

### Beitrag zur Frage der Bogenberichtigung.

Von Dr. Ing. Bessaga Mieczyslaw, Lemberg, Eisenbahndirektion.

In den letzten Jahren wurden im „Org. Fortschr. Eisenbahnwes.“ sehr oft Abhandlungen veröffentlicht, die der Bogenberichtigung gewidmet waren. Den Brennpunkt des Interesses bildete dabei das rühmlich bekannte Nalenz-Höfer-Verfahren, das in den Aufsätzen von verschiedenen Gesichtspunkten aus betrachtet und besprochen wurde. Mit dem vorliegenden Beitrag beabsichtige ich — im Nachgange zu einem Artikel des Ing. Krepiski, veröffentlicht in der Zeitschrift „Inżynier Kolejowy“ im Jahre 1927 und einem Artikel des Verfassers, ebenfalls verlautbart im „Inżynier Kolejowy“ im Jahre 1934 — die Sache noch von einer anderen Seite her zu beleuchten.

Ziehen wir vorerst folgende Frage in Betracht: Es ist eine Reihe von gemessenen Pfeilhöhen  $f_1 f_2 f_3 \dots$  gegeben, die so gemessen sein sollen, daß jede neue Sehne in der Mitte des vorangehenden Teilbogens beginnt. Weiter wird vorausgesetzt, daß die berichtigten Pfeilhöhen die Größen  $f'_1 f'_2 f'_3 \dots$  haben. Wie groß sollen die Verschiebungen der einzelnen Bogenpunkte sein, damit die Reihe  $f_1 f_2 f_3 \dots$  in die Reihe  $f'_1 f'_2 f'_3 \dots$  übergeht? Die Lösung dieser Frage beruht auf dem Grundsatz, daß jede Verschiebung „ $p_i$ “ eines beliebigen Knotenpunktes  $P_i$  nach außen die Pfeilhöhe  $f_i$  in diesem Punkte um  $p_i$  vergrößert und die Pfeilhöhen in benachbarten Knotenpunkten  $P_{i-1}$  und  $P_{i+1}$  um  $p_{i/2}$  verringert. Die Verschiebung nach innen ruft selbstredend entsprechende Pfeilhöhenänderungen im entgegengesetzten Sinne hervor. Als Knotenpunkte werden hier jene Bogenpunkte betrachtet, in denen die Pfeilhöhen gemessen werden.

Aus obigem Grundsatz folgt unmittelbar:

$$\sum f = \sum f' \dots \dots \dots 1a)$$

oder

$$\sum \Delta = 0 \dots \dots \dots 1b)$$

$$(\Delta_i = f_i - f'_i)$$

Wie bereits erwähnt wurde, verursacht jede Verschiebung  $p_i$  eine Vergrößerung der Pfeilhöhe  $f_i$  um  $p_i$  und eine Verminderung der benachbarten Pfeilhöhen  $f_{i+1}$  und  $f_{i-1}$  um  $p_{i/2}$ . Folglich ändert sich die Pfeilhöhensumme nicht, weil  $p_i - p_{i/2} - p_{i/2} = 0$ . Die Bedingung 1a) oder 1b), durch welche die angenommenen berichtigten Pfeilhöhengrößen  $f'_i$  miteinander verknüpft sind, wird in den nachfolgenden Ausführungen kurz als „Bedingung A“ bezeichnet.

Unter der Annahme, daß die Verschiebung  $p_1$  des ersten Knotenpunktes, der noch in der Geraden liegt, gleich Null ist, erhalten wir folgende Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} f'_1 &= f_1 - p_{2/2} \\ f'_2 &= f_2 + p_2 - p_{3/2} \\ f'_3 &= f_3 + p_3 - p_{2/2} - p_{4/2} \\ f'_4 &= f_4 + p_4 - p_{3/2} - p_{5/2} \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 2)$$

Aus ihrer Auflösung folgt:

$$\begin{aligned} p_2 &= 2(f_1 - f'_1) = 2 \Delta_1 \\ p_3 &= 2 \Delta_2 + 4 \Delta_1 \\ p_4 &= 2 \Delta_3 + 4 \Delta_2 + 6 \Delta_1 \dots \end{aligned}$$

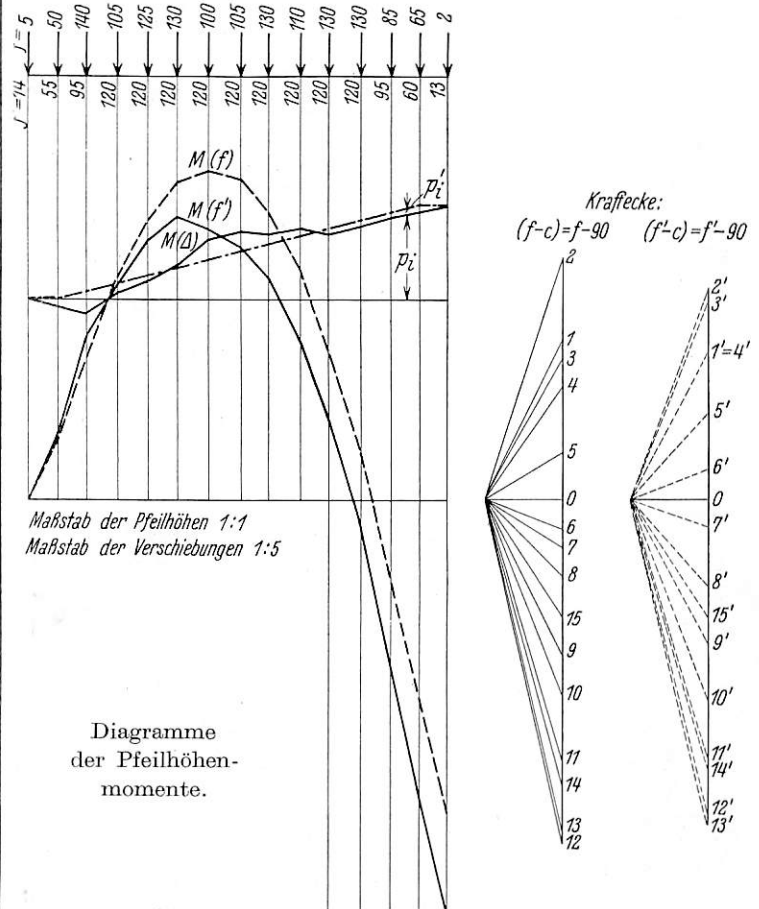
Die Verschiebung  $p_i$  kann in zweierlei Weise ausgedrückt werden, und zwar mittels der nachstehenden, allgemeinen Formel 3a) und 3b) oder mittels der Formel 4).

$$p_i = 2 [(i-1) \Delta_1 + (i-2) \Delta_2 + \dots + 1 \Delta_{i-1}] \dots \dots 3a)$$

$$= 2 M(\Delta)_i$$

Der Ausdruck in der eckigen Klammer bezeichnet sozusagen das statische Moment der links von dem betrachteten Knotenpunkte  $P_i$  liegenden „Kräfte“  $\Delta$ , unter der Annahme, daß die Entfernung der benachbarten Knotenpunkte gleich 1 ist. Anstatt der Formel 3a) könnte man auch schreiben:

$$p_i = 2 [M(f)_i - M(f')_i] \dots \dots \dots 3b)$$



Nach einiger Umformung der Gl. 3a) erhalten wir eine zweite, ganz andere Gestalt der allgemeinen Formel für  $p_i$ , nämlich:

$$\begin{aligned} p_i &= 2 [(i-1) \Delta_1 + (i-2) \Delta_2 + (i-3) \Delta_3 + \dots + 1 \Delta_{i-1}] \\ &= 2 [\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_{i-1} + \Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_{i-2} + \dots \\ &\quad \dots + \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_1] \\ &= 2 [\sum \Delta_1 + \sum \Delta_2 + \sum \Delta_3 + \dots + \sum \Delta_{i-1}] \\ p_i &= 2 [\sum \sum \Delta_{i-1}] \dots \dots \dots 4) \end{aligned}$$

Die Bezeichnungen

$$\begin{aligned} \sum \Delta_i &= \Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_i \\ \sum \sum \Delta_i &= \sum \Delta_1 + \sum \Delta_2 + \dots + \sum \Delta_i \end{aligned}$$

erfordern keine weitere Erklärung.

Aus den Gl. 3a) und 3b) kann man ersehen, daß die Möglichkeit vorliegt, die Verschiebungsgrößen  $p_i$  aus einem Momentendiagramm abzulesen. Aus der Gl. 3a) geht hervor, daß die Verschiebung eines beliebigen Knotenpunktes  $P_i$  gleich ist der entsprechenden Ordinate des Seilecks  $M(\Delta)$ . Nach der Gl. 3b) dagegen ist diese Verschiebung gleich der Ordinatenendifferenz der Seilecke  $M(f)$  und  $M(f')$ , abgelesen

Zahlen-  
Berechnung der Knoten-

Nr.	Gemessene Pfeilhöhen f	Angenommene Pfeilhöhen f'	$\Delta = f - f'$	$(\Sigma \Delta)_i$	$(\Sigma \Sigma \Delta)_{i-1}$	$f'' = f' + \delta$	$\Delta' = f - f''$	$(\Sigma \Delta')_i$	$(\Sigma \Sigma \Delta')_{i-1}$
1	15	10	+ 5	+ 5	—	10 - 1 = 9	+ 6	+ 6	—
2	30	32	- 2	+ 3	+ 5	32 - 1 = 31	- 1	+ 5	+ 6
3	70	62	+ 8	+ 11	+ 8	62 - 1 = 61	+ 9	+ 14	+ 11
4	90	92	- 2	+ 9	+ 19	92 - 1 = 91	- 1	+ 13	+ 25
5	120	120	0	+ 9	+ 28	120 - 1 = 119	+ 1	+ 14	+ 38
6	130	145	- 15	- 6	+ 37	145	- 15	- 1	+ 52
7	180	160	+ 20	+ 14	+ 31	160	+ 20	+ 19	+ 51
8	150	160	- 10	+ 4	+ 45	160	- 10	+ 9	+ 70
9	130	160	- 30	- 26	+ 49	160	- 30	- 21	+ 79
10	140	160	- 20	- 46	+ 23	160	- 20	- 41	+ 58
11	170	160	+ 10	- 36	- 23	160	+ 10	- 31	+ 17
12	180	160	+ 20	- 16	- 59	160 - 1 = 159	+ 21	- 10	- 14
13	200	160	+ 40	+ 24	- 75	160	+ 40	+ 30	- 24
14	160	160	0	+ 24	- 51	160	0	+ 30	+ 6
15	150	160	- 10	+ 14	- 27	160	- 10	+ 20	+ 36
16	140	160	- 20	- 6	- 13	160	- 20	0	+ 56
17	170	160	+ 10	+ 4	- 19	160	+ 10	+ 10	+ 56
18	150	160	- 10	- 6	- 15	160	- 10	0	+ 66
19	140	160	- 20	- 26	- 21	160	- 20	- 20	+ 66
20	160	160	0	- 26	- 47	160	0	- 20	+ 46
21	180	160	+ 20	- 6	- 73	160 + 1 = 161	+ 19	- 1	+ 26
22	150	160	- 10	- 16	- 79	160	- 10	- 11	+ 25
23	160	160	0	- 16	- 95	160	0	- 11	+ 14
24	170	160	+ 10	- 6	- 111	160	+ 10	- 1	+ 3
25	140	145	- 5	- 11	- 117	145	- 5	- 6	+ 2
26	130	113	+ 17	+ 6	- 128	113 + 1 = 114	+ 16	+ 10	- 4
27	80	83	- 3	+ 3	- 122	83 + 1 = 84	- 4	+ 6	+ 6
28	40	53	- 13	- 10	- 119	53 + 1 = 54	- 14	- 8	+ 12
29	30	25	+ 5	- 5	- 129	25 + 1 = 26	+ 4	- 4	+ 4
30	10	5	+ 5	0	- 134	5 + 1 = 6	+ 4	0	0
					M = - 134				M' = 0

$$\delta = \frac{-134}{24 \times 6} = \frac{-134}{144} = -0,93 \dots \dots \dots 8)$$

im entsprechenden Maßstabe. Es würde dabei ratsam sein, eine Verringerung der Größen f und f' um eine entsprechende Konstante vorzunehmen, wie es auch M. Höfer in seinem Evolventenverfahren\*) bei der Konstruktion der Krümmungslinie (Pfeilhöhensummenlinie) zu tun empfiehlt.

Die berichtigten Pfeilhöhengrößen f<sub>i</sub>' erscheinen erst dann als richtig angenommen, wenn sie außer der Bedingung (A) noch zwei weitere Bedingungen (B) und (C) erfüllen.

Nach der Bedingung (B) müssen beide Momentendiagramme M(f) und M(f') gleiche Endordinaten haben; sonst würde die Verschiebung des letzten Knotenpunktes, der eigentlich schon in der Geraden liegt, von Null verschieden sein.

$$p_n = M(f)_n - M(f')_n \neq 0.$$

Gemäß der Bedingung (C) dagegen soll die zwischen den beiden Momentendiagrammen M(f) und M(f') gelegene Fläche — algebraisch genommen — gleich Null sein. Die Erfüllung der Bedingung (C) drückt gleichzeitig aus, daß die Bogenachse ebensoviel nach außen, wie nach innen verschoben wird. Hierdurch erreicht man die Mindestarbeit beim Verschieben des Bogens.

Zusammen haben wir also drei Hauptbedingungen, die bei der Annahme der berichtigten Pfeilhöhen zu beachten wären und die noch näher besprochen werden sollen.

\*) Max Höfer, Die Absteckung von Gleisbogen aus Evolventenunterschieden. Berlin 1927.

Die Bedingung (A) entspricht der Forderung, daß der Zentriwinkel des berichtigten Bogens gleich dem des ursprünglichen, fehlerhaften Bogens sein muß, zumal eine Proportionalität zwischen dem Ausdruck  $\Sigma f$  und der Zentriwinkelgröße vorliegt.

Die Bedingung (B) kann, wie aus den Gl. 3a), 3b) und 4) unmittelbar zu ersehen ist, folgendermaßen algebraisch ausgedrückt werden:

$$M(\Delta)_n = 0 \dots \dots \dots 5a)$$

$$M(f)_n = M(f')_n \dots \dots \dots 5b)$$

$$\Sigma \Sigma \Delta_{n-1} = 0 \dots \dots \dots 5c)$$

Anstatt 5c) könnte man auch setzen:

$$\Sigma \Sigma \Delta_n = 0 \dots \dots \dots 5d)$$

weil  $\Sigma \Sigma \Delta_n = \Sigma \Sigma \Delta_{n-1} + \Sigma \Delta_n$ , welche letztere Summe nach 5c) und 4b) gleich Null ist.

Die durch die Bedingung (B) gestellte Forderung, daß der letzte Knotenpunkt P<sub>n</sub> keine Verschiebung erleide, ist also nach obigen Gleichungen gleichwertig mit den Forderungen, daß:

1. das statische Moment aller Pfeilhöhendifferenzen gleich Null ist,
2. die statischen Momente der gemessenen (fehlerhaften) und der angenommenen (berichtigten) Pfeilhöhen einander gleich sind (natürlich mit Rücksicht auf den letzten Knotenpunkt P<sub>n</sub>),

tafel.  
punktverschiebungen.

$(\Sigma\Sigma\Sigma\Delta')_{i-2}$	$f'' = f'' + \varepsilon$	$\Delta'' = f - f''$	$(\Sigma\Delta'')_i$	$(\Sigma\Sigma\Delta'')_{i-1}$	$(\Sigma\Sigma\Sigma\Delta'')_{i-2}$	$p_i = 2(\Sigma\Sigma\Delta'')_{i-1}$	Anmerkung
—	9 + 1 = 10	+ 5	+ 5	—	—	0	Anfangsübergangsbogen ( $n_1 = 6$ )
—	31 + 1 = 32	- 2	+ 3	+ 5	—	+ 10	
+ 6	61 + 1 = 62	+ 8	+ 11	+ 8	+ 5	+ 16	
+ 17	91 + 2 = 93	- 3	+ 8	+ 19	+ 13	+ 38	
+ 42	119 + 1 = 120	0	+ 8	+ 27	+ 32	+ 54	
+ 80	145 + 1 = 146	- 16	- 8	+ 35	+ 59	+ 70	
+ 132	160 - 1 = 159	+ 21	+ 13	+ 27	+ 94	+ 54	Reiner Kreisbogen ( $n_2 = 18$ )
+ 183	160 - 1 = 159	- 9	+ 4	+ 40	+ 121	+ 80	
+ 253	160	- 30	- 26	+ 44	+ 161	+ 88	
+ 332	160 - 1 = 159	- 19	- 45	+ 18	+ 205	+ 36	
+ 390	160 - 1 = 159	+ 11	- 34	- 27	+ 223	- 54	
+ 407	159	+ 21	- 13	- 61	+ 196	- 122	
+ 393	160 - 1 = 159	+ 41	+ 28	- 74	+ 135	- 148	
+ 369	160 - 1 = 159	+ 1	+ 29	- 46	+ 61	- 92	
+ 375	160 - 1 = 159	- 9	+ 20	- 17	+ 15	- 34	
+ 411	160 - 1 = 159	- 19	+ 1	+ 3	- 2	+ 6	
+ 467	160 - 1 = 159	+ 11	+ 12	+ 4	+ 1	+ 8	
+ 523	160 - 1 = 159	- 9	+ 3	+ 16	+ 5	+ 32	
+ 589	160	- 20	- 17	+ 19	+ 21	+ 38	
+ 655	160 - 1 = 159	+ 1	- 16	+ 2	+ 40	+ 4	
+ 701	161 - 1 = 160	+ 20	+ 4	- 14	+ 42	- 28	
+ 727	160	- 10	- 6	- 10	+ 28	- 20	
+ 752	160 - 1 = 159	+ 1	- 5	- 16	+ 18	- 32	
+ 766	160 - 1 = 159	+ 11	+ 6	- 21	+ 2	- 42	
+ 769	145 + 1 = 146	- 6	0	- 15	- 19	- 30	
+ 771	114 + 1 = 115	+ 15	+ 15	- 15	- 34	- 30	
+ 767	84 + 2 = 86	- 6	+ 9	0	- 49	0	
+ 773	54 + 1 = 55	- 15	- 6	+ 9	- 49	+ 18	
+ 785	26 + 1 = 27	+ 3	- 3	+ 3	- 40	+ 6	
+ 789	6 + 1 = 7	+ 3	0	0	- 37	0	
J = + 789							Endübergangsbogen ( $n_1 = 6$ )

$$6\varepsilon_1 + 18\varepsilon_2 + 6\varepsilon_3 = 0 \dots\dots\dots 11)$$

$$\varepsilon_1[\Sigma 29^2 - \Sigma 23^2] + \varepsilon_2[\Sigma 23^2 - \Sigma 5^2] + \varepsilon_3 \cdot \Sigma 5^2 = 2 \times 789 \dots\dots\dots 12)$$

$$\Sigma 29^2 = 8555, \Sigma 23^2 = 4324, \Sigma 5^2 = 55, \varepsilon_1 = +1,1, \varepsilon_2 = -0,73.$$

3. die zweite Pfeilhöhendifferenzensumme gleich Null ist.  
Die Bedingung (C) verlangt, daß

$$\Sigma(p) = 0$$

Daraus folgt:

$$\Sigma\Sigma\Delta_1 + \Sigma\Sigma\Delta_2 + \Sigma\Sigma\Delta_3 + \dots + \Sigma\Sigma\Delta_{n-1} = 0$$

$$\Sigma\Sigma\Sigma\Delta_{n-1} = \Sigma\Sigma\Sigma\Delta_{n-2} = \dots = \Sigma\Sigma\Sigma\Delta_n = 0 \dots\dots\dots 6)$$

Nach einiger Umformung (siehe nachstehende Gleichungen) erhalten wir andere Formeln 7a) und 7b) für die Bedingung (C)

$$\Sigma\Sigma\Delta_1 + \Sigma\Sigma\Delta_2 + \Sigma\Sigma\Delta_3 + \dots + \Sigma\Sigma\Delta_{n-1} =$$

$$= \Delta_1 + [\Delta_1 + (\Delta_1 + \Delta_2)] + [\Delta_1 + (\Delta_1 + \Delta_2) + (\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3)] + \dots$$

$$\dots + [\Delta_1 + (\Delta_1 + \Delta_2) + \dots + (\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \dots + \Delta_{n-1})] =$$

$$= \Delta_1 + (2\Delta_1 + \Delta_2) + (3\Delta_1 + 2\Delta_2 + \Delta_3) + \dots$$

$$\dots + [(n-1)\Delta_1 + (n-2)\Delta_2 + \dots + \Delta_{n-1}] =$$

$$= \Delta_1 \cdot \frac{n-1}{2} [1 + (n-1)] + \Delta_2 \cdot \frac{n-2}{2} [1 + (n-2)] + \dots$$

$$\dots + \Delta_{n-1} \cdot \frac{n-(n-1)}{2} [1 + (n-n+1)] =$$

$$= \frac{1}{2} \Delta_1 (n-1)^2 + \frac{1}{2} \Delta_2 (n-2)^2 + \dots + \frac{1}{2} \Delta_{n-1} \cdot 1^2 +$$

$$+ \frac{1}{2} [\Delta_1 (n-1) + \Delta_2 (n-2) + \dots + \Delta_{n-1} \cdot 1]$$

$$= \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n-1} \Delta_i (n-i)^2$$

Also:

$$\Sigma \Delta_i (n-i)^2 = 0 \dots\dots\dots 7a)$$

oder:

$$\Sigma f_i (n-i)^2 = \Sigma f'_i (n-i)^2 \dots\dots\dots 7b)$$

Die Bedingung (C) ist folglich gleichwertig mit den Forderungen, daß:

1. das Moment des zweiten Grades (das Trägheitsmoment) aller Pfeilhöhendifferenzen gleich Null ist,
2. das Trägheitsmoment der f gleich dem Trägheitsmoment der f' ist,
3. die dritte Pfeilhöhendifferenzensumme gleich Null ist.

