satts in redan vid hastigheten 35 km/h. Detta är även fallet vid den körning, som representeras av den vänstra kurvan. I den högra kurv bilden ha dragkraftkurvor för olika motorspänningar inlagts, och de visa hur dragkraften faller med hastigheten vid konstant motorspänning eller m. a. o. vid konstant pådragsläge.

Apparater för kontroll av spårvidd och rälsförhöjning.

En enkel apparat med vars hjälp spårvidden bekvämt kan kontrolleras under inspektionsresor med cykeldressin har konstruerats av en reparationsförman vid GDG. Apparaten, vars konstruktion i stora drag framgår av fig. 1 och 2, är avsedd att monteras på en vanlig cykeldressin. Mätinstrumentet består av en trissa, som under inverkan av en fjäder löper mot farkanten på den räl, å vilken cykeldressinens ensamma hjul vilar. Trissans rörelser i sidled överförs med hjälp av en stång till den korta hävarmen av en visare, som på en vid styrstången an-



Fig. 1. Apparat för spårviddskontroll monterad på cykeldressin.

bringad skala anger måttet på spårvidden. Förhållandet mellan hävarmarnas längder är 1:3, vilket betyder, att avståndet mellan skalstrecken är 3 mm. Den inspekterande kan alltså med mer än erforderlig noggrannhet avläsa avvikelserna från den normala spårvidden. Skalan är så graderad, att vid 1435 mm spårvidd avläsningen är 0, vid 1442 mm +2 samt om spårvidden är i motsvarande grad för liten -2. Dessutom är skalan ställbar, så att 0-punkten, vid gång i kurva kan flyttas till att motsvara den för ifrågavarande kurva gällande spårvidden.

En förutsättning för att apparaten skall fungera exakt, är att innerflänsen på dressinens framhjul ligger an mot rälets farkant. Apparaten konstruktör har därför givit nämnda framhjul en obetydlig snedställning, så att det pressas mot rälets insida.

Hittills är endast ett provexemplar tillverkat och provat, med gott resultat.

Samma person har tillverkat en om möjligt än enklare apparat att anbringas på en cykeldressin för kontrollmätning av rälsförhöjningen i kurvor. Apparaten, vars utseende framgår av

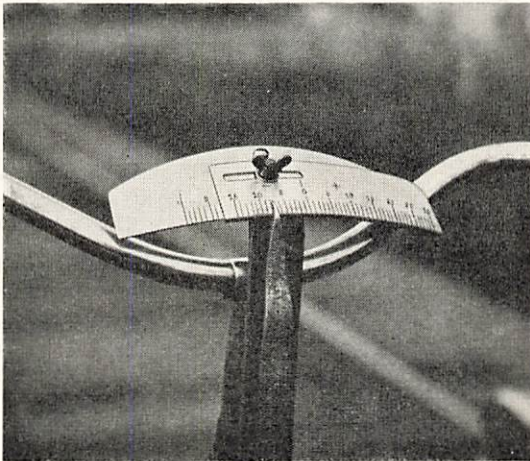


Fig. 2. Skalan på vilken utslaget avläses.

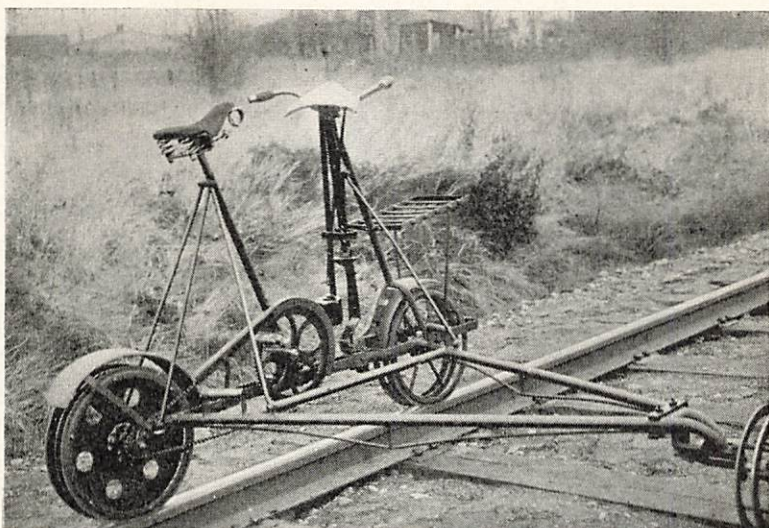


Fig. 3. Apparat för rälsförhöjningskontroll monterad på cykeldressin.

fig. 3 och 4, består helt enkelt av en likarmad pendel, som för ernående av erforderlig dämpning, försetts med en vikt i nedre änden. Den övre armen, som tjänstgör såsom visare, gör utslag i skala 1:1 för fordonets lutning åt ena eller andra sidan. På styrstången är fästad en skala graderad i millimeter, på vilken utslagen avläsas. Även denna mätanordning är blott tillverkad i ett exemplar. Företagna prov visa, att den fungerar till be-låtenhet.

I det skick apparaterna nu befinna sig, kan man ej samtigt ha bådadera anbringade på en dressin, men fastsättningen av dem är så enkel, att ett utbyte kan företagas på några få minuter. Omöjligt torde det dock ej vara att vidtaga sådana förändringar av instrumenten, att de kunna rymmas jämsides på ett och samma fordon.

Av allt att döma bör banmästaren vid inspektionsåkning med cykeldressin få en icke oväsentlig nytta av såväl spårvidds-kontrolleraren som rälsförhöjningsmätaren.

Ner.

