

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 22. März 1929

Heft 6

Rein dynamische Verfahren zur Untersuchung der Beanspruchungen von Bauwerken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. R. Bernhard, Berlin, und Dr. phil. W. Späth, Düsseldorf-Barmen.

I. Zweck und Ziel der Verfahren.

Von der Erkenntnis ausgehend, daß unsere Baustoffbeanspruchungen in den seltensten Fällen allein durch ruhende Belastung hervorgerufen werden, ist man in den letzten Jahren mehr und mehr dazu übergegangen, den Einfluß von veränderlichen Lasten zu berücksichtigen.¹⁾ u. ²⁾ Die Untersuchung von periodisch sich wiederholenden Beanspruchungen, sowohl der einzelnen Baustoffe wie auch ganzer Bauwerke, führen auf das leider noch viel zu wenig erforschte aber wichtige Gebiet der Dynamik, so daß ein Eingehen, auch auf die theoretischen Grundlagen, jedenfalls so weit sie für den Bauingenieur in Frage kommen, hier gerechtfertigt erscheint.

Bei der Werkstoffprüfung sind in letzter Zeit große Fortschritte durch die Entwicklung geeigneter Prüfeinrichtungen und Meßverfahren für dynamische Beanspruchungen erzielt worden. Auf Dauerprüfmaschinen für die verschiedensten dynamischen Belastungen wird heute die Dauerfestigkeit der Werkstoffe im Dauer- oder auch Kurzzeitversuch bestimmt. Mit Hilfe einer Reihe von Meßverfahren kann ferner der innere Arbeitsverbrauch der Werkstoffe gefunden werden, z. B. durch Ausschwingversuche,³⁾ Aufnahme der Hysteresisschleifen, Feststellung der Temperaturerhöhung und deren kalorimetrische Auswertung, oder Messung der verbrauchten Arbeit.⁴⁾ Von besonderem Interesse ist im Zusammenhang mit den nachfolgend geschilderten Versuchen die dynamische Untersuchung der Werkstoffe bei gleichzeitig wirkender ruhender Belastung, also unter statischer Vorlast,⁵⁾ eine der Wirklichkeit wohl am nächsten kommende Beanspruchung.

Alle diese Versuche erstrecken sich jedoch nur auf reine Materialbeanspruchungen, also den inneren Aufbau der Stoffe (z. B. molekulare bzw. kristallinische Vorgänge).

Die vorliegende Abhandlung wird sich im Gegensatz hierzu mit Untersuchungen beschäftigen, bei denen ein ganzes Bauwerk, als einheitliches elastisches Massensystem aufgefaßt, ähnlich gearteten periodischen Beanspruchungen ausgesetzt werden soll.

Bei Brücken hat man bereits die im Bauwerk aufgespeicherte Energie auf rein statischem Wege zu erfassen versucht. Das Produkt aus dem Weg der Lasten und den Lasten selbst (Kraft mal Weg) ergibt das Maß für die äußere Arbeit. Der Vergleich der Kraftwege aus der experimentell bestimmten Biegelinie mit der theoretisch berechneten hat bereits beachtenswerte Ergebnisse gezeigt.⁶⁾

Ein Ersatz der unter ruhender Belastung bestimmten Biegelinie durch die von beweglichen Lasten erzeugten Durchbiegungen ergibt dann gleichsam den Übergang zur Dynamik ganz von selbst.

Die zunächst hier zu beschreibenden Versuche, nicht am Baustoffe selbst und auch nicht an einzelnen Punkten des Bauwerks wollen das Verhalten des gesamten Baukörpers, und zwar auf rein dynamischem

Wege erfassen. Dazu können also einzelne statische oder dynamische Messungen von Spannungen, Durchbiegungen oder Schwingungen nicht gerechnet werden.

Das neue Meßverfahren beruht grundsätzlich auf der Erregung von Bauwerken zu Schwingungen mit Hilfe von künstlich erzeugten periodischen Impulsen, um durch Untersuchung der Bauten gegenüber derartigen Lasten von genau bekannter, beliebig einstellbarer Größe, Lage und Frequenz, Schlüsse auf die Eigenschaften und gegebenenfalls den Zustand des Bauwerkes ziehen zu können.⁷⁾

Im Gegensatz hierzu ist z. B. die Erregung von Eisenbahnbrücken zu Schwingungen durch eine darüber fahrende Lokomotive und erst recht durch ganze Züge ein so verwickelter Vorgang, daß eine Trennung von Ursache und Wirkung praktisch fast unmöglich wird. Die Vereinfachung und klare Erfassung des Erregervorganges ist daher zur Aufstellung systematischer Versuche eine unbedingte Notwendigkeit. Es sei hier erwähnt, daß ein wesentlicher Fortschritt in dieser Beziehung auch die Untersuchung von Brücken mittels Einachswagen bedeutet⁸⁾, der als annähernd stoßfreie Einzellast genau zu erfassende Belastungen ausübt und damit die einwandfreie Aufzeichnung von Einflußlinien gestattet.

Obwohl bisher nach dem neuen Meßverfahren nur wenige Untersuchungen, und zwar ausschließlich an eisernen Eisenbahnbrücken durchgeführt worden sind, erscheint im Hinblick auf die wissenschaftlich zweifellos beachtenswerten Ergebnisse jedoch bereits jetzt ihre kurze Veröffentlichung gerechtfertigt.

II. Versuchsanordnung.

Die Schwingungserregung, bzw. die Ausübung von beliebig gerichteten und verschieden starken Kräften oder auch Kräftepaaren irgend welcher Frequenz, die rein sinusförmig zu- bzw. abnehmen, kann auf folgende Weise hervorgerufen werden:

Zwei exzentrisch gelagerte Scheiben, deren Drehsinn sowie Exzentrizität beliebig einstellbar sind, werden durch einen Elektromotor angetrieben. Je nach dem Drehsinn und der Stellung der beiden Schwungmassen zueinander (gleich oder entgegengesetzt gerichtet), können lotrechte bzw. wagerechte Impulse (P), und zwar Kräfte oder Momente in beliebigen Ebenen auf das Bauwerk ausgeübt werden (vergl. Abb. 1a u. b).

Während die lotrechten Kräfte, z. B. bei Brücken, in erster Linie zur Untersuchung der Hauptträger in Frage kommen, können die wagerechten Kräfte, vor allem winkelrecht zur Gleisachse, zu Messungen an den Wind-, Brems- oder Schlingerverbänden Verwendung finden. Durch Momente (Kräftepaare Abb. 1b) in lotrechten Ebenen, ebenfalls winkelrecht zur Gleisachse, wäre z. B. die Torsionssteifigkeit einer Brücke zu erforschen, also die räumliche Zusammenwirkung von Hauptträgern, Wind- und Querverbänden, was u. a. für einseitige Belastung zweigleisiger Brücken von Bedeutung sein kann.

Die nicht gewünschten Impulse (P') der beiden Schwungmassen heben sich infolge der gewählten Gegenläufigkeit von selbst auf. Durch Einstellen der Exzentrizität kann die absolute Größe der Zentrifugalkräfte von beiden Schwungmassen beliebig verändert werden. Zur Bestimmung der in den verschiedenen Exzenterstellungen ausgeübten Zentrifugalkräfte wird das von den Scheiben ausgeübte Drehmoment auf einer sogenannten Schwerpunktwaage ausgewogen, wie sie zum Aus-

⁷⁾ Ähnliche Versuche, die u. W. allerdings in erster Linie nur die Bestimmung der Eigenfrequenz bezweckten, sind von der London and North Eastern Railway (1924 u. 25) sowie dem Physikalisch-Technischen Institut in Darmstadt durchgeführt und von den Schweizerischen Bundesbahnen, sowie dem wissenschaftlich-technischen Komitee des Volkskommissariats für Verkehrswesen in Rußland angeregt worden.

⁸⁾ A. Bühler, Der Brückenbelastungswagen der S. B. B. Schweizerische Bauzeitung 1922, Heft 16, I. Teil.

¹⁾ W. Hort, Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken. Bautechnik 1928, Heft 3 und 4.

²⁾ R. Bernhard, Beitrag zur Brückenmeßtechnik. Neuere Messungen dynamischer Brückenbeanspruchungen. Stahlbau 1928, Heft 13.

³⁾ O. Föppl und Bericht seiner Mitarbeiter, E. Pertz, Die Bestimmung der Baustoffdämpfung nach dem Verdrehungsausschwingungsverfahren. Sammlung Vieweg, Heft 91.

⁴⁾ Zusammenfassende Darstellung von R. Mailänder, Bericht Nr. 38 des Werkstoffausschusses des Vereins deutscher Eisenhüttenleute, und E. Lehr, Die Abkürzungsverfahren zur Ermittlung der Schwingungsfestigkeit von Materialien. Diss. Stuttgart 1925.

⁵⁾ O. v. Bohuszewicz und W. Späth, Die Schnellbestimmung der Dauerwechselfestigkeit, Bericht Nr. 135 des Werkstoffausschusses des Vereins deutscher Eisenhüttenleute.

⁶⁾ Illjassewitsch, Untersuchung über die Durchbiegung der Fachwerkträger. Forschungsarbeiten des wissenschaftlich-technischen Komitees des Volkskommissariats für Verkehrswesen, Band 89. Moskau 1928.

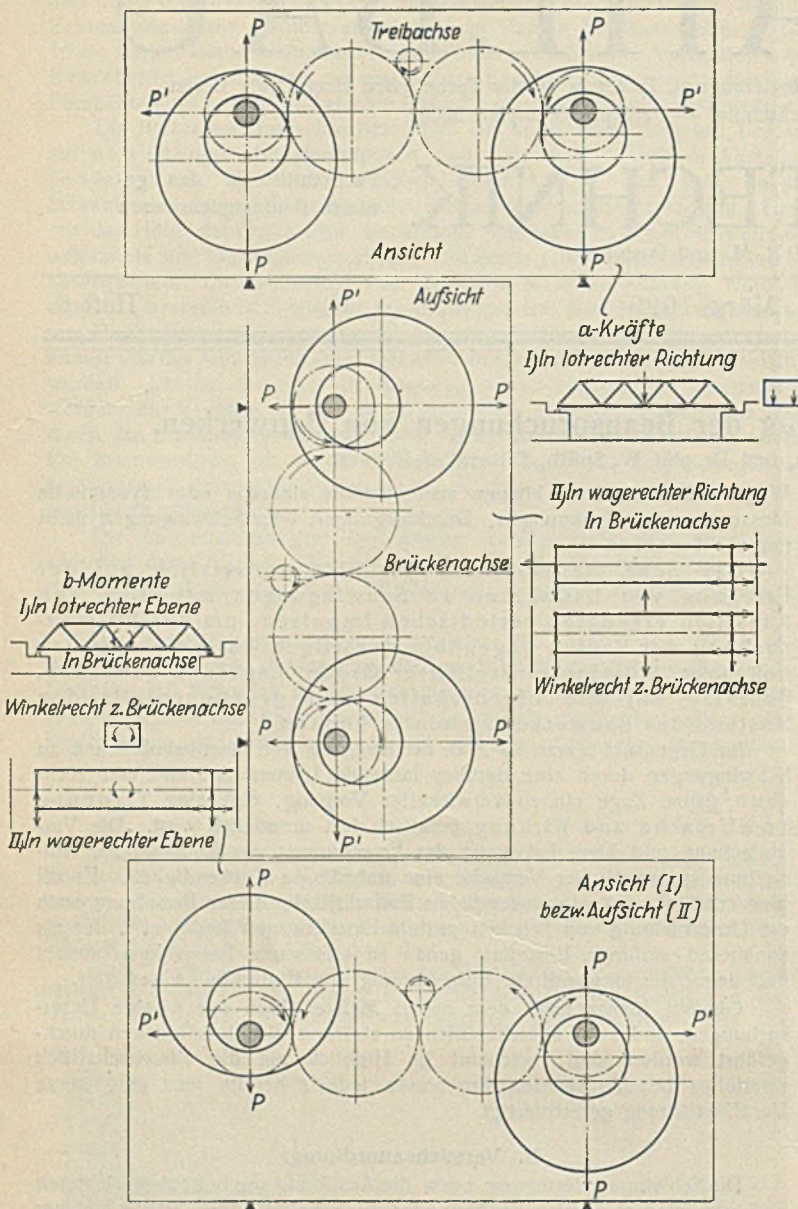


Abb. 1a u. b. Schema der Schwungmassenanordnung.

balanzieren von Rotationskörpern vielfach Verwendung findet. Hierauf kann durch Rechnung für jede Tourenzahl die zugehörige Zentrifugalkraft bestimmt werden, und zwar nach der bekannten Formel:

$$(1) \quad Z = m \cdot r \cdot \omega^2,$$

worin m die Masse der Schwungscheiben, r die Exzentrizität und ω die Winkelgeschwindigkeit $= 2\pi n$ bedeutet ($n =$ Anzahl der Schwingungen je sek.).

In Abb. 2 sind die Zentrifugalkräfte für die verschiedenen Exzenterstellungen (I bis V) in Abhängigkeit von der Umdrehungszahl aufgetragen.

Der Strom zum Antrieb des Elektromotors kann z. B. einer ortsbeweglichen Akkumulatorenbatterie entnommen werden. Nach Einschalten des Stromes wird die Tourenzahl langsam erhöht, und das Verhalten des Bauwerks bei den verschiedenen Umdrehungszahlen beobachtet.

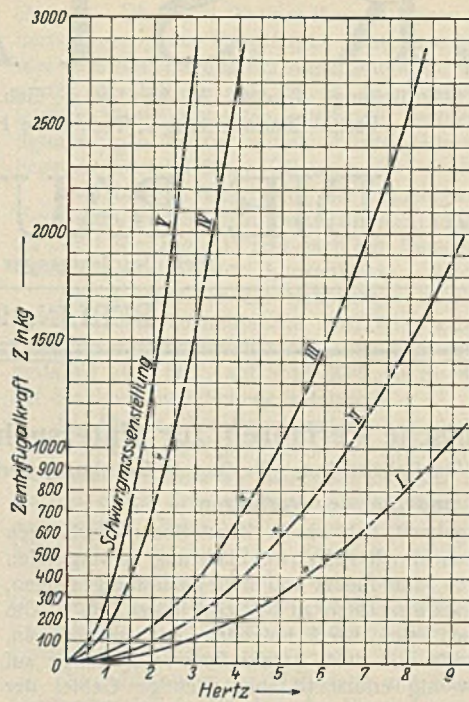


Abb. 2. Zentrifugalkräfte für verschiedene Exzenterstellungen der Schwungmassen in Abhängigkeit von den Umdrehungszahlen.

Die Umlaufzahl der Schwungscheiben kann an einem Tachometer abgelesen werden.

Jedes Bauwerk zeigt hierbei das Verhalten eines mechanischen Schwingungssystems. Die Durchbiegungen unter den periodischen Belastungen sind im allgemeinen sehr klein, erreichen jedoch in einem eng begrenzten Gebiet, dem sogenannten Resonanzbereich, außerordentlich große Werte.