Betrachten wir jetzt einen üblichen, im Eisenbahnbau vorkommenden Bogen, der beiderseits mit kubischen Übergangsbogen ausgerüstet ist (Zahlentafel). Die berichtigten Pfeilhöhen im mittleren Teil des Bogens (also im reinen Kreisbogen) sollen hier gleich groß sein; die Pfeilhöhen am Bogenanfang und Bogenende dagegen, die den Übergangsbogen entsprechen, bilden eine gleichförmig wachsende, oder abnehmende Reihe (mit kleinen Abweichungen am Anfang und Ende). Die Erfüllung der Bedingung (A) ist leicht zu erzielen. Nachdem dies geschehen ist, berechnen wir (am besten mit Hilfe einer Tabelle) die zweiten Differenzensummen  $\Sigma\Sigma\Delta_i$  und bezeichnen die letzte dieser Summen  $\Sigma\Sigma\Delta_{n-1}$  mit M. Es handelt sich jetzt darum, auf welche Weise die angenommenen

Pfeilhöhengrößen zu ändern sind, damit die Bedingung (B) erfüllt wird ( $\sum \sum A_{n-1} = 0$ ), ohne die Bedingung (A) zu stören. Die Analogie mit der Statik schreibt uns folgendes Verfahren vor. Die Korrektionsglieder  $\delta$ , die zu den angenommenen Anfangspfeilhöhengrößen  $f_i$  zu addieren, von den Endpfeilhöhengrößen dagegen zu subtrahieren sind, sollen, zusammengenommen sozusagen wie ein Kräftepaar wirken, dessen Moment gleich  $+M$  ist. Wenn wir annehmen, daß die Anzahl der zu verbessernden Anfangs- und Endpfeilhöhengrößen  $f_i'$  gleich  $n_1$  und die Anzahl aller Knotenpunkte gleich  $n$  ist, so gilt die Formel:

$$\delta = \frac{M}{n_1(n-n_1)} \dots \dots \dots 8)$$

Es sei bemerkt, daß es nicht unbedingt notwendig, ja sogar manchmal nicht erreichbar ist, daß alle  $\delta$  einander gleich sind. Die Formel 8) gibt uns daher nur einen ungefähren Anhalt, in welcher Richtung die Pfeilhöhenverbesserung vorzunehmen ist. Jedenfalls aber müssen die Korrektionsglieder  $\delta$  die Bedingungen:

$$\sum \delta_i = 0 \dots \dots \dots 9a)$$

$$\sum \delta_i(n-i) = M \dots \dots \dots 9b)$$

erfüllen.

Nachdem infolge der Einführung der Korrektionsglieder  $\delta$  die Erfüllung der Bedingungen (A) und (B) erreicht worden

ist, kann noch eine zweite Berichtigung vorgenommen werden, die zur Erfüllung der Bedingung (C) führt. Bezeichnen wir die dritte Differenzensumme mit  $J$ , die neuen Korrektionsglieder mit  $\varepsilon$ , so sollen diese folgende drei Bedingungen erfüllen:

$$\sum \varepsilon_i = 0 \dots \dots \dots 10a)$$

$$\sum \varepsilon_i(n-i) = 0 \dots \dots \dots 10b)$$

$$\sum \varepsilon_i(n-i)^2 = 2J \dots \dots \dots 10c)$$

Ein solches  $\varepsilon$ -System kann z. B. folgendermaßen gefunden werden. Es sei eine Anzahl  $n_1$  der Anfangs- und Endpfeilhöhen „ $f_i$ “ um  $\varepsilon_1$  vergrößert, die Anzahl  $n_2$  der mittleren Pfeilhöhen dagegen um  $\varepsilon_2$  vermindert. Dann gelten die Gl. 11) und 12):

$$n_1 \varepsilon_1 + n_2 \varepsilon_2 + n_1 \varepsilon_1 = 0 \dots \dots \dots 11)$$

$$\varepsilon_1 [\sum (n-1)^2 - \sum (n-n_1-1)^2] + \varepsilon_2 [\sum (n-n_1-1)^2 - \sum (n_1-1)^2] + \varepsilon_1 \sum (n_1-1)^2 = 2J \dots \dots \dots 12)$$

Das Zeichen  $\sum K^2$  bedeutet hier die Summe:  $1^2 + 2^2 + \dots + K^2$ ; solche Summen könnten zur Erleichterung der Rechnung in Tabellen zusammengestellt werden.

Das  $\varepsilon$ -System, das die Gl. 11) und 12) erfüllt, bildet eigentlich zwei, der Größe nach gleiche, dem Vorzeichen nach entgegengesetzte Kräftepaare (jede Kraft aus mehreren  $\varepsilon$  zusammengesetzt), die keine Störung der Bedingungen (A) und (B) herbeiführen können und gleichzeitig die Erfüllung der Bedingung (C) herbeiführen.

### Neuere Schwingungsuntersuchungen am Eisenbahnoberbau\*).

Von Dr.-Ing. H. W. Koch (Forschungsstelle, Abt. Mechanische Schwingungen an der Technischen Hochschule Hannover, Leiter Professor Dr.-Ing. C. Risch).

In einer früheren Untersuchung\*\*) waren an der Schiene unter Verwendung des Piezoquarz-Beschleunigungsmessers mit sechs Meßkörpern hohe Schwingungszahlen von 180 Hz und 350 Hz gemessen und dabei auch rechnerisch Spannungen ermittelt worden. Da die langsameren Schwingungen wegen ihrer viel geringeren Beschleunigungen in den Meßaufnahmen schlecht zu erkennen waren, war es zu ihrer Untersuchung notwendig, eine andere Meßmethode zu verwenden. Wir haben hierfür den Teleos-Schwingungsmesser\*\*\*) von Dr.-Ing. Wichtendahl, Hannover benutzt. Mit diesem Gerät kann man die Durchbiegungen der Schiene gegen einen festen Punkt messen.

Der feste Punkt wurde dadurch geschaffen, daß in unmittelbarer Nähe der Schiene ein Pfahl aus Rundeisen von 35 mm Durchmesser durch die Bettung hindurch in den Untergrund insgesamt etwa 0,8 bis 1 m tief eingetrieben wurde. Durch Messung mit dem Beschleunigungsmesser wurde festgestellt, daß die Bewegungen des freien Endes dieses Pfahles bei der Vorbeifahrt von Schienenfahrzeugen im Höchsthalle Werte von 0,1 mm erreichen. Da die Meßgenauigkeit des Teleos-Schwingungsmessers etwa 0,2 mm beträgt, ist ein zusätzlicher Fehler durch die Bewegungen des Pfahles nicht zu erwarten. Der Pfahl kann somit als fester Punkt angesehen werden.

#### I. Meßgerät.

Der Teleos-Schwingungsmesser besteht grundsätzlich aus dem sogenannten „Geber“ und dem Aufzeichnungsgerät. Beide sind durch Kabel von 6 m Länge miteinander verbunden; die Länge der Verbindungskabel kann, falls erforderlich, bis auf 25 m vergrößert werden. Der Geber ist kreisförmig ausgebildet mit einem Durchmesser von etwa 10 cm. In ihm ist ein leichter Hebel aus Messingblech, dessen Querschnitt

zur Erhöhung der Steifheit in Winkelform ausgebildet ist, in Spitzenlagern unter Wirkung einer aus Draht einmalig gewundenen Biegungsfeder beweglich angeordnet. Das System ist so gebaut, daß Störungen durch Eigenschwingungen nicht zu befürchten sind. Die Spitze des Hebels, die aus Nickelchromdraht besteht, spielt über einer Anzahl (12) Elektroden, die gegeneinander durch Glasröhrchen von 2½ mm Durchmesser isoliert sind. Der Abstand zwischen Spitze und Elektroden beträgt 2 mm. Auf den Hebel wirkt der Übertragungsstift U (Abb. 1), der in einer Buchse mit ganz geringer Reibung beweglich ist. Die Buchse läßt sich durch eine Schraube S so bewegen, daß der Ansatzpunkt des Übertragungsstiftes auf den Hebel verschoben und damit die Empfindlichkeit des Gebers verändert werden kann. Bei der größten Empfindlichkeit bedingt eine Bewegung des Übertragungsstiftes von 0,5 mm einen Weg der Hebelspitze gleich dem Abstand zweier Elektroden (2½ mm). Im Geber sind überall hochwertige Isolierstoffe verwendet; im Deckel des Gebers ist noch ein Beobachtungsausschnitt angebracht, der mit Glimmer abgedeckt ist. Durch die Bewegungen des Meßpunktes, mit dem der Geber durch den Übertragungsstift verbunden ist, werden Hochspannungskreise, die mit den einzelnen Elektroden im Geber verbunden sind, je nach Stellung der Hebelspitze durch einen überspringenden Funken eingeschaltet.

Im Aufnahmegerät befinden sich die Zündspulen zur Erzeugung des hochgespannten Stromes; es sind normale Bosch-Autozündspulen. Mit einem sehr gleichmäßig laufenden Motor für 6 Volt sind die Nockenunterbrecher für diese Zündspulen gekuppelt. In einer Reihe liegen nebeneinander 90 Elektroden, ebenfalls durch Glasröhrchen voneinander isoliert. Durch die Kabel werden diese mit den Elektroden der Geber verbunden, und zwar in der gleichen Reihenfolge wie im Geber. Den 90 Elektroden gegenüber befindet sich im Abstand von 2 mm eine Metallstange M (Abb. 2), die mit den Zündspulen elektrisch unmittelbar verbunden ist. Springt nun im Geber ein Funke zwischen Hebelspitze und einer Elektrode über, so geschieht gleichzeitig dasselbe zwischen der entsprechenden Elektrode

\*) Unter teilweiser Benutzung eines auf der Schwingungstagung des VDI in Würzburg 1934 gehaltenen Vortrages.

\*\*) H. W. Koch: Messung von Schwingungen am Eisenbahnoberbau. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 69 (1932) S. 389.

\*\*\*) R. Wichtendahl: Das Flattern der Vorderräder bei Automobilen. Automob.-techn. Z. 35 (1932) S. 409.

im Aufnahmegerät und der Metallstange. In einem zwischen Metallstange und Elektrode laufenden Streifen aus schwarzem Papier wird dabei durch den Funken ein feines Loch erzeugt. Die Bewegungen der Hebelspitze des Gebers werden so auf den Papierstreifen als Lochkurve abgebildet. Die erzeugte Funkenzahl beträgt 50 in der Sekunde. Der Motor besorgt auch

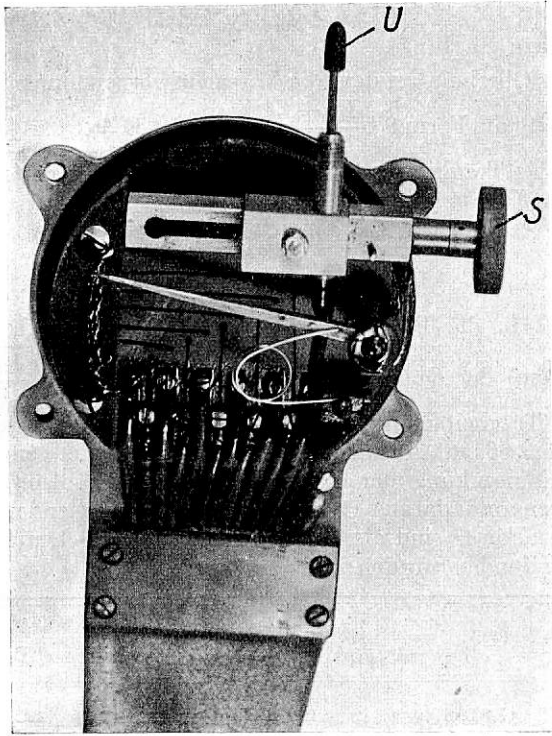


Abb. 1. Der Geber geöffnet.

den Vortrieb des Papierstreifens mit drei Geschwindigkeiten und zwar: 5, 10 oder 15 cm/sec. Außerdem ist mit ihm ein Nockenunterbrecher für eine besondere Zündspule verbunden.

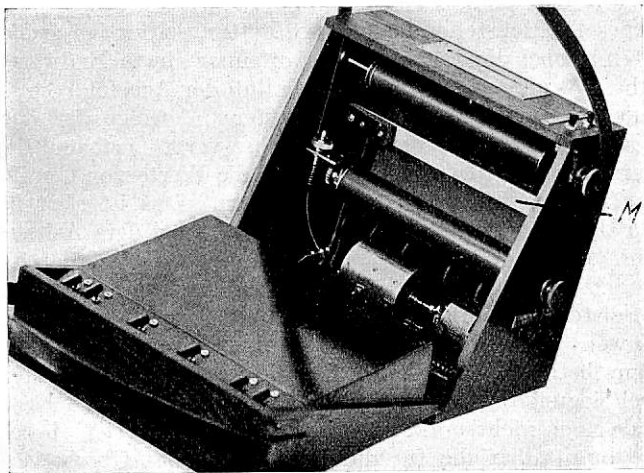


Abb. 2. Das Aufzeichnungsgerät geöffnet.

In ihr werden 10 Funken/sec erzeugt, die an beiden Rändern des Papierstreifens eine Lochfolge mit einem Zeitabstand von  $\frac{1}{10}$  Sek. hervorrufen. Durch eine genaue Prüfung ist festgestellt, daß das Zeitzeichen bei Abnahme der Motorspannung von 5,8 Volt auf 5 Volt nur um 5% abnimmt. Mit dem Aufnahmegerät lassen sich sechs Geber verbinden, so daß auf einem Papierstreifen gleichzeitig die Kurven von sechs Meßpunkten aufgezeichnet werden. Es ist auch möglich, durch Überschlagen jeder zweiten Elektrode im Aufnahmegerät für

drei Meßpunkte Kurven in doppelter Größe zu erhalten. Zur besseren Auswertung der aufgenommenen Lochkurven werden sie zweckmäßig in einem Pausapparat auf Pauspapier durchgezeichnet.

Der Geber wird wie folgt mit der Schiene verbunden: An einer eisernen Platte, an der der Geber angeschraubt wird — die Platte ist mittels einer Buchse an dem runden Eisenpfahl befestigt — ist ein in Spitzenlagern beweglicher Hebel angebracht. An dem einen Ende dieses Hebels sitzt eine Spitzschraube, die von unten an der Schiene in der Mitte des Schienenfußes anliegt. Auf das andere Hebelende drückt der Übertragungsstift des Gebers (s. Abb. 3 und 4). Der Geber sitzt also seitlich neben der Schiene; vom Schotter brauchen nur ein paar Steine entfernt zu werden. Der insgesamt 17 cm lange Hebel ist infolge des T-förmigen Querschnittes bei geringem Gewicht genügend starr ausgebildet. In einem Schwellenfach lassen sich so mehrere Geber ohne Schwierigkeit anbringen.

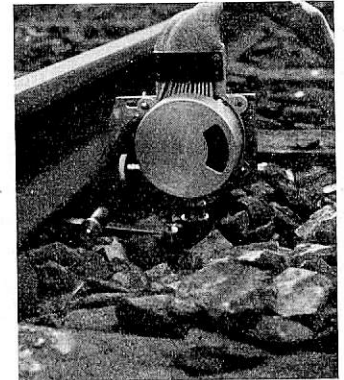


Abb. 3.

Der Geber an der Schiene.

## II. Versuche.

Bei den Versuchen waren die einzelnen Geber entweder in Abständen von je etwa  $2\frac{1}{2}$  m in der Mitte eines Schwellenfaches mit einer Schiene verbunden, oder drei in einem Schwellenfach angeordnet, oder auch in einem Schwellenfach je ein Geber an jeder der beiden Schienen. Als Versuchsfahrzeuge dienten bisher, um einfache Verhältnisse zu erhalten, einzelne Wagen, die, von einer Lokomotive abgestoßen, allein oder auch miteinander verbunden, über die Meßschiene liefen. Es waren:

Ein zweiachsiger Packwagen (Pwi), Eigengewicht 19,4 t bzw. 19,8 t, Radstand 8,5 m.

Ein gedeckter zweiachsiger Güterwagen (Gl-Wagen) leer, Eigengewicht 12,4 t, Radstand 7 m.

Ein offener zweiachsiger Güterwagen (O-Wagen) beladen, Eigengewicht 7,4 t, Ladung 15 t, Gesamtgewicht 22,4 t, Radstand 4,0 m.

Ein offener, zweiachsiger Güterwagen (O-Wagen) beladen, Eigengewicht 9,0 t, Ladung 15 t, Gesamtgewicht 24,0 t, Radstand 4,0 m.

Die Geschwindigkeit wurde durch Abstoppen der Zeit für eine 15 oder 30 m lange Laufstrecke erhalten. Die Fahrzeuge fuhren nur mit Geschwindigkeiten zwischen 15 und 30 km/h.

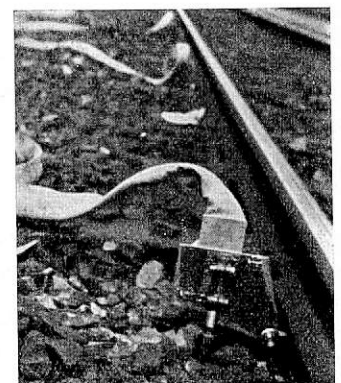


Abb. 4 (s. Abb. 3).

Bislang sind folgende Erkenntnisse gefunden worden:

1. Die von den einzelnen Gebern aufgenommenen Durchbiegungszeitlinien besitzen große Ähnlichkeit, jedenfalls bei der bisher untersuchten Anordnung, bei der die einzelnen Geber sich etwa in der Mitte zwischen den beiden Schwellen befinden. Die von der ersten Achse erzeugte Durchbiegung bildet sich bei den Wagen mit 8,5 m und 7,0 m Achsstand ohne Beeinflussung von der zweiten Achse her aus. In einigen Fällen hat sich zwischen den Achsen ein Hinausschwingen der Schiene über die Ruhelage nach oben gezeigt mit einer Ausschlag-

weite, die etwa  $\frac{1}{8}$  der tiefsten Einsenkung beträgt. Diese Erscheinung ist nicht immer eingetreten, zu ihrer Klärung bedarf es noch weiterer Versuche. Bei dem O-Wagen mit 4,0 m Abstand dagegen wird die Durchbiegungs-Zeitlinie der ersten Achse in ihrem letzten Viertel überlagert durch die der zweiten Achse; zwischen beiden Achsen bleibt daher die Schiene gesenkt, die geringste Durchbiegung hier ist noch etwa  $\frac{1}{3}$  der tiefsten Einsenkung.

Die tiefste Einsenkung liegt in allen Fällen nicht symmetrisch zum Anfang und Ende der Durchbiegungslinie, sondern ist etwas zum Anfang hin verschoben. Daher ist der Verlauf der Durchbiegung vom Anfang bis zur tiefsten Einsenkung steiler als der Verlauf von der tiefsten Einsenkung bis zum Ende. Für den örtlichen und zeitlichen Verlauf der Durchbiegung  $y$  hat Timoshenko\*) auf Grund theoretischer Überlegungen folgende Gleichung aufgestellt:

$$y = \frac{2 P l^3}{E \cdot J \cdot \pi^4} \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{\sin \frac{n \cdot \pi \cdot x}{l} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot v \cdot t}{l}}{n^4 + \frac{C \cdot b \cdot l^3}{E \cdot J \cdot \pi^4} \frac{n^2 \cdot v^2 \cdot q}{g} \frac{l^2}{E \cdot J \cdot \pi^2}}$$

Diese Gleichung stellt eine unendliche Reihe von Sinusgliedern dar, deren Amplituden mit der Ordnungszahl  $n$  abnehmen. Die Berechnung einer solchen Kurve, bei der die fünf ersten Glieder genommen sind, führt im ganzen Verlauf zu einer befriedigenden Übereinstimmung mit den gemessenen Kurven, wie Abb. 5 zeigt.

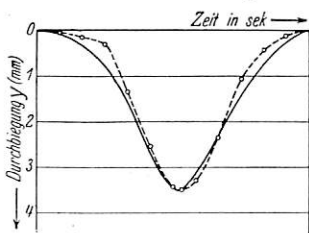


Abb. 5. Vergleich der gemessenen Durchbiegungszeitkurve ..... Mit der nach Timoshenko berechneten ———

Am Anfang und am Ende der Kurven sind allerdings die Unterschiede etwas größer.