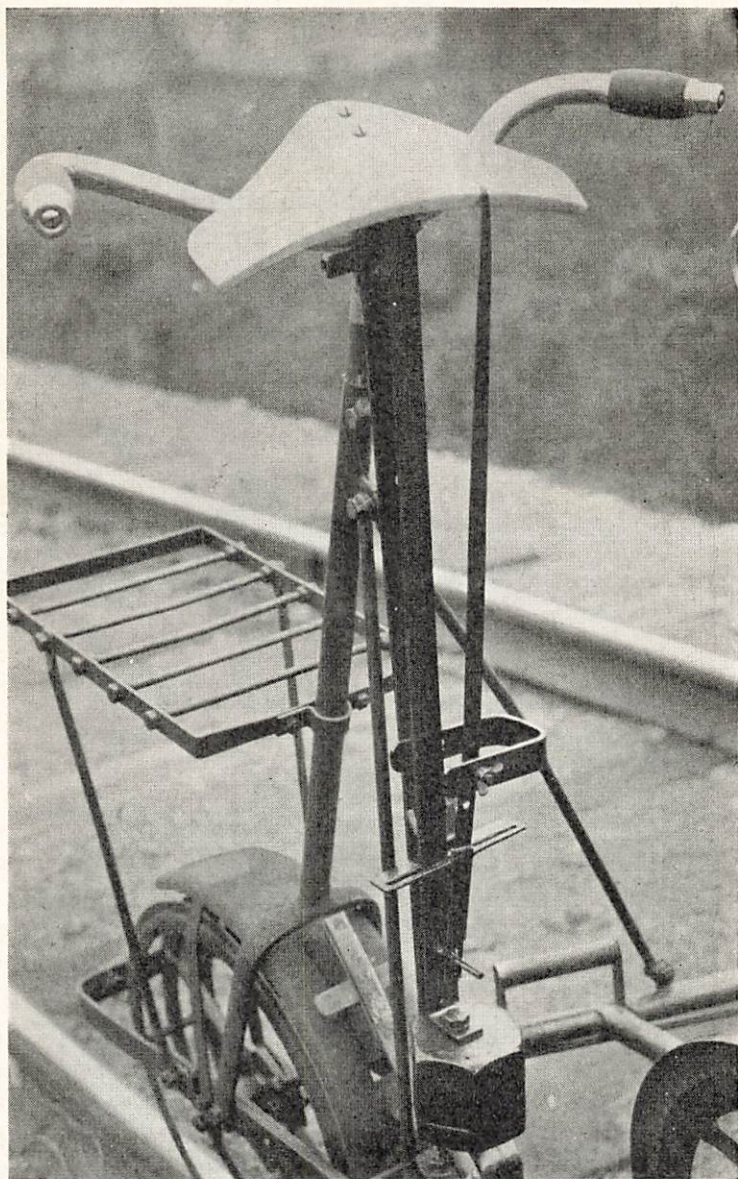


Fig. 4. Rälsförhöjningskontrolleraren på nära håll.

Bortsprängning av tunnel å N. Kl. J.

Av baningenjör H. Sundström.

På grund av de speciella förhållanden, som varit rådande vid arbetena med bortsprängningen av järnvägstunneln å Nordmark—Klarälvens Järnvägar vid Syrsjön, kommer här nedan en kortfattad redogörelse att lämnas för desamma.

Tunneln, som byggdes år 1902, är belägen på en udde i Syrsjön, mellan Deje och Forshaga stationer. Fasta botten i sjön strax utanför stranden består av starkt lutande berg, täckt med mäktiga lager mycket lös glaciallera, vilket tvingade banbyggaren att praktiskt taget spränga hylla i bergsidan längs hela sjön. Då därtill kommer att ett par kraftiga ras inträffade vid bankfyllningen i sjöns båda ändar torde den krokiga planen för banans sträckning och tunnelns tillkomst vara tillräckligt motiverade, fig. 1 och 2.

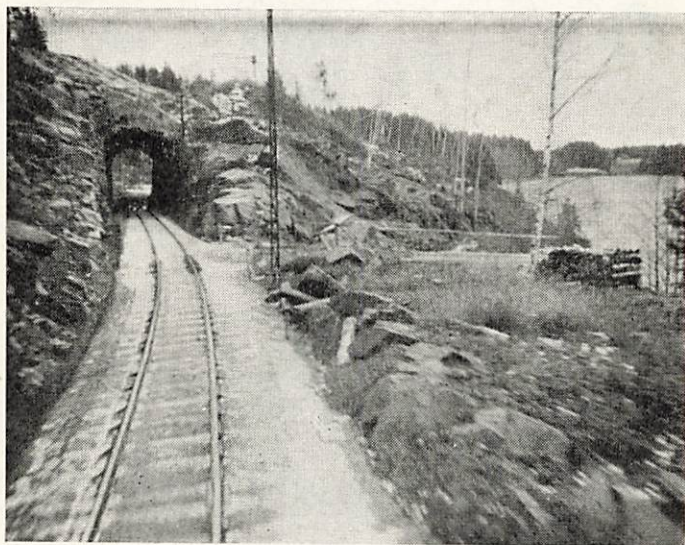


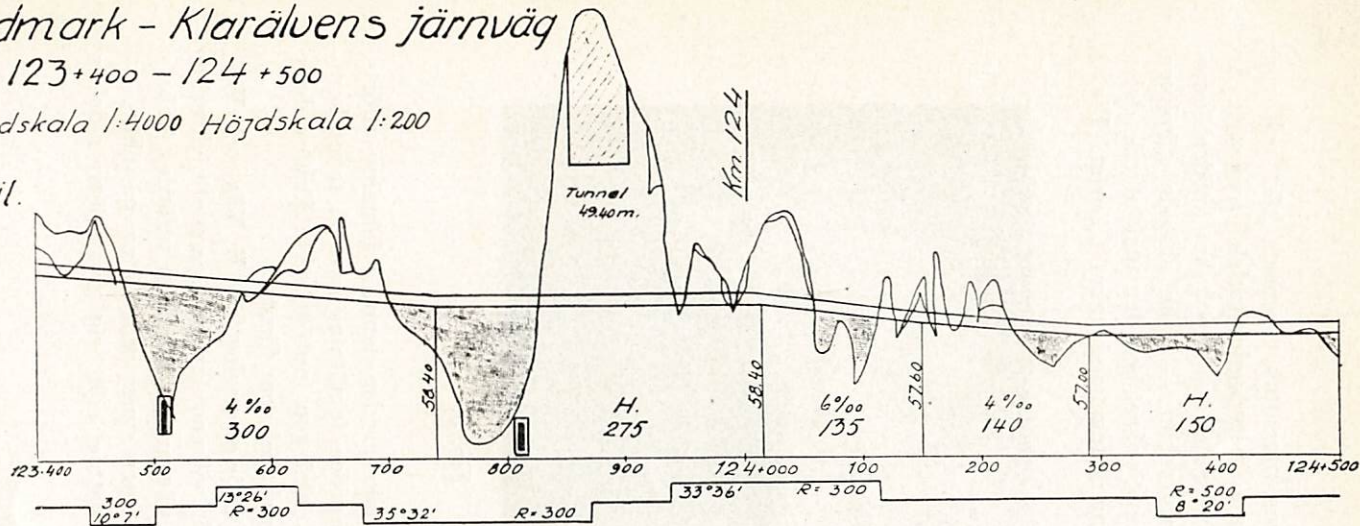
Fig. 1.

Nordmark - Klarälvens järnväg

Km 123+400 - 124+500

Längdskala 1:4000 Höjdskala 1:200

Profil.



Sy r -

Plan

s j ö n .

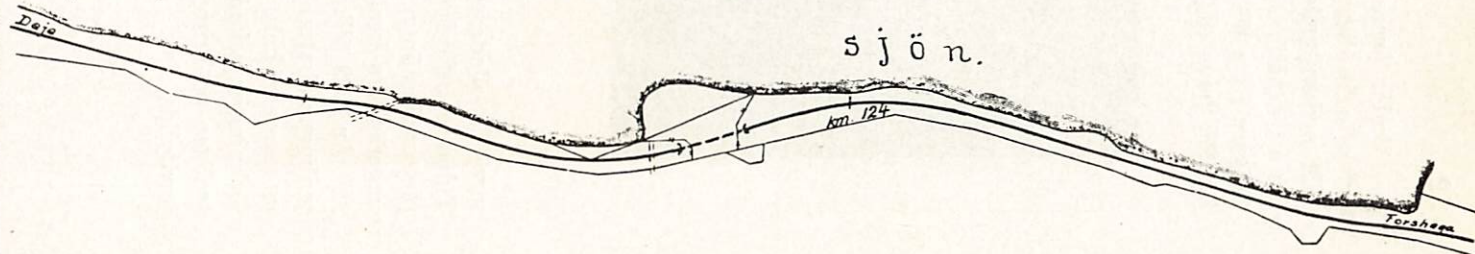


Fig. 2.