Dieses Verhalten eines Bauwerks ist meßtechnisch mit Hilfe verschiedener Methoden festzustellen. Man kann z. B. an beliebigen Stellen die sich ergebenden Durchbiegungen oder Spannungen mit Hilfe von registrierenden Meßgeräten bestimmen, welche die auftretenden, verhältnismäßig langsamen Schwankungen

unverzerrt aufzeichnen. Durch Auftragen der Schwingungsamplitude in Abhängigkeit von der Frequenz wird eine sogenannte Resonanzkurve, wie weiter unten näher erörtert ist, erhalten.

Da die im Bauwerk schwingende Energie proportional mit dem Quadrat der Schwingungsausschläge, wie ebenfalls noch später gezeigt wird, wächst, kann vorteilhaft nicht die Auslenkung selbst, sondern deren Quadrat aufgetragen werden (Abb. 3).

Eine weitere Messung von besonderer Bedeutung besteht darin, die Leistung des Antriebmotors, z. B. durch ein vorgeschaltetes Wattmeter, zu bestimmen. Die vom Motor zu deckende Leistung (Abb. 4) wächst, genau wie die oben erwähnte Energiekurve — Quadrat des Ausschlags — (Abb. 3), beim Durchgang durch eine kritische Eigenfrequenz des Bauwerks erheblich an.

Trägt man daher auf der X-Achse die Anzeige des Tourenzählers, auf der Y-Achse die jeweilige Angabe des Wattmeters auf, so erhält man Frequenz-Leistungs-Diagramme, etwa gemäß Abb. 4. Derartige Kurven sind, wie nachher genauer erläutert werden soll, maßgebend für das dynamische Verhalten eines Bauwerks und bilden die Grundlage für alle weiteren Untersuchungen.

Die Linie A—B zeigt hierbei den Verbrauch an Leerlaufarbeit zur Überwindung der elektrischen und mechanischen Verluste der Prüf-anordnung. Diese Linie kann vorher für sich aufgenommen werden, wobei die Erschütterungsmaschine auf eine starre Unterlage gestellt wird. Der Antriebsmotor hat in diesem Fall lediglich die Leerlaufverluste zu decken, während die eigentliche Arbeitsleistung, also die

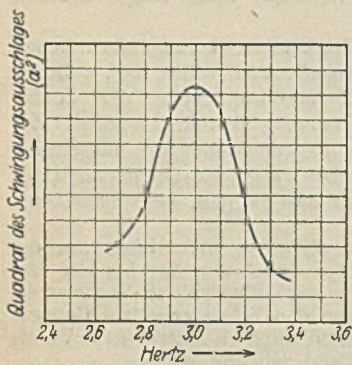


Abb. 3. Frequenz-Ausschlag-Diagramm eines Bauwerks.

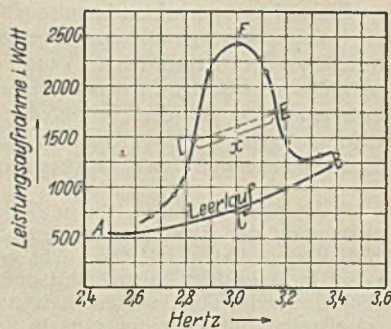


Abb. 4. Allgemeines Frequenz-Leistungs-Diagramm eines Bauwerks.

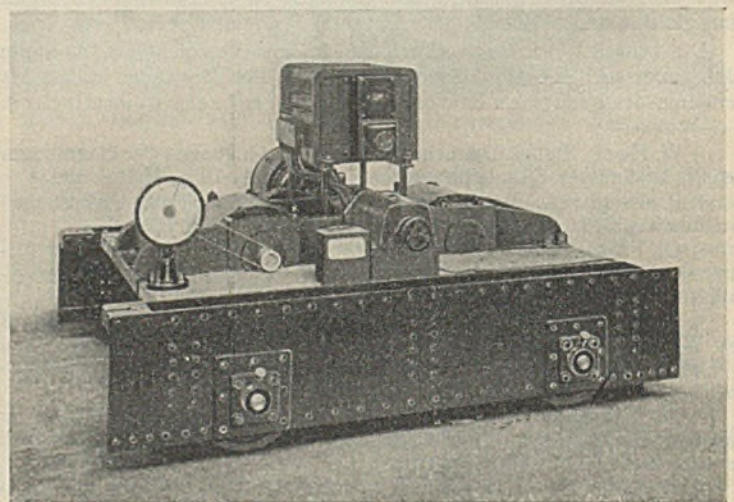


Abb. 5. Erschütterungsmaschine (nach Späth-Losenhausen).

Erzeugung von Schwingungen, durch die starre Lagerung künstlich auf Null gehalten wird.

Bei den bisher vorgenommenen Brückenmeßversuchen, die vom Reichsbahn-Zentralamt in Berlin durchgeführt worden sind, waren die Schwungmassen auf einem vierradrigen, kleinen Wagen montiert (Abb. 5)⁹⁾, der auf die zu untersuchende Brücke geschoben wurde. Die Verankerung erfolgte unmittelbar auf den Gleisen mit Hilfe von Gleisklammern.

Es sei hier erwähnt, daß bei weiteren Versuchen angestrebt wird, die dämpfende Wirkung von Schienen, Schwellen, Bettung, sowie Längs- und Querträgern wahlweise auszuschalten, um gleichzeitig ihren Einfluß auf die Brücke selbst feststellen zu können.

III. Theoretische Grundlagen zur Auswertung der Messungen.

Es soll zunächst ganz allgemein erörtert werden, in welcher Weise durch eine solche Versuchsanordnung bei einem Bauwerk, und insbesondere bei Brücken, die sich ergebenden Zahlenwerte umgerechnet und verwertet werden können.

Die einzuführenden schwingungstechnischen Größen und deren Definitionen sind dem Bauingenieur wenig geläufig. Einige Grundbegriffe, welche man auf anderen Gebieten der Schwingungstechnik bereits allgemein benutzt, sollen deshalb auch als Grundlage für eine systematische Dynamik der Bauwerke sinngemäß übertragen werden. Die Ableitung der Formeln kann hier natürlich nur angedeutet und durch Hinweise auf die entsprechenden Literaturquellen¹⁰⁻¹⁴⁾ ergänzt werden. Zum leichteren Verständnis wird außerdem ein einfaches Rechnungsbeispiel mit durchgeführt. Es sei bemerkt, daß der Einfachheit halber zunächst nur solche Schwingungsvorgänge hier betrachtet werden sollen, bei denen die Länge des Bauwerks kleiner als die Hälfte der Wellenlänge der erzeugten Schwingungen im Bauwerk, entsprechend dem Grundton, ist. In diesem Fall kann die verteilte Masse des Bauwerks durch eine äquivalente, in einem Punkt vereinigt gedachte Masse ersetzt werden.

a) Allgemeine Formeln.

Ein Bauwerk kann ganz allgemein als Schwingungssystem aufgefaßt werden, dessen Bewegungsgesetze durch folgende drei Kräfte bestimmt werden:

1. Bezeichnet m die schwingende Masse des Bauwerks und x die augenblickliche Auslenkung aus der Ruhelage, so ist die Trägheitskraft:

$$m \cdot \frac{d^2 x}{dt^2}$$

2. Die Federkonstante des Bauwerks sei c , d. h. bei der Auslenkung um 1 cm ist zur Erzeugung dieser Amplitude eine Kraft von c kg nötig; dann wird die bei der Auslenkung x auftretende Federkraft:

$$c x$$

3. Es tritt beim Schwingen eines Bauwerks eine Reibungskraft auf, die proportional mit der Geschwindigkeit angesetzt werden kann und zur Dämpfung der Schwingungen Veranlassung gibt. Die Reibungskraft ist demnach

$$k \cdot \frac{dx}{dt}$$

wo k den Reibungskoeffizienten darstellt.

Falls keine weiteren äußeren Kräfte auf das Bauwerk einwirken, müssen diese drei Kräfte im Gleichgewicht sein, und daraus folgt der Ansatz:

$$(2) \quad m \cdot \frac{d^2 x}{dt^2} + k \cdot \frac{dx}{dt} + c x = 0^{10)}$$

Die Lösung dieser grundlegenden Differentialgleichung ergibt für ω , die Anzahl der Schwingungen in 2π sek, den Wert:

$$\omega = \sqrt{\frac{c}{m} - \left(\frac{k}{2m}\right)^2}^{11)}$$

Hierbei bedeutet:

$$(3) \quad \sqrt{\frac{c}{m}} = \omega_0$$

die Eigenschwingungszahl des Systems, falls keinerlei Dämpfung vorhanden wäre.

Durch die Dämpfung wird also die Eigenfrequenz verkleinert, und zwar gemäß dem Anwachsen des Ausdrucks: $\frac{k}{2m} = \delta$.

Dieser Wert δ stellt die weiter unten in anderer Weise noch zu definierende Dämpfungsziffer dar.

Man kann also die Schwingungsfrequenz ω auch durch den Ausdruck bestimmen:

$$\omega = \sqrt{\omega_0^2 - \delta^2}$$

⁹⁾ Der in Abb. 5 dargestellte Erschütterungswagen ist von der Firma Losenhausenwerk, Düsseldorf, erbaut und wurde für die Versuche in entgegenkommender Weise zur Verfügung gestellt.

¹⁰⁾ Hort, Technische Schwingungslehre, 2. Auflage.

¹¹⁾ H. Steuding, Messung mechanischer Schwingungen.

¹²⁾ Handwörterbuch der Naturwissenschaften, Bd. VIII, S. 1113 u. f.

¹³⁾ A. Föppl, Vorlesungen über technische Mechanik, IV. Bd., Dynamik.

¹⁴⁾ Hütte, Bd. I, 25. Auflage.

Es sei hier gleich hinzugefügt, daß die, zum Beispiel bei eisernen Brücken auftretenden Dämpfungsziffern so klein sind, daß der Einfluß des zweiten Gliedes vernachlässigt werden kann.

Bemerkenswert ist noch der Fall, wenn $\delta = \omega_0 = \delta_0$ wird. Es finden dann keine eigentlichen Schwingungen mehr statt, sondern das schwingende System kommt nach seiner Auslenkung allmählich ohne Überschreitung der Nulllage zur Ruhe. Es ist dies der sogenannte aperiodische Grenzfall.

Bei dem vorliegenden Meßverfahren wirkt nun, außer den inneren Kräften, eine sinusförmig veränderliche, äußere Kraft, welche durch die Erschütterungsmaschine hervorgerufen wird, auf das Bauwerk ein. Der Größtwert dieser äußeren Kraft sei P , ihre Frequenz ω , so daß sie in Abhängigkeit von der Zeit t durch den Ausdruck bestimmt wird:

$$P \sin \omega t$$

Die inneren Kräfte müssen jeweils den äußeren Kräften das Gleichgewicht halten, und es ergibt sich die nunmehr maßgebende Differentialgleichung:

$$(4) \quad m \cdot \frac{d^2 x}{dt^2} + k \cdot \frac{dx}{dt} + c x = P \sin \omega t$$

Nach Auflösung dieser Gleichung folgt für den Ausschlag x , als Funktion der erregenden Frequenz und der Dämpfung die Beziehung:

$$x = \frac{P \cdot \sin(\omega \cdot t - \varphi)}{m \cdot \sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4 \delta^2 \cdot \omega^2}}^{14)}$$

wo φ die Phasenverschiebung zwischen erregender Kraft und dem Ausschlag bedeutet.

Der Maximalwert des Ausschlages wird demnach:

$$(5) \quad a = \frac{P}{m \cdot \sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4 \delta^2 \cdot \omega^2}}$$

Dieser Ausschlag spielt infolge seiner leichten Meßbarkeit bei den praktischen Versuchen am Bauwerk eine besondere Rolle.

b) Eigenfrequenz.

Aus dem im Abschnitt II erwähnten, durch die Messung sich ergebenden Frequenz-Leistungs-Diagramm (Abb. 4) kann die Eigenschwingungszahl des Bauwerks entsprechend der Lage des höchsten Wattverbrauchs ohne weiteres abgelesen werden.

Da die vom Motor zu liefernde, vom Wattmeter angezeigte Leistung beim Durchgang durch eine kritische Eigenschwingungszahl stark anwächst, stellt das Maximum der Kurve den Punkt der größten Schwingungsauslässe und mithin die Resonanzlage dar. Aus den beiden Resonanzkurven (Abb. 3 u. 4) des gewählten Rechnungsbeispiels ergibt sich die Eigenfrequenz mithin zu 3 Hertz (1 Hertz = 1 Schwingung je Sekunde).

Da die Dämpfung bei Brücken, wie schon erwähnt, verhältnismäßig klein ist, kann die durch Dämpfung verursachte Frequenzänderung hierbei vernachlässigt werden.

Die Eigenfrequenz soll, wie später ausgeführt wird, in erster Linie als Kriterium für den jeweiligen Bauzustand des Bauwerks, sowie bei weiterer Berechnung der verschiedenen dynamischen Größen als wichtiger Ausgangspunkt dienen.

c) Dämpfung.

Es sei zunächst angenommen, daß ein Bauwerk durch einen einmaligen Stoß zu Schwingungen angeregt werde und hierauf, sich selbst überlassen, allmählich ausschwingt (vergl. Abb. 6).

Bezeichnet A den Höchstwert der Amplitude a bei Beginn des Abklings eines angestoßenen Bauwerks, so läßt sich die Auslenkung a zu

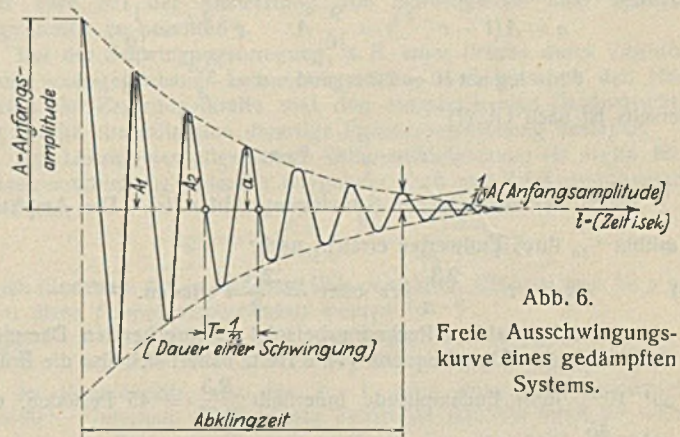


Abb. 6. Freie Ausschwingungskurve eines gedämpften Systems.

einer beliebigen Zeit durch Auflösung der allgemeinen Differentialgleichung (2) in der Form darstellen:

$$(6) \quad a = A e^{-\delta t} \cdot \sin \omega t^{10)}$$

Unter Dämpfungsverhältnis versteht man das Verhältnis zweier, um eine Periode, also die Schwingungszeit T , zeitlich auseinanderliegender Scheitelwerte A_1 und A_2 . Aus Formel (6) ergibt sich dann:

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{a_t}{a_{t+T}} = \frac{A e^{-\delta t}}{A e^{-\delta(t+T)}} = e^{\delta T}$$

oder

$$(7) \quad \log \text{nat} \frac{A_1}{A_2} = \delta T = \vartheta.$$

Der Wert ϑ wird als logarithmisches Dekrement der Dämpfung bezeichnet und bildet eine wichtige Kennziffer für das Verhalten des Schwingungssystems. Am einfachsten kann dieser Wert der Resonanzkurve entnommen werden (vergl. Abb. 4), indem man die Ordinate, von der Spitze der Kurve F bis zum Schnittpunkt C mit der Verlustlinie (Leerlauf), halbiert und durch den Halbierungspunkt eine Parallele zur Verlustlinie zieht. Die Länge dieser Linie DE zwischen den beiden Schnittpunkten mit der Resonanzkurve, in Schwingungen je Sekunde ausgedrückt, sei x , dann ist das logarithmische Dekrement der Dämpfung:

$$(8) \quad \vartheta = \pi \cdot \frac{x}{n}$$

worin n die Eigenschwingungszahl in Hertz bedeutet.

