

Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens

Technisches Fachblatt des Vereins Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen

Herausgegeben von Dr. Ing. Heinrich Uebelacker, Nürnberg, unter Mitwirkung von Dr. Ing. A. E. Bloss, Dresden

93. Jahrgang

15. Oktober 1938

Heft 20

Der Einfluß der Lokomotivtriebräder auf die dynamische Beanspruchung der Brücken.

Von F. Morgenroth, München.

Um die tragenden Teile der Brücken vor Überanspruchung zu schützen und den Gefahren eines frühzeitigen Dauerbruches zu begegnen, werden die von den Fahrzeugen herrührenden dynamischen Zusatzkräfte in der Weise berücksichtigt, daß man die statischen Lasten mit der „Stoßzahl“ φ multipliziert. An sich wäre es leicht, durch einen reichlich bemessenen Beiwert φ die Brücken für alle Zeiten gegen Ermüden hinreichend sicher zu bauen. Sicheres Bauen und vernünftige Wirtschaftlichkeit sollen sich aber nicht entgegenstehen. Man trachtete daher schon immer danach, die Richtigkeit der dynamischen Beiwerte durch Versuche und theoretische Untersuchungen zu begründen oder die Größe des Beiwertes φ nach sicheren Erkenntnissen zu berichtigen.

Die dynamische Zusatzbeanspruchung setzt sich aus verschiedenen Einflüssen¹⁾ zusammen, die zeitlich einzeln oder als Summe auftreten können und sich in Schwingungen des Bauwerkes, der Einzelglieder oder Teilen der Einzelglieder äußern.

Die Schwingungen des ganzen Bauwerkes ergeben sich hauptsächlich aus seiner Resonanzfähigkeit. Sie werden von periodisch wechselnden Kräften erzwungen, die besonders von den Gegengewichten der Lokomotiv-Triebräder ausgehen oder infolge der Durchbiegung der Längsträger beim Darüberfahren der Achslasten entstehen (Abb. 1).



Abb. 1. Die elastischen Längsträger können die Ursache von Aufschaukelungen der Brücke in der Grundschiwingung sein.

Diese Grundschiwingungen machen einen erheblichen Teil der dynamischen Gesamtbeanspruchung aus und rufen z. B. in den Stäben der Fachwerkträger Schwankungen in der Größe der Stabkräfte hervor. Es ist daher gar nicht so abwegig, die Vergrößerung der Stabkraft durch einen Zuschlag zur statischen Last in Form eines Beiwertes auszudrücken. Abb. 2 zeigt z. B. ineinandergezeichnet den zeitlichen Verlauf einer Gurtstabskraft oder auch der Durchbiegung eines Knotenpunktes

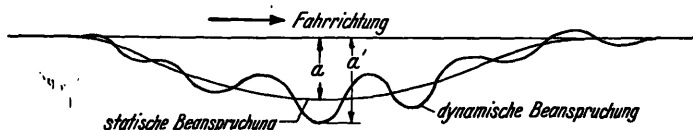


Abb. 2. Bild einer Durchbiegungsmessung. Vergleich einer Langsamfahrt mit einer Schnellfahrt in kritischer Geschwindigkeit.

mit und ohne überlagerte Grundschiwingung. Aus dem Verhältnis $\varphi_1 = \frac{a'}{a}$ kann ein Beiwert gebildet werden, der angibt, um wieviel die dynamische Stabkraft oder die Durchbiegung größer ist als die statische. Diesen Beiwert theoretisch zu erfassen, ist versucht worden. Die genaue mathematische Lösung

¹⁾ Hort, Stoßbeanspruchung und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken, „Bautechnik“, Heft 3 und 4, 1928.

wurde jedoch noch nicht gefunden. Bei den bisherigen Teillösungen ist entweder die Brücke als masselos oder die über sie geführte Last als masselos angenommen worden.

Auf Grund von Beobachtungen sollen daher einige Hinweise und Anregungen gegeben werden, unter welchen vereinfachenden Annahmen eine bessere und brauchbare mathematische Lösung gefunden werden kann.

Die Beobachtungen haben ergeben:

1. Alle Knotenpunkte einer Fachwerkbrücke mit parallelen Gurten schwingen bei der Erregung durch Triebräder oder Brückenschwinger sinusförmig und gleichphasig.

2. Die Knotenpunkte schwingen auch dann angenähert gleichphasig, wenn die erregenden Kräfte nicht im Massenschwerpunkt der belasteten oder unbelasteten Brücke angreifen. Dies ist damit zu erklären, daß die erregende Kraft klein ist im Vergleich zur schwingenden Gesamtmasse und die Einzelwirkung der erregenden Kraft klein ist im Vergleich zur Aufschaukelungsmöglichkeit im Resonanzfall (kleine Dämpfung).

3. Die Schwingungsform der Brücke paßt sich der Biegelinie für gleichmäßig verteilte Belastung an, und zwar aus dem gleichen Grunde wie vorher erwähnt. Wenn manchmal die äußere Form der Biegelinie nicht symmetrisch oder sinusförmig ist, so liegt es an der ungleichmäßig verteilten statischen Vorlast. Die überlagerte Schwingung selbst ist immer angenähert symmetrisch und sinusförmig (Abb. 3).

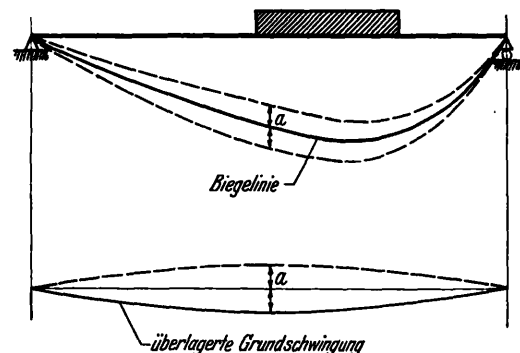


Abb. 3. Unterschied zwischen Durchbiegung und Biegeschwingung.

4. Die Größe der Dämpfung und damit die Aufschaukelungsmöglichkeit bei Resonanz ist bei den verschiedenen Brücken uneinheitlich. Sie hängt ab von den äußeren Umständen wie vom Zustand der Lager, der Widerlager, von der Lage des Oberbaues an den Übergängen von der Brücke zum anschließenden Damm, von der Ausbildung der Fahrbahn u. a. Sie nimmt ferner mit zunehmender Belastung etwas zu, weil dann die Arbeitsaufnahme in den Nietverbindungen größer wird (Gleiten in den Verbindungen).

5. Die Aufschaukelung der Brücke in der Grundschiwingung ist am größten, wenn die Lokomotive mit der gefährlichen (kritischen) Geschwindigkeit über die Brücke fährt, d. h., wenn die Umdrehungszahl der Triebräder angenähert mit der Eigenschwingungszahl der Brücke im belasteten Zustand übereinstimmt.

Abb. 4 zeigt z. B. die dynamischen Beiwerte $\varphi = \frac{a'}{a}$ aus den gemessenen Durchbiegungen²⁾ von vier Knotenpunkten einer Fachwerkbrücke, die in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit aufgetragen sind. Man erkennt daraus, daß der dynamische Beiwert für alle Knotenpunkte fast gleich groß ist und daß die größten Beiwerte sich bei einer Geschwindigkeit von $V = 50 \text{ km/h}$ ergeben.

6. Die Erregerkräfte der Triebräder sind sinusförmig, sofern die Lokomotive ohne Dampf fährt. Der Dampfdruck, den die Kolbenstange auf das Treibrad überträgt, bringt eine Störung des rein sinusförmigen Verlaufes der Fliehkraft der Gegengewichte (Abb. 5). Der Gesamteinfluß bleibt aber periodisch und wenigstens in groben Umrissen sinusähnlich, so daß die Grundsicherungen der Brücken gleichwohl angeregt werden. Der zusätzliche Einfluß des Dampfdruckes ist aber gering und der dynamische Beiwert wird nur um etwa

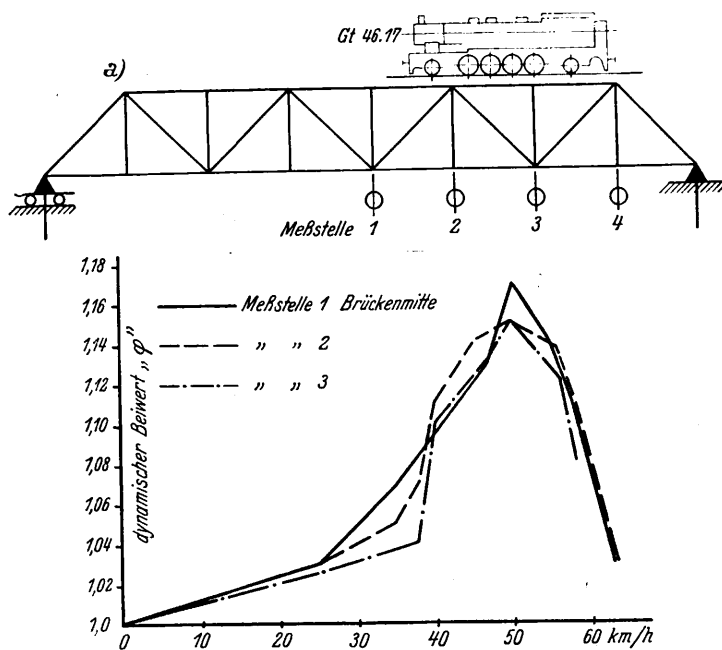


Abb. 4. Dynamischer Beiwert in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit.

1 bis 2% größer als bei Fahrten ohne Dampf. Man begeht daher keinen großen Fehler, wenn man die Fahrten mit Dampf von der weiteren Untersuchung ausschließt.

Bei der Entwicklung eines Berechnungsverfahrens ist darauf zu achten, daß der freizügige Verkehr der Lokomotiven nicht gehindert wird. Zum Ausgangspunkt der Berechnung ist daher die statisch und dynamisch ungünstigste, vorhandene Lokomotive zu nehmen, wenn man nicht auch noch Rücksicht auf die zukünftige Entwicklung nehmen will (Lastenzug N und E).

Auf die vorhandenen Lokomotiven und ihre Kräfte muß zunächst etwas näher eingegangen werden.

Die freien Fliehkkräfte der Trieb- und Gegengewichte sind abhängig von der Fahrgeschwindigkeit, der Masse und dem Raddurchmesser.

$$Z = m \cdot r \cdot \omega^2 = m \cdot r \cdot 4 \cdot n^2 \cdot \pi^2 \dots \dots \dots 1)$$

Der Größtwert von Z ist dadurch festgelegt, daß die Fliehkraft bei höchster Fahrgeschwindigkeit 15% des Raddruckes nicht übersteigen soll. Da der Achsdruck P der vorhandenen

Lokomotiven selten größer ist als 20 t, kann angenommen werden, daß die Fliehkraft eines einzelnen Rades 1,5 t bei höchster Fahrgeschwindigkeit kaum übersteigt. Für den zu-

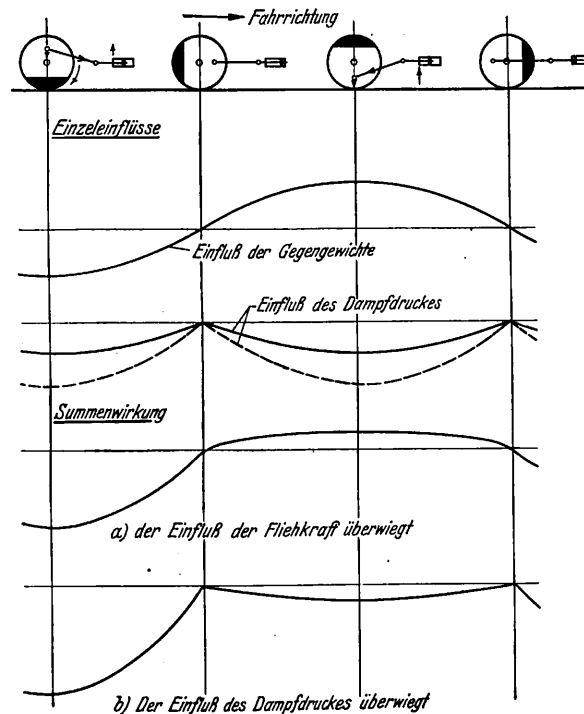


Abb. 5. Einfluß des Dampfdruckes auf den Achsdruck.

künftigen Lastenzug N, der einen Achsdruck von 25 t vorsieht, muß dagegen mit einer größten Fliehkraft von

$$Z = a \cdot V^2 = 0,15 \cdot \frac{P}{2} = 1,88 \text{ t}$$

je Rad gerechnet werden, worin $a = \frac{0,15 \cdot P}{2 \cdot V_{\max}^2}$ und damit

$$Z_x = \frac{0,15 \cdot P}{2 \cdot V_{\max}^2} \cdot V_x^2 \dots \dots \dots 2)$$

Bei Zweizylindermaschinen sind die Gegengewichte auf beiden Seiten gegeneinander versetzt. Die Massen der einen Seite eilen den Massen der anderen Seite um 90° voraus. Durch Addition der beiden sinusförmigen, lotrechten Komponenten ergibt sich wieder ein sinusförmiger Kraftverlauf (Abb. 6). Die Fliehkraft einer Achse wird damit:

$$Z_a = \sqrt{2} \cdot Z = 1,414 \cdot Z.$$

Das ist für einen Raddruck von 10 t gleich $1,414 \cdot 1,5 = 2,12 \text{ t}$ und für einen Raddruck von 12,5 t gleich $1,414 \cdot 1,88 = 2,66 \text{ t}$.

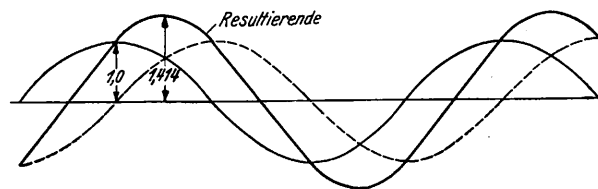


Abb. 6. Lotrechter Anteil der Fliehkkräfte einer Achse.

Allgemein ist:

$$Z_x = \frac{0,15 \cdot P}{\sqrt{2} \cdot V_{\max}^2} \cdot V_x^2 \dots \dots \dots 3)$$

Die gleichzeitig auftretenden Momente können vernachlässigt werden. Man wird sie aber dann berücksichtigen müssen, wenn die lotrechte Schwingungszahl und die Torsionsschwingungszahl der Brücke nicht weit auseinanderliegen (s. weiter unten).

Wie die Fliehkraft mit der Fahrgeschwindigkeit für Lokomotiven mit verschiedener Höchstgeschwindigkeit an-

²⁾ Morgenroth: Ein elektrisches Verfahren zum Messen von Brücken-Durchbiegungen und Biegeschwingungen: Bahn-Ingenieur 1934, Nr. 37.

wächst, zeigt Abb. 7. Die beiden Kurven wurden unter Annahme eines Achsdruckes von 20 t ermittelt.

Als geringste, vorkommende Höchstgeschwindigkeit kann $V = 60$ km/h angenommen werden. Lokomotiven mit einer geringeren Höchstgeschwindigkeit haben meist auch einen verhältnismäßig kleinen Achsdruck. Umgekehrt kann man schließen, daß bei Fahrgeschwindigkeiten von $V = 60$ km/h an immer mit einer Fliehkraft von 2,12 bzw. 2,66 t je Triebachse gerechnet werden muß.

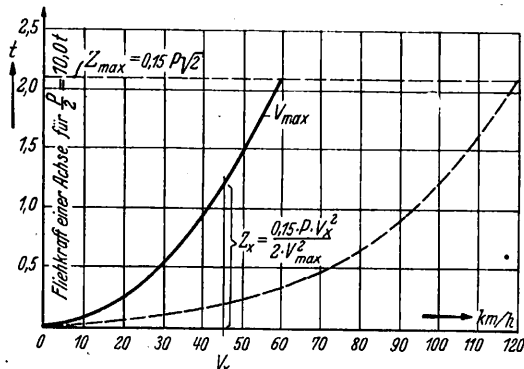


Abb. 7. Fliehkraft in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit.