Under årens lopp har tunneltaket rensats höst och vår, och ofta ha därvid stenar av betydande storlek lossbrutits. År 1938 nedsprängdes en mindre del av tunneltaket i södra ändan för att erhålla bättre valvverkan — taket lutade nämligen tidigare i c:a 60° vinkel mot spåret och den utskjutande delen föreföll hava dåligt sammanhang med taket i övrigt. Fig. 3

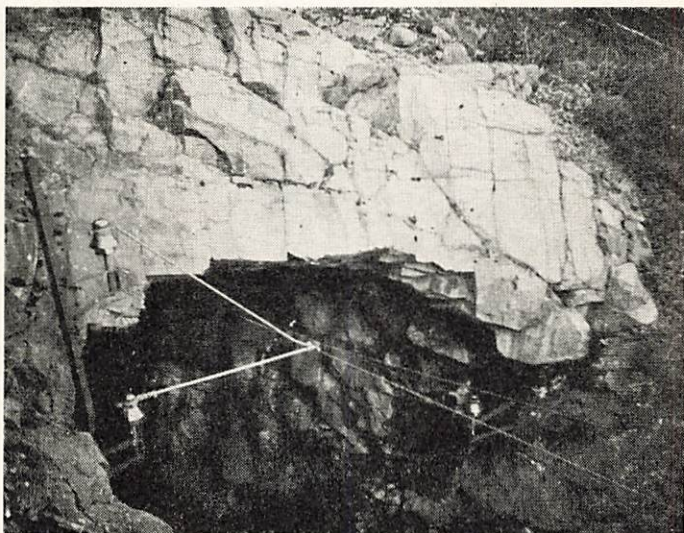


Fig. 3.

visar det sönderspruckna taket, sedan denna avjämning utförts. Tidigare utförd avtäckning och fogtätning ovanpå taket kompletterades ånyo, men isbildningen inuti tunneln förblev dock ungefär lika kraftig och riskabel som förut.

År 1939 tillkallades därför en geolog från K. Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsen, på vilkens inrådan cementinjektering av tunnelns hela valv och väggarnas övre delar utfördes. Takets läckning minskades strax, men synes sedan åter ha ökat — troligen på grund av att vattnet sökt sig nya vägar i delvis jordfyllda slag.

När vid senare utförda takrensningar nästan inga spår av den gjorda cementinjekteringen kunde iakttagas, och därför risken för lossnande stenar fortfarande var stor, beslöts år 1944 att för säkerhets skull antingen det 2—8 meter tjocka tunneltaket skulle bortsprängas, eller ock att detsamma skulle inklädas med ett betongvalv; varvid avsågs att arbetet i bägge alternativen skulle utföras under pågående trafik men med nedtagen kontaktledning.

En undersökning hade även utförts för att eventuellt räta linjen genom att spränga en öppen bergskärning utanför tunneln och fylla en bank över en vik norr därom. Vattendjupet befanns dock vara cirka 4 meter strax utanför stranden, och den lutande bergbotten var täckt med cirka 7 meter mycket lös glaciallera. Byrådirektör J. Olsson i K. Järnvägsstyrelsen, som konsulterades, avrådde därför alldeles bestämt från utförandet av detta alternativ, på grund av att stora risker för ras i såväl den nya som den gamla banken förefunnos.

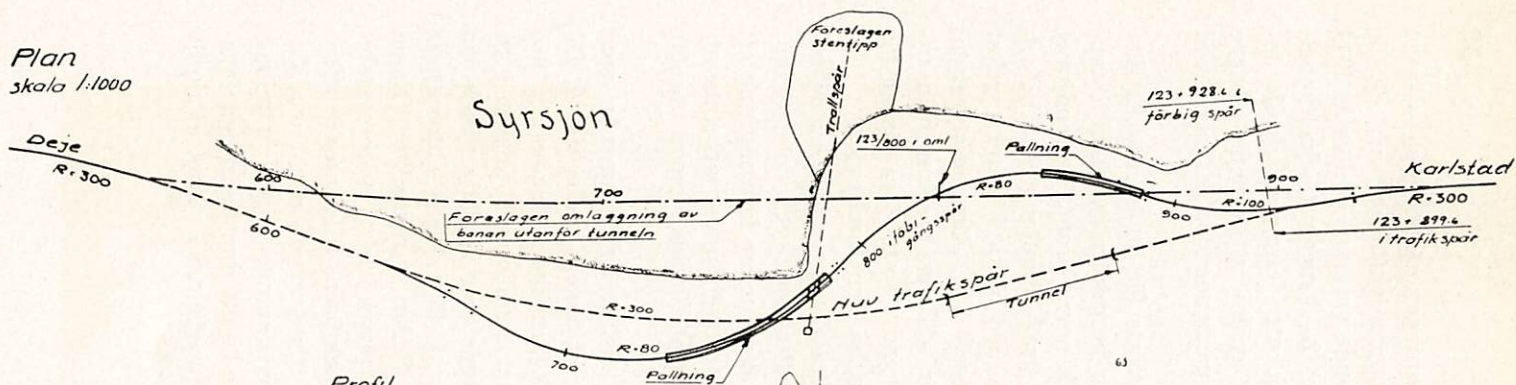
Anbud infordrades nu på utförande av endera av de två alternativen, varvid A.-B. Vägförbättringar avgav ett särskilt anbud å bortsprängning av tunneltaket, under förutsättning att arbetsplatsen frilades genom att trafiken under arbetets utförande framfördes på ett provisoriskt förbigångsspår utanför tunneln.

Förslag uppgjordes nu till ett dylikt förbigångsspår, med 20 ‰ lutningar och kurvor med 80 meters radie, fig. 4. Då detta var betydligt svårare än vad järnvägens lokomotiv äro byggda för provkördes ett lämpligt sammansatt tågsätt i 80 meters kurva inom ett industriområde, varvid detta visade sig gå bra, samt att hela spelrummet i järnvägens automatiskt kopplade buffertar ej utnyttjades. Sedan byrådirektör Olsson även konsulterats beträffande det provisoriska spårets stabilitet, söktes och erhöles Järnvägsinspektörens tillstånd att utföra arbetet i enlighet med A. B. Vägförbättringars något modifierade förslag. Efter ingående undersökningar hade nämligen byrådirektör Olsson föreskrivit, dels att den befintliga järnvägsbanken i korsningen med det provisoriska spåret ej skulle