In dem gewählten Beispiel sei $x = 0,05$, so daß sich ergibt:

$$\vartheta = \pi \cdot \frac{0,05}{3} = 0,052.$$

Die Dämpfung dient, wie später näher ausgeführt wird, gleichfalls als Kriterium für den jeweiligen Bauzustand des Bauwerks, sowie bei der weiteren Berechnung zur Bestimmung der Aufschaukelzeit, der Aufschaukelkraft, des Phasenwinkels usw.

d) Verbrauchte Leistung.

Die durch Reibung und ähnliche Vorgänge im schwingenden Bauwerk verbrauchte Leistung kann, wie aus Abb. 4 unmittelbar hervorgeht, ohne weiteres abgelesen werden. Ihr Höchstwert ist in Watt ausgedrückt, gleich der Strecke FC , in dem gewählten Beispiel also rd. 1600 Watt.

Die Leistung wird, entsprechend ähnlichen anfangs bereits erwähnten Versuchen in der Materialprüftechnik, Aufschlüsse über das Arbeitsvermögen und dessen Abhängigkeit von der Zeit, und zwar des gesamten Bauwerkes sowie seiner Verbindungen geben.

e) Aufschaukelzeit.

Jedes Bauwerk braucht eine bestimmte Zeit, um den einer bestimmten periodischen Belastung entsprechenden Höchstwert der Amplitude (Größt-ausschlag) zu erreichen.

Diese Aufschaukelzeit ist aus dem logarithmischen Dekrement der Dämpfung wie folgt zu berechnen: Zu Beginn des Vorgangs ist die Amplitude des Bauwerks Null und wächst dann asymptotisch gegen den Wert A , der dem stationären Schwingungsvorgang, also einem Gleichgewichtszustand entspricht. Die Schnelligkeit des Einschwingens ist durch die Werte δ bzw. ϑ bestimmt, wobei die Annäherung an die stationäre Amplitude A um so schneller erfolgt, je größer die Dämpfung ist. Streng genommen wird dieser Gleichgewichtszustand mit dem konstanten Ausschlag erst nach unendlich langer Zeit erreicht. Um jedoch eine anschauliche Zahl zu gewinnen, bezeichnet man daher als Aufschaukelzeit diejenige Zeit, innerhalb welcher die Amplitude sich bis auf 10% ihrem Endwert genähert hat.

Aus Gl. (6) folgt dann:

$$a = A(1 - e^{-\delta t}) = \frac{9}{10} A, \quad e^{-\delta t} = \frac{1}{10},$$

$$\delta t = \log \text{nat} 10 \approx 2,3 \quad \text{und} \quad t = \frac{2,3}{\delta}.$$

Andererseits ist nach Gl. (7)

$$\delta = \frac{\vartheta}{T} = \vartheta \cdot n,$$

da $\frac{1}{T}$ gleich der sekundlichen Schwingungszahl n ist. Die Amplitude hat mithin $\frac{9}{10}$ ihres Endwertes erreicht nach:

$$(9) \quad t = \frac{2,3}{\vartheta \cdot n} \text{ sek oder } = \frac{2,3}{\vartheta} \text{ Perioden.}$$

Bei einer dem gewählten Rechnungsbeispiel entsprechenden Dämpfung von 0,052 und einer Eigenfrequenz von 3 Hertz nähert sich also die Brücke bis auf 10% ihrer Endamplitude innerhalb $\frac{2,3}{0,05} = 45$ Perioden, entsprechend $\frac{45}{3} = 15$ sek.

Die Aufschaukelzeit ergibt, wie weiter unten ausgeführt wird, zusammen mit der Brückendurchfahrzeit ein Kriterium für das Verhalten einer Brücke im praktischen Fahrbetrieb.

f) Abklingzeit.

In ähnlicher Weise ist das Abklingen der Schwingungen nach Aufhören der erregenden Kräfte anzugeben. Als Abklingzeit wird in entsprechender Weise die Zeit bezeichnet, innerhalb welcher, nach Aufhören der erregenden Impulse, die Amplitude bis auf $\frac{1}{10}$ ihres ursprünglichen Wertes abgeklungen ist.

Dies entspricht einer Abnahme der ursprünglich vorhandenen Schwingungsenergie auf 1 Prozent. (Vergl. Abschnitt III e.)

Die Brückenschwingungen haben bei dem obgenannten Zahlenbeispiel 15 Sekunden, nachdem die letzte erregende Zug- oder Lokomotivachse die Fahrbahn verlassen hat, bis auf 10% ihres Wertes abgenommen.

Über die Bedeutung der Abklingzeit gilt das Gleiche wie für die Aufschaukelzeit.

g) Federkonstante und schwingende Masse.

Aus der Federkonstanten kann die bei der Verformung a in einem Bauwerk aufgespeicherte potentielle Energie ohne weiteres berechnet werden. Diese Energie ist

$$E = \int_0^a P da \quad (13)$$

Die Kraft P ist andererseits $= ca$, wo a die Durchbiegung in cm bedeutet und mithin

$$E = \frac{1}{2} c a^2.$$

Die in einem Bauwerk schwingende Energie wächst also proportional dem Quadrat der Schwingungsamplitude (vergl. Abb. 3 u. 4).

Zwischen Eigenfrequenz ω in 2π sek, schwingender Masse m und Federkonstanten c besteht die eingangs bereits erwähnte wichtige Gl. (3), in der ω durch den vorhin beschriebenen Versuch, der Bestimmung der Eigenschwingungszahl, bekannt ist (vergl. Abschn. III b).

Wird auf das unbelastete Bauwerk ein Zusatzgewicht von der Masse $\mathcal{J}m$ aufgebracht, z. B. bei einer Eisenbahnbrücke eine Lokomotive, und wird in diesem Zustande die neue Eigenschwingungszahl ω_1 in 2π sek bestimmt, dann ist gemäß Formel (3)

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{c}{m + \mathcal{J}m}}$$

Nach Division der beiden Gleichungen folgt:

$$\frac{\mathcal{J}m}{m} = \left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2 - 1$$

und

$$(10) \quad m = \frac{\mathcal{J}m}{\left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2 - 1} = \frac{\mathcal{J}m}{\left(\frac{n}{n_1}\right)^2 - 1}$$

woraus m , und danach aus Gl. (3) auch c bestimmt werden kann.

Bei dem oben angeführten Beispiel werde die Eigenfrequenz der Brücke durch das Gewicht einer 100 t schweren Lokomotive von 3,0 auf 2,6 Hertz erniedrigt, dann errechnet sich die schwingende Masse der Brücke nach Gl. (10) zu:

$$m = \frac{100}{\left(\frac{3}{2,6}\right)^2 - 1} = 310 \text{ Tonnenmasse}$$

und nach Gl. (3) ergibt sich eine Federkonstante der Brücke von

$$c = \frac{310\,000}{981} \cdot 3^2 (2\pi)^2 = 712\,000 \text{ kg cm.}$$

Die Aufgabe des Konstrukteurs kann, vom rein dynamischen Standpunkt aus betrachtet, also dahingehend erweitert werden, daß, bei gegebenem Werkstoffaufwand, Bauwerke zu schaffen sind, die bei möglichst großer Federkonstanten, d. h. Steifigkeit, Anhäufung von toten, mitschwingenden Massen vermeiden; sie müssen demnach, soweit wie bautechnisch möglich, zweckentsprechende Verteilung des Eigengewichts aufweisen.

Die Federkonstante und die mitschwingende Masse liefern somit eine wichtige Kennziffer für die dynamisch mehr oder weniger günstige, konstruktive Durchbildung des Bauwerks, also auch für die erreichbaren dynamischen Vorteile beim Vergleich verschiedener Baustoffe.

h) Vergrößerungsfaktor.

Die Formel (5) kann noch auf eine einfachere Form gebracht werden. Es wird hierzu gesetzt:

$$\delta = \alpha \delta_0, \quad \omega = \beta \omega_0$$

$$\text{und mithin } \alpha = \frac{\delta}{\delta_0}, \quad \beta = \frac{\omega}{\omega_0}.$$

α gibt also das Verhältnis der jeweils vorhandenen Dämpfung zur Dämpfung im aperiodischen Grenzfall, und β das Verhältnis der Frequenz der erregenden Kraft zur Eigenfrequenz des dämpfungsfreien Systems an.

δ_0 bedeutet daher die Dämpfungsziffer im aperiodischen Grenzfall bei welchem, wie bereits ausgeführt, $\delta = \omega_0 = \delta_0$ wird.

Es folgt dann aus Gl. (5):

$$a = \frac{P}{m \sqrt{(\omega_0^2 - \beta^2 \omega_0^2)^2 + 4 \alpha^2 \beta^2 \omega_0^4}}$$

In dieser Formel kann ω^2 vor die Wurzel genommen werden und unter Berücksichtigung, daß nach Formel (3)

$$\omega_0^2 = \frac{c}{m} \text{ ist, ergibt sich:}$$

$$a = \frac{P}{c \sqrt{(1 - \beta^2)^2 + 4 \alpha^2 \beta^2}}$$

Der Ausdruck $\frac{P}{c}$ stellt nichts anderes als den statischen Ausschlag a_s dar, der durch die statisch wirkende Kraft P hervorgerufen wird. Diese Kraft P kann, wie später erläutert wird, den Eichkurven (Abb. 2), welche die Zentrifugalkraft durch die umlaufenden Massen der Erschütterungsmaschine angeben, entnommen werden.

Es ist dann:

$$(11) \quad a = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + 4 \alpha^2 \beta^2}} \cdot a_s,$$

wobei
$$V = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + 4 \alpha^2 \beta^2}}$$

als Vergrößerungszahl bezeichnet wird.

Für den Fall der Resonanz wird dann, da $\beta = 1$ ist, aus Formel (11)

$$a = \frac{a_s}{\sqrt{4 \alpha^2}} = \frac{a_s}{2 \alpha},$$

oder unter Berücksichtigung, daß im aperiodischen Grenzfall

$$\delta = \omega = 2 \pi n \text{ sein muß,}$$

$$\text{und somit } \vartheta_0 = \frac{2 \pi n_0}{n_0} = 2 \pi \text{ ist}$$

$$\text{auch } \alpha = \frac{\vartheta}{\vartheta_0} = \frac{\vartheta}{2 \pi}.$$

Schließlich ergibt sich:

$$a = \frac{\pi}{\vartheta} \cdot a_s = V a_s.$$

Die Vergrößerungszahl V im Resonanzfall errechnet sich demnach nach der einfachen Formel:

$$(12) \quad V_r = \frac{\pi}{\vartheta}.$$

In dem gewählten Rechnungsbeispiel wird nach dieser Formel (12) die Vergrößerungszahl im Resonanzfall: $V_r = \frac{3,14}{0,052} = 60$. Man erkennt nach Abb. 2, daß z. B. für die Exzenterstellung I, die Erschütterungsmaschine bei der Resonanzlage der Brücke (Abb. 4) von 3 Hertz, eine Zentrifugalkraft von 120 kg auf die Brücke ausübt. Die periodische Kraft im Resonanzfall (Aufschaukelkraft) beträgt daher $120 \cdot 60 = 7200$ kg.

V gibt mithin die Vergrößerung der statischen Ausschläge oder auch die Vergrößerung der Kraftwirkung und mithin der Beanspruchung bei einer gegebenen Dämpfung an.

1) Kopplung bei Brückenbauwerken.

Zwischen den einzelnen Überbauten verschiedener Öffnungen einer Brücke kann, ohne daß außer den gemeinsamen Unterbauten und gegebenenfalls den Schienen irgendwelche Verbindungen bestehen, eine Übertragung der Schwingungen stattfinden. Es liegt schwingungstechnisch gesprochen eine Massenkopplung vor.

Um die Verhältnisse an Hand von einfachen Formeln übersehen zu können, sei das schwingungstechnische Brückenbild schematisch dargestellt. In Abb. 7a ist eine Brücke dargestellt, während Abb. 7b das entsprechende Schwingungsschema enthält. In dieser Abbildung bedeuten M_1, M_2, M_3 usw. die schwingenden Massen der Pfeiler und der benachbarten Fundamentmassen, während m_1, m_2, m_3 usw. die schwingenden äquivalenten Massen der einzelnen Überbauten darstellen. Die Federkonstanten der einzelnen Brückentragwerke seien c_1, c_2, c_3 usw.

Für den Fall der sehr losen Kopplung, wie sie bei Trägern auf zwei Stützen, also nicht durchlaufenden Überbauten, vorliegt, ist der Kopplungskoeffizient K zwischen zwei Überbauten definiert durch die Formel:

$$(13) \quad K^2 = \frac{m_1 m_2}{M_2^2} \quad \text{oder} \quad M_2 = \sqrt{\frac{m_1 m_2}{K^2}}.$$

Der Kopplungskoeffizient K kann experimentell bestimmt werden, und zwar aus dem Unterschied der Frequenz der beiden Kopplungsschwingungen.

Werden zwei Schwingungsgebilde miteinander gekoppelt, so wird die Frequenz des einen Systems nach höheren, diejenige des zweiten Systems

nach tieferen Frequenzen verschoben. Bedeutet n_0 die Eigenfrequenz der ungekoppelten Schwingungssysteme, so entstehen durch die Kopplung zwei Kopplungsschwingungen von den Frequenzen:

$$n_1 = n_0 \left(1 + \frac{K}{2} \right)^{1/2}$$

$$n_2 = n_0 \left(1 - \frac{K}{2} \right)^{1/2}.$$

Diese beiden Kopplungsschwingungen sind der Resonanzkurve des Kopplungssystems zu entnehmen, wie sie durch den Erschütterungsversuch, was später gezeigt wird, gewonnen werden können, so daß also mit der sich aus den beiden obigen Gleichungen ergebenden Formel:

$$(14) \quad K = \frac{n_1 - n_2}{n_0}$$

bestimmt werden kann. Damit ist aber auch die Möglichkeit geschaffen, die schwingende Masse M eines Pfeilers nach Formel (13) zu berechnen.