2. Aus den Kurven sind die Zeitabstände zu entnehmen, die vom Anfangen der Durchbiegung bis zur tiefsten Einsenkung vergehen und von da bis zum Aufhören der Durchbiegung. Nimmt man nun an, daß die tiefste Einsenkung dann eintritt, wenn das Rad gerade über der Meßstelle ist, dann ergibt sich aus dem ersten gemessenen Zeitabstand bei der bekannten Wagensgeschwindigkeit

die Strecke, die das Rad noch vor der Meßstelle ist, wenn gerade die Durchbiegung beginnt, und aus dem zweiten Zeitabstand die Strecke, die das Rad hinter der Meßstelle ist, wenn die Durchbiegung gerade wieder aufhört. Die Summe der beiden Strecken gibt die tragende Schienenlänge. Als Mittelwert hierfür folgt aus je 15 Versuchen:

bei einer Radlast von 3100 kg (Gl-Wagen) Länge 673 cm,  
 „ „ „ „ 4850 kg (Pwi-Wagen) „ 670 „  
 „ „ „ „ 5600 kg (O-Wagen) „ 664 „

Auf andere Weise kann man die tragende Gleislänge dadurch ermitteln, daß man unmittelbar bei mehreren voneinander entfernten Gebern ausmißt, welcher Geber noch in Ruhe ist oder schon wieder zur Ruhe kommt, wenn ein anderer gerade die tiefste Einsenkung zeigt. Dabei haben sich dieselben Werte für die tragende Länge ergeben wie vorher.

Die Werte der tiefsten Einsenkung sind im allgemeinen unter der zweiten Achse 5 bis 10% größer als unter der ersten. Diese Erscheinung kann man vielleicht dadurch erklären, daß sich bei schnell hintereinander auftretenden Einsenkungen die elastischen Eigenschaften der Bettung etwas ändern.

Nach der Zimmermannschen Theorie läßt sich aus der Last und der zugehörigen tiefsten Einsenkung der Wert

\*) Timoshenko: Method of analysis of statical and dynamical stresses in rail. — Verhandl. d. 2. Intern. Kongresses f. techn. Mechan. Zürich 1926, S. 407.

$C \cdot b = G$ , welcher für die Berechnung der bei der Schiene kennzeichnenden Größe  $L = \sqrt[4]{\frac{4 E \cdot J}{C \cdot b}}$  notwendig ist, ermitteln; hierbei ist  $C$  die Bettungsziffer und  $b$  die umgerechnete Schwellenbreite. Es wird:

$$C \cdot b = \frac{P}{4 y_0} \sqrt[3]{\frac{P}{y_0 \cdot E \cdot J}}$$

siehe dazu Saller\*).

Der Oberbau, an dem die Versuche vorgenommen worden sind, hatte die Form  $8 b \frac{Br + 21 Ei}{15}$ ; es ist  $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ , und  $J$  das Trägheitsmoment der Schiene =  $1150 \text{ cm}^4$ . Für  $b$  ist nach Janicsek\*\*) zu setzen:

$$b = \frac{b_1}{1/s \left( \frac{29,4}{L_1} + 0,723 \right) l} = \frac{\alpha \cdot b_1}{1/s \cdot l}$$

dabei ist  $b_1$  die Breite (= 21,8 cm) und  $s$  die halbe Länge

(= 135 cm) der Querschwellen (aus Eisen),  $L_1 = \sqrt[4]{\frac{4 E_1 \cdot J_1}{C \cdot b_1}}$ ,

$J_1$  das Trägheitsmoment =  $158,9 \text{ cm}^4$  und  $l$  der Schwellenabstand = 66 cm. Aus der bekannten Last und der gemessenen tiefsten Einsenkung (der ersten Achse) läßt sich also  $C \cdot b = G$  berechnen und daraus  $C$  bei leicht zu bestimmendem  $b$  ermitteln. Für  $G$  sind als Mittel aus je 15 Versuchen folgende Werte gefunden worden:

P kg	$y_0$ mm	G	C kg/cm <sup>3</sup>	L cm	$\alpha$	$M = \frac{P \cdot L}{4} \text{ kg} \cdot \text{cm}$	$\sigma = \frac{M}{W} \text{ kg/cm}^2$
3100	2,72	47,8	1,14	119	0,94	92200	530
4850	3,12	72,5	1,81	107,5	0,90	130300	745
4950	3,12	74,3	1,85	107	0,90	132400	760
5600	3,49	75,4	1,88	106,5	0,90	149100	850

Diese Werte von  $C$  sind in Abhängigkeit von der Last aufgetragen (Abb. 6). Für den untersuchten Oberbau, Steinschlag auf Sandschüttung, der etwa zwei Jahre liegt, ergibt sich somit für dieselbe Meßstelle eine größere Bettungsziffer bei größeren Lasten, wobei die Bettungsziffer offenbar einem Endwert zustrebt. Wenn es sich um einen Einfluß der Achsfolge handeln würde, bei dem durch dichtere Aufeinanderfolge der Lasten die Einsenkung unter der ersten Achse vergrößert, und damit  $C$  verringert werden könnte, müßten die Werte von  $C$  mit abnehmendem Achsstand auch abnehmen. Das ist aber nicht der Fall, sondern  $C$  hat seinen Größtwert bei dem Achsstand 4,0 m. Es handelt sich also nicht um einen Einfluß der Achsfolge. Daß durch den Achsstand in den vorliegenden Fällen die tiefsten Einsenkungen nicht beeinflusst werden, ist erklärlich, weil, wie schon angegeben, die halbe tragende Gleislänge 3,35 m beträgt, somit eine Einwirkung der zweiten auf die Durchbiegung unter der ersten Achse bei 4,0 m Achsstand gerade noch nicht vorhanden ist. Aus dem Wert  $C \cdot b$  erhält man unmittelbar die für die Berechnung des Oberbaues erforderliche Größe  $L$ .

3. Auf Grund dieser Ergebnisse erscheint die Durchführung weiterer Versuche in folgender Richtung erwünscht.

Aus der gleichzeitigen Messung an mehreren Stellen der Schiene kann man die zu einer bestimmten Zeit vorhandene Durchbiegung an den verschiedenen Meßstellen finden. Man

\*) Saller: Einheitliche Berechnung des Eisenbahnoberbaues. Org. Fortsch. Eisenbahnwes. 69 (1932), S. 14.

\*\*) Janicsek: Zur Frage der einheitlichen Berechnung des Eisenbahnoberbaues. Org. Fortsch. Eisenbahnwes. 70 (1933), S. 177.

kennt somit die Durchbiegung an einzelnen Punkten des Gleises und kann rechnerisch oder auch graphisch die Durchbiegungs-Ortkurve näherungsweise ermitteln. Durch zweimaliges Differenzieren dieser Kurve läßt sich dann das Moment und damit bei bekanntem Widerstandsmoment der Schiene die Spannung in den einzelnen Schienenpunkten und ihr Höchstwert errechnen. Mit diesen Werten kann man, da ja auch die Größe L bekannt ist, die rechnermäßig zu erwartenden Momente und Spannungen vergleichen.

Die oben angegebene größere Abweichung der Meßwerte am Anfang und Ende der gerechneten Durchbiegungskurve erfordert eine eingehendere Untersuchung des Anfanges und besonders des Endes (der Rückkehr in die Ruhelage) der Durchbiegungs-Zeitkurven. Außerdem bleibt noch festzustellen, ob die gute Übereinstimmung der einzelnen Kurven erhalten bleibt, wenn die Schienensenkungen in unmittelbarer Nähe einer Schwelle gemessen und mit denen mitten zwischen zwei Schwellen verglichen werden. Ferner ist durch weitere Versuche die Frage zu klären, ob durch schnell hintereinander auftretende Einsenkungen die elastischen Eigenschaften geändert werden. Weiterhin ist es erforderlich, diese gesamten Untersuchungen auf höhere Geschwindigkeiten und auf verschiedene Oberbauarten auszudehnen.

Durch gleichzeitige Messung an beiden Schienen eines Gleises kann man auch Aufschluß erhalten, ob ihre Ein-

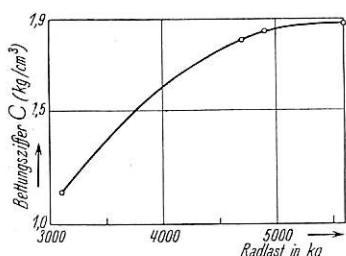


Abb. 6. Abhängigkeit der Bettungsziffer von der Radlast.

Kurven Beachtung fordern, messen und Untersuchungen am Schienenstoß ausführen.

### III. Vergleich der gefundenen Ergebnisse mit den nach der Theorie von Adler ermittelten Werten.

In zwei Arbeiten hat Adler\*\*) eine neue Theorie der Schwingungen am Eisenbahnoberbau entwickelt. Unter Verwendung der oben angegebenen Ergebnisse sind nach dieser neuen Theorie für den betreffenden Oberbau die Zahlenwerte für die Frequenzen, Momente und Beschleunigungen errechnet und mit den schon früher aus Beschleunigungsmessungen\*\*\*) ermittelten verglichen worden.

Für die Eigenfrequenzen des Oberbaues gilt nach Adler †) folgende Beziehung:  $\beta_1^2 = 4\alpha^4 \cdot \frac{E \cdot J}{\mu}$  (Grundfrequenz). Dabei ist E Elastizitätsmodul, J Trägheitsmoment der Schiene und  $\mu$  die Masse des Oberbaues für die Längeneinheit,  $\alpha^4 = \frac{k}{4E \cdot J} = \frac{C \cdot b}{4E \cdot J} = \frac{1}{L^4}$ , C = Bettungsziffer und b = umgerechnete Schwellenbreite (siehe dazu S. 230). Damit wird

$\beta_1^2 = \frac{C \cdot b}{\mu}$ . Es verhält sich nun nach Adler das Quadrat der Eigenschwingung i-ter Ordnung zu dem der Grundfrequenz wie  $\frac{i^4 + 64}{65} : 1$ , wobei i die Werte 1, 3, 5, ... annimmt.

Demnach verhalten sich die verschiedenen Eigenfrequenzen  $\beta_1 : \beta_3 : \beta_5 : \beta_7 : \beta_9 = 1 : 1,50 : 3,26 : 6,16 : 10,1$ .

Nach den oben angegebenen Versuchen mit dem Teleos-Schwingungsmesser erreicht bei dem untersuchten Oberbau C · b bei hohen Raddrücken den Endwert 75,4 kg/cm<sup>2</sup>. Ein Zahlenwert für  $\mu$  ist nicht bekannt. Nach Saller kann man für die Masse des Oberbaues etwa den doppelten Wert der Schienenmasse ansetzen; das wäre in unserem Falle für 1 cm  $\frac{0,385 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2}{981 \text{ cm}}$ , so daß  $\mu$  etwa gleich  $\frac{0,77 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2}{981 \text{ cm}}$  zu setzen wäre.

Gemessen wurden früher im Mittel die Frequenzen 180 Hz und 350 Hz für die senkrechten Schwingungen. Es verhalten sich nun 183:345 wie 3,26:6,16 (=  $\beta_5 : \beta_7$ ), diese Werte 183 Hz und 345 Hz kommen also den gemessenen sehr nahe. Berechnet man damit die schwingende Masse  $\mu$ , so erhält man  $\mu = \frac{C \cdot b}{\beta_1^2} = \frac{75,4}{12,39 \cdot 10^4} = \frac{0,597 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2}{981 \text{ cm}}$ . Man

darf also in diesem Falle für die gesamte schwingende Masse nur etwa das 1½fache der Schienenmasse ansetzen. Bemerkenswert ist, daß das Zahlenverhältnis der gemessenen Frequenzen von 180 Hz und 350 Hz so gut mit dem theoretisch geforderten übereinstimmt. Die vereinzelt gefundenen höheren Frequenzen zwischen 500 und 600 Hz würden dann die Frequenz  $\beta_9$  sein, die theoretisch bei 530 Hz liegt. Für  $\beta_3$  würde sich 84 Hz ergeben, eine solche Frequenz wurde aber nicht gefunden; als niedrigste Frequenz sind 160 Hz gemessen worden.

Wir wollen nun noch auch die durch die Eigenschwingungen hervorgerufenen Biegemomente und damit die Spannungen berechnen. In unserem Falle war die Last P = 8500 kg, die Geschwindigkeit etwa gleich 36 km/h oder v = 1000 cm/sec und der Größtwert der statischen Durchbiegung  $y_0 = \frac{P}{8\alpha^3 \cdot E \cdot J} =$

$$= 0,531 \text{ cm} \left( \frac{1}{\alpha} = L = \sqrt[4]{\frac{4E \cdot J}{C \cdot b}} = 106,5 \text{ cm} \right).$$

Für den Wert  $z_1 = \frac{\alpha}{2\beta_1} \cdot v$  ergibt sich  $z_1 = \frac{1000}{106,5 \cdot 2 \cdot 352} = 0,0133$ . Für die Amplitude der Grundschwingung

$$A_E^1 = z_1 \cdot \frac{2}{\pi} \cdot y_0 = 0,0133 \cdot 0,6366 \cdot 0,531 = 0,0045 \text{ cm}.$$

Die durch die Eigenschwingungen i-ter Ordnung hervorgerufenen Biegemomente (Größtwerte) sind gleich  $M_E^i = \frac{z_1 \cdot z_k^3}{4\pi} \cdot M_{st} = \frac{P \cdot v}{32\pi \cdot \beta_1} \sqrt{\left(\frac{65i^2}{i^4 + 64}\right)^3}$ , wobei  $M_{st}$  das statische

$$\text{Moment einer Einzellast, und zwar } M_{st} = \frac{P}{4\alpha} = \frac{8500 \cdot 106,5}{4} = 226300 \text{ kg} \cdot \text{cm}.$$

Bildet man das Verhältnis  $\frac{M_E^i}{M_{st}}$ , so erhält man  $\zeta_i = \frac{z_1 \cdot z_k^3}{4\pi}$ . Für  $\beta_5$  (180 Hz) wird  $\zeta_5 = \frac{0,0133 \cdot 3,63}{4\pi} =$

$$= 0,00384 \text{ und für } \beta_7 \text{ (350 Hz) } \zeta_7 = \frac{0,0133 \cdot 1,47}{4\pi} = 0,0156.$$

Damit  $M_E^5 = 0,00384 \cdot 226300 = 870 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  und  $M_E^7 = 353 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  bzw.  $\sigma_E^5 = 5,0 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_E^7 = 2,0 \text{ kg/cm}^2$  (Widerstandsmoment W = 175 cm<sup>3</sup>). Bei mehreren aufeinander folgenden Lasten rechnet Adler etwa mit den doppelten Momenten; in diesem Fall wären die Momente 1740 kg · cm und 706 kg · cm und die Spannungen 10 kg/cm<sup>2</sup> und 4,0 kg/cm<sup>2</sup>. Es hatten sich bei den Messungen ergeben M = 55200 kg · cm und M = 19000 kg · cm, ferner  $\sigma^5 = 310 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma^7 = 110 \text{ kg/cm}^2$ .

\*) Derikartz: Über Schienensenkungen unter dem rollenden Rade. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 70 (1933), S. 452.

\*\*) A. Adler: Schwingungen am Oberbau und deren Messung. Z. Öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 86 (1934), S. 221.

A. Adler: Über Statik und Dynamik (Schwingungen) des Oberbaues. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 72 (1935), S. 41.

\*\*\*) H. W. Koch: a. a. O.

†) Adler: a. a. O.

Diese Werte sind also wesentlich größer als die rechnungsmäßigen.

Die Berechnung der Beschleunigungen liefert für die Größtwerte:  $b_i = z_i \cdot y_0 \cdot z_k = A_E^1 \cdot \beta_i^2 \cdot z_k$ . Für  $i = 5$  ( $z_k = 1,53$ ) und  $i = 7$  ( $z_k = 1,14$ ) wird  $b_5 = 12,39 \cdot 10^4 \cdot 0,0045 \cdot 1,53 = 850 \text{ cm/sec}^2$  und  $b_7 = 640 \text{ cm/sec}^2$ . Die gemessenen Beschleunigungen liegen zwischen etwa 4000 und 12000  $\text{cm/sec}^2$ , sind also wesentlich größer.

Zusammenfassend kann man feststellen, daß in dem untersuchten Falle die Theorie für die Eigenfrequenzen befriedigende Ergebnisse liefert. Bei den Momenten und bei den Beschleunigungen ist zu überlegen, daß infolge von Interferenzwirkung sich die Verformungs- und damit die Beschleunigungsamplituden und auch die Momente der Grund- und der verschiedenen Oberschwingungen überlagern können\*). Der größtmögliche Wert, der überhaupt vorkommen kann, ist die Summe der Werte für die Grund- und sämtlichen Oberschwingungen. Diese Summation liefert für die Beschleunigungen das zwölfwache der Beschleunigung bei der Grundschiwingung und für die Momente das 16,5fache des Momentes bei der Grundschiwingung. In unserem Falle erhält man  $\max b_E = 12,0 \cdot 557 = 6680 \text{ cm/sec}^2$

\*) Zusatz auf Grund eines Briefwechsels mit Herrn Oberbaurat Dr.-Ing. Adler.

## Zur Baustofffrage hochwertiger Schienen.

Von Reichsbahnrat Dr. Berchtenbreiter, München.

Die sprunghafte Erhöhung der Geschwindigkeit sowie die starke Steigerung der Verkehrslasten im letzten Jahrzehnt, stellten erhöhte Anforderungen an die verwandten Werkstoffe. In diesem Aufsatz seien die wichtigsten Fragen der Schienenbaustoffe besprochen, und zwar seien vorzugsweise die Eigenschaften behandelt, deren Vervollkommnung im vergangenen Jahrzehnt im Vordergrund des Interesses gestanden hat und deren Weiterentwicklung die Grundlage der allenthalben angestrebten und notwendigen Verbesserung des Schienenverkehrs bedeutet.

Im Herbst dieses Jahres tagt die dritte Internationale Schienentagung, deren Berichte sicherlich die nächste Möglichkeit eines umfassenderen Überblickes des augenblicklichen Standes aller schwebenden Schienenfragen geben werden. Hier sei nur versucht, aus dem umfangreichen Versuchsgebiet die Richtungen zu schildern, die mir am ehesten zur weiteren Verbesserung der wertvollsten Werkstoffeigenschaften des Schienenstahles zu führen scheinen.

Zwei Eigenschaften haben sich als die wichtigsten herausgeschält. Sie müssen den vom Oberbaufachmann an die Schienen gestellten Hauptforderungen genügen: unbedingte, soweit eben technisch erreichbare Bruchsicherheit und größter Abnutzungswiderstand, also längste Lebensdauer.

Ich habe zu diesen Fragen bereits im Heft 23 dieser Zeitschrift vom 1. Dezember 1933 Stellung genommen. Diese Ausführungen beschränkten sich jedoch in der Hauptsache auf Zusammenhänge der von den Betriebsbeanspruchungen verursachten Verschleiß- und Verformungsvorgänge, auf die darauf zurückführbaren Eigenspannungen des Werkstoffes und die dadurch mögliche Beeinflussung der Bruchwiderstandsfähigkeit der Schienen. Konstruktive oberbautechnische Fragen, wie sie der Fahrzeuglauf oder die zweckmäßige Ausbildung von Gleiseinzelteilen mit sich bringen, sollen auch diesmal außer Betracht bleiben. Solche zum großen Teil noch offene Fragen, wie die Federung und die Kurvenläufigkeit der Fahrzeuge, ferner unvermeidbare Unregelmäßigkeiten schwankender Maßgenauigkeiten im Oberbau und Radsatz, sind von bestimmendem Einfluß auf die Lebensdauer der Schienen.

In welcher Weise erfolgte nun in der letzten Zeit die Verbesserung des Schienenbaustoffes? Zunehmende Achsdrücke

und  $\max M_E = 16,5 \cdot 238 = 3930 \text{ kg/cm}$ . Bei mehreren aufeinanderfolgenden Lasten kann man mit dem doppelten rechnen. Somit wird:

$$\begin{aligned} \max b_E &= 13400 \text{ cm/sec}^2 \\ \max M_E &= 7860 \text{ kg/cm} \\ \max \sigma_E &= 45 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Diese theoretischen Höchstwerte stimmen in der Größenordnung mit den gemessenen Werten überein. Die noch vorhandenen Abweichungen lassen sich wohl durch die mathematisch nicht genau zu erfassenden Unregelmäßigkeiten, z. B. nicht genaue Gleislage, Rauigkeit der Schienen und Räder und anderes mehr, wie sie eben bei Versuchen am Gleis immer vorliegen, erklären.

Mit Hilfe der Theorie von Adler lassen sich durch Schwingungsmessung an der Schiene charakteristische Wertziffern des Oberbaues ermitteln. Insbesondere durch gleichzeitige Messung mit dem Teleos-Schwingungsmesser kann man für die verschiedenen Oberbauarten aus den Eigenfrequenzen die Bettungsziffer und außerdem die schwingende Masse sowie ihre etwaigen Abhängigkeiten von Geschwindigkeit oder Radlasten finden. Man ist also damit nunmehr in der Lage, bei dynamischen Vorgängen Aussagen über diese Größen machen zu können.

und Fahrgeschwindigkeiten verlangten eine Erhöhung des statischen und dynamischen Widerstandsmomentes der Schienen. Diese wurde erreicht außer durch eine ziemlich allgemein durchgeführte Querschnittsvergrößerung und durch die Verbesserung der Qualität des Schienenstahles selbst. Die Anwendung der Prüfverfahren zur einwandfreien, allgemein vergleichbaren Feststellung der verschiedenen Werkstoffeigenschaften ist leider bei den verschiedenen Verwaltungen noch ziemlich uneinheitlich, ebenso gehen die Ansichten über die Zuverlässigkeit der Schlüsse aus solchen Untersuchungsergebnissen über das wirkliche Betriebsverhalten noch auseinander. Es gibt aber auch leider noch kein bestimmtes spezifisches Prüfverfahren, das die wirkliche Betriebsbeanspruchung der Schienen in allen ihren Einzelheiten nachzunahmen gestattet. Voraussetzung dafür wäre die genaue Kenntnis des Fahrzeugradlaufes auf der Schiene, des Anteiles und der Richtung der Roll- und Gleitvorgänge, der Schlinger-, Schwingungs- und Resonanzerscheinungen.