Nordmark - Klarälvens järnväg

Förslag till förbigångsspår vid Syrsjön

Plan
skala 1:1000



Profil
Höjdskala 1:100
Längdskala 1:2000

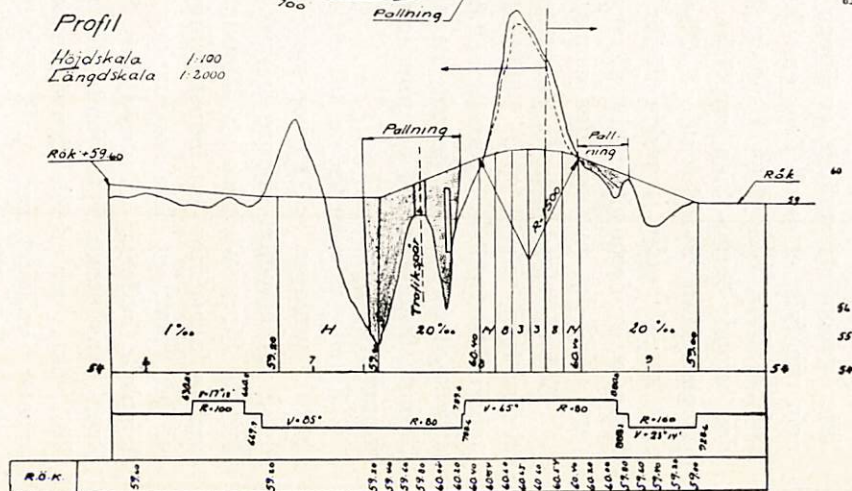


Fig. 4.

få ytterligare belastas, utan detta senare spår läggs på sliperspallning däröver, samtidigt som jord skulle bortschaktas ur vallen till motsvarande vikt, dels att vid provisoriska spårets södra ända en större stödmur skulle uppföras, enär jordslänten ansågs ej kunna få tillräckligt stöd i leran i sjön, dels ock att de utsprängda bergmassorna ej skulle få tippas annat än på särskilt angivna platser, för att ej vid ras kunna draga med sig den gamla järnvägsbanken, fig. 5 och 6.

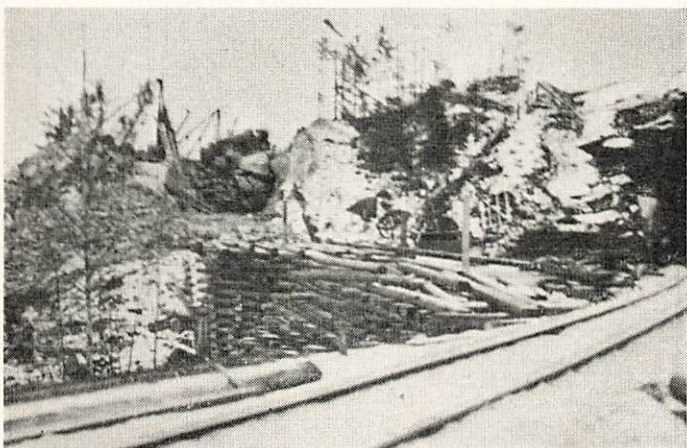


Fig. 5.



Fig. 6.

Nordmark - Klarälvens järnväg

Km. 123+4000 - 124+500

Längdskala 1:400

Plan.

S y r -

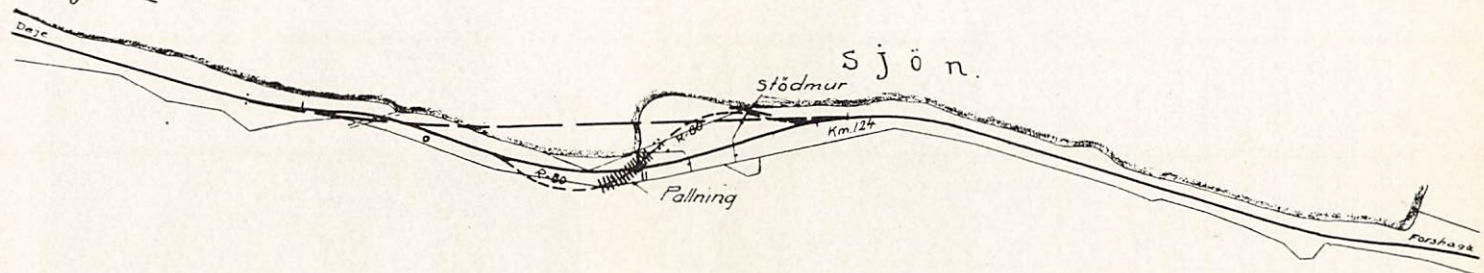


Fig. 7.

Det provisoriska spåret utfördes enligt fig. 7, och byggdes med 75 m/m rälsförhöjning, 32 m/m spårutvidgning och tvänne flänsstyrande urspåringsräler. Spåret försågs även med kontaktledning, och då risk kunde anses föreligga för sönderskjutning av denna uppdrogs därtill en förbigångsledning på betryggande avstånd uppe i skogen. Byggandet av det provisoriska spåret påbörjades i mitten av november månad 1944, och detsamma togs i trafik i mitten av februari månad 1945. Hastigheten var bestämd till 10 km/tim. Spåret trafikerades utan något som helst missöde till i början av maj månad 1945, då trafiken återflyttades till det gamla spårläget, fig. 8.

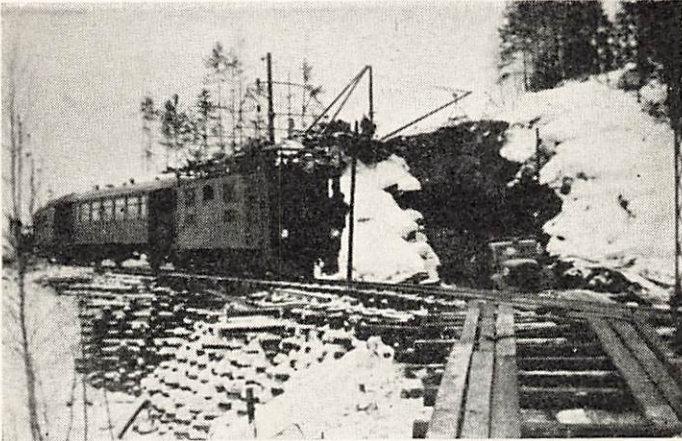


Fig. 8.

Bergväggarna i den "gamla tunneln" utsprängdes i ungefärlig lutning $1\frac{1}{2}:1$, för att minska framtida rensningskostnader, fig. 9. I den gamla tunneln och genom bergskärningen uttogos cirka 6 100 kbm berg, och cirka 300 kbm jordavtäckning utfördes. Gamla ballasten utbyttes mot ny sådan av makadam, varjämte ett stort antal uppstående berggaddar i bergskär-

ningens botten bortsprängdes, och ny ballastmur lades genom hela bergskärningen på spårets mot land vettande sida.

Totala kostnaderna för tunnelarbetet uppgå till något över 100 000:— kronor.

Entreprenören utförde sitt besvärliga och mycket krävande arbete på ett i allo förstklassigt sätt, utan att orsaka några som helst störningar i järnvägens ordinarie tågdrift.