In dem gewählten Rechnungsbeispiel ist die Eigenschwingungszahl der ungekoppelten Systeme $n_0 = 3$ Hertz; $n_2 = 2,95$ sowie $n_1 = 3,05$ Hertz seien die Schwingungszahlen zweier benachbarter Brückenüberbauten im gekoppelten Zustand. Dann wird nach Gl. (14) der Kopplungskoeffizient:

$$K = \frac{3,05 - 2,95}{3} = 0,033.$$

Ebenso ist in dem Rechnungsbeispiel $m_1 = 310$ t die schwingende Masse

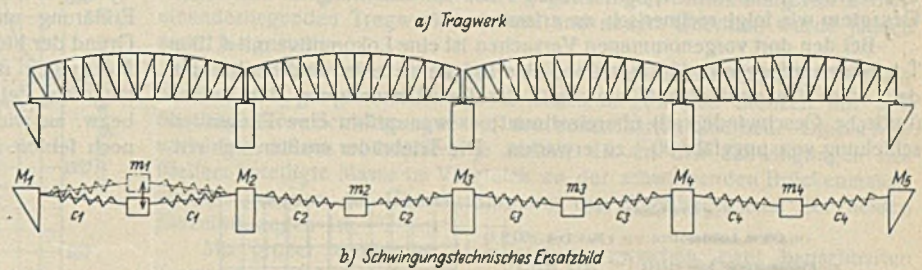


Abb. 7a u. 7b. Kopplungserscheinung an Brücken.

des einen Überbaues; $m_2 = 290$ t sei die Masse des anschließenden Überbaues. Dann wird nach Formel (13) die schwingende Fundamentmasse:

$$M_2 = \sqrt{\frac{310 \cdot 290}{0,033^2}} = 9100 \text{ t.}$$

Die schwingende Fundamentmasse kann also voraussichtlich zur Bestimmung von Veränderungen in den Gründungsverhältnissen sowie zu Bodenuntersuchungen auch ganz allgemeiner Art, wie unten näher ausgeführt wird, herangezogen werden.

k) Die Phasenverschiebung zwischen erregender Kraft und Schwingungsausschlag.

Die auf ein Bauwerk durch umlaufende exzentrische Massen, z. B. der Erschütterungsmaschine, ausgeübten periodischen Kräfte erreichen, wenn man von Kräftepaaren absieht, ihre Höchstwerte bei paralleler und gleichgerichteter Stellung der Exzenteradien und werden Null, wenn dieselben in einer Geraden liegen und entgegengesetzt gerichtet sind (vergl. Abb. 1a u. b). Die entsprechenden dadurch hervorgerufenen Größtausschläge des Bauwerkes ergeben jedoch nicht zur selben Zeit ihr Maximum; es tritt eine sogenannte Phasenverschiebung auf. Diese Verhältnisse sind auch bei der Auswertung von Schwingungs- oder Spannungsdiagrammen zu beachten³⁾.

Bei der Schwingungsregung, z. B. einer Brücke durch Zentrifugalkräfte unausgeglichener Lokomotivgetriebe, muß zwischen den Höchstwerten der Zentrifugalkräfte und den entsprechenden Größtausschlägen der Brücke ebenfalls eine derartige Phasenverschiebung bestehen.

Die Lösung der allgemeinen Differentialgleichung (4) ergibt für die Phasenverschiebung zwischen erregender Kraft und Schwingungsausschlag die Formel:

$$\text{tg } \varphi = \frac{k \omega^{10}}{c - m \omega^2} = \frac{2 \delta \omega}{\omega_0^2 - \omega^2}.$$

Durch Einsetzen der in Abschnitt III h gewählten Abkürzungen für α und β kann diese Formel umgewandelt werden in:

$$(15) \quad \text{tg } \varphi = \frac{2 \alpha \beta}{1 - \beta^2}.$$

Im Resonanzfall, also für $\beta = 1$, wird diese Phasenverschiebung $\varphi = 90^\circ$. Unterhalb der Resonanz nähert sie sich allmählich 0° , während oberhalb der Resonanz der entsprechende Grenzwert 180° beträgt. In der Nähe der Resonanz findet ein Phasensprung statt, der um so steiler wird, je kleiner die Dämpfung ist (vergl. Abb. 8).

Es sei hier erwähnt, daß gerade bei höheren Fahrgeschwindigkeiten, die meistens oberhalb des Resonanzbereiches (kritische Geschwindigkeit)

einer Brücke liegen, demnach trotz zunehmender dynamischer Kraftwirkung auf die Brücke ihre Durchbiegung und mithin Beanspruchung nicht etwa entsprechend oder, genauer ausgedrückt, gleichphasig zunimmt, sondern infolge Verschiebung zwischen dynamischer Kraftwirkung und dynamischer Größtauslenkung, zeitlich zurückbleibt und gegebenenfalls unter bestimmten Verhältnissen sogar kleiner wird.

Diese Phasenverschiebungen sind auch experimentell schon beobachtet worden, und es sei auf die unter Bemerkung 2 genannte Arbeit verwiesen, wo die Beobachtung erwähnt ist, daß das „empirische“ hinter dem „theoretischen“ Diagramm, bezogen auf die

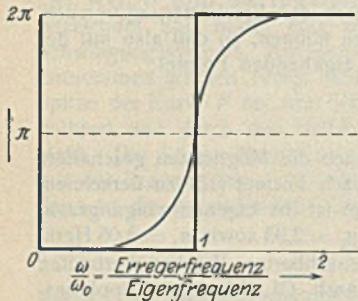


Abb. 8. Phasenverschiebungs-Diagramm.

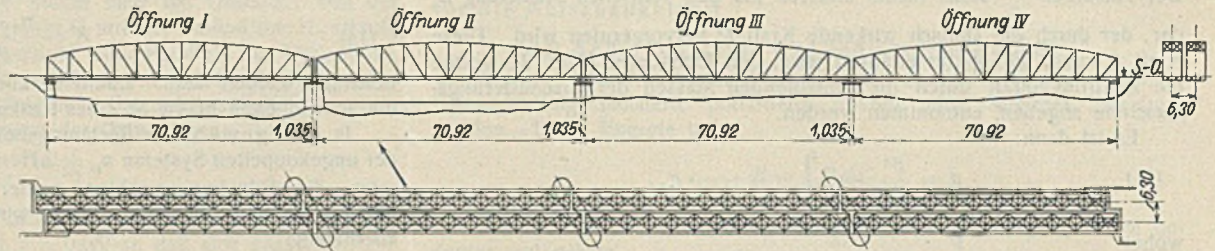


Abb. 9. Zweigleisige Eisenbahnbrücke mit getrennten Überbauten.

Fahrtrichtung, um etwa 1/10 sek nacheilt. Diese Nacheilung ist nach oben Gesagtem wie folgt rechnerisch zu erfassen:

Bei den dort vorgenommenen Versuchen ist eine Lokomotive mit 4,10 m Triebräderumfang mit 45 km/h über eine Brücke gefahren und beobachtet, daß diese Geschwindigkeit etwa mit der Resonanzregung der Brücke (kritische Geschwindigkeit) übereinstimmt; es war mithin eine Phasenverschiebung von ungefähr 90° zu erwarten. Die Triebräder mußten sich ent-

die gemeinsamen Pfeiler, die hintereinanderliegenden Tragwerke, außerdem noch durch die Schienen, was allerdings höchstens nur zur Übertragung wagerechter Kräfte in Frage kommt, miteinander verbunden. Der aus dem Jahre 1909 stammende stromabwärts gelegene Überbau ist in St 37, der neuere, 1927 fertig gewordene in St 48 ausgeführt.

Die Meßergebnisse sind in Form von Frequenz-Leistungsdiagrammen dargestellt (Abb. 10 bis 12). Die Bedeutung und Berechnung der neben den Kurven angegebenen Zahlenwerte ist bei Erörterung der theoretischen Grundlagen in Abschnitt III bereits genauer erklärt und braucht daher hier nicht wiederholt zu werden.

Zunächst ist erkennbar, daß die Einzelergebnisse für die verschiedenen

dynamischen Werte ganz beträchtliche Unterschiede aufweisen. Eine Erklärung und richtige Deutung dieser Unterschiede kann jedoch auf Grund der bloß an den oben beschriebenen Eisenbahnbrücken ausgeführten Messungen nur versucht werden, da sowohl Beobachtungen über einen längeren Zeitraum als auch systematische Dauerversuche an Brücken bzw. an wichtigen Brückenelementen, wie Nietverbindungen usw., heute noch fehlen.

Ergebnisse:

| Ohne Lokomotive | Mit Lok. (60,9 t) |
|----------------------------|-------------------|
| Abstimmung 3,68 Hertz | 3,22 Hertz |
| Dämpfung 0,112 | 0,112 |
| Verbrauchte Leistung 240 W | 135 W |
| Mitschwingende Masse 190 t | |
| Federkonstante 102 t/cm | |
| Aufschaukelzeit 5,6 sek | |
| Periodische Kraft 525 kg | |
| Vergrößerungsfaktor 28 | |
| Aufschaukelkraft 14,8 t | |

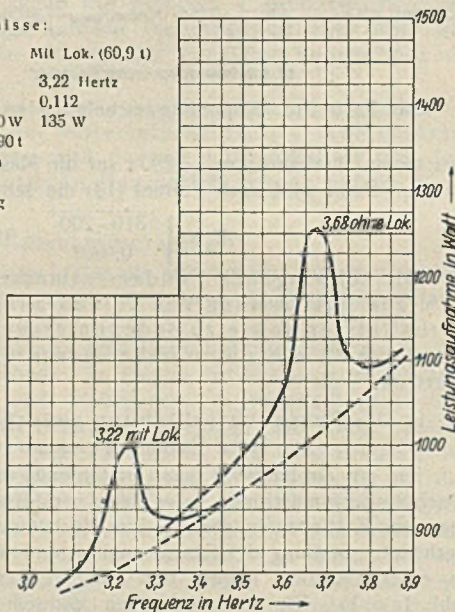


Abb. 10. Frequenz-Leistungsdiagramm einer 71 m weit gespannten Eisenbahnbrücke aus St 48 nach Abb. 9. Überbau IV.

Ergebnisse:

| Ohne Lokomotive | Mit Lok. (60,9 t) |
|----------------------------|-------------------|
| Abstimmung 3,44 Hertz | 2,99 Hertz |
| Dämpfung 0,078 | 0,053 |
| Verbrauchte Leistung 440 W | 210 W |
| Mitschwingende Masse 190 t | |
| Federkonstante 89 t/cm | |
| Aufschaukelzeit 9 sek | 15 sek |
| Periodische Kraft 525 kg | |

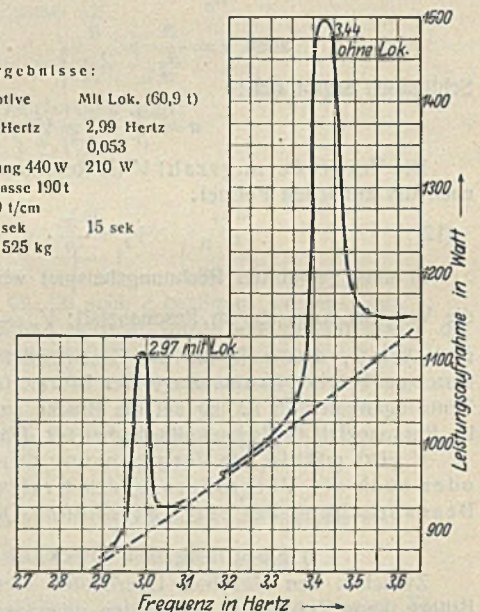


Abb. 11. Frequenz-Leistungsdiagramm einer 71 m weit gespannten Eisenbahnbrücke aus St 37 nach Abb. 9. Überbau III.

sprechend um einen Quadranten weitergedreht haben, bevor die größte dynamische Durchbiegung der Brücke erfolgte. Dieser Quadrant der Triebräder beträgt abgewickelt 1,025 m, andererseits entspricht die angegebene Fahrgeschwindigkeit 12,5 m/sek. Es mußte also zwischen dem „empirischen“ und „theoretischen“ Diagramm eine zeitliche Verschiebung von 1,025/12,5 sek, d. h. von

rd. 1/12 sek aufgetreten sein, was als hinreichende Übereinstimmung mit dem beobachteten Werte von 1/10 sek angesprochen werden kann.

Die Phasenverschiebung gibt mithin ebenfalls einen Einblick in das besondere schwingungstechnische Verhalten einer Brücke und ihre Durchbiegung sowie Beanspruchung im praktischen Fahrbetrieb.

Die Ausführungen dieses Abschnittes III, welche nach verschiedenen Richtungen hin natürlich noch ergänzt werden müssen, dürften gezeigt haben, daß auf Grund der klar zu erfassenden Versuchsbedingungen mit Hilfe dieses Meßverfahrens der Anschluß an die theoretische Behandlung gewonnen werden kann.

Im folgenden Abschnitt soll kurz über einige praktische Meßergebnisse an eisernen Eisenbahnbrücken berichtet werden.

IV. Vorläufige Meßergebnisse.

a) Allgemeines.

Die wie folgt beschriebenen Messungen fanden an zwei nebeneinanderliegenden eingleisigen eisernen Eisenbahnbrücken mit je vier hintereinanderliegenden Überbauten von rd. 70 m Spannweite statt (Abb. 9). Die als Träger auf zwei Stützen ausgebildeten einzelnen Öffnungen waren nur durch

Die bisherigen Versuche mit der Schwingungsmaschine legen folgende allgemeine Deutung der Ergebnisse nahe, die natürlich erst der weiteren experimentellen Erhärtung bedarf.

Jede Verbindung der einzelnen Teile einer Brücke in den Knotenpunkten ist im idealen Grenzfall derart, daß die anstoßenden Stäbe mit den Blechen ein Ganzes bilden, also die aufeinandertreffenden Flächen als starr verbunden anzusehen sind und kein zusätzlicher Arbeitsbedarf durch Reibung der Flächen aneinander auftritt. — Die elastische Arbeit durch die Systemkräfte zählt als wattloser Energieaustausch nicht hierzu. — Eine derartig starr Verbindung ist wahrscheinlich nur durch Schweißverbindungen zu erzielen.

Bei Nietungen dürfte jedoch dieser Idealfall nicht erreicht werden. Es wird ein Arbeitsbedarf durch Reiben der Flächen aneinander auftreten, der verhältnismäßig klein ist, wenn die Bleche noch stark aufeinander gepreßt sind, da in diesem Fall der Reibungsweg noch sehr klein bleibt. Er wird aber größer, wenn die Nietverbindungen sich „lockern“, um nach Erreichung eines Höchstwertes wieder abzufallen. Bei annähernd reibungslos gewordenen Verbindungen, die dann gleichsam als Gelenke in den Nieten aufzufassen sind, wird sich der Arbeitsbedarf zuletzt wieder Null nähern.

Da Arbeit und Dämpfung im gleichen Sinne steigen oder fallen, geht aus obigen, rein theoretischen Erwägungen hervor, daß die Dämpfung der Knotenpunkte im Laufe der Betriebsdauer einer Brücke zunächst zunimmt, um dann bei noch weiterer Lockerung der Nietverbindungen nach Erreichung eines Höchstwertes wieder kleiner zu werden.

Es ist eine grundlegende Aufgabe, diese Verhältnisse an einem Einzelträger zu prüfen.

Ebenso bleibt zu entscheiden, ob die beobachteten Unterschiede des dynamischen Verhaltens durch die sehr verschieden lange Betriebszeit der beiden untersuchten Brücken oder durch ihre besonderen Eigenschaften, wie Baustoff, Konstruktion und Güte der Werkstatt- bzw. Baustellenarbeit zu erklären sind.

