

Die Stoßwirkung bewegter Lasten auf Brücken

Von Prof. Streletzky, Moskau

Trotz der Entwicklung und Vertiefung der analytischen Methoden in Fragen der Brückendynamik werden auch experimentelle Forschungsarbeiten auf diesem Gebiete in weitgehendstem Maße angewandt und viele Länder widmen dafür bedeutende Geldmittel. Die Gründe dieser Erscheinung sind anscheinend die, daß die rechnerischen Methoden, trotz ihrer analytischen Vorzüge, wegen der Kompliziertheit des Verfahrens wenig Hoffnung auf praktisch verwendbare Ergebnisse versprechen; dagegen bedarf die Praxis des Brückenbaues und der Brückenunterhaltung dringend die Kenntnis der Brückenarbeit unter der bewegten Last, was von besonderer Bedeutung bei der Lösung von Betriebsfragen, besonders beim Vorhandensein schwacher veralteter Brücken sowie auch bei der Feststellung von rationellen Berechnungsmethoden ist.

Die Zahl der durchgeführten experimentellen Untersuchungen über das dynamische Verhalten der Brückenkonstruktionen ist zurzeit bereits sehr groß. Von den in den letzten zwei Jahrzehnten auf diesem Gebiete geleisteten Arbeiten verdienen folgende besondere Erwähnung: die amerikanischen Untersuchungen in den Jahren 1907 bis 1910 und 1916 vom Vereine der amerikanischen Eisenbahningenieure unter Leitung des Prof. TURNEAURE; die Untersuchungen des schweizerischen Ingenieurs BÜHLER seit dem Jahre 1917; die Versuche in Indien in den Jahren 1917 bis 1925; die schwedischen Untersuchungen unter der Leitung des Ingenieurs NIELSEN; die englischen in den Jahren 1919 und 1920; die deutschen, von der Deutschen Reichsbahn in den Jahren 1921 und 1922 ausgeführten und schließlich die russischen Untersuchungen, welche seit dem Jahre 1922 fortgesetzt werden.

Das Ziel dieser Untersuchungen lag in der Feststellung des dynamischen Koeffizienten, mit dessen Hilfe die dynamische Wirkung der Verkehrslast geschätzt werden sollte. Dieser Koeffizient wurde dem Verhältnisse der größten gemessenen Deformation beim Durchfahren der Verkehrslast mit einer bestimmten Geschwindigkeit zur selben statischen Deformation bei sehr langsamer Bewegung der Verkehrslast gleichgesetzt. Die Methode führte auf diese Weise zum Vergleich der erwähnten zwei Größen und deswegen war sie sehr leicht. Der dynamische Koeffizient wurde in verschiedenen Fällen, abhängig von Typus und Art der Belastung (Dampflokomotive, elektrische Lokomotive, Diesellokomotive), bzw. von der Wirkung des Dampfes, der Massen des Antriebsmechanismus, der Geschwindigkeit der Bewegung, des Zustandes des Geleises (geschweißte oder ungeschweißte Stöße), des Typus der Brückenbahn (auf Schwellen oder Bettung), der Spannweite der Brücke, des Systems der Brückenkonstruktion usw., untersucht. Die offenbare Kompliziertheit der Vorgänge, welche in den Brückenkonstruktionen bei der dynamischen Arbeit auftreten, führte unvermeidlich zu einer großen Anzahl von Versuchen, die nach dem Prinzip der vielfachen Beobachtungen durchgeführt wurden.

bewerbes betreffs Meßgeräten für Brückenuntersuchungen angestellt wurden. Diese Ergebnisse waren traurig genug. Besonders interessant ist der Vergleich der Ergebnisse der Probe der Sulzbacher Brücke in der Schweiz (s. Abb. 14). Bei gleichzeitiger Bestimmung der dynamischen Koeffizienten, wie aus der Abb. 14 zu ersehen ist, lieferten die einen Instrumente den Wert von 100% und die anderen einen Koeffizienten von nur 10% .

Dieser Umstand mahnt uns bei der Bestimmung des dynamischen Koeffizienten zu großer Vorsicht. Deswegen müssen wir uns bei den Brückenuntersuchungen nur auf die Ergebnisse eines und desselben Meßinstrumentes stützen, und die Schlüsse dürfen nicht auf die Zahlenwerte der gemessenen Größen, sondern nur auf die Veränderungsgesetze der Größen gezogen werden.

Es muß noch zugestanden werden, daß man im allgemeinen betreffs der bei der Belastung auftretenden Vorgänge in der Brückenkonstruktion zu keinem klaren Bild gekommen ist. An das Experimentieren ist man im Brückenbau in den letzten Jahrzehnten nur nach einer langen und ersten analytischen Ausarbeitung der bezüglichen Fragen herangetreten. Aus diesem Grunde sind wir noch immer in der Gewalt des analytischen Schemas und zu sehr geneigt, die reelle Brücke genügend ähnlich der berechneten ideal elastischen Konstruktion zu betrachten, uns über die dabei entstehenden Abweichungen zu wundern und mit zu großer Bestimmtheit die Versuchsergebnisse von einem Objekt auf das andere zu übertragen. Ein solches, etwas schematisches Heranrücken an diese Frage führt zum Verlust des Bewußtseins von der Notwendigkeit dieser Untersuchungen und des Willens zur Vertiefung in die letzteren, d. h. man begnügt sich nur mit der Feststellung der Zahlenwerte der endgültigen Deformationen, a priori annehmend, daß das Entstehungsgesetz dieser Deformationen genügend dem linearen Gesetze des elastischen Körpers und der Proportionalität der wirkenden Kräfte, entspricht. Auf diese Weise entstand der daraus unmittelbar folgende Gedanke, bei den Brückenuntersuchungen aus den gemessenen Deformationen auf die Wirkung der Last schließen zu können, d. h. die Brücke als eine Art Dynamometer, mit welchem die dynamischen Wirkungen meßbar sind, zu betrachten. Von dieser Hypothese ausgehend, wurden zahlreiche Brückenproben angestellt, wobei die Wirkungen verschiedener Typen der Verkehrslasten (Dampflokomotive, Lokomotive mit elektrischem Antrieb, Diesellokomotive usw.) gemessen und miteinander verglichen wurden.

Die unmittelbare Prüfung dieser Frage erweist indessen, daß bei dynamischer Arbeit der Brücke die Wirkung der Trägheitskräfte der Brücke und die entsprechende Phasenverschiebung (die Verspätung der Deformation) zur Störung der Proportionalität zwischen der Kraftwirkung und Deformation führen muß. Dieselbe Störung der Proportionalität muß auch infolge der Konstruktion der Brücke entstehen, und zwar wegen der Übertragung der Kraftwirkung durch die Niete und wegen der außerordentlichen Kompliziertheit der bei Bewegung der Last sich schnell verändernden Kraftfelder in den Nietanschlüssen. Diese Kompliziertheit wird durch die individuelle Arbeit der Niete, infolge der Verschiedenheit der Bedingungen der Vernietung und des sehr wahrscheinlichen Eintrittes des plastischen Zustandes des Nietmaterials, bei der Übertragung der Kräfte, noch verwickelter.

Aus diesen Gründen dürfen wir annehmen, daß jede infolge der Belastung auftretende gemessene dynamische Deformation der Brückenkonstruktion durch eine mindest zweigliedrige Funktion dargestellt werden kann. Nur das erste Glied dieser Funktion ist der Belastung linear proportional, es entspricht dem statischen Anteil der dynamischen Einwirkung, d. h. einer solchen Deformation, welche die Brücke erleiden würde, wenn dieselbe masselos wäre und wenn sie in ihrer statischen Arbeit

dem Hookeschen Gesetze folgen würde. Diese Lastwirkung werden wir als die statisch-dynamische bezeichnen. Nur diese Deformation darf noch zum Messen der äußeren Kräfte dienen. Das zweite Glied dieser Funktion kann man als eine durch die reellen Bedingungen dem ideal gedachten Schema auferlegte Korrektur betrachten. Man darf auch sagen, daß das erste Glied dem Einflusse der Belastung und das zweite dem Einflusse der Brücke, in der summarischen und auf der Brücke gemessenen dynamischen Wirkung entspricht. Die Zergliederung dieser zwei Faktoren, der Belastung und der Brücke, muß zum grundlegenden theoretischen Prinzip, zur Förderung der weiteren Vertiefung in Fragen der dynamischen Arbeit der Brücken gemacht werden. Die Vernachlässigung des zweiten Gliedes der Funktion, des Einflusses der Konstruktion und des Zustandes der Brücke in der summarischen dynamischen Wirkung, muß als eine diese Vertiefung störende Grundursache betrachtet werden.

Das erste Glied der gemeinsamen dynamischen Wirkung folgt dem Gesetze der Proportionalität und somit auch dem Gesetze der Veränderung der Belastung. Beim Studium der dynamischen Wirkung muß man also vorerst die Gesetze der Veränderung der diese Wirkung

ausübenden äußeren Kräfte kennen lernen. Am besten dürften diese Gesetze unabhängig von der Brücke festgestellt werden, damit die letztere dann als eine unter der Wirkung bestimmter äußerer Kräfte befindliche Konstruktion betrachtet werden kann. Die Unkenntnis der Kraftwirkungen bei der dynamischen Arbeit ist eine der Ursachen, welche dem weiteren Studium hindernd im Wege steht. Leider verfügt man auf diesem Gebiete, welches noch nicht zum Gebiete der Brückenuntersuchungen gehört, über geringe experimentelle Erfahrung. Besonders mangelhaft sind die experimentellen Ergebnisse auf dem Gebiete der Untersuchung der Lastwirkung der Lokomotiven. Die Hauptursache liegt in der Schwierigkeit der Feststellung der dynamischen Reaktionen des Achsdruckes der Lokomotiven wegen der bedeutenden Größe der zu messenden Kräfte und auch wegen der bis jetzt geteilten Meinung über die zweckmäßigste Anstellung solcher Versuche auf Brücken, wodurch die Forscher von der richtigen Versuchsmethode abgelenkt wurden. Solche Versuche müßten am besten in einer Lokomotivversuchsanstalt gemacht werden. Es sei hier dem Forscher dringend geraten, seine Aufmerksamkeit diesem Gebiete zuzuwenden, um wenigstens zu versuchen, mit seinem Erfindungsgeist die Aufgabe zu lösen.

Die Erfahrungen auf dem Gebiete der Kraftfahrzeuge- und Menschengedrängebelastung sind ebenso mangelhaft. Einen gewissen Ausweg aus dieser traurigen Lage bildet die Anwendung analytisch-rechnerischer Methoden, besonders bei Lokomotiv- und Motorbelastung. Dank der Bestimmtheit der Massen und der Laufwege der einzelnen Teile des Antriebsmechanismus wird die Bestimmung der Trägheitskräfte und der dynamischen Zusätze einfach genug und kann ein ziemlich klares Bild über die dabei in Wirklichkeit auftretenden dynamischen Kräfte liefern. Diese in der Praxis des Lokomotiv-

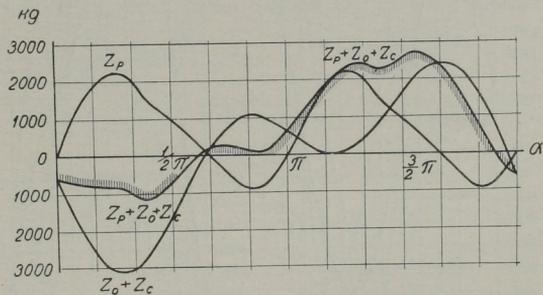


Abb. 15. Vertikalkomponenten der dynamischen Wirkungskräfte der Räder einer Lokomotive der U. S. S. R., 1—C—1 Bauart bei einer Geschwindigkeit $\dot{\theta} = 110$ km/st

Z_0 = Gegengewichtswirkung

Z_p = Dampfwirkung

Z_c = Wirkung der Trägheitskräfte infolge der Schwingungen des Lokomotivkessels.

baues übliche Analyse wäre auch bei Brückenproben vom großen Nutzen. Die Zusatzkräfte, welche bei der gleichmäßigen Bewegung der Lokomotive auf einem idealen Geleis auftreten, können in folgende Kategorien eingeteilt werden: 1. Trägheitskräfte der führenden Teile des Antriebsmechanismus; 2. Wirkung des Dampfes; 3. Trägheitskräfte infolge der Schwingungen des auf Federn sich stützenden Lokomotivkessels; 4. Wirkung der unrichtigen Ausbildung der Räder. Die ersten Kräfte bilden ihre Komponenten infolge der Phasenverschiebung der rechten und linken Seite des Lokomotivmechanismus nicht nur in der senkrechten, sondern auch in der wagrechten Ebene und rufen somit gleichzeitig vertikale und laterale Schwingungen und Schwankungen der Brücke hervor. Diese Kräfte bilden die Resultierende einer Reihe von Sinuskurven, welche die Trägheitskräfte der einzelnen Teile des Mechanismus darstellen. Die in Abb. 15, 16 und 17 aufgezeichneten Kurven veranschaulichen die dynamischen Wirkungen in der vertikalen und horizontalen Ebene und die Momente der in der horizontalen Ebene wirkenden Kräfte bezüglich der Längsachse der Lokomotive für die Zweizylinderlokomotive (Prairie-Typus; 1—C—1) der russischen Eisenbahnen (bei einer Geschwindigkeit von 110 km pro Stunde). Das Schema dieser Lokomotive ist in der Abb. 18 dargestellt. Die Kurven können auch in der Art der zyklischen Diagramme dargestellt werden, was besonders für die in der senkrechten Richtung wirkenden Trägheitskräfte bequem ist. Diese dynamischen Diagramme oder Belastungsschemata beweisen deutlich, inwiefern die dynamischen Drücke die statischen übertreffen. In Abb. 19 sind solche dynamische Schemata der in der senkrechten Ebene wirkenden Trägheitskräfte der beweglichen Teile des Me-

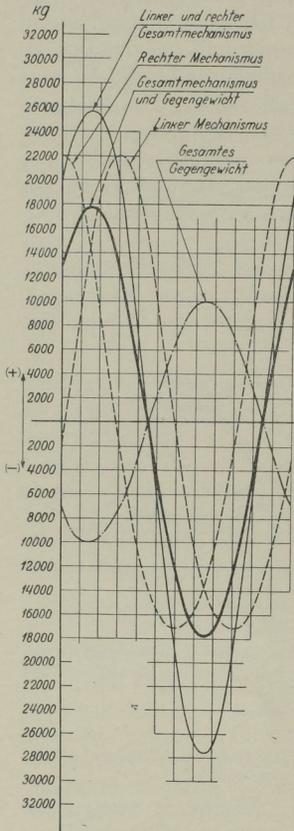


Abb. 16. Horizontalkomponenten der Trägheitskräfte des Mechanismus einer Lokomotive der U. S. S. R., 1—C—1 Bauart bei einer Winkelgeschwindigkeit $\omega^2 = 1000 \text{ sec}^{-2}$

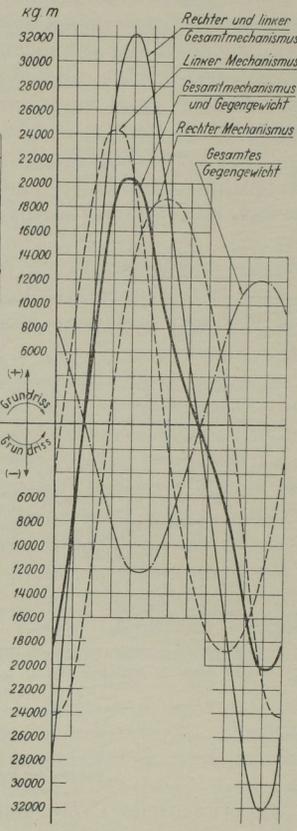


Abb. 17. Momente der Horizontalträgheitskräfte des Mechanismus einer Lokomotive der U. S. S. R., 1—C—1 Bauart bei einer Geschwindigkeit $\omega^2 = 1000 \text{ sec}^{-2}$

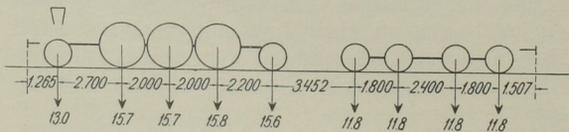


Abb. 18. Schema einer Lokomotive der U. S. S. R., 1—C—1 Bauart.