Tunnel vid Syrsjön

123+858 — 123+906 = 48 m

Skala 1:100

Tvärsektion

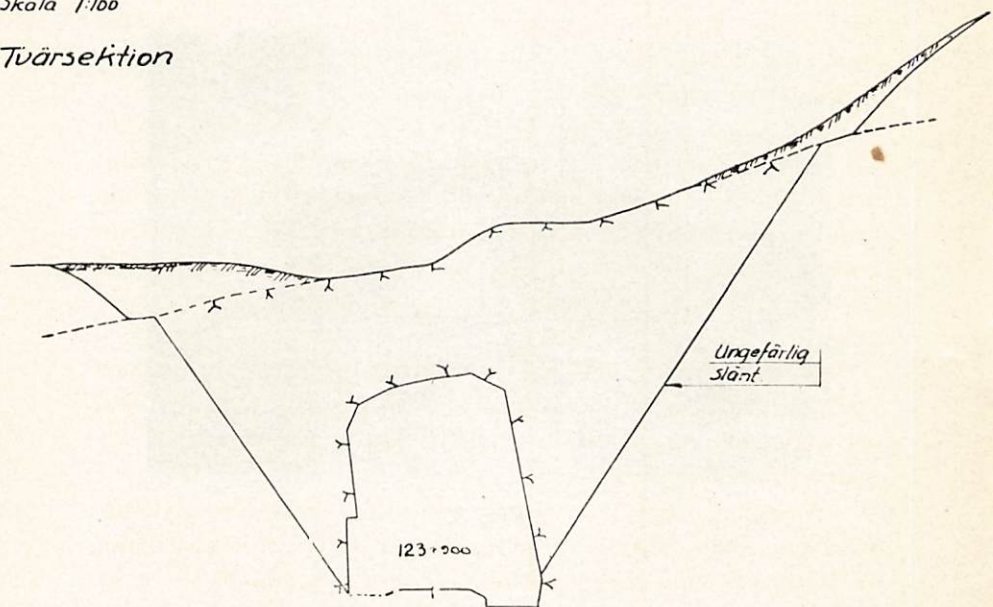


Fig. 9.

Säreget rättsfall.

Å Nordmark—Klarälvens Järnvägar inträffade den 4 november 1938 en urspårning, då ett persontåg i en bergskärning körde på ett stenblock som hade lossnat från bergväggen och fallit ned på banan, där det återfanns liggande mellan rälererna. Vid händelsen ifråga fick tågets förare en chock, med påföljd att han sedermera avled. Lokförarens änka reste ersättningsanspråk mot järnvägsbolaget, varvid bolaget av häradsrätten förklarades skadeståndsskyldigt. Järnvägsbolaget överklagade emellertid domen och frikändes i hovrätten.

Händelseförloppet var i korthet följande:

Tåg 2, som avgick från Karlstad Ö kl. 5.40, påkörde vid km 174+114 (300 m kurva i bergskärning) en sten, vägande omkring 300 kg., som låg ungefär mitt i spåret. Härvid urspårade loket och tvenne boggievagnar, varvid diverse skador uppstodo å såväl spåret som den rullande materielen. Personalen och de resande syntes ha undsluppit med endast en grundlig omskakning.

Sedan rapport ingått och erforderliga anstalter för banans klargörande vidtagits anmäldes olyckan för polisen med anhållan om undersökning angående orsaken. Spåret var åter klart för trafik strax före kl. 12.

Bergskärningen hade rensats senast en vecka före olyckan, och banan hade besiktigats och godkänts för högre tåghastighet av dåvarande Järnvägsinspektören så sent som den 30/10—2/11 1938. Sedan det urspårade tåget undanskaffats kunde olycksplatsen bättre överblickas. Nu ville kärandeparten göra gällande att den c:a 300 kg tunga stenen störtat ned för slänten och studsat så att den hamnat i spåret. För att påvisa det orimliga i ett dylikt påstående, företog järnvägsbolaget omfattande undersökningar på platsen för raset, samt verkställde även praktiska prov med stenblocket, som fick falla från den plats, där det

ursprungligen legat. Nedanstående bildmaterial torde åskådliggöra detaljerna vid stenens fall från utgångspunkten till slutläget i spåret.

Fig. 1 visar den urspårade delen av tågsättet, när lokets främre hjulpar upplyfts på rälsen. Stenen, som förorsakat utspårningen, ligger under sista vagnens närmaste boggie.



Fig. 1. Det urspårade tågsättet.

Fig. 2 visar hålan där stenen legat. Hålans underkant ligger c:a 1,6 mtr. över r. ö. k. Fotografiet är taget snett uppifrån, varför hålans botten synes luta betydligt mera än i verkligheten.

Då temperaturen endast varit -1 à -2 grader under natten ansågs otroligt, att stenen av egen tyngd kunnat rulla ned, men vid företagens undersökning kunde inga märken av baxning iakttagas på berget eller grästorven.

Fig. 3 visar olycksplatsen fotograferad snett ovanifrån. Stenen har legat i hålan a, rullat förbi hyllan b utan att göra märken i berget, därefter slagit ett märke c i en nisch i berget samt ett märke d i en utskjutande berggadd.

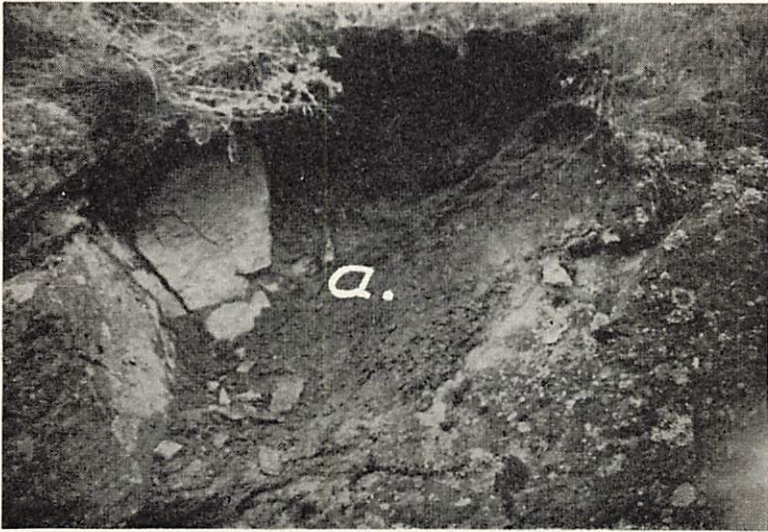


Fig. 2. Platsen där stenen legat.

Därefter har stenen erhållit ett tämligen effektivt stoppslag mot ballastmuren vid e, men synes trots detta ha rullat 3 mtr. i c:a 45° vinkel mot tåget uppför ballastens slänt och över rälsen till f, där den låg då den påkördes av tåget.

Fig 4 visar, varest stenen efter stoppslaget mot ballastmuren vid e skulle ha rullat uppför slänten, över rälsen samt stannat vid f, där påkörningen skedde.

Under den undersökning som nu företogs anlätades såsom sakkunnig bland andra bergsingenjören G. Bergström vid Filipstads bergsskola, vilken efter avslutad undersökning avgav ett utlåtande, som på grund av dess intressanta innehåll i väsentliga delar relateras här nedan.