Schließlich müssen an den einzelnen Nietverbindungen zur Untersuchung der Ermüdungserscheinungen, besonders bezüglich des Verlaufes der Dämpfung in Abhängigkeit von der Anzahl der aufgetragenen Belastungswechsel, Dauerversuche vorgenommen werden.

Wird z. B. ein Bauwerk von 5 Hertz Eigenschwingung einem Versuch zugrunde gelegt, so könnten von diesem Bauwerk in 1 min 300, in

Ergebnisse:

| Ohne Lokomotive | Mit Lok. (60,9 t) |
|---|-------------------|
| Abstimmung 3,47 Hertz | 2,97 Hertz |
| Dämpfung | 0,063 |
| Verbrauchte Leistung 460 W | 160 W |
| Mitschwingende Masse 179 t | |
| Federkonstante 85 t/cm | |
| Kopplungskoeffizient zwischen viertem und drittem Überbau 0,015 | |
| Schwingende Fundamentmasse 12 600 t | |

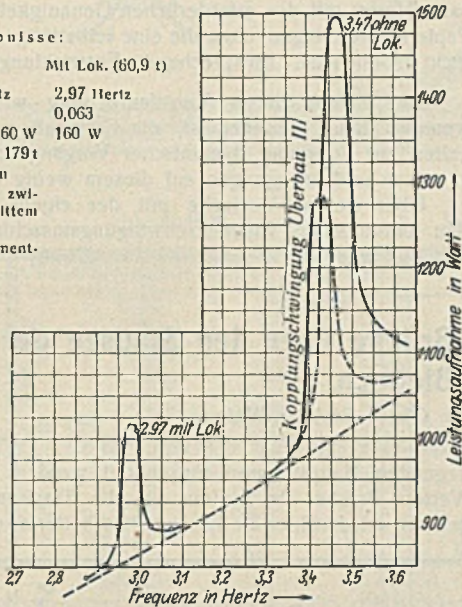


Abb. 12. Frequenz-Leistungsdiagramm einer 71 m weit gespannten Eisenbahnbrücke aus St 37 nach Abb. 9. Überbau IV (und III).

1 h 18 000 und in 24 h rd. 1/2 Mill. Schwingungen bei dauernder Erregung durch die Erschütterungsmaschine ausgeführt werden.

Nimmt man ferner an, daß z. B. eine Brücke von derselben Schwingungszahl im normalen Fahrbetrieb von 50 Zügen in 24 h befahren wird, und der Einfachheit halber, daß bei jeder Fahrt nur eine maßgebende Höchstschwingung erreicht wird, so kommt obige Schwingungszahl einer Betriebsdauer von rd. 27 Jahren gleich.

b) Einzelergebnisse.

Wenn heute schon irgendwelche Folgerungen aus den Messungen an den zwei untersuchten Eisenbahnbrücken im einzelnen gezogen werden sollen, so ist dies unter zwei Voraussetzungen möglich; nämlich erstens unter der Annahme, daß die abweichenden Werte zwischen der alten und der neuen Brücke durch Alterungserscheinungen, oder zweitens durch ihre verschiedene konstruktive Ausbildung hervorgerufen werden.

1. Annahme von Alterungserscheinungen.

Die fehlenden Terminmessungen seien durch die Annahme ersetzt, daß die alte Brücke ursprünglich dieselben Werte wie die neue Brücke aufwies und durch Ermüdungserscheinungen usw. im Laufe der Betriebszeit sich die festgestellten Änderungen ergeben haben.

Die Federkonstante der Brücke hat, wie die Versuche zeigen, von 102 auf 89 t/cm abgenommen (vergl. Abb. 10 u. 11), z. B. infolge Lockerungen der Verbindungsstellen. Die alte Brücke hängt demnach bereits im unbelasteten Zustand stärker durch, und zwar um etwa rd. 10%.

Die Lockerungen der Nietverbindungen haben außerdem auch eine Erniedrigung der Dämpfung von 0,112 auf 0,078 zur Folge gehabt (vergl. Abb. 10 u. 11).

Man könnte also vermuten, daß ein oben angedeutetes Maximum der Dämpfung, zum mindesten bei der alten Brücke, bereits überschritten ist. Infolgedessen wird die alte Brücke durch periodische Impulse stärker aufgeschaukelt; andererseits ist jedoch die Zeit zur Erreichung ihrer größten Schwingungswerte, d. h. ihre Aufschaukelzeit (vergl. Abb. 10 u. 11), länger geworden.

Die stärkere Aufschaukelung, also die größere Amplitude, vergrößert die Beanspruchung und damit auch den Stoßkoeffizienten, die längere Aufschaukelzeit wirkt dagegen günstig in bezug auf die Stoßzahl.

Nur wenn man annimmt, daß trotz längerer Aufschaukelzeit diese größeren Ausschläge noch zur Entwicklung kommen, also die Erregung durch einen darüberfahrenden Zug lange genug anhält, kann man daraus folgern, daß der Stoßkoeffizient sich im Laufe der Betriebszeit vergrößert hat.

2. Annahme von Konstruktions- und Materialunterschieden.

Die zweite Annahme, die gemacht werden kann, ist die, daß die Eigenschaften der alten Brücke sich im Laufe der Betriebszeit nicht wesentlich geändert haben, und daß die festgestellten Unterschiede in der konstruktiven Ausbildung, im Material und in der Herstellungsweise oder dergl. liegen.

Die Versuche haben ergeben, daß die nach den unter Abschnitt III angegebenen Schwingungsformeln berechneten „schwingenden“ Massen — einmal mit und einmal ohne Zusatzmasse (Belastungslokomotive) — beider Brücken gleich groß sind (vergl. Abb. 10 u. 11). Da nun die alte Brücke ein um etwa 10% geringeres Eigengewicht (281 : 300 t) besitzt, könnte man die bei der neuen Brücke gleich große dynamisch wirksame (reduzierte) Masse z. B. durch schwingungstechnisch bessere Nietverbindungen oder günstigere Ausbildung der Knotenpunkte erklären.

Im übrigen kommt dieses Ergebnis durch die geringere Durchbiegung, d. h. steifere Ausbildung, des neuen Überbaues bereits auch teilweise rein statisch zum Ausdruck (statische Berechnung). — Für den Stoßkoeffizienten gilt hier sinngemäß das im IV. Abschnitt unter b1 Gesagte.

3. Kopplung zwischen den einzelnen Überbauten.

Während der Untersuchung zeigte sich ferner, daß bei Erreichung der Resonanz des vierten Überbaues auch die dritte anschließende Öffnung erheblich in Schwingungen geriet (Abb. 9 u. 12). Dieselbe Erscheinung konnte auf den letzten beiden Tragwerken der neuen Brücke ebenfalls beobachtet werden. Eine merkbare gegenseitige Beeinflussung von nebeneinanderliegenden Tragwerken (altem und neuem Überbau) wurde jedoch nicht festgestellt.

Der zwischen den Öffnungen eines Gleises stehende Pfeiler ist nicht absolut starr, sondern schwingt demnach in gewissen Grenzen mit und überträgt diese Schwingungen auf den benachbarten Überbau. Dieses Mitschwingen ist um so stärker, je kleiner die an den Schwingungen des Pfeilers beteiligte Masse im Vergleich zu der schwingenden Brückenmasse, und je genauer die Übereinstimmung der Eigenfrequenzen der beiden Einzelöffnungen ist.

Mit größer werdender Verstimung zwischen zwei benachbarten Tragwerken wird sich diese Kopplung immer weniger bemerkbar machen. In den vorliegend untersuchten Brücken trat bei nebeneinanderliegenden Überbauten der alten und neuen Brücke diese Erscheinung infolge der verschiedenen Abstimmung nicht, oder wenigstens in weit geringerem Maße auf als bei zwei hintereinanderliegenden Öffnungen derselben Brücke. Damit ist auch das Mittel an die Hand gegeben, bei der Untersuchung einer Brücke mit mehreren Überbauten den Einfluß benachbarter Tragwerke beliebig auszuschalten. Man braucht nur die benachbarten Überbauten durch Anbringung einer zusätzlichen Masse, z. B. mit Hilfe einer aufgefahrenen Lokomotive, zu verstimmen.

Die Masse, gegen die sich die Brücke beim Schwingen abstützt und die schwingungstechnisch wirksam wird, ergab sich in diesem Fall zu rd. 12 000 t (vergl. Abb. 12), etwa dem Zehnfachen der eigentlichen Pfeilermasse. Die dynamisch wirksame Masse setzt sich zusammen aus der eigentlichen (statischen) Masse des Pfeilers und einem größeren oder kleineren Anteil des die Fundamente des Pfeilers umgebenden Erdreichs. Bei sehr guter Gründung, z. B. auf gewachsenem Felsen, wird die wirksame Masse sehr groß, die Kopplung und somit die Beeinflussung benachbarter Überbauten dagegen klein sein. Bei Gründung in nachgiebigem Boden wird dagegen der Anteil der Massenwirkung des den Pfeiler umgebenden Erdreichs verhältnismäßig kleiner sein, so daß daraus eine größere Kopplung und damit eine stärkere Beeinflussung benachbarter Tragwerke gefolgert werden kann, wie dies auch der unmittelbaren Anschauung entspricht.

Es besteht die Möglichkeit, daß die Messung dieser Kopplungserscheinungen zwischen den Einzelüberbauten einer Brücke mit mehreren Öffnungen einen Rückschluß auf die Güte und Zuverlässigkeit der Brückenfundamente bzw. auf etwa eingetretene Veränderungen zuläßt.

Es sei hier der Hinweis auf allgemeine Bodenuntersuchungen (z. B. Bestimmung von Bettungsziffern), auf Prüfung von Maschinenfundamenten (z. B. praktische Bestimmung ihrer Eigenschwingungszahl vor Montage der Maschinen) und z. T. schon durchgeführte Messungen an Schiffen (z. B. Bestimmung von Störungsstellen in Schiffskörpern infolge kritischer Maschinenumlaufzahlen) mit Hilfe ähnlicher Versuche erlaubt.

V. Zusammenfassung.

Auf Grund dieser Versuche mit der vorhandenen Ausführung der Schwingungsmaschine kann wohl gesagt werden, daß eine Erweiterung der Kenntnisse unserer Bauwerkdynamik mit diesem neuen Verfahren zu erhoffen ist. Die besonderen meßtechnischen Eigenschaften können in folgenden Hauptpunkten zusammengefaßt werden:

a) Vorteile des Verfahrens.

1. Die Durchführung der Versuche ist verhältnismäßig einfach und stellt keine besonderen Anforderungen an das Bedienungspersonal. Nach dem Aufsetzen auf das zu untersuchende Bauwerk ist die Erschütterungs-

maschine in wenigen Minuten meßbereit; die Messung selbst ist ebenfalls in kurzer Zeit zu erledigen. Es sind keine empfindlichen Apparateile vorhanden. Witterungseinflüsse stören die Versuche nicht. Die Ableseinstrumente für die Drehzahl und die verbrauchte Leistung sind unempfindlich gegenüber äußeren Einflüssen und stets meßbereit.

2. Die Messung der grundlegenden Kennziffer eines Bauwerks, der Eigenabstimmung, ist auf etwa $\frac{1}{10}$ Hertz genau möglich. Diese Bestimmung erlaubt eine entsprechend exakte Berechnung der übrigen dynamischen Eigenschaften.

3. Die Versuchsbedingungen selbst, z. B. die Größe der dynamischen Belastung, sind genau einstellbar und können insbesondere bei Kontrollmessungen beliebig oft wiederholt werden. Diese Bedingung ist eine grundlegende Forderung, z. B. für vergleichbare Brückenhauptprüfungen.

4. Statische Belastungsversuche sind im allgemeinen nur in lotrechter Richtung, dynamische Versuche dagegen in beliebiger Richtung möglich, da sie von der Schwerkraft unabhängig sind.

5. Es lassen sich Ermüdungs- und Alterungserscheinungen infolge periodischer Belastung in verhältnismäßig kurzer Zeit studieren, die gegebenenfalls zur Verbesserung der dynamischen Eigenschaften des Bauwerks, also zu konstruktiven Veränderungen führen werden.

b) Nachteile des Verfahrens.

1. Als Nachteil muß vorläufig die heute noch unentschiedene Frage betrachtet werden, ob es überhaupt gelingen wird, bestimmte charakteristische dynamische Eigenschaften der Bauwerke in Abhängigkeit von

ihrem jeweiligen Bauzustand einwandfrei zu erkennen. Erst dann kann von einer praktischen Bedeutung des Verfahrens zur Überwachung, z. B. von Brücken während des Betriebes, die Rede sein.

2. Ebenso wird man nur nach Messungen an zahlreichen, auf andere Weise bereits untersuchten, neuen sowie alten Bauwerken, deren guter bzw. schlechter Bauzustand daher im voraus bekannt ist, in der Lage sein, für die mit diesem Verfahren dann neu zu messenden Bauwerke gleichsam Zeugnisse auf Grund ihres dynamischen Verhaltens aufzustellen.

3. Die Frage, an welchem Punkte des Bauwerks bei schlechten Ergebnissen nun die schwache Stelle zu suchen ist, bleibt bei derartigen Verfahren ungelöst und wird dagegen stets örtlichen Untersuchungen bzw. Messungen vorbehalten bleiben müssen.

4. Schließlich seien die versuchstechnischen Schwierigkeiten erwähnt, die in der Registrierung der Anzeigen von Wattmeter (Leistung) und Tourenzahl (Hertz) mit der erforderlichen Genauigkeit gleichzeitig z. B. auf einem Papierstreifen liegen, ohne die eine selbsttätige objektive Versuchsaufnahme nicht möglich ist. Entsprechende Entwicklungsarbeiten sind im Gange.

Der Zweck dieser Veröffentlichung wird als erreicht angesehen, wenn es damit gelungen ist, die Fachwelt auf neue praktische Möglichkeiten zur Erfassung dynamischer Vorgänge an unseren Bauwerken hinzuweisen und Anregungen auf diesem wenig erforschten Gebiet zu geben.

Über weitere Versuche mit der eigens für Brückenmeßzwecke im Bau befindlichen Brückenschwingungsmaschine soll demnächst wieder berichtet werden.

Die Stahlüberbauten der Wettera- und Saalburger Brücke über den Stausee der Saale-Talsperre am Kleinen Bleiloch.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. O. Jüngling, A.-G. Obere Saale in Weimar.
(Schluß aus Heft 5.)

Die Saalburger Brücke.

