

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 gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau“ 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang

BERLIN, 21. September 1928

Heft 13

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Brückenmeßtechnik.

Neuere Messungen dynamischer Brückenbeanspruchungen.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Rudolf Bernhard, Berlin.

I. Allgemeine Problemstellung.

Während die Statik bereits zu einem gewissen Grade der Vollkommenheit gelangt ist, befindet sich die Dynamik im Bauwesen noch in den Anfangsgründen. Die Dynamik unterscheidet sich ja bekanntlich von der Statik zunächst nur dadurch, daß mathematisch ausgedrückt die Zeitordinate als gleichberechtigt in die Rechnung eingeführt wird. Der Bauingenieur muß, wenn er auf diesem schwer zu erfassenden, mehr und mehr an Bedeutung gewinnenden Gebiet der Dynamik der Bauwerke Fortschritte erzielen will, sich mit neuen, ihm bisher weniger geläufigen theoretischen sowie praktischen Hilfsmitteln versehen.

So hat zunächst das wachsende Bedürfnis, die nur durch Rechnung gewonnenen Ergebnisse der z. B. in unseren Brückenbauwerken auftretenden Spannungen auch praktisch durch örtliche Messungen nachzuprüfen, in den letzten Jahren zu zahlreichen Versuchen geführt, die auch heute noch keineswegs als abgeschlossen zu betrachten sind. Bei Berücksichtigung der dynamischen Beanspruchungen, also der Untersuchung des Zustandes während der Überfahrt von Fahrzeugen, gestalten sich die Vorgänge jedoch derartig verwickelt, daß bisher keine einwandfreien Lösungen gefunden werden konnten.

Die große wirtschaftliche Bedeutung dieser Versuche liegt bekanntlich darin, daß durch experimentellen Nachweis die wirklich auftretenden Stoßzahlen sich genauer erfassen lassen, und daher die zulässigen Spannungen vielleicht etwas erhöht werden können. Die Ergebnisse werden dann möglicherweise eine wirtschaftlichere Ausbildung zulassen.

Im folgenden sollen in erster Linie praktische Meßversuche und ihre Übereinstimmung mit der Theorie, also die Messung von Brückenspannungen mit dazu geeigneten Geräten behandelt werden. Die Lösung zahlreicher, dahin zielender Aufgaben, die teilweise Anregungen der in letzter Zeit erschienenen Literatur entstammen, ^{1) 2)} ist bereits versucht worden, so daß hierüber kurz berichtet werden kann.

Die Anforderungen an statische und dynamische Brückenspannungsmesser müssen bekanntlich sehr weit gestellt werden, weil die auftretenden Dehnungen nicht bloß außerordentlich klein sind, also erhebliche Vergrößerungen verlangen, sondern sich andererseits auch auf einen verhältnismäßig großen Meßbereich erstrecken. Außerdem sind die Apparate sehr raschen Dehnungsschwankungen ausgesetzt, die sie gleichzeitig selbst aufzeichnen müssen.

Dazu kommt, daß man auf einer im Betriebe befindlichen Brücke aus naheliegenden Gründen keine empfindlichen Laboratoriumsgeräte verwenden kann und daß andererseits an die Genauigkeit sowie Empfindlichkeit Anforderungen gestellt werden müssen, wie sie in dieser ungünstigen Zusammenstellung wohl bei kaum einem der bisher bestehenden Meßgeräte auch auf anderen Gebieten gefordert werden. Der eigentliche Dehnungsmesser, der handfest ausgebildet werden muß, ist zweckmäßig von der Schreibvorrichtung zu trennen. Der empfindliche, registrierende Teil braucht dann nicht mehr auf der Brücke aufgestellt zu werden, was u. a. auch aus rein dynamischen Gründen zweckmäßig erscheint, da die Masse des Schreibwerkes die Aufzeichnungen stets störend beeinflussen wird. Die beiden Teile werden dann am einfachsten elektrisch verbunden. Der Bauingenieur, der hier das ihm fernerliegende Gebiet der Feinmeßtechnik beschreiten muß, kann nicht erwarten, mit den allgewohnten Mitteln einwandfreie Ergebnisse zu erzielen, sondern wird die Verfahren aus den Grenzgebieten, z. B. der Elektrotechnik zu Hilfe holen müssen, wo

¹⁾ Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken. Von Prof. N. Streletzki, Moskau. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 41.

²⁾ Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken. Von Prof. Dr. W. Hort. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 3 u. 4.

Schwingungsuntersuchungen mit noch weit höheren Anforderungen bereits gelöst worden sind.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat, wie bekannt, bereits im Jahre 1925 ein Preisausschreiben zur Erlangung eines Spannungs- und Schwingungsmessers für die dynamischen Beanspruchungen eiserner Brücken veranstaltet.

Nachdem das anlässlich dieses Wettbewerbs eingesetzte Preisgericht zu dem Ergebnis ³⁾ gekommen ist, daß die bisherigen sowie die zum Wettbewerb eingereichten Brückenspannungsmesser noch keineswegs den an sie zu stellenden Anforderungen genügen, sind zur Schaffung geeigneter Apparate zwei grundsätzlich verschiedene Wege weiter beschritten worden.

Der eine Weg behandelt in erster Linie die Verbesserung der vorhandenen mechanischen Geräte.

Der zweite Weg, der aus obigen Gründen elektrische Meßverfahren benutzt, ist inzwischen ebenfalls, und zwar vom Reichsbahn-Zentralamt in Berlin weiter ausgebaut worden, worüber hier vor allem berichtet werden soll. Vorausgeschickt sei, daß sich beide Verfahren keineswegs ausschließen, nur wird der erste wohl stets auf einfachere Brückenmessungen, unter Verzicht der Aufnahme sehr rascher Spannungsschwankungen bei erheblichen Vergrößerungen beschränkt bleiben.

II. Eichfragen.

Die Eichfrage spielt nicht bloß bei allen dynamischen Spannungsmessern, sondern auch für die rein statischen Apparate eine so wichtige Rolle, daß hierauf ausführlicher eingegangen werden soll.

Man muß scharf zwischen einer statischen und einer dynamischen Eichung unterscheiden. Die dynamischen Apparate werden naturgemäß beiden Prüfungen unterworfen.

1. Zunächst sei die statische Eichung, d. h. die genaue Bestimmung des jeweiligen Vergrößerungsmaßstabes der statischen, und selbstverständlich auch dynamischen Spannungsmesser, innerhalb ihres gesamten Meßbereiches behandelt.

Bei einer normalen Meßlänge von 20 cm muß, wenn z. B. die sehr weitgehende Forderung des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft beibehalten werden soll, der Nachweis von Spannungsschwankungen von 5 kg/cm² gefordert, d. h. Dehnungsänderungen (Δl) von 0,5 μ ⁴⁾ gemessen werden können. Es ist nämlich
$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{20 \cdot 5}{210000} \approx \frac{1}{20000} \text{ cm} = 0,5 \mu.$$
 Nimmt man dann an, daß bei normaler Diagrammstrichstärke noch ein halbes Millimeter genügend genau abgelesen werden kann, so bedingt dies eine Vergrößerung von mindestens eintausend ($n = \frac{0,5 \text{ mm}}{0,5 \mu} = 1000$).

Der Nachweis derartig kleiner Längenänderungen verbunden mit einer 1000fachen Vergrößerung erklärt die Schwierigkeit, mit mechanischen Geräten diese beiden Bedingungen, auch schon für rein statische Messungen, zu erfüllen.

Zum Vergleich sei hier erwähnt, daß man in der Feinmeßtechnik bei Größenordnungen in der Gegend von 1 μ bereits mit Mikrometerschrauben mißt, die mit sogenannten Fühlhebeln versehen sind, um den in diesen Meßbereichen bereits unbedingt erforderlichen, konstanten Meßdruck zu erzielen, beträgt doch bei einem normalen Anpreßdruck von nur 10 kg/cm²

³⁾ Vergl. Untersuchung von Spannungs- und Schwingungsmessungen für Brücken. Bericht über die Ergebnisse des Wettbewerbs der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Erlangung eines Spannungs- und Schwingungsmessers für dynamische Beanspruchung eiserner Brücken. Berlin 1928. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn.

⁴⁾ 1 $\mu = \frac{1}{1000}$ mm.

auf eine Länge von 20 cm die Zusammendrückung für St 37 bereits rd. 1μ ; bei Größenordnungen unter 1μ zieht man daher meistens optische Verfahren vor.⁵⁾

Auf den eben erwähnten, außerordentlich wichtigen Punkt des Anpreßdruckes sei besonders aufmerksam gemacht, denn die Tatsache, daß selbst die sorgfältigste Aufspannung der Brückenmeßgeräte eine dauernde Unbekannte in sich birgt, bildet sicherlich mit einem Grund von zahlreichen Fehlmessungen. Man kann sich ja leicht vorstellen, daß die einzelnen Körnerspitzen der Meßgeräte erst nach verschiedenen Einrüttelfahrten in ihre Unterlage sich ein solches Bett verschieden, daß keine Verlagerung bei weiteren Belastungsfahrten auf der Brücke mehr eintritt.

Die auftretenden statischen Höchstspannungen infolge einer normalen Belastungslokomotive erreichen bei einer mittelgroßen Eisenbahnfachwerkbrücke von z. B. 35 m Spannweite nur $\max \sigma_p = \text{rd. } \pm 300 \text{ kg/cm}^2$ ($\sigma_g = \pm 500 \text{ kg/cm}^2$). Da die Meßlänge der bekanntesten, statischen Dehnungsmesser (z. B. Huggenberger, Okhuizen und Fuess) etwa 2 cm ohne Verlängerungsstange beträgt, ergeben sich für die Verkehrslast durch eine Belastungslokomotive nur Längenänderungen von

$$\Delta l = \frac{300 \cdot 2}{2 \cdot 100 \cdot 000} = 0,000 \, 285 \text{ cm} = 2,85 \mu.$$

Es ist also nicht weiter verwunderlich, da man von Verwendung größerer Meßlängen mit Hilfe von Verlängerungsstangen z. B. bei Platzmangel oft absehen muß, daß sich bereits hier, also bei der rein statischen Messung und infolgedessen erst recht bei der Eichung die größten Schwierigkeiten ergeben.

Will man also in Zukunft derartige Eichungen unter $0,5 \mu$ der vorher errechneten Genauigkeitsgrenze ausführen, so müssen andere Wege eingeschlagen werden.

Die statische Eichung, d. h. die genaue Bestimmung des Vergrößerungsmaßstabes, durch Aufspannen der Dehnungsmesser an einem Zerreißstab und Ablesen seiner Dehnungen, einerseits an der geeichten Skala der Zerreißmaschine und andererseits auf dem Diagramm des Dehnungsmessers, weist z. B. eine geringe Fehlerquelle durch die nie absolut einheitlichen Elastizitätszahlen ($\pm 2,5 \%$ Abweichung) an den verschiedenen Punkten jedes Zerreißstabes auf. Die rein mechanische Bestimmung der Vergrößerung durch Zusammensetzen des Übersetzungsverhältnisses der einzelnen Apparatiebel berücksichtigt nicht das unvermeidliche Spiel in den Gelenken. Auch müssen derartige Eichungen bei konstanter Temperatur ausgeführt werden, da 1° Temperaturschwankung bei 20 cm Meßlänge bereits rd. $2,4 \mu$ Längenänderung bedeutet.

Erst wenn es also möglich ist, derartig kleine, ursächliche Bewegungen im Bereich von $0,5 \mu$ den Meßgeräten einerseits aufzuzwingen und auf irgend eine Weise, z. B. auf optischem Wege, durch Meßmikroskope, wenn man von Interferenzkomparatoren absehen will, andererseits nachzumessen, lassen sich Eichkurven der Meßgeräte für die in der Brückenmeßtechnik nun leider erforderlichen Genauigkeiten einwandfrei aufstellen.

Dasselbe Eichverfahren muß sinngemäß auch für alle dynamischen Spannungsmesser verwendet werden, um zunächst die absolute Vergrößerung der statischen Grundspannung nachweisen zu können.

2. Die dynamische Eichung besteht erstens in der Feststellung der Eigenschwingungszahl der Apparate. Bei Frequenzen über 500 Hertz⁶⁾ kann diese kaum noch mit Hilfe eines Schütteltisches, wie weiter unten ausgeführt, der für so hohe Frequenzen schwerlich gebaut werden kann, sondern nur durch Anstoßversuche nachgewiesen werden. Unter Anstoßversuchen wird hier die künstliche Erregung der Meßgeräte durch einen einmaligen Impuls verstanden. Bei mechanischen Apparaten erfolgt sie am einfachsten durch Auslenken und Wiederloslassen der Schreibhebelspitze aus ihrer Gleichgewichtslage. Bei Systemen ohne Schreibhebel kann man durch leichtes Anschlagen, z. B. mit einem Hammer, freie Schwingungen erzeugen. In beiden Fällen werden die Aufzeichnungen in der gesuchten Frequenz der Apparateeigenschwingung erfolgen.

Zweitens muß jedoch dann noch der endgültige Beweis geführt werden, daß innerhalb des Bereiches der auftretenden Brückenschwingungen, für die zur praktischen Auswertung im Höchsthalle etwa 300 Hertz in Frage kommen, die Apparate auch absolut richtige, d. h. unverzerrte Amplituden aufzeichnen.

Dies läßt sich aber exakt wiederum nur mit Hilfe eines Schütteltisches nachweisen. Ein Schütteltisch besteht aus dem festen und dem beweglichen Teil, auf denen die zu prüfenden Spannungsmesser befestigt werden können. Der bewegliche Teil muß einerseits in der Lage sein, ausreichend hohe Frequenzen möglichst unverzerrt, also z. B. sinoide Schwingungen bis mindestens 300 Hertz, auszuführen, die andererseits aber auch gleichzeitig einwandfrei beobachtet und zum Vergleich mit dem Diagramm des zu eichenden Dehnungsmessers aufgezeichnet werden können. Die bisherigen Versuche, sowohl mit mechanischen wie auch

elektrischen Spannungsmessern haben gezeigt, daß jeder beim Befahren der Brücke entstehende Schwingungsvorgang (Erregerfrequenz), sobald er mit einer Eigenschwingung der Meßgeräte übereinstimmt, eine erhebliche Verzerrung der Aufzeichnungen verursacht, selbst wenn die erregenden Amplituden so klein sind, daß sie auf die Brückenspannungen keinerlei nennenswerten Einfluß ausüben. Die Resonanzwellen überlagern die Aufzeichnungen vielfach derartig, daß eine Auswertung der Diagramme praktisch unmöglich wird, da eine Aufschauklung zu großen Amplituden auch bei verhältnismäßig hohen Apparateeigenschwingungen nicht zu vermeiden ist.

Versuche mit statischen und dynamischen Eichgeräten, die den oben geschilderten Zwecken dienen sollen, sind im Gange; erst nach ihrem Abschluß kann darüber berichtet werden.

III. Elektrische Meßverfahren.

Auf die Versuche und Ergebnisse mit vorwiegend mechanischen Meßgeräten soll hier nicht weiter eingegangen werden, da hierüber bereits ausreichend Literatur in den letzten Jahren erschienen ist.^{7) 8)} Ebenso seien Schwingungsmesser zunächst nicht weiter behandelt, weil den Brückenbauer ja in erster Linie die Auswirkungen der Schwingungen in Form von Spannungsänderungen interessieren.

Die Hauptschwierigkeit bei sämtlichen mechanischen Apparaten besteht vor allem erstens in der Erreichung der erforderlichen hohen Eigenschwingungszahl, um innerhalb ihres Meßbereiches maßstabgetreue Aufzeichnungen zu erhalten und zweitens der gleichzeitig zur einwandfreien Auswertung erforderlichen erheblichen Vergrößerung, da mit wachsender Vergrößerung die Eigenschwingungszahl ganz bedeutend fällt.

Es ergibt sich aus den Resonanzkurven (Abb. 1), daß die wichtige Forderung, mindestens ein Vierfaches der höchsten zu messenden Schwingungen als Apparateeigenschwingung zu verlangen, doch unbedingt empfehlenswert erscheint, um unter allen Umständen im unverzerrten Bereich zu bleiben. Unter Resonanzkurven versteht man diejenigen Kurven, welche entstehen, wenn auf der X-Achse die dem Meßsystem aufgedrückte Frequenz und auf der Y-Achse die Amplitude, d. h. die vom Meßsystem aufgezeichnete Wellenhöhe aufgetragen wird.