Als Grundlage der Oberbauberechnung haben die beiden Gütewerte der Zugfestigkeit und der Zähigkeit die meiste Verbreitung gefunden. Sie werden wohl ausnahmslos zur Charakterisierung der Beanspruchungsfähigkeit, d. h. der Hochwertigkeit der wichtigsten Eigenschaften der Schienen angewandt. Ihre ausschließliche Anwendung als die treffendste Hauptkennzeichnung der Schienen wäre sehr empfehlenswert.

Allgemein ist seit einer Reihe von Jahren das Streben der verschiedenen Verwaltungen auf möglichste Erhöhung der Zugfestigkeit der Schienenstähle gerichtet. Die heute schon aus solchen Versuchen gewonnenen günstigen Erfahrungen lassen die Richtigkeit dieses Versuchszieles erkennen. Eine mäßige Steigerung der Zugfestigkeit hat bei sachgemäß durchgeführter Walzung und bei einer Wärmenachbehandlung, die der stärkeren Empfindlichkeit des Baustoffes für Eigenspannungen Rechnung trägt, zu keiner Vermehrung von Schienenbrüchen geführt. Nun ist es keineswegs über große Sorge oder gar Ängstlichkeit, wenn nur eine mäßige und begrenzte Zugfestigkeitserhöhung zugelassen wird, deren Größe noch weit hinter der herstellungstechnisch erreichbaren zurückbleibt. Welches sind nun die Gründe, die wegen der Bruchsicherheit der Schienen solche Höchstgrenzen vorschreiben lassen?



Die Betriebsverhältnisse bringen zunächst für die eingebauten Schienen mannigfaltige Beanspruchungsarten, die durch rechnerisch noch nicht vollerfaßbare Fahrzeug- und Bettungseinflüsse hervorgerufen werden, mit sich und diese finden im Schienenbaustoff einen von der Temperatur abhängigen verschiedenen Widerstand. Bei allen vorkommenden klimatisch bedingten Temperaturschwankungen muß jedoch die Schiene bruchsicher ihre Verkehrslasten tragen können. Die möglichen oberen Temperaturen sind ohne nennenswerten Einfluß auf die Bruchsicherheit, tiefere Wintertemperaturen bringen jedoch unvermeidbar besonders für alle Kohlenstoffstähle eine mit der höheren Zugfestigkeit zunehmende Verringerung gerade des dynamischen Arbeitsvermögens mit sich. Diese temperaturbedingte sicherheitsgefährdende Wertminderung stellt die eine Grenze der Zugfestigkeits- und Härtevergrößerung dar. Eine andere ergibt sich aus der gesetzmäßigen Zunahme der Schlag- und Stoß-, vor allem der Kerbempfindlichkeit eines unlegierten Stahles mit der Steigerung des die Festigkeitserhöhung veranlassenden Kohlenstoffgehaltes. Diese Tatsache ist allgemein bekannt durch das Bestehen einer von der Temperatur abhängigen Hoch- und Tieflage der Kerbzähigkeit, welche letzterer Fall als eine Art Kältesprödigkeit betrachtet werden kann. Als Kerben, die den Bruchausgangspunkt und neben den anderen wirksamen Beanspruchungen auch die Bruchursache mit darstellen, sind hier einmal alle auf dem Schienentransport, beim Einbau und bei der Gleisunterhaltung schwer vermeidbaren, meist äußerlich wahrnehmbaren Beschädigungen, vor allem solche des Schienenfußes, zu betrachten. Andererseits wirken ähnlich alle Ungleichmäßigkeiten des Gefügeaufbaues, Lunker und Seigerungen, Walzfehler wie Walzrisse und unverschweißte Überwältigungen, durch den Walzvorgang und ungeeignete Abkühlung, auch durch die Rollenrichtmaschine verursachte die Betriebsspannungen vermehrenden Eigenspannungen. In solcher Weise setzen also auch die für die Massenerzeugung geeigneten Herstellungsverfahren und deren Durchführung häufig noch eine gewisse Grenze. Diese gilt weiter auch für die damit erreichbare höchste Reinheit des Schienenbaustoffes. Daß niedrigster Gehalt an nicht metallischen Einschlüssen und Gasen, vor allem an Sauerstoffverbindungen, eine Steigerung der Zugfestigkeit zulassen und weiter auch verschleißtechnisch sehr vorteilhaft wirken, wird immer mehr erkannt. Eine sicher einmal kommende aus günstigen Betriebsversuchen und weiteren hüttenmännischen und metallkundlichen Erfahrungen und Erkenntnissen sich ergebende Eingrenzung der heute noch zahlreichen Versuchsrichtungen wird wohl bald außer der sehr erwünschten Abkürzung der Versuchszeit einheitliche Güteziffern der stofflich-chemischen und der mechanischen Eigenschaftswerte bester Schienenstähle bringen.

Der Schienenverbraucher, wie auch der Schienenerzeuger finden daher immer noch ein weiter offenes Betätigungsfeld vor, um einerseits die Beanspruchung der Schienen innerhalb der gegebenen Möglichkeiten günstiger und gleichmäßiger zu gestalten, andererseits durch Verfeinerung der Herstellungstechnik den Schienenstahl weiter zu veredeln. Dann lassen sich auch die aus den eben geschilderten Grenzen zwangsläufig folgenden Zugfestigkeitsgrenzen weiter nach oben verschieben. Die heute allgemein verlegten Normalschienen mit einer Zugfestigkeit von 70 bis 90 kg/mm<sup>2</sup> können, wie bereits gesagt, als bruchsicher angesehen werden, wenn sie frei von den besprochenen Fehlern sind. Die über den ganzen Querschnitt aus einheitlichem Baustoff bestehenden Schienen besitzen immer noch eine genügende Zähigkeit. Diese wird durch den Schlagversuch bei der Abnahme nachgewiesen, für den ein entsprechendes Fallmoment und eine zu erreichende anrißfreie Mindestdurchbiegung der Schienen bestimmter Länge vorgeschrieben ist.

Sie genügen in geraden und ebenen Strecken auch der zweiten Hauptforderung: sie besitzen infolge ihrer hinreichenden Verschleißfestigkeit eine genügende Lebensdauer. In Steigungen und in Kurven wäre jedoch eine höhere Lebensdauer erwünscht. Diese Steigerung wird auf verschiedenen Wegen angestrebt.

Eine ausführliche Erörterung des so viel umstrittenen theoretischen Problems: Verschleiß und Prüfung des Verschleißwiderstandes soll hier unterbleiben. Alle bisherigen Prüfverfahren arbeiten bei bestimmtem Anpreßdruck mit rollendem oder schleifendem bzw. mit rollendem und gleichzeitigem schleifendem Angriff auf den Probekörper. Gewichtsverlust und Abnutzungserscheinungen auf der Prüffläche werden gemessen bzw. beobachtet. Der Verschleißvorgang zwischen Rad und Schiene ist aber ein ganz anderer. Die Einzelheiten dieses Vorganges sind zum großen Teil noch unbekannt. Sie stellen allen Messungen und Berechnungen sehr große Schwierigkeiten entgegen, so daß heute noch die empirisch durch längere Beobachtungen gewonnenen praktischen Erfahrungen als fast ausschließlicher Beurteilungsmaßstab benützt werden. Aber auch diese sind schwer genug zu gewinnen, weil selbst bei gleichwertigen Probeschienen in verschiedenen Prüfstrecken durch äußere und örtlich verschiedene, aber schwer zu erfassende und vergleichbare Einflüsse baulicher und betrieblicher Natur nur sehr selten gleichwertige Abnutzungsergebnisse erzielt werden können. Die unter solchen Schwierigkeiten aus bisherigen wirklichen Betriebsversuchen gewonnenen Ergebnisse bestätigen jedoch die Tatsache, daß mit zunehmender Zugfestigkeit und der damit parallel gehenden Härte auch der Verschleißwiderstand der Schienen und auch der der Radreifen ansteigt. Der Vollständigkeit halber muß jedoch hier ergänzt werden, daß an dieser Verschleißfestigkeitssteigerung auch andere Punkte sehr stark mitwirken, vor allem eine erhöhte Reinheit des Stahles, ein bestimmter Gehalt an absichtlich zugesetzten Beimengungen und deren Verhältnis zueinander, ferner die Einheitlichkeit und Gleichmäßigkeit des Stahlgefügeaufbaues. Höhere Mangan- und Siliziumgehalt, kleine Chrom- und Kupferzusätze ergeben bei noch niedrigem Kohlenstoffgehalt ausreichend zähe und bruchsichere Schienen mittlerer Zugfestigkeit mit erheblich gesteigertem Verschleißwiderstand. Ein solcher ist auch vielfach für das lamellar perlitisch-ferritische Gefüge des Kohlenstoffstahles, wenn auch dann und wann noch angezweifelt, festgestellt worden. Überlegte Legierungstechnik erhöht auf Grund der in anderen Zweigen der Technik gesammelten Erfahrungen durch geringe Zusätze seltenerer Metalle die Zugfestigkeit bis zu 100 kg/mm<sup>2</sup>, wobei bei niedrig gehaltenem Schwefel- und Phosphorgehalt immer noch eine ausreichende Zähigkeit vorhanden ist und die Abnutzung sehr stark zurückgedrängt wird. Austenitische Manganstahlschienen werden durch die kaltwalzende Aufhärtung der Räder selbst sehr verschleißfest, ohne dadurch aber das auf ihnen gleitende Rad stärker anzugreifen. Sie müßten sich jedoch in wirtschaftlicher und bearbeitungstechnischer Hinsicht günstiger stellen, auch im heutigen Betriebe noch Zeit zur Aufhärtung finden können.

Eine höhere Baustoffreinheit — wie bereits erwähnt, eine der ausschlaggebenden Voraussetzungen für Zähigkeit und Abnutzungsfestigkeit — wird durch Erschmelzung in Sonderöfen, in Elektro- oder in Induktionsöfen, erzielt. Auf solche Weise mit etwas höherem Mangan- (bis etwa 2%) und Siliziumzusatz erzeugte Schienen zeigen gleichfalls höheren Verschleißwiderstand.

So gibt es eine Reihe von möglichen, zum Teil schon versuchten Verfahren, durch Reinheitserhöhung, geringe Legierungszusätze und Gefügeausbildung auch bei höherer Zugfestigkeit noch genügend zähe und daher bruchsichere Schienen mit besserem Verschleißwiderstand erzeugen zu können.

Ein anderer in der gleichen Hinsicht erfolgreicher Weg geht von dem Gedanken aus, der verschiedenen Beanspruchung des Schienenquerschnittes entsprechend jeweils dieser Beanspruchung besonders angepaßte Stahllarten in der Schiene zu verwenden. Es ist dies einmal das Verbundgußverfahren. Der Schienenkopf ist an seinen Fahrflächen neben überwiegender Druckbeanspruchung besonders dem Verschleiß ausgesetzt, muß also aus verschleißfestem Stahl bestehen. Schienensteg und -fuß sind als die tragenden Teile der Schiene hauptsächlich auf Zug und Biegung beansprucht; diese müssen daher vor allem eine richtig beschränkte Zugfestigkeit und größere Zähigkeit besitzen wie solche einem harten Stahl größter erreichbarer Verschleißfestigkeit nicht mehr eigen sein kann. Der Stahl der nach dem Verbundgußverfahren hergestellten Schienen besitzt im Kopfteil der Schiene, wofür auch leicht legierter Stahl verwandt wird, eine Brinellhärte von 330 bis 400, also eine Zugfestigkeit von 120 bis 140 kg/mm<sup>2</sup>, im Steg und im Fuß eine solche von 50 bis 60 kg/mm<sup>2</sup>. Die im Kopf befindliche Grenzfläche der beiden so verschiedenen Stähle weist eine sehr gute Verbindung und ein entsprechendes Übergangsgefüge auf.

Ein anderes Verfahren führt ebenfalls zur Erzielung größeren Verschleißwiderstandes im Kopf unter voller Beibehaltung der richtig bemessenen, niedrigeren Zugfestigkeit und der hinreichenden Zähigkeit im Schienensteg und -fuß. Nach Erhitzung der Schiene erfolgt hier eine Abschreckung des Schienenkopfes in fließendem oder stehendem kaltem Wasser, vor der Steg und Fuß geschützt werden. Die Zeitdauer der Abschreckung, sowie die nachherige Anlaßwirkung der in der Schiene verbliebenen Restwärme bestimmen die Höhe der im Schienenkopfe schließlich vorhandenen Härte, die der der Verbundschienen ungefähr entspricht. Das Gefüge in der Randzone des Kopfes ist martensitisch bis sorbitisch, der Übergang ins Kopfinnere und in den Steg erfolgt allmählich.

Natürlich besitzen nach diesen beiden Verfahren hergestellte Schienen bestimmte Eigenspannungen, die sich bisher aber nicht als schädlich ausgewirkt haben. Der bekannten Schlagprobe entsprechen sie ebenfalls einwandfrei.

Als wichtigstes Ergebnis bestätigte auch ihr Betriebsverhalten, daß tatsächlich die durch Abschreckung erhöhte größere Festigkeit und Härte des reineren Stahles dem Verschleiß sehr günstig entgegenwirkt. Diese Tatsache war ja im Maschinenbau- und -betriebswesen schon seit langem der Grund, weshalb durch Einsatz- oder andere Härtungs- oder Vergütungsverfahren der Abnutzungswiderstand der dem gleitenden Verschleiß ausgesetzten Maschinenteile mit Erfolg erhöht wurde. Dieser Umstand sei auch eine Warnung davor, die verschleißtechnisch günstigen Wirkungen der höheren Härte der metallischen Baustoffe aus irgend welchen anderen, möglicherweise gar nicht wichtigen oder doch belanglosen Gründen übersehen zu wollen.

Noch ist eine Eingruppierung der verschleißfesten Schienen in eine absolute Wertreihe nicht eindeutig genug möglich, zu viele und zu verschiedene Einflüsse erschweren eben hier die Beurteilung. Der gegebene Überblick zeigt aber die Eingrenzung erfolgversprechender Wege, ohne daß er Anspruch auf Vollständigkeit und Anführung aller Einzelheiten machen möchte.

Abschließend sei hier noch eine Frage besprochen, die der Schienenschweißung. Dieses vor wenigen Jahren in die Oberbautechnik eingeführte neue Arbeitsverfahren eröffnete neue Möglichkeiten zur Verbesserung des Schienenweges. Angewandt wird es als Verbindungsschweißung zur Verringerung der Zahl der Schienenstöße, dieser Sorgenkinder jedes Oberbaufachmannes. Hier wird das teurere Thermitverfahren wohl langsam verdrängt werden durch die Gas- und Lichtbogenschmelzschweißung, die auch mit sehr guten Kon-

struktionslösungen die Laschenverbindung in die Schweißung miteinbeziehen. Sie dient dann gewissermaßen als Entlastungsorgan. Die Zukunft gehört wahrscheinlich der in der Festigkeit ihrer Verbindung sehr guten elektrischen Widerstandsschweißung, bei der jedoch preiswürdigere Lösungen der Maschinenfragen noch ihre allgemeinere Anwendbarkeit schaffen müssen.

Hauptsächlich deshalb habe ich auf die stumpfe Verbindungsschweißung hingewiesen, weil eine Baustoffeigenschaft, nämlich die gute Schweißbarkeit auch zukünftiger veredelter Schienenstähle wohl immer gefordert werden muß. Die Herstellung längerer Gleiseinheiten, eine Forderung der Fahrtverbesserung, Fahrtauglichkeit und wirtschaftlicherer Fahrzeugunterhaltung, ist ja nur mittels dieses Verfahrens am Verlegungsorte möglich. Nicht minder wichtig ist die Auftragschweißung, die sich bereits in erfolgversprechendem Versuchsstand befindet.

Wie schon erwähnt, sind der Verschleißwiderstandserhöhung aus Gründen die im Wesen aller metallischen Baustoffe selbst liegen, gewisse Grenzen gesetzt. Trotz aller bisher angewandten Verfahren, wie thermischer Vergütung und Härtung des Schienenkopfes, Verbundgußverfahren, Verwendung naturharter oder Elektrosträhle, nützen sich die stärker beanspruchten Gleisteile, Herzstücke, Flügelschienen usw. noch stark ab. Eine Erhöhung ihrer Lebensdauer ist sehr erwünscht. Ein Mittel dazu stellt die Auftragschweißung dar. Bei den in den verschiedenen Ländern bisher unternommenen, teils recht umfangreichen Versuchen wurde vorzugsweise die Gasschmelzschweißung angewandt. Diese ermöglicht im Gegensatz zur reinen Lichtbogenschweißung eine bessere Beherrschung und einen besseren Ausgleich der beim Schweißen immer auftretenden örtlichen Wärmespannungen. Es bedurfte des raschen und erfreulich großen Fortschrittes der Schweißtechnik in den letzten fünf Jahren, um die schweißtechnisch schwierige Frage des riß-, poren- und schlackenfreien, sehr harten und verschleißfesten Schweißauftrages, der unter geringstmöglichen Eigenspannungen ohne Bindungsfehler und scharfe oder überhitzte Gefügeübergänge auf den ebenfalls harten Schienenbaustoff aufgebracht werden muß, zu lösen. Dabei mußten im Hinblick auf die Betriebssicherheit alle Schweißstellen, bei der Verbindungsschweißung mehr als bei der Auftragschweißung, die unbedingt erforderliche dynamische Widerstandsfähigkeit gegen die recht erheblichen Stoßbeanspruchungen des rollenden Fahrzeuges, also eine genügende Elastizität, besitzen.

So ist es gelungen, abgefahrte und ausgeschlagene Schienenenden durch autogene, auf der Strecke in Betriebspausen durchgeführte Auftragschweißung wieder neuwertig zu gestalten. In den Vereinigten Staaten werden solche Schienenenden, solange sie noch neu sind, auf der Strecke durch Erhitzen und darauffolgendes Abschrecken gehärtet oder wenn sie nur ausgeschlagen sind, durch Erwärmung auf Schmiedehitze auf ihr Normalmaß zurückgeschmiedet. Die Auffrischung abgenutzter Fahrflächenteile von Herzstücken und Flügelschienen stellt an die Schweißtechnik sehr hohe Anforderungen. Es muß eine möglichst gleichmäßige hohe Härte von 300 bis 350 Brinelleinheiten in der aufgetragenen Schweißzone erreicht werden, die durch entsprechende Schweißbehandlung möglichst spannungsfrei in allmählichem Übergang in die Normalhärte des Schienenkopfinnere übergeführt werden muß. Günstig für den mehrere Millimeter hohen Schweißauftrag ist seine Lage in der weit überwiegend auf Druck beanspruchten Kopfzone der Schiene, die Schlagwirkungen des Rades verbieten jedoch auf alle Fälle jede Sprödigkeit der Schweißung, die insgesamt eben ein hohes Arbeitsaufnahmevermögen besitzen muß. Die weiteren auf die Fortentwicklung und die vermehrte Anwendung der Schweißtechnik in der konstruktiven und der

unterhaltungstechnischen Behandlung der Oberbaustoffe gerichteten Arbeiten verdienen größte Aufmerksamkeit, da sie bestimmt neuartige, technisch gute und wirtschaftlich vorteilhaft anwendbare, also auch in naher Zukunft noch sehr erwünschte Arbeitsverfahren ergeben werden. Die Betriebsbewährung der verschiedenen Versuchsarten wird allein den Ausschlag geben können. Daher möchte ich auch heute noch nicht über eigene Versuche im einzelnen berichten. In absehbarer Zeit wird sich ein Bestwert des angewandten Verfahrens und der verwendbaren Zusatzschweißstoffe entwickelt haben, über den dann zweckmäßig in Form einer besonderen schweißtechnischen Abhandlung berichtet werden kann.

Kurz zusammenfassend möchte ich als die Aufgaben der Herstellungstechnik des Schienenstahles bezeichnen: die Erreichung der größtmöglichen Verschleißfestigkeit durch die sicherheitstechnisch höchstzulässige Zugfestigkeit bzw. Härte in der Verschleißzone der Schiene, womit oft erörterte nachteilige Erscheinungen, wie Verformungen, Spannungsbildungen usw. wegfallen und maßvoll gesteigerte, rechnerisch eben notwendige und noch mit hinreichender Zähigkeit verbundene

Festigkeit in der Zugzone der Schienen, wobei die im Herstellungsverfahren höchst erreichbare Reinheit des Stahles immer als ausschlaggebend erachtet werden muß. Neuen in den kommenden Fortschritten der Technik begründeten Änderungen von konstruktiven Gestaltungen oder von Arbeitsverfahren (z. B. die erwähnte Schweißung) muß der Schienenstahl sich anpassen. Der Benutzer der Schiene wird seine Aufgabe darin sehen müssen, vor allem die dynamische Beanspruchung der Gleisteile möglichst gleichmäßig zu gestalten und innerhalb der durch die Betriebssicherheit notwendigerweise gesteckten Grenzen zu halten.