Die Kurven können auch in der Art der zyklischen Diagramme dargestellt werden, was besonders für die in der senkrechten Richtung wirkenden Trägheitskräfte bequem ist. Diese dynamischen Diagramme oder Belastungsschemata beweisen deutlich, inwiefern die dynamischen Drücke die statischen übertreffen. In Abb. 19 sind solche dynamische Schemata der in der senkrechten Ebene wirkenden Trägheitskräfte der beweglichen Teile des Me-

Die *Schwingungen* der auf den Rahmen sich stützenden Teile der Lokomotive hängen von der Steifigkeit der Federn und der Masse des Lokomotivkessels ab. Bei der Steifigkeit der Lokomotivfedern, beim Gewichte der darüber befindlichen

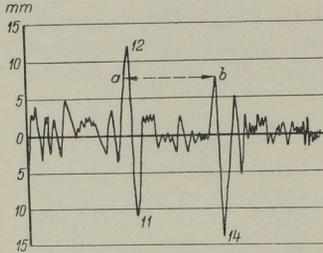


Abb. 21. Schwingungen eines Lokomotivkessels bezüglich der Achslagerhöhe bei Durchfahrt der Lokomotive durch ein Herzstück

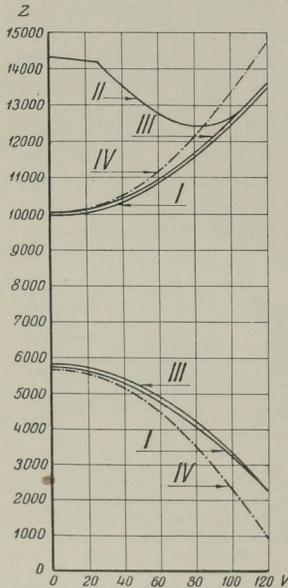


Abb. 22. Dynamische Maximal- und Minimalgesamtwirkung der Räder einer Lokomotive der U. S. S. R., I-C-I Bauart

Teile der Lokomotive und beim normalen Zustande des Geleises erreicht die Amplitude dieser Schwankungen eine Größe von 5 bis 10 mm; diese Schwingungen sind bedeutend langsamer als die übrigen. Die daraus entstehenden Trägheitskräfte bilden ebenfalls eine Sinuskurve, welche aber infolge der Langsamkeit der Schwingungen keine große Amplitude aufweist. Die Zusatzkräfte dieser Schwingungen zerlegen sich entsprechend der Federstellung auf die Achsen des Rahmens. Die letzten Schwingungen können einen großen Wert nur im Falle scharfer Unregelmäßigkeiten des Geleises erreichen. In Abb. 21 ist ein Teil des Papierstreifens mit den vom Kurvenstift auf gezeichneten Schwingungen des Lokomotivkessels bei der Durchfahrt des Herzstückes dargestellt. Die besprochenen letzten Zusatzschwingungen dürften aber besser bei der Untersuchung des Einflusses des Geleises betrachtet werden. Ebenfalls wäre es theoretisch richtiger, den Einfluß des Radreifablaufes auf die Fahrbahnwirkung zu beziehen, weil der dabei entstehende Stoß infolge des Radreifablaufes sich in keiner Weise vom Stoß infolge der Unebenheit der Bahn unterscheidet.

Durch das Summieren der ungünstigsten Werte der erörterten dynamischen Wirkungen erhalten wir die maximalen und minimalen Werte der Raddrücke der Lokomotive. So veranschaulichen z. B. die Kurven der Abb. 22 die erwähnten Wirkungen der Prairie-Lokomotive I-C-I der russischen Bahnen. Das Verhältnis dieser Wirkungen zu den statischen Drücken liefert die maximalen und die minimalen Werte der dynamischen Koeffizienten der Lokomotivräder. Wie daraus zu ersehen ist, erreichen dieselben, bei einer Geschwindigkeit $v = 120$ km p. St., einen Wert von $\frac{13,6}{7,85} = 1,71$. Die dynamischen Koeffizienten der ganzen

Lokomotive sind bedeutend kleiner. Infolge der Phasenverschiebung des rechten und linken Triebwerkes der Lokomotive entspricht der dynamische Koeffizient der Lokomotivachse dem mittleren Werte der rechten und linken Räderwirkungen, denn die maximale Wirkung des einen Rades findet ungefähr gleichzeitig mit der minimalen des anderen statt, d. h. sie ist verhältnismäßig klein. Außerdem sind die Wirkungen einzelner Achsen verschieden und die maximale Wirkung einer Achse tritt nicht gleichzeitig mit den maximalen Wirkungen der anderen ein. Schließlich gibt es noch Laufachsdrücke, deren dynamische Wirkung sehr klein ist, da sie nur von den Schwingungen des auf Federn sich stützenden Lokomotivkastens abhängig sind. Infolgedessen fällt der Wert des größten dynamischen Koeffizienten der ganzen Verkehrslast, welchen man als das Verhältnis der Summe der gleichzeitig wirkenden dynamischen

Drücke zur Summe der statischen Drücke annehmen darf, bei der Vermehrung der Zahl der Achsen schnell herunter. Die Kurven dieser Beiwerte für die Lokomotive des Prairie-Typus als Funktion der Achsenzahl, bzw. der Länge der durch den ganzen Zug belasteten Strecke, sind auf dem Diagramm der Abb. 23 dargestellt.

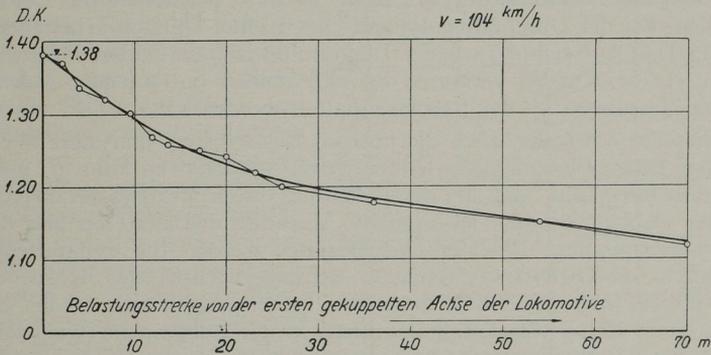
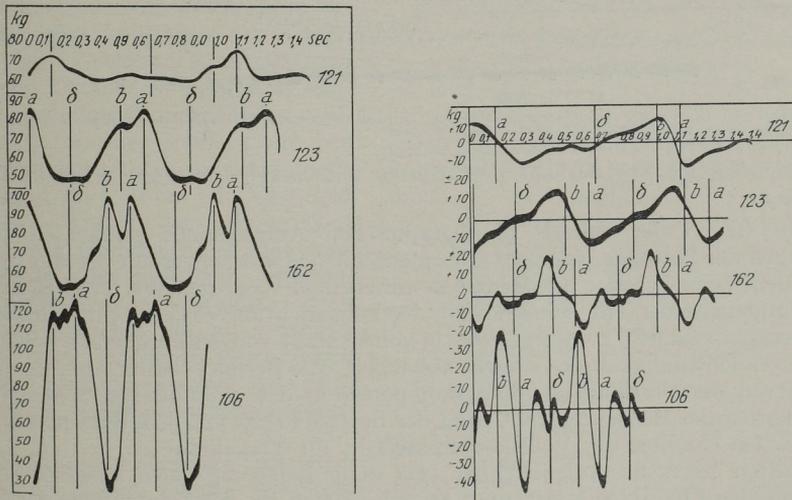


Abb. 23. Kurve der maximalen dynamischen Koeffizienten des Zuges aus einer Lokomotive und Pullman-Wagen



Kurven 121 u. 123 sind erhalten beim Gang ein und desselben Menschen.
Kurve 106 erhalten bei der größten Geschwindigkeit.

Abb. 24. Kurven der Vertikalkomponenten der Reaktionskräfte beim Menschenschritt

Abb. 25. Kurven der Horizontalwiderstandskräfte beim Vorwärtsschreiten des Menschen
Kurven 121 und 123 erhalten beim Gang ein und desselben Menschen, Kurve 106 bei der größten Ganggeschwindigkeit

Diese Werte der dynamischen Koeffizienten sollte man in dem Ausdruck für die zulässigen Spannungen einsetzen, wenn man durch die Formel

$$(1 + \varphi) \frac{S_p}{F} + \frac{S_g}{F} = \sigma_{zul}$$

nur den Umstand ausdrücken wollte, daß die dynamische Belastung der statischen nicht gleich ist. Man würde ein analoges Ergebnis erhalten, wenn man unter dem

dynamischen Koeffizienten nicht das Verhältnis der gleichzeitig wirkenden dynamischen Lasten zur statischen, sondern das Verhältnis der Deformationen bei den entsprechenden Belastungen, in der Voraussetzung ihrer Proportionalität zu den Kräften, verstünde. Zu diesem Zwecke müßten die statisch-dynamischen Diagramme der untersuchenden Deformationen aufgestellt werden,¹ welche die Deformationen einer solchen, bei der Durchfahrt dynamischer Lasten statisch arbeitenden Brücke darstellten. Das Aufzeichnen solcher Diagramme ist mit keinerlei Schwierigkeiten verbunden. Diese Kurven verlaufen im allgemeinen unter jenen, welche bei unmittelbaren Messungen an der Brücke erhalten werden.

Auf dieselbe Art sollen auch die übrigen Belastungen analysiert werden; ohne uns in diese Frage Platzmangels halber weiter vertiefen zu können, möchten wir jedoch darauf hinweisen, daß bei der Belastung durch Kraftwagen die Anwendung von kleinen vielzylindrischen Motoren die Wirkung der letzteren und des ganzen Triebwerkes vermindert. Bei Menschengedränge werden die dynamischen Koeffizienten durch die Schwankungen des Schwergewichtes des Körpers und die große Kompliziertheit der Entstehung des Schrittganges sehr erhöht, sie werden dabei von einer Reihe von Trägheitskräften in der Längs- und Querrichtung begleitet. Analog der Wirkung des rechten und linken Lokomotivtriebwerkes führt

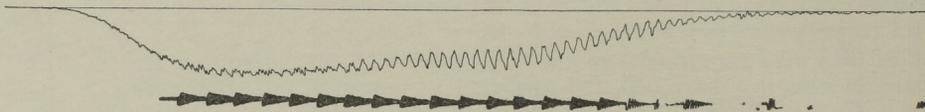


Abb. 26. Diagramme der Resonanzerscheinung bei der Durchfahrt der Wagen über eine Stoßstelle

das wechselartige Stützen auf den rechten und linken Fuß zum Schwanken und Schaukeln.

Auf Grund der mittels photographischen Aufzeichnens gemachten Untersuchungen der Bewegungselemente des menschlichen Körpers erhält der dynamische Koeffizient beim Schritte des Menschen auf ebenem Wege den Wert von zirka 1,50, die Komponente der Trägheitskräfte in der Längsrichtung zirka 0,25 des Gewichtes, die Querkomponente 0,12, wobei beide in hohem Maße von der Frequenz des Schrittes und der Geschwindigkeit des Ganges abhängen. Als Beispiel sind in Abb. 24 und 25 die Kurven der Vertikal- und Längskomponenten der dynamischen Stützreaktion beim Schritte des Menschen, auf Grund der im Jahre 1926 von dem Wissenschaftlich-Technischen Komitee des Volkskommissariates für Verkehrswesen in U. d. S. S. R. angestellten Versuche, aufgezeichnet. Da diese Belastung einen ausgesprochenen rhythmischen Charakter besitzt und an sich einfach ist, wird sie, infolge der maximalen Wahrscheinlichkeit der Resonanz beim Zusammenfallen der Rhythmen der Lastwirkung und der Brückenschwingung, in höchstem Maße gefährlich. Außerdem übt sie, wegen der langsamen Verschiebung der Last, einen dauernden Einfluß auf die Brücke aus und kann, trotz ihrer kleinen Intensität, sehr bedeutende Deformationen der Brücke hervorrufen. Deshalb besitzt die Dynamik der Straßenbrücken einen viel mehr ausgesprochenen Charakter, wie bei Eisenbahnbrücken.²

¹ Vgl. STRELETZKY, N.: Grundzüge für ein Verfahren zu dynamischen Untersuchungen von Brücken. Bautechnik Nr. 41, 1927. DERSELBE: Ergebnisse der Brückenuntersuchungen in Rußland. Eisenbahnwesen Verlag VDI., Berlin, 1925.

² Vgl. RABINOBITSCH: Die dynamische Beeinflussung der Brücken durch die Volksmenge. Ergebnisse der experimentellen Brückenuntersuchungen in U. S. S. R. Moskau, 1928. (In deutscher Sprache.)

Bis die zu untersuchenden dynamischen Kraftwirkungen die Stelle erreichen, wo sie an der Brückenkonstruktion gemessen werden, müssen sie noch zwei Elemente passieren — die Fahrbahn und die Brückenkonstruktion. Die Fahrbahn, als Vermittlungsglied zwischen der Belastung und der Brücke selbst, spielt eine maßgebende Rolle bei dem gesamten dynamischen Vorgang, weil die Fahrbahn einerseits die Stelle bildet, wo die Stöße entstehen, andererseits, dank ihrer verhältnismäßigen Weichheit, auf den dynamischen Effekt der darüber wirkenden Kräfte eine dämpfende Wirkung ausübt. Leider besitzt man am wenigsten experimentelle Erfahrung in der Frage, welchen Anteil der Einfluß der Fahrbahn am gemeinsamen dynamischen Effekt hat. Die Ursache dieses Mangels liegt in der Schwierigkeit der unmittelbaren Messungen an den Fahrbahnelementen, welche sehr ungeeignet zum Anbringen der Meßgeräte sind. Gewöhnlich urteilt man über den Einfluß der Fahrbahn mittelbar nach den Beobachtungen, welche nicht an ihr, sondern an den Brückenelementen angestellt wurden; es kommt auch öfters vor, daß man darüber — infolge der Schwierigkeit oder sogar Unmöglichkeit der Auswechslung der Fahrbahn während der Ausführung der Versuche — nach Versuchen urteilt, die an verschiedenen, zwar möglichst gleichartigen Brücken gemacht wurden. Alle diese Umstände verschleiern das erhaltene Bild.

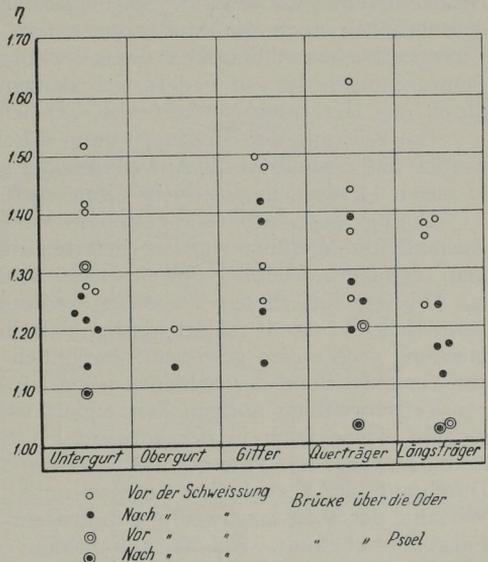


Abb. 27. Dynamische Spannungsziffern in Brücken mit geschweißten oder ungeschweißten Schienenstößen nach Prüfungen in Deutschland (1923) und in U. S. S. R. (1926)

In Eisenbahnbrücken entstehen die Stöße erstens infolge der Stoßfugen, zweitens wegen der unrichtigen Lage der Geleise in Lot- und Querichtung und drittens infolge des Radreifablaufes. Obwohl die letzte Ursache eigentlich von der Fahrbahn ganz unabhängig ist, so entsteht sie jedoch auf den Schienen, im Gebiete der Fahrbahn, und darf deshalb zu der Kategorie dieser Faktoren gezählt werden. Unter diesen Faktoren sind die Stoßfugen von ausschließlicher Bedeutung, besonders bei Durchfahrt eines Zuges mit gleichen Achsabständen, was öfters bei Güterzügen der Fall ist.

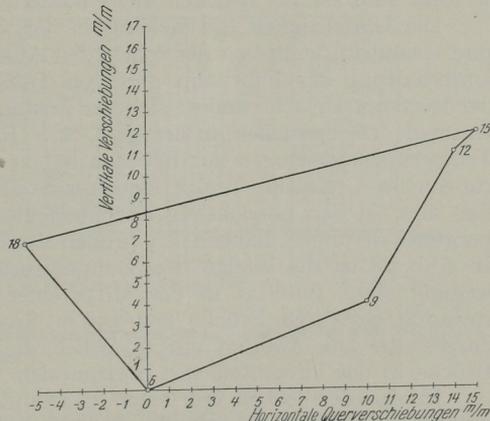


Abb. 28. Zyklische Verschiebungen eines Knotenpunktes in der Mitte eines Trägers von 158 m Stützweite unter dem Einfluß der Sonnenbestrahlung

In diesem Falle erhält man rhythmisch aufeinanderfolgende Stöße, wobei dieselben, bei einem gleichmäßig beladenen langen Güterzug, sehr ungünstig bezüg-

lich Entstehung von Resonanzerscheinungen wirken. Die Resonanz führt zu scharfen rhythmischen Schwingungen der Brücke; solche Schwingungen bemerkt man oft auf dem „Wagenteil“ des Diagramms, wenn schon die Lokomotive die Brücke bereits verlassen hat. Solch ein Diagramm ist in Abb. 26 dargestellt. Außerdem erhöhen auch die Stoßfugen scharf die Schwankungen des Wagenkastens. Eine gewisse Vorstellung über diese Wirkung der Stoßfugen kann das Diagramm der Schwankungen des auf Federn sich stützenden Lokomotivkessels beim Durchgang durch das Herzstück (s. oben Abb. 21) liefern.

Die Wirkung der Stoßfugen kann durch Schweißung der Schienen aufgehoben werden und deshalb ist die Anwendung der geschweißten Stöße auf der Brückenbahn in vielen Ländern in positivem Sinne entschieden.