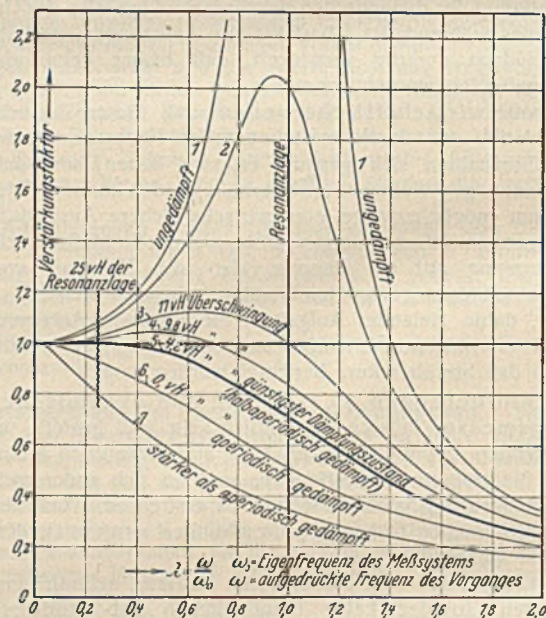


Abb. 1. Resonanzkurven mit verschiedener Dämpfung (1—7).

Um ganz allgemeingültige Kurven zu erhalten, sind in Abb. 1 auf der X-Achse die λ -Werte (aufgedrückte Frequenz des Vorganges / Eigenschwingung des Meßsystems) und auf der Y-Achse der Verstärkungsfaktor (aufgezeichnete Amplitude / Erregeramplitude) dargestellt.

Dort wo die aufgedrückte Frequenz und die Eigenschwingung des Meßsystems übereinstimmen, würden sich unendlich große Ausschläge (Abb. 1, Kurve 1) ergeben, wenn nicht die Dämpfung, d. h. die inneren Widerstände, z. B. Reibungen oder Luftwiderstände usw., die Ausschläge verkleinern würden. Das Beispiel eines starren Pendels, das im Rhythmus

⁷⁾ Dynamische Untersuchungen an Brücken. Von Dr.-Ing. Geiger, Augsburg, im „Bauingenieur“ 1924, Heft 19.

⁸⁾ Stoßwirkungen bei eisernen Brücken. Von A. Bühler, Sektionschef für Brückenbau der Schweizerischen Bundesbahnen. Zürich 1926; in „Schweizerische Ingenieurbauten in Theorie und Praxis“.

⁹⁾ Über das Wesen dynamischer Wertziffern. Von Dr.-Ing. Saller, Direktor bei der Reichsbahn, im „Bauingenieur“ 1926, Heft 20.

⁵⁾ Die Genauigkeit technischer Längenmessungen. Von H. Vorländer, Dresden, in der Meßtechnik 1928, Heft 5.

⁶⁾ 1 Hertz = 1 Schwingung je Sekunde.

seiner Schwingungsdauer angestoßen, zu immer größeren Ausschlägen angeregt wird, bei rascheren bzw. langsameren oder unrythmischen Stößen aber gar nicht oder kaum nennenswert schwingen wird, gibt diesen Vorgang am anschaulichsten wieder. Auch hier kann man sich die Dämpfung durch die Reibung im Gelenk der Aufhängung klarmachen, die eine erhebliche Herabminderung der Ausschläge hervorruft. Wie aus den in der Abb. 1 dargestellten, verschiedenen Resonanzkurven hervorgeht, wird man sogar nur bei halbperiodischer Dämpfung (Kurve 5) sicher damit rechnen können, bis zu 25% der Resonanzlage maßstabgetreue Amplituden zu erhalten. (Unter aperiodischer Dämpfung versteht man bekanntlich denjenigen Dämpfungszustand, bei dem keinerlei Überschwung, d. h. Mehranzeige gegenüber der Gleichgewichtslage eintritt.) Mit Meßgeräten, die auf elektrischer Übertragung beruhen, gelingt es ohne weiteres, diese Schwierigkeit zu überwinden, und zwar sowohl eine ausreichend rasche Apparateeigenschwingung zu erreichen, als auch die Frage der Eichfähigkeit, wie weiter unten ausgeführt, ebenfalls einwandfrei zu lösen.

Die im folgenden geschilderten Versuche hatten ausschließlich den Zweck, ein elektrisches Meßverfahren so zu vervollkommen, daß es für die Praxis des Brückeningenieurs ohne besondere Bedienungsschwierigkeiten verwendbar wird.

Man muß, wie bereits erwähnt, zunächst zwischen dem eigentlichen Schreibgerät und dem Dehnungsmesser unterscheiden.

1. Ein vorzügliches Registriergerät, das u. a. die erforderlichen hohen Eigenschwingungszahlen aufweist, ist durch den Oszillographen gegeben, mit dem in der Elektrotechnik schon lange sämtliche Schwingungserscheinungen untersucht werden. Als ein dem Bauingenieur weniger bekanntes Gerät sei es kurz beschrieben.

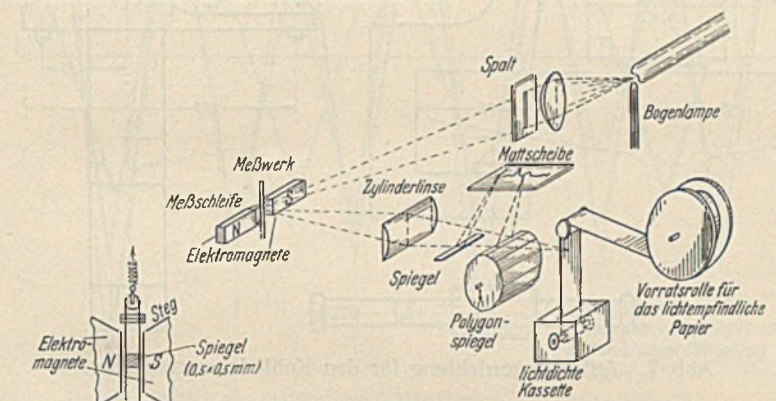


Abb. 2b. Schema des Strahlenganges in einem einschleifigen Oszillographen.

Abb. 2a. Schema der Oszillographenmeßschleife.

Der Oszillograph besteht im wesentlichen aus einem in Form einer Drahtschleife ausgespannten Meßorgan, das zwischen einem starken Elektromagneten aufgehängt ist (Abb. 2a u. b). Durch die elektrodynamischen Wirkungen, die ein Magnetfeld auf stromdurchflossene Leiter ausübt, ergeben sich Schleifenausschläge bei Stromdurchgang. Auf der Schleife ist ein kleiner, nur $0,5 \times 0,5$ mm großer Spiegel befestigt, der, in den Strahlengang einer Lampe eingeschaltet, seine Bewegungen auf einen beweglichen Filmstreifen projiziert. Es können bis zu sechs Schleifen angeordnet werden, also auf demselben Filmstreifen sechs Diagramme gleichzeitig aufgenommen werden. Bei den üblichen Schleifen entspricht 1 mm Ausschlag auf dem Film für 1 m Lichtzeigerlänge etwa 5×10^{-5} Ampere Stromstärke.

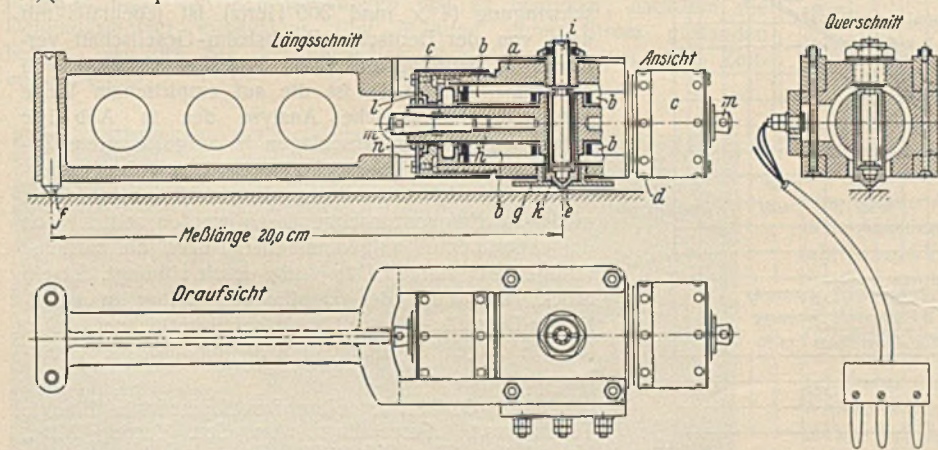


Abb. 4a. Kohledehnungsmesser für Brückenmeßzwecke.

Die für die vorliegenden Zwecke benutzten Oszillographenschleifen besaßen eine Eigenfrequenz von 2000 Hertz. Durch entsprechende Zusammensetzung des zur Dämpfung in der Oszillographenschleife erforderlichen Öles muß angestrebt werden, die in Abb. 1 dargestellte halbperiodisch gedämpfte Kurve 5 zu erhalten. Bei mechanischen Geräten hat man es jedenfalls nicht ohne weiteres in der Hand, den gewünschten Dämpfungszustand zu erzwingen. Je nach den inneren Widerständen der Apparate, z. B. in den Gelenken, wird sich eine andere Dämpfungskurve ergeben, die sich bei jedem Transport und wiederholtem Aufspannen der Meßgeräte jeweils etwas verschieben wird und z. B. eine etwaige Eichung des Verzerrungsmaßstabes sehr erschwert. Jede Bewegung der Schleifenausschläge, ja sogar eine Verwandlung von laufenden in dauernd sichtbare, gewissermaßen stehende Wellen kann auf stroboskopischer Grundlage während eines Versuches vollständig, und auch während der Aufnahme zum Teil an einer umlaufenden zweiflügeligen Trommel oder einem Polygonspiegel (vergl. Abb. 2b) beobachtet werden. Die Vergrößerung ist, ohne die Diagrammstrichbreite zu verstärken, fast unbeschränkt. Bisher ist im Höchstfalle mit einer 20 000 fachen Vergrößerung gearbeitet worden. Der Papiervortrieb kann, was bei mechanischer Aufzeichnung unmöglich erscheint, bis zu 4 m/Sek. gesteigert werden. Die Aufstellung und Bedienung des Oszillographen wird ganz unabhängig, in beliebiger Entfernung, z. B. von der zu untersuchenden Brücke in einem besonderen Meßwagen geschehen (Abb. 3).

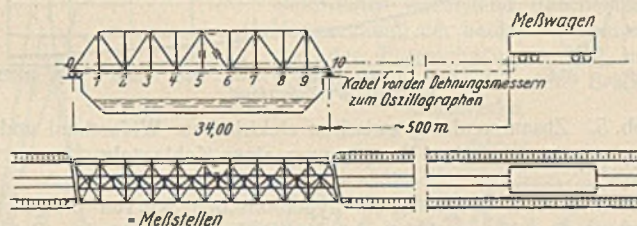


Abb. 3. Meßanordnung einer eingleisigen Eisenbahnbrücke.

Zur Bestimmung des Zeitablaufes, in dem die Messungen vor sich gehen, wird als Zeitzeichen die Bewegung einer Stimmgabel von 50 Hertz Eigenschwingung mitphotographiert. Für die vorliegenden Brückenmeßzwecke kann ein elektromagnetisch betätigter Unterbrecher eingebaut werden. Seine Erregung geschieht z. B. bei Eisenbahnbrücken durch ein oder mehrere Schienenkontakte auf bzw. vor und auch hinter der Brücke, so daß die jeweilige Stellung sowie Geschwindigkeit der Belastungslokomotive, deren Achsen während der Überfahrt diese Kontakte niederdrücken, auf jedem Diagramm genau verzeichnet ist.

Der Oszillograph kann daher, von dem Nachteil der photographischen Entwicklung abgesehen, infolge der Verwendung des masselosen Lichtstrahls, was bei dynamischen Messungen im Bereich höherer Frequenzen unvermeidlich erscheint, für Registrierzwecke von Schwingungs- und Spannungsvorgängen jeglicher Art als hervorragendes Meßgerät angesehen werden.

2. Weit schwieriger ist die eigentliche Dehnungsmessung und die Umsetzung der Dehnung in Gleichstrom zwecks Registrierung durch den Oszillographen. Eine große Zahl bereits bestehender oder geplanter elektrischer Spannungsmesser, die zum Teil nur Dehnungsänderungen und dann oft auch nur in Form von Wechselstromkurven wiedergeben, sind für Brückenmeßzwecke nicht geeignet. Ebenso sind Schaltungen mit Verstärkerlampen, vor allem wegen der schwierigen Eichung, wenig aussichtsvoll. Bei den entstehenden Wechselstromdiagrammen, von denen oft nur die Umhüllungskurven verwendet werden können, ist ein Auswerten sehr rascher Spannungswechsel außerordentlich schwierig.

Zur Dehnungsmessung sind daher zunächst Kohledehnungsmesser¹⁰⁾ weiter entwickelt worden, die die obigen Nachteile vermeiden (Abb. 4a). In einem Gehäuse enthalten sie zwei Säulen, die aus aufeinander geschichteten Kohlescheibchen bestehen. Zwischen diesen Säulen befindet sich ein elastisch eingespannter Stab, dessen Be-

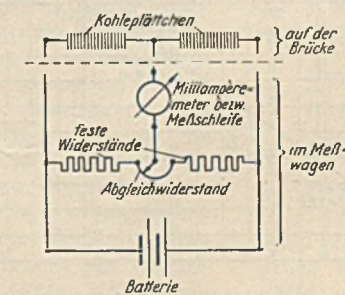


Abb. 4b.

Elektrisches Schaltschema eines Kohledehnungsmessers.

¹⁰⁾ Die erste Anregung zu diesen Versuchen mit Kohledehnungsmessern erhielt Verfasser bei seinem Besuche des U. S. Bureau of Standards in Washington im Frühjahr 1926.

wegung gegen das Gehäuse durch Aufsetzen seines freien Endes auf das sich dehnende Brückenglied in der einen Kohlesäule Zug, in der andern Druck erzeugt; der elektrische Berührungswiderstand der Kohlescheibchen wird dadurch verändert. Fügt man die beiden Kohlesäulen so in die bekannte Wheatstonesche Brückenschaltung ein (Abb. 4b), daß in Normlage kein Strom durch die Brücke fließt, so ergibt jede Dehnungsänderung und mithin Druck- oder Widerstandsänderung einen positiven bzw. negativen Gleichstrom in der Wheatstoneschen Brücke. Der kleine, nur 800 g wiegende Apparat besitzt äußerlich keine beweglichen oder empfindlichen Teile.

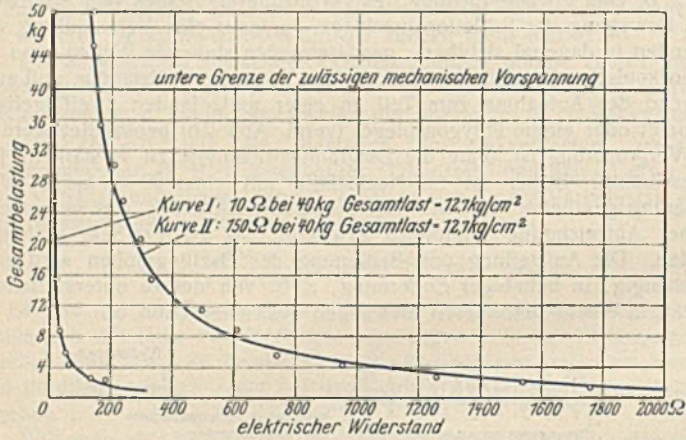


Abb. 5. Zusammenhang zwischen elektrischem Widerstand und mechanischer Vorspannung einer Kohlesäule.

Die in Abb. 5 dargestellten hyperbolischen Kurven zeigen, daß keineswegs eine lineare Abhängigkeit zwischen mechanischer Belastung und elektrischem Berührungswiderstand bei Verwendung nur einer Kohlesäule besteht. Die beiden Kurven I und II beziehen sich auf je eine Säule von insgesamt 57 Kohlescheibchen, die sich nur durch ihre nach längeren Versuchen sorgfältig ausgewählte Zusammensetzung der Widerstandsmaterialien unterscheiden, Versuche, die noch keineswegs abgeschlossen sind. Andererseits haben die in Abb. 6 wiedergegebenen Zug- und Druckversuche bewiesen, daß es durch die obenerwähnte Schaltung und die Wahl einer geeigneten mechanischen Vorspannung von zwei Kohlesäulen möglich ist, innerhalb des erforderlichen Meßbereiches von etwa $\pm 1000 \text{ kg/cm}^2$, praktisch linear mit jeder Spannungsschwankung veränderliche Ausschläge am Milliampereometer bzw. der Meßscheife zu erhalten.