Mag die Beschränkung auf so wenige Eigenschaften für die Beurteilung des verschleißfesten und bruch sicheren Schienenstahls als zu eng und vielleicht einseitig erscheinen, so wird doch die Schriftleitung dieser Zeitschrift bei der Vielgestaltigkeit der bekannten und der noch unerforschten Vorgänge zwischen Rad und Schiene interessanten Erweiterungen aller Schienenbaustofffragen gerne Raum gewähren. Weitere von allen Seiten sicherlich begrüßte Abhandlungen über diese wichtigen Fragen werden uns ihrer Lösung näher bringen.

### Sicherheit gegen Verwerfung im durchgehend geschweißten Gleise.

Von Regierungsbaumeister Hubert Lederle, Pforzheim.

Gegen die durchgehende Verschweißung längerer Gleisabschnitte besteht heute noch das Bedenken, daß die drohende Verwerfungsgefahr einen größeren Nachteil bedeute, als der durch ein laschenloses Gleis erzielbare Gewinn. Die folgenden Untersuchungen wollen zur Klärung der Frage beitragen, ob unter allen Umständen Verwerfungsgefahr besteht oder welche Bedingungen zu erfüllen sind, daß diese mit Sicherheit vermieden wird. Die auf diesem Gebiete vorliegenden, im Org. Fortschr. Eisenbahnwes. veröffentlichten Arbeiten von Nemczek, Bloch, Wattmann, v. Sanden und vor allem die Untersuchungen von Ammann und v. Gruenewaldt auf dem Gleisprüfstand, sowie an Betriebsgleisen werden z. T. durch die folgenden Untersuchungen bestätigt; im Endergebnis, bei der zusammenfassenden Beurteilung der Verwerfungssicherheit, wird jedoch von einem anderen Grundsatz ausgegangen, dessen praktische Nachprüfung zur Lösung dieser Frage vielleicht mithelfen wird.

Es soll zunächst

a) Die Verwerfung in der senkrechten Ebene untersucht werden. Unter dem Einfluß der durch die Erwärmung im Gleis entstehenden Längsspannung sucht sich das Bestreben auf Verlängerung in einem nach oben gewölbten Bogen auszugleichen. Dieser Ausknickung wirken entgegen:

1. Die Knickfestigkeit der in vertikaler Ebene beanspruchten Schiene.

2. Das Gewicht der Schiene mit Schwellen und Befestigungsmitteln.

3. Die Reibung der in senkrechter Richtung aus dem Schotter gehobenen Schwellen. Der letzte Betrag wirkt in gleicher Richtung wie das Gleisgewicht, verschwindet bei größerer Anhebung jedoch gegenüber diesem, so daß man sich zunächst damit begnügen kann, nur mit den beiden ersten Einflüssen zu rechnen. Die Gleichung der elastischen Linie errechnet sich aus den Momenten nach Abb. 1.

$$M = A \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2} - P \cdot y, \quad A = G \cdot l.$$

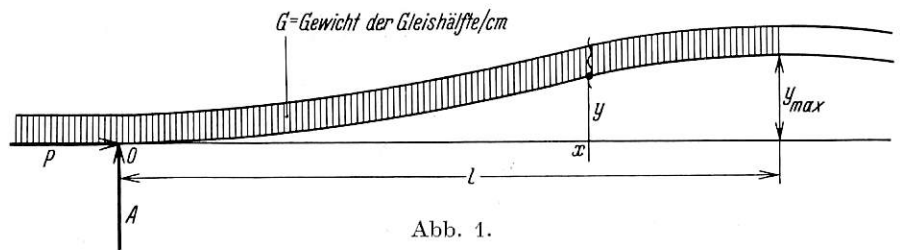
Die Differentialgleichung der elastischen Linie lautet somit:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} E J + P \cdot y = G \cdot l \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2}.$$

Ihr allgemeines Integral erhält man zu:

$$y = C_1 \cdot e^{w_1 x} + C_2 \cdot e^{w_2 x} + F(x)$$

$$y = C_1 \cdot e^{a i x} + C_2 \cdot e^{-a i x} + \frac{G \cdot l \cdot x}{P} - \frac{G \cdot x^2}{2 P} + \frac{G \cdot E \cdot J}{P^2}.$$



Die Konstanten  $C_1$  und  $C_2$  ergeben sich aus den Grenzbedingungen: wenn  $x = 0$ , muß  $y = 0$  sein, und für  $x = l$  muß  $\frac{dy}{dx} = 0$  sein.

$$2) \dots y = \frac{G E J \cos(ax - al)}{P^2 \cos al} + \frac{G \cdot l \cdot x}{P} - \frac{G \cdot x^2}{2 P} + \frac{G E J}{P^2}.$$

Als weitere, noch nicht berücksichtigte Randbedingung ist zu beachten, daß bei Punkt  $x = 0$  das aufgeworfene Gleis in die Gerade übergeht, daß also  $\frac{dy}{dx} = 0$  sein muß. Hieraus folgt für l:

$$\frac{dy}{dx} = - \frac{G E J}{P^2} \frac{a \sin al}{\cos al} + \frac{G \cdot l}{P} = 0$$

mit

$$a^2 = \frac{P}{E J}$$

$$\frac{\sin al}{\cos al} = a \cdot l$$

$$3) \dots \dots \dots l = 4,493 \sqrt{\frac{E J}{P}},$$

$$4) \dots y = 4,613 \frac{G E J}{P^2} \cos \left[ 4,493 \left( \frac{x}{l} - 1 \right) \right] + \frac{G \cdot x \cdot l}{P} - \frac{G \cdot x^2}{2 P} + \frac{G \cdot E \cdot J}{P^2}.$$

In Abb. 2 ist diese Gleichung aufgetragen für ein Gleis mit den im Bild angegebenen Werten. Die abgebildete Lage stellt den labilen Grenzfall dar, wo die verwerfende Kraft gleich der geraderichtenden Kraft ist, herrührend von der Steifigkeit der Schiene und dem Gleisgewicht. Wird das Gleis

etwas über diese Lage angehoben, so überwiegen die verwerfenden Kräfte, das Gleis bäumt sich weiter auf, bis die damit verbundene Entspannung der Längskräfte einer weiteren Aufbiegung eine Grenze setzt. Liegt das Gleis etwas tiefer als im labilen Grenzfall, so überwiegen die geraderichtenden Kräfte, d. h. das Gleis bleibt in Ruhe. Ohne zunächst auf die Nutzanwendung dieser Stabilitätsbedingung einzugehen, soll der im Schrifttum schon mehrfach behandelte „Selbsteilungsprozeß“ in dem Verwerfungsvorgang berücksichtigt werden. Das Gleis erfährt mit zunehmender Ausknickung durch die damit verbundene Verlängerung eine Entspannung der Längskräfte. Diese Entspannung kann bei genügend großem G sogar größer sein als die mit zunehmender Ausknickung abnehmende Kraft. In Abb. 3 ist in Kurve a der Zusammenhang von  $y_{max}$  (Pfeilhöhe der kritischen Verwerfungslinie) und der zugehörigen Längskraft dargestellt. Kurve b stellt die Verminderung der Längskraft des gerade liegenden Gleises in Abhängigkeit vom Verwerfungspfeil  $y_{max}$  dar.

Aus Gl. 4) folgt für  $y_{max}$ , wenn  $x = l$

$$y_{max} = 4,613 \frac{GEJ}{P^2} + \frac{G \cdot l^2}{2P} + \frac{GEJ}{P^2}$$

mit  $l^2 = 4,493^2 \frac{EJ}{P}$  aus Gl. 3.

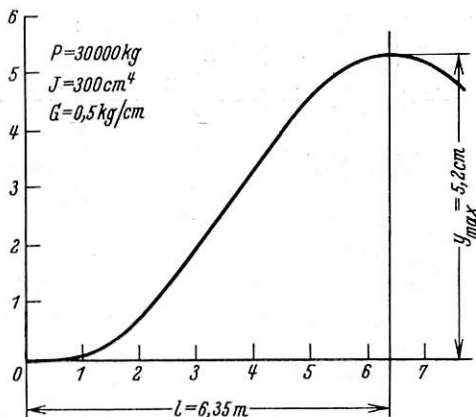


Abb. 2.

5) . . . . .  $y_{max} = 15,706 \frac{GEJ}{P^2}$

5a) . . .  $P = 3,96 \frac{\sqrt{GEJ}}{\sqrt{y_{max}}}$  (Kurve a in Abb. 3).

Erfährt ein Gleisstück von der Länge l eine Ausknickung um  $y_{max}$ , so sei  $\lambda$  der Betrag der Verlängerung gegenüber der halben Sehne. Die Gleichung der Verwerfungskurve kann hier angenähert  $y = y_{max} \sin^2 \frac{\pi \cdot x}{2 \cdot l}$  gesetzt werden. Die Rektifikation ergibt dann für

$$\lambda = \frac{\pi^2}{16 \cdot l} y_{max}^2.$$

Diese Verlängerung bringt dann eine Entspannung von

$$\Delta P = \frac{\lambda \cdot E \cdot F}{l} \text{ mit Gl. 3 und 5}$$

6) . . . . .  $\Delta P = 0,1225 \cdot F \sqrt{\frac{G \cdot E}{J}} y_{max}^{3/2}$

Aus Abb. 3 ist für das als Beispiel verwendete leichte Gleis von 0,5 kg/cm zu sehen, daß bei einer Ausknickung bis 6,6 cm die tatsächlichen Längskräfte kleiner sind, als die zu einer Verwerfung notwendigen Spannungen. Wird  $y_{max}$  größer, so tritt Ausknicken bis zu dem Punkt B ein, wo die Längskräfte infolge der Entspannung wieder unter den Wert der erforderlichen Knickkräfte sinken. Falls es gelingt, die Kurve b im ganzen Verlauf unter der Kurve a zu halten, könnte unter den

gemachten Voraussetzungen eine Verwerfung nie auftreten. Der Grenzfall ist der, wenn sich Kurve a und b berühren. Es ist dann:

$$\frac{dP}{dy_{max}} = \frac{3,96 \sqrt{GEJ}}{2 y_{max}^{3/2}} = -\frac{3}{2} \cdot 0,1225 \cdot F \sqrt{\frac{GE}{J}} y_{max}^{-1/2}$$

7) . . . . .  $y_{max} = 3,28 \sqrt{\frac{J}{F}}$

Durch entsprechende Wahl von G hat man es in der Hand, bei dem nach Gl. 7) errechneten Wert von  $y_{max}$  den Wert von Kurve a und b gleich zu machen.

$$3,96 \frac{\sqrt{GEJ}}{\sqrt{3,28 \sqrt{\frac{J}{F}}}} = K - 0,1225 \cdot F \sqrt{\frac{GE}{J}} \left( 3,28 \sqrt{\frac{J}{F}} \right)^{3/2}$$

K bedeutet die unverminderte Längsspannung im geraden Gleis.

8) . . . . .  $G = 0,1177 \frac{K^2}{E \sqrt{J \cdot F}}$ ,  $K = \alpha \cdot t \cdot E \cdot F$   
(30 · 10<sup>3</sup> kg in Abb. 3).

Berechnet man nach dieser Gleichung das erforderliche Zentimetergewicht des Gleises (bezogen auf eine Schiene), so erhält man für das bisher verfolgte Beispiel  $G = 0,642 \text{ kg/cm}$ , an Stelle der nur vorhandenen 0,5 kg/cm; für den Reichsbahnoberbau mit S49 erhält man nach Gl. 8) 0,93 kg/cm bezogen auf eine Schiene, das ist 1,86 kg/cm Gleis. Das tatsächliche Gewicht des Oberbaues K auf Eisenschwellen beträgt 2,42 kg/cm. Unter den gemachten Voraussetzungen würde dieser

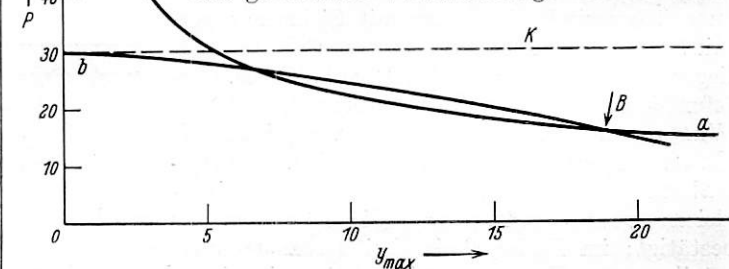


Abb. 3.

Oberbau noch stabil liegen, während der Oberbau mit der kleinen Schienenform keine genügende Verwerfungssicherheit besäße. Bei dieser Ableitung wurde nur die Entspannung des in Verwerfung befindlichen Gleises betrachtet; tatsächlich entspannt sich aber auch die an den Verwerfungsbogen anschließende Gerade und speist dadurch das ausgeknickte Gleisstück mit einer Längsspannung, die die Kurve b in Abb. 3 wieder mehr der Horizontalen K zuschiebt. Aus der leicht zu ermittelnden Reibung zwischen Schiene und Unterlegplatte könnte auch diesem Einfluß theoretisch Rechnung getragen werden, wie dies in einigen Veröffentlichungen durchgeführt wurde. Es kann aber gefragt werden, ob die Verfeinerung der Untersuchung nach der genauen mathematischen Behandlung nur dieser Einflüsse uns einem zuverlässigen Ergebnis näher bringt. Diese Frage kann billig verneint werden, weil an dem mannigfachen Betriebseinflüssen unterworfenen Gleis noch andere Wirkungen auftreten, die außerhalb des rechnerisch Erfassbaren liegen. Betrachtet man ein in starker Sonnenbestrahlung liegendes Gleis, so bemerkt man zunächst eine ganz geringe Anhebung, die an der verstärkten Einsenkung der Schwellen unter dem Radsatz zu erkennen ist. Auf diese Erscheinung weist auch die Untersuchung von Ammann und v. Gruenewaldt im Org. Forsch. Eisenbahnwes. 1932 hin. Ist an einer Stelle des gespannten Gleises ein Lagefehler vorhanden, so wird sich hier die Ausknickung entwickeln. Dieser

Vorgang erstreckt sich über mehrere Stunden bis zur stärksten Mittagshitze; unterdessen befahren von beiden Seiten Züge die Strecke, deren Betriebserschütterungen die theoretisch zu erwartende Spannungsverteilung um die Verwerfungsstelle stören; es kann wohl nicht erwartet werden, daß die hohen Reibungswerte zwischen Schiene und Unterlegplatte bei den Betriebserschütterungen und auf länger liegenden Strecken erhalten bleiben, oder daß das Gleis durch die Schwellen in der Bettung absolut sicher gegen Längsverschiebungen gehalten ist. Die bei Festigkeitsrechnungen übliche Annahme des ungünstigsten Falles ist jedenfalls auch hier anzuwenden, indem im ersten Abschnitt der Verwerfung nicht mit einer Entspannung der angreifenden Kräfte gerechnet werden darf; es wäre vielmehr deren größter zu erwartender Betrag einzusetzen. Ferner soll darauf hingewiesen werden, daß ein nach Gl. 8) errechneter Wert für  $G$  auch nur dann die Annahmen der Rechnung erfüllt, wenn das Gleis vollkommen gerade liegt. Ist in spannungslosem Zustande des Gleises schon ein kleiner Lagefehler vorhanden, so herrscht im Zustande der Wärmespannung an der betreffenden Stelle ein bedeutendes Verwerfungsmoment, ohne daß an dieser Stelle eine Entspannung hätte eintreten können. Dieser Fall ist aber mit Bestimmtheit an einem zwei Jahre liegenden Gleis zu erwarten, dessen im Betriebe aufgetretenen Lagefehler sich im Laufe eines Sommers und Winters entspannt haben. Die Berücksichtigung der Gleisentspannung bildet demnach eine zu günstige Voraussetzung für die Ermittlung der Verwerfungssicherheit. Die Frage geht nun dahin, welche aus den bisherigen Versuchen zu entnehmende Tatsache eine sicherere Berechnungsgrundlage bieten kann. Auch in dieser Hinsicht waren die Versuche von Nemeček (Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1927) und von Ammann und v. Gruenewaldt (Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1932) sehr aufschlußreich. In diesen Veröffentlichungen wird als einleitender Vorgang der Verwerfung immer ein mit wachsender Spannung größer werdender Bogenpfeil der Aufbiegung beschrieben, dem erst bei rund 8 cm das Umschnappen folgt. Dieser einleitende Vorgang ist nach den bisherigen Betrachtungen nicht zu erwarten gewesen; er läßt sich aber mit der Nachgiebigkeit der Bettung erklären. Wird das auf elastischer Unterlage liegende Gleis einer Längsspannung unterworfen, so ist in den ersten Augenblicken nicht mit einem gleichen Gewicht auf der ganzen Länge des Verwerfungsbogens zu rechnen, auf welcher Annahme die bisherigen Berechnungen beruhten. Die elastische Unterstützung folgt vielmehr der Anhebung und unterstützt an den Stellen geringer Anhebung das Gleis stärker, an den Stellen stärkerer Anhebung schwächer. Im ersten Augenblick des Wirkens einer Längsspannung liegt das Gleis vollkommen entlastet auf der Bettung auf, so daß die Ausknickung nach dem gewöhnlichen Eulerschen Knickgesetz erfolgt. Mit zunehmender Pfeilhöhe der Aufbiegung nimmt nun das Gleisgewicht durch die Entlastung der Bettung allmählich zu, bis zu einem Betrage, der kein weiteres Anheben bei der gerade herrschenden Spannung mehr gestattet. Dieser Vorgang geht solange weiter, bis durch das Herausheben der Schwellen aus der Bettung die Zunahme des Gleisgewichtes nicht mehr ausreicht, die Zunahme der Längskraft aufzuwiegen. Wenn dieser Punkt erreicht ist, beginnt die sprunghafte Verwerfung nach Gleichung 5). Dieser Punkt ist für das unter Spannung liegende Gleis der kritische und darf betriebsmäßig keinesfalls erreicht oder gar überschritten werden. Die erwähnten Versuche von Ammann und v. Gruenewaldt an Betriebsgleisen des Rangierbahnhofes Karlsruhe geben Aufschluß darüber, wie groß diese kritische Anhebung beim badischen Oberbau mit 140 mm hohen Schienen und am Reichsoberbau K waren. Beim badischen Oberbau setzte die Verwerfung ein bei einer Längskraft von 158800 kg im Gleis; die der Verwerfung vorausgehende Anhebung betrug 7,3 cm.

An diesen beiden Werten kann die Richtigkeit der Gleichung 5) nachgeprüft werden.

$$y_{\max} = 15,706 \frac{G E I}{P^2} \text{ beim bad. Oberbau ist:}$$

$$\left. \begin{aligned} G &= 1,01 \text{ kg/cm} \\ I &= 1450 \text{ cm}^4 \\ P &= 158800/2 = 79400 \text{ kg} \end{aligned} \right\} \text{ je Gleishälfte.}$$

Mit diesen Werten in obiger Gleichung  $y_{\max} = 7,29$  cm, was genaue Übereinstimmung mit dem gemessenen Werte bedeutet und als Bestätigung dafür angesehen werden kann, daß beim Einsetzen des eigentlichen Verwerfungsvorganges mit den abgeleiteten Gleichungen gerechnet werden kann. Die Länge  $l$  errechnet sich nach Gleichung 3) zu

$$l = 4,493 \sqrt{\frac{E I}{P}} = 858,7 \text{ cm.}$$

Diese Länge ist nur die Hälfte der in den erwähnten Arbeiten mit  $l$  bezeichneten Größe und stellt auch nicht die Länge des Bogens nach beendeter Verwerfung, sondern an der Kippgrenze dar, so daß ein Vergleich mit den nach der Verwerfung gemessenen Längen nicht möglich ist. Es möge der wissenschaftlichen Untersuchung am Gleisprüfstand vorbehalten bleiben zu untersuchen, inwieweit der Einfluß der Elastizität der Bettung, der Widerstand der Schwellen gegen Anhebung aus der Bettung und andere Einflüsse für die Ausbildung der kritischen Anhebung  $y_{\max}$  bestimmend sind; für den Gleisdienst genügt es zu wissen, daß diese Erscheinung besteht und bestimmend ist für die Größe der die Verwerfung bewirkenden Kraft. Ebenso dürfte die Annahme den Ansprüchen genügen, daß die Biegelinie in dem kritischen Zustande vor der sprunghaften Verwerfung aller Gleise einander geometrisch ähnlich sind. Mit dieser Voraussetzung kann unter Anwendung der Gleichungen 3) und 5) und des obigen Ergebnisses für den badischen Oberbau abgeleitet werden:

$$9) \dots \dots \frac{y_{\max}}{l} = \frac{15,706 G E I \sqrt{P}}{P^2 4,493 \sqrt{E I}} = \frac{7,3}{858,7}$$

oder

$$P = (411,2 G \sqrt{E I})^2$$

Dies ist die Kraft, die das Anheben des Gleises auf die kritische Höhe bewirkt und damit die sprunghafte Verwerfung zustande kommen läßt. Sie sei deshalb im Vergleich zur Knickkraft als Verwerfungskraft  $P_v$  bezeichnet. Eine Verwerfung tritt ein, wenn die Temperaturspannung den Betrag der Verwerfungskraft erreicht. Damit Verwerfungssicherheit besteht, muß sein:

$$10) \dots \dots \alpha \cdot E \cdot F t < (411,3 G \sqrt{E I})^2$$

Natürlich wird man sich mit einer einfachen Sicherheit ebenso wenig zufrieden geben können, wie bei der Berechnung sonstiger Baukonstruktionen. Für den Oberbau K auf Eisenschwellen ergibt sich bei einer um 50° C höheren Temperatur, als sie beim Auslegen oder beim Verschweißen des Gleises herrschte, eine Längsspannung von 72500 kg je Schiene, oder 145000 kg im Gleis. Die Verwerfungsspannung errechnet sich nach Gleichung 9):

$$\left. \begin{aligned} P_v &= 95910 \text{ kg je Schiene} \\ &G = 1,21 \text{ kg/cm} \\ &I = 1781 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right\} \text{ je Gleis-} \\ \text{oder} \quad 191820 \text{ kg im Gleis} \quad \left. \begin{aligned} & \\ & \end{aligned} \right\} \text{ hälfte}$$

In der Versuchsauswertung von Ammann und v. Gruenewaldt sind 186600 kg im Gleis (3% Unterschied) angegeben. Dieser Oberbau besäße demnach eine 1,3fache Verwerfungssicherheit und könnte damit für den Betrieb wohl nicht als sicher genug angesehen werden, wenn nicht in der Temperatursteigerung um 50° C eine übersichere Annahme gemacht worden wäre. Für den Oberbau K auf Holzschwellen mit  $G = 1,27$  kg/cm je Gleishälfte wird  $P_v = 198100$  kg im Gleis. Ein Vergleich

mit den praktischen Versuchsergebnissen von Ammann und v. Gruenewaldt ist hier nicht möglich, weil die entsprechenden Versuche zu einer seitlichen Ausknickung führten oder mit einem Laschenbruch endigten. Für das schon mehrfach untersuchte schwache Profil von 20 kg/m Schienengewicht ist  $P_v = 58760$  kg im Gleis

$$\left. \begin{array}{l} G = 0,5 \text{ kg/cm} \\ I = 300 \text{ cm}^4 \\ F = 24 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ je Gleis-} \\ \text{hälfte}$$

Bei 50° C Temperaturdifferenz liegt die Längsspannung mit 60000 kg über der Verwerfungskraft.