Vom Raddurchmesser ist die Größe der Fliehkraft nicht unbedingt abhängig. Dagegen hängt die Frequenz, mit der die Fliehkraft wechselt, vom Raddurchmesser und von der Fahrgeschwindigkeit ab. Impulszahl:

$$n_t = \frac{V \cdot 1000}{3600 \cdot D \cdot \pi} = \frac{V}{3,6 \cdot D \cdot \pi} \dots \dots \dots 4)$$

(V in km/h und D in m)

Diese Abhängigkeit der Frequenz ist für einige wichtige Lokomotivgattungen in Abb. 8 bildlich dargestellt. Man ersieht daraus, daß die Lokomotiven mit kleinen Triebdardurchmessern auch eine beschränkte Höchstgeschwindigkeit haben, die bei einem Raddurchmesser von 1,25 bis 1,35 m bei $V = 60$ bis 65 km/h liegt. Die Lokomotiven mit noch kleinerem

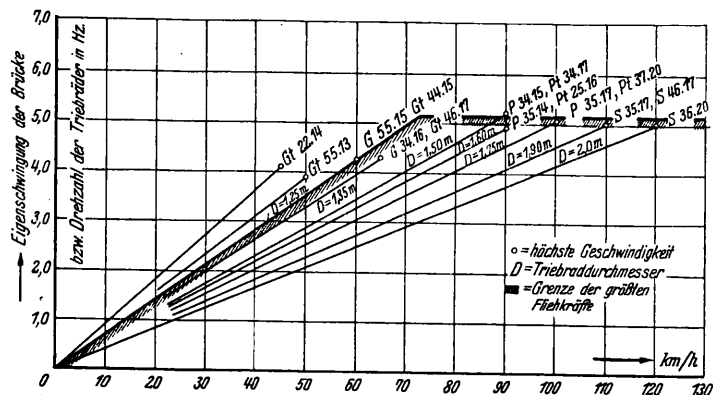


Abb. 8. Abhängigkeit der Lastwechsel von der Fahrgeschwindigkeit verschiedener Lokomotiven.

Raddurchmesser (Gt 22.14 und Gt 55.13) haben außerdem auch einen kleinen Achsdruck. Nur eine ältere Lokomotivgattung (S 36.17 bad) hat einen größeren Raddurchmesser als 2,0 m (2,10 m).

Man ersieht ferner, daß kein schnellerer Lastwechsel als etwa 5,2 in der Sekunde erreicht werden kann.

Es bleibt sich bezüglich der Größe der Fliehkraft gleich, ob über die Brücke eine Lokomotive mit $D = 1,5$ m und $V = 80$ km/h oder eine Lokomotive mit $D = 2,0$ m und $V = 120$ km/h fährt.

In dynamischer Hinsicht sind jedoch Lokomotiven mit kleinen Raddurchmessern ungünstiger, weil die Brücke von

mehr Impulsen getroffen wird als bei Lokomotiven mit großem Raddurchmesser.

Der Anstoß durch die sinusförmig wechselnden Fliehkraften kann nur

$$q = 2 \cdot \frac{1}{U} = 2 \cdot \frac{1}{D \cdot \pi} \dots \dots \dots 5)$$

mal erfolgen (l = Stützweite der Brücke in m), dabei sind die Impulse mit nach oben gerichteter Krafttrichtung mitgezählt.

Wir sehen daher, daß eine Lokomotive mit $D = 1,25$ m und $V_{\max} = 60$ km/h als dynamisch ungünstigste Lokomotive angesehen werden kann, wobei für die vorhandenen Fahrzeuge ein Achsdruck von 20 und für die zukünftige Entwicklung ein solcher von 25,0 t eingesetzt werden muß.

Die Gesamtwirkung der Lokomotive hängt aber auch von der Anzahl r der Triebäder ab. Im ungünstigsten Falle kann $r = 12$ angenommen werden.

Da die dynamischen Einflüsse am größten sind, wenn die Umdrehungszahl der Räder mit der Eigenschwingungszahl der Brücke zusammenfällt, so muß auch noch auf die Schwingungseigenschaften der Brücken eingegangen werden.

Die Kennzeichen eines schwingungsfähigen Gebildes sind seine dynamischen Festwerte (Konstanten). Eine Brückendynamik kann selbst in bescheidenem Umfange nur dann aufgebaut werden, wenn diese Festwerte Gesetzmäßigkeiten aufweisen und keine willkürlich veränderlichen Größen sind. Sie werden zwar bei den einzelnen Brücken von der Stützweite, von dem Baustoff, der Bauweise und der Belastung abhängen, aber ohne eine gewisse Großzügigkeit bei der Eingruppierung dieser Festwerte wird sich daher kein Rahmen finden lassen, um zu einer allgemeinen Theorie zu kommen, die alle denkbar möglichen Fälle umschließt. Wesentlich ist, daß alle Annahmen sich gut mit der Wirklichkeit vertragen.

Die Federung oder Federkonstante.

Die Federung c ist wie das Trägheitsmoment eines Balkens ebenso eine statische wie eine dynamische Größe. Sie ist jene in Brückenmitte angreifende Kraft, die dort eine Durchbiegung von 1,0 cm hervorruft:

$$c = \frac{P}{f} \dots \dots \dots 6)$$

wobei P eine beliebige Kraft und f die von ihr hervorgerufene Durchbiegung ist.

Die einfachen Balkenbrücken werden meist so gebaut, daß die Durchbiegung in Brückenmitte unter den Regellastenzügen nicht größer als $1/900$ der Stützweite sein darf. Das Metergewicht der z. Z. verkehrenden Lastenzüge ist wesentlich kleiner als das der Regellastenzüge, so daß man — auch mit Rücksicht darauf, daß die wirklichen Durchbiegungen meist 20 bis 30% kleiner sind als die rechnerischen — mit $f = 1/1500 l$ als wirkliche Durchbiegung rechnen darf.

Die in Brückenmitte angreifend gedachte schwingende Ersatzlast aus der Verkehrslast kann bei Fachwerkbrücken zu rund $1/2$ der gleichmäßig verteilten Last angenommen werden³⁾.

$$P_{\text{ers}} = 1/2 \cdot p \cdot l \dots \dots \dots 7)$$

oder

$$c = \frac{1/2 \cdot p \cdot l}{1/1500 \cdot l} = 750 \cdot p \quad t/m \text{ oder } 7,5 \cdot p \text{ t/cm.}$$

Die Federung ist also für alle Stützweiten ein- und zweigleisiger Brücken angenähert gleich groß und ist nur von der Brückenklasse (Lastenzug) abhängig. Mit $p = 9,0$ t/m wird z. B. $c = 67,5$ t/cm. Diese Größe stimmt auch mit vielen

³⁾ Mechanische Schwingungen der Brücken, Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft m. b. H., Seite 18.

Meßergebnissen überein, wenn auch mehrfach wesentlich höhere Werte beobachtet worden sind. Für $p = 13,6 \text{ t/m}$ (Lastenzug N) ist $c = 102 \text{ t/cm}$.

Die schwingende Masse.

Die schwingende Masse setzt sich aus der Masse des Eigengewichts und der Verkehrslast zusammen, und ist wie vor zu reduzieren.

Für eingleisige Brücken der Klasse E für St 37 und Klasse N für St 52 beträgt das Gesamtgewicht

$$G = (0,03 \cdot l + 2,2) \cdot l \text{ t} \quad \dots \dots \dots 8)$$

oder

$$g = (0,03 \cdot l + 2,2) \text{ t/m}$$

und für St 37 Klasse N

$$g = (0,04 \cdot l + 2,3) \text{ t/m}$$

Die Tonnenmasse für die unbelastete Brücke ist dann rund:

$$m_0 = 1/2 \cdot G = 1/2 \cdot l (0,03 \cdot l + 2,2) \text{ t} \quad \dots \dots 9)$$

und für die belastete Brücke:

$$m_b = 1/2 (P + G) = 1/2 \cdot l \cdot (0,03 \cdot l + 2,2 + p) \dots 10)$$

In Abb. 9 ist die Größe der schwingenden Masse in Abhängigkeit von der Stützweite bildlich aufgetragen, und zwar einmal für die unbelastete und einmal für die mit $p = 7,0 \text{ t/m}$ belastete Brücke.

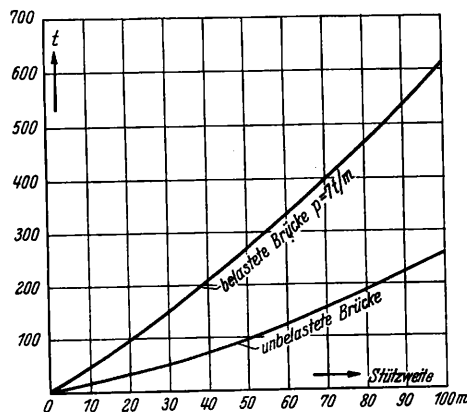


Abb. 9. Abhängigkeit der schwingenden Masse eingleisiger Brücken von der Stützweite.

Die Eigenschwingungszahl eingleisiger Brücken.

Die Eigenschwingungszahlen der Brücken liegen verhältnismäßig niedrig, so daß sie unglücklicherweise mit den Umdrehungszahlen der Triebäder zusammenfallen können.

Um die Gesamtheit der Brücken zu erfassen, genügen zur Vorausberechnung der Eigenschwingungszahlen einfache Näherungsverfahren.

1. Die einfachste Grundform aller schwingungsfähigen Gebilde lautet:

$$n = \frac{1}{2 \cdot \pi} \sqrt{\frac{c}{m}}, \quad \dots \dots \dots 11)$$

worin c die Federung und m die punktförmige Ersatzmasse ist.

2. Hort rechnet mit:

$$n = \frac{13750}{s}, \quad 1) \quad \dots \dots \dots 12)$$

worin $s = l \cdot \sqrt{\frac{\sigma}{h}}$ und σ die Gurtspannung ist.

3. Meist genügt die einfache Formel:

$$n = \frac{5}{\sqrt{f}}, \quad \dots \dots \dots 13)$$

worin f die Durchbiegung ist.

4. Die Deutsche Reichsbahn hat auf Grund von Beobachtungen für die unbelasteten Brücken folgende Formel⁴⁾ ermittelt:

$$n = \frac{1}{0,0041 \cdot l} \quad \dots \dots \dots 14)$$

5. Bleich gibt für Blechträger nachstehende Formel an:

$$n = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \sqrt{\frac{g \cdot E \cdot I}{p}}$$

Es soll nun versucht werden, diese verschiedenen Angaben auf einen Generalnenner zu bringen.

1. Aus 9), 10) und 11) wird:

$$n_0 = \frac{1}{2 \cdot \pi} \sqrt{\frac{2 \cdot c \cdot g}{l (0,03 \cdot l + 2,2)}} \quad \dots \dots \dots 15)$$

und

$$n_b = \frac{1}{2 \cdot \pi} \sqrt{\frac{2 \cdot c \cdot g}{l (0,03 \cdot l + 2,2 + p)}} \quad \dots \dots \dots 16)$$

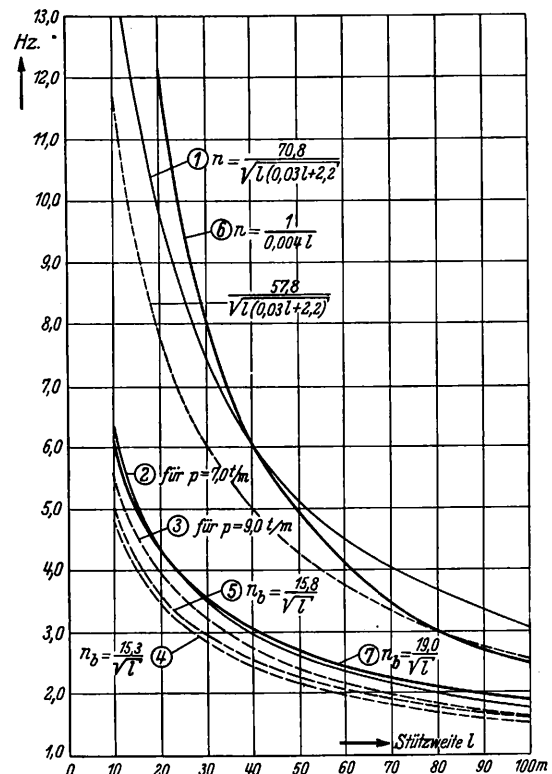


Abb. 10. Die Eigenschwingungszahlen eingleisiger Fachwerkbrücken.

Für $c = 67,5 \text{ t/cm}$ ist

$$n_0 = \frac{57,8}{\sqrt{l (0,03 \cdot l + 2,2)}} \quad \text{und} \quad n_b = \frac{57,8}{\sqrt{l (0,03 \cdot l + 2,2 + p)}}$$

für $c = 102 \text{ t/cm}$ und St 37

$$n_0 = \frac{70,8}{\sqrt{l (0,04 \cdot l + 2,3)}} \quad \text{und} \quad n_b = \frac{70,8}{\sqrt{l (0,04 \cdot l + 2,3 + p)}}$$

In Abb. 10 sind die Eigenschwingungszahlen für $c = 70,8 \text{ t/cm}$ bildlich dargestellt, als Kurve 1 für die belastete Brücke, als Kurve 2 für Brücken mit einer gleichmäßig verteilten Verkehrslast von $p = 7,0 \text{ t/m}$ und als Kurve 3 für $p = 9,0 \text{ t/m}$. Für eine Federung von $c = 67,5 \text{ t/cm}$ liegen diese Kurven etwas tiefer.

2. Bei vollbelasteter Brücke kann ohne Berücksichtigung des Stoßzuschlages eine mittlere Gurtspannung von $\sigma = 900 \text{ kg/cm}^2$ und eine Trägerhöhe von $h = 1/9 \text{ l}$ angenommen werden.

Damit wird für die belastete Brücke:

$$s = l \cdot \sqrt{\frac{8100}{l}} = 90 \cdot \sqrt{l}$$

⁴⁾ Vgl. ²⁾ S. 203.

und

$$n = \frac{15,3}{\sqrt{1}} \dots\dots\dots 17)$$

(l in m).

Diese Werte sind als Kurve 4 bildlich aufgetragen; sie liegt etwas tiefer als Kurve 3.

3. Die Formel $n = \frac{5}{\sqrt{f}}$ ist eine Umwandlung der Formel 11).

Setzt man für $m = G/g$ und für $c = G/f$, so wird

$$n = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{f}} \approx \frac{5}{\sqrt{f}} \dots\dots\dots 18)$$

Man kann annehmen, daß die Durchbiegungen einer Brücke infolge des Eigengewichtes durchschnittlich etwa halb so groß ist wie die Durchbiegung unter der vollen Verkehrslast, d. h. $f_{p+g} = 1/1000 \cdot l$.

Damit wird:

$$n = \frac{5}{\sqrt{1/1000 \cdot l}} = \frac{15,8}{\sqrt{l}} \dots\dots\dots 19)$$

(l in m, vgl. hierzu Kurve 5).

4. Die Werte der Formel 14) sind als Kurve 6 aufgetragen. Sie deckt sich fast mit der Kurve 1.

Aus Abb. 10 geht nun hervor, daß bei Brücken mit Stützweiten über 12,0 m die Eigenschwingungszahlen alle unter 5 Hz liegen. Bei diesen Brücken kann daher niemals die größtmögliche Fliehkraft als Erregerkraft wirksam werden (vgl. Abb. 8). Man kann ferner annehmen, daß im gewöhnlichen Betriebe die tiefsten Eigenschwingungszahlen der belasteten Brücken etwa die Werte der Kurve 2 annehmen. Um jedoch nicht zu günstig zu rechnen, wird man zweckmäßig eine tiefste Eigenschwingungszahl nach der Gleichung

$$n = \frac{19}{\sqrt{l}} \dots\dots\dots 20)$$

annehmen können, die als Kurve 7 in Abb. 10 dargestellt ist. Je höher die Eigenschwingungszahlen sind, desto größer sind die Fliehkräfte der Lokomotiven, wenn gleichzeitig Trieb- und Umdrehungszahl und Eigenschwingungszahl übereinstimmen sollen.

Die Quadrate der Schwingungszahlen verhalten sich wie die zugehörigen Massen. Aus 15) und 16) erhält man:

$$n_b = n_0 \cdot \sqrt{\frac{0,03 \cdot l + 2,2 + p}{0,03 \cdot l + 2,2}}$$

Geht man von den einfacheren Formeln 14) und 20) aus, so wird:

$$n_b = n_0 \cdot 0,065 \sqrt{l} \dots\dots\dots 21)$$

Abb. 11 zeigt noch einmal die Zusammenhänge zwischen Fahrgeschwindigkeit, Erregerfrequenz, Eigenschwingungszahl, Brückenstützweite und Größe der ungünstigsten Fliehkraft einer Achse für die belastete und unbelastete Brücke.