Dies von den Amerikanern zuerst im Jahre 1923 verwendete Prinzip (Electrical Telemeter von O. S. Peters, U. S. Bureau of Standards, Washington, D. C.)¹¹⁾ ist in Deutschland von Dr. Siemann, Bremen, im Jahre 1925 zur Aufzeichnung langsamer Spannungsänderungen bei Untersuchungen von Schiffen auf See in etwas veränderter Form wieder benutzt worden.¹²⁾

Bei dem für Brückenmeßzwecke besonders umgebauten Gerät (vergl. Abb. 4a, D. R. P. a.) ist die mechanische Vorspannung der zwei Kohlesäulen, ähnlich wie bei dem amerikanischen Gerät, von beiden Seiten unabhängig einstellbar ausgebildet worden, so daß noch nach dem

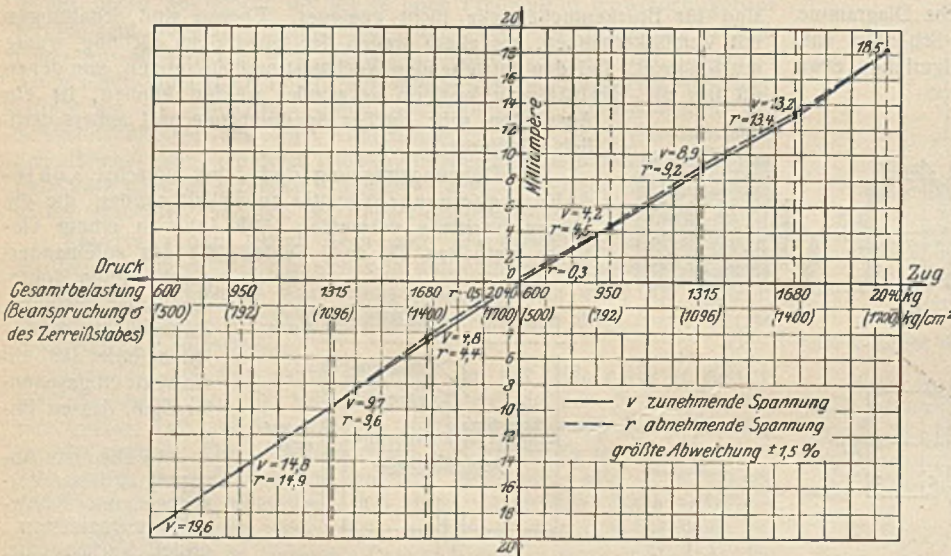


Abb. 6. Zug- und Druckversuch an einem Kohledehnungsmesser (Nachweis der linearen Änderung des Ausschlages am Milliampereometer entsprechend der Belastung). Ausgeführt an einem Dehnungsstab in der Zerreißmaschine.

Aufspannen auf dem zu messenden Brückenstab ein Nachregulieren möglich bleibt.

Weiter ist angestrebt worden, jegliche Gelenke und sonstige kinematischen Paarungen, die Anlaß zu sogenannten Schüttelschwingungen geben könnten, zu vermeiden.

Zum Aufspannen ist eine sehr kräftige Schraubzwinde (Abb. 7) ausgebildet, die einen stets gleichmäßig auf drei Körnerspitzen verteilten, sowie normal dazu wirkenden Anpreßdruck gewährleistet, da die Schrägstellung von Instrumenten ganz allgemein stets einen Grund von Fehlerquellen bildet. So ergibt z. B. eine Schrägstellung von nur $1/10$ Winkelgrad bei 20 cm Meßlänge bereits eine Längenänderung von $0,8 \mu$. Mit Hilfe dieses einen Spannbügels kann die eigentliche Aufspannzeit auf etwa 30 Sek. verkürzt werden.

Da der Dehnungsmesser außer den Kohlesäulen selbst keinerlei bewegliche bzw. federnde Teile, z. B. Schreib-

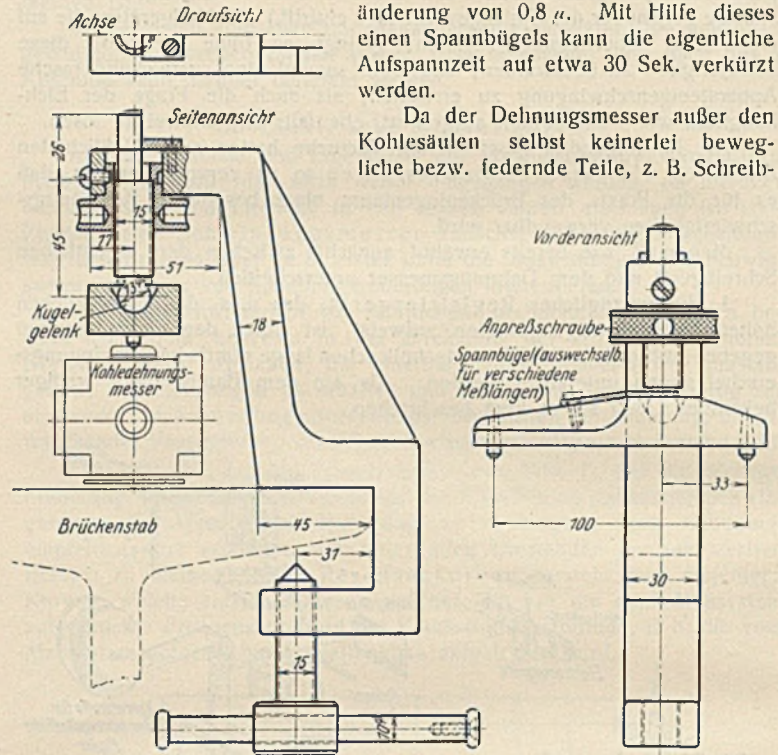


Abb. 7. Aufspannvorrichtung für den Kohledehnungsmesser.

hebel od. dergl., besitzt, muß man sich den Eigenschwingungsvorgang z. B. in aufgespanntem Zustande anders als in dem bisher gebräuchlichen Sinne vorstellen. Durch Anschlagen der Apparate, sowohl in aufgespanntem wie nicht aufgespanntem Zustande sind die Eigenschwingungskurven aufgenommen worden, die sich zu 2000 bis zu 4000 Hertz, je nach der gewählten mechanischen Vorspannung der Kohlesäulen ergeben haben (Abb. 8). Den Verformungs- (Schwingungs-) Vorgang beim Anschlagen eines Kohledehnungsmessers in aufgespanntem Zustande kann man sich unter anderem, wie er in Abb. 9 schematisch wiedergegeben ist, vorstellen.

Der von Siemann verwendete Apparat weist etwa 200 Hertz, der amerikanische in aufgespanntem Zustande 500, unaufgespannt nur 250 Hertz auf, ein Nachteil, der sich ohne weiteres durch das Vorhandensein von Gelenken bzw. Hebelübertragungen erklären läßt (Abb. 10a bis c). Das Vierfache der höchstens zu messenden Brückenschwingung ($4 \times$ rund 300 Hertz) ist jedenfalls mit dem von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft verbesserten Dehnungsmesser für Brückenmeßzwecke voll erreicht. In Abb. 11 ist die auf empirischem Wege gefundene harmonische Analyse der in Abb. 10c experimentell durch Anschlagen in aufgespanntem Zustande gefundenen Eigenschwingungskurve des verbesserten Kohledehnungsmessers dargestellt, wodurch die niedrigste Frequenz nachgewiesen werden sollte. Von der experimentell aufgenommenen Kurve, die zunächst infolge ihrer starken Dämpfung, rasch abklingt, ist ein Stück, und zwar der Deutlichkeit halber in geradliniger Darstellung ungedämpft herausgezeichnet, da es für die folgenden Betrachtungen nur auf die Größt-

¹¹⁾ S. O. Peters, „New Development in Electric Telemeters.“ Proceedings, Am. Soc. Testing Mts., Vol. 23, Part II, p. 592 (1923).

¹²⁾ Formänderungsmessungen an Schiffskörpern. Von Dr. Zug. Siemann, Bremen. Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1926, Heft 16 u. 19.

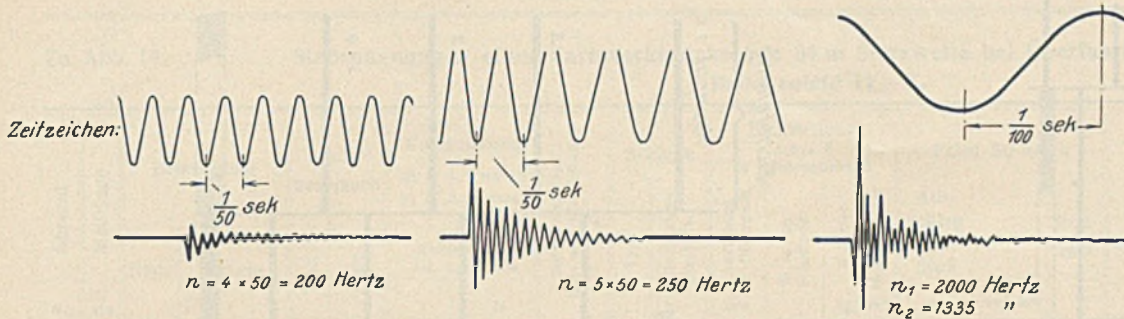


Abb. 10. Eigenschwingungsdiagramme von Kohledehnungsmessern.
a) Erste Ausführung. b) Amerikanische Ausführung. c) Verbesserte Ausführung.

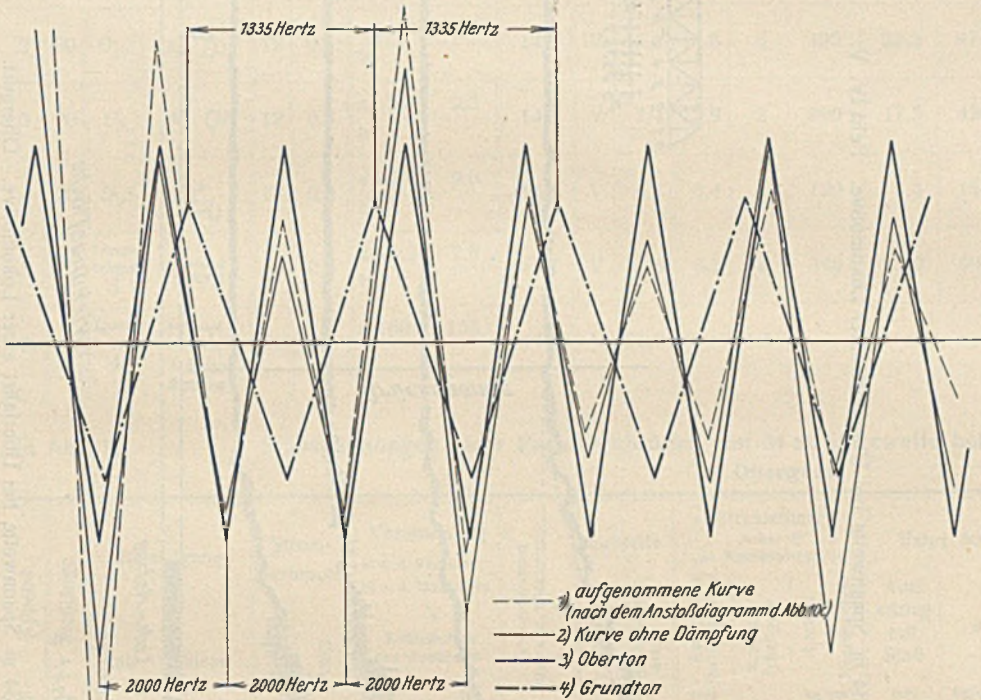


Abb. 11. Harmonische Analyse der Eigenschwingungskurve eines Kohledehnungsmessers.

werte der Ordinate ankommt. Dann sind durch Probieren zwei Kurven so bestimmt worden, daß die algebraische Summe ihrer Ordinaten jeweils die erste, aufgenommene Kurve ergibt.

Um nun die zulässige Strombelastung für die Dehnungsmesser zu erhalten, sind die in Abb. 12 dargestellten Kurven durch Versuche bestimmt worden. Sie zeigen die Änderung des elektrischen Widerstandes von Kohlesäulen verschiedener Anfangswiderstände in Abhängigkeit von der Zeit und ergeben ebenfalls, daß bei geringen Stromstärken (unterhalb 0,1 Ampere) sich nach kurzer Einschaltzeit (etwa 5 Minuten) für alle in Frage kommenden Widerstände bereits ein Gleichgewichtszustand und eine mithin völlig konstante Anzeige einstellt. Praktisch bedeutet dies, mit den Messungen erst zu beginnen, nachdem die Dehnungsmesser mindestens fünf Minuten unter Strom gestanden haben, was sich bei den Versuchen überdies von selbst ohne Zeitverlust ergibt.

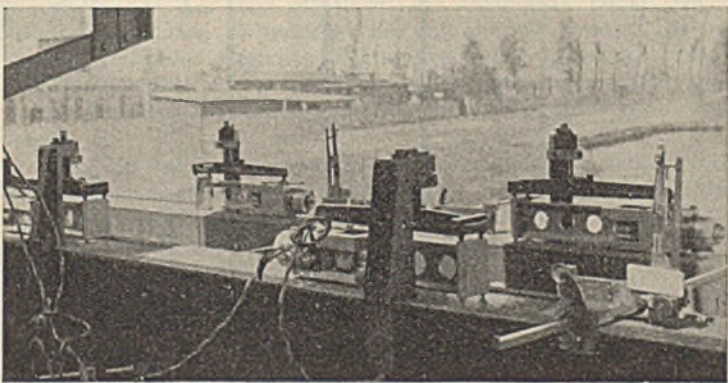


Abb. 13. Anbringung der Dehnungsmesser am Gurt einer Brücke.

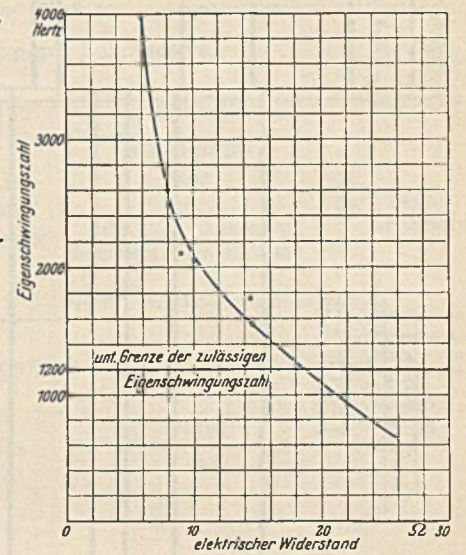


Abb. 8. Abhängigkeit zwischen dem elektrischen Widerstand (mechanischer Vorspannung) der beiden Kohlesäulen und der Eigenschwingungszahl eines Kohledehnungsmessers für Brückenmeßzwecke.

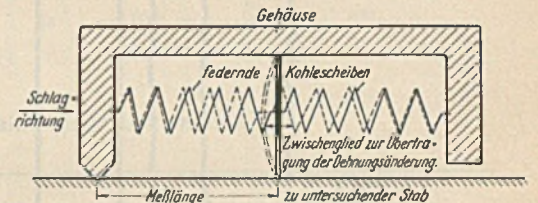


Abb. 9. Schema des Verformungsvorganges beim Anschlagen eines Kohledehnungsmessers in aufgespanntem Zustand zur Bestimmung seiner Eigenschwingungszahl.

IV. Besondere Aufgaben aus der Brückenmeßtechnik und Wege zu ihrer Lösung.

Der Meßvorgang, z. B. an einer Eisenbahnbrücke, mit Hilfe eines Oszillographen und den zur Spannungsmessung verwendeten, eben beschriebenen Kohleapparaten sei kurz beschrieben, um danach die damit zu lösenden Probleme andeuten zu können.