Die bis jetzt darüber angestellten Versuche, welche zwar nicht in genügendem Ausmaß durchgeführt wurden, lieferten nicht jene entscheidenden Ergebnisse, die man erwarten könnte, obwohl eine Verbesserung der Durchfahrtbedingungen (s. Abb. 27) mit diesen Versuchen bestimmt festgestellt ist. Diese Erscheinung kann vielleicht damit erklärt werden, daß die Kontrollversuche nach dem Schweißen meistens nach einem gewissen, gewöhnlich ziemlich langen Zeitabschnitt, welcher zur Verschweißung der Schienen nötig ist, unternommen werden. Während dieser zur Verschweißung nötigen Zeit ändert sich der Zustand des Geleises in der lotrechten sowie auch in der horizontalen Ebene infolge des Temperatureinflusses ziemlich stark, was eine gewisse Wirkung auf die dynamischen Erscheinungen bei Durchfahrt der Verkehrslast ausüben muß. Man darf auch nicht vergessen, daß die Wirkung der Stoßverschweißung in großem Maße von dem Zustand und der Art der Fahrbahn abhängt. Bei einer Fahrbahn mit Holzschwellen soll diese Wirkung offenbar kleiner als bei einer Fahrbahn mit Schotterbett sein.

Am zweckmäßigsten wäre dabei die Feststellung der Spannungen in den Schienen selbst; aber obwohl solche Versuche öfters außerhalb der Brücke angestellt werden, sind sie auf Brücken nicht wiederholt worden.

Die Unrichtigkeit des Geleises in der Quer- und Lotrichtung (im Längsprofil und Grundriß) kann von der schlechten Ausführung der Brücke, von ungenügender Unterhaltung der Fahrbahn und von Temperaturänderungen herrühren. Infolge der letzteren Ursache ändert sich der Zustand der Bahn in ziemlich beträchtlichem Ausmaß. Die speziellen, in der U. d. S. S. R. angestellten Untersuchungen über die Temperaturänderungen der Brücken haben erwiesen, daß dabei die größten Änderungen im Grundriß, infolge kleinerer Steifigkeit in der Querrichtung, entstehen, daß aber in der Lotrichtung auch bedeutende Änderungen auftreten. Die Temperaturänderungen hängen im großen Maße von dem Anstrich der Brücke ab. In Abb. 28 ist die infolge der Temperaturänderungen eintretende zyklische Bewegung eines Punktes in der Mitte einer von Westen nach Osten gerichteten, rotbraun gefärbten Brücke von 158 m Spannweite für den Verlauf eines Tages dargestellt. Die Abb. 29 und 30 geben die thermischen Deformationen derselben Brücke in der lotrechten und horizontalen Ebene an.¹

Infolge der soeben erörterten Umstände verändern sich nun auch die dynamischen Arbeitsbedingungen der Brücke; inwiefern aber, kann nicht gesagt werden, da diesbezügliche Versuche noch nicht angestellt wurden.

Über den Einfluß des Radreiflaufes sollte man noch Beobachtungen anstellen, die das Verhalten der Schienen angeben, wenn sie von Zügen, deren Wagen normale

¹ Prof. PATTON und DUNAJEFF: Einfluß der Sonne auf die Überhöhung der Hauptträger von eisernen Brücken. Ergebnisse der experimentellen Brückenuntersuchungen in U. d. S. S. R., Moskau, 1928. (In deutscher Sprache.) — DIESELBEN: Beeinflussung des Grundrisses eiserner Brücken durch die Sonne. Ibidem.

und ausgelaufene Radreifen besitzen, durchfahren werden. Dadurch wird man imstande sein, sich ein richtiges Urteil bilden zu können. Auf Brücken sind jedoch noch keine solchen Proben gemacht worden; verhältnismäßig wenig sind solche Versuche auch auf der außerhalb der Brücke liegenden Bahn angestellt worden. Die unmittelbaren Beobachtungen zeigen, daß manchmal, infolge eines ausgelaufenen Radreifens, massenhafte Schienenbrüche entstehen (ein solcher Fall wurde von Rabut

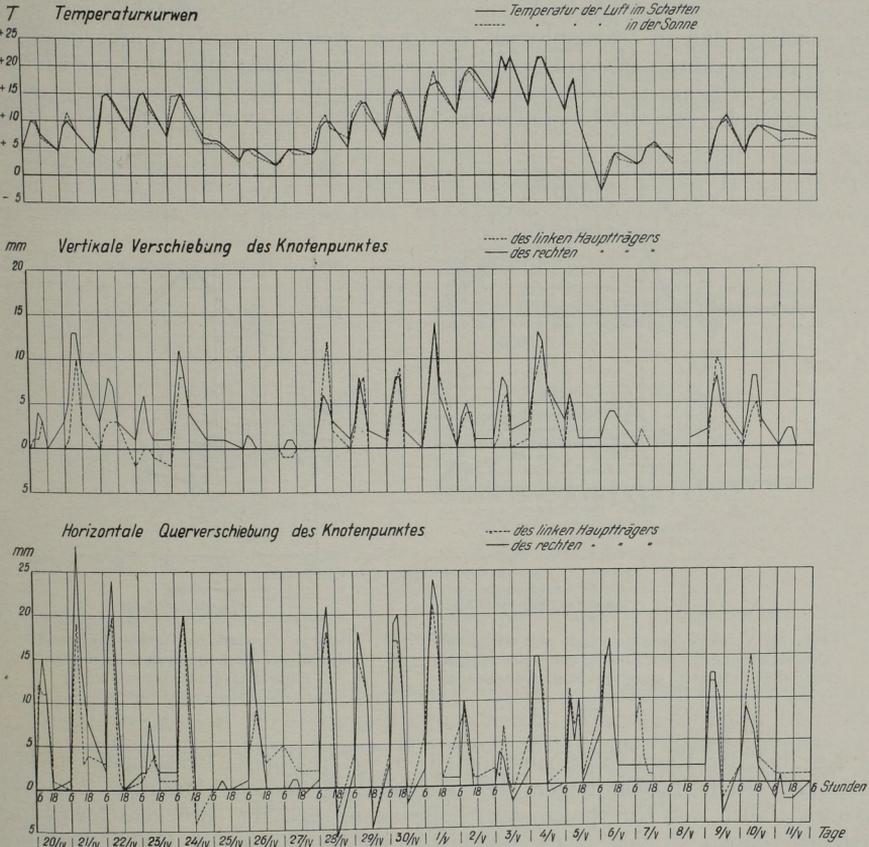


Abb. 29. Vertikale Verschiebungen und horizontale Querverschiebungen eines Knotenpunktes in der Mitte des Trägers von 158 m Stützweite unter Temperatureinwirkung im Laufe von 47 Tagen (13. April bis 30. Mai)

im Jahre 1906 veröffentlicht), so daß diese Erscheinung von sehr großer Bedeutung sein kann.

Theoretische Untersuchungen haben bestätigt,¹ daß eventuell ein 4 mm großer Ablauf des Radreifens, gemeinsam mit dem Einfluß der dadurch vergrößerten

¹ PETROFF: Einfluß der Geschwindigkeit der Räder auf die Schienenspannung. 1906. (In russischer Sprache.) — MARIÉ: Les oscillations du matériel dues au matériel lui-même. 1907. — DERSELBE: Dénivellations de la voie et oscillations des véhicules. 1911. — CHOLODEZKIJ: Einfluß der Geschwindigkeit und der Radreifauslaufungen auf die Schienenspannungen. 1915. (In russischer Sprache.)

Schwingungen des sich auf Federn stützenden Kastens, den Raddruck verdoppeln kann. Aber solche an einem Rad auftretende lokale Druckerhöhungen werden durch die gemeinsame Wirkung der ganzen Lokomotive oder eines langen Zuges ausgeglichen.

Wie daraus zu ersehen ist, ist die Wirkung des Geleises experimentell noch nicht in systematischer Weise aufgeklärt. Wenn man aber, dank der Möglichkeit der Schienenschweißung, die Wirkung der Stöße und die Wirkung der großen Radreifablaufungen, welche bei dem Betriebe nicht zugelassen werden dürfen, vernachlässigt, so muß man zugeben, daß die dynamischen Faktoren, welche von der Unregelmäßigkeit des Geleises herrühren, in den Eisenbahnbrücken von keiner allzu großen Bedeutung sein können. Ebenso unbedeutend sind, wie bekannt, die Zusatzwirkungen infolge der Durchbiegung des Geleises unter der Last (ZIMMERMANSCHER Effekt von HORT).

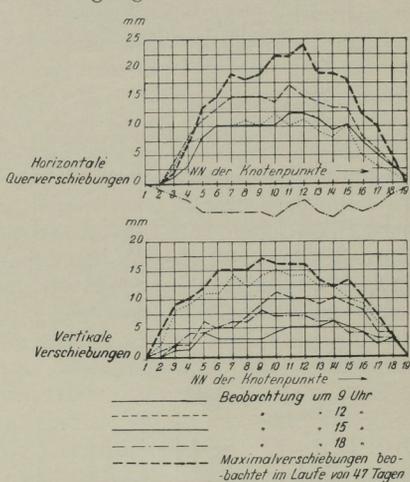


Abb. 30. Vertikale Verschiebungen und horizontale Querverschiebungen der Knotenpunkte eines Trägers von 158 m Stützweite unter dem Einfluß der Sonnenbestrahlung

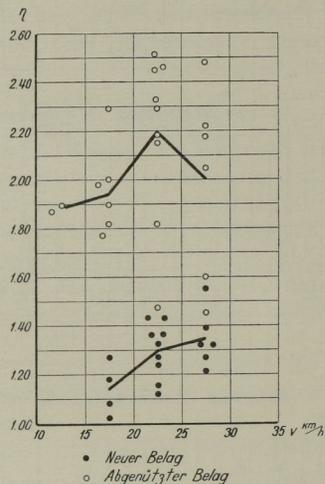


Abb. 31. Dynamische Durchbiegungskoeffizienten bei einer Straßenbrücke mit 50 m Stützweite unter Autobelastung

Nur bei der Resonanzerscheinung, d. h. bei periodisch wirkenden Schlägen, welche bei Radreifauslaufungen, bei abgenützten Stoßverbindungen und beim Zusammenfallen der Rhythmen der Stoßwirkung und der Brückenschwingungen entstehen können, ist eine scharfe ungünstige Erhöhung der vom Geleise herrührenden dynamischen Wirkung möglich.

In viel größerem Umfange tritt die dynamische Wirkung der Fahrbahn auf Straßenbrücken bei unebenem Pflaster hervor, wie z. B. bei Stein- und Holzpflaster oder Bohlenbelag im abgenützten Zustand usw.¹ Auch dabei sind fast keine unmittelbaren Beobachtungen gemacht worden. Auf Landstraßen sind dagegen ziemlich viele Untersuchungen angestellt worden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen dürfen wohl nicht unmittelbar bei Brückenproben ausgenützt werden, da die dynamische Wirkung in hohem Maße von der Steifigkeit der Straßendeckung abhängt, so daß die dynamische Wirkung für eine Landstraße, bzw. Brücke verschieden ist. Die Zahlenwerte dieser Untersuchungen können jedoch ein gewisses Bild der

¹ DESLANDRES: Action des chocs rythmés sur les travées métalliques. Annales des ponts et chaussées, 1892, t. IV, p. 765. — HAWRANEK: Schwingungen von Brücken. Eisenbau, 1914, Nr. 7, S. 221—231.

Erscheinung liefern. Wie bekannt, erhält man dabei Zahlenwerte von Größen höherer Ordnung, welche ganz bestimmt beweisen, daß auch auf Brücken die betreffenden dynamischen Wirkungen sehr bedeutend sein müssen. Indem aber diese Schlagwirkungen von zufälligen Unebenheiten der Straßendeckung herrühren und daher in der Regel keinen rhythmischen Charakter besitzen, sind sie für die Brücke wenig gefährlich.

Nach den in der U. d. S. S. R. auf Brücken mittlerer Spannweite mit abgenütztem Bohlenbelag angestellten Proben schwankte der Wert des dynamischen Koeffizienten der Durchbiegung zwischen 1,5 bis 2,5 und der Spannungen zwischen 1,3 bis 5,25. Auf denselben Brücken und bei derselben Verkehrslast, aber bei glattem Bohlenbelag, schwankte der dynamische Beiwert der Durchbiegung zwischen 1,0 und 1,6 und jener der Spannungen von 0,7 bis 3,0 (s. Abb. 31).¹

Die dämpfende Rückwirkung der Fahrbahn auf die Dynamik ist vollkommen von der Art der Brückenbahn abhängig; hier unterscheiden wir die Bahn auf Holz- oder Eisenschwellen mit in Eisen- oder Eisenbetonwänden umschlossener Bettung.

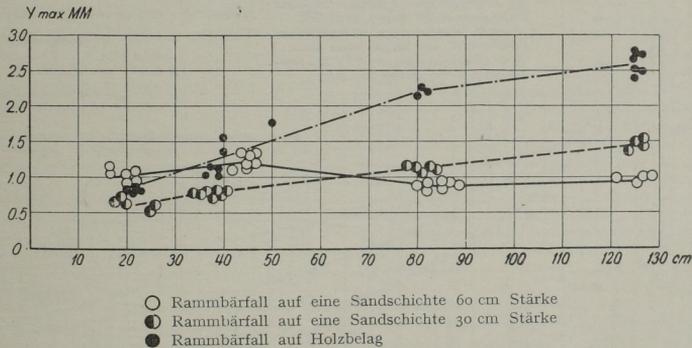


Abb. 32. Abhängigkeit der Größe der Amplitude von der Fallhöhe des Rammbars im Viertelpunkte einer Stegbrücke mit 16 m Spannweite

Diese Frage wird gewöhnlich durch den Vergleich der an Brücken mit verschiedenen Fahrbahnen erhaltenen Probeergebnisse untersucht. Da die Brücken bei einem solchen Vergleiche nicht als identisch zu betrachten sind, können diese Ergebnisse auch kein genügend klares Bild liefern, was an allen solchen Versuchen merkbar ist. Als die richtigste Methode könnte man vielleicht einfache Versuche auf Schlagwirkung empfehlen, welche man an einer und derselben Brücke, aber mit künstlich angelegten, abwechselbaren, verschiedenen Typen des Belages unternehmen sollte. Solche im Sommer 1926 in U. d. S. S. R. angestellten Versuche haben erwiesen, daß der dynamische Effekt bei Sandbettung auf Holzbelag fast doppelt so klein als die unmittelbare dynamische Schlagwirkung auf den aus Holzschwellen bestehenden Belag ist. Der Unterschied der Stärke der Bettung zwischen 30 und 60 cm ist für das Endergebnis von keiner großen Bedeutung. Einige Versuchsergebnisse sind in der Abb. 32 dargestellt.

Die Brückenproben bei Durchfahrt der Verkehrslast sind infolge der Kompliziertheit der dynamischen Einwirkung weniger einleuchtend. Es ist bei weitem nicht immer der Fall, daß die dynamische Wirkung bei dem Geleis auf Bettung kleiner ausfällt als bei Holzschwellen. Dies ist aus den amerikanischen Versuchen

¹ Siehe auch DUFOUR: Final Report of the Special Committee on Impact of Highway Bridges Proc. Am. Soc. C. E. 1926.

vom Jahre 1908, sowie auch aus den englischen vom Jahre 1920 zu ersehen.¹ Die Ergebnisse sind in der Abb. 33 dargestellt. Ein ähnliches Ergebnis lieferten die Brückenproben in Leningrad im Jahre 1926.² Dabei wurden drei gleichartige Brücken, eine mit dem Geleis auf Holzquerschwellen, die zweite mit einer von Eisenwänden und die dritte mit einer von Eisenbetonwänden umschlossenen Bettung untersucht. Alle drei Brücken befanden sich nebeneinander, so daß die Proben bei einer Durchfahrt der Lokomotive auf allen drei Brücken durchgeführt werden konnten.

Die Versuche zeigten, daß bei den am wenigsten gesetzmäßigen Funktionen, wie den Stabspannungen, die Wirkung der Stoßfugen — bei künstlich erniedrigter

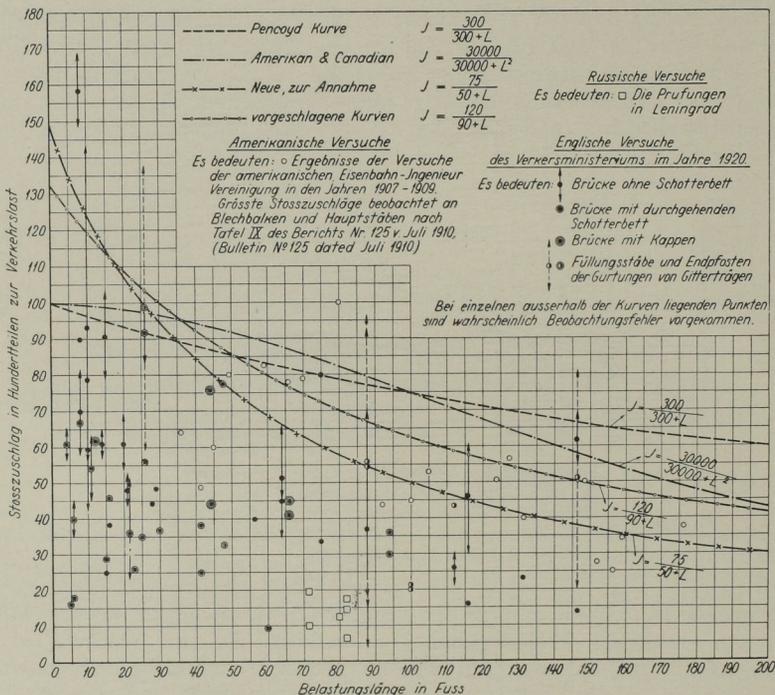


Abb. 33. Dynamische Spannungskoeffizienten der Brücken mit Fahrbahn auf Holzschwellen und Schotterbettung nach Prüfungen in England, Deutschland und U. d. S. S. R.