Berücksichtigt man, daß der Triebtradeneffekt nur bei belasteter Brücke auftritt und nur die tiefen Frequenzen beachtet zu werden brauchen, so sieht man aus Abb. 11, wie günstig sich die Verschiebung der Eigenschwingungszahl nach unten auswirkt, denn bei Brücken über 20 m Stützweite kann niemals im Resonanzfall die größtmögliche Fliehkraft auftreten.

Die Größe der wirksamen Fliehkraft ist für alle Brücken von der Fahrgeschwindigkeit der ungünstigsten Lokomotive mit $V_{\max} = 60 \text{ km/h}$ abhängig (s. oben).

Für $P = 20 \text{ t}$ ist nach Gl. 3)

$$Z_a = 0,00059 \cdot V^2 \dots\dots\dots 22)$$

und für $P = 25 \text{ t}$

$$Z_a = 0,00074 \cdot V^2 \dots\dots\dots 23)$$

Für die gefährliche (kritische) Fahrgeschwindigkeit muß die verstimmte (tiefste) Eigenschwingungszahl mit der Umdrehungszahl der Triebäder übereinstimmen:

$$n_t = n_b$$

oder

$$\frac{V}{3,6 \cdot D \cdot \pi} = n_b \dots\dots\dots 24)$$

Daraus ergibt sich die kritische Geschwindigkeit V_{kr} in Abhängigkeit von der Brückenstützweite:

$$V_{kr} = n_b \cdot 3,6 \cdot D \cdot \pi$$

und für $D = 1,25 \text{ m}$ bei normaler Belastung:

$$V_{kr} = \frac{215 \cdot D}{\sqrt{l}} = \frac{268}{\sqrt{l}} \quad (\text{vgl. Abb. 12}).$$

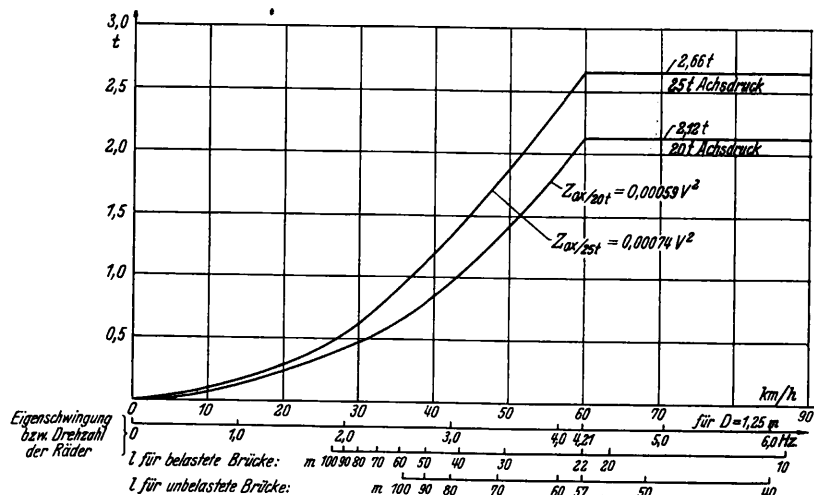


Abb. 11. Fliehkraft und Brückenstützweite.

Ferner kann jetzt auch die Fliehkraft in Abhängigkeit von der Brückenstützweite dargestellt werden. Bei kritischer Geschwindigkeit ist:

$$Z_{kr} = \frac{0,15 \cdot P}{\sqrt{2 \cdot V_{\max}^2}} \cdot V_x^2 = \frac{13,5 \cdot P \cdot D^2}{V_{\max}^2} \cdot n_b^2 \dots\dots 26)$$

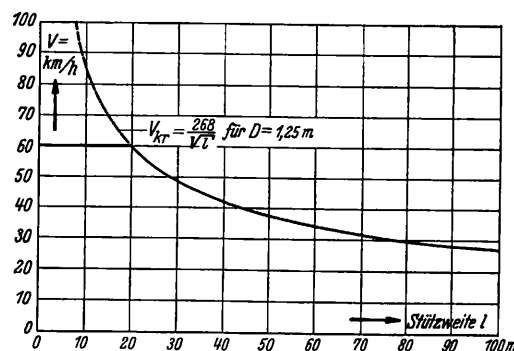


Abb. 12. Kritische Geschwindigkeit für $D = 1,25 \text{ m}$.

Für die ungünstigste Lokomotive und $n_b = \frac{19}{\sqrt{l}}$ wird:

$$Z_{kr} \text{ für } P = 20 \text{ t} = \frac{42,5}{l} \text{ t}$$

und

$$Z_{kr} \text{ für } P = 25 \text{ t} = \frac{53}{l} \text{ t (Abb. 13).}$$

Die Dämpfung.

Ohne Dämpfung müßten sich die mit jedem Impuls zugeführten Energien in ihrer Wirkung addieren, d. h. nach

zehn Impulsen wäre die Schwingweite schon so groß geworden wie die Durchbiegung unter der zehnfachen statischen Last der Impulskraft. Die Schwingweite oder die Aufschaukelung hängt daher von der Anzahl der aufgetragenen Impulse q bzw. von der Stützweite der Brücke und dem Triebraddurchmesser ab.

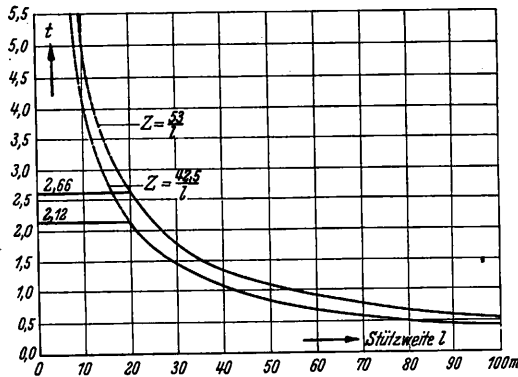


Abb. 13. Größe des Fliehkraftimpulses in Abhängigkeit von der Stützweite bei kritischer Geschwindigkeit.

Aus 5) und 26) wird:

$$Z_u = Z_{kr} \cdot q = \frac{8.6 \cdot P \cdot D \cdot l}{V_{\max}^2} \cdot n_b^2 \quad \dots \dots 27)$$

Daraus folgt, daß bei der ungünstigsten Lokomotive und für ungedämpfte Brücken die statische Ersatzlast einer Triebachse für alle Stützweiten über 22 m gleich groß ist (Abb. 14):

$$Z_u \text{ für } p = 20 \text{ t} = 21,6 \text{ t}$$

und

$$Z_u \text{ für } p = 25 \text{ t} = 27,2 \text{ t} \quad (\text{Abb. 14}).$$

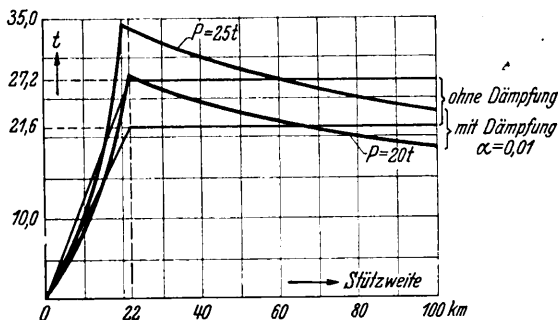


Abb. 14. Statische Ersatzlast für die gedämpfte und ungedämpfte Brücke in Abhängigkeit von der Stützweite für eine Achse.

Bei Brücken mit Stützweiten bis 22 m ist $V_{\max} = V_{kr}$ und damit $Z_{kr1} < 22 = \frac{0,212 \cdot P \cdot l}{D \cdot \pi}$.

Zu berücksichtigen ist, daß hier der Triebraddurchmesser veränderlich angenommen werden müßte, weil die Resonanz nur von schnellfahrenden Lokomotiven d. h. von Lokomotiven mit großen Raddurchmessern erreicht werden kann. Man rechnet daher sehr ungünstig, wenn man ebenfalls $D = 1,25$ m setzt:

$$Z_{kr} \text{ für } P = 20 \text{ t} = 1,08 \text{ t}$$

und

$$Z_{kr} \text{ für } P = 25 \text{ t} = 1,35 \text{ t}.$$

Infolge der vorhandenen Dämpfung werden diese Werte jedoch nicht erreicht. Die größte Aufschaukelung, die je erreicht werden kann, auch wenn sich die Räder ständig auf der Stelle drehen würden, hängt von der Größe der Dämpfung ab. Bezeichnet ν den Vergrößerungsfaktor, um den sich die Durchbiegung bei erzwungenen Schwingungen im Resonanzfall gegenüber der Durchbiegung bei ruhender Last vergrößert, und ϑ das logarithmische Dekrement der Dämpfung, so ist:

$$\nu = \frac{\pi}{2 \cdot \vartheta} \quad \dots \dots \dots 28)$$

Durch Versuche mit Brückenschwingern ist festgestellt worden, daß die Dämpfung $2 \cdot \vartheta$ Größen zwischen 0,06 und 0,15 bei einfachen Balkenbrücken annehmen kann⁵⁾, wobei keine gesetzmäßige Abhängigkeit von der Stützweite beobachtet werden konnte. Um sicher zu gehen und mit Rücksicht auf die geschweißten Brücken, die wegen der fehlenden Nietverbindungen meist eine kleine Dämpfung haben, wird man allgemein mit dem Wert von $2 \vartheta \approx 0,06$ rechnen können.

Bei dieser Dämpfung ist die Verstärkung z. B. $\nu = \frac{3.14}{0.06} = 52$ fach. Eine Zentrifugalkraft von 2,12 t kann also im Höchstfalle die gleiche Durchbiegung wie eine statische Last von $2,12 \cdot 52 = 110$ t hervorrufen. Wir haben aber gesehen, daß die größte statische Ersatzkraft nur 21,6 t betragen kann. Das kommt daher, daß die Brücke einmal bei einer Überfahrt nicht genügend Impulse erhält, um sich bis zu ihrem Größtwert aufschaukeln zu können und weil die freien Zentrifugalkräfte für die notwendige Geschwindigkeit noch klein sind. Die Aufschaukelung der Brücke kommt kaum über den Zustand des Einschwingens hinaus, daher ist die Frage der möglichen Aufschaukelung bewußt von der Seite der ungedämpften Schwingung aus angefaßt worden (Abb. 15).

Die Frage der Aufschaukelung im Einschwingungszustand ist von H. W. Koch im Ingenieur-Archiv 6. Band 1935, Heft 4, behandelt worden. Zwischen der dort angeführten Dämpfung α und der Dämpfung ϑ besteht folgende Beziehung:

$$2 \vartheta = \pi \cdot 2 \alpha \sqrt{1 - \alpha^2}.$$

Dem Wert $2 \vartheta = 0,06$ entspricht etwa der Wert $\alpha = 0,01$.

Bei der Entwicklung von Abb. 15. Einschwingungsvorgang.

Z_{kr} ist davon ausgegangen worden, daß die Impulskräfte sich wie statische Lasten addieren, d. h. gleichmäßig unendlich langsam von Null bis zu ihrem Höchstwert anwachsen. In Wirklichkeit wachsen sie jedoch sinusförmig an, wodurch ihre Wirkung sich um $\frac{\pi}{2}$ vergrößert.

Dieser Vergrößerung steht die Verminderung infolge der Dämpfung gegenüber.

Abb. 16 zeigt die wahren Amplituden in Abhängigkeit von der Impulszahl q für eine Dämpfung $\alpha = 0,01$ bzw. $2 \cdot \vartheta = 0,063$. Unter Berücksichtigung der Dämpfung ist:

$$Z_w = \frac{\pi}{2} \cdot Z_u \cdot \frac{2 \cdot b}{\pi \cdot q} = Z_u \cdot \frac{b}{q} = Z_{kr} \cdot b \quad \dots \dots 29)$$

Für b kann der Einfachheit wegen folgende Parabel angenommen werden, die in dem benötigten Bereich fast genau mit der wirklichen Funktion übereinstimmt (Abb. 16):

$$b = \sqrt{80 (q + 8,1) - 25} \quad \dots \dots \dots 30)$$

$$Z_w = \frac{0,106 \cdot P}{V_{\max}^2} \cdot V_x^2 \cdot \left(\sqrt{80 \left(\frac{2 \cdot l}{D \cdot \pi} + 8,1 \right) - 25} \right)$$

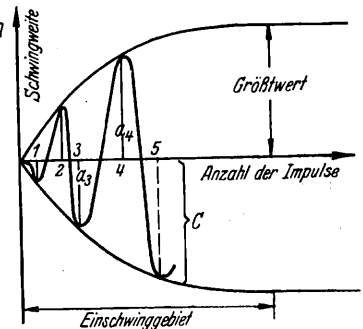
bzw.

$$Z_w = \frac{13,5 \cdot P \cdot D^2 \cdot n_b^2}{V_{\max}^2} \cdot \left(\sqrt{80 \left(\frac{2 \cdot l}{D \cdot \pi} + 8,1 \right) - 25} \right) \quad \dots \dots 31)$$

Für die „ungünstigste Lokomotive“ und $n_b = \frac{19}{\sqrt{l}}$ wird:

$$Z_w = \frac{2,12 \cdot P}{1} \left(\sqrt{80 (0,508 \cdot L + 8,1) - 25} \right).$$

⁵⁾ Vgl. ³⁾ Seite 216.



Die Z_w -Werte für $P = 20$ und 25 t sind in Abb. 14 bildlich dargestellt. Für Stützweiten unter 22 m sind diese Werte nach

$$Z_w = 0,54 \cdot P \cdot 1 \cdot (\sqrt{80(0,508 \cdot 1 + 8,1)} - 25)$$

ermittelt worden.

Man erkennt, daß infolge der Dämpfung die dynamische Wirkung der Triebachsen mit zunehmender Stützweite trotz Zunahme der Impulszahl abnimmt. Die ungünstigste Stützweite ist etwa $l = 20$ bis 25 m.

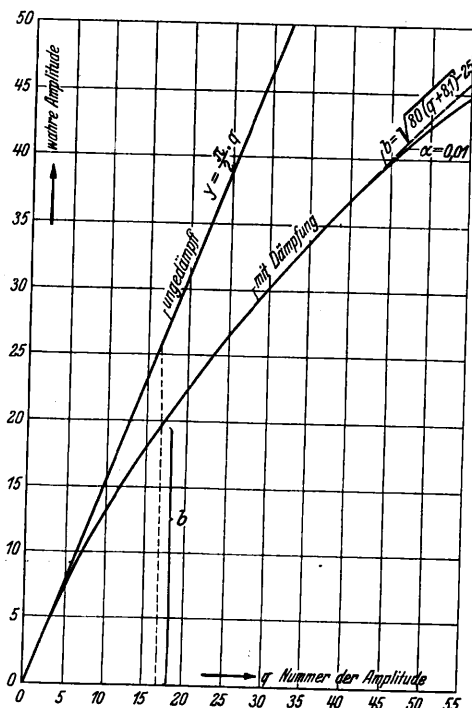


Abb. 16. Abhängigkeit der wirklichen Amplitude von der Impulszahl bei gedämpften und ungedämpften Schwingungen.

Die Ortsveränderlichkeit der Erregerkraft.

Bei der bisherigen Betrachtung ist davon ausgegangen worden, daß die sinusförmig wechselnden Impulse immer im Schwerpunkt der schwingenden Masse angreifen. In Wirklichkeit greifen sie aber, wie z. B. in der Abb. 17 gezeigt, in den Punkten a, b, c usw. der elastischen Brücke an.

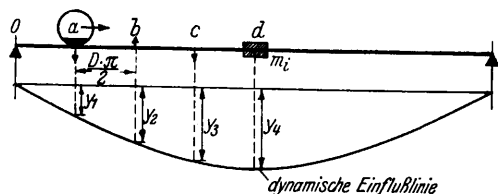


Abb. 17. Einfluß der Ortsveränderlichkeit (Dynamische Einflußlinie der Biegeschwingung).