In beliebiger Entfernung von der Brücke steht ein Meßwagen (vergl. Abb. 3), der den Oszillographen und das Schaltpult aufnimmt, welches lediglich zum Abgleichen der Widerstände in den einzelnen Zweigen der Wheatstoneschen-Brückenschaltung dient. Von dort können sämtliche Anordnungen für die Belastungsfahrten, sowie Bedienung des Oszillographen erfolgen. Während des Auslegens der Leitungen werden die vorhandenen Dehnungsmesser an die zu untersuchenden Brückenteile angeschraubt (Abb. 13), die elektrischen Widerstände ihrer beiden Kohlesäulen auf der Brücke roh (mechanisch) und die festen Widerstände am Schaltpult fein (elektrisch) abgeglichen, sowie die Schienenkontakte befestigt. Dann müssen mehrere Ein-

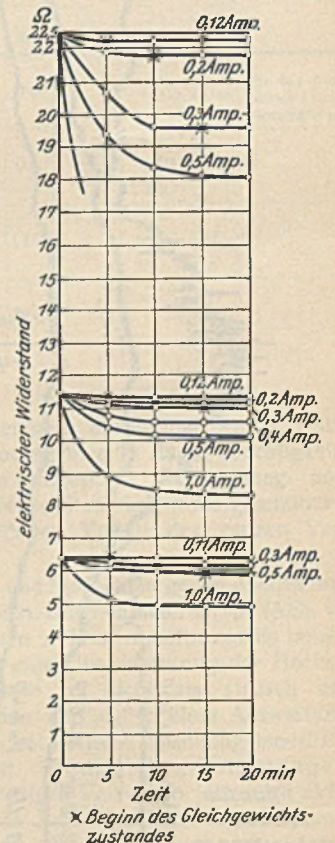


Abb. 12. Änderung des elektrischen Widerstandes von Kohlesäulen verschiedener Anfangswiderstände durch Strombelastung in Abhängigkeit von der Zeit.

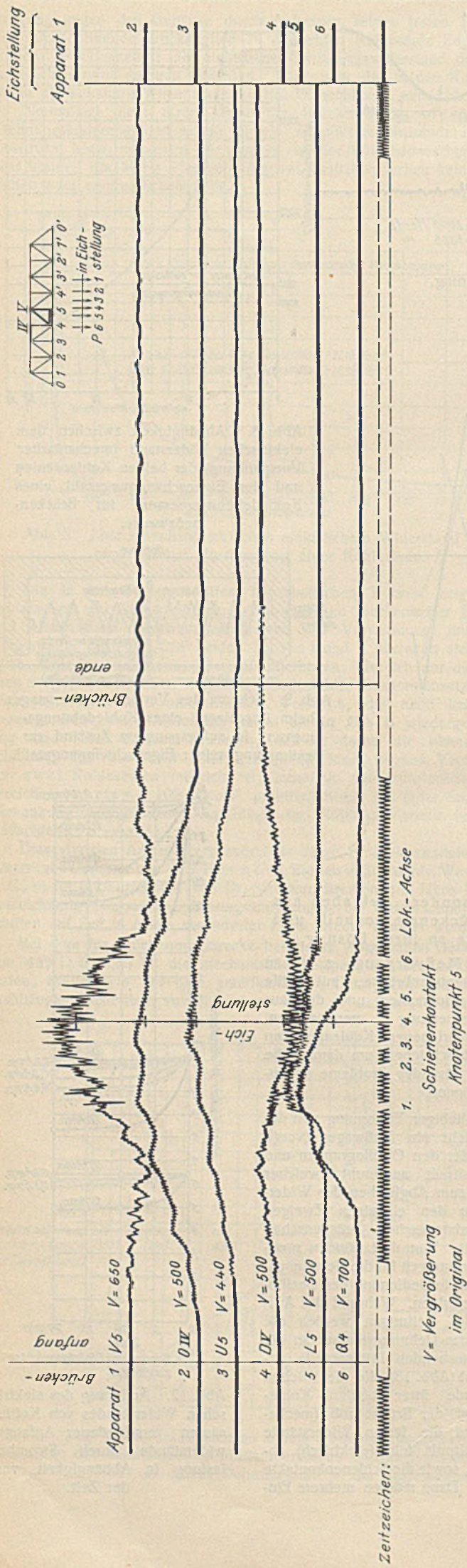


Abb. 14. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Feld IV, V.

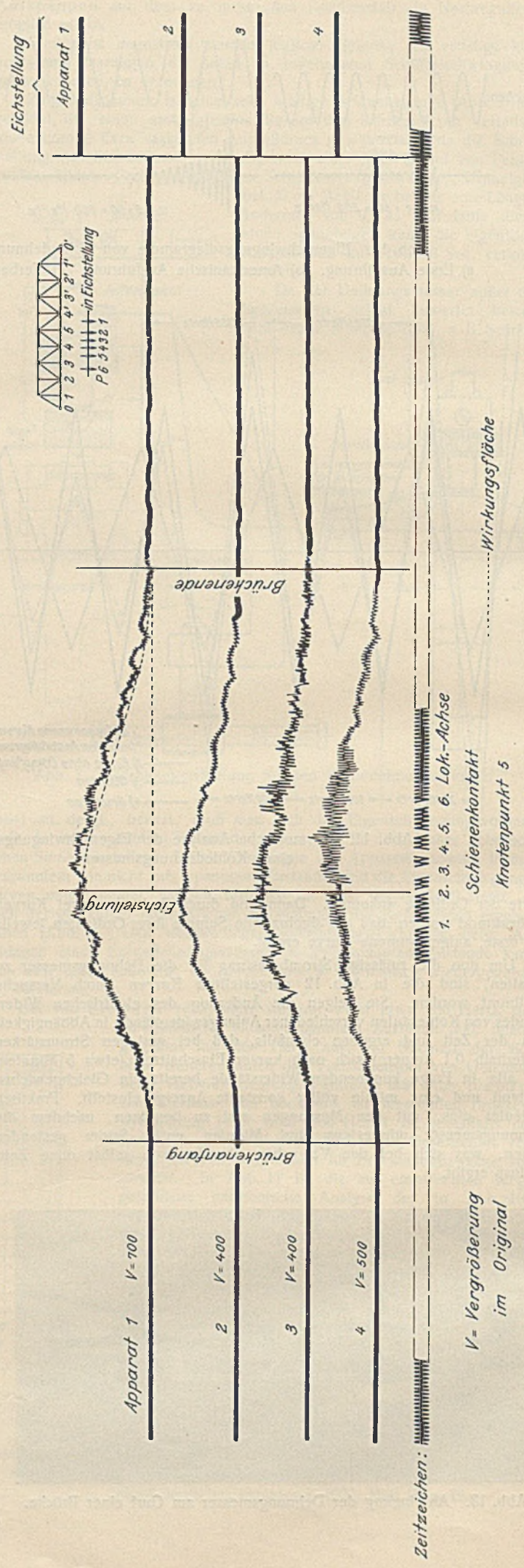


Abb. 15. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Obergurt.

Zu Abb. 14. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Stützweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Brückenfeld IV—V.

Apparat Nr.	Meßlänge cm	Befestigung		Stromverbrauch		Vorspannung		Kabelwiderstand Hin- und Rückleitung c_1	Schleife		Eichstellung Achse 4 in Knotenpunkt 5			Fahrt 50 km/h			Schwingungen Hertz					Zeitzeichen Sek.	Be- merkungen			
		Stab	Skizze	Volt	Amp.	a) v. d. Versuch	b) n. d. Versuch		Type	Empfindlichkeit mm/M.A.	Ausschlag im Diagramm mm	M. A. am Schaltputz	σ Mittel nach Huggenberger kg/cm ²	Aus- schlag mit Stoß	σ	Stoß- zahl	auf Null zurück	Fahrt- diagramm			Stabanstoß in Richtung					
						I	II										n_1	n_2	n_3	x-Achse	y-Achse					
1	20	V_5		12	0,4	a 7,8 b	7,6	14,3	IV	15,6	17,2	1,5	214	30,9	385	1,80	nein*)	9	—	200	—	—	1/50	*) Aufnahme ohne vorheriges Einrütteln		
2	20	O_{IV}		12	0,4	a 11,0 b	11,5	14,6	IV	15,6	18,6	3	395	22,3	474	1,20	ja	—	88	250	165	65	150	350	1/50	
3	20	U_5		12	0,4	a 9,6 b	9,5	14,3	V	7,4	12,9	2	309	17,5	420	1,36	.	—	—	200	—	—	1/50			
4	20	D_V		12	0,4	a 10,0 b	9,6	14,3	V	6,6	6,4	1	120	8,3	156	1,30	nein*)	—	35	200	—	—	1/50			
5	10	Längsträger 5		12	0,4	a 8,2 b	7,8	15,1	V	11,6	6,5	1	346	13,0	692	2,0	.	—	—	350	—	—	1/50			
6	10	Querträger 4		12	0,5	a 160 b	155	14,7	V	21,0	—	1,5	—	—	—	—	ja	—	100	—	—	1/50				

Zu Abb. 15. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Stützweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Obergurt.

Apparat Nr.	Meßlänge cm	Befestigung		Stromverbrauch		Vorspannung		Kabelwiderstand Hin- und Rückleitung c_1	Schleife		Eichstellung Achse 4 in Knotenpunkt 4			Fahrt 50 km/h			Schwingungen Hertz					Zeitzeichen Sek.	Be- merkungen			
		Stab	Skizze	Volt	Amp.	a) v. d. Versuch	b) n. d. Versuch		Type	Empfindlichkeit mm/M.A.	Ausschlag im Diagramm mm	M. A. am Schaltputz	σ Mittel nach Huggenberger kg/cm ²	Aus- schlag mit Stoß	σ	Stoß- zahl	auf Null zurück	Fahrt- diagramm			Stabanstoß in Richtung					
						I	II										n_1	n_2	n_3	x-Achse	y-Achse					
1	20	O_V		12	0,4	a 7,8 b 7,7	7,6 7,5	14,3	IV	15,6	20,1	1,5	320	25,4	405	1,27	ja	—	—	94			1/50	Vor der Aufnahme 4 Einrüttelfahrten		
2	20	.	.	12	0,4	a 10,75 b 10,7	10,6 10,4	14,6	IV	15,6	14,9	3,0	395	18,2	483	1,22	.	—	—	94	165	65	150	350	1/50	
3	20	.	.	12	0,4	a 9,2 b 9,4	9,7 9,3	14,3	V	7,4	13,6	2,0	346	24,0	610	1,76	.	—	—	110			1/50			
4	20	.	.	12	0,4	a 10,0 b 9,7	9,6 9,5	14,3	V	6,6	10,7	1,5	220	20,8	428	1,94	.	—	—	110			1/50			

rüttelfahrten aus den vorher erwähnten Gründen mit höherer Geschwindigkeit stattfinden, und schließlich kann die Aufnahme der Oszillogramme vorgenommen werden.

Die Eichung der Oszillogramme wurde mit Hilfe von Huggenberger-Spannungsmessern von 10 cm Meßlänge, durch wiederholtes Auffahren der Belastungslokomotive auf die Brücke in die jeweils ungünstigste Stellung, vorgenommen. Aus dem Mittelwert der Ablesungen dieser Dehnungsmesser konnte dann die statische Spannung errechnet werden. Der infolge der entsprechenden statischen Belastung erzeugte Schleifenausschlag des Oszillographen vor und nach der Aufnahme der eigentlichen Oszillogramme wurde dann der Auswertung der dynamischen Aufzeichnungen zugrunde gelegt.

Das von den Amerikanern verwandte Verfahren, die statische Eichung der Diagramme des Kohledehnungsmessers unmittelbar durch Ablesen der Ausschläge eines genauen Milliampereometers am Schaltputz vorzunehmen, so daß jegliche Vergleichsmessung mit mechanischen Geräten fortfällt, konnte noch nicht erprobt werden.

Die Möglichkeit, alle Schleifenausschläge, sowie die elektrischen Kontroll-Meßinstrumente auf dem Schaltputz während der Aufnahme zu beobachten, erlaubt bereits sofort eine ziemlich sichere Beurteilung, ob das eben aufgenommene Diagramm brauchbar ist. Im übrigen ist es durch Einbau einer Lichtschleuse vor der Dunkelkammer (z. B. im Meßwagen) möglich, den Film nach äußerst kurzer Entwicklungszeit bereits zu erkennen.

Die Versuche, die zum Teil bei heftigem Sturm und Regen stattfanden, haben gezeigt, daß keinerlei Störungen, z. B. durch Feuchtigkeit, hervorgerufen werden, und daß die ungestörte Beobachtung und Registrierung von gleichzeitig sechs Meßstellen im wettergeschützten Meßwagen einen nicht zu unterschätzenden Vorteil des ganzen Verfahrens bietet.

Die Spannungen sowie Schwingungs- und Stoßzahlen gehen unmittelbar aus den Aufzeichnungen zu den einzelnen Diagrammen hervor (Abb. 14 bis 19). Die in den Tabellen angegebenen z. T. unverhältnismäßig hohen Stoßzahlen bedingen keineswegs immer eine Überschreitung der Höchstbeanspruchungen, da die Dehnungsmesser oft nicht am statisch ungünstigsten Querschnitt angebracht wurden und daher einer Auswertung der Stoßzahl auch nicht die größtmögliche statische Spannung innerhalb des Stabes zugrunde gelegt worden ist. Endgültige Folgerungen können aus den bisher durchgeführten wenigen Versuchen jetzt noch nicht gezogen werden. Einige bemerkenswerte Ergebnisse seien jedoch, vorbehaltlich der Bestätigung durch weitere Messungen auch an anderen Brücken, kurz gestreift.

Erkennbar ist zunächst jedenfalls, daß die durch die Einrüttelfahrten erzwungene, absolute Konstanz der Null-Linie eine gute Bestätigung für das richtige Arbeiten der gesamten Apparatur darstellt. Die systematischen Einrüttelfahrten, die bei mechanischen Geräten und auch rein statischen Messungen unbedingt erforderlich sind, haben jedenfalls zum Erfolg sehr wesentlich beigetragen.

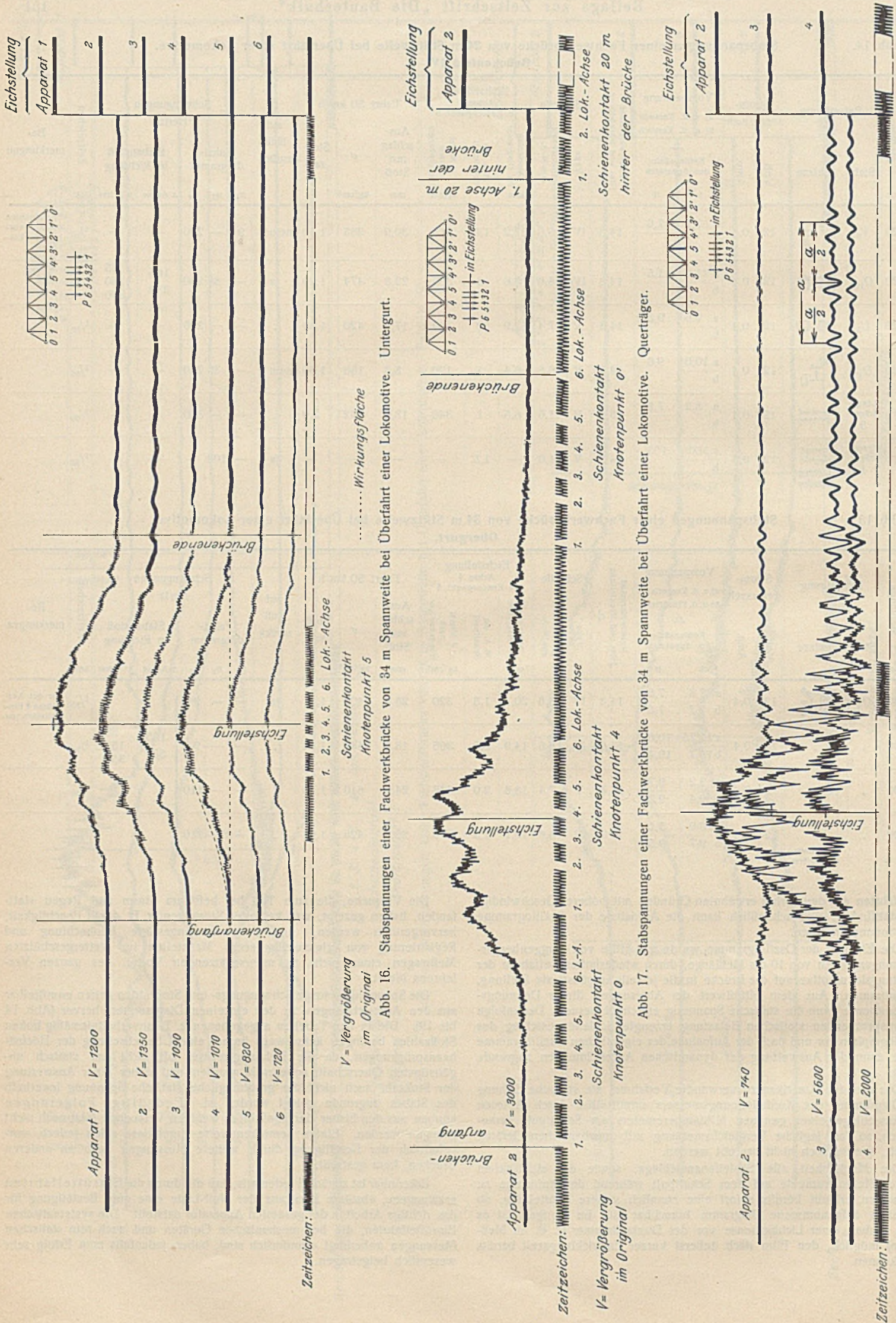


Abb. 16. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Untergurt.