Die Saalburger Brücke (vergl. Lageplan Abb. 10) ist ebenso wie die Wettera-Brücke als Blechträgerbrücke mit zwei unter der Fahrbahn

liegenden Hauptträgern ausgebildet worden. Während jedoch bei der Wettera-Brücke als System für die Tragkonstruktion ein Gerberträger gewählt ist, hat hier die Entwurfsbearbeiterin, die MAN Werk Gustavs-

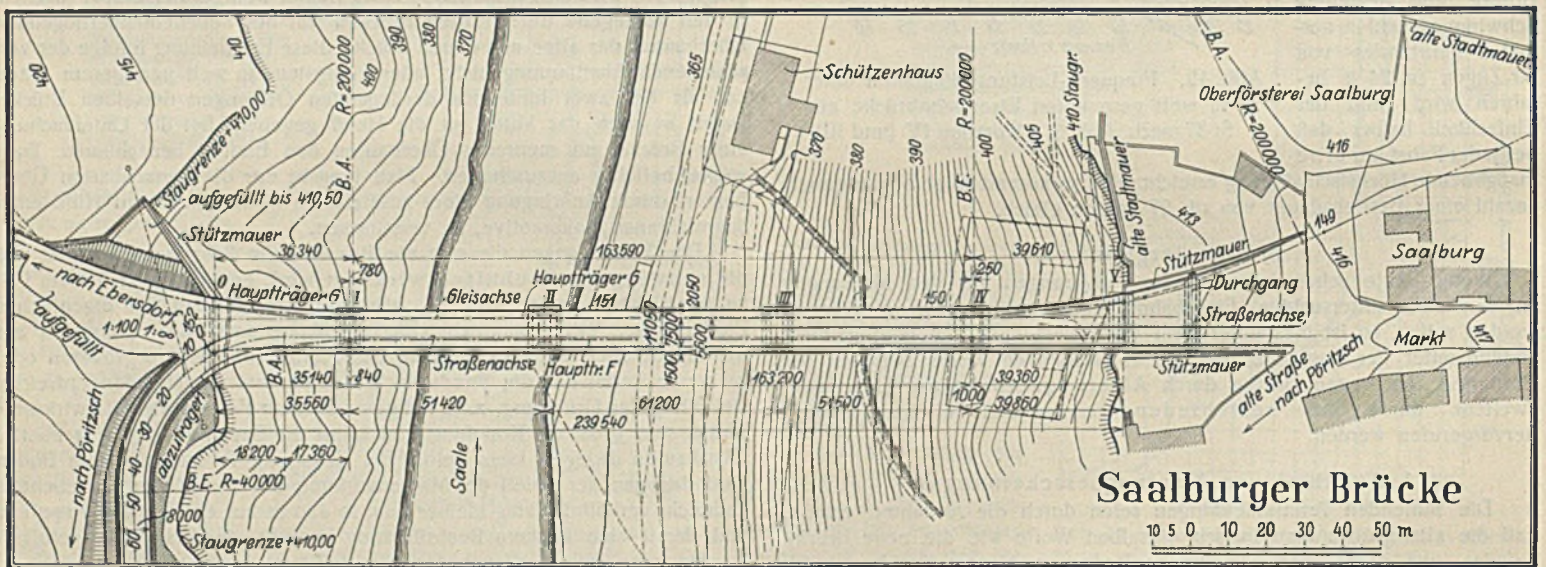


Abb. 10. Lageplan der Saalburger Brücke.

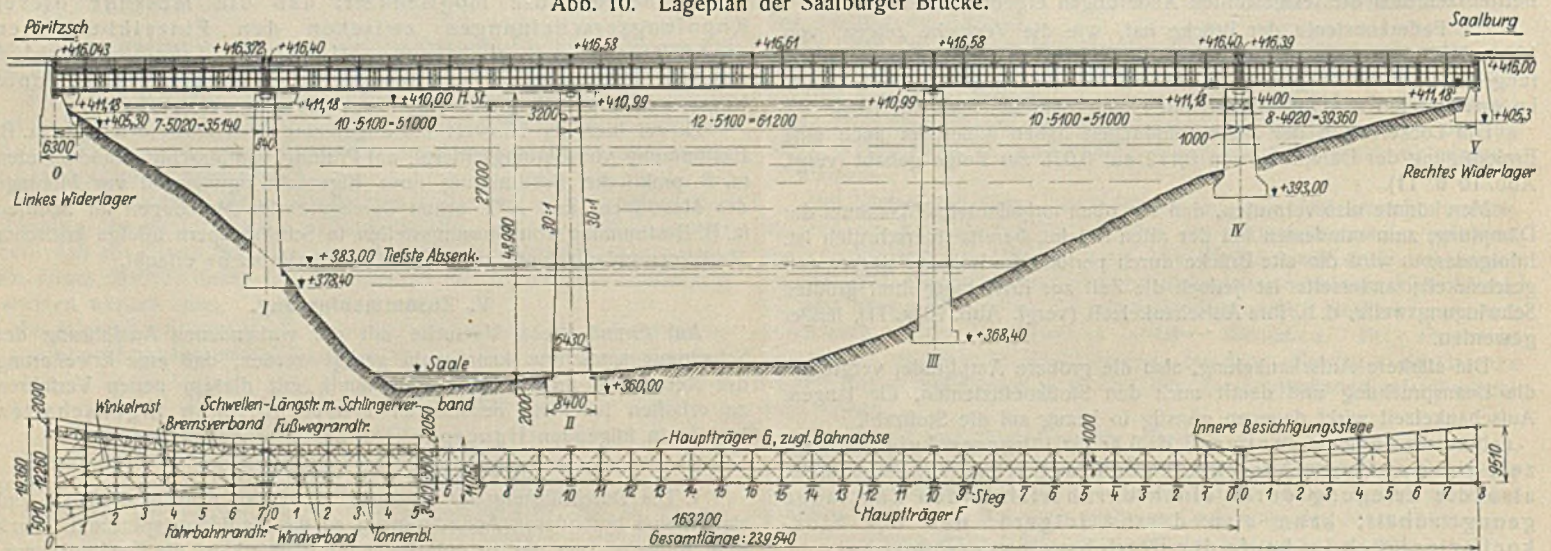


Abb. 11. Ansicht und Grundriß der Saalburger Brücke.

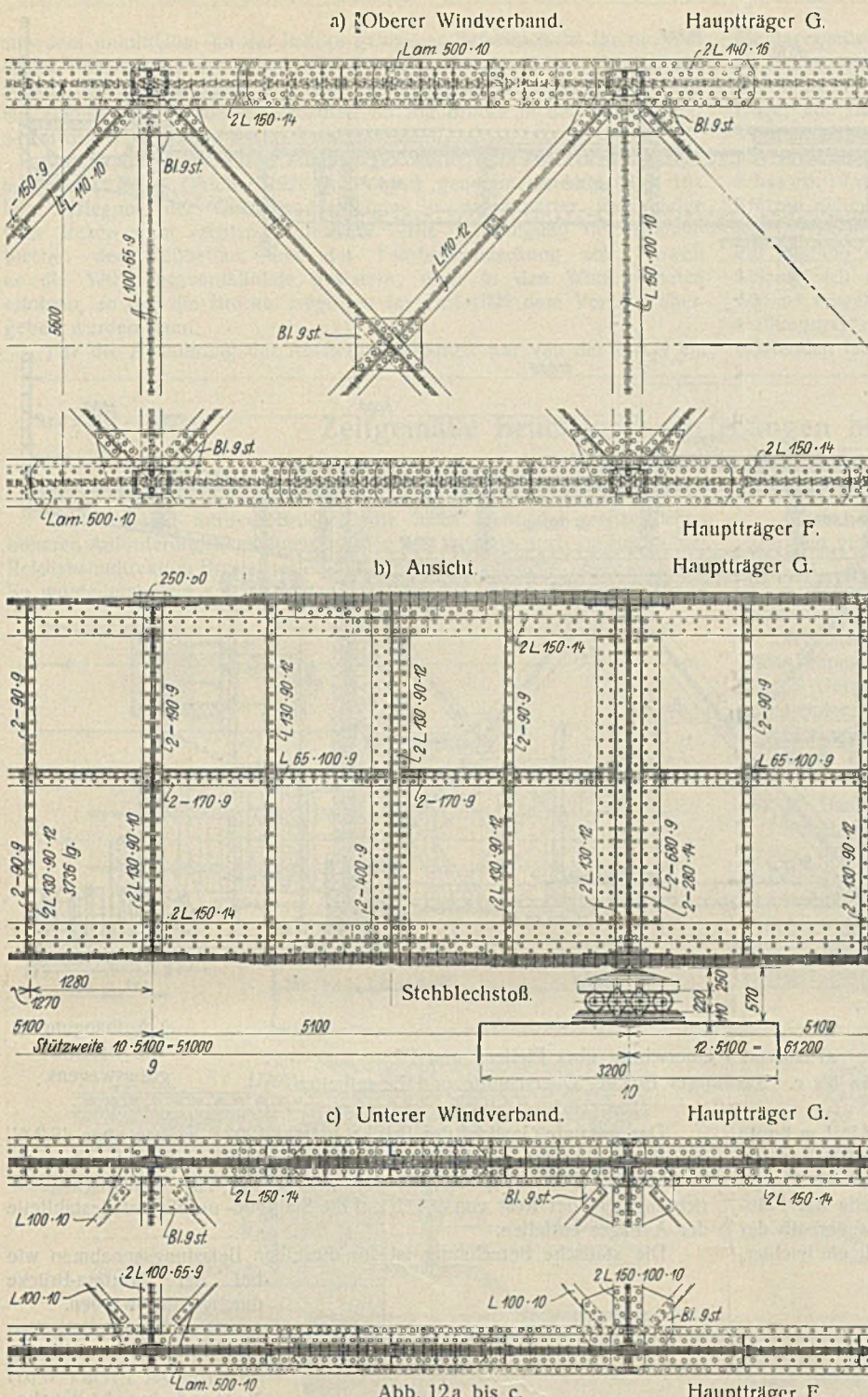


Abb. 12a bis c.

Saalburger Brücke. Auflagerung des Hauptträgers über den Pfeilern II und III.

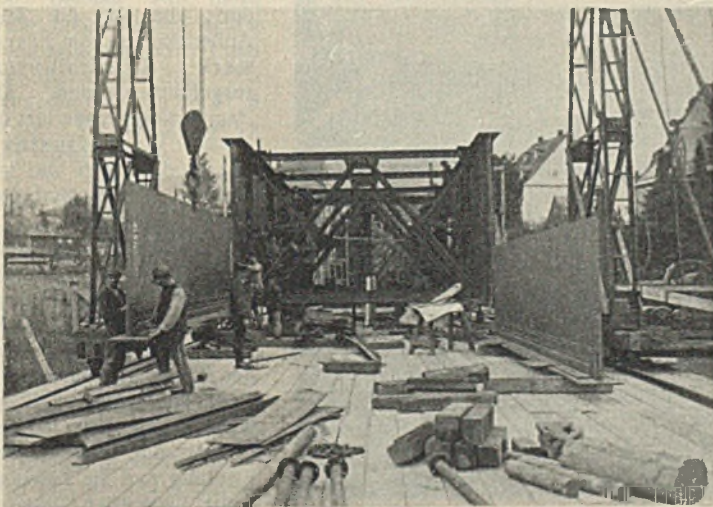


Abb. 15. Saalburger Brücke. Zusammenbau der Hauptträger.

burg, einen über die drei Hauptöffnungen von 51 m, 61,20 m und 51 m Stützweite durchlaufenden Balken vorgesehen, an den sich links und rechts je ein Balken auf zwei Stützen anschließt, der die Nebenöffnung von 35,14 m und 39,36 m Stützweite überbrückt (Abb. 11).

In der Seitenansicht gesehen, läuft der Untergurt der Vollwandträger horizontal etwa in Höhe 411,69 m ü. NN über die ganze Länge der Brücke von 239,54 m durch. Der Obergurt ist schwach parabolisch gekrümmt; die Stehblechhöhe wächst von 3,20 m an den Widerlagern auf 3,80 m in Brückenmitte an. Die 15 mm starken Stehbleche sind in etwa halber Höhe wagerecht und in Längen von rd. 10 m senkrecht gestoßen (Abbild. 12). Die Gurtplattenbreite beträgt 500 mm, ihre Stärke 10 mm. Der in Abb. 13a dargestellte Normalquerschnitt mit einem Hauptträgerabstand von 5,60 m und mit Fahrbahnauskragungen von 2,05 m und 3,40 m gilt nur für die, die drei mittleren Öffnungen überspannende, 163,20 m lange Hauptbrücke. In den beiden Nebenöffnungen verbreitert sich der Hauptträgerabstand von 5,60 m auf 12,26 m am linken und 9,51 m am rechten Widerlager, um der mit Rücksicht auf die Einführung von Straße und Bahn trompetenförmig verbreiterten Fahrbahn eine genügende Unterstützung zu bieten. Die Fahrbahnquerträger lagern mittels gewölbter Auflagerplatten längsbeweglich auf den Obergurten der Hauptträger und sind mit diesen gegen Abheben verankert. Die Einzelheiten der Auflagerung und Verankerung zeigt die Abb. 14. Der Abstand der Querträger ist in der Hauptbrücke 5,10 m in den Nebenöffnungen 4,92 m und 5,02 m. Ihre Länge wächst von 11,05 in der Hauptbrücke bis auf 19,36 m und 14,996 m über den beiden Endauflagern an (Abb. 11 u. 13b). Die Querträger sind durchweg 760 mm hoch; das über den Nebenöffnungen erforderliche größere Trägheitsmoment wird durch Vermehrung der Gurtplattenzahl erreicht.

Die festen Auflager der Nebenöffnungen liegen auf den Widerlagermauern, das der Hauptbrücke auf dem zur Aufnahme der Bremskräfte besonders kräftig ausgebildeten Pfeiler IV. Die Pfeiler I, II und III tragen nur Rollenlager und sind deshalb schlanker gehalten (Abb. 11).

Die Steifigkeit der Hauptträger wird durch kräftige Querrahmen und durch einen am Ober- und Untergurt angreifenden Windverband erzielt (Abb. 11, 12 u. 13a, b).

Die Fahrbahn ist im großen ganzen wie bei der Wettera-Brücke ausgebildet. Abweichend ist die Isolierung der Fahrbahnplatte und die Auflagerung der Bahnschwellen.