Wirkung der Gegengewichte — durch die Bettung weniger als bei Holzquerschwellen absorbiert wird. Umgekehrt sind die mehr gesetzmäßigen Faktoren, wie die Gegengewichtswirkung der Lokomotivräder, auf den Bettungskörper von geringerem Einfluß als auf Holzschwellen. Somit ist die absorbierende Wirkung der Bettung verschieden bei verschiedenen Kraftwirkungen (s. Abb. 34). Von großer Bedeutung ist hier anscheinend der Typ der die Bettung tragenden Platte und die Steifigkeit der tragenden Konstruktion. Es darf nicht vergessen werden, daß eine Bettung von einer geringen Tiefe und mit einer steifen Platte, wie wir es auf den Brücken

¹ Ministry of Transport Tests on Railway Bridges. 1921. Bauingenieur 1922, S. 33. — American Railway Engineering Association. Impact Test Report of Committee on Impact.

² Prof. BELJAEFF: Vergleich der dynamischen Wirkung der beweglichen Last bei Eisenbahnbrücken mit Schotterbett und mit Schwellen. Ergebnisse der experimentellen Brückenuntersuchungen in U. d. S. S. R., Moskau, 1928.

haben, bezüglich ihrer Steifigkeit vollkommen verschieden ist von einer außerhalb der Brücke liegenden Bettung.

Wie bekannt, ist eine systematische Untersuchung der dämpfenden Wirkung der Fahrbahn auf Veranlassung des Internationalen Eisenbahnverbandes in diesem Jahre unternommen worden; die Ergebnisse dieser Versuche wurden aber noch nicht bearbeitet.

Die größte Zahl der Messungen ist an Brückenkonstruktionen gemacht worden und wir besitzen ein reiches Material zur Bestimmung der dynamischen Durchbiegungen und Spannungen.

Fast alle diese Ergebnisse sind auf Beobachtungen der Durchfahrt einer für die Brücken üblichen Verkehrslast, d. h. eines ziemlich kompliziert belasteten Zuges gegründet. Fast alle diese Untersuchungen dienten zur Bestimmung des dynamischen Koeffizienten, auf welche bis zur letzten Zeit die Aufmerksamkeit der Forscher gerichtet war. Die erhaltenen Ergebnisse darf man aber, trotz dem kolossalen Arbeitsaufwand, als nicht befriedigend bezeichnen. Die Gruppierung der dynamischen Koeffizienten nach Größen der Spannweite, nach Geschwindigkeiten bei konstanter Spannweite, nach wiederholten Beobachtungen an einer und derselben Brücke bei gleichen Belastungen und Geschwindigkeiten gibt keine zuverlässigen Gesetze. Die zerstreuten Punkte erweisen, daß der dynamische Koeffizient eine höchst komplizierte Funktion vieler Veränderlichen ist, welche an der Grenze des Zufalls liegen. Dabei hängen sie in hohem Maße von der Art der Meßgeräte ab. Daß dies wirklich der Fall ist, beweist die Abb. 14, welche die Mannigfaltigkeit der Werte der dynamischen Koeffizienten bei verschiedenen Meßgeräten veranschaulicht.

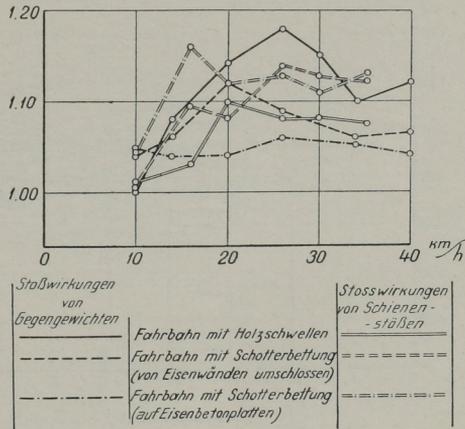


Abb. 34. Dynamische Durchschnittskoeffizienten nach Untersuchungen in Leningrad im Jahre 1926

Trotzdem ist es einigermaßen möglich, in diesem Chaos ins Klare zu kommen. Vor allem ist es möglich, festzustellen, daß die dynamischen Beiwerte der Durchbiegungen in höherem Maße konstant sind, als die dynamischen Beiwerte der Spannungen, und daß die Beiwerte der Spannungen in den Gurtungen konstanter sind als die der Gitterelemente.

Weiters sind die auf der Brücke gemessenen dynamischen Koeffizienten den dynamischen Koeffizienten der Belastung oder den Koeffizienten der Bahnwirkung nicht gleich. In den meisten Fällen sind sie größer als die letzteren, in anderen wiederum kleiner.

Somit sind die dynamischen Koeffizienten der Brücke nicht gleich den dynamischen Koeffizienten der Belastung; es sind zwei Größen verschiedener Ordnung, was auch vollkommen verständlich ist, da beim dynamischen Koeffizienten der Brücke noch die Wirkung der Trägheitskräfte und der damit verbundenen Erscheinung der Phasenverschiebung der Brückendeformationen inbegriffen ist, was beim dynamischen Beiwerte der Belastung fehlt.

Außer den Trägheitskräften muß noch die Konstruktion und der Zustand der Brücke einen Einfluß auf den dynamischen Koeffizienten derselben ausüben. Dies folgt unmittelbar aus dem Umstande, daß die Kraftwirkung auf die Brücke nicht

unmittelbar an dem Ort ihrer Entstehung, sondern in einer gewissen Entfernung davon gemessen wird. Die Kraftwirkung wird durch die Konstruktion übertragen und muß dabei verschiedene innere Widerstände und Störungen überwinden; die Geschwindigkeit und der Weg der Verbreitung der Kraftwellen ist verschieden, sie werden an manchen Stellen verzögert und auf Bahnen des kleinsten Widerstandes gelenkt. Infolge der großen Anzahl solcher Verbreitungswege in dem komplizierten Brückennetz entsteht eine Verminderung, bzw. Ungleichmäßigkeit der dynamischen Arbeit eines Teiles der Stäbe auf Kosten der anderen, eine Verzögerung der Kraftimpulse in den Stoßverbindungen der Stäbe und Knotenpunkte, infolge der Ungleichmäßigkeit der Arbeit der Niete und der möglichen Verschiebungen der Nietverbindungen, welche zur Interferenzerscheinung der aufeinanderfolgenden Kraftimpulse und deshalb zum Auftreten einer örtlichen Erhöhung oder Herabsetzung derselben und zur allgemeinen Verzögerung der Verbreitung der Deformation, d. h. zur Verstärkung der Erscheinung der Phasenverschiebung führen. Alle diese Störungen müssen sehr wesentlich die dynamische Arbeit der Brücke beeinflussen

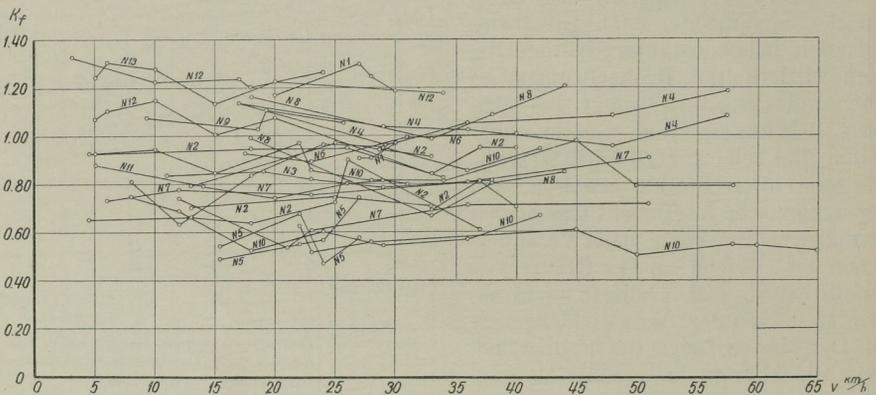


Abb. 35. Abhängigkeit der Flächenbeiwerte — K_f von der Zuggeschwindigkeit

und somit soll diese Arbeit nicht nur als Funktion der Belastung, sondern auch des Brückenzustandes betrachtet werden. Alle diese a priori klaren, und durch die an sich komplizierten Kraftfelder der Nietverbindungen bestätigten Erwägungen können auch an den oben erörterten Gesetzen des dynamischen Beiwertes verfolgt werden. Sie geben auch eine Erklärung für die zerstreuten Punkte im Diagramm der dynamischen Koeffizienten, die besonders scharf in den Gitterstäben der Hauptträger auftreten, sowie auch für die Ungleichheit dieser Beiwerte bei den verschiedenen Stäben, für die Nichtübereinstimmung der Koeffizienten der Spannungen und der Durchbiegungen usw. Noch entschiedener treten sie auf bei der Analyse des Brückenzustandes, welche als die Grundvoraussetzung zur weiteren Vertiefung in die dynamische Arbeit der Brücke anzusehen ist.

Der Zustand der Brücke wird vor allem durch die äußere Besichtigung erkannt; in diesem Falle wird der Zustand subjektiv auf Grund gewisser mehr oder minder bekannten Merkmale, die an dieser Stelle nicht weiter behandelt werden können, festgestellt. Eine objektivere Schätzung kann man erhalten, wenn man die Arbeit der Brücke mit der Arbeit einer ideellen Brücke, welche als eine vollkommen elastische und homogene Konstruktion gedacht wird, vergleicht. Dieser Vergleich kann nach verschiedenen Merkmalen geschehen. Zu den letzteren dürfen die dynamischen Einflußlinien, welche bei der dynamischen Arbeit der Brücke

erhalten werden, und ihr Vergleich mit den statischen gerechnet werden. Der Vergleich kann nach ihrem Flächeninhalt und ihrem Umrisse gemacht werden. Der Flächenvergleich liefert einen Flächenbeiwert¹

$$K_f = \frac{F_d}{F_t} = \frac{F_d}{\Sigma P f_t} = \frac{f_d}{f_t}$$

wo: f_d = die Fläche der dynamischen Einflußlinien,
 f_t = „ „ der theoretischen Einflußlinien,
 F_d = „ „ des dynamischen Diagramms,
 F_t = „ „ des theoretischen Diagramms.

Dieser Beiwert wird bestimmt durch das Verhältnis des Flächeninhaltes des Versuchsdiagramms zu der Größe $\Sigma P f_t$, gleich dem Flächeninhalt des theore-

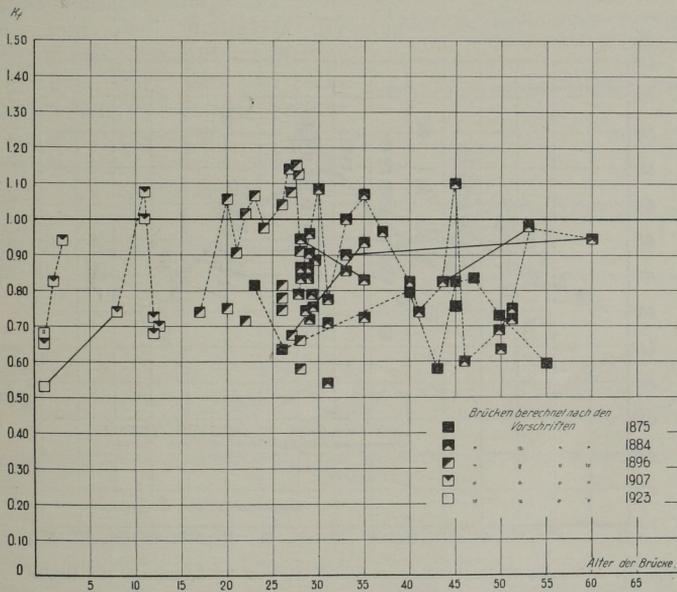


Abb. 36. Abhängigkeit der Flächenbeiwerte — K_f vom Alter der Brücke

tischen Diagramms, da die Verhältnisse der Flächeninhalte der Diagramme dem Verhältnisse der Flächeninhalte der Einflußlinien gleich sind. Die Versuche beweisen, daß diese Beiwerte als ziemlich konstante Größen anzusehen sind, welche weder von der Belastung noch von der Geschwindigkeit der fahrenden Verkehrslast (s. Abb. 35), sondern nur von der Konstruktion des Systems und dem Zustande der Brücke abhängen. Nach den bis jetzt gemachten Untersuchungen schwanken die Zahlenwerte dieser Koeffizienten für Zug- und Druckstäbe, Durchbiegungen zwischen 0,5 und 1,00, für Wechselstäbe von 0,7 bis 1,8; der Vergleich ihrer Größen für Brücken verschiedenen Alters oder, richtiger gesagt, Zustandes zeigt, daß dieselben etwas kleiner für ganz neue und ganz alte Brücken sind und ihren größten Wert bei Brücken mittleren Alters erreichen (vgl. Abb. 36). Ebenfalls

¹ Vgl. STRELETZKY, N.: Grundzüge für ein Verfahren zu dynamischen Untersuchungen von Brücken. Bautechnik Nr. 41. 1927.

ist ihre Größe von der Spannweite der Brücke abhängig, sie erreicht bei mittlerer Spannweite einen etwas größeren Wert¹ (Abb. 37).

Der Umriss der dynamischen Einflußlinie wird durch den Verzerrungsbeiwert² des Umrisses im Verhältnis zu dem theoretischen Umriss in der Form

$$\gamma = \frac{Y_e}{Y_t} : \frac{1}{K_f} = \frac{p_e}{p_t}$$

angegeben,

wo: Y_e = die Versuchsdeformation (nach dem Diagramm),

Y_t = die entsprechende theoretische Deformation,

p_e = die äquivalente Belastung der dynamischen Versuchseinflußlinie,

p_t = die äquivalente Belastung der theoretischen Einflußlinie

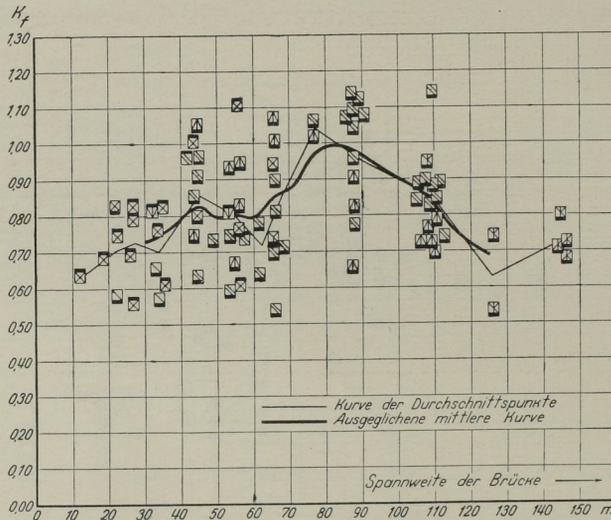


Abb. 37. Abhängigkeit der Flächenbeiwerte — K_f von der Spannweite der Brücke

bedeuten und die man durch das Dividieren des Verhältnisses $\frac{Y_e}{Y_t}$ durch den Flächenbeiwert K_f leicht erhalten kann. Der Beiwert γ ist von der Geschwindigkeit, vom System, von der Konstruktion und dem Zustand der Brücke und der entsprechenden Stelle des Diagramms abhängig. Daraus folgt, daß die dynamischen Einflußlinien von der Zeit abhängige Funktionen sind, was auch vollkommen verständlich ist, weil deren Umriss von der Phasenverschiebung der dynamischen Kraftwirkung bezüglich der Phase der Brückenschwingung abhängen. Diese Veränderlichkeit nach der Zeit wird noch durch den Einfluß der Störungen der dynamischen Kraftströmungen, welche ihrerseits eine Folge der Zustanddefekte sind, verstärkt. Des-

¹ HÜBSCHMANN: Untersuchung der Kennzeichen der empirischen Einflußlinien der Brückenträger. Ergebnisse der experimentellen Brückenuntersuchungen in U. d. S. S. R., Moskau, 1928.