Abb. 17. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Querträger.

Abb. 19. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Pfosten.

Zu Abb. 16. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Stützweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Untergurt.

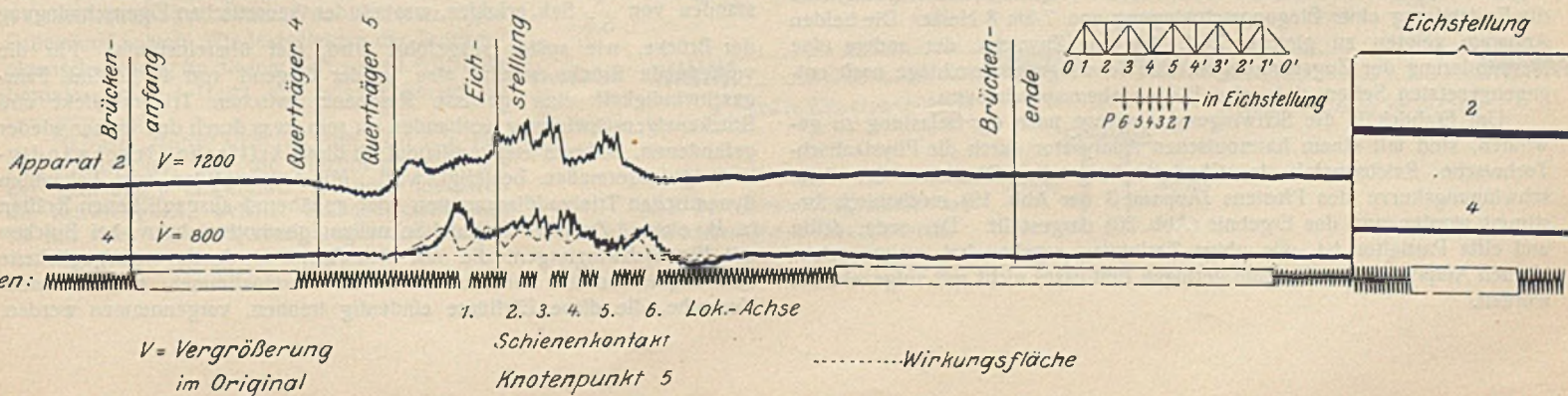
Apparat Nr.	Meßlänge cm	Befestigung		Stromverbrauch		Vorspannung		Kabelwiderstand Hin- und Rückleitung	Schleife	Eichstellung Achse 4 In Knotenpunkt 5				Fahrt 44 km/h			auf Null zurück	Schwingungen Hertz					Zeitzeichen Sek.	Be- merkungen	
		Stab	Skizze	Volt	Amp.	I	II			Type	Empfindlichkeit mm/M.A.	Ausschlag im Diagramm mm	M. A. am Schaltputz	σ Mittel nach Huggenberger kg/cm ²	Aus- schlag mit Stoß mm	σ kg/cm ²		Stoß- zahl	Fahrt- diagramm			Stabanstoß in Richtung			
																			n ₁	n ₂	n ₃	x-Achse			y-Achse
1	20	U ₅		12	0,38	a 11,3 b	11,05	14,3 14,4 14,3	IV	15,6	21,8	3,0	190	23,6	208	1,08	nein *)	—	—	180	—	—	1/50	*) Aufnahme ohne vorheriges Einrütteln	
2	20	.	.	12	0,38	a 11,7 b	11,7	14,7 14,7 14,7	IV	15,6	21,4	2,5	167	26,0	203	1,22	ja	—	—	200	—	—	1/50		
3	20	.	.	12	0,38	a 11,05 b	11,2	14,3 14,3 14,2	V	7,4	17,3	3,0	167	20,8	201	1,20	nein *)	—	75	200	—	—	1/50		
4	20	.	.	12	0,38	a 10,15 b	10,0	14,4 14,4 14,2	V	6,6	18,2	3,5	190	21,4	224	1,18	ja	—	75 100	—	—	—	1/50		
5	10	.	.	12	0,38	a 9,6 b	9,5	15,2 15,1 15,1	V	11,6	12,1	1,5	309	15,1	386	1,25	.	—	87	200	—	—	1/50		
6	10	.	.	12	0,48	a 167,5 b	167,5	14,8 14,8 14,6	V	21,0	10,1	1,0	292	12,1	350	1,20	.	—	87	200	—	—	1/50		

Zu Abb. 17. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Stützweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Querträger.

Apparat Nr.	Meßlänge cm	Befestigung		Stromverbrauch		Vorspannung		Kabelwiderstand Hin- und Rückleitung	Schleife	Eichstellung Achse 4 In Knotenpunkt 4				Fahrt 30 km/h			auf Null zurück	Schwingungen Hertz					Zeitzeichen Sek.	Be- merkungen	
		Stab	Skizze	Volt	Amp.	I	II			Type	Empfindlichkeit mm/M.A.	Ausschlag im Diagramm mm	M. A. am Schaltputz	σ Mittel nach Huggenberger kg/cm ²	Aus- schlag mit Stoß mm	σ kg/cm ²		Stoß- zahl	Fahrt- diagramm			Stabanstoß in Richtung			
																			n ₁	n ₂	n ₃	x-Achse			y-Achse
2	20	Q ₁		12	0,4	a 10,3 b	10,0	14,6	IV	15,6	24,9	—	—85	36,1	—123	1,45	ja	—	120	200	—	—	1/50		

Abb. 18. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Stützweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Längsträger.

Apparat Nr.	Meßlänge cm	Befestigung		Stromverbrauch		Vorspannung		Kabelwiderstand Hin- und Rückleitung	Schleife	Eichstellung Achse 4 In Knotenpunkt 4				Fahrt 45 km/h			auf Null zurück	Schwingungen Hertz					Zeitzeichen Sek.	Be- merkungen	
		Stab	Skizze	Volt	Amp.	I	II			Type	Empfindlichkeit mm/M.A.	Ausschlag im Diagramm mm	M. A. am Schaltputz	σ Mittel nach Huggenberger kg/cm ²	Aus- schlag mit Stoß mm	σ kg/cm ²		Stoß- zahl	Fahrt- diagramm			Stabanstoß in Richtung			
																			n ₁	n ₂	n ₃	x-Achse			y-Achse
1	20	L ₅		12	0,4	a 7,5 b	7,6	14,3	IV	15,6	5,7	—	91	10,7	+ 171	1,88	ja	3,3	—	110	—	—	1/50		
4	20	.	.	12	0,4	a 9,9 b	9,3	14,3	V	6,6	6,5	—	87	14,3	192	2,20	.	—	—	120	—	—	1/50		



Zu Abb. 19. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Stützweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Pfosten.

Apparat Nr.	Meblänge cm	Befestigung		Stromverbrauch		Vorspannung		Kabewiderstand Hin- und Rückleitung	Schleife Type	Eichstellung			Fahrt 50 km/h			auf Null zurück	Schwingungen Hertz					Zeitzeichen Sek.	Bemerkungen	
		Stab	Skizze	Volt	Amp.	a) v. d. Versuch b) n. d. Versuch	Kohlensäule des Apparates			Empfindlichkeit mm/M.A.	Ausschlag im Diagramm mm	M. A. am Schaltput	σ Mittel nach Huggenberger kg/cm ²	Aus- schlag mit Stoß mm	σ kg/cm ²		Stoß- zahl	n ₁	n ₂	n ₃	x-Achse			y-Achse
1	—	—	—	—	—	a b	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	20	V ₅		12	0,6	a b	8,75 7,5	14,6	IV	—	15,7	—	214	21,6	294	1,38	ja	8	100	150	a*) 200 —400 b*) 240	230 225	1/50	a*) belastet b*) unbelastet
3	20	"	"	12	0,6	a b	14,9 11,0	14,3	V	—	22,5	—	42	40,4	73	1,80	"	8	45	150	a*) 200 b*) 50 160 200	300	1/50	
4	20	"	"	12	0,6	a b	9,4 14,8	14,3	V	—	12,2	—	64	29,3	155	2,4	"	8	70	200	a*) 300 b*) 150 160	175 170	1/50	

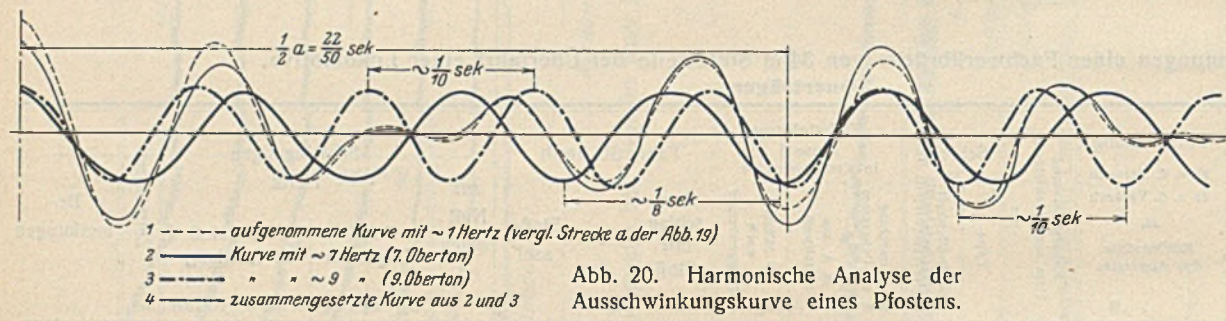


Abb. 20. Harmonische Analyse der Ausschwingungskurve eines Pfostens.

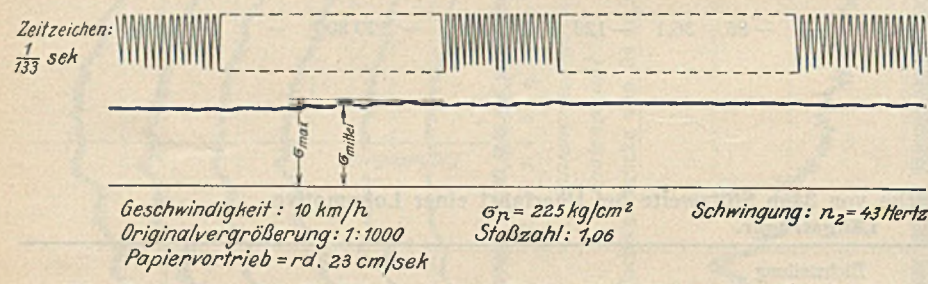


Abb. 21. Spannungen im Untergurt einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive $v = 10$ km/h.

Auf die Schwebungen im Diagramm der Abb. 15 (Apparat 3 und 4 an den unteren Flanschen des Obergurtes) sei aufmerksam gemacht. Eine einwandfreie Erklärung läßt sich dafür noch nicht angeben. Die beiden unteren Flansche erhalten vermutlich deshalb so hohe dynamische Beanspruchungen, weil ein ausreichender Querverband, z. B. Bindebleche, und auch ein oberer Windverband bei dieser Versuchsbrücke fehlen.

Bemerkenswert sind ferner die Schwingungen, die erst allmählich, nachdem die Belastungslokomotive bereits die Brücke verlassen hat, abklingen und z. T. bis 10 Sekunden und noch länger nachschwingen (Abb. 18).

Bei dem Obergurt (Abb. 15) und Pfosten (Abb. 19) können auffallend langsame Schwingungen, vermutlich Ausschläge des oberen, freien Pfostenendes infolge Fehlens eines Querverbandes (Windverband), sowie der Einfluß der Rahmenwirkung deutlich beobachtet werden. Der Vergleich von Aufzeichnungen zweier im Stabquerschnitt sich gegenüberliegender Apparate 2 und 3 (Abb. 19) auf einem Diagrammstreifen ermöglichte die Feststellung einer Biegungsschwingung von 7 bis 8 Hertz. Die beiden Apparate zeigten zu gleicher Zeit, der eine Zuwachs, der andere eine Verminderung der Zugspannungen, also Schwingungsausschläge nach entgegengesetzten Seiten, d. h. also Biegungsbeanspruchungen.

Um Einblick in die Schwingungsvorgänge nach der Belastung zu gewinnen, sind mit einem harmonischen Analysator durch die Physikalisch-Technische Reichsanstalt in Charlottenburg die Obertöne der Ausschwingungskurve des Pfostens (Apparat 3 der Abb. 19) mechanisch bestimmt worden und das Ergebnis (Abb. 20) dargestellt. Der erste, dritte und elfte Partialton ist, wie obige Zerlegung ergeben hat, wegen seiner kleinen Amplituden und mithin geringen Einflusses nicht mit aufgezeichnet worden.

Auf die außerordentliche Bedeutung der absoluten Gleichzeitigkeit mehrerer Diagramme, die bei mechanischen Einzelapparaten wohl niemals so genau zu erzielen sein wird, sei nochmals hingewiesen. Man kann auf diese Weise durch Anbringen einer größeren Zahl von Apparaten die räumliche Verformungslinie eines ganzen Stabes oder Fachwerkträgers usw., also die Schwingungsform (Grundton oder 1., 2. usw. Oberton) festlegen.

Der Charakter der Schwingungserscheinungen in einem Untergurtstab und somit auch der Stoßkoeffizient läßt sich vorläufig wie folgt auswerten:

1. Bei den Fahrten mit 10 km/Std. Geschwindigkeit (Abb. 21) ergab sich eine deutliche, bisher bei so geringer Geschwindigkeit wohl kaum beobachtete Schwingung von 30 bis 50 Hertz, was lediglich infolge der erheblichen Vergrößerung (1:1000) und des raschen Papiervortriebs (23 cm/Sek.) erst erkennbar wurde. Es errechnet sich daraus bereits für 10 km/Std. ein Stoßkoeffizient von 1,06 ($\sigma_{max} = 1,06 \sigma_{mittel}$).

2. Bei den Fahrten von 40 km/Std. (Abb. 22 a u. b) sind drei völlig voneinander verschiedene Schwingungen deutlich zu erkennen, und zwar: $n_1 = 4$ bis 6 Hertz, $n_2 = 42$ bis 44 Hertz und $n_3 = 300$ bis 600 Hertz. Vergleicht man diese drei Schwingungen mit den von Hort²⁾ errechneten Werten, so kann man vermutlich die langsame Schwingung als den Trieb- und Timoshenkoeffekt, und die mittlere als Stoßeffect ansprechen, während die dritte, rasche Schwingung möglicherweise als ein Oberton der Eigenschwingung des Stabes anzusehen ist.

Zu der ersten langsamen Schwingung mit dem weitaus größten dynamischen Einfluß ist folgendes zu sagen. Der Umfang der Triebäder der gewählten Belastungslokomotive ergibt abgewickelt eine Länge von 4,10 m, also nach den russischen dynamischen Lokomotivdiagrammen der Radrücke¹⁾ Anstöße in Abständen von 4,10 m. Anstöße von unausgeglichenen Schwungmassen der Lokomotivräder würden daher bei 40 km/Std. in Abständen von $\frac{1}{5,5}$ Sek. erfolgen, was mit der theoretischen Eigenschwingung der Brücke, wie später ausgeführt wird, fast übereinstimmt. Für die vorliegende Brücke scheint also in der Gegend von 40 km/Std. Fahrgeschwindigkeit eine gewisse Resonanz zwischen Triebadereffekt und Brückeneigenschwingung vorhanden zu sein, was durch den immer wieder gefundenen, höheren Stoßkoeffizient für diese kritische Geschwindigkeit gewissermaßen bestätigt wird. Mit Lokomotiven von bekannten dynamischen Triebadendiagrammen oder annähernd ausgeglichenen Kräften (z. B. einer 4-Zylinder-Verbund-Schnellzuglokomotive) bzw. bei Brücken mit Eigenschwingungen, die mit den Anstößen durch unausgeglichene Schwungmassen der Lokomotiven nicht übereinstimmen, müßten erneut Versuche, die diese Einflüsse eindeutig trennen, vorgenommen werden.