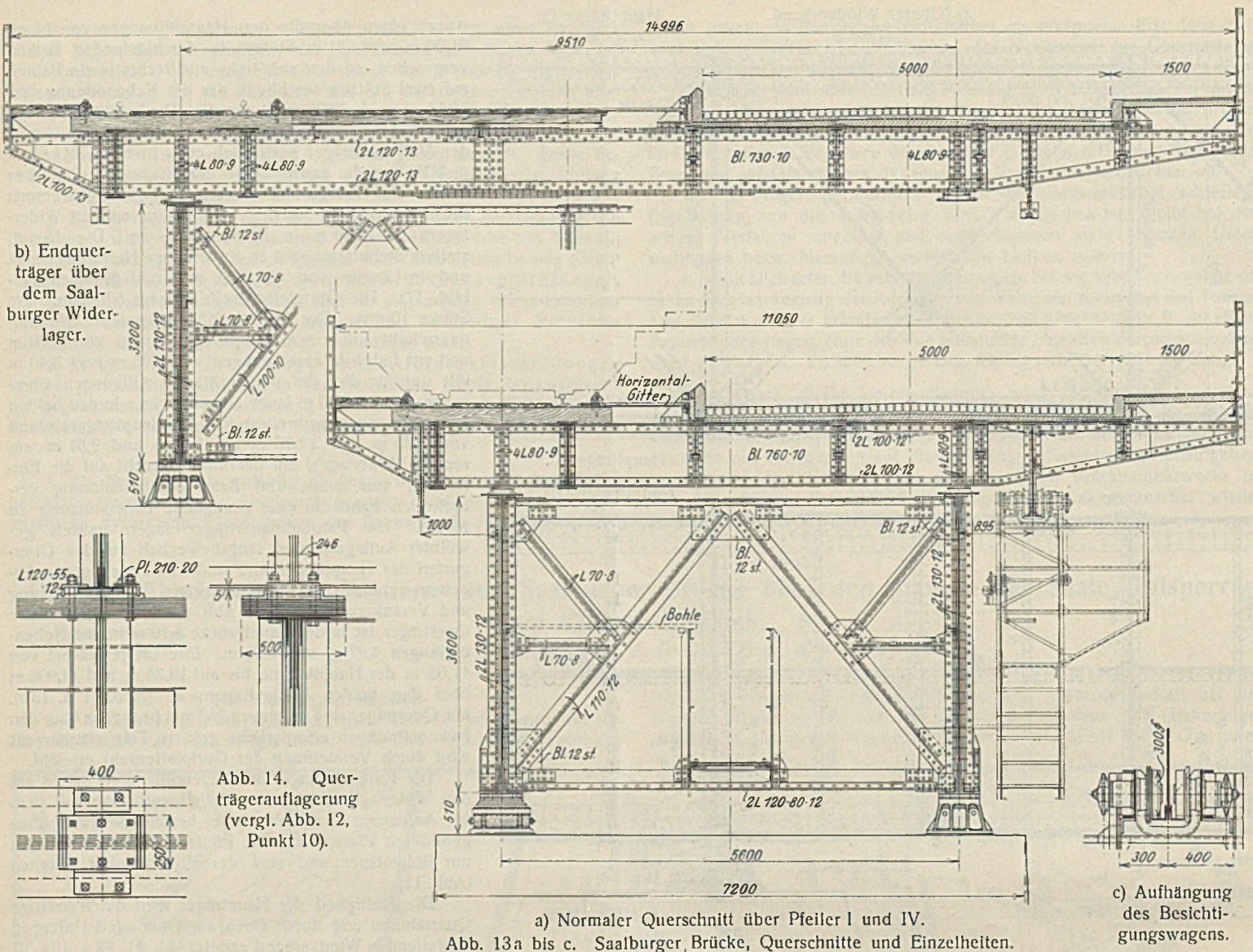
Hinsichtlich der Fahrbahnisolierung ist hier auf die Anordnung einer über dem Füllbeton der Tonnenbleche liegenden Isolierschicht verzichtet worden. Dafür erhalten die Fugen des Kleinpflasters einen Asphaltvergüß, der das Niederschlagswasser zum sofortigen oberflächlichen Abfluß bringen soll. Etwa doch durchdringendes Wasser kann durch die in den Tonnenblechen angebrachten Sickerlöcher abfließen.

Die Schwellen sind über den Längsträgern 10 mm tief eingelassen und werden durch Befestigungsschrauben, deren Kopf unter die Gurtplatte des Längsträgers greift, gegen Abheben gesichert. Der Schwellenabstand von normal 60 cm wird durch Verkämmung und Verschraubung mit den beiderseitigen 14/16 cm starken Entgleisungsschutzbalken gewahrt.

Der Schlingerverband ist zwischen den beiden 1,60 m auseinanderliegenden Schwellenlängsträgern angeordnet. In den beiden Seitenöffnungen ist zwischen den Knotenpunkten 3 und 4, bzw. 4 und 5 an der Unterseite des inneren Schwellenträgers ein Bremsverband angeschlossen, der die Bremskraft der inneren Schiene auf den oberen Windverband überträgt. Die auf den äußeren Schwellenträger entfallende Bremskraft wird in den oben bezeichneten Knotenpunkten unmittelbar auf den darunterliegenden Hauptträger G übergeleitet (Grundriß Abb. 11). In der Hauptbrücke ist ein Bremsverband entbehrlich, da die Bremskräfte unmittelbar von den beiden Schwellenträgern an den mittig darunterliegenden Hauptträger G abgegeben werden.

Die über den Pfeilern I und IV erforderlichen Ausdehnungsfugen werden wie bei der Wettera-Brücke durch Ausdehnungsstücke, die in Oberkante Fahrbahnabdeckung liegen, gedeckt.

Die Ausbildung der Besichtigungseinrichtung konnte infolge der gitterförmigen Versteifung zwischen beiden Hauptträgern nicht in der einfachen Weise wie bei der Wettera-Brücke geschehen. Für die Besichtigung der zwischen den Hauptträgern liegenden Konstruktionsteile sind



in der Hauptbrücke ein, in den beiden Nebenöffnungen zwei je 1 m breite Laufstege vorgesehen. Die Geländer-Holmwinkel der Stege sind so hoch angeordnet, daß von ihnen aus eine Bohle nach dem in der Mitte des Hauptträgers angenieteten Winkelisen gelegt und so die Unterseite der Fahrbahnplatte besichtigt werden kann. Zur Besichtigung der außerhalb der Hauptträger liegenden Konstruktionsteile dient auf jeder Seite ein leichter, 0,70 m breiter und 1,80 m langer Wagen, dessen Laufrollen auf den Flanschen eines an den Querträgern aufgehängten, genieteten T-Trägers laufen (Abb. 13a, b, c). Die Seitenflächen der Hauptträger können von den beiden übereinanderliegenden Plattformen des Wagens, die Unterflächen der Fahrbahnauskragung von einem seitlichen Podest aus besichtigt werden. Der Wagen kann durch einen Riegel gegen den Hauptträger abgestützt werden, um ein Schwingen des Wagens bei der Ausführung von Ausbesserungsarbeiten zu vermeiden. Beide Wagen werden von Hand angetrieben. Der Zugang zu den inneren Besichtigungsstegen und den Wagen erfolgt an beiden Widerlagern durch in der Fahrbahnabdeckung liegende, verschließbare Einsteigöffnungen.

Das gesamte Gewicht der Brücke beträgt 1203 t, wovon etwa 46,2 % auf die Ausführung der Hauptträger in St Si, 51,4 % auf die Stahlteile in St 37 der Fahrbahnplatte, Geländer, Verbände und Besichtigungseinrichtung und der Rest von 2,4 % auf die Stahlguß- und Schmiedestahlteile der Auflager entfallen.

Die statische Berechnung ist für dieselben Belastungsannahmen wie bei der Wettera-Brücke durchgeführt worden.

Die Werkstattarbeiten für die rechte Außenöffnung sind von der Firma Wolf Netter & Jacobi Werke, Abteilung Eisenbau Schiege, Leipzig-Paunsdorf, die für die linke Außenöffnung vom Eisenwerk Kaiserslautern ausgeführt worden. Die Hauptbrücke wurde von der MAN, Werk Gustavsburg, die auch die gesamten Montagarbeiten leistete, geliefert.

Die Pfeiler und Widerlager sind wie bei der Wettera-Brücke in Zement-Thurament-Stampfbeton mit einer Bruchsteinverkleidung der Ansichtsflächen und mit Auflagerquadern in Eisenbeton ausgeführt worden. Die für die Bruchsteinverkleidung und die Zuschlagstoffe benötigten Gesteinsmengen wurden größtenteils

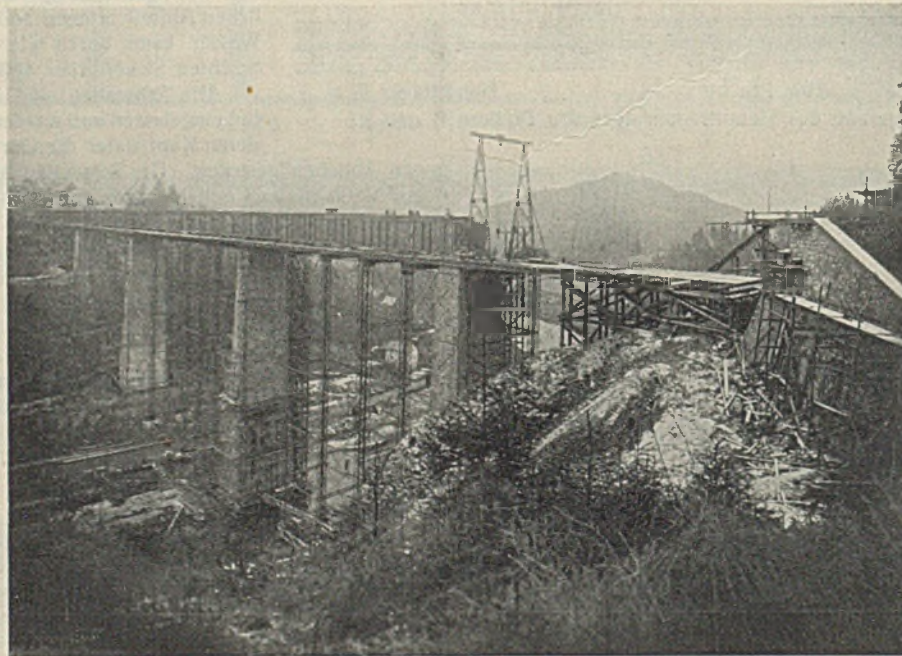


Abb. 16. Saalburger Brücke. Stand der Arbeiten am 6. Dezember 1928.

aus dem unmittelbar an der Brücke gelegenen Felseinschnitt für die 8 m breite und rd. 1,1 km lange Verbindungsstraße zur alten Staatsstraße Schleiz-Lobenstein gewonnen. Die Ausführung dieser Straßenbauarbeiten lag ebenso wie die der Unterbauten für die Brücke in den Händen der Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt.

Die Montage der beiden Hauptträger wurde vom rechten Widerlager ausgehend Mitte Oktober 1928 in Angriff genommen (Abb. 15 u. 16). Die Verlegung der Querträger erfolgte in umgekehrter Reihenfolge vom linken zum rechten Widerlager. Die Aufbringung der Tonnenbleche, des Füllbetons und der Fahrabdeckung soll, soweit es die Witterungsverhältnisse gestatten, noch in den Wintermonaten erfolgen, so daß die Brücke möglichst im Juni 1929 dem Verkehr übergeben werden kann.

Für die Ausführung der Aufstellungsarbeiten war von der MAN ein

Montagegerüst, das gleichzeitig auch während des Baues der Pfeiler als Transportgerüst diente, erbaut worden. Es besteht aus einzelnen, aus Winkeln zusammengesetzten quadratischen Stützen von 1 m Seitenlänge, von denen wiederum je vier durch gegenseitige Versteifung und Verspannung zu rechteckigen Gruppenpfeilern zusammengefaßt sind (Abb. 3). Der Stützenabstand der Gruppenpfeiler beträgt in Richtung der Brückenachse rd. 10 m; in der Tiefe wechselt er zwischen 6,80 m und 12 m. Die Stützen nehmen die aus Walzprofilen bestehenden Quer- und Längsträger mit der Bohlenabdeckung des Rüstbodens auf. Das gesamte Stahlgewicht der Rüstung einschließlich der Verspannung, der Längs- und Querträger beläuft sich auf etwa 340 t. An Holzbelag und Holzrüstung sind rd. 500 m³ eingebaut. Nach beendeter Hauptträgermontage wurde das Aufstellungsgerüst abgebrochen, um den während der Wintermonate zu erwartenden Hochwässern der Saale Platz zu schaffen.

Alle Rechte vorbehalten.

Zeitgemäße Brückenauswechslungen bei der Reichsbahn.

Von Reichsbahnrat Borchert, Schweidnitz.

(Zum Artikel des Herrn Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart, in „Bautechnik“ 1928, Heft 41 u. f.)

Kleinere und mittlere Brücken, die nicht mehr den neuzeitlichen höheren Anforderungen genügen, werden seit kurzem auch im Bezirk der Reichsbahndirektion Breslau erfolgreich mittels Kranwagen ausgewechselt. So wurde erstmalig am 30. September 1928 der rd. 22 m lange Überbau

Diese Folge von mehreren gleichartigen Ausführungsweisen hat auch noch den nicht unwichtigen Vorteil, daß die bauleitenden Beamten sich bei den ersten Auswechslungen informatorisch beteiligen, Erfahrungen sammeln und diese bei den folgenden Ausführungen im eigenen Bezirk verwerten können.

Wie schon Herr Dr.-Ing. Schaechterle in seiner Abhandlung mit Recht darauf hinweist, kommt es bei dieser Art der Brückenauswechslungen viel darauf an, daß auch die vorbereitenden Arbeiten bereits mit genügender Umsicht bewirkt werden.

Einige solcher Arbeiten mögen angedeutet werden:

Wenn irgend möglich, sollte angestrebt werden, bei Arbeiten in der Nacht, die aus betriebstechnischen Gründen wohl überwiegen werden, auf der Baustelle eine gute Allgemeinbeleuchtung einzurichten.

Starklichtlampen werfen ihren engumgrenzten grellen Lichtkegel immer nur auf ein kleines Arbeitsfeld, die Umgebung liegt schon im Halbdunkel, wenige Meter weiter ab herrscht Finsternis. Es ist selbstverständlich, daß bei einer guten allgemeinen Beleuchtung einer Baustelle einschließlich deren nächsten Umgebung alle Arbeiten weit besser getätigt werden können. Bei der Polsnitzbrücke z. B. wurde ein behelfsmäßiger Anschluß an die etwa 300 m entfernte Lichtleitung des Bahnhofs

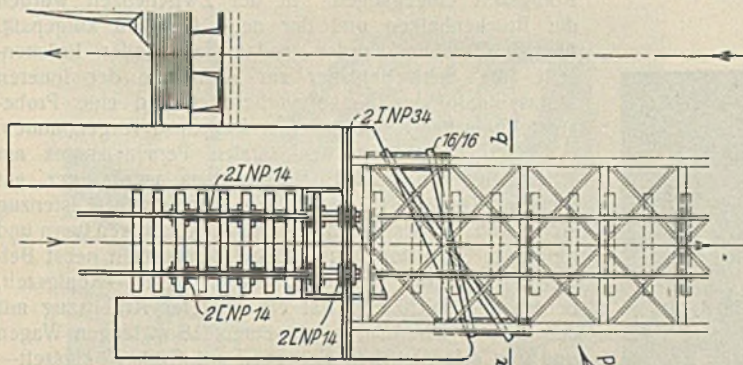


Abb. 1a. Grundriß.

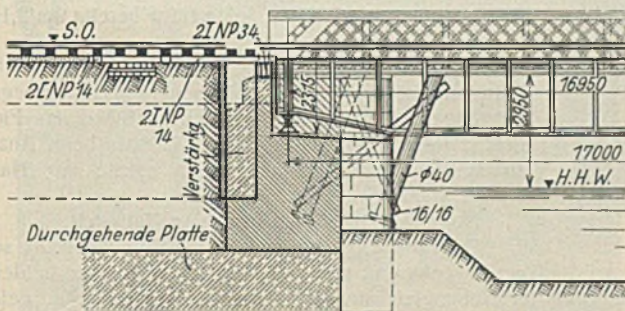


Abb. 1b. Längsschnitt.