Diese Ortsveränderlichkeit läßt sich dadurch berücksichtigen, daß die einzelnen Kraftimpulse entsprechend ihren zugehörigen Ordinaten y aus der Einflußlinie der Durchbiegung reduziert werden. Dieser Einfluß kann durch Schwingerversuche ermittelt werden, wobei der Schwinger mit seinen Fliehkräften in den einzelnen Knotenpunkten in Bewegung gesetzt und dabei die Durchbiegung in Brückenmitte gemessen wird. Das Ergebnis kann dann als dynamische Einflußlinie aufgetragen werden. Aus dem Verhältnis der Einflußfläche zur umschriebenen Rechteckfläche läßt sich dieser Einfluß der Ortsveränderlichkeit berechnen. Es genügt für alle Fälle, hierfür einen Durchschnittswert von $\frac{2}{3}$ anzunehmen. Wenn man aber andererseits bedenkt, daß die errechnete statische Ersatzlast in Brückenmitte gedacht war, hebt sich dieser Faktor

wegen der Gegenseitigkeit der Einflüsse wieder auf, wenn φ als Zuschlag zu den räumlich verteilten Achslasten angesetzt werden soll.

Mit der Ortsveränderlichkeit der auf die Brücke aufzufahrenden Masse der Verkehrslasten verändert sich ferner auch die Eigenschwingungszahl der Brücke. Die Umdrehungszahlen der Triebäder können daher nicht immer genau mit der Eigenschwingungszahl der Brücke übereinstimmen. Die Mehrzahl der Erregungen erfolgt also nicht bei vollkommener Resonanz, sondern in deren Nähe im sogenannten Resonanzgebiet.

Wie sich die Eigenschwingungszahlen der Brücke bei der Überfahrt eines Lastenzuges etwa verändern, zeigt Abb. 18. Sie ist gewissermaßen die Einflußlinie für die Eigenschwingungszahl einer Brücke. Um die größte Wirkung zu erhalten, müßte die Fliehkraft mit einer veränderlichen Geschwindigkeit über die Brücke geführt werden, wobei sich die Geschwindigkeit der veränderlichen Schwingungszahl anpassen müßte.

Die kritische Geschwindigkeit kann also nur jene Geschwindigkeit sein, bei der die meisten aufeinanderfolgenden Impulse mit der augenblicklichen Eigenschwingungszahl der Brücke möglichst gut übereinstimmen. Mathematisch gesprochen sind die Voraussetzungen dann gegeben, wenn die Tangente der Einflußlinie der Eigenschwingungszahl möglichst

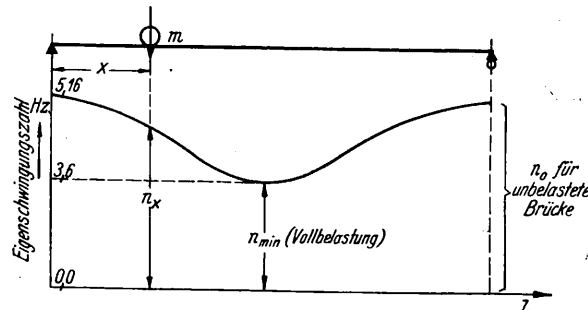


Abb. 18. Die veränderliche Eigenschwingungszahl.

klein ist und sich auf größere Strecken, d. h. auf längere Zeit, wenig verändert. Das ist nach Abb. 18 dann der Fall, wenn die Last den mittleren Teil der Brücke oder — mit einer etwas höheren Geschwindigkeit — die Streckenabschnitte in der Nähe der Auflager befährt.

Um die Größe des wahrscheinlichen Einflusses der Frequenzänderung beurteilen zu können, muß noch kurz auf die Resonanz bei erzwungenen Schwingungen eingegangen werden. Die weiter oben angegebene Vergrößerung der Amplitude $y = \frac{\pi}{2 \cdot \varphi}$ gilt nur bei vollkommener Übereinstimmung zwischen Erregerfrequenz und Eigenschwingungszahl und stellt einen Sonderfall bei erzwungenen Schwingungen dar.

Allgemein ist die Schwingungsweite (Amplitude):

$$C = \frac{Z}{\sqrt{(c - m \cdot \omega^2)^2 + k^2 \cdot \omega^2}} \quad \dots \dots \dots 32)$$

worin $k = 2 \cdot m \cdot \delta$ der von der Geschwindigkeit abhängige Dämpfungsbeiwert und δ die Dämpfungsziffer ist. Die Größe der Dämpfung wird meist ausgedrückt durch das logarithmische Dekrement der Dämpfung:

$$\vartheta = \log. \text{ nat. } \frac{a_{n+1}}{a_n} = \frac{\delta \cdot T}{2} = \frac{\delta}{2 \cdot n} \quad (\text{Abb. 19}) \dots 33)$$

Aus der Formel für die Frequenz der ungedämpften Schwingung

$$\omega_0 = 2 \cdot \pi \cdot n_0 = \sqrt{\frac{c}{m}}$$

kann c durch ω_0 und m ausgedrückt werden, so daß aus 32) und 33)

$$C = \frac{Z}{m \sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4 \delta^2 \cdot \omega^2}}$$

wird.

Setzt man für $\omega = \beta \cdot \omega_0$ und für $\delta = \alpha \frac{\delta_0}{2}$, wobei ω_0 die

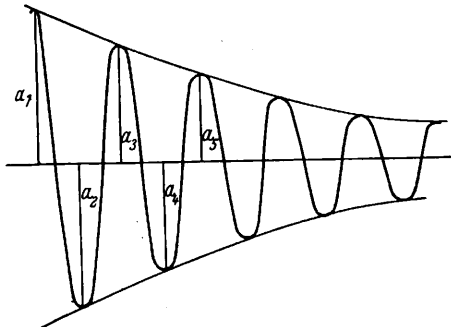


Abb. 19. Freie gedämpfte Schwingungen.

Kreisfrequenz der Eigenschwingung und ω die Frequenz der Erregung und $\delta_0 = \omega_0 = 2 \cdot \pi \cdot n_0$ die Dämpfung für den aperiodischen Fall, d. h. für den Fall, daß die zugeführte Energie gerade durch die innere und äußere Reibung aufgezehrt wird und dadurch keine Schwingung

zustande kommen kann, so wird:

$$C = \frac{Z}{c \cdot \sqrt{(1 - \beta^2)^2 + \alpha^2 \cdot \beta^2}}$$

Da aber $\frac{Z}{c}$ die statische Durchbiegung a_s ist, wird

$$C = \nu \cdot a_s,$$

worin wieder

$$\nu = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + \alpha^2 \beta^2}} \dots \dots \dots 34)$$

die Vergrößerung darstellt.

Für den Resonanzfall wird $\beta = 1$ und damit

$$\nu = \frac{1}{\alpha}$$

oder durch ϑ ausgedrückt:

$$\nu = 2 \frac{\delta_0}{\delta} = 2 \frac{2 \cdot \pi \cdot n_0}{\vartheta \cdot 2 \cdot n_0} = \frac{\pi}{2 \vartheta} \text{ (s. oben).}$$

Wird bei einem Schwingerversuch⁵⁾ als wesentliches Ergebnis eine Resonanzkurve der Leistung (Abb. 20) oder der Durchbiegung (Abb. 21) aufgenommen, so kann aus ihr die Größe der Dämpfung ϑ unmittelbar entnommen werden.

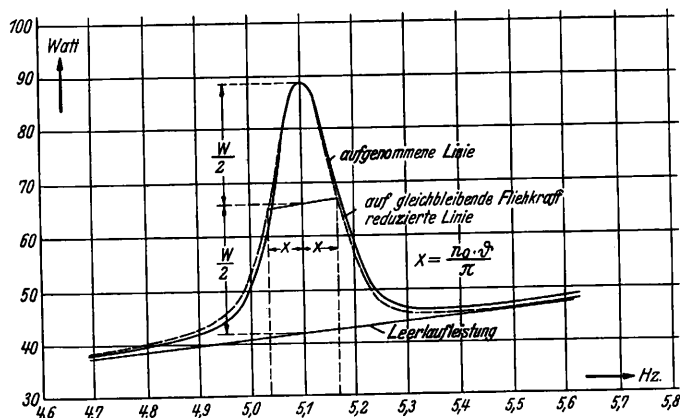


Abb. 20. Resonanzkurve der Leistung (Eisenbahnbrücke).

Bei der Resonanzkurve der Leistung ist in halber Höhe und bei der Resonanzkurve der Durchbiegung in 0,707 der Höhe:

$$\vartheta = \frac{\pi \cdot x}{n_0} \dots \dots \dots 35)$$

⁵⁾ Vgl. 8).

Bei der Entwicklung der Fliehkraft Z_{kr} wurde davon ausgegangen, daß der Verstärkungsfaktor ν für alle Brücken gleich groß sei, d. h. die Größen ϑ und α unveränderlich sind.

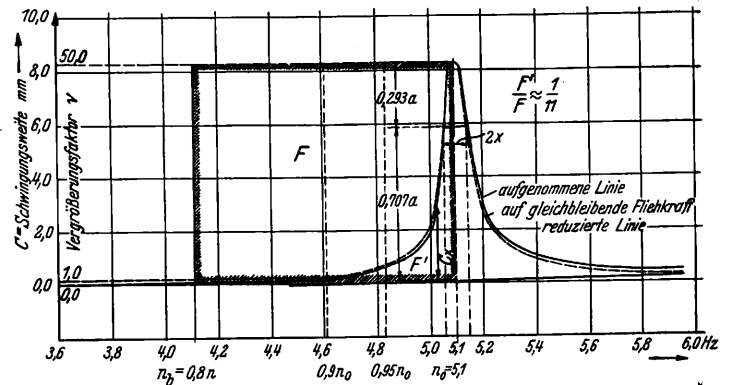


Abb. 21. Resonanzkurve der Durchbiegung.

Mit $2 \vartheta = 0.063$ wird

$$\alpha^2 = 4 \cdot \frac{\delta^2}{\delta_0^2} = 4 \cdot \frac{\vartheta^2}{\pi^2} = 0.0004$$

und

$$\nu = \frac{1}{\alpha} = \frac{1}{0.02} = 50.$$

Damit wird allgemein:

$$\nu = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + 0.0004 \beta^2}} \dots \dots \dots 36)$$

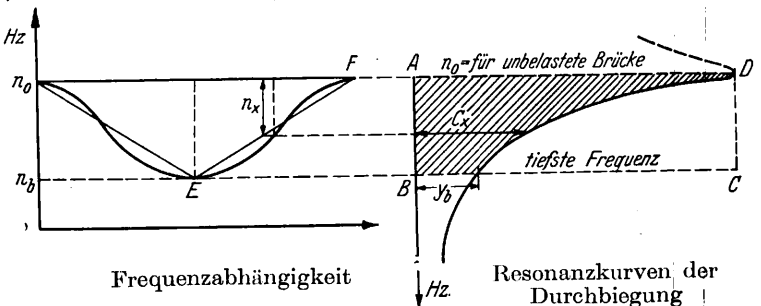


Abb. 22. Einfluß der Ortsveränderlichkeit der erregenden Kräfte.

In Abb. 22 sind die Kurven der Frequenzänderung und der Vergrößerung einander gegenübergestellt, wobei für beide Kurven ein einheitlicher Maßstab für die Frequenz angenommen worden ist. Für die Frequenz n_0 ist die Verstärkung am größten, für n_x gleich $y_x \cdot a_s$ und für n_b am kleinsten. Bei einer Fahrt bis zur Brückenmitte werden also alle Vergrößerungsmöglichkeiten durchfahren.

Bei Resonanz ist die gesamte Wirkung der einzelnen Impulse: $A_R = I_{n_0} \cdot q$ (der Einschwingvorgang ist bereits berücksichtigt). Die wirkliche Wirkung der Impulse ist jedoch:

$$A_w = I_1 + I_2 + \dots + I_q.$$

Unter der Voraussetzung einer unveränderlichen Dämpfung geht aus der Resonanzkurve der Durchbiegung hervor (Abb. 22), daß z. B. der Anteil eines Impulses I_x , der mit einer Frequenz von n_x Hz geführt wird, an der Gesamtaufschaukelung der Brücke sich zu dem Anteil eines mit einer Frequenz von n_b geführten Impulses wie $\frac{C_x}{\nu}$ verhalten muß:

$$A_w = \frac{C_1}{\nu} \cdot I_{n_0} + \frac{C_2}{\nu} \cdot I_{n_0} + \dots + \frac{C_q}{\nu} \cdot I_{n_0} = I_{n_0} \cdot \frac{1}{\nu} \cdot \Sigma C.$$

$$\frac{A_w}{A_R} = \frac{\Sigma C \cdot \Delta n}{\nu \cdot n} = \frac{F'}{F}$$

$$A_w = A_R \cdot \frac{F'}{F}.$$

Vorausgesetzt wurde hierbei eine geradlinige Veränderung der Frequenz. Wie die Linie E—F in Abb. 22 zeigt, ist dies ohne weiteres möglich.

Die für die volle Resonanz entwickelten Werte Z müssen daher um den Wert $\frac{F'}{F}$ verkleinert werden:

$$Z_{\text{sters}} = Z_w \cdot \frac{F'}{F} \dots \dots \dots 37)$$

Dieser Faktor $\frac{F'}{F}$ wird um so größer, je weniger die tiefste Frequenz von der höchsten entfernt ist (Abb. 21).

Die Größe von F ist gegeben durch:

$$F = v (n_0 - n_b) \dots \dots \dots 38)$$

Die Größe von F' ist abhängig von der Dämpfung und der Frequenz. Da wir ϑ als konstant voraussetzen, wäre F' — wie man aus der Gleichung $x = \frac{n \cdot \vartheta}{\pi}$ erkennt — bei höheren

Frequenzen größer. Es wäre daher nicht gleichgültig, ob man von der Resonanzkurve der belasteten oder der unbelasteten Brücke ausgeht. Um auf der sicheren Seite zu bleiben, ist die Resonanzkurve der unbelasteten Brücke der Berechnung von F' zugrunde zu legen:

$$F' = \int_{n_b}^{n_0} C_x \cdot dn \dots \dots \dots 39)$$

Das Integral kann durch Planimetrieren oder durch Auszählen der auf Millimeterpapier aufgetragenen Resonanzkurve gefunden werden.

In der folgenden Zusammenstellung sind einige Verhältniswerte für eine Dämpfung $2\vartheta = 0,063$ angegeben.

Verhältniswerte $\frac{F'}{F}$ der Kurve $v = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + 0,0004\beta^2}}$

β	$n_0 - n_b$ Hz	v	$\frac{F'}{v}$	$\frac{\Delta F'}{v}$	$\frac{F'}{v}$	$\frac{F'}{F}$
1	0,00 n_0	50	—	—	—	1
0,95	0,05 n_0	9,9	0,05	0,02216	0,02216	0,44
0,90	0,10 n_0	5,14	0,10	0,00660	0,02876	0,287
0,85	0,15 n_0	3,60	0,15	0,00450	0,03326	0,221
0,80	0,20 n_0	2,78	0,20	0,00350	0,03676	0,183
0,75	0,25 n_0	2,27	0,25	0,00250	0,03926	0,157

Vgl. auch Abb. 23.

Der Verhältniswert wird am größten, wenn die Brücke ständig gleichmäßig belastet ist und die Lokomotivlasten die Eigenschwingungszahl nur wenig beeinflussen. Die früher ermittelte Abhängigkeit $n_b = n_0 \cdot 0,065 \sqrt{l}$ ist zu günstig, wenn der zu ermittelnde Beiwert für neu zu bauende Brücken verwendet werden soll.

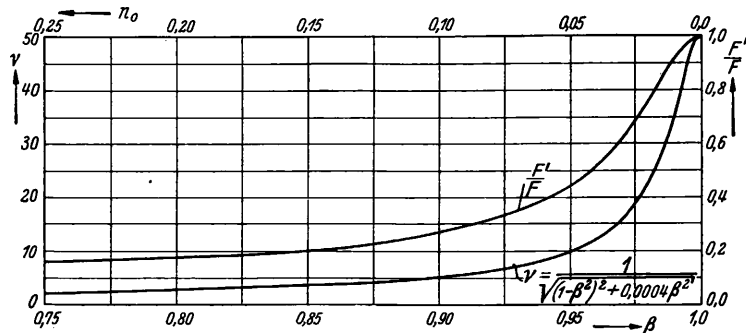


Abb. 23. Resonanzkurve und Werte für $\frac{F'}{F}$.