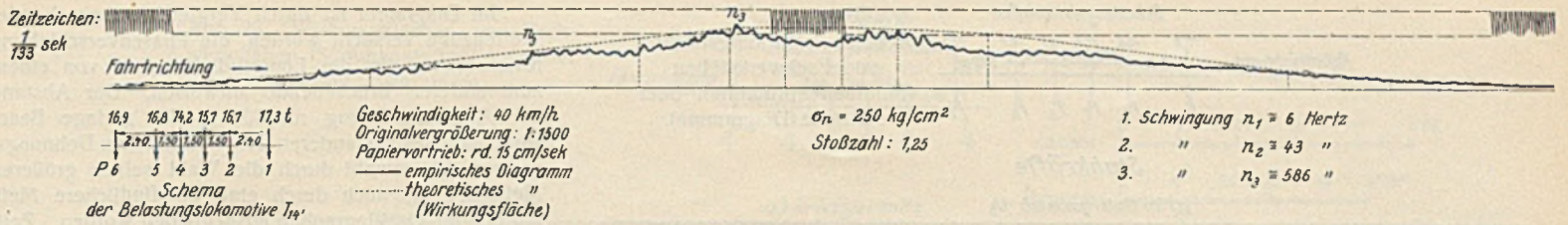


Abb. 22a. Spannungen im Untergurt einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive; $v = 40 \text{ km/h}$.

3. Die Eigenschwingungszahl bzw. deren Obertöne eines Obergurtes (Abb. 23a bis d) und eines Pfostens (Abb. 24a u. b) im belasteten und unbelasteten Zustande sind auch experimentell, und zwar auf folgende Weise bestimmt worden: Die Stäbe wurden durch Anschlagen mit Vorschlagshämmern in Richtung der X- sowie Y-Achse unmittelbar neben den Dehnungsmessern erregt; sie erhielten dadurch eine Beanspruchung, der mechanische Geräte wohl kaum gewachsen sind.

Die Übereinstimmung der auftretenden Schwingungen bei einer gewöhnlichen Belastungsfahrt mit den Anstoß-Eigenschwingungen der Einzelstäbe, sowohl für die X- wie auch für die Y-Achse, die im Bereich von 50 bis 600 Hertz liegen, erlaubt wohl den Schluß zu ziehen, daß nicht bloß Längsschwingungen (Longitudinalwellen), wie später ausgeführt wird, sondern in ausgeprägter Weise auch Querschwingungen (Transversalschwingungen oder Biegungswellen) unsere Brückenspannungen beeinflussen.

4. Die Amplitudenhöhe der einzelnen Schwingungen, auf den Stoßkoeffizienten umgerechnet, ergibt für n_1 rd. 0,08 (nach Hort²⁾ bei 65 km/Std. als Triebtrad-effekt bei Resonanz und Timoshenkoeffekt zusammen mit 0,20 errechnet, für n_2 rd. 0,15 (nach Hort als Stoßeffekt ebenfalls mit 0,15 errechnet) und für n_3 rd. 0,02 (vorausichtlich Eigenschwingungsoberton des Fachwerkstabes). Daß diese hohen Obertöne keine praktische Bedeutung in bezug auf die Stoßzahl haben, war vorauszusehen; der Zweck der Versuche ist auch keineswegs in der Aufnahme so rascher Schwingungen zu suchen.

Es sei aber darauf aufmerksam gemacht, daß Schwingungen von 600 Hertz, also musikalisch hörbare Töne (Kammerton $a = 435$ Hertz) bisher bei Brückenmessungen noch nicht aufgezeichnet worden sind und nur durch die gewählte Vergrößerung erkennbar wurden. In dem beim Überfahren einer Brücke durch einen Zug entstehenden allgemeinen Geräusch verschwinden diese hohen Töne, was keineswegs ihr Nichtvorhandensein beweist. Damit das menschliche Ohr überhaupt derartige Töne aufnehmen kann, ist sowohl eine gewisse Größe ihrer Amplituden (Tonstärke) als auch eine zeitlich genügende Hintereinanderfolge Vorbedingung.

5. Um die Eigenschwingung der Brücken genauer bestimmen zu können, aus deren Veränderung nach längerem Betriebe möglicherweise sich Rückschlüsse auf ihren Zustand ziehen lassen, sind Versuche mit einem Erschütterungswagen angestellt worden. Der Erschütterungswagen soll den Brücken sinusförmige Schwingungen aufdrücken, und zwar mit Hilfe von sogen. Unbalancen, d. h. exzentrisch angebrachten Schwungrädern, die verschieden gerichtete Stöße in beliebiger Reihenfolge und Stärke auf die Brücken ausüben können. Bei der vorliegenden Versuchsbrücke ergab sich für lotrechte Stöße in unbelastetem Zustande eine Eigenschwingung von 6,4 Hertz. Theoretisch errechnet sie sich bei Annahme eines einfachen Balkens einerseits in unbelastetem Zustande zu

$$n = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{5}{384} \cdot \frac{g}{\delta}} \sim 6,6 \text{ Hertz, worin}$$

$\delta =$ Brückendurchbiegung, andererseits mit der Versuchslokomotive belastet zu 4,4 Hertz. Das Fallen und spätere Wiederansteigen der Brückeneigenschwingung (in diesem Fall von rd. 6,6 Hertz herunter auf 4,4 Hertz und wieder herauf auf

¹³⁾ Nach „Hütte“ 1925 (25. Aufl.), Bd. I, S. 402, Fall 8 entwickelt und die Durchbiegung δ statt der Spannung σ eingeführt. Es wird hierdurch die Schwierigkeit, welcher Stabquerschnitt und ob mit oder ohne Nietabzug zugrunde zu legen ist, vermieden.

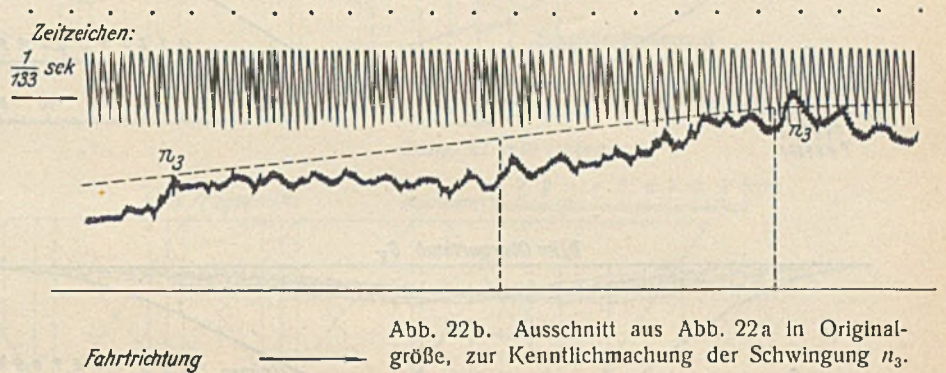


Abb. 22b. Ausschnitt aus Abb. 22a in Originalgröße, zur Kenntlichmachung der Schwingung n_3 .

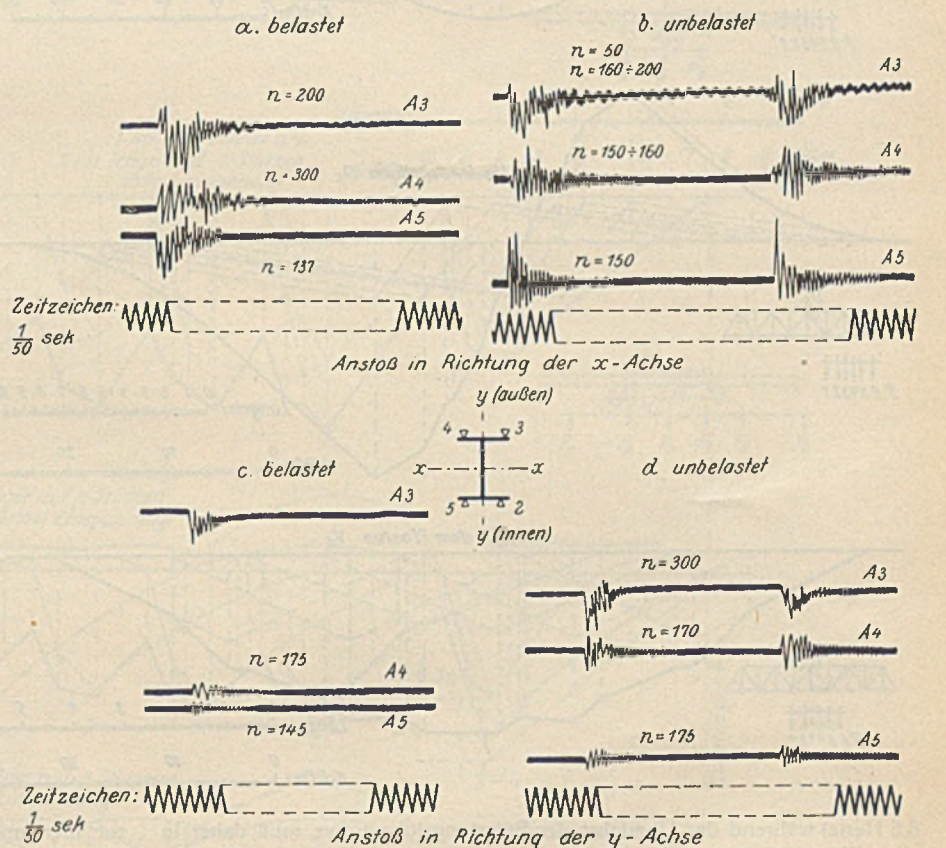


Abb. 23. Anstoßdiagramme von Brückenstäben, Pfosten V_3 .

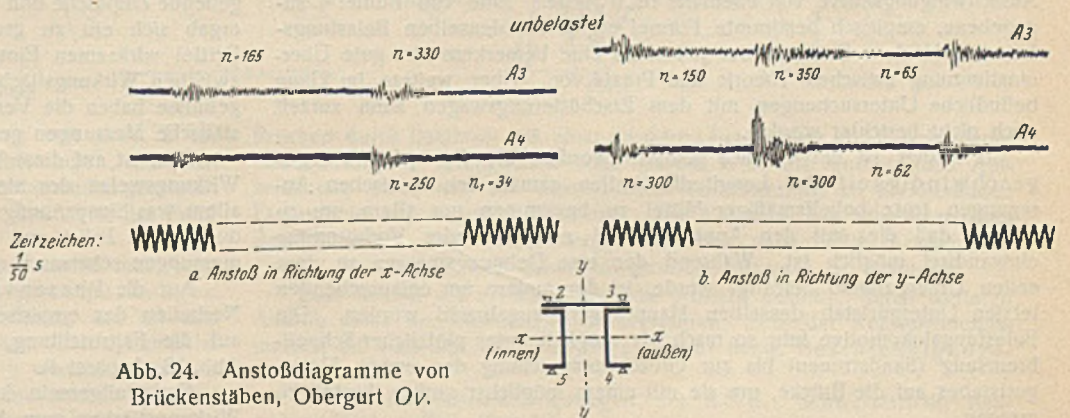


Abb. 24. Anstoßdiagramme von Brückenstäben, Obergurt Ov .

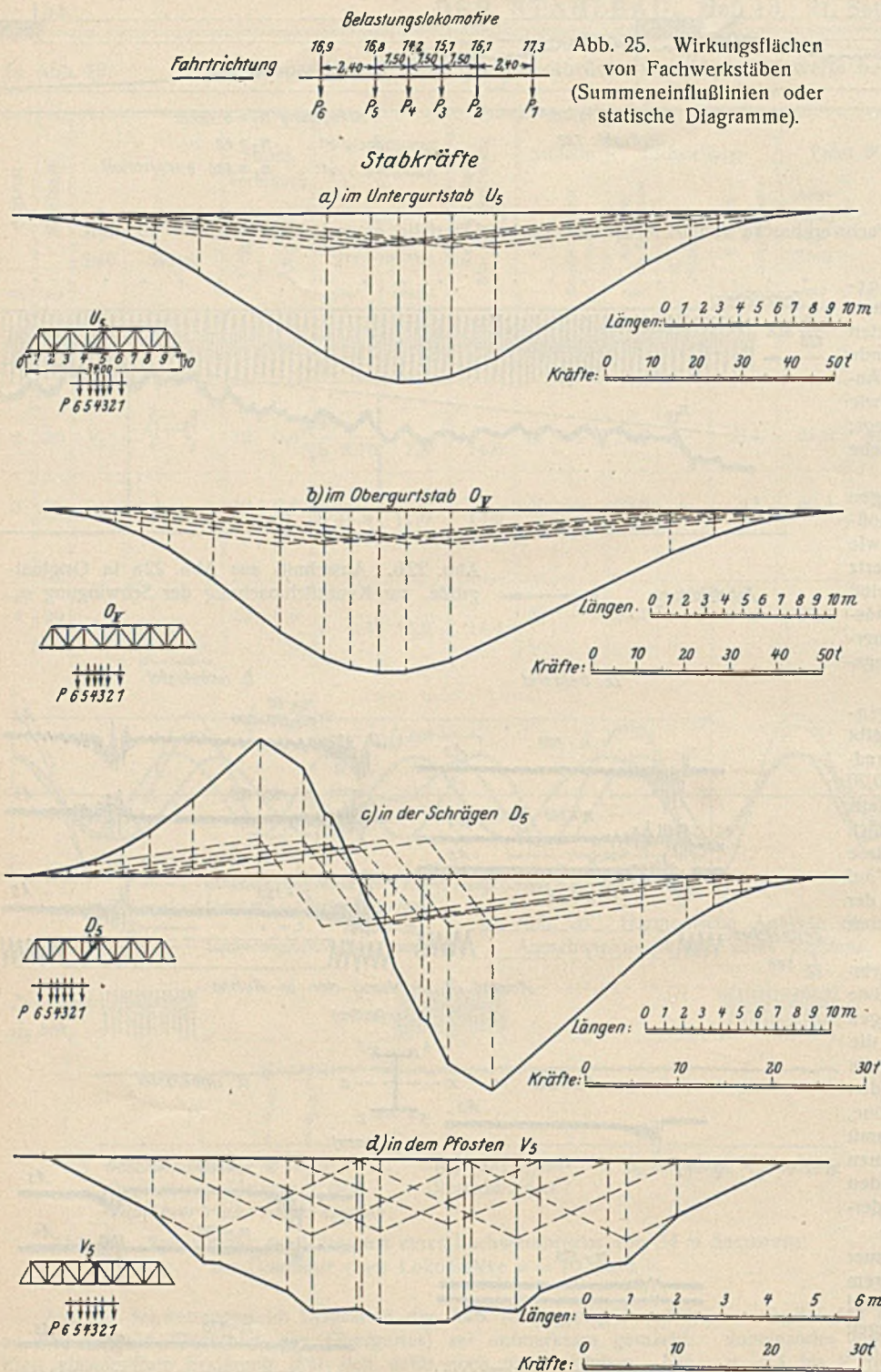


Abb. 25. Wirkungsflächen von Fachwerkstäben (Summeneinflußlinien oder statische Diagramme).

Im Diagramm ist durch Vergleich entsprechender Wellenzüge versucht worden, die Phasenverschiebung festzustellen, die die Longitudinalwellen von einem zum anderen Brückeneinde aufweisen. Der Abstand der Apparate betrug rd. 30 m; die geringe Beanspruchung des am anderen Ufer befindlichen Dehnungsmessers ist sowohl durch die Wahl seiner größeren Meßlänge als auch durch eine empfindlichere Meßschleife im Oszillographen ausgeglichen worden. Zeitmangel verhinderte eine öftere Wiederholung der Versuche. Trotzdem konnte man die Größenordnung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Schwingungen roh herauslesen, und zwar ergab sich eine Geschwindigkeit von rund 4400 m/Sec. Legt man die Longitudinalwelle zugrunde, so müßte sich theoretisch eine Geschwindigkeit von 5140 m/Sec. ergeben,

$$v = \sqrt{\frac{E}{\rho}} = \sqrt{\frac{210000}{7,5}} = 514000 \text{ cm/Sec.},$$

981 · 1000

worin ρ = Dichte von St 37, die sich der beobachteten Geschwindigkeit bereits bis auf 17% nähert. Dieser Zeitunterschied läßt sich mit der verzögernden Wirkung nicht zur Fortpflanzung beitragender Teile, z. B. Knotenbleche, lose Nietverbindungen usw., erklären.