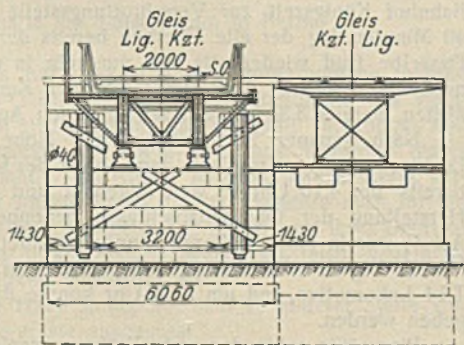


Abb. 1c. Schnitt a-b.

der Lohebrücke bei Klettendorf in der Nähe von Breslau auf diese Weise gegen einen neuen Überbau ausgewechselt und acht Tage darauf, am 7. Oktober, der Überbau der 17 m langen Polsnitzbrücke bei Königszelt.

Zu beiden Brückenauswechslungen wurden die beiden 60-t-Krane der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft verwandt. Die Handhabung dieser großen Krane ist zwar etwas umständlich, und ihre sehr erheblichen Transport- und sonstigen Nebenkosten bilden einen nicht unwichtigen Rechnungsfaktor, andererseits aber sollte doch die größere Sicherheit infolge der beweglichen und weit ausladenden Ausleger den Ausschlag geben. Im übrigen lassen sich die Transportkosten dadurch ganz bedeutend herabmindern, wenn, wie es bei der Reichsbahndirektion Breslau geschehen ist und auch künftig geschehen soll, in einer mehrtägigen Arbeitsperiode mehrere Brücken in unmittelbarer Folge durch diese Krane ausgewechselt werden können.

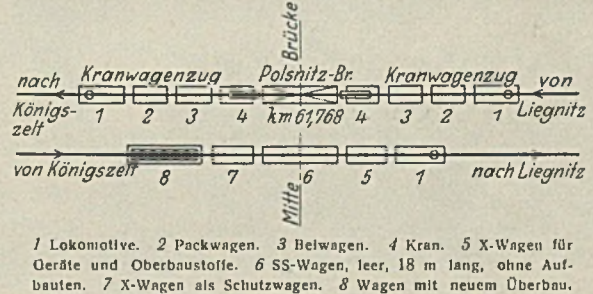


Abb. 2. Lastenzug.

Königszelt hergestellt und einige hohe starkkerzige Lampen auf Holzmasten profilfrei so aufgestellt, daß sie aus dem Bereich der arbeitenden Krane blieben. So lag die gesamte Baustelle unter gleichmäßig hellem Licht und waren, was nicht unwichtig ist, selbst die letzten Geräte- und Aufenthaltswagen des Arbeitszuges noch beleuchtet. Steckdosen überdies ermöglichten den Anschluß einiger Handlampen, die bei der Befestigung der Tragseile, den letzten Abbruchsarbeiten am Widerlager, der Befestigung der Oberbauteile usw. beste Verwendung fanden.

Nun zu den helfenden Kräften! Daß eine gute Tiefbau- und Brückenbaufirma für eine solche Arbeit nur die unbedingt erforderliche Zahl gut geschulter Leute stellt, ist wohl selbstverständlich. Anders bei den von einer Bahnmeisterei bereitgehaltenen Rotten. Leicht neigt ein vorsichtiger Dienststellenleiter dazu, möglichst viele Leute bereitzustellen. Dies mag bei Arbeiten am Tage vielleicht hinzunehmen sein, wenn die überflüssigen Kräfte mit Nebenarbeiten im anschließenden Gleise usw. beschäftigt werden können. Bei Nacht aber ist sowohl im Interesse der Wirtschaftlichkeit wie im Interesse der Arbeitsübersicht selbst zu empfehlen, nur die unbedingt nötige Zahl von Arbeitern bereitzuhalten, diese aber vorher genau in ihre Obliegenheiten einzuweisen.

Da die Leute naturgemäß nicht sechs Stunden hintereinander angestrengt arbeiten können, auch nicht zu arbeiten haben, müssen vorher mit dem Rottenführer die Pausen für die einzelnen Arbeitergruppen festgelegt werden, die am besten in die Zeit der Hebearbeit selbst zu legen sein werden, wobei die Arbeiter der Bahnmeisterei sowieso am wenigsten benötigt werden. Ein gut geheizter, mit Tischen und Bänken ausgerüsteter G- oder alter D-Wagen gibt mitsamt einer bereitgehaltenen Tasse heißen Kaffee den Leuten wieder Lust und Kraft zur weiteren Arbeit.

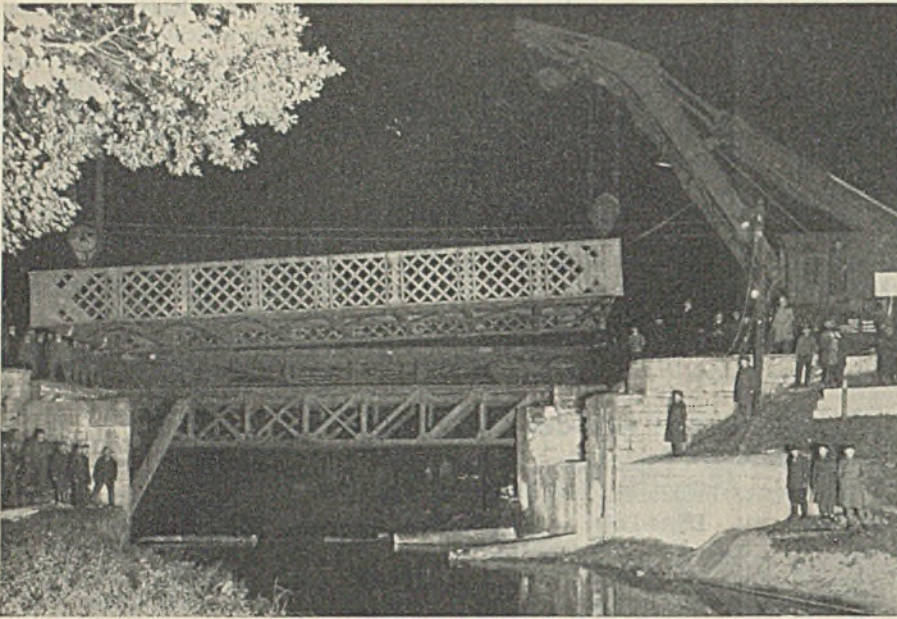


Abb. 3. Abheben des alten Überbaues.

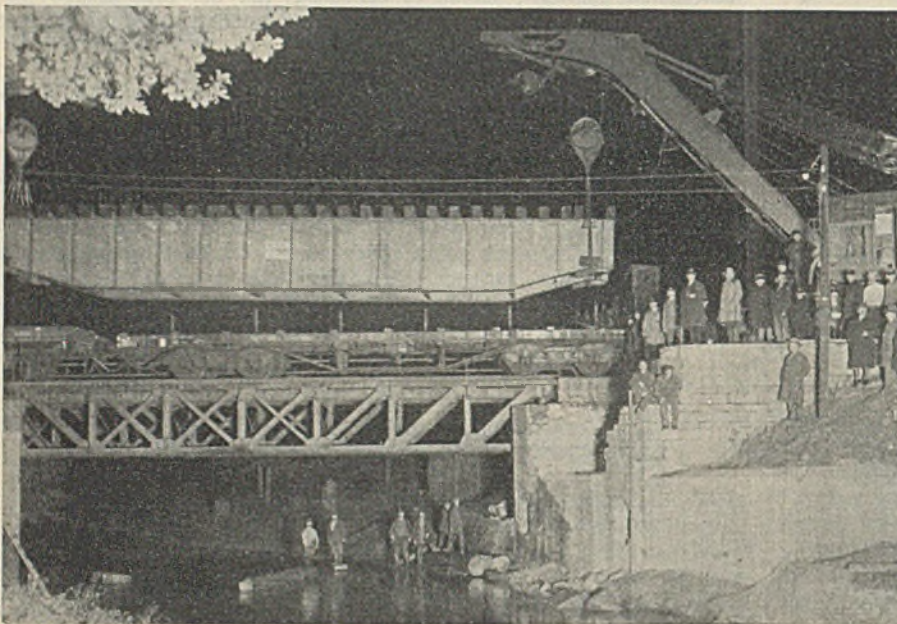


Abb. 4. Einschwenken des neuen Überbaues.

Selbstverständlich ist schließlich die Einschaltung eines immer zweckdienlichen Hilfsfersprechers.

Wie mancherlei anderes aber hat der Dienststellenleiter der Bahnmeisterei am Tage vorher noch zu bedenken: Er muß auf dem neuen, bereits auf einem SS-Wagen ruhenden Überbau beiderseits auf Millimeter genau deutlich die Bauwerksmitte bezeichnen, ebenso an den neu hergestellten Widerlagern am Bauwerk selbst; er muß ferner die Strecke von der Ausbaustelle bis zum demnächstigen Abstellplatz des ausgebauten Überbaues genau prüfen, ob das Lichtraumprofil überall ausreicht oder ob wohl gar der alte Überbau beim Abheben einseitig weiter herübergehend auf den Wagen abgelegt werden muß. Er hat sich weiterhin zu überzeugen, ob auch die Befestigungsmittel des Oberbaues auf der alten Brücke gangbar gemacht sind, ob die Paßschienen für die Krane die richtige Länge haben. Wenn — wie im Falle der Polnitzbrücke — der Bahnmeister einige Tage vorher an einer Brückenauswechslung mit den gleichen Kranen bereits teilnehmen konnte, so kann er bei seiner Brücke bereits den genauen Standort der Krane vorher festlegen und die Unterlagen für die inneren Stützspindeln herrichten, ein wesentlicher Vorteil in bezug auf Zeitgewinn!

Im folgenden sei kurz eine Schilderung des Auswechslungsvorganges bei der Polnitzbrücke gegeben.

Die Brücke (Abb. 1a bis c) dient zur Überführung des Gleises Liegnitz—Königszell über die Polnitz. Der 72 Jahre alte Überbau bestand aus zwei 4 m voneinander entfernten und durch eine Anzahl von Quertägern verbundenen Gitterträgern von 1,80 m Höhe mit tiefliegender Fahrbahn und mit einer Stützweite von rd. 17 m. Die Widerlager liegen in einem Winkel von 60° zum Flußlauf. Der neue Überbau besteht aus zwei

vollwandigen Blechbalken von 2 m Entfernung und je 1,90 m Höhe nebst Querverbindungen mit oberliegender Fahrbahn.

Die vorbereitenden Arbeiten umfaßten in der Hauptsache den Abbruch des etwa 2,5 m starken granitnen Widerlagsmauerwerks zwischen den alten Auflagersteinen auf etwa 1,6 m Tiefe, sowie die demzufolge nötige Abstützung der alten Gitterträger durch eine Hilfskonstruktion aus starken Rundholzsteifen gegen den unteren Teil der Widerlager. Um ferner die beiden neuen Kammermauern von je rd. 1,2 m Stärke hochführen zu können, ohne den Betrieb zu stören, wurde das Betriebsgleis in zwei Zugpausen von je dreistündiger Dauer durch zwei miteinander verbundene Querträger I NP 34 und je drei I-Träger NP 24 auf eine Länge von rd. 4 m unterfangen. Nach Hochführung des neuen Kammermauerwerks und Herstellung der neuen Auflager erfolgte der Wiederausbau dieser Hilfskonstruktion.

Durch eine vom Betriebsamt herausgegebene ausführliche Dienstrege lung wurde der Tag der Brückenauswechslung auf den 7. Oktober von 1,02 bis 5,50 Uhr vormittags festgelegt.

Der neue Überbau war am 4. Oktober auf Bahnhof Königszell eingegangen. In der Zwischenzeit wurden die Brückenbalken und der neue Überbau aufgepaßt. Am 6. Oktober wurden sodann auf jeder Brückenseite die Schwellenlager zur Aufnahme der inneren Stützspindeln der Krane vorbereitet und eine Probeaufstellung der Krane in einer Zugpause vorgenommen.

Nach Durchführung des letzten Personenzuges am 7. Oktober um 1,02 Uhr vormittags wurde der auf Bahnhof Königszell bereitstehende Arbeitszug (Lastenzug siehe Abb. 2), bestehend aus zwei Lokomotiven (vorn und hinten je eine) und den beiden Dampfkranen nebst Beiwagen, nach der Baustelle, Gleis Liegnitz—Königszell, beordert. Gleichzeitig traf ein weiterer Arbeitszug mit dem neuen Überbau, sowie einem 18 m langen Wagen und den erforderlichen Beiwagen auf Gleis Königszell—Liegnitz auf der Baustelle ein. Die Dampfkrane wurden sofort an den bereits vorbereiteten Stellen beiderseits der Brücke aufgestellt. Ihre Aufstellung dauerte, infolge der tags zuvor erfolgten vorbereitenden Arbeiten, knapp eine Stunde und war bereits um 2,15 Uhr beendet.

Eine unvorhergesehene Verzögerung von einigen Minuten ist in dieser Zeit sogar noch einbegriffen, entstanden dadurch, daß die Futterstücke aus Fichtenholz zwischen Tragketten und Überbau beim Anziehen zu splintern angingen und durch solche aus Hartholz ersetzt werden mußten.

Nun traten die Dampfkrane in Tätigkeit.

Der alte Überbau wurde gehoben (Abb. 3), seitlich geschwenkt und unter gleichzeitigem Senken beider Ausleger auf den im Nebengleis stehenden leeren Wagen sicher gelagert; hierbei war zu beachten, daß der Überbau einseitig um ein bestimmtes Maß überstehend auf dem Wagen zu liegen kam, um ihn profilfrei in den Bahnhof Königszell zur Verschrottungsstelle bringen zu können. Nach 40 Minuten lag der alte Überbau bereits dergestalt auf dem SS-Wagen. Dasselbe Bild wiederholte sich nunmehr in umgekehrter Richtung. Der neue Überbau lag, dank der vorherigen Kenntlichmachung der genauen Mitten, bereits 3,35 Uhr auf seinen neuen Auflagern (Abb. 4).

Nach genauer Nachprüfung nach Höhe und Richtung wurden die Drahtseile entfernt und mit dem Abbau der Krane begonnen. Sie waren bereits um 4,10 Uhr so weit abgebaut und zurückgezogen, daß mit der Herstellung der Oberbauanschlüsse begonnen werden konnte. Diese Arbeit war in einer weiteren Stunde beendet.

Es folgten nunmehr die Probelastungen der neuen Brücke mit einer T 14-Lokomotive, und um 5,50 Uhr konnte das Gleis dem Betriebe übergeben werden.

Planmäßig rollte der erste Frühzug wenige Minuten später über die Brücke.

Zum Schluß sei darauf hingewiesen, daß bei der Einteilung der für die verschiedenen Arbeitsvorgänge erforderlichen Zeit die für die Probelastung nötige Zeit keinesfalls zu gering bewertet werden darf, um nicht im letzten Augenblick noch Betriebsverspätungen hervorzurufen.

INHALT: Rein dynamische Verfahren zur Untersuchung der Beanspruchungen von Bauwerken. — Die Stahlüberbauten der Wettera- und Saalburger Brücke über den Stausee der Saale-Talsperre am Kleinen Bleiloch (Schluß). — Zeitgemäße Brückenauswechslungen bei der Reichsbahn.