² STRELETZKY, N.: Grundzüge für ein Verfahren zu dynamischen Untersuchungen von Brücken. Bautechnik Nr. 41. 1927.

halb liefert uns der Flächenbeiwert K_f nur den mittleren Wert des Flächeninhaltes aller dynamischen Einflußlinien, welche an der Zusammensetzung des Diagramms teilnehmen. Den Flächeninhalt kann man aus der Gleichung $P_e = \gamma P_i$ und durch das Dividieren von Y_e durch P_e erhalten. Der Vergleich der Flächeninhalte bei richtig aufgezeichneten Diagrammen kann eine Charakteristik der Störungsströmungen und des Geschwindigkeitseinflusses auf die Form der Einflußlinien liefern. Zur Aufklärung der Abhängigkeit der Beiwerte γ von dem System und Zustande der Brücke ist es wünschenswert, diese Beiwerte aus Diagrammen bei langsamer Durchfahrt der Verkehrslast zu bestimmen, um den Einfluß der Geschwindigkeit zu vermindern. Die Ergebnisse beweisen, daß für kleine Spannweiten der Beiwert γ größer ist als 1 und für Spannweiten größer als 100 m sich dem Werte 1 nähert, obwohl die von den Defekten des Brückenzustandes abhängigen Abweichungen ziemlich bedeutend sein können. Diese Kurve beweist, daß bei kleinen Spannweiten, wahrscheinlich infolge der kleinen Felder und der Steifigkeit der Knotenverbindungen, die wirklichen Einflußlinien ziemlich stark von den rechnerischen abweichen; bei großen Spannweiten ist das nicht der Fall.

Beim Studium des Brückenzustandes ist die Natur der Kraftimpulse gleichgültig, und zur Vereinfachung des Verfahrens wäre es wünschenswert, nach den einfachsten Impulsen zu streben. Wir

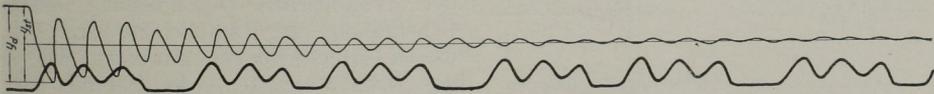


Abb. 38. Diagramme von Brückeneigenschwingungen nach Schlagproben mit schwacher Dämpfung in der Nähe der Schlagstelle

betrachten als einfachen Impuls einen gewöhnlichen Stoß und wollen damit gleich zu den Stoßversuchen übergehen: bei solchen Untersuchungen handelt es sich um einen einfachen, sich rhythmisch wiederholenden oder nach einem gewissen einfachen Gesetze veränderlichen Stoß; in beiden Fällen untersuchen wir die Schwingungen der Brücke. Die Untersuchung der Brückenschwingungen besitzt den Vorteil, daß man dabei nicht nur die von der Brücke geleistete Arbeit, sondern auch das Gesetz des Verbrauches der vom äußeren Kraftimpulse durch die Brücke erhaltenen Energie verfolgen kann. Es ist ja klar, daß dieses Gesetz uns den Weg zur Erkenntnis der inneren Widerstände, welche den Zustand der Brücke charakterisieren, weist. Somit darf die Untersuchung der Schwingungen als die Grundmethode, auf welche die Prüfung der Brücke sich stützen soll, bezeichnet werden. Aus diesem Grund ist man in vielen Ländern bestrebt, spezielle Schwingungsmaschinen, welche die Brücke in einen Schwingungszustand versetzen sollen, zu konstruieren.

Es sollen erzwungene, sowie auch freie Schwingungen studiert werden. Vom Standpunkte der Prüfung des Brückenzustandes ist das Studium der freien Schwingungen bequemer, weil sie von einfacher Natur sind und klarer den Einfluß der inneren Widerstände darstellen, welche für uns von größtem Interesse sind und unmittelbar auf das Gesetz der Dämpfung der Schwingungen

hinlenken.¹ Schließlich muß noch erwähnt werden, daß zum ausführlichen Studium der erzwungenen Schwingungen eine Schwingungsmaschine erforderlich ist, während die freien Schwingungen bei einer gewöhnlichen Stoßprobe oder als Ergebnis der Wirkung einer beliebigen Belastung untersucht werden können.

Die Stoßprobe in ihrer einfachsten Form, welche man allgemein bei Brückenproben in der U. d. S. S. R. verwendet, besteht in der Übertragung des Schlages auf die Brücke mit einem Bären, welcher von einer gewissen Höhe abgeworfen wird. Die Energie der fallenden Masse wird dabei nicht nur von der Brücke, sondern auch

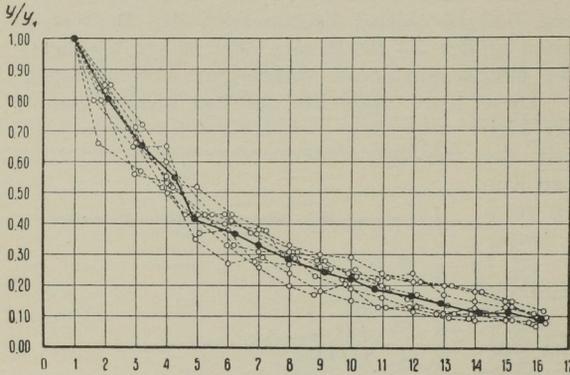


Abb. 39. Kurven der späteren Schwingungsamplituden bezüglich der ersten, erhalten nach Schlagproben in der Nähe der Schlagstelle

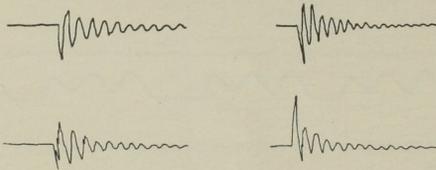


Abb. 40. Diagramme von Brückeneigenschwingungen nach Schlagproben mit starker Dämpfung in der Nähe der Schlagstelle

durch den Belag verbraucht, wobei die Eigenschwingungen des letzteren das Bild — wenn auch, wie die Versuche zeigen, in geringem Maß — entstellen. Man darf zu dieser Probe auch die bessere Resultate liefernde Methode des Reaktionsschlages anwenden, indem man ein an die Hauptträger angebundenes Gewicht herunterfallen läßt. Die entstehenden Schwingungskurven erweisen einen gesetzmäßigen dämpfenden Charakter. Der Schlagbeiwert, d. h. das Verhältnis

der dynamischen Durchbiegung einer Schwingung zur statischen wird bei diesen Untersuchungen mit einem Werte von zirka 2 erhalten, was fast mit der Theorie übereinstimmt. Die Abb. 38 stellt einige solche Kurven dar und Abb. 39 die Verhältnisse irgend einer Amplitude zur ersten Amplitude, welche als Funktion der Schwingungszahl das Gesetz der Dämpfung veranschaulichen.

Nach diesen Kurven kann das Dekrement des Dämpfungsgesetzes bestimmt werden, d. h. der Exponent einer dieses Gesetz darstellenden Exponentialfunktion:

$$\left(\frac{y_n}{y_1}\right) = e^{-ENT}$$

wo E = ein Koeffizient, N = die Schwingungszahl und T = die Schwingungsperiode bedeutet.

Bei Brücken, welche sich in gutem Zustande befinden, schwankt der Wert des Koeffizienten E zwischen 0,5 bis 1,0 (für Brücken mit Spannweiten von 25 bis 100 m).

Bei den ersten Schwingungen hat die Dämpfungskurve einen steileren Verlauf und einen flacheren für die nachfolgenden. Das beweist, daß die Brückenwiderstände im Anfange der Schwingungen größer sind und daß das Dekrement keine konstante Größe darstellt. Bei älteren Brücken und bei Brücken in schlechterem

¹ RABINOWITSCH: Betrachtungen über den Zusammenhang des Zustandes der eisernen Brücken und deren Schwingungen. Ergebnisse der experimentellen Brückenuntersuchungen in U. d. S. S. R., Moskau, 1928.

Zustand erreicht der Koeffizient E größere Werte, in gewissen Fällen bis zu 1,5 bis 2,0 (vgl. Abb. 40).

Gesetzmäßige Dämpfungskurven erhält man bei guterhaltenen Brücken und in der unmittelbaren Nähe des Stoßes. Bei Brücken, welche sich in einem schlechten Zustande befinden, verlieren die Kurven, besonders an den von der Schlagwirkung entfernten Stellen, ihren gesetzmäßigen Verlauf und werden durch örtliche Störungen unterbrochen (vgl. Abb. 41). Es ist anzunehmen, daß diese Störungen eine Folge der Störungen der durch die verschiedenen inneren Widerstände der Brückenanschlüsse auftretenden Kräfteströmungen sind.

Der Umstand, daß die soeben erwähnten Störungen in hohem Maße nur in schlechten Brücken und dabei in einer großen Entfernung vom Orte der Schlagwirkung, d. h. wo bei einem bedeutenden Verbreitungswege der Kraftströmungen der Unterschied der inneren Widerstände sich am schärfsten auswirken konnte, auftreten, räumt dem oben Gesagten eine bestimmte Bedeutung zu. Von besonderem Interesse sind die Störungen in dem Anfangsabschnitte der Dämpfungskurve. Hier findet man öfters Schwingungsordinaten, die sogar größer sind als die erste Ordinate.

Diese Erscheinung, (Abb. 41) welche sehr schwer vom Standpunkte der Theorie der freien Schwingungen und des Energieverbrauches erklärlich ist, kann eine Erklärung dadurch finden, daß der Zeitraum des Anwachsens der Schwingungen, vom Beginne bis zu ihrem maximalen Werte, als Zeitdauer der Energieaufspeicherung an der Stelle der Messungen anzusehen ist. In diesem Fall ist man imstande, nach der Zeitdauer dieser Periode über die Geschwindigkeit der Verbreitung des langsamsten Grundstromes der Kraftimpulse zu urteilen. Diese Geschwindigkeit ist sehr verschieden; sie hängt von der Größe der Spannweite und dem Gittertypus, d. h. von dem Fortpflanzungswege der Strömung und dem Zustande der Brücke ab. Vergleicht man diese Geschwindigkeiten mit einer als Maßstab angenommenen Geschwindigkeit, so bekommt man Verzögerungsbeiwerte der Kraftimpulse. Wenn man sie mit den Geschwindigkeiten der transversalen Schwingungen in einem Vollwandträger vergleicht, so erhält man die von 0,06 bis 0,25 ziemlich kleinen Werte (nach den Versuchen vom Jahre 1927).¹

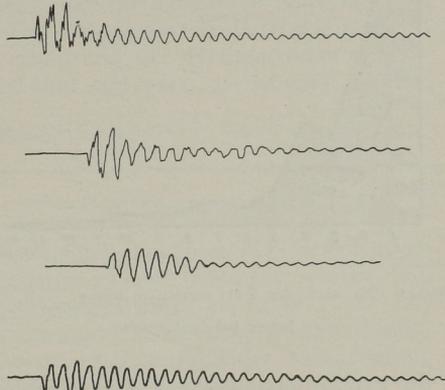


Abb. 41. Diagramme von Brückeneigenschwingungen nach Schlagproben an vom Schlagort entfernten Stellen

Die örtlichen Störungen sind von den Schwingungen zweiter Ordnung, welche sich auf die Grundkurve auflegen und zu regelmäßigen Erhöhungen und Erniedrigungen der Kurve führen, wohl zu unterscheiden.

Als eine andere Charakteristik des Brückenzustandes kann man auch die nach der Zeit oder nach der Schwingungszahl meßbare Dauer und Zahl der Schwingungen betrachten, welche nötig sind, bis die letzte Schwingung den Wert $1/n$ der ersten erreicht hat. In der U. d. S. S. R. setzt man dieses Verhältnis gleich $1/10$, was einem Energieverbrauch von $1/100$ entspricht. Es stellt sich heraus, daß die in gutem Zustande befindlichen Brücken im Gegensatze zu den schlechten und veralteten eine längere Schwingungsdauer besitzen.

¹ NIKOLAEFF: Brückenfreischwingungen bei Schlagwirkung. Ibidem.

Voll Interesse ist auch die Schwingungsfrequenz oder die Zeitdauer der Schwingungsperioden. Die Schwingungsfrequenz ist eine sehr stetige Größe, die ebenso von den geometrischen Trägerdimensionen wie von den Querverbindungen abhängt. Der Vergleich mit einer theoretischen Formel, die einen Fachwerkträger als einen Vollwandträger betrachtet, zeigt uns, daß die experimentelle Schwingungsfrequenz der theoretischen sich nähert (Verhältnis 0,8 bis 1,0); wir können daraus schließen, daß die Brückenkonstruktion sehr wenig auf die in erster Linie von dem Zustande der Brücke abhängigen Schwingungsgesetze einwirkt. Ein noch größeres Interesse bietet schließlich die Funktion, welche die erste Ableitung

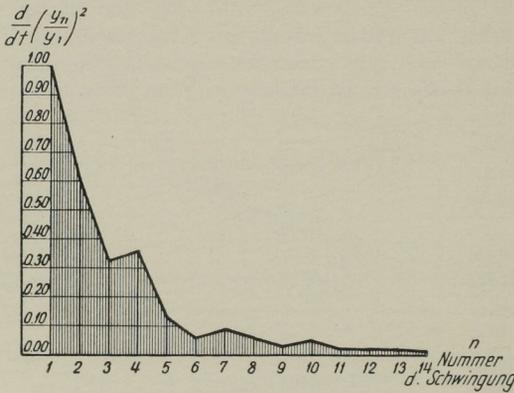


Abb. 42. Die nach der Zeit abgeleitete Kurve $\frac{d}{dt} \left[\left(\frac{y_n}{y_1} \right)^2 \right]$, erhalten bei Schlagproben

darstellt; diese Funktion charakterisiert das Gesetz des Energieverbrauches bei freien Schwingungen; dieses Gesetz ist am meisten von dem Zustande der Brücke und deren inneren Widerständen anhängig. Als Beispiel ist eine solche Funktion in Abb. 42 angeführt. Leider sind sie aber weniger sicher, da sie am meisten sich auf die Zahlenwerte der Amplituden stützen, welche bei dem gegenwärtigen Zustande der Meßapparate als nicht ganz einwandfreie Werte erscheinen. Zwar operierten wir bei allen angegebenen Ergebnissen nicht unmittelbar mit Amplitudengrößen; wir

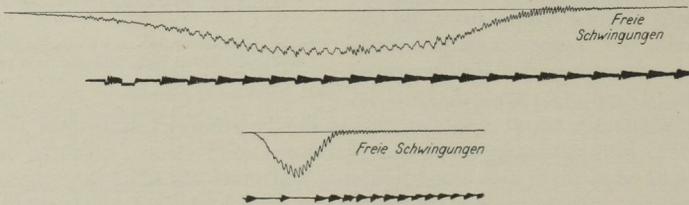


Abb. 43. Diagramme vertikaler Schwingungen einer Eisenbahnbrücke $l = 66$ m

interessierten uns nur für mit Hilfe ein und desselben Meßgerätes angeschriebene Verhältnisse dieser Amplituden. Der Maßstab des Meßgerätes — der Grundfehler der Meßergebnisse — fällt hier fort.

Die obengenannten Gesetze können auch auf anderem Wege, durch ein Studium jener freien Schwingungen der Tragwerke, die nach der Durchfahrt der Verkehrslast auftreten, erhalten werden. Solche Schwingungen können als „Nachsätze“ der Diagramme bezeichnet werden. Da das Tragwerk bezüglich der horizontalen Ebene weniger steif ist, die Kräfteinwirkungen aber einfacher und regelmäßiger sind, werden solche „Nachsätze“ immer auf horizontaler, öfters aber auch, besonders nach Resonanzerscheinungen, auf vertikaler Ebene erhalten (Abb. 43, 44). Im Grunde sind beide, horizontale und vertikale Schwingungen, eine Folge ein und derselben räumlichen Brückenverschiebung, da die Verkehrslast auf das Tragwerk gleichzeitig eine vertikale und horizontale Wirkung ausübt, was ein Schwanken

des Tragwerkes zur Folge hat. Bei Eisenbahnbrücken vergrößern sich die Schwingungen noch dadurch, daß der Mechanismus der Lokomotive der rechten und linken Seite in verschiedenen Phasen arbeitet. Infolge der in horizontaler und vertikaler Ebene verschiedenen Steifigkeit des Tragwerkes können in beiden Ebenen die Perioden der Eigenschwingungen verschieden sein, was zu einer gegenseitigen Superposition und zu einem zweitönigen Rhythmus führt¹ (Abb. 45).