»Vid okulärbesiktning konstaterades god allmän överensstämmelse mellan förhållandena på platsen och ur ovan nämnda handlingar hämtade data, med redan nämnt undantag för den ursprungliga skissen, varjämte övre delen av bergväggen, där olycksstenen suttit, visade ett jämfört med fotografierna ändrat

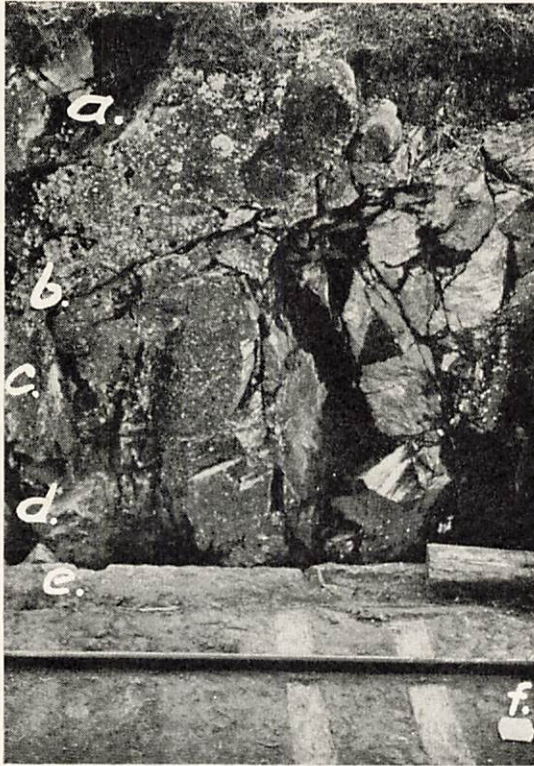


Fig. 3. Stenens väg från utgångspunkten till slutläget i spåret.

utseende, beroende på efter olyckan utförda sprängnings- och rensningsarbeten, i och för sig tydande på prisvärd försiktighet, men så vitt jag nu kan bedöma ej ovillkorligen nödvändiga.

Berget består av vresig, starkt veckad och förklyftad gnejsartad bergart. Stenen har begränsats av släppytor och suttit inkilad i sådant läge att dess dimensioner avtagit inåt, varför den varit relativt lätt att lösgöra. Underlaget synes ha lutat något utåt mot spåret och tämligen kraftigt mot norr i tågets färdriktning, dock ej så mycket att glidning utan yttre impuls förefaller antaglig. Glidytans sannolika läge är sådant, att om rörelse

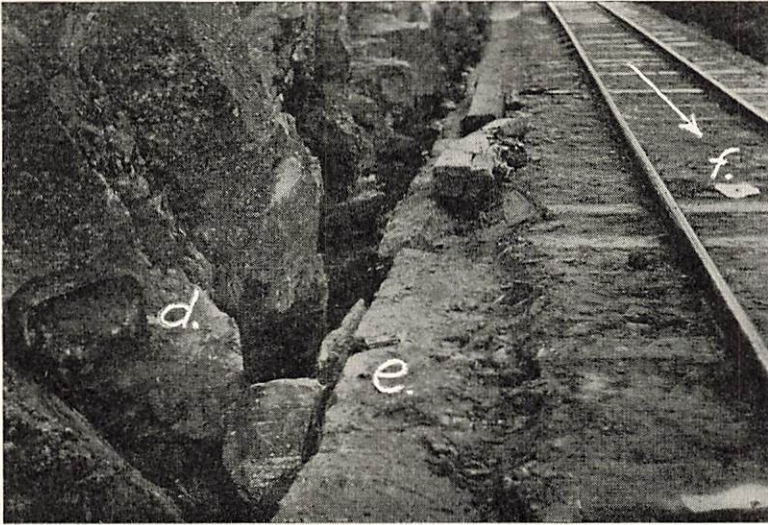


Fig. 4. Stens plats i spåret. Pilen anger tågets färdriktning.

av naturliga skäl likväl antages, stenen borde ha fallit med en dragning åt norr. Att döma av å fotografierna synliga slagmärken, delvis ännu iakttagbara på bergväggen, har emellertid stenen vid fallet rört sig i ett vertikallplan vinkelrätt mot spåret, vilket skulle tyda på att stenen vid sitt lösgörande erhållit en söderriktad impuls, motverkande glidplanets benägenhet att sända den i mera nordlig riktning. Detta skulle kunna betyda att artificiellt ingrepp förelegat.

Med den fallriktning stenen att döma av slagmärkena i berget faktiskt haft, måste den ha träffat ballastmuren så centralt, att den praktiskt taget omedelbart kommit i vila. Någon riko-schettering är ytterligt osannolik och "studsning" på grund av stenens och underlagets ofjädrande beskaffenhet alldeles otänkbar. Sten är i detta avseende ett avgjort "dött" material.

Redan på grund av erfarenhetsmässig kännedom om hur fallande sten beter sig, är jag genom okulärbesiktningen därför övertygad om att stenen efter fallet måste ha stannat i eller över

diket och kanten på ballastmuren, eller möjligen, beroende på dess orientering vid anslaget, efter en vältning för att komma i stabilt läge, emellan kanten på ballastmuren och närmaste (östra) rälsen.

Då emellertid värdet av ett subjektivt bedömande alltid kan ifrågasättas, har jag även undersökt huruvida det är teoretiskt möjligt att den rörelseenergi stenen vid sitt fall erhållit, skulle vara numeriskt sett tillräcklig för att förflytta den till angiven plats i spåret. Slutligen ha vissa praktiska försök blivit utförda för att experimentellt utröna hur långt stenen kunde komma vid fall under förhållanden så nära som möjligt liknande dem som rådde vid olyckstillfället.

Teoretisk beräkning.

Med ledning av fotografierna och observationer i bergväggen bestämdes sannolika läget av stenen i fast klyft. Detta läge fixerades med hjälp av en trämall varefter mätningar verkställdes för att undersöka överensstämmelsen med ritningarna. Denna var så pass god att stenens läge kan anses vara känt inom trånga gränser.

Det är nu möjligt, att med hjälp av enkla dynamiska beräkningar skaffa sig ett begrepp om tänkbarheten av olika rörelsefall. Vid sådana beräkningar rör man sig visserligen vanligen med enklare förhållanden, plana ytor, kroppar av enkel form etc., men om man tillser att inga approximationer göras, som minska siffervärdet på stenens inneboende förmåga att röra sig (rörelseenergi), utan i stället antager att förhållandena gynnat stenens strävan mot punkten "f", så böra de gjorda förenklingarna verka försvårande på ett försök att påvisa omöjligheten av att stenen kommer till punkten "f".

Antagande 1.

Stenen har stoppats av ballastmuren.

För att lyfta stenen 19 cm (över rälsens nivå från muren) krävs ett arbete av $325 \times 0,19 = 62$ kgm.

För förflyttning i sidled gäller:

a) *Glidning.*

Friktionskoefficienten för berg, grus etc. plägar antagas = 1. Friktionskraften skulle då bli 325 kg. och arbetet att flytta stenen i sidled $325 \times 2,85 = 925$ kgm.