7. Schließlich werden aber auch Schwingungserscheinungen bereits durch rein statische Wirkungen, und zwar die besonders beim Längs- und Querträger auftretenden starken Spitzen der bisher wohl allgemein zu sehr vernachlässigten Wirkungsflächen (Abb. 25 u. 26) hervorgerufen.

Unter Wirkungsflächen, also den theoretischen Diagrammen oder Summeneinflußlinien, wie man sie sonst auch nicht ganz zutreffend nennt, wird hier die Summe der mit den entsprechenden Raddrücken multiplizierten Einflußlinien verstanden, die zu einer bestimmten wandernden Lastgruppe (z. B. einer Belastungslokomotive) und nicht einer Last „eins“, wie bei einer gewöhnlichen Einflußlinie, gehören. Die rasche Aufeinanderfolge ihrer Spitzen, die leicht mit anderen Schwingungen verwechselt werden kann, ist nur von der Geschwindigkeit der Belastungslokomotive abhängig. Bei 40 km/Std. ergibt sich z. B. für den Längsträger und für den untersuchten der Brücke eine scheinbare Frequenz von etwa 4 Hertz. Zur Bestimmung der Stoßzahl von Schrägen, Pfosten und vor allem von Quer- und Längsträgern ist es daher unbedingt erforderlich, diese Wirkungsflächen einzuzichnen (vergl. die Diagramme der Abb. 15, 16 u. 18), um richtige Werte zu erhalten. Die Ordinate jeder Wirkungsfläche wird in einfachster Weise jeweils durch die statische Eichgröße bestimmt, da der Größtwert des theoretischen Diagramms gleich der statischen Spannung für den ungünstigsten Belastungsfall gesetzt werden soll.

Auf die sonderbaren Formen der Wirkungsfläche eines Längsträgerquerschnittes in der Nähe der Einspannung am Querträger (Abb. 26 II)

6,6 Hertz) während der Überfahrt der Belastungslokomotive muß daher in allen Diagrammen zum Ausdruck kommen. Die unter 6. später beschriebenen Versuche, die im übrigen mit einem derartigen Erschütterungswagen zu wiederholen sind, zeigten nach Stillstand der Lokomotive eine sinoide Ausschwingungskurve von ebenfalls rd. 6 Hertz. Eine von Bühler²⁾ angegebene, empirisch bestimmte Formel ergibt für denselben Belastungsfall 4,48 Hertz. Es liegt hier jedenfalls eine bemerkenswerte gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Praxis vor. Über weitere im Gang befindliche Untersuchungen mit dem Erschütterungswagen kann zurzeit noch nicht berichtet werden.

6. Ferner ist ein Versuch gemacht worden, die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Longitudinalwellen gemäß den russischen Anregungen trotz behelfsmäßiger Mittel zu bestimmen, vor allem, um zu zeigen, daß dies mit den Apparaten bei entsprechender Vorbereitung einwandfrei möglich ist. Während der eine Dehnungsmesser an dem ersten Untergrurtstab befestigt wurde, ist der andere am entsprechenden letzten Untergrurtstab desselben Hauptträgers angebracht worden. Die Belastungslokomotive fuhr so rasch wie möglich unter plötzlicher Schnellbremsung (Sandstreuen) bis zur Größtbeanspruchung des ersten Untergrurtstabes auf die Brücke, um sie mit einem möglichst großen Anstoß zu erzeugen.

sei hier noch aufmerksam gemacht. Der negative Teil dieses Längsträgerdiagramms führte zur Aufzeichnung einer Wirkungsfläche unter Berücksichtigung der Einspannung am Querträger. Bei Annahme einer nur halb wirksamen Einspannung (weiche Einspannung, da ohne durchgehende Zuglasche und ohne Druckstück), also bei nur halbem Stützmoment, ergab sich ein zu großer negativer Teil, bei Annahme einer etwa ein Drittel wirksamen Einspannung dagegen eine bessere Übereinstimmung zwischen Wirkungsfläche und aufgenommenem Diagramm. Ähnliche Ergebnisse haben die Versuche der Schweizerischen Bundesbahnen für rein statische Messungen gezeigt.

Man ist auf diese Weise auch umgekehrt in der Lage, die tatsächliche Wirkungsweise des stark umstrittenen Längsträgeranschlusses, vor allem was Einspannung und mithin Kontinuitätswirkung betrifft, z. B. schon durch eine Fahrt und nicht erst durch langwierige statische Dehnungsmessungen sehr rasch experimentell genauer zu erfassen.

Auf die Phasenverschiebung von etwa $\frac{1}{10}$ Sekunde, d. h. dem Nacheilen des empirischen hinter dem theoretischen Diagramm bezogen auf die Fahrtrichtung, sei besonders aufmerksam gemacht (vergl. z. B. Abb. 18, Apparat 4).

Ganz allgemein kann man sagen, daß die in den Spitzen dieser Wirkungsflächen zum Ausdruck kommenden, erheblichen Spannungs- und

messer zu verwenden, wie es Siemann für seine Schiffsuntersuchungen bereits durchgeführt hat.

Entgegen dem bisher verfolgten seismischen Prinzip, d. h. zu registrierende Schwingung schneller als Eigenschwingung, wird man infolge der hohen Eigenfrequenz der Apparate in der Lage sein, unterhalb dieser Zahl zu messen, also statt maßgetreuer Wege maßgetreue Beschleunigungen und mithin richtige Trägheitskräfte zu erhalten.

Es soll versucht werden, durch Anbringen dreier Beschleunigungsmesser in Richtung der X-, Y- und Z-Achse, z. B. an der Welle eines Einachswagens, die ursächlichen erregenden Schwingungen gleichzeitig mit deren Wirkungen, also den erzeugten Spannungen aufzunehmen. Die Forderungen des U.I.C. (Union internationale des chemins de fer), z. B. Einflüsse von Schienenstößen, offenen und geschlossenen Lokomotivreglern usw. festzustellen, lassen sich auf diese Weise vielleicht rasch und sicher aufzeichnen.

V. Zusammenfassung.

Einige Hauptbedingungen, die demnach an einen guten, registrierenden Spannungsmesser zur Untersuchung statischer und dynamischer Beanspruchungen eiserner Brücken gestellt werden müssen, sind demnach kurz zusammengefaßt zurzeit etwa folgende:

1. Apparateigenschaftszahl: Größer oder gleich 1200 Hertz, damit maßstabgetreue Anzeige von Frequenzen bis zu 300 Hertz sichergestellt ist.
2. Empfindlichkeit: Anzeige der Spannungsänderungen von etwa 5 kg/cm².
3. Genauigkeit: Bei über 1000facher Vergrößerung $\pm 2,5$ %.
4. Zeitliche Übereinstimmung: Anzeigen von mehreren Meßstellen auf einem Diagramm.
5. Diagrammvortrieb: Zur Aufnahme kurzer Vorgänge Papiergeschwindigkeit bis 4 m/Sek. regelbar.
6. Einfache Eichmöglichkeit.
7. Leichte Bedienbarkeit.

Diese Grundlagen stimmen im wesentlichen mit den bisherigen Forderungen des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft überein. Ob sie überhaupt alle durch einen einzigen Apparat erfüllt werden können, bleibt noch dahingestellt. Mit den elektrischen Verfahren kann jedenfalls der größte Teil davon erreicht werden. Die Notwendigkeit, auch andere als vorwiegend mechanische Geräte aus-

zubilden, hat sich gerade als Folge des obigen Preisausschreibens erst herausgestellt und war wohl früher nicht mit Bestimmtheit vorauszusehen.

Die Nachteile des elektrischen Verfahrens liegen zweifellos in der nicht leichten Bedienung des Oszillographen, wobei freilich zu bemerken ist, daß auch sämtliche, selbst die einfachsten mechanischen, rein statischen Dehnungsmesser unbedingt eingearbeitete Hilfskräfte erfordern.

Die Vorteile des elektrischen Meßverfahrens sind dagegen in erster Linie die praktisch unbegrenzte, hohe Apparateigenschwingung und Vergrößerungsmöglichkeit, geringe Aufspannzeit, Bedienung vieler Dehnungsmesser gleichzeitig von einer Zentralstelle aus, also Ersparnis an Arbeitskräften, absolute Koinzidenz der verschiedensten Vorgänge auf einem Streifen, sowie Verringerung der Diagrammzahl durch Wiedergabe auf einem Papierstreifen von fast beliebig raschem Vortrieb, der damit verbundene Zeitgewinn und schließlich die insgesamt geringeren Kosten.

So ergibt ein Kostenvergleich, daß sechs Kohledehnungsmesser einschließlich einem, als Registriergerät am besten zu verwendenden verhältnismäßig teuren Sechsschleifenoszillographen noch billiger sind, als sechs registrierende mechanische Spannungsmesser. Wesentlich günstiger gestaltet sich das Verhältnis natürlich bei zwölf und mehr Apparaten.

Die Durchführung einer Großzahlforschung ist nur durch gleichzeitiges Ansetzen vieler Apparate bei bereits einer Fahrt durchführbar, was durch elektrische Fernbedienung wesentlich erleichtert wird.

Der oben geschilderte einfache Meßvorgang zeigt jedenfalls, daß ein auf elektrischer Übertragung beruhendes Verfahren nicht allein als wissenschaftliche Laboratoriumsmethode geeignet ist, sondern auch in der Brückenmeßtechnik mit Erfolg verwendet werden kann. Kontrollmessungen oder einfachere Arbeiten mit mechanischen Meßgeräten, deren Brauchbarkeitsgrenze hiermit gegebenenfalls umgekehrt festzustellen wäre, sollen jedoch damit keineswegs ausgeschlossen werden.

Der Zweck des Berichts wird als erfüllt angesehen, wenn es hiermit gelungen ist, die Fachwelt auf die außerordentliche Bedeutung sowie die praktische Brauchbarkeit von elektrischen Meßverfahren¹⁵⁾ auch für die Praxis des Brückenbaus hinzuweisen, und auf die zahlreichen dort vorliegenden, noch ungelösten und damit vielleicht zu erfassenden Probleme erneut aufmerksam zu machen.

¹⁵⁾ Den Firmen Siemens & Halske, Gebrüder Siemens, Losenhäuser und Fuess sei für ihre wertvolle Mitarbeit bei Durchführung der Versuche an dieser Stelle bestens gedankt.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Beobachtungen bei den letzten Erdbeben in Griechenland und Bulgarien.

Die neueren großen Erdbeben in Japan und Kalifornien haben nicht nur die dringende Notwendigkeit zur Entwicklung möglichst erschütterungsbeständiger Gebäudetypen erkennen lassen, sie haben auch sehr umfassende Gelegenheit geboten, das Verhalten der verschiedenen Bauten bei Erdstößen zu beobachten und die Wirkung baulicher Verstöße und Mängel festzustellen: Mit dem Ergebnis, daß man heute dank der Forscherarbeit japanischer, amerikanischer und nicht zuletzt deutscher Ingenieure behaupten darf, über die Ursachen von Erdbebenschäden Klarheit und zu ihrer Verhütung wirksame Mittel zu besitzen. Es sei zunächst kurz auf diese Erkenntnisse eingegangen unter Bezugnahme auf die überaus verdienstvolle Arbeit von Briske, der den Gegenstand nach eigener Anschauung gelegentlich der großen japanischen Katastrophen 1923 studieren konnte und daraufhin auch die amerikanischen Erfahrungen in Kalifornien vom Jahre 1925 sowie bei früheren Beben in San Francisco 1906 und Messina 1908 ausgewertet und ein sehr umfassendes Schrifttum zusammengestellt hat.¹⁾

In Kürze kann das Ergebnis seiner sehr eingehenden Erhebungen über das Verhalten der verschiedenen Bauarten und Baustoffe dahin zusammengefaßt werden, daß die Ziegelbauweise in Erdbebenländern im allgemeinen nicht zu empfehlen ist, daß auf Grund früherer Erdbebenerfahrungen von 1891 besonders sorgfältig und mit starker Beschränkung der Tür- und Fensteröffnungen und zahlreichen massiven Zwischenwänden gebaute Häuser dieser Art wohl gut gehalten haben, daß diese Ausführung aber eben doch nicht mehr als wirtschaftlich zu bezeichnen ist. Das gleiche ist von Backstein-Gewölbekonstruktionen zu sagen.

Daß sich Holzbauten im allgemeinen nicht bewährt haben, liegt nicht am Baustoff an sich, sondern an der althergebrachten japanischen Holzbauweise, die Verstreben nicht kennt. Wo diese vorhanden waren, also bei verschiedenen — überdies auf besonders gutem Baugrund errichteten — altjapanischen Tempelbauten einerseits und bei den nach deutschem Muster durchgebildeten Hochbauten der Staatsbahn andererseits, hat sich die Holzkonstruktion recht gut bewährt. Genau wie bei Holzbauten hat sich der Mangel an Seitensteifigkeit auch bei Tragwerken aus Eisenbeton und Stahl gerächt.

Außer den japanischen Erfahrungen sind gerade bei diesen beiden Bauweisen die Beobachtungen in Amerika lehrreich gewesen. Hier haben überdies die großen Wirbelstürme der letzten Jahre mangelhafte Verstrebung hoher Tragwerke und leichtfertige Bauausführung in ganz ähnlicher Weise bestraft, wie das die erwähnten schweren Erdbeben getan haben. Wenn das bis dahin geradezu unbegrenzte Vertrauen in die Eisenbetonbauweise bei den Erdbeben von 1923, bei denen ein erheblicher Teil solcher Bauten entweder bis zur Abbruchreife beschädigt oder sofort eingestürzt ist, stark ins Wanken geriet, so ist das eben auf die mangelnde Sicherung gegen wagerechte Stoßkräfte zurückzuführen sowie auf überschlankte Säulen, während man mit sachgemäß ausgebildeten Rahmentragwerken in diesem Baustoff genügende Erdbebensicherheit zu erzielen vermag.

Hochbauten in Stahl haben sich — einwandfreie Durchbildung vorausgesetzt — bei Erdbeben besonders gut bewährt. Nach Briske liegt bei stählernen Tragwerken

„in der Erscheinung des Fließens im Fall einer Überbeanspruchung einzelner Säulen der Hauptvorteil gegenüber Eisenbetonbauten vom Standpunkt der Erdbebensicherheit. Bei Eisenbetonbauten werden — wie die Zerstörungen beweisen — im Falle übermäßig großer wagerechter Kräftewirkung die Säulenköpfe zermalmt, die Säulen also auch ihrer Aufgabe der senkrechten Lastübertragung entzogen. Bei Eisenbauten biegen überbeanspruchte Säulen zwar seitlich aus, bleiben aber zur Übertragung senkrechter Lasten noch genügend tragfähig, um völligen Einsturz zu verhindern. Dabei tritt wohl auch, wenn erst der Grenzzustand des Fließens einmal erreicht ist, eine Art Ausbalancieren der Bewegung ein, da alsdann das Elastizitätsmaß so klein geworden ist, daß die Schwingungsdauer für die Eigenschwingung der Säulen erheblich herabsinkt, sinngemäß auch die Formänderung dem Kraftantriebe so langsam folgt, daß vorher schon der Gegenstoß eintritt.“

Zusammenfassend kann auf Grund aller Beobachtungen in Kalifornien und Japan wohl gesagt werden, daß nach örtlichen Verhältnissen und Zweckbestimmung wie überall so auch in Erdbebengebieten ein Baustoff und eine Bauweise gegenüber anderen jeweils Vor- oder Nachteile haben wird, daß es für eine erdbebensichere Ausführung in allererster Linie aber darauf ankommt, ob die Ausführung an sich dem Wesen des Materials entspricht und ob sie ferner standsicher auch in bezug auf alle auftretenden, insbesondere wagerechten Beanspruchungen ist.

¹⁾ Dr.-Ing. Rudolf Briske, Rgbmstr. a. D.: „Die Erdbebensicherheit von Bauwerken“. Berlin 1927, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. (Erweiterter Sonderdruck aus „Die Bautechnik“ 1927.) 80 Textabbildungen.