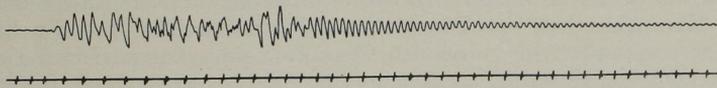


Abb. 44. Diagramme horizontaler Schwingungen einer Eisenbahnbrücke $l = 66$ m

Die eintönigen wie auch die zweitönigen Schwingungskurven der „Nachsätze“ dämpfen sich nach einem bestimmten Gesetz, oft sogar viel regelmäßiger als die Kurven der Schlagversuche. Das kommt davon, daß die genannten Schwingungen nicht das Bild einer Anfangs-, sondern einer Endperiode der Kraftströmungen vorstellen, wenn alle hauptsächlich mit der Verbreitung der Hauptströmungen zusammenhängenden Störungen schon erloschen sind und wenn die Brücke nur dem

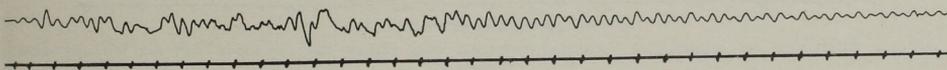


Abb. 45. Diagramme der mehrtönigen Horizontalbrückenschwingungen

Einfluß ihrer Trägheitskräfte ausgesetzt ist. Infolgedessen eignen sich diese Kurven am besten zur Berechnung von Trägerdekrementen; Untersuchungen zeigten, daß die Dekremente der Lot- und Wagrechtsschwingungen nicht gleich sind: die Dekremente der Schwingungen in wagrechter Ebene sind für Brücken mit einer Spannweite von 55 bis 100 m geringer. Diese Zahl vermindert sich mit der Verkleinerung der Spannweite. Die Dekremente der vertikalen Schwingungen sind kleiner als

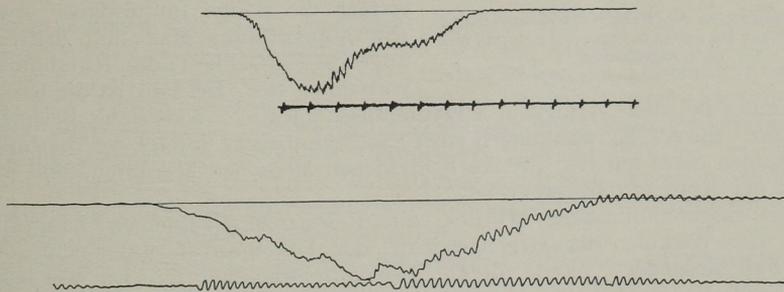


Abb. 46. Diagramme mit erzwungenen Brückenschwingungen

solche, welche bei einer Schlagprobe erhalten werden und einer Anfangsschwingungsperiode entsprechen. Sie hängen in beträchtlicher Weise von dem Zustand und dem Alter der Brücke ab. Mit der Verschlechterung des Brückenzustandes vergrößern sich die Dekremente der beiden Schwingungen.

Alle diese beschriebenen Untersuchungen zeigen den großen Einfluß des Brückenzustandes auf die dynamische Arbeit der Brücke.

¹ Vgl. BERNSTEIN: Über freie Horizontalschwingungen eiserner Brücken. Ergebnisse der experimentellen Brückenuntersuchungen in U. d. S. S. R., Moskau, 1928.

Deswegen können auch die Kraftwirkungen bei Durchfahrt der Verkehrslast keinen klaren Ausdruck in den dynamischen Deformationen der Brücke finden, und die erzwungenen Schwingungen der Brücke bleiben sehr weit hinter den tatsächlichen Schwingungen der Kraftimpulse der Belastung zurück. Eine unmittelbare Beobachtung zeigt, daß die erzwungenen Schwingungen von sehr komplizierter Natur sind und eine Reihe von einander deckenden Schwingungen verschiedener Amplituden und Frequenzen darstellen (Abb. 46). Die Kompliziertheit dieser Schwingungen wird durch die Kompliziertheit des Tones charakterisiert, welcher bei Durchfahrt der Verkehrslast empfunden wird und den Charakter eines komplizierten Geräusches trägt. Unter solchen Umständen erscheint eine Analyse erzwungener Schwingungen als eine hoffnungslose Aufgabe, die nur beim starken Vorherrschen eines einzelnen, Resonanz hervorrufenden Impulses von Erfolg begleitet ist. Deshalb werden erzwungene Schwingungen hauptsächlich in ihrer Resonanzperiode untersucht.

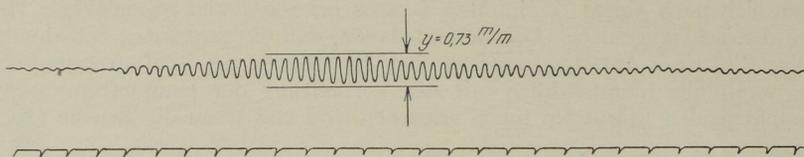


Abb. 47. Diagramme der erzwungenen Vertikalschwingungen einer Brücke mit $l = 109$ m von der Wirkung eines Menschen

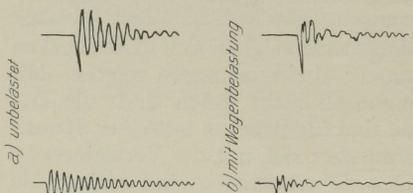


Abb. 48. Diagramme der freien Vertikalschwingungen zweier Brücken bei $l = 33$ m, bzw. $l = 44$ m mit und ohne Zugbelastung

Die Resonanz kann bei beliebigem periodischen Impuls entstehen, wobei die Kompliziertheit des Rhythmus keine hemmende, sondern nur eine die Intensität vermindernde Wirkung hat. Damit die Resonanz sich als praktisch faßbare Größe äußern kann, müssen drei Umstände, erstens die nötige Impulsdauer, zweitens Rhythmuszusammenfall und drittens genügende Einfachheit des Rhythmustones, vorhanden sein. Deshalb ist die Resonanz-

erscheinung bei den geringsten Kraftimpulsen möglich. Klassische Beispiele der Resonanz,¹ die von Schwankungen einer Eisenbahnbrücke infolge der rhythmischen Bewegungen eines auf der Brücke befindlichen Menschen herrühren, sind im Diagramm der Abb. 47 dargestellt.

Bei Eisenbahnbrücken wurden die Resonanzerscheinungen hauptsächlich infolge der Wirkung der Gegengewichte der Lokomotiven untersucht, obwohl dieser Fall nicht der typische für die Resonanzerscheinung ist. Da, wie bekannt, die kritische Geschwindigkeit eine mit der Spannweite sinkende Funktion ist, kann die Resonanzerscheinung im Fall einer großen Geschwindigkeit nur bei verhältnismäßig kurzen Brücken entstehen. Bei solchen Brücken ist die Zahl der Impulse, die eine Resonanz beim Durchfahren einer Lokomotive hervorruft, sehr gering; da hier die Zeit zu kurz ist, um die Brücke ins Schwanken zu bringen, so fehlt die Grundbedingung zu einer starken Entwicklung von Schwingungen. Da ferner infolge der Phasenverschiebung der rechten und linken Seite des Lokomotivtriebwerkes ein ziemlich komplizierter Belastungsrhythmus entsteht, so empfängt die Brücke asymmetrische Stöße bezüglich ihrer Längsachse, was zu dem Schwanken

¹ Richtiger — der Schwebungen, infolge des unvollkommenen Zusammenfallens der Rhythmen.

des Tragwerkes und zu einer wechselseitigen Wirkung beider Träger führt. Diese Erscheinung kann als ein nachträglicher, die Entwicklung von Schwingungen hemmender Widerstand aufgefaßt werden. Endlich hängt der Rhythmus der Brückenschwingungen von der schwingenden Masse der Brücke und der Verkehrs- last ab. Da diese Masse bei der Bewegung der Lokomotive sich ändert, können die Brückenschwingungen auf die Dauer nicht mit dem stetigen Rhythmus der Last- impulse zusammenfallen. So bringt die Lokomotive, im Grunde genommen, keine Resonanzerscheinung (Zusammenfallen der Rhythmen), sondern nur Schwebungen hervor, welche bei einer geringen Verschiedenheit der Rhythmen entstehen und nur eine Entwicklung der Schwingungen bis zu einem bestimmten Maximum zulassen. Dies ist besonders der Fall, wenn eine Lokomotive die Brücke mit einem langen schweren Lastzug durchfährt, was die Änderung der schwingenden Masse während der ganzen Fahrt des Zuges zur Folge hat. Darin liegt eine der Grund- ursachen, weshalb bei Anwesenheit eines Lastzuges die Intensität der Schwingungs-

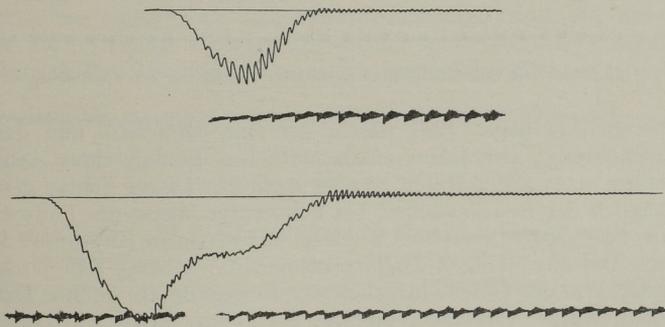


Abb. 49. Diagramme mit Resonanzwirkung einer Lokomotive mit und ohne Wagen

zunahme schwächer wird; auch die längst bekannte Tatsache, daß eine Zuglast die Resonanz der Lokomotive dämpft, findet hier ihre Erklärung (Abb. 49).

Der andere Grund liegt augenscheinlich in den Federn der Lokomotive und der Wagen. Diese Federn stellen eine sehr nachgiebige, man darf sagen eine zähe Substanz dar, welche eine große Menge Energie verbraucht und deshalb die Schwingungs- entwicklung hemmt. Mit besonderer Deutlichkeit tritt die Tatsache bei ein und derselben Brücke, bei mit und ohne Zugbelastung gemachten Schlagproben hervor. Im letzten Falle gibt es nur eine schwache Entwicklung von Schwingungen, welche auch wieder rasch gedämpft werden (Abb. 48).

Auf langen Brücken ist die Zahl der resonanzwirkenden Impulse groß, die Impulse selbst sind aber, infolge der kleinen kritischen Geschwindigkeit, nur gering; hier tritt am deutlichsten die Erscheinung der Schwebungen, bei welchen die Schwingungen von selbst gedämpft werden, hervor. Aus dem Gesagten folgt, daß die Resonanz der Lokomotivimpulse mit vielen Faktoren zusammenhängt, von denen einige sehr individueller Natur sind, so daß bei Resonanzerscheinung die Zahlenwerte der Schwingungen bei ein und derselben Brücke verschieden sein können. Aber bei ziemlich gut ausbalancierten europäischen Lokomotiven können sie nicht von bedeutender Größe sein. Als Ausnahme, augenscheinlich wegen schlechter Ausgleichung der Lokomotiven, erscheinen einige amerikanische und indische Versuche.

Ein gewisses Interesse stellt auch das Studium der Resonanz infolge Dampf- einwirkung dar, welche auch, im Grunde genommen, eine rhythmische Belastung

gibt. Diese Einwirkung kann nur bei geringen Geschwindigkeiten, d. h. bei langen Brücken von Bedeutung sein; Versuche beweisen, daß sie unwesentlich ist, denn sie tritt nur bei einer führenden Achse und nur bei Vorhandensein eines schweren Lastzuges auf.

Das zweite Gebiet der Resonanz ist jene der über einen abgenützten Stoß durchgehenden Güterwagen mit in gleicher Entfernung voneinander liegenden Achsen. Das ist das Gebiet der Wagenresonanz. Hier erscheint die Lokomotive als dämpfender Faktor; deshalb äußert sich ihre Wirkung nur dann, wenn die Lokomotive schon

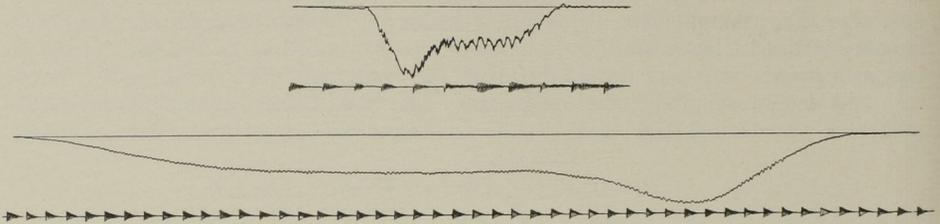


Abb. 50. Diagramme mit Schienenstoßwirkung bei einer Brücke von der Spannweite $l = 22$ m

außerhalb der Brücke liegt. Hier haben wir eine einfachere und darum gesetzmäßigere Erscheinung; wir sehen einen einfachen Schlag eines Achssatzes, der in die Vertiefung eines abgenützten Stoßes versinkt. Dieser Schlag geschieht symmetrisch bezüglich der Brückenachse, bei konstanter Masse (im Falle einer langen, über die ganze Spannweite verteilten Zuglast) und stetigem Rhythmus der Brückenschwingungen. Bei einer langen Zuglast können die Schläge sehr lange andauern. Sie hängen nicht von der Geschwindigkeit der Bewegung ab, können dabei auch bei langen Brücken, wo die Lokomotivimpulse bei kleiner kritischen Geschwindigkeit nur gering sind, genug intensiv sein. Öfter tritt auch hier wegen eines selten vor-

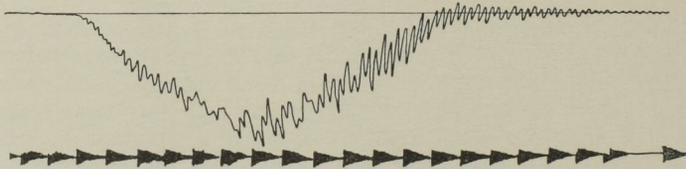


Abb. 51. Schwingungsdiagramme der Brücke $l = 66$ m von der Wirkung ausgelaufener Radreifen und vom Schütteln der auf Federn liegenden Wagen (beim Rollen ohne Lokomotive)

kommenden genauen Rhythmuszusammenfallens die Erscheinung der Schwebung auf (Abb. 50).

Manchmal stellt sich, wenn die Amplituden während der ganzen Zeit der vorübergehenden Belastung unaufhörlich wachsen und dann als eigene Schwingungen nach dem Vorübergehen des Zuges gedämpft werden, auch eine echte Resonanz ein (Abb. 26).

Analog äußert sich die Resonanz bei einem abgelaufenen Radreifen des Wagens; der Unterschied besteht darin, daß hier der Schlag zusammen mit der Belastung verschoben wird, wodurch die Brückenschwingungen nicht synchron werden, was nur zu einer Schwebung, nicht aber zu einer echten Resonanz führen kann. Beide Erscheinungen können nach der Länge der Schwingungsperiode voneinander unterschieden werden: wenn die Resonanz durch Überschreiten eines Stoßes entsteht, so entspricht die Schwingungsperiode der Entfernung zwischen den Achssätzen;

entsteht aber die Resonanz infolge eines Schlages eines abgelaufenen Radreifens, so entspricht sie dessen Radumfang (Abb. 51). Endlich existiert noch die Möglichkeit von Resonanzen, die durch ein Schwanken des Wagenkastens entstehen. Von den vorherigen unterscheiden sie sich durch die Rhythmusgröße und können, dank der Langsamkeit des Kastenschwankens, nur bei langen Brücken zum Aus-

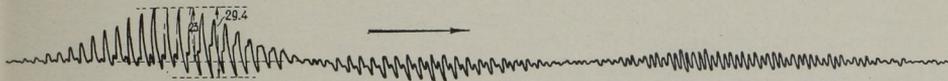


Abb. 52. Diagramme der Vertikalschwingungen einer durchlaufenden Stegbrücke $l = 3 \times 21$ m beim Gehen einer Gruppe von 20 Menschen im Gleichschritt

druck kommen (Abb. 51). Die Wagenimpulse sind auf diese Weise sehr mannigfaltig; ihr Zahlenwert ist aber in der Regel, infolge der nicht allzugroßen Schwere der Wagen, nicht von Bedeutung.

Das klassische Gebiet der Resonanzeinwirkungen sind die Straßenbrücken. Alle kennen die Wirkung einer schreitenden, schritthaltenden Menschenmenge, welche auf langen Brücken die stärksten, manchmal brückenzerstörenden Schwin-

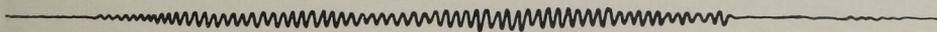


Abb. 53. Diagramme der Vertikalschwingungen einer durchlaufenden Stegbrücke $l = 3 \times 21$ m beim Gehen einer Gruppe von 20 Menschen im Freischritt

gungen erzeugen kann. Eine schritthaltende Menschenmenge stellt die einfachste rhythmische Verkehrslast, die mit einer geringen Masse (bei nicht allzugroßer Menschenmenge), oder mit einer stetigen schwingenden Masse (bei großem Menschengedränge und bei längerer Zeit auf ganzer Spannweite beim voll belasteten Tragwerk) unbestimmt lange andauert, dar. So erscheint sie für die Resonanzerscheinung als die geeignetste, wodurch ihre Wirkung auch erklärt werden kann (Abb. 52). Aber auch eine nicht schritthaltende Menschenmenge und Kavallerie (Abb. 53 u. 54), die einen unregelmäßigen Rhythmus hat, kann gleichfalls zur Ursache

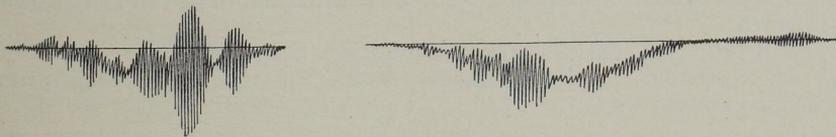


Abb. 54. Durchbiegungsdiagramme einer Straßenbrücke $l = 50$ m unter der Wirkung Kavallerie in Trott

der Resonanz werden, und zwar bei beliebiger Bewegungsgeschwindigkeit, da hier immer ein Rhythmus ist, der mit den Brückenschwingungen übereinstimmt. Das Anwachsen der Schwingungen geht dann langsamer vor sich. Bei einer anderen Bewegungsgeschwindigkeit, z. B. bei einer im Laufschrift befindlichen Menschenmenge oder bei Kavallerie in Galopp, ist auch, falls die Bewegungsperiode mit dem Schwingungsrhythmus des Bauwerkes zusammenfällt, falls sie kurzweilig ist oder auch nur in naher Aufeinanderfolge eintritt, ein starkes Wachsen der Schwingungen möglich (Abb. 54). Andernfalls wird mit den bedeutenden Stoßimpulsen (wie z. B. beim Galoppieren der Kavallerie) ein unbedeutender dynamischer Effekt erzielt (Abb. 55). Auf diese Weise hängt, bei Straßenbrücken, der Effekt einer dynamischen Belastung ausschließlich von der Resonanzerscheinung ab.