#### b) Seitliche Verwerfung.

Die über die senkrechte Verwerfung angestellte Betrachtung läßt sich auch zur Beurteilung der seitlichen Lagesicherheit des Gleises verwenden. An Stelle des Gleisgewichtes tritt hier der Widerstand der Schwellen gegen seitliche Verschiebung, wofür im Schrifttum ausreichende Angaben vorhanden sind. An einem auf Holzschwellen mit einfachen Unterlegplatten verlegten Gleis mit 50 m-Jochen, dessen Rahmensteifigkeit infolge einfacher Befestigung mit Schwellenschrauben als vernachlässigbar klein anzusehen ist, wurde in

starker Sommerhitze die Neigung zu einer durchgehenden wellenförmigen Verwerfung in horizontaler Ebene beobachtet. Des weiteren zeigten die Versuche von Ammann und v. Gruenewaldt, daß am Holzschwellenoberbau mit Rippenplatten die Verwerfung in den meisten Fällen nach der Seitenrichtung eintrat. Dies läßt erkennen, daß beim Holzschwellenoberbau die größte Verwerfungsgefahr nach der Seite hin besteht. Die bautechnischen Maßnahmen zur Erhöhung der Verwerfungssicherheit durchgehend geschweißter Gleise müssen sich deshalb in erster Linie der Stabilisierung der Gleise in seitlicher Richtung zuwenden. Zumindest muß erstrebt und erreicht werden, daß die seitliche Lagesicherheit größer ist, als die gegen senkrecht Verwerfen. Der Grundsatz für die bauliche Gestaltung des durchgehend verschweißten Gleises muß deshalb lauten: Erhöhung der Rahmensteifigkeit des Gleises, bessere Ausnutzung der Bettung gegen seitliche Verschiebung und schließlich Erhöhung des Gleisgewichtes, damit bei der zu erwartenden Temperaturdifferenz etwa noch doppelte Verwerfungssicherheit besteht, gemessen nach Gleichung 10) an der senkrechten Verwerfungskraft. Nach diesen Grundsätzen wurde ein Gleis gebaut, das im Sommer 1935 seine Lagesicherheit zu erweisen haben wird; zu gegebener Zeit wird hierüber berichtet werden.

### Technischer Ausschuß des Vereins Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen.

Der Technische Ausschuß des Vereins Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen tagte in diesem Jahr am 28./30. Mai in Stockholm, entsprechend der in der vorjährigen Sitzung ausgesprochenen Einladung der Generaldirektion der Schwedischen Staatseisenbahnen. Den Vorsitz führte Herr Ministerialrat, Vizepräsident von Láner, Direktion der Königl. Ungarischen Staatseisenbahnen. Die Mitgliedverwaltungen waren sämtlich vertreten bis auf die Generaldirektion der Norwegischen Staatseisenbahnen, die am Erscheinen leider verhindert war.

Aus den Beratungsgegenständen seien folgende hervorgehoben:

1. Einfluß der Unterlageziffer bei der Berechnung des Oberbaues.

Umfangreiche und mühevoll Versuche, deren Ergebnisse in einer Anlage zur Niederschrift Nr. 113 über die Sitzung des Technischen Ausschusses niedergelegt sind, haben dazu geführt, daß den Vereinsverwaltungen empfohlen wird, die Unterlageziffer bei der Berechnung des Oberbaues nicht in Rechnung zu stellen. Auf Grund der Ergebnisse der Versuche ist daher auch von der Aufnahme einer Unterlageziffer in die Formel für die Berechnung des Oberbaues Abstand genommen worden, so daß eine Änderung der in der Sitzung in München am 16./18. September 1930 beschlossenen Formel für die Berechnungsweise des Oberbaues nicht vorzunehmen ist. Es ist in Aussicht genommen worden, den wichtigen Bericht des Oberbau- und Bahnbau-Fachausschusses über diese Versuche auszugsweise im Vereinsorgan erscheinen zu lassen, um die hochbedeutsamen Arbeiten im Schrifttum zu erhalten und der Fachwelt zugänglich zu machen.

2. Schrumpfmäß bei warm aufgelegten Radreifen.

Die Ergebnisse der Versuchsarbeiten und Untersuchungen sind in einer „Gesamtzusammenfassung“ niedergelegt. Ferner ist eine „Anleitung für den Bau und die Unterhaltung von Radsätzen der Eisenbahnfahrzeuge hinsichtlich der Schrumpfung und der Preßsitzverbindung“ sowie auch ein „Entwurf für die Aufnahme einer Bestimmung über das Schrumpfsitzübermaß der warm aufgelegten Radreifen in die TV“ ausgearbeitet worden. Es hat sich aber gezeigt, daß die bisher nur aus Versuchen mit Scheiben- und Speichenradkörpern der üblichen

Bauformen gewonnenen Ergebnisse noch hinsichtlich der immer mehr zur Verwendung kommenden Leichtradsätze ergänzt werden müssen, so daß weitere Untersuchungen in dieser Richtung nötig sind. Endgültig wird daher erst in der nächsten Sitzung des Technischen Ausschusses über die Angelegenheit berichtet werden.

3. Erforschung der Ursachen der Schwingungen von Dampflokomotiven.

Die Aufgaben des Lokomotivbau-Fachausschusses, dem die Behandlung der Frage übertragen war, waren auf das gleiche Ziel gerichtet wie die Forschungsarbeiten einer Arbeitsgemeinschaft der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Versuche, wie sie die Arbeitsgemeinschaft durchgeführt hat und die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft noch weiterhin durchführt, erfordern aber nach den heute vorliegenden Erfahrungen einen so außerordentlich großen Aufwand an Arbeitskräften, Zeit und Geld, daß es nicht vertretbar wäre, Versuche ähnlicher Art gleichlaufend nebenher auch im Verein Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen vorzunehmen. Der Ausschuß beschloß daher, den Antrag auf Erforschung der Ursachen der Schwingungen von Dampflokomotiven nicht weiter selbständig zu behandeln; etwa gewonnene neue Erkenntnisse auf diesem Gebiete sollen von dem bestehenden Unterausschuß „Lauf der Lokomotiven“ gegebenenfalls mitbearbeitet werden.

4. Überprüfung der in den TV und Grz enthaltenen Bestimmungen über die Radstände der Lokomotiven.

Der Technische Ausschuß hat der Beschaffung eines dreiachsigen Sonderfahrzeuges der Regelspur zur Erforschung der Reibungszahl rollender und dabei gleichzeitig schräg zur Schiene gleitender Räder erneut zugestimmt und die Ergänzung der Karlsruher Modellversuche an einem Fahrzeug der Regelspur für nötig erachtet. Die bisher hierfür bewilligten Mittel sind, da sie sich als unzureichend erwiesen haben, erhöht worden.

5. Überprüfung der Frage, ob für Lokomotiven ein kleinster Raddurchmesser festzulegen ist.

Auf Grund eines umfangreichen Berichtes des Oberbau- und Bahnbau-Fachausschusses hat der Technische Ausschuß beschlossen, von zahlenmäßigen Angaben für den kleinsten Lokomotivraddurchmesser in die TV abzusehen.

#### 6. Behandlung von Fragen der Schwachstromtechnik.

Es war beantragt worden, bei Näherungen von Starkstromleitungen an Fernmeldeleitungen das bisher bei der Berechnung der Beeinflussung unberücksichtigt gebliebene Kreuzungsfeld in diese Rechnung einzubeziehen, weil unter Umständen das Vorhandensein einer solchen Kreuzung zur unbeabsichtigten Auslösung von Blockfeldern und damit zu schweren Störungen des Betriebes bzw. zu Unfällen führen kann. Ein vom Elektrotechnischen Fachausschuß eingesetzter Unterausschuß hat diese Arbeiten erledigt und gleichzeitig auch im Abschnitt F der TV die Punkte abgeändert, die seit Herausgabe der Technischen Vereinbarungen bereits überholt sind oder deren Änderung auf Grund des jetzigen Standes der Frage des Beeinflussungsproblems zweckmäßig oder notwendig erschien. Die Arbeiten werden jedoch noch einmal überprüft, so daß erst in der nächsten Sitzung des Technischen Ausschusses der Abschnitt F der TV in seiner neuen Gestalt festgestellt werden kann.

#### 7. Behandlung von Fragen der Rundfunkstörungen durch Bahnanlagen.

Ein zur Behandlung dieser Fragen eingesetzter Unterausschuß konnte sich bisher nur in zwei Sitzungen, in denen vorwiegend die Fragen des Schutzes der Fernmeldeleitungen gegen Beeinflussung durch Starkstromleitungen behandelt wurden, mit der Frage der Rundfunkstörungen beschäftigen. Er hat aber bereits ein Arbeitsprogramm aufgestellt, nach dem auf Grund der Angaben einer Reihe von Eisenbahnverwaltungen einheitliche Entstörungsmaßnahmen vorgeschlagen und weiterhin auch einheitliche Richtlinien für die Beurteilung der Störungen und die allgemeinen Grundsätze der Störbeseitigung aufgestellt wurden.

#### 8. Überprüfung und Vereinfachung der Bestimmungen der §§ 5, 6, 7 der TV und Grz, Umgrenzung des lichten Raumes Gleisabstände, Merkzeichen.

Der Antrag auf Überprüfung der Bestimmungen der §§ 5, 6, 7 der TV war aus Anlaß der Verbreiterung der internationalen Wagenbegrenzungslinie von 3100 auf 3150 mm gestellt worden. Diese Änderung erforderte eine Überprüfung der Bestimmungen über die Umgrenzung des lichten Raumes. Die Berücksichtigung der Begrenzungslinie für Transitwagen bedingte eine vollkommen neue Untersuchung, die in einem „Nachweis über den auf vollspurigen Strecken erforderlichen lichten Raum“ dargelegt und der Niederschrift des Technischen Ausschusses beigegeben ist. Die sehr eingehenden, tiefgründigen Berechnungen führten zu Abänderungen der Bestimmungen in den §§ 5, 6, 7 der TV und Grz. Sie werden demnächst in einem Nachtrage bekannt gegeben werden.

#### 9. Änderung des § 87 Absatz 1 der TV, Überhänge der Wagen mit Achsen in gemeinsamem Rahmen.

Bei Untersuchung dieser Frage war man der Auffassung, daß die zur Zeit auf Blatt 32 der TV dargestellte Schaulinie zur Bestimmung der größten zulässigen Überhänge bei Wagen, deren Achsen in gemeinsamem Rahmen gelagert sind, für Wagen, die auf Hauptbahnen verkehren, nicht so geändert werden kann, daß noch größere Überhänge möglich sind. Der Linienzug enthält das äußerste, was noch zugelassen werden kann. Wagen mit noch größeren Überhängen würden mit den auf Hauptbahnen üblichen Geschwindigkeiten sehr unruhig laufen. Dagegen fordert der Betrieb auf Nebenbahnen zwei- und dreiachsige Wagen, auch Triebwagen, mit größeren Überhängen. Die auf solchen Bahnen vorhandenen Gleisbögen gehen weit unter das nach den TV auf freier Strecke zugelassene Maß von 180 m Bogenhalbmesser herunter, bis auf 100 m

und darunter. Es können also für diese Strecken nur Wagen mit kleinen Achsständen, etwa 6,0 m bis etwa 6,2 m gebaut werden. Um bei solchen Wagen den Bedürfnissen des Verkehrs Rechnung tragen und in einem Wagen so viel Personen als möglich befördern zu können, müssen solche Wagen mit größeren Überhängen gebaut werden, als jetzt nach Blatt 32 der TV auch für Nebenbahnen zulässig ist. Diesem Erfordernis kann man keine ernststen Bedenken entgegenstellen. Denn gerade bei den heutigen Verhältnissen des Wettbewerbes mit dem Auto kommt alles darauf an, die Nebenbahnen wieder lebensfähiger zu machen. Für die Überhänge der Wagen, deren Achsen in gemeinsamem Rahmen gelagert sind, und die nur auf Nebenbahnen verkehren, ist daher ein neues Schaulinienblatt aufgestellt worden, das demnächst in einem Nachtrag zu den TV als Blatt 32a veröffentlicht werden wird.

#### 10. Änderung des Kupplungshahnes für die Druckluftbremse.

Der Technische Ausschuß hat von einer Aufstellung bindender Vorschriften über die Bauart der Bremskupplungshähne für das Vereinsgebiet, wie beantragt worden war, abgesehen. Die Einzelheiten der Bauart des Absperrhahnes sollen jeder einzelnen Verwaltung überlassen bleiben, da es eine selbstverständliche Bedingung ist, daß jede Verwaltung bei der Bauart des Absperrhahnes Vorkehrungen trifft, um ein selbsttätiges Schließen des Hahnes zu vermeiden.

Zum Schlusse wurden noch Angelegenheiten des Organs für die Fortschritte des Eisenbahnwesens besprochen: Der Beirat des technischen Fachblattes erfuhr eine Änderung in der Zusammensetzung. An Stelle der in den Ruhestand getretenen Herren Direktor Brunner Budapest und Reichsbahndirektor Hundsdorfer, München wurden in den Beirat gewählt: Reichsbahnoberrat Prof. Sorger, Reichsbahndirektion Dresden und Direktor b. d. R. Herwig vom Reichsbahnzentralamt Berlin. Den ausscheidenden Mitgliedern wurde der Dank für ihre Tätigkeit im Beirat ausgesprochen.

Die Berichte der übrigen zur Verhandlung gekommenen Beratungsgegenstände sind vom Technischen Ausschuß nur zur Kenntnis genommen, Beschlüsse sind nicht gefaßt worden. Von einer Aufzählung kann daher Abstand genommen werden. Erwähnt sei jedoch noch, daß der bisherige Vertreter der Direktion der Königl. Ungarischen Staatseisenbahnen, Herr Oberbaurat Rónai, in den Ruhestand getreten ist und demzufolge seine Verwaltung im Technischen Ausschuß künftig nicht mehr vertreten wird. Der Vorsitzende sowie Herr Prof. Direktor b. d. R. Baumann, Karlsruhe, widmeten ihm warme Worte des Gedenkens und hoben seine Verdienste für den Technischen Ausschuß hervor. Insbesondere schildert Herr Prof. Baumann, der im Wagenbau- und Lokomotivbau-Fachausschuß in engster Zusammenarbeit mit Rónai gestanden hat, ihn als den hervorragenden Fachmann, bei dem man nicht wußte, „was man mehr an ihm bewundern und hochschätzen sollte: seine kristallklare, nur das Wahre suchende und verfechtende Persönlichkeit oder seine wunderbare Fähigkeit, mechanische Probleme in das Gewand der zwingenden Logik des analytischen Ausdruckes zu kleiden, ohne sich in unnützes mathematische Künsteleien zu verlieren, oder sein reines praktisches Können“.

Mit einem herzlichen Dank an die Generaldirektion der Schwedischen Staatseisenbahnen und ihre Vertreter für die liebenswürdige Gastfreundschaft und die aufopferungsvolle Fürsorge, die allen Teilnehmern entgegengebracht wurde, schloß der Vorsitzende die Tagung, allen eine gute Heimreise aus dem schönen Schweden wünschend. Carus.

# Rundschau.

## Bahnunterbau, Brücken und Tunnel; Bahnoberbau.

### Optische Pfeilmessung an Gleiskurven.

Das übliche Pfeilmessen in der Mitte von Sehnen, die mit Schnur am Innenrand des Schienenkopfes gespannt werden, hat bekannte Nachteile und Schwierigkeiten besonders bei schlechtem, stürmischem Wetter, wenn der Wind die lange Schnur packt. Bei Wegkreuzungen, bei Flügel-, Schutz-, Leitschienen u. a. gibt es Schwierigkeiten, wenn der Raum für das Schnurspannen nicht frei ist. Man kann sie überwinden, aber auf Kosten von Zeit und Genauigkeit. Bei seitlich abgenützten Schienenköpfen kann die Schnur unrichtig angehalten werden, wenn nicht achtgegeben wird. Metallische Drähte statt der Schnüre würden größere Spannung aushalten, aber sie verknoten sich und brechen leicht.

Eine in *The Railway Engineer* vom Oktober 1934 beschriebene Vorrichtung ersetzt die mechanische Sehne durch eine optische. Am einen Ende der Sehne, deren Pfeil gemessen werden soll, befindet sich ein, um die Beobachtung zu ermöglichen, lotrecht angeordnetes Visierfernrohr mit Fadenkreuz, am anderen Ende eine Visiernadel und in der Mitte ein Maßstab, der für Rechts- und Linkskurven verwendbar ist. Der mathematische Grundgedanke geht aus Abb. 1 hervor. Die verwendeten drei

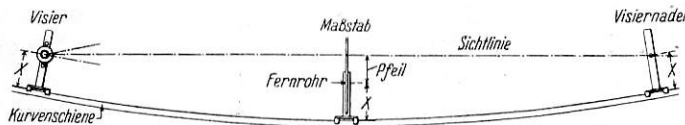


Abb. 1.

Vorrichtungen, ihr Anliegen am Schienenkopf ohne besondere Befestigung, ihre Abstützungen auf Schwelle oder Bettung mittels Kugelgelenkstützen sind aus Abb. 2 zu erkennen und zu verstehen. Wie aus Abb. 1 hervorgeht, wird in einem

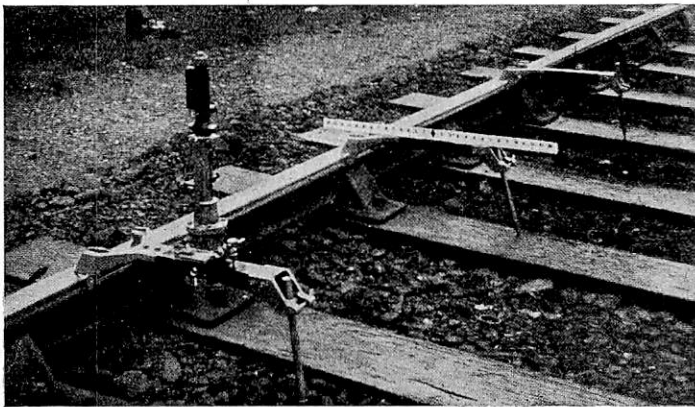


Abb. 2.

Abstand  $X$ , der an allen drei Vorrichtungen gleich vorhanden ist, gemessen. Die Anlagebacken greifen am Schienenkopf so tief, daß unter allen Umständen an der unabgenutzten Schiene gemessen wird. Die Ablesung des Pfeils erfolgt dabei also nicht von der Mitte, sondern vom einen Sehnenende aus. Eine größere Genauigkeit als bei der Schnurmessung zu erzielen, ist nicht angestrebt. Die gegebene Genauigkeit genügt für praktische Zwecke vollkommen. Alle drei Vorrichtungen sind mit Wasserwaagen zur Einstellung versehen. Für die Beförderung kann das Fernrohr schnell gelöst werden.