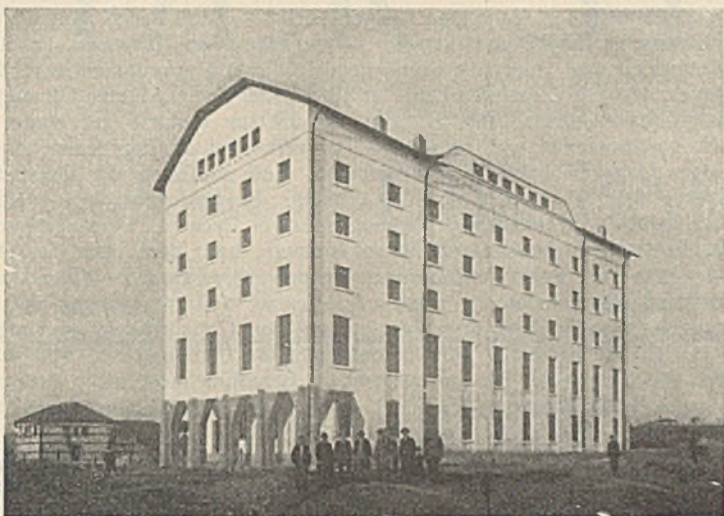


Abb. 1.

Die Kooperativbank in Tschirpan vor dem Erdbeben.



Abb. 2. Die Kooperativbank in Tschirpan nach dem Erdbeben.

Eine Bestätigung dieser Auffassung bieten nach den jetzt vorliegenden Berichten auch die Erfahrungen bei den Erdbeben in Bulgarien und Griechenland vom April 1928, wobei allerdings vorauszuschicken ist, daß in den dortigen Erdbebenbezirken stählerne Tragwerke so gut wie gar

andernfalls einige wenige Stahlbauten Gelegenheit zu ihrer Erprobung gehabt hätten.

Die Zerstörungen in den genannten, meist kleinen und wenig wohlhabenden Ortschaften waren deshalb so gewaltig, weil es sich bei ihnen fast ausschließlich um leichte Bauwerke, Lehmziegel- und dergleichen Häuser, im besten Fall um möglichst sparsam gebaute Backsteinbauten handelte. Von dem zur Vornahme sachverständiger Untersuchungen eingesetzten Sonderausschuß des bulgarischen Ingenieur- und Architektenvereins wurden in



Abb. 3. Das Gebäude des Militärklubs in Plovdiv (Philippopol) nach dem Erdbeben.



Abb. 4. Die zerstörte Landwirtschaftsschule in Sadovo.



Abb. 5. Zerstörungen an einem Tabakdepot in Plovdiv (Philippopol).

nicht, solche in Eisenbeton nur in beschränkter Anzahl vorhanden waren. Erstere haben somit nicht erprobt werden können; das Verhalten der letzteren entspricht durchaus dem oben Gesagten. Die diesen Zeilen zugrunde gelegten Meldungen aus Smyrna, Korinth und Sofia sind dafür z. T. sehr charakteristisch. Als besonders schwer in Mitleidenschaft gezogen werden in Bulgarien die Orte Plovdiv (Philippopol), Tschirpan, Borisovgrad, Omorovo, Spassovo, Rupkite und Sadovo, Trifia Monoieto und Papsli genannt. Verhältnismäßig wenig gelitten hat Sofia, wo allein

einem Bericht an seine Mitglieder unter anderen groben Verstößen bei Gebäuden dieser Art insbesondere gerügt

„leichtsinnige Ausführung und Vernachlässigung der elementarsten technischen Gesetze in bezug auf die Gründung, die Verbindung von (Natur-) Steinmauerwerk mit Ziegelmauerwerk sowie die leichtsinnige Verwendung von nicht genügend bindendem Mörtel und schließlich die ganz lose Verbindung der Dachkonstruktion mit dem Bauwerk“.

Aus der bulgarischen Hauptstadt schreibt man: „Die Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten datiert in Bulgarien seit dem Jahre 1908, doch waren die hiesigen Baubehörden ihnen gegenüber zunächst sehr mißtrauisch. Die Aufsicht war eine sehr strenge. Es mußte stets das beste Material zur Verwendung kommen und mit einem großen Sicherheitskoeffizienten gerechnet

werden. Die so ausgeführten Bauten haben sich während des Erdbebens im Jahre 1913 sehr gut bewährt und, man ist daraufhin zu einer größeren Verwendung von Beton und Eisenbeton übergegangen. In gleichem Maße erschlaffte jedoch auch die Aufsicht und wurde bezüglich des Materials die größte Ersparnis angestrebt, so daß die in letzter Zeit hergestellten Gebäude sich nicht bewährt haben.“

Besonders schwer haben das sechsstöckige Eisenbetongebäude der Kooperativbank in Tschirpan (Abb. 1 u. 2), der Militärklub (Abb. 3) und das katholische Krankenhaus in Plovdiv (Philippopol) sowie die Landwirtschaftsschule in Sadovo (Abb. 4) gelitten. Das erstere ist völlig zusammengefallen und heute nur ein Staubhaufen. Wie vermutet und offen ausgesprochen wird, infolge unangebrachter Sparsamkeit und unsachgemäßer Betonzusammensetzung.

Gegen die Bauweise als solche bedeutet dieser aufsehenerregende Mißerfolg nichts. Nach anderen Meldungen haben sachgemäß ausgeführte und gut gegründete Eisenbetontragwerke im dortigen Erdbebengebiet einwandfrei gehalten. Im allgemeinen sind von den verschiedenen Untersuchungskommissionen die folgenden Feststellungen gemacht worden, die — wie nochmals betont sei — sich durchaus mit den amerikanischen decken.

Wie dort, besonders in Santa Barbara, war auch in Bulgarien mehr der Fassade als der Solidität des Baues Rechnung getragen, das Tragwerk in der Hauptsache auf senkrechte Lastwirkung hin ausgebildet, wagerechte und andere Kräfte nicht berücksichtigt, die einzelnen Bauteile nicht genügend miteinander verstrebt und abgestützt.

Form des Bauwerks und der Bedachung sind für die Erdbebensicherheit von großer Bedeutung: Geschlossene, annähernd quadratische Grundrißgestaltung ist am zweckmäßigsten, Giebelbauten, Erker, Kamine, schwere Friese oder andere architektonische Zierarten werden von den Erdstößen zuerst in Mitleidenschaft gezogen und bilden ebenso viele

Gefahrenquellen. Mauerrisse zeigen sich — vergl. auch Aufnahmen kalifornischer Erdbebenwirkungen — vor allem an Tür- und Fensteröffnungen, weil hier die versteifende Wirkung zusammenhängenden Mauerwerks fehlt, kurze Balken oder Stürze über den genannten Öffnungen ändern daran nichts (Abb. 5), weil sie nicht im Verband mit einem in sich geschlossenen und versteiften Tragwerk sind, durchgehende Längsbalken dagegen haben Schutz geboten, weil sie eben die genannten Erfordernisse mindestens zum Teil erfüllen. Erwähnt wird die — selbstverständlich — versteifende Wirkung massiver Decken. Bemängelt wird das Fehlen von Ankern und Mauerklammern, nach dem eben Gesagten zweifellos mit Recht. Hölzernen Treppen wird größere Widerstandsfähigkeit beigemessen als massiven, offenbar weil die ersteren in sich einen festeren Verband darstellen und mit dem Gebäck besser verbunden sind, als das bei Stein- oder Betontreppen der Fall gewesen sein mag. Daß die Tragwerke nur auf senkrechte Beanspruchung, nicht auch auf wagerechte Kraftwirkung berechnet waren, wird auch hier bemängelt und die Folgen dieser Unterlassung richtig erkannt.

Inhaltlich völlig gleichartig mit den bulgarischen sind die Meldungen aus Smyrna und Korinth. In der erstgenannten Stadt zeigen von den vorhandenen Eisenbetongebäuden die meisten — offenbar aus den im vorigen erörterten Gründen — mehr oder minder starke Rißbildungen. Eingestürzt sind, dem Vernehmen nach, jedoch keine. Ein Vergleich mit Stahlbauten war in Smyrna nicht möglich, da keine solchen vorhanden sind.

Größer scheinen die Erdbebenschäden in Korinth gewesen zu sein: Eine ganze Reihe größerer Eisenbetonbauten ist hier eingestürzt oder doch schwer beschädigt, die Erfahrungen mit dieser Bauweise scheinen gerade hier besonders unbefriedigt gewesen zu sein. Stahlbauten hatten auch hier keine Gelegenheit zur Erprobung, für den Wiederaufbau plant man die Verwertung der hier und anderswo gemachten Erfahrungen für die Erstellung erdbebensicherer Bauten.

Verschiedenes.

Bau eines 25 stöckigen Hauses in 36 Tagen. Das Lawyers Building in Chicago, ein im Verhältnis zu anderen Hochhäusern noch bescheidener Bau von „nur“ 25 Stockwerken, gilt zur Zeit für das am schnellsten gebaute Haus unter seinesgleichen. Es erhebt sich über einer Fläche von $27,8 \times 29,4$ m und ist etwa 88,5 m hoch. Sein Stahlgerüst wiegt 1956 t. Zu der Möglichkeit, es in so kurzer Zeit zu errichten, wie schon in der Überschrift angegeben, hat sicher auch der Umstand beigetragen, daß alle seine Einzelteile aus einfachen Formeisen bestehen, daß also Fachwerkträger vermieden worden sind.

Am 24. Februar wurde mit der Anlieferung der Teile des Stahlgerüsts begonnen, und am 13. April wurde der letzte solche Teil auf die Baustelle gebracht. Wenige Tage danach war der Aufbau des Tragwerks beendet. Drei Tage mußte die Arbeit wegen des schlechten Wetters ruhen, Sonnabends wurde nur einen halben Tag gearbeitet, und so ergeben sich für die Bauzeit 36 volle Arbeitstage. 50 Arbeiter waren bei dem Bau beschäftigt, der ohne Überstunden fertiggestellt wurde. Als Hilfsmittel diente ein Kran von 15 t Tragfähigkeit mit einem 26 m langen Ausleger, angetrieben von einem 100-PS-Motor. Die Stahlteile wurden mit Kraftwagen an die Baustelle gebracht.

Damit die genannte kurze Bauzeit eingehalten werden konnte, mußte das Lieferwerk für die Stahlteile im engsten Einvernehmen mit dem Unternehmer arbeiten, dem der Aufbau des Gebäudes übertragen war. Es war in Aussicht genommen, daß das Tragwerk für ein Geschoß mit seinen Säulen einschließlich der dazugehörigen Träger für zwei Decken an je zwei Tagen geliefert werden sollten, und zwar so, daß in zwei Wochen das Stahlwerk für drei Geschosse geliefert würde. Diese Bedingung wurde aber alsbald überschritten. Bis zum zehnten Stock wurde vom zweiten an das nötige Tragwerk in anderthalbem Tag geliefert, und dann dauerte die Anlieferung sogar nur einen Tag für die Teile eines Stockwerks. Dabei wurden wöchentlich zwei bis drei Stockwerke angeliefert. In entsprechendem Zeitmaß wurden die Teile eingebaut. Diese Geschwindigkeit wurde dadurch ermöglicht, daß Nacharbeiten an den Stahlteilen auf der Baustelle nicht vorkamen; alle Teile waren so genau bearbeitet, daß sie ohne weiteres aneinander paßten und so, wie sie geliefert waren, eingebaut werden konnten.

Anmerkung der Schriftleitung.

Diese bedeutsame Leistung eines amerikanischen Konstruktionswerkes ist in erster Linie durch eine vorzügliche Baustelleneinrichtung möglich geworden, da Baustahl an und für sich und seine Verarbeitung derart kurze Bauzeiten im Gegensatz zu anderen Baustoffen durchaus zuläßt. Wenn man auch in Berlin beobachten kann, wie die Stahlkonstruktionen für Geschäfts- und Kaufhäuser ungewöhnlich schnell hochgetrieben werden, so können ähnliche Leistungen im Hochbau in Deutschland nicht namhaft gemacht werden, da Hochhäuser von solcher Höhe in Deutschland noch nicht ausgeführt sind. Bei anderen Bauwerken dürften gleiche Arbeitsleistungen durch deutsche Stahlbauunternehmen zum mindesten erreicht worden sein, nämlich bei den vielen, während des Weltkrieges ausgeführten Stahlbrückenbauten. Auch aus jüngster Zeit können Beispiele dafür namhaft gemacht werden. Wir verweisen insbesondere auf die in Heft I unserer Zeitschrift beschriebene Messehalle VII, Leipzig. Hierbei handelt es sich um 1700 t Stahlkonstruktionen, welche in den ungünstigsten Wintermonaten

in genau sieben Wochen aufgestellt wurden. Der verbauten Stahlmenge und Bauzeit nach ist die oben beschriebene amerikanische Leistung fast genau erreicht. In Leipzig wurde sie sogar noch übertroffen, weil es sich hier ausnahmslos um gegliederte Konstruktionen handelt, welche auf der Baustelle viel mehr Nietarbeit erfordern dürften.

Beim Bau des Großkraftwerkes Klingenberg wurden 10 000 t Stahlkonstruktionen für die Kesselhäuser vor etwa $2\frac{1}{2}$ Jahren, ungeachtet eines zweiwöchigen Streiks, in knapp 9 Wochen aufgestellt, wobei in Höhen bis über 30 m gearbeitet werden mußte. Bei der gleichzeitig dort erbauten Turbinenhalle wurden 2100 t Konstruktionen sogar in 21 Tagen aufgestellt, auch die Stahlkonstruktion des 130 m hohen Berliner Funkturms wurde in der sehr kurzen Zeit von 8 Wochen errichtet.

Auf die Namhaftmachung weiterer Beispiele aus dem deutschen Stahlbau soll verzichtet werden, denn die angeführten Beispiele dürften zur Genüge beweisen, daß die Leistungen des deutschen Stahlbaus denen des amerikanischen zum mindesten nicht nachstehen.

Güter-Tariferhöhung. Die am 1. Oktober d. J. in Kraft tretende Tariferhöhung bringt, soweit der Güterverkehr in Frage steht, eine allgemeine Erhöhung der derzeitigen Frachten um 11 %.

Eine derartige Erhöhung bedeutet für die Wirtschaft eine fühlbare Belastung, die sich zweifellos in den Preisen für die Endprodukte auswirken wird. Wenn es auch zwecklos ist, im gegenwärtigen Augenblick noch Kritik zu üben, so muß doch die Meinung der Wirtschaft eindeutig dahin festgelegt werden, daß es sich hier um eine einmalige Maßnahme handeln muß, die sich auf keinen Fall in lohnpolitischer Beziehung weiter auswirken darf.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat sich diesen Gedankengängen auch nicht verschließen können, und im Interesse der deutschen Volkswirtschaft und um die allgemeine Lebenshaltung möglichst wenig zu treffen, in die Erhöhung nicht einbezogen die Frachten für die Lebensmittel und die sogenannten Wettbewerbsstarife.

Ein weiteres Entgegenkommen kann in den verschiedenen gleichzeitig mit der allgemeinen Tariferhöhung zur Durchführung kommenden Tarifierleichterungen, die, von der Wirtschaft lebhaft gewünscht, zum Teil schon beschlossen und nur aus Mangel an Mitteln bisher zurückgestellt waren, erblickt werden.

So wird die Abfertigungsgebühr des allgemeinen Kohlenausnahmetarifs von 11 auf 9 R.-Pf. für 100 kg herabgesetzt werden, wodurch die allgemeine Erhöhung der Kohlenfrachten fühlbar gemildert wird. Die Stahlbauindustrie wird es ganz besonders begrüßen, daß für Eisen und Stahl sowie Eisen- und Stahlwaren der Klassen A bis D nunmehr auch der Ausnahmetarif für die Ausfuhr über die trockene Grenze eingeführt wird. Im übrigen wird sie leider mit einer fühlbaren Verteuerung der Frachten für den Bezug des Walzmaterials und den Versand der fertigen Konstruktionen zu rechnen haben.

INHALT: Beitrag zur Brückenmeßtechnik. — Über Beobachtungen bei den letzten Erdbeben in Griechenland und Bulgarien. — **Verschiedenes:** Bau eines 25 stöckigen Hauses in 36 Tagen. — Güter-Tariferhöhung.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.