Am ungünstigsten scheint in dynamischer Hinsicht der Lastenzug E zu sein, der sich aus zwei Lokomotiven mit einem Metergewicht von $p' = 8,9$ t/m und beiderseitig angehängten Wagen mit einem Metergewicht von $p = 8,0$ t/m zusammensetzt. Der Unterschied zwischen dem Metergewicht der Lokomotivgruppe und den Wagen beträgt nur rund 1 t/m. Beim Lastenzug N ist das Verhältnis wie 13,67 zu 8,0 und bei dem Lastenzug G wie 8,08 zu 4,0.

Aus Gl. 19) kann ermittelt werden, daß bis zu Stützweiten von 27,0 m = zwei Lokomotivlängen n_b rund 0,95 n_0 ist.

Dieser β -Wert kann auch für die größeren Stützweiten beibehalten werden.

Um zu einem Beiwert zu kommen, muß die ermittelte statische Ersatzlast noch in Beziehung zur Gesamtlast gebracht werden:

$$\varphi = 1 + \frac{r \cdot Z_{\text{st}}}{\Sigma P} \dots \dots \dots 40)$$

$\Sigma P = 2 \cdot l' \cdot p' + (l - 2 \cdot l') p$ für $l > 2 \cdot l'$,
wenn l' = Lokomotivlänge und p' = Metergewicht der Lokomotive ist.

$$\varphi = 1 + \frac{r \cdot \frac{13,5 \cdot P \cdot D^2}{V_{\text{max}}^2} \cdot n_b^2 \cdot \left(\sqrt{80 \left(\frac{2 \cdot l}{D \cdot \pi} + 8,1 \right)} - 25 \right)}{2 \cdot p' \cdot l' + p(l - 2 \cdot l')} \cdot \frac{\int_{n_b}^{n_0} C \cdot dn}{v \cdot (n_0 - n_b)} \dots \dots \dots 41)$$

für $l > 2 \cdot l'$ und zwei Lokomotiven.

Für eine Lokomotive ist

$$\varphi_{\text{für } l > l'} = 1 + \frac{r \cdot \frac{13,5 \cdot P \cdot D^2}{V_{\text{max}}^2} \cdot n_b^2 \cdot \left(\sqrt{80 \left(\frac{2 \cdot l}{D \cdot \pi} + 8,1 \right)} - 25 \right)}{p' l' + p(l - l')} \cdot \frac{\int_{n_b}^{n_0} C \cdot dn}{v \cdot (n_0 - n_b)} \dots \dots \dots 42)$$

Für den Lastenzug E wird mit:

$D = 1,25$, $V_{\text{max}} = 60$ km/h, $r = 12$, $P = 20$ t, $n_b = \frac{15,3}{\sqrt{l}}$,
0,063 und $n_b = 0,95 n_0$:

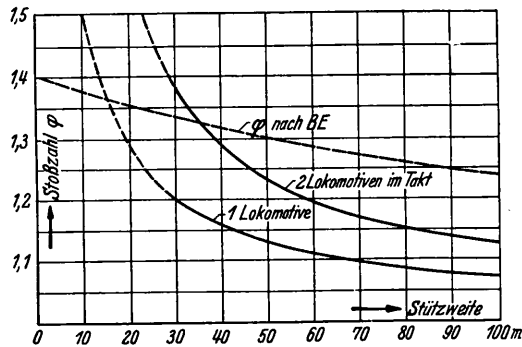
$$\varphi_{E1 > 2l} = 1 + \frac{328}{l} \cdot \frac{\sqrt{40,7l + 648} - 25}{240 + 8(l - 27)} \cdot 0,44 \dots 43)$$

In Abb. 24⁶⁾ sind die dynamischen Beiwerte für den Lastenzug E bildlich dargestellt. Bei Brücken mit kleiner Stützweite

⁶⁾ Um dem Einfluß der Zusatzmomente und des Fahrens mit Dampf Rechnung zu tragen, sind den Stoßbeiwerten durchweg 2% zugeschlagen worden.

wachsen die dynamischen Beiwerte stark an. Es fragt sich nur, ob dort jemals alle Umstände zusammentreffen, so daß die rechnerischen Werte, die für $l = 10$ m bis zu $\varphi = 2,0$ ansteigen, erreicht werden. Es ist allerdings schon denkbar, daß zwölf Achsen hintereinander jede fünf Impulse ausüben. Nach Abb. 14 ergibt sich hierbei schon eine statische Ersatzlast, von: 12,10 = 120 t, der ungefähr eine Verkehrslast von gleicher Größe gegenübersteht. Hier kann nur der Versuch und die Beobachtung entscheiden. Wenn auch der Lastenzug N bei Stützweiten über 27 m kleinere Beiwerte ergeben wird, so wird man doch auch für Brücken der Klasse N mit den angegebenen Beiwerten rechnen müssen. Wie noch ge-

zeigt werden wird, treten die anderen Einflüsse wie Zimmermann-Effekt, Timoshenko-Effekt und Stoßeffect bei den Hauptträgergliedern stark zurück. Für Fahrten mit Dampf und für die Zusatzmomente wird man je 1%, im ganzen also 2% für alle Stützweiten noch zuschlagen müssen.



• Abb. 24. Dynamische Beiwerte (Stoßzahlen) für den Lastenzug E.

In Abb. 25 sind die Fliehkräfte einer Achse in ihre Komponenten zerlegt und für achsiale Kräfte und Momente unter Berücksichtigung der Phasenverschiebungen bildlich dargestellt.

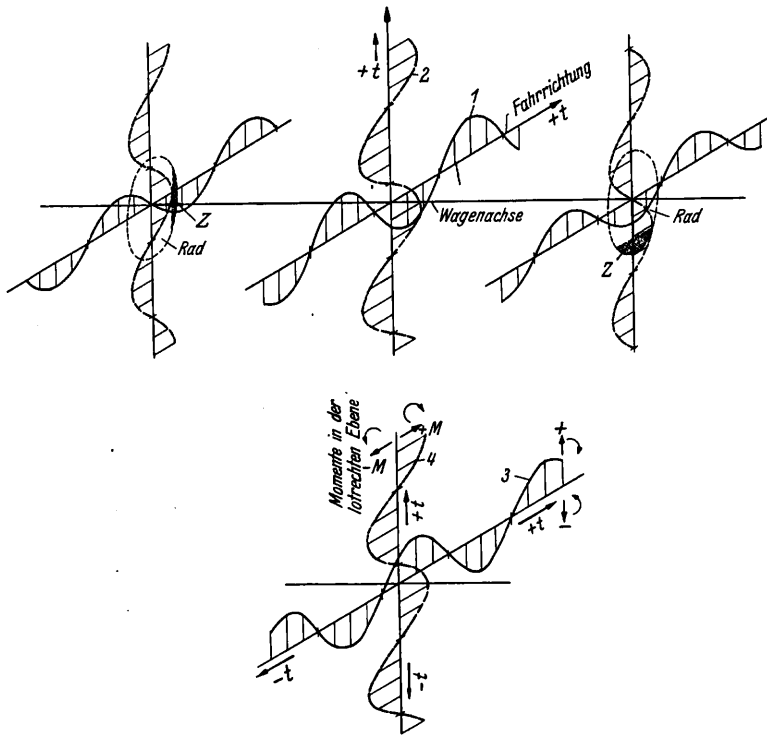


Abb. 25. Zerlegung der Fliehkräfte in achsiale Komponenten und Momente.

Von Bedeutung für die Beanspruchung der Brücke ist nur die Summe der lotrechten Komponenten (Kurve 1). Die in der Richtung der Zugkraft liegende Komponente (Kurve 2), die das Zucken der Fahrzeuge hervorruft, braucht nicht berücksichtigt zu werden, ebenowenig die sinusförmig wechselnden Momente in der Ebene der Fahrbahn (Kurve 3). Der Einfluß der Momente in der Querschnittsebene der Brücke ist gering (Kurve 4), weil die Phasenverschiebung zur lotrechten Komponente ziemlich groß ist:

Aus Abb. 25 ist zu entnehmen:

$$W = \sqrt{2} \cdot Z \cdot \left(\sin(\alpha + 45^\circ) + \frac{s}{2 \cdot b} \cdot \cos(\alpha + 45^\circ) \right)$$

Aus $dW = 0$ wird $\alpha = 36^\circ$ und damit

$$W_{\max} = \sqrt{2} \cdot Z \cdot 1,01 \quad (\text{wenn } S = 1,50 \text{ m - Spurweite und } b = 5,0 \text{ m - Hauptträgerabstand ist}).$$

Demnach beträgt der Zuschlag für das Zusatzmoment nur 1%.

Zum Schluß soll noch an Hand eines Beispiels die von den Triebrädern herrührende dynamische Zusatzbeanspruchung für eine einzeln fahrende Lokomotive, wie es bei Versuchsfahrten der Fall ist, als Beiwert ermittelt werden.

Es werden folgende Annahmen gemacht: Stützweite $l = 45 \text{ m}$, Lokomotive Gt 46.17 mit einem Achsdruck von P rund 18 t, Gesamtgewicht 100 t, $D = 1,35 \text{ m}$, $n_o = 5,0 \text{ Hz}$, $n_b = 3,8 \text{ Hz}$, $r = 4$, $V_{\max} = 65 \text{ km/h}$ und $2 \vartheta = 0,063$.

Nach Formel 42) ist:

$$\varphi = 1 + \frac{4 \cdot \frac{13,5 \cdot 18 \cdot 1,35^2}{65^2} \cdot 3,8^2 \cdot \left(\sqrt{80 \left(\frac{2 \cdot 45}{1,35 \cdot 3,14} + 8,1 \right)} - 25 \right) \cdot \frac{F'}{F}}{100}$$

$$\varphi = 1 + 1,46 \cdot \frac{F'}{F}$$

$$\beta = \frac{n_b}{n_o} = \frac{3,8}{5,0} = 0,76.$$

Aus Abb. 23 entnimmt man für $\beta = 0,76$:

$$\frac{F'}{F} = 0,17$$

und erhält

$$\varphi_{\text{Lok}} = 1 + 1,46 \cdot 0,17 = 1,25.$$

Die Dehnungsmessungen ergeben an den Gurten: $\varphi = 1,23$.

Zusammenfassung.

Es ist eine Formel entwickelt worden, nach der die dynamischen Beiwerte für einfache Fachwerkbrücken berechnet werden können. Hierbei ist angenommen worden, daß der Triebradereffekt für Brücken mit Stützweiten über 30 m allein maßgebend ist.

Die Entwicklung ist nicht immer streng mathematisch geführt worden. Die gemachten Annahmen treffen aber die Wirklichkeit gut und können die Grundlage für eine genauere mathematische Behandlung dieser Frage bilden.

Wenngleich bei der Entwicklung immer auf den ungünstigsten Fall Rücksicht genommen wurde, so ergibt sich doch, daß die heute gültigen Stoßbeiwerte namentlich für Brücken mit Stützweiten über 30 m zu hoch angesetzt sind, auch wenn durch harte Stöße und Erschütterungen die wirklichen Stabbeanspruchungen noch um einige Hunderteile (2 bis 6%) größer sind. Hier ist eine Handhabe gegeben, Baustoffe zu sparen.

Das weitere Ziel wird sein, die Gesetzmäßigkeit der Dämpfung und die wirkliche Größe der von den Lokomotivrädern ausgehenden Fliehkräfte zu ermitteln, damit die vorstehend durchgeführte Berechnungsweise noch verbessert und erhärtet wird.

Dabei ist zu bedenken, daß der Beiwert allen Vorkommnissen gerecht und ebenso genau wie einfach in seiner Anwendung und Ermittlung sein muß.

7) Die Behandlung dieser Frage, sowie die dynamische Beanspruchung von Brücken unter 25 m Stützweite bleiben einer weiteren Arbeit vorbehalten.

Die Diesellokomotive mit unmittelbarem Antrieb.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Schrader, Köln.

Rück- und Umblick auf die bisherigen Versuchsausführungen. — Hauptmerkmale des Humboldt-Deutz-Verfahrens. Heutiger Stand der 2-B-2-Humboldt-Deutz-Diesellokomotive. — Letzte Betriebsergebnisse, mit ungefähren Zugkraft- und Leistungs-Schaubildern.

Die wenigen bisherigen Verlautbarungen über die 2-B-2-Diesellokomotive mit unmittelbarem Antrieb der Humboldt-Deutzmotoren-A. G. haben ein so reges Interesse der Fachwelt aufgezeigt, daß es angebracht erscheint, über den jetzigen Stand dieser neuartigen Lokomotive zu berichten, zumal deren Erprobung zur Zeit einen gewissen Abschluß erreicht hat.

Zunächst möge an dieser Stelle zur richtigen Bewertung der Neuerung ein kurzer Überblick über die übrigen bisherigen Versuchsausführungen gegeben werden, mit denen die Lösung des unmittelbaren Diesellokomotivantriebs angestrebt wurde.

Rück- und Umblick.

Wie in dieser Fachschrift bereits erwähnt*), reicht der erste Anlauf zur Lösung dieses Problems bis in die Jahre 1908 bis 1913 zurück. Diese erste Diesellokomotive mit unmittelbarem Antrieb, die Sulzer-Borsig-Lokomotive, fuhr also bis etwa 10 km/h Geschwindigkeit nur mit Druckluft an und arbeitete dann mit Brennstoffzerstäubung durch Druckluft. Die Druckluft wurde von einem 250 PS-Hilfsdiesel erzeugt und in Flaschen aufgespeichert. Ein Befahren von nennenswerten Steigungen unter Last war dieser Lokomotive nicht möglich. Zwei Wabenkühler waren über den Führerständen angeordnet, besaßen jedoch keine Ventilation; als Reserve sollten zwei Verdunstungskühler dienen. Abgesehen davon, daß die Kühlung versagte, brach eine Achse, ein Zylinder riß, Luftleitungen platzten infolge von Rückzündungen und Einspritzventile rissen ab. Hierauf gab man die Versuche, die auf der Strecke Berlin—Mansfeld stattfanden, auf.

Im Jahre 1926 wurde dann von Ansaldo, Genua, eine Diesellokomotive mit unmittelbarem Antrieb gebaut, die eine mindestens ebenso beachtenswerte Konstruktion darstellt: Die Hauptmaschine besitzt sechs liegende Junkers-Zylinder, die auf schwingende Hebel und Wellen arbeiten, welche letztere über eine Blindwelle und Kuppelstangen die Achsen der Lokomotive antreiben. Gesondert von dieser Hauptmaschine sind an Stelle der Dampfzylinder bei Zwillingslokomotiven Spülpumpenzylinder angeordnet, die beim Anfahren mit Druckluft beschickt werden und als Luftmotorzylinder wirken. In Tandemanordnung mit den Spülzylindern liegt ein dreistufiger Kompressor, der die Luftflaschen auffüllt. Außerdem ist noch ein Hilfskompressor vorgesehen. Offenbar ist bei der Ansaldo-Lokomotive durch die Abtrennung der Druckluftzylinder, die sich bei der Expansion der Druckluft stark abkühlen, die Zündzahl der Hauptdieselmachine geschickt herabgesetzt; mit welchen weiteren Mitteln jedoch die außerordentlich niedrige Dieseldrehzahl von $n_{\min} = \frac{1}{30} n_{\max}$ ohne gleichzeitige unzulässige Erhöhung der Verbrennungsdrücke erreicht wurde, ist nicht bekannt geworden. In der Ebene arbeitete die Ansaldo-Lokomotive völlig zufriedenstellend, in Steigungen mußte jedoch der Dieselmotor stark überlastet werden. Es wurde daher damals die Auswechselung des Motors gegen einen stärkeren in Betracht gezogen — jedoch hätte hierdurch die Lokomotive in der Ebene mit noch geringerer Teillast arbeiten müssen —. Es sollen Stangenbrüche — vermutlich Brüche der Schwinghebel, die bei Lokomotiven immer wieder vorgeschlagen werden, sich aber noch nie durchsetzen konnten — vorgekommen sein; weiter hörte man nichts mehr von der Lokomotive. Lomonosoff schreibt**): „Die Ansaldo-

Lokomotive stellt den Gipfel der Unelastizität dar, weshalb es nicht verwunderlich ist, daß sie ihrer Vorgängerin, der Sulzer-Lokomotive unter vollständigem Zusammenbruch nachfolgte.