Das Verfahren mag wohl etwas mehr Zeit in Anspruch nehmen als das einfache Schnurverfahren, aber das wird abgewogen durch größere Genauigkeit, Unabhängigkeit von Störungen und Wetterlage. Das dreiteilige Instrument soll etwa 8 kg wiegen und im Preis einem Nivellierinstrument gleichkommen.

Dr. S.

### Bahnunterhaltungsaufgaben.

Die „*The Railway Gazette*“ eröffnet eine Reihe von Aufsätzen über Bahnunterhaltungsaufgaben, in denen erfahrene Fachleute über die verschiedenen Arten dieser Aufgaben zu Wort kommen.

In einem ersten Aufsatz behandelt Distr. Ing. Hull, Northampton, die Frage der Rutschungen am Bahnunterbau an Hand von Erfahrungen in einem Distrikt, dessen geologische Formation zu häufigen ernstlichen Rutschungen Anlaß gab. Als Ursache der Rutschungen bezeichnet er im letzten Grund die vom Eisenbahnverkehr ausgehende Erschütterung, Rissebildung im Boden und die dadurch hervorgerufene Abspaltung von Erdmassen besonders bei Mitwirkung von Wasser und Schnee. Diese Erschütterung kann sehr weit reichen. Hull führt einen Fall an, wo ein Haus, das 400 m von einem seichten Bahneinschnitt lag, unter den Erschütterungen durch die verkehrenden Expreßzüge zu Schaden kam. Nach den Erfahrungen Hulls entstehen Rutschungen in Lehmgrund dadurch, daß sich bei trockenem Wetter Risse bilden, in die dann Regenwasser einsickert. Die Abspaltung hat die Form einer epizykloidalen Kurve. An ihrem Fuß läuft die abgespaltene Erdmasse in eine dünne Spitze aus, ist infolgedessen hier sehr leicht und infolge des gestörten Gleichgewichts kommt die Masse durch die Verkehrserschütterung in Bewegung. Diese Theorieaufstellung führte zu dem naheliegenden Schluß, daß man nur den Fuß der Abspaltung, sobald sich Anzeichen der Rutschung zeigen, beschweren müsse, um die ganze drohende Bewegung aufzuhalten. Die Beschwerung erfolgte mittels von Hand geschichteter Steine oder ähnlichem. Dieses Verfahren ergab unbedingten Erfolg und bei gebührender Vorsicht konnten ernsthafte Rutschungen immer vermieden werden. Ähnlich, wie in die durch die Sonnenhitze hervorgerufenen Erdrisse Wasser einsickert, können auch nicht genügend entwässernde, flache Abzuggräben längs dem Kopf der Böschung wirken. Nach Hulls Erfahrungen treten alle anderen zur Verhütung von Rutschungen angepriesenen Mittel, wie besondere Anpflanzungen von Grasarten und Bäumen, Lehm-brennen und anderes an Wirksamkeit zurück gegenüber der Beschwerung des Rutschungsfußes. Dämme auf geneigtem oder morastigem Untergrund sind zu Rutschungen besonders geneigt, wenn der Fuß nicht beschwert ist. Andererseits kann bei beschwertem Fuß ein Damm durch und durch wasserangefüllt sein und doch halten.

An Beispielen wird gezeigt, daß das Brennen des Lehm-Vorfußes unwirksam ist; dagegen konnte im Falle einer Rutschung eines 21 m hohen Dammes auf geneigtem, sumpfigem Boden durch Vorlegung eines nur wenige Fuß hohen, aber genügend breiten Vorfußes in Form eines Vieleckbruchsteinmauerwerks dauernd abgeholfen werden.

Dr. S.

### Elektrische Erwärmung von Beton.

Aus verschiedenen, auch auf sozialem Gebiet gelegenen Gründen kann es wünschenswert oder erforderlich sein, auch im Winter zu betonieren. Dazu sind natürlich besondere Maßnahmen nötig: Beifügung besonderer chemischer Stoffe, Abdeckung des Beton, Erwärmung der Einzelstoffe u. a. Neuerdings macht die Erwärmung mittels elektrischen Stroms für diesen Zweck von sich reden. In einer Reihe aus- und inländischer Fachzeitschriften finden wir darüber Angaben. U. a. schreibt darüber die Schweiz. Bauztg. in Nr. 6 d. J. an Hand einer Veröffentlichung in der Schwed. Byggnadsvärlden (1932, Nr. 13). Durch deutsche Blätter ist kürzlich die Beschreibung einer sehr bemerkenswerten Anwendung des elektrischen Heizverfahrens zur Betonierung in einem Schacht der elektrischen Untergrundbahn in Moskau gegangen, auffällig besonders insofern, als bei der Schachtvortreibung in Schwimmsand das Gefrierverfahren angewendet worden war, so daß sich also eigentlich zwei einander widersprechende Verfahren ganz außerhalb klimatischer Verhältnisse begegneten. Die Schachtzimmerung allein, mit Cheveline und Ruberoid belegt, erwies sich als ausreichende Isolierung.

Um in Wettbewerb treten zu können, muß die elektrische Erwärmung natürlich billig sein. Das erfordert leistungsfähige Erwärmungseinrichtungen. Die frische Betonmasse kann nach den Erfahrungen ohne weiteres als Wechselstromleiter niedriger Spannung dienen, da ihr elektrischer Widerstand Wärme erzeugt. Die Wärmeverluste sind gering. Die Stromzuführung erfolgt u. a. durch Elektrodenbleche, als welche gewöhnliche, billigste Schwarzbleche dienen. Die Bleche kommen unmittelbar an



Schalung und Beton zu liegen. Bei Betonmauern stehen sich die beiden Elektrodenwände, durch das Zwischenglied des Beton getrennt, einfach gegenüber. Wo die Elektrodenfläche nur einseitig angebracht werden kann, wie z. B. bei Böden u. a., legt man die in diesem Falle nur 10 bis 15 cm breiten Elektrodenbleche, etwas voneinander getrennt, auf der gegebenen Fläche nebeneinander und verbindet jedes zweite Elektrodenblech mit dem gleichen Transformatorpol, so daß der Strom immer ein Blech überspringt und bogenförmig durch die Betonmasse geht. Man kann solche Elektrodenysteme ein für allemal auf wasserdichten Zeltbahnen befestigen und zum beliebigen Gebrauch vorhalten. Wo es sich bei der Erwärmung um eine größere Anzahl gleicher Teile handelt, empfiehlt sich Reihenschaltung mehrerer Körper.

Nach Berechnungen und Messungen verbraucht 1 m<sup>3</sup> frisch gegossener Beton rund 570 kcal für 1° C Erwärmung, das ist 0,67 kWh für 1° C und 1 m<sup>3</sup> Beton. Doch ist praktisch der Stromverbrauch wegen der Wärmeverluste meist höher. Man darf 1 kWh annehmen. Dabei ist die Verschalung als einzige Wärmeisolierung vorausgesetzt. Durch Anwendung wärmeisolierender Stoffe könnte noch wesentlich gespart werden. Jedenfalls haben die Versuche die wirtschaftliche Möglichkeit des Verfahrens bestätigt. In einem Falle werden die Kosten elektrischer Heizung zu nur 7 % der gesamten Gesteinskosten des Eisenbetons angegeben.

Es ist nur Anwendung von Wechselstrom möglich, weil Elektrolyse des Wassers vermieden werden muß. Die Spannung zwischen den Elektrodenblechen muß im allgemeinen regelbar sein, einmal weil je nach Fall verschiedene Spannungen erforderlich sein können und dann, weil der Beton während des Erhärtungsvorgangs seinen Leitungswiderstand ändert. Eine Unfallgefahr ist so gut wie ausgeschlossen, da die Spannung auf der Sekundärseite mit nur 10 bis 50 V ungefährlich ist. Die Einrichtungen sind einfach, leicht bedienbar und nicht teuer. Die elektrische Wärmebehandlung wirkt auf die Güte des Betons wie jede andere Wärmebehandlung. Eine Verzögerung in der Wärmebehandlung nach dem Betonieren hat nach Erfahrungen das Festigkeitsergebnis nicht ungünstig beeinflusst.

Dr. S.

### Gekrümmte Eisenbetonbogenbrücken.

Im Grundriß gebogene Brücken werden aus Eisen längst ausgeführt, im Eisenbetonbau dagegen sind sie weniger bekannt. Neuerdings hat Ing. Maillart einige solche Brücken in der Schweiz entworfen und gebaut, sie sind aber alle nur auf der hohlen Seite dem Fahrbahngrundriß entsprechend gekrümmt, auf der anderen Seite aber nicht gewölbt, sondern ebenfalls hohl (Eisenbahnbrücke in Klosters) oder geradlinig (Bohlbach- und Schwandbachbrücke). An diesen Umstand hat sich in der Schweiz. Bauztg. 1935, Bd. 103, S. 132/33, eine bemerkenswerte Erörterung zwischen Dr. Bohny (ehem. Direktor der Brückenbauabteilung der Gutehoffnungshütte in Sterkrade, Rhld.) und Ing. Maillart geknüpft. Ersterer spricht seine Verwunderung darüber aus, daß es nicht möglich sein solle, im Eisenbetonbau dem Beispiel der Eisenbrücken zu folgen und beide Seiten dem Fahrbahngrundriß anzupassen. Jedes Traggebilde, das ganz oder teilweise aus seiner Tragebene heraus in den Raum gerückt werde, könne durch seitlich stützende Verbände oder Rahmen in seiner Wirkung erhalten bleiben. Es handle sich um eine verhältnismäßig einfache Aufgabe aus dem Gebiet der räumlichen Statik.

Maillart macht demgegenüber geltend, daß die von ihm gebauten Stabbögen, abweichend von den Eisenbrücken, keine Vorbilder hätten. Bis vor kurzem habe die Wissenschaft die hier nötigen Berechnungen nicht als einfache Verhältnisse ansehen können. Die Krümmung dieser Eisenbetonbrücken sei auch schärfer als die der Eisenbalkenbrücken gleicher Größenordnung. Das habe ihn veranlaßt, nur auf der hohlen Seite mit dem Bogen Grundriß der Fahrbahn zu folgen. Man würde bei den von ihm ausgeführten Stabbogenbrücken teilweise gewaltige Überbeanspruchungen erhalten haben, die auf der einen Seite zu der Notwendigkeit von Verstärkungen und auf der Gegenseite zu Zugspannungen und damit zur Notwendigkeit von Verankerungen im Widerlager geführt haben würden. Wenn die Krümmung ein gewisses Maß überschreitet, werde die beiderseitig gleichgerichtete Krümmung unzweckmäßig. Was die Schönheit anbetrifft, so weist Maillart durch beigefügte Lichtbilder und Zeichnungen nach, daß der gemachte Vorschlag den Eindruck der

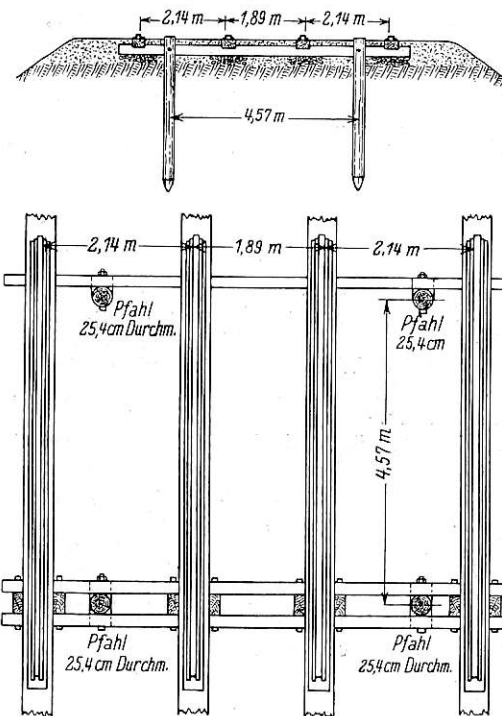
Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens. Neue Folge. LXXII. Band. 13. Heft 1935.

Umkipppgefahr und damit das beunruhigende Gefühl einer durch nicht ersichtliche Mittel (die eben erwähnten Bogenverankerungen) erzwungenen Standfestigkeit machen würde.

Dr. S.

### Breitspur auf der Great Western Railway.

Eine Erinnerung aus der Zeit, in der die Frage der Spurweite unserer Eisenbahn ausgefochten wurde, bringt die Januarnummer der The Railway Engineer, eine Erinnerung an die 7<sup>1</sup>/<sub>4</sub>" (= 2,14 m) Spur, mit der die Great Western am 4. Juni 1838 ihren ersten Teilabschnitt zwischen London und Maidenhead eröffnete. Ing. Brunel, der Urheber dieser Spurweite, wollte damit nicht nur größere Geschwindigkeiten für die Bahn ermöglichen als bei anderen Bahnen, sondern er wollte auch die Standsicherheit der Fahrzeuge erhöhen. Der Beweggrund der Geschwindigkeit bezweckte, die Ausgaben für einen solchen teuren Oberbau bei vorherrschend 1:1320 m Steigung zu rechtfertigen, aber der eigentliche Grund, der Brunel an seiner 7'-Spur festhalten ließ, war der Wunsch, Fahrzeuge zu bekommen, deren Hauptmasse zwischen den Rädern zu hängen kam, um so den Schwerpunkt tiefer als sonst üblich zu legen. Die Räder konnten dabei größeren Durchmesser bekommen. Dies würde, so behauptete Brunel, zu sanftem Fahren bei Herabsetzung der Reibung beitragen.



Aber die Vorteile der Breitspur konnten nur zur Geltung kommen, wenn der Oberbau entsprechend gut unterstützt wurde. Dieser Seite wurde vor der Eröffnung der Bahn in besonderen Versuchen größte Aufmerksamkeit zugewendet. Begeistert schrieb eine damalige Zeitung „Bristol Journal“ über das Ergebnis dieser Versuche: „Das Gleis ist tatsächlich so wunderbar, fest, glatt und genau, daß die Lokomotive darüber mehr hinweggleitet wie das Schiffchen über den Webstuhl oder der Pfeil aus dem Bogen als wie ein Fahrzeug über ein noch nicht eröffnetes Gleis.“ Wenn wir nur heute, nach bald 100 Jahren, schon so weit wären!

Der Oberbau der Great Western Railway geht aus der vorstehenden Doppelbahnabbildung hervor. Die Langschwellen waren aus kyanisierter amerikanischer Kiefer 9,14 m lang, 30,5 bis 35,6 cm breit und 15 bis 18 cm hoch; die Querträger auch aus amerikanischer Kiefer, auf die ganze Doppelbahnbreite durchgehend, folgten sich in 4,57-m-Abständen und waren mit den Langschwellen verbolzt. Einfache und Doppelquerträger wechselten, die ersteren 15,2/22,9 cm, die letzteren 15,2/15,2 cm im Querschnitt. In Krümmungen waren diese Querträger nach dem Verhältnis  $\frac{5''}{R}$  nach innen geneigt, wobei R der Halbmesser in Meilen war. Die Querträger waren zwischen den beiden Außenschienen 6,17 m lang, alle Krümmungen waren sehr flach. Die

Querträger waren angezapft und mit den Pfählen verbolzt, um so das Gleis am Unterbau zu befestigen. Die Pfähle waren aus Buchenholz 22,9 bis 25,4 cm im Durchmesser und zwischen den Schienen eingetrieben. Sie waren je nach Verhältnissen in Einschnitten zwischen 2,44 bis 3,05 m, in Dämmen 3,05 bis 5,49 m lang, 2,44 bis 2,74 m im gewachsenen Boden steckend. Man ging bei diesen Pfahlrammungen mit großer Ängstlichkeit und Genauigkeit vor und sah unbedingt darauf, daß die vorgeschriebene Tiefe erreicht wurde. Wenn das Riegelwerk fertig war, wurde die Bettung aus Sand oder fein gesiebt Kies unter die Langschwelle gestopft, bis alles fest verspannt war. Den dabei auftretenden Auftrieb sollten die Pfähle aufnehmen. Dann wurden die Langschwelle abgeglichen, mit Teer gestrichen und 3,8 cm starke Hartholzplanken aus amerikanischer Ulme, Eiche oder Esche aufgelegt. Die Oberfläche dieser Planke war nach innen 1:20 geneigt, also schon damals das heute übliche Maß. Auf der Planke lagen die Schienen, an den Stellen der Bolzenbefestigungen waren Filzpackungen angebracht.

Die Schienen waren Brückschienen und wogen 21,34 kg/m. Ihre Flanschen waren unmittelbar mit den Langschwelle verbolzt. Die inneren Bolzen waren eingelassen, nachdem eine 10 t-Walze zur endgültigen Dichtung zwei oder dreimal über die Schienen bewegt worden war. Die Schienenlänge wechselte zwischen 4,27 und 5,18 m, war aber meist 4,57 bis 4,88 m. Doch war diese Bauart nicht durchgängig angewendet. In einigen Streckenabschnitten war die Spur mit Eisenbändern gehalten. Wegen der Kostspieligkeit der Bauart erfolgten viele Einwendungen und Angriffe. Es wurden daher über die Vorteile der alten und neuen Bauweise erschöpfende Versuche angestellt, an denen

sich auch andere Bahnen beteiligten. Mit Deflektometern wurden die Formänderungen des Gleises in Schienenmitte und an den Stößen bei verschiedenen Geschwindigkeiten beobachtet. Dann wurde die Arbeitsweise der Pfähle untersucht und festgestellt, daß sie nicht, wie man gemeint hatte, hauptsächlich das Gleis niederhalten, sondern mehr die Schwelle tragen. Man erkennt, mit welchen für uns befremdlichen Gedankengängen man sich beim damaligen Entstehen der Eisenbahn beschäftigte. Die Versuche der anderen Eisenbahngesellschaften zeigten, daß Steinblöcke die festeste Unterlage und die geringste Schienenbiegung herbeiführten und daß in der Durchbiegung des Gleises zwischen Lang- und Querschwelle auf isolierten Stützen kein tatsächlicher Unterschied besteht, ein etwa doch auftretender aber zugunsten der Langschwelle neigt. Man hat auch gefunden, daß an allen von Stühlen getragenen Schienen die waagrechte Einbiegung in der Mehrzahl der Fälle nach auswärts ging, obwohl auch das Gegenteil nicht fehlte.

Die in der Folge angestellten Versuche, ob breite oder enge Spur besser zu hohen Geschwindigkeiten befähigt, hatten das eindeutige Ergebnis, daß ihre weitere Spur die GWR befähigte, stärkere Lokomotiven laufen zu lassen. Daher wurde an ihr festgehalten, die Pfähle kamen aber in Wegfall. Am 30. Juni 1841 wurde die ganze Strecke London—Bristol eröffnet. Was an dieser Breitspur auch gekrittelt worden sein mag, das steht fest, daß sich Brunels Behauptung bewahrheitete, man könne damit höhere Geschwindigkeiten als andere Bahnen erreichen. Als die Breitspur wieder aufgegeben wurde und am 20. Mai 1892 der letzte Personenzug die Breitspur befuhr, wurde damit die Breitspur, aber nicht das Ideal des Ingenieurs begraben. Dr. S.

## Verschiedenes.

### Jahreshauptversammlung des Vereins Deutscher Ingenieure.

Die diesjährige Hauptversammlung des VDI vom 4. bis 8. Juni fand in Verbindung mit dem „Tag der deutschen Technik“ (5. Juni) und der 25-Jahrfeier der Technischen Hochschule Breslau statt. Wie schon im Vorjahr stand auch die diesmalige Tagung in Breslau unter dem Leitwort „Technik ist Dienst am Volk“.

Neben einer am 5. Juni abgehaltenen allgemeinen Vortragsveranstaltung, in der vier grundlegende Vorträge über Rohstoffbeschaffung (Prof. Dr. Ing. Goerens, VDI), Energiewirtschaft (Dr. Ing. Nübling, VDI), Reichsplanung (Dr. Ing. Ludowici, VDI) und Werkführung (Dr. Ing. Rosdeck, VDI) gehalten wurden, fanden an den übrigen Tagen eine große Anzahl von Fachsitzungen statt. In diesen Sitzungen wurden Einzelfragen der Technik aus allen Teilgebieten behandelt und in der Aussprache erörtert.

Besondere Bedeutung kam den Vorträgen zu, die sich mit der Versorgung der Industrie mit deutschen Rohstoffen befaßten. Der erwähnte Vortrag von Prof. Dr. Ing. Goerens gab zusammenfassende Richtlinien und empfahl für jeden zu bewirtschaftenden Stoff die Aufstellung einer Stoffbilanz, sowie eines Stoffstrombildes. Das letztere hat die Aufgabe, die Herkunft des Stoffes, seinen Weg durch Aufbereitung, Erzeugung, Gestaltung bis zum Ende, d. h. bis zum Verlust oder zur Wiederverwendung zu verfolgen. Die restlose, auf wissenschaftlicher Grundlage aufgebaute Erforschung jedes einzelnen Stoffes bietet viele Wege zur Rohstoffersparnis.

Ein weiterer Fachvortrag „Neuere Wege zur Steigerung der Güte unserer Metalle und Legierungen“ von Prof. Dr. Mas ing, VDI, wies darauf hin, daß nur durch genaue wissenschaftliche Arbeit die Kenntnisse vom Aufbau der Stoffe gewonnen werden können, und zeigte die praktischen Folgerungen an dem Beispiel der Bearbeitbarkeit eines Werkstoffes mit schneidenden Werkzeugen (Automatenstahl, Automatenmessing). Wichtig waren auch die Hinweise des Vortragenden auf die technischen Gefahren und Nachteile gewisser sogenannter aushärtbarer Legierungen, sowie die Grenzen ihrer Anwendungsmöglichkeiten.