Totalarbetet sålunda 987 kgm.

b) *Rullning eller vältning.*

Om rörelsen antages bestå av upprepad vältning över kant av en prisma med 4 dm sida torde man kunna räkna som följer:

Genomsnittskraft pr "vält"	=	162 kg
Arbetsväg pr "vält"	=	2 dm
Förflyttning pr "vält"	=	4 dm
Hela vägen kräver		8 vältningar
Arbete	=	259 kgm $(162 \times 0,2 \times 8)$

Vältningen kan också anses bestå i en 8 gånger upprepad lyftning av stenen c:a 85 mm varje gång, vilket skulle betyda en arbetsmängd av 221 kgm. Medeltal för båda beräkningssätten skulle ge 240 kgm. Betydande förluster i form av friktioner, kross- och riktningssändringsförluster måste uppstå, och en verktningsgrad på 50 % torde ej vara för låg. Detta skulle betyda en arbetsåtgång av 480 kgm och totalarbetet skulle bli $480 + 62 = 542$ kgm.

c) *Kombinerad rörelse.*

Nu torde även någon glidning eller sladdning äga rum. Siffran för totalarbetet bör därför ligga mellan siffrorna 542 och 987 kgm. Om man antager att huvudsakligen rullning kommer ifråga kan man kanske anse 600 k g m vara en rimlig siffra.

Stenens rörelseenergi.

Efter friktionsfritt fall från "a" till "e" har stenen en hastighet av $v = \sqrt{2gh}$ (gäller för "fritt fall"; "v" alltså för stort)

där v = hastighet i m/sek

$$g = \text{jordaccelerationen} = 9,81$$

$$h = \text{fallhöjden} = 1,54$$

$$v = \sqrt{2 \times 9,8 \times 1,54} = 5,5 \text{ m/sek}$$

Av fig. 4 framgår att rörelseriktningen ändras c:a 64° . Om hastigheten uppdelas i en komponent i den nya riktningen och en vinkelrätt däremot (den senare motsvarar antingen studsning eller krossarbete, resp. värmeutveckling mot ballastmuren), får man en hastighet i nya riktningen av $5,5 \times \cos 64^\circ = 5,5 \times 0,44 = 2,42$ m/sek, givande en rörelseenergi av c:a 97 kgm vilket tydligen är alldeles otillräckligt för den ifrågasatta förflyttningen.

Antagande 2.

Stenen har studsat mot "b", och genom luften begivit sig till "f".

Fallhöjd en knapp meter ("a" — "b").

Hastighet vid "b";

$$v = \sqrt{2 \times 9,81 \times 1} = 4,35 \text{ m/sek.}$$

Efter studsning utåt börjar omedelbart en ny nedåtrörelse,

som medför att stenen tar jord efter tiden $t = \sqrt{\frac{2gh}{g}} =$ omkring $1/3$ sek. Om horisontella hastigheten står i samma förhållande till utgångshastigheten som vid Antagande 1. skulle nya horisontalhastigheten bli $0,44 \times 4,35 = 1,91$ m/sek. Eftersom den ej har mer än $1/3$ sek på sig, skulle den ta mark på omkring 0,6 m:s horisontellt avstånd från "b", d. v. s. den skulle ej ens hinna till ballastmuren, varefter rullande etc. skulle vidtaga med sämre utgångsbetingelser än enl. Antagande 1.

Beräkningarna kunna variera på många sätt under olika antaganden, men då intet sätt finnes att få energi av ingenting torde resultaten till sin pricipiella innebörd bli liknande, nämligen att den antagna rörelsen teoretiskt är så osannolik att den är tekniskt omöjlig.

Praktiska försök.

För att verifiera denna slutsats verkställdes upprepade försök med den i järnvägens ägo alltjämt befintliga olycksstenen.

En stubbrytare för lyftning av stenen var placerad på bergets krön, på en punkt där berget är högre och lutningen bran-

tare än vad nu är fallet där stenen ursprungligen suttit. Härifrån nedsläpptes stenen upprepade gånger.

I intet fall avvek stenen nämnvärt från en riktning vinkelrätt mot järnvägen och i intet fall kom stenen längre än att den åtminstone delvis låg på ballastmuren.

Sedan jag med absolut säkerhet ansåg mig ha konstaterat detta, lade jag upp en rutschbana av plank med lutning så nära som möjligt överensstämmande med linjen "a" — "e":s lutning. Stenen placerades vid banans övre ända i för rullning gynnsamaste läge och släpptes sedan.

Då plankbanan slutade i diket stannade stenen på ytterkanten av ballastmuren.

Då plankbanan slutade på översidan av ballastmuren stannade stenen på grusslätten utan att beröra östra rälsen.

Först då plankbanan slutade på grusslätten och förlängdes så att vertikala fallhöjden blev över två meter blev stenen ligande på östra rälsen med tyngdpunkten innanför densamma.

Nämnvärd sidoavvikning förekom i intet fall.

Vid upprepade försök med en tennisboll kunde denna ej fås att studsas så långt som stenen antages ha gjort under naturliga förhållanden.

På grund av de verkställda försöken anser jag den teoretiska slutsatsen helt bekräftad.

Försök att välta stenen för hand.

Även sedan stenen placerats i ogynnsamt läge delvis nedkilad i diket visade det sig möjligt för en man utan alla hjälpmedel att rulla upp stenen i spåret och vidare i spåret en godtycklig väglängd. Någon svårighet att på grund av tekniska skäl acceptera teorin om nidingsdåd finnes sålunda ej.

Sammanfattning.

1. Det är ej osannolikt att stenen på konstlad väg lösgjorts ur sitt naturliga läge.
2. På grund av okulärbesiktning av platsen och kännedom om fallande bergs beteende kan man med största säkerhet påstå

att stenen vid fall måste stanna på yttersidan av rälsen samt att avsevärd sidorörelse är ytterligt osannolik.

3. Teoretiska beräkningar ge som resultat att slutsatsen under 2. är nära nog invändningsfritt bevisad.
4. Detta är vidare bestyrkt genom praktiska försök.
5. Det är konstaterat att en ensam man utan verktyg lätt nog kan förflytta stenen till det läge den vid olyckan innehade ifrån ogynnsammaste tänkbara utgångsläge."

Någon dag efter olyckan sjukskrevs en postiljon för den chock han erhållit vid urspårningen. Föraren H. av olyckståget fortsatte sina turer och sökte läkare först den 18/11 för sömnlöshet, varvid han remitterades till lasarett den 22/11 och överfördes till sinnessjukhus den 23/11, där han avled den 11/12 samma år.

Dödsfallet förklarades vara olycksfall i arbete, varför änkan tillerkändes livränta men ej pension i enlighet med pensionskassans stadgar. (Livräntan översteg nämligen pensionens storlek.)

Efter vissa förhandlingar med pensionskassan för att erhålla både pension och livränta blev järnvägen av änkan instämd till häradsrätten den 25/11 1941 med yrkande om skadestånd "på grund av bristande underhåll och övervakning."