Erzwungene Schwingungen charakterisieren bei Resonanzerscheinung die stärksten dynamischen Durchbiegungen der Brücke in den ungünstigsten Ver-

hältnissen und geben die größten dynamischen Durchbiegungskoeffizienten, deren Kurven, als solche mit Zunahme der Spannweite hyperbolisch sinkende Funktionen, allgemein bekannt sind. Den Grund des hyperbolischen Gesetzes bildet die Vorstellung über die hyperbolische Abnahme der kritischen Geschwindigkeit als Funktion der Spannweite. Von der letzteren hängen auch die dynamischen Impulse und die Zunahme der die Schwingungen absorbierenden Brückenmasse ab.

Die Gesetze dieser Durchbiegungsstoßkoeffizienten werden dann auf die Spannungsstoßkoeffizienten übertragen, in der Annahme, daß sie den Spannungs-koeffizienten proportional sind oder daß die ersteren als eine Art von Durchschnittsbeiwerten angenommen werden können. Die augenscheinliche Haltlosigkeit beider Annahmen zwingt zur unmittelbaren Ermittlung der dynamischen Spannungs-koeffizienten, welche bis jetzt auch in großem Umfange gefunden wurden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind jedoch weniger zuverlässig als jene des dynamischen Durchbiegungskoeffizienten, da die dynamischen Spannungs-koeffizienten eine noch zufälligeren Funktion als die der sehr un stetigen dynamischen Durchbiegungskoeffizienten aufweisen. Aus den Erläuterungen dieses Aufsatzes geht unmittelbar hervor, daß es genug Gründe für diese Zufälligkeit gibt und daß die Zufälligkeit des dynamischen Spannungs-koeffizienten eine natürliche Folge der Brückenarbeit ist. Es muß noch hinzugefügt werden, daß im Grunde genommen

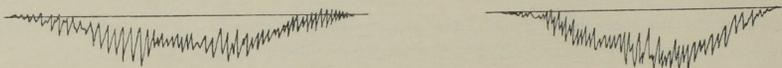


Abb. 55. Durchbiegungsdiagramme einer Straßenbrücke $l = 50$ m unter der Wirkung Kavallerie in Galopp

der dynamische Spannungs-koeffizient nicht das liefern kann, was bei seiner Feststellung angestrebt war. Der dynamische Spannungs-koeffizient, der von einer Reihe von zufälligen, nur unmittelbar an der Stelle der angestellten Messungen tätigen Ursachen abhängt, widerspricht im wesentlichen dem Begriffe der „Hauptspannungen“, zu deren Bestimmung er in unseren Berechnungen später herangezogen wird. Hier liegt die Ursache der stillschweigenden Verwechslung des individuellen dynamischen Spannungs-koeffizienten durch den ruhigeren Durchbiegungs-koeffizienten.

Der Begriff der zulässigen Hauptspannungen hängt untrennbar mit dem Begriffe der Spannungsformel zusammen. Wenn wir von einer Hauptspannung sprechen, so müssen wir

$$\text{oder} \quad \frac{S_g + S_\beta}{F} = \sigma_{zul}$$

$$\frac{g f_s + P_d f_d}{F} = \sigma_{zul}$$

setzen, wobei P_d die dynamische Belastung und f_d die dynamische Einflußfläche bedeutet. Statisch ausgedrückt, ist

$$\frac{g f_s + P_d f_d}{F} = \frac{g f_s + p_s (1 + \varphi) f_s (1 + \varphi_1)}{F} = \sigma_{zul}$$

wo $(1 + \varphi)$ den durchschnittlichen dynamischen Belastungskoeffizienten bei der Durchfahrt der Verkehrslast über die Brücken darstellt und $(1 + \varphi_1)$ den dynamischen Brückenkoeffizienten, oder genauer genommen, den Zusatz, den die Brücke auf den summarischen dynamischen Effekt ausübt.

Wie wir schon sahen, liegen bei einigermaßen großen Spannweiten die größten dynamischen Belastungskoeffizienten $(1 + \varphi)$ nahe bei 1 (Abb. 23). Die Durchschnittskoeffizienten nähern sich noch mehr diesem Werte, da jede dynamische

Kraft P_d eine periodische Funktion ist, die um den statischen Wert P_s schwingt. Auf diese Weise erscheint $(1 + \varphi_1)$ als die dynamische Rechnungscharakteristik; sie ist dem Verhältnisse der Flächeninhalte der dynamischen und statischen Einflußlinien, d. h. dem Flächenbeiwerte K_f gleich.

Die Einführung des Flächenkoeffizienten in die Spannungsformel soll natürlich, wie jede Änderung eines einzelnen Formelkoeffizienten, zu einer Veränderung der übrigen Koeffizienten, also auch des Sicherheitsgrades führen. Diese Frage gehört aber in das Gebiet der Zusammenstellung der Rechnungsformel und geht über den Rahmen unseres Themas hinaus.

Alles zusammenfassend, möchten wir in unserem Berichte folgendes unterstreichen:

1. Die Notwendigkeit, vom rein theoretischen Standpunkt aus, die dynamischen Belastungskoeffizienten von den dynamischen Koeffizienten der Brücke scharf abzugrenzen.

2. Die bei ebenem glatten Geleise verhältnismäßig geringe Bedeutung der dynamischen Belastungskoeffizienten.

3. Den wesentlichen Einfluß der Unebenheiten des Geleises, die nicht vollkommen aufgeklärte Wirkung der Schienenverschweißung und Dämpfung der Bettung.

4. Den wesentlichen Einfluß der Konstruktion und des allgemeinen Zustandes der Brücke auf deren dynamische Wirkungen, welche den dynamischen Brückenkoeffizienten zu einer sehr unbeständigen Funktion gestalten.

5. Den genügend scharf ausgeprägten Einfluß der Konstruktion und des Brückenzustandes auf die Ausbildung der Flächen der dynamischen Einflußlinien, der Dämpfungskoeffizienten (Koeffizienten) der Schwingungen, der Verzögerungskoeffizienten der Deformationen u. a.

6. Genügend stark ausgeprägte Resonanzerscheinung bei Eisenbahnbrücken infolge der Unebenheiten des Geleises (Stöße); weniger starke Resonanzerscheinung infolge der Einwirkung von Gegengewichten und eine unwesentliche — infolge Dampfeinwirkung.

7. Sehr stark ausgeprägte Resonanzerscheinung bei Straßenbrücken, bei welchen sie alle anderen dynamischen Einflüsse überwiegt.

Diskussion

Dipl. Ing. A. BÜHLER, Bern:

Die Wichtigkeit und die Aktualität des Themas betreffend *Stoßwirkung bewegter Lasten auf Brücken* geht schon daraus hervor, daß sich vier hervorragende Referenten gefunden haben, um darüber ihre Erfahrungen darzulegen.

Ich möchte die Schlußfolgerungen dieser Herren wie folgt kurz diskutieren:

1. Herr Professor GODARD sagt, nachdem er die Grenzwerte verschiedener Verordnungen auführte: «Il serait, évidemment, très désirable de pouvoir, par expériences directes vérifier dans quelle proportion les majorations basées sur des considérations théoriques simplifiées, se rapprochent à la réalité. Mais on rencontre une difficulté beaucoup plus grave encore du côté des appareils de mesure.» Herr Professor GODARD hat damit den Nagel auf den Kopf getroffen.

2. Herr Professor STRELETZKY läßt uns einen Blick tun in das ausgedehnte Versuchswesen, das er in seinem Lande in so schöner Weise einführen konnte. Er hebt ebenfalls hervor, daß gute Meßinstrumente für Spannungen und Einsenkungen fehlen, und daß eine Zergliederung der Meßergebnisse, also eine Zurückführung auf die verschiedenen Ursachen wichtig wäre. Er weist ferner darauf hin, daß die

Proportionalität zwischen Kräften und Einsenkungen in Frage gestellt sei und damit auch die Richtigkeit vieler bisheriger Schlußfolgerungen. Die berechtigten Zweifel in die Zuverlässigkeit der bis jetzt gebrauchten Apparate macht aber auch den von Herrn Professor STRELETZKY noch anerkannten relativen Wert der bisherigen Messungen illusorisch oder zum mindesten zweifelhaft.

Bei *Eisenbahnbrücken* soll unterschieden werden zwischen den einigermaßen faßbaren dynamischen Wirkungen der Lokomotiven (Raddruckänderungen infolge

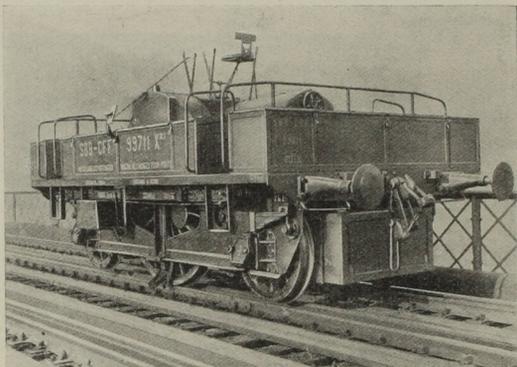


Abb. 56. Einachswagen der Schweizerischen Bundesbahnen, erstellt im Jahre 1919

der freien Flichkräfte und Dampfdrücke) und den, dynamische Wirkungen verursachenden Verhältnissen der Brücken selbst (Schienenstöße, Unebenheiten des Geleises, Einsenkungen, Rauheit der Schienen, Plötzlichkeit der Belastung). Dieses Auseinanderhalten ist gewiß zweckmäßig, obgleich sicher oft mit Schwierigkeiten verbunden.

Unserer bisherigen Erfahrung nach kann hier nur die versuchs-technische Ermittlung von *statischen* und *dynamischen Einflußlinien* und deren Verwendung zur Analyse der unter der Wirkung

von Zügen entstehenden *Summen-Einflußlinien* eine Klärung herbeiführen. Für die Ermittlung von Einflußlinien bedarf es eines *Einachswagens* (Abb. 56), wie ihn unsere Verwaltung besitzt und den wir bisher nur zu statischen Messungen benützten. Seine Verwendung zu dynamischen Messungen wird in Kürze erfolgen können. Neben

dem Einachswagen wird der von der A. G. LOHSENHAUSEN erstmals gebaute *Schwingungswagen* (Abb. 57) zur Ermittlung grundlegender schwingungstechnischer Eigenschaften der Brücken dienen können, z. B. des Aufschaukelungsgrades durch nicht ausgewuchtete Lokomotiven oder infolge anderer zu Resonanz drängender Ursachen, z. B. durch Schienenstöße in Verbindung mit Wagen, die gleiche Achsstände besitzen. Möglicherweise lassen die Ergebnisse der Messungen mit dem Schwingungswagen auch Schlüsse auf den Zustand der Über- und

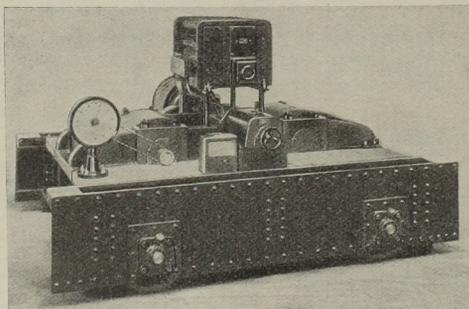


Abb. 57. Schwingungswagen von A. G. Lohsenhausen, Düsseldorf, erbaut 1928

Unterbauten zu, da die Resonanzschwingungszeit sich sehr genau bestimmen läßt. Auch die *Stoßprobe* von Herrn Professor STRELETZKY wird zur Lösung dynamischer Brückenfragen beitragen können. Es schiene mir aber ein Vorteil zu sein, wenn dazu eine besondere Apparatur geschaffen würde, die gestattet, die der Brücke auferzwungene Arbeit, beziehungsweise den Verlauf der Kraftabgabe des Fallgewichtes oder dergleichen zu messen. Bei den *Straßenbrücken* hebt Herr Professor STRELETZKY mit Recht hervor, daß die *Dynamik* bei diesen Bauten viel ausgesprochenener sei als bei Eisenbahnbrücken. Trotz der Möglichkeit und der daraus entstehenden außerordentlichen Gefährlichkeit der Resonanz durch Menschen-

gedränge setzen alle Verordnungen die Stoßwirkung bei Straßenbrücken geringer ein als bei Eisenbahnbrücken, ja nehmen sogar das Menschengedränge dafür aus. Zunächst ist dies ein Unterdrücken einer Erkenntnis und kann nur damit entschuldigt werden, daß der Instinkt einerseits und die Vernunft andererseits eine Menschenmenge davor behütet, eine Brücke in allzu große Schwingungen und damit zum Einsturz zu bringen. Die Truppenordnungen aller Länder beugen diesen Gefahren direkt vor durch Verboten taktmäßigen Betretens von Straßenbrücken. Bei den Bahnbrücken sind dagegen die dynamischen Resonanzwirkungen seitens der Lokomotiven und Wagen unvermeidlich.

Die angegebenen hohen Stoßziffern bei Wagenbelastungen und der große Einfluß der Fahrbahnen infolge Abnützungen mahnen zum Aufsehen und drängen zur experimentellen Klarlegung der Verhältnisse.

3. Herr Professor FULLER legt uns einen klaren Ausschnitt aus der amerikanischen Versuchspraxis vor, und zwar einen solchen betreffend Straßenbrücken. Dank den von ihm verwendeten Mc. COLLUM-PETERS electrical telemeter verdienen die Meßergebnisse hohes Zutrauen. Auch sie zeigen die außerordentliche Wichtigkeit der Stoßwirkung bei Straßenbrücken. Bei mittelweitgespannten Brücken mit ebener Fahrbahn ergab sich ein dynamischer Zuschlag von 0,25.

Ferner ergaben sich bei:

Brücken mittlerer Spannweite	Dynamischer Zuschlag bei	
	schlechten Straßen	guten Straßen
Durchbiegungen	$J = 0,5 \div 1,5$	$J = 0 \div 0,6$
Spannungen	$J = 0,3 \div 4,25$	$J = -0,3 \div 2,0$

Die Schlußfolgerung:

“The increase in impact stresses for given obstructions and speeds, is approximately the same for heavy or for light loads on the same truck. This indicates that the increase in stress is caused primarily by the *unsprung weight of the truck*”, dürfte auch bei Eisenbahnbrücken Wichtigkeit erlangen, wie auch die Folgerung, daß die Stoßziffer umgekehrt proportional zu der Belastung und der Durchbiegung der Fahrbahn ist, also bei der Erreichung der zulässigen Spannung ein relatives Minimum wird.

4. Herr Professor MENDIZÁBAL zeigt uns, wie er zu den Stoßzifferwerten der seinen alleinigen Anstrengungen entsprungenen spanischen Brückenverordnung gekommen ist. So sehr ich den äußerst geschickten Aufbau seiner Formel bewundere, so kann ich mich doch nicht ganz seines Vorschlages erfreuen, da ich vermute, daß die Formel sich kaum auf Beobachtungen stützen kann, die ja, wie wir heute nun alle wissen, äußerst schwierig anzustellen sind. Es müßte ferner als erwünscht bezeichnet werden, daß auf die verschiedenen Brückentypen Rücksicht genommen wird.

Wenn Sie sich den Verlauf der *Stoßzifferkurven der Verordnungen* für die *Berechnung eiserner Bahnbrücken* vorstellen (Abb. 58 und Tafel), so erweckt das bezügliche Bild kein großes Vertrauen. Ich glaube vielmehr, daß die meisten Ingenieure dabei sehr geschickt zwischen zulässigen Spannungen, Stoßwerten, Belastungen und Materialfestigkeiten abwägten. Es wäre interessant, einmal ein und dieselbe Brücke nach den verschiedenen Verordnungen durchzurechnen.

Auch die bei *Straßenbrücken festgesetzten Stoßziffernkurven* (Abb. 59)¹ sind nicht geeignet, allgemeinen Beifall zu finden, müßten sie doch zum mindesten für drei

¹ Der Wert n bei einzelnen Kurven bedeutet die Anzahl „Lastbahnen“.