An dritter Stelle ist vielleicht noch die Kitson-Still-Diesellokomotive zu nennen, die in den Jahren 1927 und 1928 gebaut und geprüft wurde. Acht doppeltwirkende Lokomotivzylinder arbeiten auf der einen Seite als Dieselmotor im Viertakt, auf der anderen Seite als Dampfmaschine im Zweitakt. Der Dampf wird im Zylinderkühlraum und im Abgaskessel erzeugt. Beide Räume stehen miteinander in Verbindung und haben daher gleichen Druck. Der Dampf zum ersten Anfahren wird mittels besonderen Ölbrenners erzeugt. Da die unter großem Aufwand erreichte Ausnützung der Kühlwasser- und Abgaswärme den Wirkungsgrad der Gesamtanlage nur in ganz geringem Maße zu bessern vermag, kann der Dampftrieb nur dazu dienen, das Anfahren zu ermöglichen und kurzzeitige Belastungsspitzen auf Steigungen zu decken. Hinsichtlich ihres Wasserverbrauchs und ihrer nicht ständigen Betriebsbereitschaft weicht die Kitson-Still-Diesellokomotive von dem Ideal des unmittelbaren Diesellokomotivantriebes wesentlich ab.

Das Humboldt-Deutz-Verfahren.

Als die kompressorlose Dieselmachine sich durchgesetzt hatte, versuchte die Humboldt-Deutzmotoren-A.-G. mit dem Jahre 1927 beginnend die Lösung des Problems auf eigene Weise, und zwar wie hinsichtlich Entwicklung der Neuerung von Dr. A. Langen ausführlich behandelt*), mit dem Erfolg der 2-B-2-Versuchsdiesellokomotive, die sich bisher als einzige Vertreterin des unmittelbaren Antriebs gehalten und bewährt hat.

Es mögen hier nur noch einmal kurz die Hauptmerkmale des Verfahrens angegeben werden: Direkte Brennstoffeinspritzung — gesonderte Druckluftzuladung; Druckluftverbrennung mittels besonderer Niederdruck-Brennstoffzerstäubung mit Glühkerzen bereits beim ersten Arbeitshub der Lokomotive aus dem Stand, infolgedessen wesentliche Druckluftersparnis beim Anfahren und stetige Erwärmung der Zylinder: infolge der zeitlich begrenzt verfügbaren Druckluftmenge mit zunehmender Geschwindigkeit stetig abnehmender mittlerer Zylinderdruck, daher eine dem Eisenbahnbetrieb entsprechende natürliche Elastizität der Zugkräfte; bei Bedarf an höheren Zugkräften — also beim Anfahren und auf Steigungen — Druckluftzuladung, bei Überlandfahrten Kompressor außer Betrieb und Zugförderung im normalen Dieselmotorbetrieb.

Heutiger Stand der 2-B-2-Humboldt-Deutz-Diesellokomotive.

Wie in dem letzten Bericht bereits bemerkt**), hatten sich die ursprünglich in Tatzlageranordnung von den Achsen der Lokomotive angetriebenen Rootsgebläse nicht bewährt. Inzwischen ist die Hilfsmaschinenanlage teilweise umgebaut und soweit erprobt, daß in folgendem über den heutigen Stand der 2-B-2-Versuchsdiesellokomotive berichtet werden kann.

*) „Die Diesellokomotive mit direktem Antrieb“, VDI-Forsch.-Heft 363, Berlin 1933, Auszug hieraus: Z. VDI, Bd. 77, S. 1287.

**) Schrader: „Die Diesellokomotive mit unmittelbarem Antrieb.“ Glasers Ann. 1937, Bd. 121, Nr. 1451.

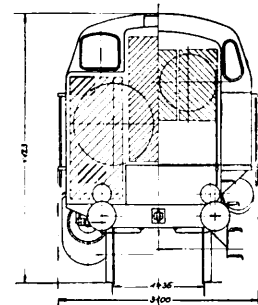
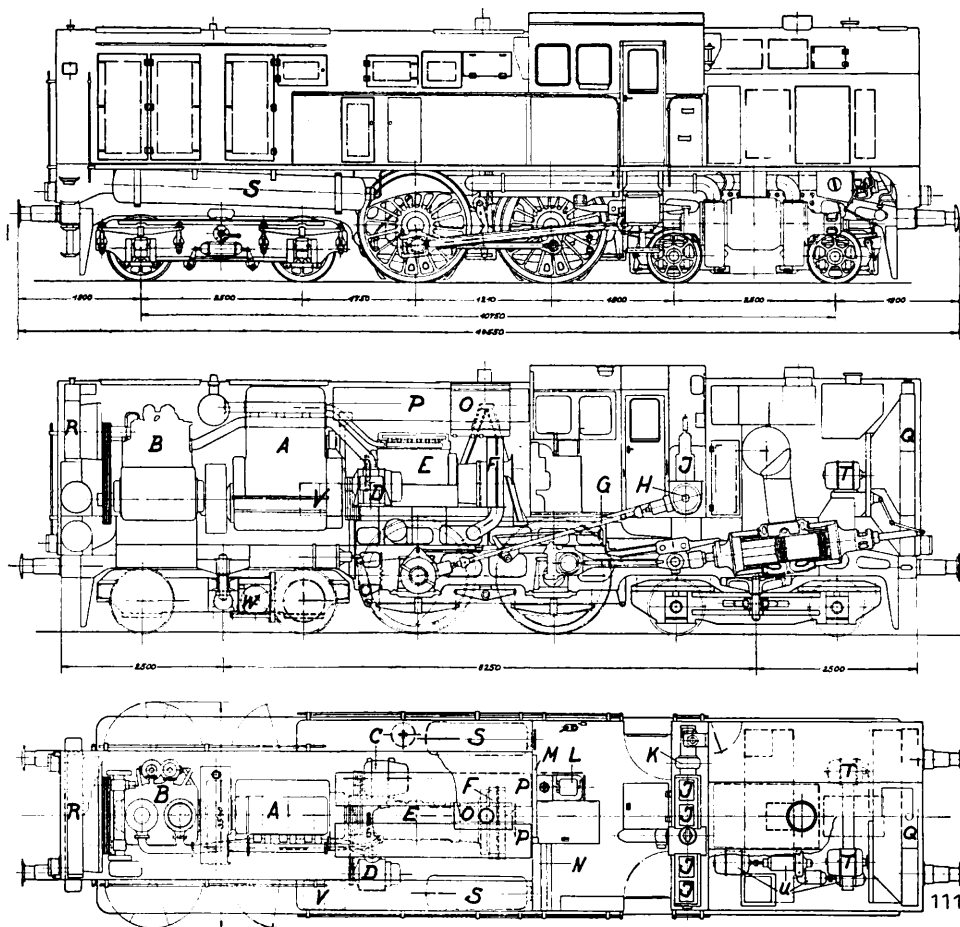
*) Boettcher und Reutter: „Diesellokomotiven großer Leistung“, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1938, 93. Jahrg., Heft 4.

**) „Diesel Power“ Februar 1931, S. 83.

Abb. 1 zeigt die Lokomotive in ihrer letzten Anordnung der Hilfsmaschinenanlage, die selbstverständlich aus der Entwicklung zu erklären ist und bei Neukonstruktion einfacher und zweckmäßiger anzulegen wäre.

Der Kompressorantriebsdiesel A ist wie bisher direkt gekuppelt mit dem Kompressor B. Generator C zur Speisung der Elektromotoren für Kühlwasserpumpen der Hauptmaschine und Ventilatoren sowie Aufladegebläse D zur Leistungssteigerung von Hilfsdiesel A und Kompressor B werden mittels Keilriemen — statt der früheren im Ölbad laufenden Ketten — vom Hilfsmotor A angetrieben. Gegenüber der früheren Anordnung von zwei Hauptspülgebläsen, einem Hilfsspülgebläse, Fahrtrichtungswechselventil — letzteres durch die bei Vor- und Rückwärtsfahrt verschiedenen Förder-

Lage zu den Treibachsen der Sandkasten O angeordnet. — Leider machten es die gegebenen Verhältnisse unmöglich, den Antrieb des Elektrogenerators C von dem nur zeitweise benötigten Hilfsmotor A wegzunehmen und dem dauernd in Betrieb befindlichen Hilfsdiesel E aufzubürden, obwohl dessen Leistung bei arbeitender Lokomotive der Hauptdieselleistung und damit auch dem ungefähren Kühlleistungsbedarf entspricht. Um nun jedoch den Kompressorantriebsmotor A nur wegen der Stromversorgung der Elektromotoren nicht dauernd mit seiner vollen Drehzahl laufen lassen und damit eine nutzlose Kompressorleerlaufleistung von immerhin 35 PS aufbringen zu müssen, ist der von der Achse mittels Keilriemen angetriebene Generator W vorgesehen. Dieser übernimmt bei Überlandfahrt der im normalen Dieselmotor arbeitenden



Vor- u. Rück-
Ansicht

- A Kompressor-Antriebs-Diesel
- B Kompressor
- C Generator von A angetrieben
- D Aufladegebläse für A und B
- E Spülgebläse-Antriebs-Diesel
- F Spülgebläse
- G Gelenkwelle
- H Steuerwelle
- J Brennstoff-Pumpen
- K Ölsteuerung für Zuladeluft
- L Bedienungstisch
- M Instrumententafel
- N Elektr. Schaltkasten
- O Sandkasten
- P Brennstofftanks
- Q Kühler für Diesel-Maschinen
- R Kühler für Kompressor
- S Luftflaschen
- T Ventilatoren-Elektromotoren
- U Kühlwasserpumpen - Elektromotoren
- V Anlaß-Batterie für E
- W Generator von Achse angetrieben

Abb. 1. Übersichtszeichnung der Lokomotive.

richtungen der ursprünglichen Verdrängergebläse bedingt — sowie einem großen Teil Spülluftleitungen usw. ist nur noch das eine Spülgebläse F ausgeführt, das als Turbogebläse von einer besonderen, auf maximal 140 PS blockierten, drehzahl-elastischen Vorkammermaschine E mit verschiedenen, von Hand regulierten Drehzahlen, die dem jeweiligen Luftbedarf bei den verschiedenen Geschwindigkeiten der Lokomotive entsprechen, angetrieben wird. Bei Auslauf der Lokomotive, also bei geschlossenem Hauptbrennstoffhebel, wird der Spülluftmotor E automatisch auf Leerlaufdrehzahl gebracht, damit unnötiger Leistungsaufwand vermieden wird. Um Platz für das Gebläseaggregat E—F zu schaffen, wurde der ursprünglich mit 2,5 t Inhalt sehr reichlich bemessene Brennstofftank weggenommen und statt dessen die beiden kleinen Tanks P hochgelegt, deren Fassungsvermögen von zusammen rund 800 kg einen Fahrbereich bei Ohne-Halt-Fahrt mit sechs D-Zugwagen bei 100 km/h Geschwindigkeit von immerhin mindestens 500 km gestattet. Zwischen den Tanks P wurde in günstigster

Lokomotive die Erzeugung der für die Kühlung erforderlichen elektrischen Leistung von maximal 15 KW, so daß der Hilfsdiesel A stillgesetzt oder bei weniger weiten Haltestellendenfernungen zur schnelleren Bereitschaft auf Leerlaufdrehzahl gebracht werden kann.

An der Hauptmaschine wurde inzwischen im wesentlichen nur die Luftsteuerung dahingehend geändert, daß Zuladung bis zur höchsten Geschwindigkeit ermöglicht wurde.

Letzte Betriebsergebnisse.

Durch die Erweiterung der Zuladung bis auf höchste Geschwindigkeit wurde erreicht, daß beispielsweise ein Zug von 265 t Anhängelast in der Ebene ohne Anstrengung innerhalb 5 Min. auf 100 km/h Geschwindigkeit gebracht und dann mit einer gesamten Hilfsdieselleistung von nur etwa 130 PS für Spülung von der dann selbständig arbeitenden Hauptmaschine weiterbefördert werden kann.

Obschon die 2-B-2-Versuchsdiesellokomotive der Hum-

boldt-Deutzmotoren-A.-G. als ausgesprochene Flachlandmaschine für leichten Schnellzugdienst gebaut wurde, ist die Lokomotive auch bereits im Gebirge erprobt worden. Hier erreichte sie auf anhaltenden Steigungen (maximal 1:60 = 16,66‰) von 6 km Länge mit acht Reisezugwagen (= 145 t Anhängelast) rund 50 km/h Geschwindigkeit und behielt sie im Beharrungszustand. Das Anfahren des ganzen Zuges von 230 t — einschließlich Lokomotive — auf der Steigung 1:60 geschah mit einer Anfahrbeschleunigung von etwa 0,2 m/sec² bis 20 km/h, 0,16 m/sec² von 20 bis 30 km/h, 0,04 m/sec² von 30 bis 40 km/h und endete im Beharrungszustand bei etwa 50 km/h. Das Anfahren konnte nach Schließen des Luftreglers innerhalb 2 Min. — also wegen Zeitverlustes durch Auslaufen, Bremsen und Verkehraufenthalt praktisch sofort — wieder aufgenommen werden. Lager und Kühler machten während des scharfen, nur kurzzeitig unterbrochenen dreistündigen Steigungsbetriebes keine Schwierigkeiten.

Nach einigen letzten Fahrten in der Ebene, die zur Erprobung der erweiterten Luftsteuerung sowie des angebauten achsangetriebenen Generators dienten, lief die Diesellokomotive mit unmittelbarem Antrieb am 17. Juni 1938 zur Untersuchung zum Lokomotiv-Versuchsanstalt der Reichsbahn nach Grunewald. Die Überführung der Lokomotive von Köln nach Berlin (560 km) ging glatt vonstatten: die letzten rund 100 km der Strecke wurden anhaltend mit 90 bis 100 km/h Geschwindigkeit zurückgelegt. Damit hatte die Versuchsdiesellokomotive rund 45000 Laufkilometer aufzuweisen.

Abb. 2 bringt den Zugkraft- und Leistungsverlauf am Haken der Lokomotive in Abhängigkeit von der Geschwin-

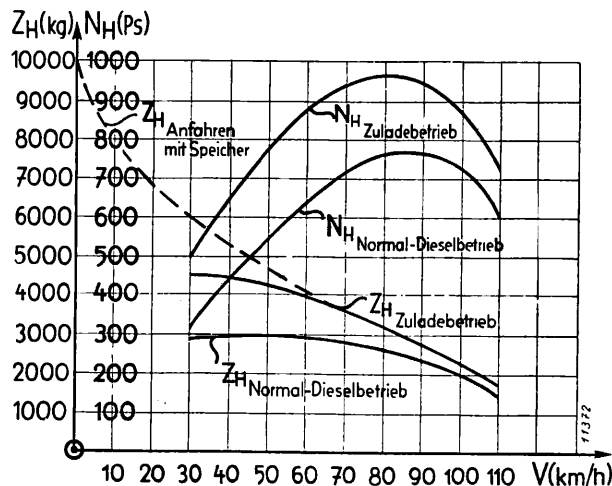


Abb. 2.
Zugkraft und Leistung am Haken.

digkeit, wie er sich in der Nähe der Rauchgrenze ungefähr stellt. Eingehendere Feststellungen bleiben den zur Zeit stattfindenden Untersuchungen des Lokomotiv-Versuchsanstalts vorbehalten.

Rundschau.

Bahnunterbau, Brücken und Tunnel; Bahnoberbau.

Bestimmung der dynamischen Wirkung auf Stahlbrücken bei den Italienischen Staatseisenbahnen.