In den Vorträgen über Energiewirtschaft stand ebenfalls die Frage der heimischen Versorgung im Vordergrund, gleichgültig, ob dabei allgemeine oder engere Fachthemen besprochen wurden. Die volkswirtschaftlich und wehrpolitisch wichtige

Frage der Zusammenarbeit zwischen öffentlichen und industriellen Kraftbetrieben und die damit zusammenhängenden Aufgaben wie Spitzenausgleich, Reservehaltung usw. behandelte Dr. Ing. Lent, VDI. Für die verkehrstechnisch-interessierten Kreise brachte der Vortrag von Reg.-Baumeister Dr. Ing. Kother über „Die neuere Entwicklung der elektrischen Zuförderung im Rahmen der deutschen Energiewirtschaft“ Richtlinien und eine Zusammenfassung der bisher gewonnenen Erkenntnisse. Einen von hoher Warte aus gesehenen Überblick über die heutige Entwicklung des Wärmekraftmaschinenbaues gab in seinem Vortrag Prof. Dr. Ing. Baer. Die Vorteile des Zwangsumlaufes bei Wasserrohrkesseln in bezug auf bauliche Gestaltung und betriebliche Unterhaltung besprach Direktor Dr. Ing. Münzinger. Die Anwendung des Umlaufverfahrens hielt der Vortragende besonders geeignet bei Kleinkesseln bis zu 5 t/h Leistung, sowie bei allen Großkesseln, falls der Druck über 50 atü beträgt.

Die in den letzten Jahren neu aufgestellten Theorien der Festigkeitslehre sind bisher dem in der Praxis stehenden Ingenieur nur schwer zugänglich gewesen und haben sich auch aus anderen Gründen noch nicht in wünschenswertem Maße einführen können. Es war daher wohl für alle Fachkreise von besonderer Bedeutung, daß Prof. Dr. Ing. Thum in seinem Vortrag über „Neuere Erkenntnisse der Festigkeitslehre und ihre praktische Anwendung“ Richtlinien und Hinweise gab, die zur Klärung mancher in der Praxis auftauchenden Frage aus diesem Gebiet wesentlich beitrugen. Über Lagerfragen sprach Direktor bei der Reichsbahn Dr. Ing. E. h. Wagner, VDI. Er zeigte, daß es durch die Zusammenarbeit aller beteiligten Kreise gelungen ist, Lager auch für hohe Beanspruchungen zu bauen, die trotz sparsamster Verwendung von Sonderwerkstoffen, die man früher für Lager nötig hielt, allen Anforderungen gerecht werden (Lagereingüsse aus Weißmetall, Lagerschalen aus Rotguß, sogenannte Dreistofflager, bestehend aus einer Stahl-Lagerschale, in die ein dünner Rotguß- oder Bronzeinguß eingeschleudert wird, der zuletzt mit Weißmetall ausgespritzt wird).

Auch das wichtige Gebiet der Schweißtechnik wurde selbstverständlich auf der Tagung behandelt. U. a. berichtete Reg.-Baumeister Dr. Ing. Matting über die schweißtechnische Oberflächenbehandlung von Stahl und Metall. Auch die Ausbesserungs- und Auftragarbeiten (Azetylen- und Elektroschweißung), die im Eisenbahnwesen jetzt eine große Bedeutung haben, waren in den Kreis seiner Betrachtung gezogen.

In der Vortragsgruppe „Technische Verkehrsentwicklung im Dienste der Wirtschaft“ wurden die Gebiete des Schienenverkehrs, Wasser- und Luftverkehrs, sowie Straßen- und Kraftverkehrs in einer Anzahl von Referaten behandelt.

Auf der Kundgebung am 5. Juni im Breslauer Konzerthaus sprach u. a. Reichsverkehrsminister Frhr. von Eltz-Rübenaeh über „Kraftquellen der Verkehrsmittel“. Der Herr Minister schilderte die Inanspruchnahme der Kraftquellen (Kohle, Öl, Elektrizität) durch die einzelnen Verkehrsmittel und legte die Gründe dar, die auf verschiedenen Verkehrsgebieten zu einer Umstellung der Energieversorgung geführt haben. Nach einem Hinweis auf die verschiedenen Wertungsmöglichkeiten der Kraftquellen (vom Standpunkt der Wirtschaftlichkeit, der Rohstofflage, der Landesverteidigung aus) wurden einige vergleichende Zahlenangaben über den finanziellen Aufwand für Energiebeschaffung bei den verschiedenen Verkehrsunternehmen gebracht. Aus diesen Zahlen konnte man entnehmen, daß z. B. die Kosten für Kohlen bei der Reichsbahn nur 6,5 v. H. der Gesamtausgaben betragen.

Weiterhin wurden die Verschiebungen des Energiebedarfes besprochen (z. B. Elektrisierung, Motorisierung bei der Eisenbahn, Dieselmotoren bei Schiffen, Holzgas-, Dampf- und elektrischer Antrieb bei Kraftwagen) und die Befürchtungen mancher Kreise gegen eine zu rasche Entwicklung in dieser Richtung durch den Hinweis der hohen Kosten einer schnellen Umstellung zerstreut. Die Entwicklung im Kraftfahrwesen wurde im Hinblick auf die Treibstoffversorgung besonders einer kritischen Betrachtung unterzogen.

Der Präsident der RBD Köln, Dr. Ing. Remy, sprach über „Das Geschichtsbild der Deutschen Reichsbahn an der Pforte des Dritten Reiches“. Besondere Würdigung fand in dem Vortrag der Aufschwung, den auch die Reichsbahn nach der Machtübernahme Adolf Hitlers nahm.

Die Entwicklung des Schnellverkehrs bei der Reichsbahn stellt sowohl den Maschinen-, als auch Bau- und Betriebsingenieuren eine Reihe neuer und interessanter Aufgaben. Hierüber sprachen die Reichsbahndirektoren Stroebe und Dr. Ing. O. Müller. Der erste Vortragende schilderte in dem Thema „Konstruktive Fragen beim Schnellverkehr der Reichsbahn“ die Ziele der Eisenbahn, den Verkehr bei allen Zuggattungen zu beschleunigen. Dabei wurde gezeigt, daß nicht nur die Durchbildung neuer Lokomotiven und Triebfahrzeuge erforderlich ist, sondern daß auch streckenbauliche und sicherungstechnische Änderungen bzw. Ergänzungen vorgenommen werden müssen, wenn mit hohen Geschwindigkeiten gefahren werden soll. Ferner ist es nötig, alle Mittel heranzuziehen, um mit den vorhandenen Betriebsteilen die Forderungen der Neuzeit zu erfüllen (Heraufsetzen der Höchstgeschwindigkeit bei vorhandenen Lokomotiven, ermöglicht durch kleine bauliche Verbesserungen). Auch die Erhöhung der Güterzuggeschwindigkeiten ist nicht zu umgehen. Die hier eingesetzten neueren Dampflokomotiven werden diese Aufgabe im allgemeinen erfüllen können. Bei den Neuentwürfen wird durch Vergrößerung des Treibraddurchmessers und laufftechnisch günstigere Achsanordnung von vornherein den neuen Bedingungen genügt (Neubau Reihe 41 und 45, 1D1 bzw. 1E1 Güterzuglokomotiven). Auch der Einsatz starker, durch die Beschaffung neuer Schnellzuglokomotiven freiwerdender Personenzuglokomotiven (Reihe 39) und der Umbau älterer D-Lokomotiven in 1D-Lokomotiven wird einen Mangel an schnellfahrenden Güterzuglokomotiven nicht aufkommen lassen.

Eingehend wurde ferner die Entwicklung der Schnellfahrlokomotiven besprochen (Reihe 05, 06 und 61). Auch über die neueren elektrischen Lokomotiven wurden die Hörer unterrichtet. Bei der dritten, für eine Beschleunigung des Zugverkehrs in Frage kommenden Fahrzeuggruppe, den Triebwagen, zeigte der Vortragende die erheblichen Schwierigkeiten, die bei der Durchbildung hochleistungsfähiger, schnelllaufender Dieselmotoren auftreten. Die verschiedenen Übertragungsarten vom Motor zur Achse wurden kritisch verglichen und besonders auf die ausichtsreich erscheinende Entwicklung der hydraulischen Übertragung hingewiesen. Die Schnelltriebswagen, ähnlich der Ausführung des bekannten „Fliegenden Hamburger“, werden für den im Sommerfahrplan vorgesehenen Schnellverkehr zwischen der Reichshauptstadt und verschiedenen deutschen Großstädten nach

und nach eingesetzt werden. Ferner werden auch dreiteilige derartige Triebwagen für 160 km/h Geschwindigkeit demnächst fertiggestellt, die z. T. mit elektrischer, z. T. mit hydraulischer Kraftübertragung ausgerüstet sind.

Anknüpfend an die hohen Leistungen der neuzeitlichen Verkehrsmittel befaßte sich der Vortrag von Reichsbahndirektor Dr. Ing. O. Müller mit einer wichtigen Voraussetzung für den Schnellverkehr auf der Eisenbahn: dem Gleisbau.

Erst die sachgemäße geometrische Gestaltung der Schienenbahn und ein technisch gut durchgebildeter und unterhaltener Gleisoberbau schaffen die Möglichkeiten zur Anwendung hoher Geschwindigkeiten. Durch Einbau von Bogenweichen und Weichen mit großen Halbmessern konnten unangenehme Fahrgeschwindigkeitsbeschränkungen besonders auf Bahnhöfen ohne Aufwendung erheblicher Mittel beseitigt werden. Aber auch die Fahrbahn selbst ist in größerem Umfang durch Ausrüstung mit Reichsbahnoberbau und Schienen von 30 m Regellänge den erhöhten Anforderungen angepaßt worden.

Prof. Dr. Ing. Jänecke sprach über „Verkehrsverschiebungen zwischen Schiene, Straße und Kraftfahrbahn durch die Motorisierung“. Nach seinen Darlegungen sind hierfür die verkehrlichen Vorzüge der einzelnen Verkehrsmittel entscheidend: Reisegeschwindigkeit, Fahrpreis, Sicherheit, Bequemlichkeit. Im Güterverkehr, bei dem es sich in erster Linie um Fernverkehr handelt, wird durch den Bau der Kraftfahrbahnen der Werkverkehr eine wesentliche Beschleunigung erfahren. Allerdings wird der Massenverkehr schon aus wirtschaftlichen Gründen der Bahn verbleiben, zumal auch hier in den letzten Jahren außerordentliche Aufwendungen für Verkehrsverbesserungen gemacht wurden. Die Untersuchung über die Aufsaugung des Landstraßenverkehrs durch die Kraftfahrbahnen führte zu dem Ergebnis, daß die Masse des Verkehrs den Landstraßen verbleibe, weil es sich hauptsächlich um Nahverkehr handelt, der bei den mehr oder minder langen Zufahrten zur Kraftfahrbahn weniger Vorteile von ihrer Benutzung hat. Trotzdem brauche man um den Wert dieser neuen Verkehrsbänder nicht besorgt zu sein, denn sie werden neben der Erleichterung schon bestehender Verkehrsbeziehungen im großen Umfange Neuverkehr bringen.

Die oft unterschätzte, aber doch außerordentlich große wirtschaftliche Bedeutung des öffentlichen Nahverkehrs (Orts- und Nachbarortsverkehr) erfuhr in einem Vortrag von Direktor der Berliner Verkehrsgesellschaft, Beninghoff, eine eingehende Würdigung. An Hand von Zahlenangaben zeigte der Vortragende, welche Leistungen von den 158 deutschen Straßenbahn- und drei Schnellbahnbetrieben im Jahre 1934 verlangt wurden. Aber nicht nur die wirtschaftliche Seite dieser Verkehrsunternehmen sei wichtig, sondern auch im Zusammenhang mit den baulichen und bevölkerungspolitischen Maßnahmen hätten die Straßenbahnen usw. eine besondere Bedeutung.

Regierungsbaumeister E. Wohllebe, VDI.

### Die Reichsautobahnen im Jahre 1934.

Der wachsende Arbeitsumfang bei der Gesellschaft der Reichsautobahnen im Jahre 1934 machte die Gründung weiterer Oberster Bauleitungen, deren Zahl von 9 auf 15 stieg, notwendig. Während zu Anfang des Jahres nur 60 km im Bau und 814 km zur Bauvorbereitung freigegeben waren, lauteten die entsprechenden Zahlen am Jahresende schon 1191 und 2883 km. Wie sich diese entweder im Bau befindlichen oder dafür freigegebenen Strecken im Reiche verteilen, läßt sich aus der nachstehenden Abbildung ersehen. Der erste Streckenabschnitt der Verbindung Hamburg—Süddeutschland zwischen Frankfurt a. M. und Darmstadt wurde inzwischen dem Verkehr übergeben.

Die teilweise schwierigen Aufgaben in der Linienführung und Ausgestaltung der Kraftfahrbahnen erforderten die Zuteilung von Landschaftsberatern zu den einzelnen Obersten Bauleitungen, die Einsetzung eines besonderen Ausschusses für Fahrbahndecken und die Einrichtung von Prüfstellen für die Untersuchung der Bodenarten auf ihre Eignung als Unterlage der Fahrbahndecke oder als Schüttboden. Für die zuletzt genannten Stellen wurden besondere Bodenkundler eingestellt. Auch die Institute der Technischen Hochschulen wurden für besonders schwierige Untersuchungs- und Versuchsarbeiten herangezogen.

Von den gesamten Bauausgaben in Höhe von etwa 217 Millionen *RM* entfielen rund 100 Millionen *RM* auf Erdarbeiten,

rund 25 Millionen *R.M.* auf Wegeanlagen, rund 19 Millionen *R.M.* auf Brücken und Durchlässe und rund 7 Millionen *R.M.* auf Bahnhöfen. Der große Anteil der Erdarbeiten an den Ausgaben erklärt sich daraus, daß zur Beschäftigung möglichst vieler Handarbeiter in erster Linie mit den Erdarbeiten begonnen wurde. Für diese Arbeiten ist auch der Maschineneinsatz beschränkt worden. Es ist so gelungen, die Zahl der bei Unternehmern beschäftigten Arbeiter im November 1934 bis auf 83863 zu steigern. Die Ge-

selnden Geländehöhen führen, verlangen sie eine hohe Zahl von Brückenbauten, deren Maße bei der großen Breite des Regelquerschnittes der Kraftfahrbahnen recht erheblich sind. Es mußte daher den Entwurfsarbeiten für Brücken besondere Beachtung gewidmet werden, die sich auch darin zeigt, daß verschiedentlich Wettbewerbe für Brückenentwürfe ausgeschrieben wurden.

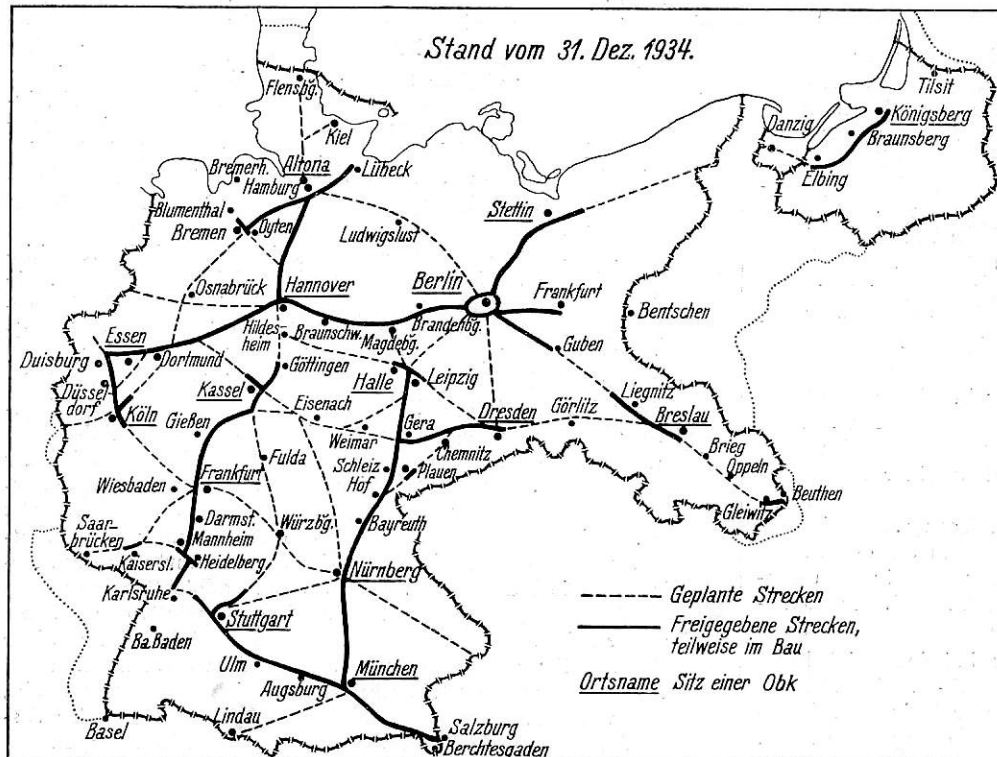
Bei der Entscheidung über die jeweils zu wählende Brückenbauform sind natürlich auch wirtschaftliche Gesichtspunkte zu berücksichtigen. Auf Formenschönheit und Anpassung in die Landschaft, sowie auf möglichst verschiedenartige Werkstoffbenutzung wurde ebenfalls Wert gelegt. Neben Stahl, Beton und Eisenbeton hat man deshalb vielfach auch Natursteine verwendet. Bis zum Jahresende 1934 waren bei Brückenbauwerken eingebaut: rund 440000 m<sup>3</sup> Stampfbeton, rund 150000 m<sup>3</sup> Eisenbeton und rund 7300 t Stahlkonstruktionen. In Angriff genommen waren die Arbeiten an etwa 800 Brücken, die Hälfte von ihnen konnte fertiggestellt werden. An größeren, besonders beachtlichen Brücken (teilweise fertig, teilweise noch im Bau) seien genannt: Elbebrücken bei Dresden und Magdeburg, Brücke über das Neanderthal bei Düsseldorf, Mangfallbrücke bei Darching, Innbrücke bei Pfaundorf, Oderbrücken bei Stettin, Sulzbachviadukt in Württemberg und die Neckarbrücken bei Freudenheim und Unterboihingen.

Für die oft weit von Siedlungen, entfernt liegenden Arbeitsstätten machte sich die Anlage von geschlossenen Unterkunftslagern nötig, die nach besonderen einheitlichen Richtlinien gebaut sind.

Der Personalstand aller Stellen der Reichsautobahnen betrug Ende 1934

rund 4260 Köpfe. Dieses Personal konnte der Gesellschaft für die Reichsautobahnen nur zum kleineren Teil von der Deutschen Reichsbahn unmittelbar zur Verfügung gestellt werden, in der Hauptsache mußte es dem freien Arbeitsmarkt entnommen werden. Entsprechend der reinen Bautätigkeit nahm der technische Dienst im Durchschnitt mehr als  $\frac{3}{4}$  des Gesamtpersonals in Anspruch.

Regierungsbaumeister E. Wohlleben, VDI.



samtzahl der für die Reichsautobahnen tätigen Arbeiter ist natürlich wesentlich höher. Beim Bau wurden im Berichtsjahr rund 55000 t Stahl, rund 193000 t Zement, rund 130000 t Schotter, rund 157000 t Packlage, rund 970000 t Kies und Sand, sowie rund 20000 t Pflastersteine verwendet.

Da grundsätzlich jede Kreuzung einer Kraftfahrbahn mit einem anderen Verkehrsweg in gleicher Höhe vermieden werden muß, und die Bahnen auch durch Landschaften mit stark wech-

## Jahrhundertfeier der Deutschen Eisenbahnen.

Das Jahr 1935 ist bekanntlich das Jubiläumsjahr der Deutschen Eisenbahnen, denn am 7. Dezember 1835 verkehrte erstmals in Deutschland ein von einem „Dampfwagen“ gezogener Zug auf eisernen Pfaden zwischen den Städten Nürnberg und Fürth. Die Deutsche Reichsbahn, in der die Deutschen Bahnen ihre ausdrucksvollste Zusammenfassung gefunden haben, gibt diesem Jahr ein festliches Gepräge und hat Vorkehrungen getroffen für ein würdiges Gedenken an der Geburtsstätte der Deutschen Eisenbahnen in Nürnberg. Diesem Ziel dient vor allem eine imposante Ausstellung, die die Gegenwart darstellt und Rechenschaft ablegt von dem am Ende des 100jährigen Zeitraumes Erreichten. Sie beginnt am 14. Juli und erstreckt sich bis zur Mitte des Oktober. Ein besonderes Glanzstück der Ausstellung ist eine naturgetreue Nachbildung des ersten Zuges der Ludwigseisenbahn zwischen Nürnberg und Fürth. Er wird zum Abschluß der Feierlichkeiten am eigentlichen Gedenktag, am 7. Dezember, auf der historischen Strecke (die allerdings inzwischen in Straßenbahnbetrieb übergegangen ist) verkehren. Zu den Feierlichkeiten und zum Besuch der Ausstellung werden zahlreiche Gäste aus dem In- und Auslande erwartet.