I denna process, som handlades vid 7 à 8 ting, inträdde Enskilda Järnvägarnas Försäkringsanstalt mot olycksfall som mel-lankommande part. Av svarandesidan företeddes intyg, förutom av ovan nämnda bergsingeniör G. Bergström, av järnvägens personal, baningeniör G. Nyström, baningeniör M. Elgenstierna och professor G. Antoni m. fl. Käranden åberopade järnvägens rapport till Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsen, polisrapporten, intyg från järnvägsläkaren och sinnessjukhusläkaren m. fl.

Under processens gång konstaterades att stenen vägde 325 kg, men käranden styrkte genom beedigade intyg att vikten vore 200, 500, 600—700, 800—900 och 3000—4000 kg samt att fallhöjden uppgick till 3,0 m i stället för 1,6 m.

Likaså intygade den poliskommissarie, som handhaft undersökningarna att då han ej kunde finna spår av att stenen

lossats och rullats, kunde nidingsdåd omöjliggen föreligga, vilket gjorts gällande av järnvägsbolaget. (Kommissarien kom enligt egen utsago till platsen sedan det urspårade tåget undanskaffats). Att leta efter spår sedan tåget undanskaffats, banan reparerats och ett flertal personer rört sig på platsen och gjort sina undersökningar är tämligen hopplöst och att sedan tillmäta denna undersökning ett avgjort bevisvärde är än oriktigare.

Häradsrättens utslag föll först den 13/4 1943, varvid järnvägen förklarades ersättningskyldig, "enär av i målet förebragt utredning måste anses framgå, dels att stenen ifråga, som förut utgjort en del av bergbranten, kunnat utan påverkan av människohand lossna ur berget och förflyttas fram till den plats, där den vid olyckstillfället legat, dels ock att lokförare H:s sjukdom och död förorsakats av den nervchock, varav han vid olyckan drabbats, samt bolaget ej kan anses hava gjort sannolikt, att någon med avsikt lossat stenen från berget eller efter dess nedfallande förflyttat den till dess plats mellan rälsen, utan fastmer synes i målet utrett, att varje spår till sådant ingripande saknas; alltså och då stenens nedfallande måste anses hava möjliggjorts genom bolagets bristande i detsamma åliggande nödig eftersyn å bansträckan ifråga, prövar Häradsrätten rättvist förplikta bolaget att till fru H. såsom änka efter —"

Svaranden skulle även betala kärandens rättegångskostnader.

I häradsrättens utslag sökte järnvägen och försäkringsbolaget hos Hovrätten ändring, vilken fru H. bestred. Efter ytterligare skriftväxling föll Hovrättens dom den 25/1 1945, vari järnvägen frikändes, "enär genom den i målet förebragta utredningen icke styrkts, att bolaget visat försummelse i sin övervakning av bergbranten, från vilken stenen lossnat, eller att bolaget eljest underlåtit vidtaga någon åtgärd, som med hänsyn till förevarande omständigheter rimligen kunnat fordras för trafiksäkerhetens tryggnad å bansträckan ifråga, alltså och då vållande till H:s död icke ligger bolaget till last, prövar hovrätten rättvist att, med upphävande av häradsrättens utslag i huvudsaken, ogilla fru H:s i målet förda talan."

Häradsrättens beslut ang. rättegångskostnaderna ändrades även, så att envar skulle betala sina.

Käranden sökte sedermera ändring i Hovrättens dom hos Kungl. Maj:t vilket bestreds av järnvägen och försäkringsbolaget.

Den 29 oktober 1945 fastställde Kungl. Maj:t slutligen hovrättens utslag.

Ner.

Göteborg i december 1945.

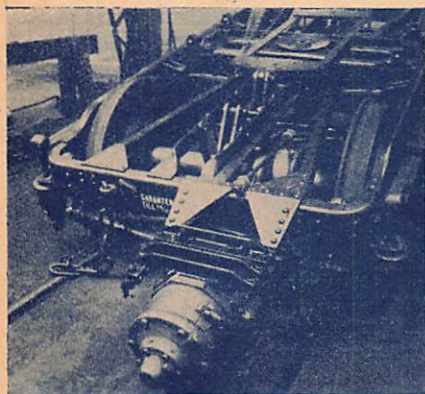
P. O. Nyströmer.



LOKOMOTIV	—	JÄRNVÄGSVAGNAR
SPÄRVAGNAR	—	BUSSKAROSSERIER
PARCA-PANNOR	—	VARMVATTENBEREDARE
MEK. VERKSTADS-	—	INDUSTRIGENERATORER
ARBETEN	—	STÅL- o. TACKJÄRNS-
SMIDEN	—	GJUTGODS

AB SVENSKA JÄRNVÄGSVERKSTÄDERNA

FALUN — LINKÖPING — ARLÖV



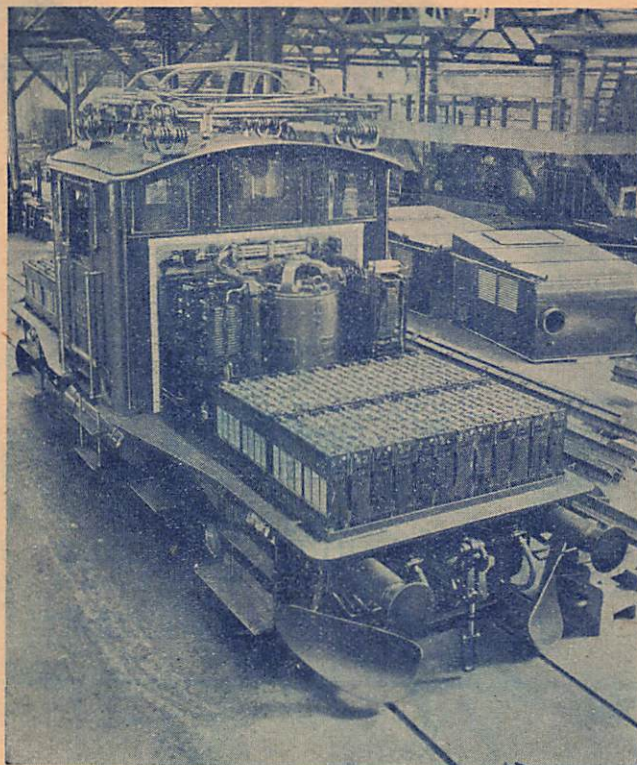
Elektrisk tågbelysning

förebygger katastrofrisker

Aseas patenterade tågbelysningssystem utan komplicerade finmekanismer och remmar är ett driftsäkert, enkelt och lättskött system som ger ett blinkfritt och konstant ljus samt effektiv batteriladdning.

Vi stå gärna till
tjänst med offert

ASEA



*Montering av
NIFE-batteri på
ett SJ ackumulator-
lok litt. Öb. (ASEA)*

*Ur vårt leveransprogram för järnvägarna
vilja vi framhålla:*

NIFE tågbelysningsbatterier

NIFE truck- och lokbatterier

NIFE startbatterier för dieselvagnar och rälsbussar

NIFE handlyktor och signalmateriel



JUNGNERBOLAGET

SVENSKA ACKUMULATOR AKTIEBOLAGET JUNGNER

Stockholm - Göteborg - Karlstad - Malmö - Norrköping - Sundsvall