Ein aus Wissenschaftlern und Betriebsleuten der Italienischen Staatsbahnen bestehender Forschungsausschuß untersuchte verschiedene Vorrichtungen zur Messung der Beanspruchung von Stahlbrückenteilen durch die dynamische Wirkung der Fahrzeuge. Die gebräuchlichen Verformungsmesser von Fränkel und Mesnager sind nur zur Messung bleibender oder langsam veränderlicher Kräfte geeignet. Die Italienischen Staatsbahnen beschafften nach verschiedenen Versuchen einen elektrischen Ausdehnungsmesser der Bauart Dr. Peters vom Bureau of Standards, Washington, und eine Schwingungsmesseinrichtung Bauart Späth-Losenhausen. Gleichzeitig entwarf der Sekretär des Forschungsausschusses, Prof. Sesini, zwei optische Anzeigevorrichtungen, einen Dehnungs- und Neigungs- und einen Durchbiegungsmesser. Außerdem wurden bei den Versuchen wesentlich vervollkommnete Durchbiegungsmesser Bauart Rabut verwendet. Diese besitzen zwei von der Uhrwerkstrommel angetriebene Zylinder, um an Stelle der kurzen Blätter der Originalausführung 8 bis 10 m lange Registrierstreifen verwenden zu können. Obwohl die Trommelgeschwindigkeit verdreifacht wurde, um den hohen Fahrgeschwindigkeiten Rechnung zu tragen, kann man ohne Papierwechsel ein Dutzend Versuche ausführen. Neben dem Sekundenanzeiger wurde eine Einrichtung geschaffen, um den Lauf bestimmter einzelner Achsen über Gleisstöße oder sonstige Punkte einer Brücke zu markieren. Die Hebel wurden leichter ausgeführt und das Schreibzeug durch Glasröhrchen ersetzt, die leicht mit Tinte nachgefüllt und ausgewechselt werden können.

Zur Messung der Verformung einzelner Brückenglieder dienen die optischen Vorrichtungen von Sesini. Die erste dient hauptsächlich zur Messung dynamischer Durchbiegungen von Trägern. Das optische System besteht im wesentlichen aus drei Teilen A, B und C, die mit dem Träger fest verbunden sind. Teil A an dem einen Ende des Trägers ist eine Lichtquelle hinter einem waagerechten Schlitz, deren Lichtstreifen mittels einer Sammellinse C in der Trägermitte auf dem Teil B am anderen Trägerende abgebildet wird. In B befindet sich ein senkrechter Schlitz, der den Lichtstreifen auf einen Lichtpunkt vermindert, welcher seine Spur

auf einem dauernd ablaufenden Film hinterläßt. Die Verschiebung des Lichtpunktes auf dem Film zeigt den Biegungs Pfeil zwischen A und B in doppelter Größe an. Durch Anordnung von Reflexionsprismen kann die Vergrößerung auf das sechsfache gesteigert werden, was noch Durchbiegungen von 1/20 mm messen läßt. Die Teile A, B und C sind in einem genügend biegsamen Aluminiumrohr untergebracht. Da sich der beschriebene Biegungsmesser sehr gut bewährte, ging man daran, auf optisch-photographischer Grundlage auch einen Ausdehnungsmesser zu bauen. Dabei war man bestrebt auch das Gewicht der Vorrichtung soweit als möglich zu verringern, da es schwierig ist, schwere Meßeinrichtungen auf rasch schwingenden Teilen dauerhaft zu befestigen und andernteils Eigenschwingungen der Meßeinrichtung das Messungsergebnis fälschen können. Das Gewicht der eigentlichen Vorrichtung beträgt angenähert 200 g. Die normale Meßlänge ist 100 mm; sie kann aber durch besondere Maßnahmen auf 50 mm verkürzt werden. Die Vergrößerung der Ausdehnung ist 200fach. Auch diese Vorrichtung besteht aus Lichtquelle und Film mit dazwischengeschalteten geschlitzten Scheiben, einer Sammellinse und Spiegeln oder Prismen.

Das elektrische Telemeter von Peters ist ein Dehnungsmesser mit Fernablesung. Es beruht darauf, daß sich der elektrische Kontaktwiderstand der Kohle mit dem darauf ausgeübten Druck verändert. Der Widerstand wird mittels Wheatstonescher Brücke durch einen Oszillographen gemessen. Die verwendete Kohle ist die bis jetzt bekannte härteste und wird durch Verkokung von Harz gewonnen. Der wesentliche Teil der Vorrichtung besteht aus einer Säule kleiner durchbohrter Kohlescheiben zwischen zwei metallischen Endscheiben. Damit die Kohlescheiben nicht brechen, müssen ihre Stirnflächen vollständig eben und parallel sein. Sie stehen unter einer Vorspannung, die so groß ist, daß sie unter dem Einfluß der zu erwartenden Entspannung nicht aufgehoben wird. Andererseits darf die Vorspannung nicht so groß sein, daß die zusätzlichen Druckbelastungen die Festigkeit der Scheiben übersteigen. Die Vorspannung beträgt für die üblichen Scheiben von 10 mm äußerem, 5 mm innerem Durchmesser und 0,5 mm Dicke 125 g/mm² und kann ohne Gefahr für die Festigkeit den dreifachen Wert annehmen. Es werden immer zwei solcher Säulen verwendet, deren eine gedrückt und deren andere

entspannt wird, und die in verschiedenen Ästen der Wheatstoneschen Brücke liegen. Dadurch wird eine von der Temperatur unabhängige, lineare Beziehung zwischen elektrischem Widerstand und Druck- oder Zugbeanspruchung erreicht, die nur eine durch Eichung feststellbare Instrumentenkonstante enthält. Die Meßlänge des zu prüfenden Stabes einer Brücke oder dergl. ist in der Regel 20 cm, kann aber auch verringert werden. Die Diagramme werden auf lichtempfindliches Papier gezeichnet, dessen Ablaufgeschwindigkeit im Verhältnis 1:5 geregelt werden kann. Zur Speisung der Kohlesäulen wird Strom von 4 bis 12 V verwendet. Die Meßvorrichtungen nach Sesini und nach Peters gaben übereinstimmende Ergebnisse.

Schn.

Riv. tecn. Ferr. it. 1937.

Eigenartige Verschwenkung einer Fachwerkbrücke.

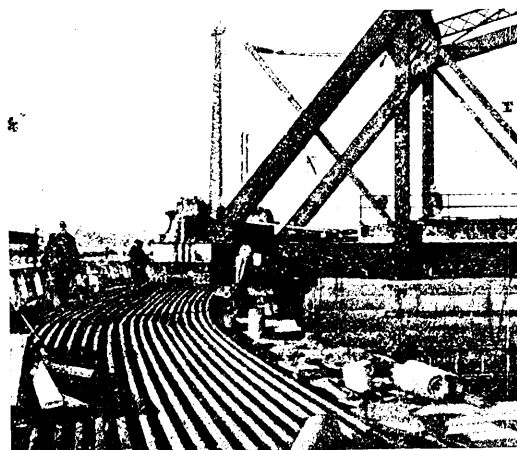
In der Nähe der nordamerikanischen Stadt Newark wurde eine zweigleisige Strecke der Pennsylvania-Eisenbahn mittels eiserner Fachwerkträger über vier untenliegende elektrisch betriebene Gleise mit Schnellverkehr geführt. Der Schnittwinkel war 25 Grad. An die Fachwerkbrücke schlossen sich beiderseits Brückenöffnungen mit vollwandigen Hauptträgern an. Infolge Bahnhofsänderungen und Streckenverlegungen wurde die obliegende Eisenbahn außer Betrieb gesetzt, woraus sich die Notwendigkeit ergab, die obere Brücke abzubauen. Die Beseitigung der vollwandigen Träger bot keinerlei Schwierigkeiten, dagegen bedurfte der Abbruch der Fachwerkbrücke (Halbparabelträger) von 67 m Stützweite eingehender Prüfung, wenn der Abbruch ohne Störung des Betriebes auf den untenliegenden Gleisen ausgeführt werden sollte. Wenn der Abbruch der Fachwerkträger ohne Änderung ihrer Lage hätte durchgeführt werden sollen, so hätten sie durch zwischen den Betriebsgleisen aufgestellte hölzerne Böcke abgestützt werden müssen, was sowohl für den Eisenbahnbetrieb als auch für die Arbeiter Gefahren auf längere Dauer mit sich gebracht hätte. Außerdem hätten die Abbrucharbeiten bei Durchfahrt der Züge jedesmal unterbrochen werden müssen.

Weiterhin wurde erwogen, die Fachwerkbrücke parallel so weit zu verschieben, bis sie außerhalb des Normalprofils der Betriebsgleise lag; hierzu wäre die Herstellung zweier Behelfsbrücken zur Verschiebung erforderlich gewesen. Der Plan war an sich ausführbar, infolge Benötigung der beiden Behelfsbrücken jedoch erheblich kostspieliger als die tatsächlich angewandte Ausführungsart, nämlich die Fachwerkbrücke um einen Drehpunkt so weit zu verschwenken, daß sie außerhalb des Normalprofils der Betriebsgleise und parallel zu diesen zu liegen kam. Als Drehpunkt wurde eines der Brückenaufleger umgebaut. Das Gewicht der Fachwerkbrücke betrug etwa 1000 t, die Verschwenkung des äußersten Punktes etwa 33 m. Zunächst mußte die Brücke um 3,30 m angehoben werden. Dann wurde eine Behelfsbrücke über die Betriebsgleise gelegt, die als Verschiebefläche für die äußeren Enden der Fachwerkbrücke diente. Die Vorbereitungsarbeiten wurden in üblicher Weise ausgeführt, dagegen bot die Verschwenkung selbst mancherlei Besonderheiten und erforderte große Genauigkeit und eingehende Zusammenarbeit. In erster Linie war hierbei zu beachten, daß die drei Brückenaufleger, welche zu Gleitkörpern umgearbeitet waren, während der Verschwenkung Bögen mit drei verschiedenen Halbmessern beschrieben, deren Mittelpunkt der Drehpunkt bildete. Die Größe dieser Halbmesser durfte während der Verschwenkung keinesfalls verändert werden, da hierdurch einerseits die Behelfsbrücke durch Seitenkräfte beansprucht wäre, zu deren Aufnahme keine Vorsorge getroffen war, andererseits auch der Drehpunkt keinen Widerstand gegen seitliche Beanspruchung bot, da als Drehpunkt das mittlere Scheiben-Auflager einer ausgebauten verfügbaren Drehbrücke benutzt war. Durch sorgfältige Überwachung der Lage der unter den Gleitkörpern liegenden Walzen ist es gelungen, die Bewegung der Brücke gegen den Drehpunkt auf 3 mm zu beschränken, wodurch keinerlei Unzulänglichkeiten hervorgerufen wurden.

Als Behelfsbrücken zur Herstellung der Gleitfläche für Aufnahme des Fachwerkträgers während der Verschwenkung dienten die abgebrochenen vorerwähnten vollwandigen Hauptträger der alten Brücke. Auf diese Behelfsbrücken wurde eine Lage von Holzschwellen 30 x 30 cm gebracht, die ihrerseits die eigentliche Gleitfläche trugen; diese bestand aus nebeneinanderliegenden alten Schienen, die auf den Holzschwellen mit Schienenennägeln be-

festigt waren (vergl. Abb.). Die Behelfsbrücken ruhten auf hölzernen Böcken, abgesehen von dem einen Ende, wo das alte massive Widerlager der Fachwerkbrücke zur Abstützung der Behelfsbrücke diente. Bei Bemessung der Höhenlage der Behelfsbrücke über den Betriebsgleisen waren die Oberleitungen für den elektrischen Betrieb zu berücksichtigen. Der Aufbau und ebenso die spätere Beseitigung der Behelfsbrücke über den Betriebsgleisen waren die einzigen Gelegenheiten, bei denen ein vorübergehender Gebrauch von Betriebsgleisen gemacht wurde. Nach Aufstellung der hölzernen Böcke wurden die Träger auf einem Gleise zur Baustelle gefahren und dann mittels eines auf einem anderen Betriebsgleise aufgestellten Kranwagens auf die Holzböcke aufgebracht. Die während der Nacht ausgeführte Arbeit dauerte 6 Std.; eine Störung des Zugverkehrs dadurch fand nicht statt. Während der Arbeit wurde der elektrische Strom ausgeschaltet. Die Arbeiten für die anschließende Behelfsbrücke wurden von einem Arbeitsgleis aus mit denselben Vorrichtungen ohne Störung des Betriebes ausgeführt.

Die vor der Verschwenkung notwendige Hebung der Fachwerkträger richtete sich nach der Höhe der Gleitfläche auf der Behelfsbrücke. Vor der Hebung wurde ein Gleis nebst Bettung von der Fachwerkbrücke entfernt; das andere Gleis diente als Materialgleis. Die Hebung geschah mittels hydraulischer Winden



gleichzeitig an allen vier Auflagern; die Unterfangung der gehobenen Brückenenden auf den Widerlagern erfolgte durch einen Stapel alter eiserner I-Träger, die sorgfältig miteinander verbolzt bzw. verschweißt wurden, um jede Bewegung oder Sackung der Fachwerkbrücke auszuschließen. Nach Beendigung der Hebung wurde das vorerwähnte Drehbrücken-Scheibenlager auf den Drehpunkt der Fachwerkbrücke aufgebracht und an den drei übrigen Auflagern derselben Gleitkörper angebracht, die aus einem Schienenrost bestanden, der eine obere Deckplatte trug und auf einer unteren Gleitplatte ruhte. Unter letzterer rollten je nach Größe des Gleitkörpers 8 bis 10 bzw. 15 bis 18 lose stählerne Walzen von 5 cm Durchmesser.

Die Verschwenkung wurde in der Weise ausgeführt, daß ein waagrecht liegender hydraulischer Preßzylinder von 80 t Druckkraft den vom Drehpunkt entferntest liegenden Gleitkörpern der planmäßigen Richtung vorwärtsschob, während gleichzeitig ein waagrecht liegender hydraulischer Zylinder von 35 t Druck auf den dem Drehpunkt nächstliegenden Gleitkörper in Richtung der Brückenachse einwirkte. Letzteres bezweckte nicht eine Bewegung der Fachwerkbrücke, sondern sollte etwaigen Formänderungen derselben infolge Reibungswiderstand während der Verschwenkung vorbeugen. Die Verschwenkung hat im ganzen 12 Std. gedauert, die sich auf zwei Tage verteilten.

Die weiteren Abbrucharbeiten verliefen in der sonst üblichen Weise und boten keine Besonderheiten.

Sr.

Rly. Age 15. Januar 1938.

Eisenbahngleise auf Eisenbetonplatten.

In der dänischen Fachzeitschrift „Ingeniøren“ Nr. 51/1937 ist die Frage behandelt, inwieweit Eisenbahngleise zweckmäßig auf Dauerfundamenten verlegt werden sollten und könnten. Ausgangspunkt ist die Erwägung, daß die Eisenbahnen durchschlagende

Maßnahmen ergreifen müssen, um einen Oberbau zu schaffen, der den ständig wachsenden Anforderungen nach größerer Geschwindigkeit ohne Verminderung des jetzt vorhandenen Sicherheitsgrades gerecht werden kann, und daß sie außerdem gezwungen sind, die Wirtschaftlichkeit des Eisenbahnbetriebes durch Verminderung der Ausgaben für die Unterhaltung des Oberbaues und der Fahrzeuge zu verbessern.

In der Straßenbautechnik ist man schon seit langem dazu übergegangen, die Fahrbahn aus bewehrten Betonplatten herzustellen. Auch die Eisenbahnen müßten dazu übergehen, das Gleis auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte zu verlegen, da eine derartige Verlegung ohne unnütze Ausgaben alle vernünftigen technischen Forderungen befriedigen kann und dabei so große Vorteile bietet, daß man beim Umbau des Oberbaues auf bestehenden Bahnstrecken eine Verzinsung der Ausgaben von 15 bis 30% und bei Neubauten noch mehr erwarten kann.

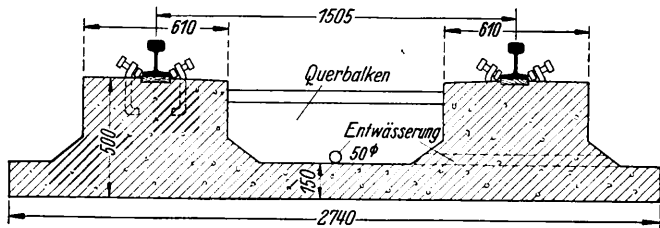


Abb. 1. Querschnitt.

Die amerikanische Eisenbahngesellschaft „Pere Marquette R. R. Co.“ hat an zwei in den Jahren 1926 und 1929 verlegten Probestrecken mit derartigen durchgehenden Eisenbetonplatten Versuche angestellt. Die ersterwähnte Strecke ist im Org. Fortsch. Eisenbahnwes. 1928, S. 203 und 1929, S. 253, besprochen. Einen Querschnitt der Bauart, wie sie auf der 1929 verlegten Probestrecke verlegt wurde, zeigt Abb. 1.

Die Schienen, die mit einer Zwischenlage aus imprägniertem Yellow-Pine auf den durchgehend angeordneten Längsbalken liegen, sind mittels einer einfachen Befestigung so festgehalten, daß man annimmt, daß die beiden Schienenstränge durchgehend zusammengeschweißt werden können. Der schwache Punkt des Oberbaues, der Schienenstoß, entfällt, desgleichen die Welle im

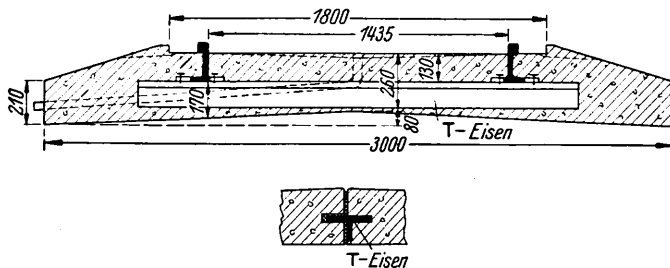


Abb. 2. Querschnitt und Längenschnitt an der Dehnungsfuge beim Oberbau nach Vorschlag Hildebrandt.

Gleis vor jeder Achse, da die Schienen auf ihrer ganzen Länge unterstützt sind. Die Gründung verhindert das örtliche Hineindrücken des Gleises in den Untergrund, wodurch der Zugwiderstand vermindert wird und die Geschwindigkeit vergrößert werden kann. Auf der 13. Versammlung des Internationalen Eisenbahn-Kongreß-Verbandes in Paris im Jahre 1937 wurde diese Bauart von den japanischen Berichtern in der ersten Sektion — Bahnbau und Unterhaltung — erwähnt, sie wurde aber sonst anscheinend nicht weiter erörtert.

Bereits vier Jahre vor Aufnahme der amerikanischen Versuche habe ich den ersten Entwurf für eine Eisenbetongründung von Eisenbahngleisen aufgestellt. Die endgültige Ausarbeitung wurde jedoch — unabhängig von der ersten amerikanischen Bauart — erst 1928 fertig. Der Entwurf geht darauf hinaus, den Schienenstrang in der Fundamentplatte einzubetonieren. Dieser ist somit in seiner ganzen Länge unterstützt und vollständig festgehalten, so daß man ganz ohne Bedenken die Schienen durchgehend zusammenschweißen kann. Abb. 2 zeigt einen Querschnitt durch die Bauart.

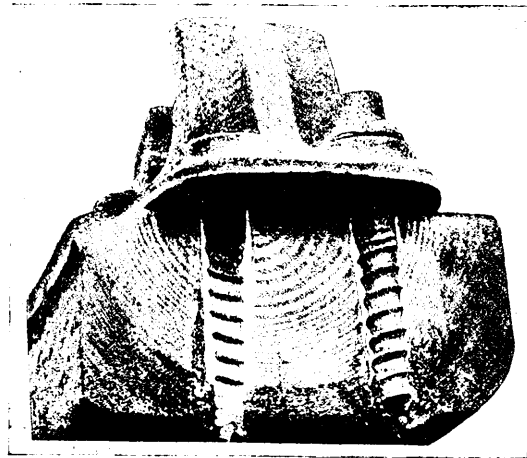
Die Bauarten mit durchgehend geschweißten Schienen bedingen die Verwendung härterer Baustoffe für Schienen und Radreifen, wobei in diesem Zusammenhang auf die von den vorerwähnten japanischen Berichtern vorgenommenen Versuche hingewiesen sei, die zeigen, daß der absolute Verschleiß am kleinsten wird bei einem bestimmten Verhältnis zwischen Radreifenhärte und Schienenhärte und zwar so, daß der Stahl der Radreifen am härtesten sein soll. Außerdem gestatten die Bauarten, daß das Gleis sehr genau verlegt werden kann und daß die beiden Schienenstränge ihre gegenseitige Höhenlage unverändert beibehalten werden. Es sind Vorkehrungen getroffen, um das Gleis bei ungleichmäßigen Setzungen heben zu können, und auf den amerikanischen Probestrecken hat man Versuche mit derartigen Gleishebungen vorgenommen. Die Ausgaben für eine solche Hebung belaufen sich nur auf einen geringen Bruchteil der Ausgaben für die Unterhaltung eines Oberbaues der jetzt üblichen Bauweisen. Als Erklärung hierfür wird angegeben, daß ungleichmäßige Setzungen in Gleisen mit einer Dauerfundierung erheblich sein können, ohne daß sie deswegen schädlicher oder gar gefährlicher werden, weil sie infolge der Eigenart der Bauart über größere Längen auslaufen.

In den Vereinigten Staaten von Nordamerika arbeitet man zur Zeit an einer vollständigen Übersicht über Arbeiten und Entwürfe auf dem hier behandelten Gebiet.

Dipl.-Ing. Hildebrandt, Kopenhagen.

Neuartige Befestigung von Schwellenschrauben.

Bei Unterhaltung des Oberbaues spielt bekanntlich das Festsetzen der Schwellenschrauben eine erhebliche Rolle zumal bei den heutigen erhöhten Zuggeschwindigkeiten. Bei den meisten englischen Eisenbahnen wird hierfür jetzt ein Verfahren angewandt, das sich seit einigen Jahren gut bewährt hat. Die Bohrung in der Holzschwelle zur Aufnahme der Schwellenschraube wird mit einem Stoff ausgefüllt, der aus einer besonderen Art von Asbestfaser hergestellt ist und den von ihm umschlossenen Teil der Schwellenschraube gegen Verrostung schützt. Der Stoff wird in trockenem



Querschnitt der Schrauben-Befestigung.

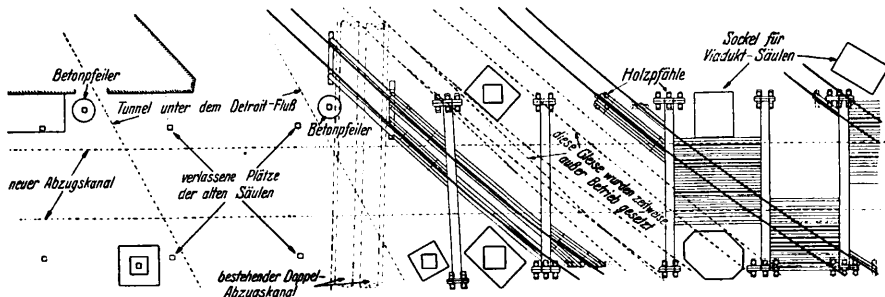
faserigem Zustand angeliefert und vor Einbringen in das Schwellenschraubenloch so weit mit Wasser angefeuchtet, daß die Fasern zusammenhaften und die Masse dadurch formbar wird. Die in die Schwellenlöcher eingebrachte formbare Masse erhärtet unter Druck; das Einziehen der Schwellenschraube in die Asbestmasse bewirkt daher, daß letztere dadurch sofort so hart wird, daß sie die volle Belastung durch den Verkehr aufnehmen kann. Die Masse enthält ein abschabbares Pulver, das sich unter Druck gegen die Schwellenschraube preßt und sie in ihrer Lage festhält. Da die Asbestmasse in formbarem Zustand in das Schwellenloch eingebracht wird, füllt sie letzteres unabhängig von dessen Gestalt völlig aus und bedeckt auch die ganze Oberfläche der Schwellenschraube. Auch die Öffnung am unteren Ende des Schwellenloches wird hierdurch verschlossen, so daß durch diese Öffnung kein Wasser eindringen kann. Die Schwellenschraube ist gegen das Holz der Schwelle völlig abgeschlossen, so daß der durch Be-

rührung von Eisen und Holz hervorgerufenen Fäulnis dadurch vorgebeugt wird. Die geschilderte Asbestbefestigung wird als unverwundlich bezeichnet, selbst unter den ungünstigsten Verhältnissen in den Tropen; durch Nässe, Hitze oder Frost wird die Befestigung nicht angegriffen, sobald eine Zusammenpressung des Asbests durch Einbringung der Schwellenschraube erfolgt ist. Es findet weder eine Ausdehnung noch Zusammenziehung der Asbestmasse statt. Da sie genügend elastisch ist, werden durch stoßartige Belastungen keine Risse in ihr hervorgerufen. Sr.

Rly. Gaz. Nov. 1937.

Kreuzung in fünf Höhenlagen.

Seitens der Stadt Detroit in Nordamerika wurde neuerdings ein Abzugskanal von 5,70 m äußerem Durchmesser angelegt, welcher zum Teil unter einem Eisenbahnviadukt entlang geführt ist, der auf eine Länge von 660 m über einer Straße liegt. Gekreuzt werden durch den neuen Kanal außerdem einige in Straßenhöhe liegende Eisenbahngleise, ein oberhalb des neuen Kanals liegender alter doppelter Abzugskanal und ein unterhalb des neuen Kanals liegender Eisenbahntunnel unter dem Detroit-Fluß (vergl. Abb.). Die umfangreiche und schwierige Arbeit bedingte das Einrammen



Lageplan der Kreuzungsanlage.

von 1200 stählernen Pfählen unter dem Viadukt bis zu einer Tiefe von 27 bis 30 m; die Pfähle mußten aus kleineren Stücken zu den erforderlichen Längen aneinander geschweißt werden. Der neue Abzugskanal wurde unter Straßenmitte in einer Tiefe des Scheitels von 5 bis 6 m unter Straßenoberfläche tunnelartig im weichen Boden vorgetrieben. Der im Jahre 1891 erbaute Viadukt hat vollwandige Hauptträger und ruht auf Säulen, die größtenteils an den Außenseiten der Straße aufgestellt sind, abgesehen von den Stellen, wo das Vorhandensein schräg kreuzender Eisenbahngleise in Straßenhöhe es notwendig machte, einige Säulen in der Nähe der Straßenmitte aufzustellen. Die Säulen ruhten auf Betonsockeln, die bis zum tragfähigen Baugrund reichten; unter einigen waren Pfähle bis zu einer Tiefe von annähernd 5 m gerammt. Der Baugrund war blauer Ton bis zu einer Tiefe von 27 m, wo eine feste Schicht den in Tiefe von 30 m liegenden gewachsenen Fels überlagert. Obschon die alte Gründung sich beinahe ein halbes Jahrhundert lang als ausreichend erwiesen hat, ließ der Vortrieb des neuen Abzugskanals doch so erhebliche Bewegungen in dem blauen Ton befürchten, daß es notwendig erschien, die Gründung des Viadukts bis auf die feste Schicht hinabzuführen. In An-

betracht der großen Tiefe wurden stählerne Pfähle gewählt mit I-förmigem Querschnitt. Die Unterfangung der Säulen geschah in der Weise, daß diese zunächst auf vier oder mehr außerhalb des alten Betonsockels eingetriebene Eisenpfähle vorübergehend abgestützt, der Betonsockel entfernt, die übrigen erforderlichen Pfähle gerammt und die Säulen durch eine neue Betonplatte endgültig mit sämtlichen Pfählen verbunden wurden. Da die I-Eisen für die Pfähle in Größtlängen von 16,5 m angeliefert wurden, mußten die Pfähle aus mehreren Stücken zusammengesetzt werden. Dies geschah durch elektrische Schweißung. Es wurden an ein Ende des I-Eisens sechs Stahlstäbe von je 30 cm Länge angeschweißt, und zwar je zwei an die beiden Flanschen, und je einen an beide Stegseiten. Die Verschweißung der beiden Pfahlenden geschah, wenn nach Einrammen des unteren Pfahlstücks die Stoßstelle etwa in Höhe des Erdbodens lag. Außer der Verschweißung der Stahlstäbe mit beiden I-Trägern mußte auch der Zwischenraum ausgefüllt werden, welcher an der Stoßstelle zwischen den Querschnitten des oberen und unteren Trägers etwa vorhanden war.

Die vorübergehende Unterfangung der im Betrieb gebliebenen Gleise in Straßenhöhe bei Vortrieb des neuen Abzugskanals geschah in der Weise (vergl. Abb.), daß Joche aus vier oder sechs Holzpfählen an beiden Straßenseiten eingerammt wurden; auf diesen ruhten zwei I-Träger zur Aufnahme des Oberbaus.

Besondere Schwierigkeiten bot die Überschneidung des vorhandenen Eisenbahntunnels durch den neuen Abzugskanal. Zwischen dem Scheitel des ersteren und der Sohle des letzteren war nur ein Abstand von 55 cm. Um den Eisenbahntunnel möglichst vom Druck durch den Abzugskanal und durch die über ihm befindlichen Massen zu entlasten, wurde der Abzugskanal über dem Tunnel mit Eisenbewehrung versehen, und zwar in einer Länge von je 3 m beiderseits der Tunnelachse. Der Abzugskanal wird hierdurch zum Träger und wirkt druckverteilend. Der Eisenbahntunnel wirkte sich noch schwieriger aus bei den Gründungsarbeiten für den Viadukt. Wie Abb. zeigt, lagen vier der alten Säulen des Viadukts über bzw. unmittelbar neben dem Tunnel. Die Fundamente nebst den auf ihnen ruhenden Säulen mußten daher so weit außerhalb des Tunnels verschoben werden, daß die neuen Pfähle ohne Schwierigkeiten bis auf die feste Schicht herabgetrieben werden konnten. Die Abb. zeigt ferner, daß durch den alten Abzugskanal und eines der Gleise in Straßenhöhe an der einen Stelle, ferner durch ein Gebäude und eine Ladebühne an einer anderen Stelle der für die Säulengründung verfügbare Raum so beengt war, daß das sonst ausgeführte Einrammen eiserner Pfähle und deren Abdeckung mit Betonplatte nicht ausführbar war. Die beiden in Betracht kommenden Viaduktsäulen wurden in ihrer neuen Lage an diesen Stellen daher in der Weise abgestützt, daß als Fundamente Betonpfeiler innerhalb einer Stahlummantelung abgesenkt wurden. Die Bodenmassen innerhalb der Stahlummantelung wurden hierbei durch große Erdbohrer ausgehoben. Sr.

Rly. Age 23. April 1938.

Verkehr und Landesplanung. Von Dr. Ing. C. Pirath, Professor an der Technischen Hochschule, Stuttgart. 1938. 61 S. 8°. Broschiert RM 3.90. W. Kohlhammer, Verlag, Stuttgart und Berlin.

Die Bedeutung des Verkehrs für die Raumnordnung wurde erst in den letzten Jahren in vollem Umfang erkannt. Die vorliegende Arbeit stellt zunächst eine allgemeine Untersuchung über diese Fragen an, der eine eingehende Behandlung des Verhältnisses zwischen Verkehr und Landesplanung in der Vergangenheit und der zukünftigen Gestaltung des deutschen Lebensraumes folgt. Was hier ein Fachmann grundsätzlich über Planung im Fern- und Nahverkehr in bezug auf Verkehrsnetz, Verkehrsbetrieb und Preis-

bildung sowie nach Zusammenarbeit der Verkehrsmittel in Abhängigkeit von den neuen Forderungen der Raumnordnung sagt, zeigt neue Wege zur praktischen Verkehrsplanung und Erfassung des Verkehrscharakters eines Gebietes nach geographischen und volkswirtschaftlichen Gesichtspunkten. Sehr lehrreich ist auch der Abschnitt über die Beziehungen zwischen den großstädtischen Siedlungen und den öffentlichen sowie individuellen Verkehrsmitteln.

Die Schrift gibt ein klares Bild über Sinn und Aufgabe des Verkehrs im Dienst der Landesplanung unter Berücksichtigung der heute in Deutschland zu lösenden Fragen der Raumerschließung und Raumnutzung.

Sämtliche in diesem Heft besprochenen oder angezeigten Bücher sind durch alle Buchhandlungen zu beziehen.

Der Wiederabdruck der in dem „Organ“ enthaltenen Originalaufsätze oder des Berichtes, mit oder ohne Quellenangabe, ist ohne Genehmigung des Verfassers, des Verlages und Herausgebers nicht erlaubt und wird als Nachdruck verfolgt.

Als Herausgeber verantwortlich: Direktor bei der Reichsbahn Dr. Ing. Heinrich Uebelacker in Nürnberg. — Verlag von Julius Springer in Berlin. Druck von Carl Ritter & Co., Wiesbaden.