Tafel der Stoßziffern

Vorschrift	Formel	Zulässige Spannung t/qcm	Materialfestigkeit t/qcm	Streckgrenze = $x \times$ Materialfestigkeit t/qcm
1. American Railway Engineering Association: (2. Canadian Society Civil Engineers)	$\frac{2780}{2780 + L^2}$	1,15	3,9 ÷ 4,6	0,5
3. American Society Civil Engineers	$\frac{610 - L}{488 + 10 \cdot L}$	1,2	3,9 ÷ 4,6	—
4. British Engineering Standard Association .	$\frac{36,5}{27,4 + \frac{n+1}{2} \cdot L}$	1,26	4,1 ÷ 4,7 (kalt bearbeitet) 4,4 ÷ 5,2	—
5. Deutsche Reichsbahn .	(Bahnbrücken) $0,00 + \frac{60}{150 + L}$ $0,11 + \frac{56}{144 + L}$ $0,19 + \frac{21}{46 + L}$ $0,20 + \frac{17}{28 + L}$ (Straßenbrücken) $0,41 - 0,0016 \cdot L$	1,4 ÷ 1,5 1,8 ÷ 2,1	3,7 ÷ 4,7 4,8 ÷ 5,8	2,4 3,1
6. Französische Verordnung	$\frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{P}{S}}$	1,3 ÷ 1,4	4,2 (min.)	2,4
7. Lillebeltbrücke Dänemark	$1 + \frac{1}{220} \cdot \frac{Sp}{(n+1) \cdot L} \times Sp + Sg$	—	—	—
8. Schwedische Verordnung	$\frac{1}{13 + 0,7L}$	1,2 ÷ 1,5 1,0 ÷ 1,25	4,4 ÷ 5,4 3,7 ÷ 4,6	— —
9. Spanische Verordnung	$1,40 - 0,56 \sqrt{500L - L^2}$	1,1	4,0 (min.)	2,5
10. Ungarische Verordnung	(Bahnbrücken) $0,24 + \frac{9}{16 + L}$ (Straßenbrücken) $0,20 + \frac{10}{30 + L}$	1,4 1,7 1,9	(St. 37) 3,6 (St. 48) 4,9 (Si) 4,9	— — —
11. Russische Verordnung	$\frac{0,625}{1 + 0,02 \cdot L}$	1,3 ÷ 1,6	—	—

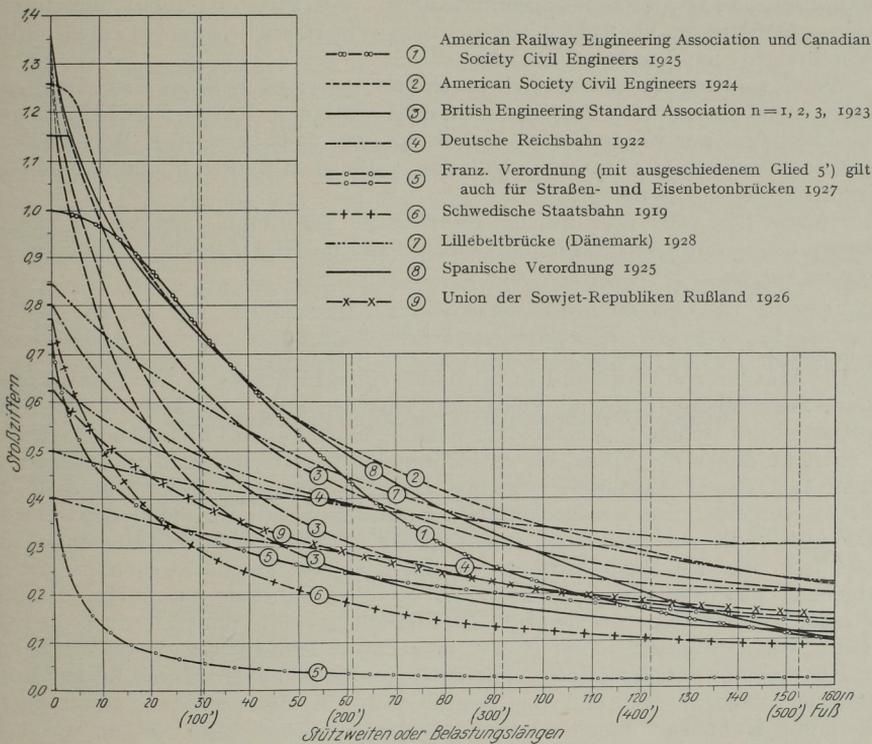


Abb. 58. Stoßzifferkurven aus Berechnungsvorschriften für eiserne Bahnbrücken

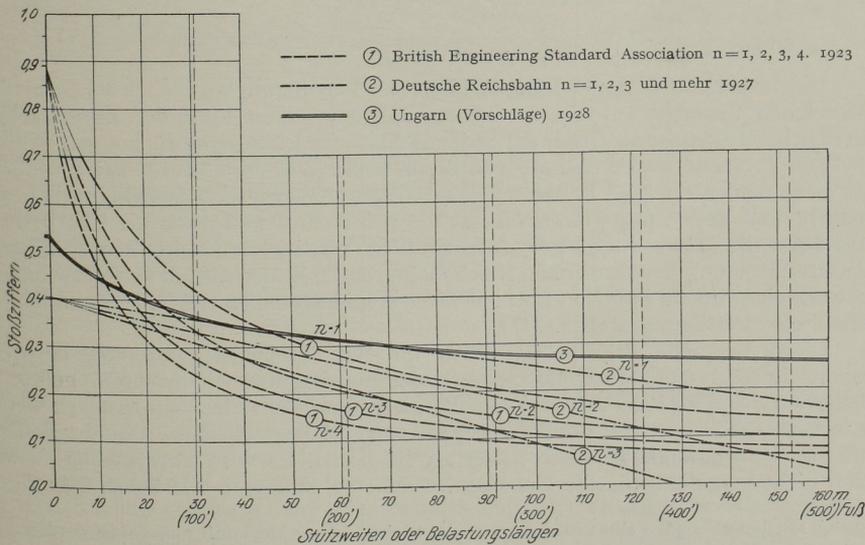


Abb. 59. Stoßzifferkurven aus Berechnungsvorschriften für eiserne Straßenbrücken

Fahrbahnkategorien (Asphalt-, Teermakadam- und Pflasterstraßen) umschrieben werden. Die Kurven der Bilder zeigen Ihnen Widersprüche mit den einwandfreien Feststellungen von Professor FULLER.

Wenn wir uns nach *Stoßziffernwerten bei massiven Brücken und Eisenbetonbrücken* umsehen, so stehen wir leider beinahe vor einem Nichts. Das Feld ist ganz unbeackert und nur wenige Werte stehen uns von unseren eigenen Messungen zur Verfügung. Sicher könnte mancher Mißerfolg bei solchen Bauten infolge dynamischer Wirkungen erklärt werden.

Hinzuweisen wäre noch auf die französische Verordnung, bei der für massive Brücken das zweite Glied angenähert null würde, im Hinblick auf das große Eigengewicht, womit,

$$J = \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot l}$$

(d. h. die Kurve 5') würde.

Die Arbeiten von Professor FULLER bilden einen Lichtblick in der Frage der Stoßziffern. Seine Meßmethode, die vollständig wissenschaftlich ist, können aber leider vorderhand nur wenige Ingenieure verwenden, und zwar aus finanziellen Gründen. Es entsteht daher die Frage, ob es nicht möglich wäre, einfachere Apparate zu bauen, mit denen Messungen von den Interessenten auch beim Unterhalt der Brücken vorgenommen werden könnten. Kontrollapparate für die Meßinstrumente müssen ebenfalls zur Stelle sein und schließlich muß auch der Ausrechnung der Stoßziffern aus den Beobachtungen Aufmerksamkeit geschenkt werden, um zu vermeiden, daß Stoßziffern *in* und *quer* zu den Fahrbahn- und Hauptträgern durcheinandergeworfen erscheinen. Diesbezüglich gibt uns leider weder der Bericht von Professor STRELETZKY noch von Professor FULLER Aufschluß. Zur Klarstellung der Verhältnisse müssen in erster Linie *Momente* und *Stabkräfte* verglichen werden, während bis heute wohl in den weitaus zahlreichsten Fällen nur Kantenspannungen oder Einsenkungen verglichen wurden, was kein ausreichendes Bild ergibt.¹ Neben den reinen Stoßziffern, die aus Stabkräften zu berechnen sind, wird sich so auch die Frage der Dynamik der *Neben- und Zusatzspannungen* und der Stoßziffern *quer* zu den *Tragebenen* behandeln lassen.

Professor Dr. Ing. A. HAWRANEK, Brünn:

Die bisherigen Untersuchungen über die Schwingungen von Brücken und die zahlreichen Versuche auf diesem Gebiete haben in erster Linie den Zweck gehabt, ein richtiges Bild über die Größe der Stoßzuschläge für Eisenbahnbrücken zu gewinnen.

Die Versuche waren deshalb von besonderem Wert, weil durch die Einführung der neuen hochwertigen Baustoffe das Stoßproblem wie das Schwingungsproblem noch höhere Bedeutung gewonnen hat als früher und weil auch die Fahrbetriebsmittel mit der Zeit schwerer geworden sind. Sie war insofern befruchtend, als durch die Ausschreibung der Deutschen Reichsbahn für die Konstruktion von Schwingungsmessern eine Anzahl guter und brauchbarer Meßinstrumente der Praxis und Wissenschaft zur Verfügung stehen.

Diese Versuche, welche eigentlich mit verhältnismäßig langsam laufenden Trommeln und dicht gezeichneten Schwingungsdiagrammen arbeiten, geben vor allem den *dynamischen Faktor* wieder. Vergleiche bei verschiedenen Brücken werden es uns ermöglichen, den Einfluß der verschiedenen Konstruktionsweisen der Brücken auf die Schwingungsergebnisse näher zu studieren. Es wird aber meiner Ansicht nach nicht möglich sein, alle Ursachen, welche zu Stößen bei Brücken führen, aus

¹ Mit jeder Angabe eines Stoßwertes sollte daher dessen Herkunft angegeben werden (Einsenkung — Spannung — Kantenspannung — Stabkräfte — Momente etc.)

dem Schwingungsdiagramm herauszulesen. Für die Ermittlung der Stoßziffer reichen allerdings solche Versuche wie sie bisher ausgeführt worden sind, vollkommen aus.

Das Problem liegt aber viel tiefer. Um die einzelnen Einflüsse von Fahrbahnkonstruktion, Hauptträgerwirkung, Zuggeschwindigkeit und Seitenstößen der Fahrzeuge genauer zu ermitteln, ist es notwendig, eine Analyse der Schwingungsdiagramme durchzuführen. Wenn auch das Interesse vielleicht vorläufig ein mehr theoretisches ist, ist es Aufgabe der Wissenschaft, hier tiefer in das Problem einzudringen, weil man ja deutlich sehen kann, welch großes Interesse diesen Wirkungen allseits heute entgegen gebracht wird.

Es muß vor allem eine scharfe Trennung bei einschlägigen Untersuchungen zwischen Eigenschwingungen der Brücke und den sonstigen Schwingungen durchgeführt werden. Für die Berechnung der Eigenschwingungen einer Brücke, auch einer Fachwerkbrücke, sind scharfe Verfahren vorhanden (REISSNER, HAWRANEK). Auch versuchstechnisch läßt sich die Eigenschwingung für unbelastete und belastete

Schwingungsversuche: Marchbrücke bei Blaize

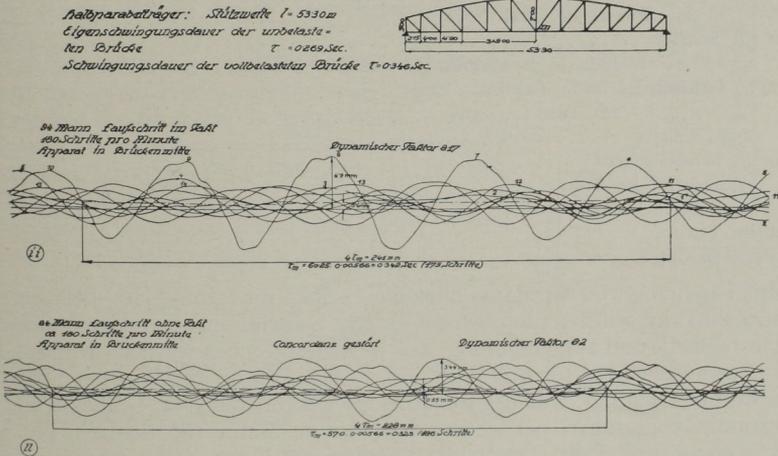


Abb. 60

Brücke durch die neue elektrische Stoßmaschine oder durch Fallversuche ermitteln, wie sie vom Verfasser wiederholt durchgeführt worden sind. Zu diesem Zwecke müssen aber schnell laufende Trommeln verwendet werden, welche das Schwingungsdiagramm stark gedehnt wiedergeben, um nun die Analyse sei es rechnerisch sei es auf dem Wege des Analysators von Wellen durchführen zu können. Verfasser hat eine Reihe von Schwingungsversuchen mit seinem Apparat durchgeführt, welche teilweise im Eisenbau 1914 veröffentlicht sind; andere sind noch nicht veröffentlicht.

Das Problem spielt nicht nur bei Eisenbahnbrücken, sondern wegen der Verwendung von Lastautos in vielleicht noch höherem Maße bei Straßenbrücken eine Rolle, wo die Stoßziffern im Laufe der Zeit nicht ungefähr gleich bleiben wie bei Eisenbahnbrücken, sondern wo sich diese infolge des Unebenwerdens der Fahrbahndecke vergrößern.

Durch solche gedehnte Diagramme wird es auch leichter möglich sein, die Sonderinflüsse und ihre Ursachen besonders zu studieren. Verfasser erwartet sich von diesem weiteren Wege ein tieferes Eindringen in das vorliegende Problem.

Anschließend sollen noch einige mit dem eigenen Schwingungszeichner aufgenommene Diagramme wiedergegeben werden, welche die Marchbrücke bei Blatze, einen Fachwerkträger von 53,3 m Stützweite (Abb. 60), betreffen. Bei dieser Brücke wurde eine große Anzahl von Schwingungsversuchen durchgeführt und der eingangs geschilderte Vorgang der Trennung nach Untersuchungen der Eigenschwingungen und der sonstigen Einflüsse eingehalten.

Neben Fallversuchen bei belasteter und unbelasteter Brücke wurde einmal auch die Dämpfung der Schwingungen bestimmt. Es wurden Versuche mit Lastwagen in verschiedener Geschwindigkeit vorgenommen, außerdem die Brücke mit 16, 32 und 84 Mann belastet, wobei sich diese in verschiedenen Gangarten und verschiedenen Schrittgeschwindigkeiten über die Brücke bewegten. Die Untersuchungen wurden nicht nur in Brückenmitte angestellt, sondern auch im Viertelpunkt.

Die mit obiger Brücke vorgenommenen Schwingungsversuche hatten nachstehendes Ergebnis:

Dynamische Faktoren beim Übergang über die Brücke

1	Schwerer Wagen	1,59
1	„ „ beim Anfahren in Brückenmitte	1,20
1	„ „ Pferde im Trab	2,54
32	Mann im Schritt	2,61
32	„ „ „ bleiben in Brückenmitte stehen	2,81
32	„ „ „ Laufschrift ohne Takt	4,68
32	„ „ „ im Takt	4,50
32	„ „ ohne Schritt	1,36
32	„ „ im Schnellschritt	2,14
16	„ „ Laufschrift im Takt	5,12
84	„ „ im Schritt	2,04
1	Pferd im Trab	10,25
1	„ „ Galopp	8,45

Beim Übergang von 84 Mann über die Brücke im Laufschrift, bei 180 Schritt pro Minute im Takt, wurden plötzlich gefährliche Schwingungen und Resonanzerscheinungen festgestellt und aufgenommen, welche wiedergegeben werden (Abb. 60). Hierbei war ein dynamischer Faktor von 8,17 festgestellt. Wurde die Zahl der Schritte auf 168 pro Minute ermäßigt, war der dynamische Faktor nur 3,52. Schließlich sei noch ein Diagramm vorgeführt, bei welchem wieder 84 Mann 180 Schritte pro Minute machen, jedoch ohne Takt. Durch die Störung der Konkordanz treten gefährliche Schwingungen nicht ein, es ergibt sich aber trotzdem ein dynamischer Faktor von 6,2.

Selbstverständlich soll damit nicht gesagt sein, daß bei der Bemessung der Tragglieder einer Brücke solche hohe Stoßziffern herangezogen werden sollen, da es sich in diesen angeführten Fällen um Lasten handelt, die nicht die ganze Brücke bedecken und bei Vollast oder ungünstigster Last die Stoßwirkung kleinere Werte der Stoßziffer geben muß.

An einer anderen Brücke wurden gefährliche Resonanzerscheinungen beim Befahren mit einer Benzinlokomotive, deren periodische Explosionen mit der Schwingungsdauer der Brücke in einfachen Beziehungen standen, beobachtet.

Die Beseitigung des Übelstandes wurde durch Änderung der Zahl der Explosionen pro Minute herbeigeführt.

Jedenfalls müssen eingehende Untersuchungen in dieser Hinsicht beim Befahren von Straßenbrücken mit Lastautos durchgeführt werden.

Professor Dr.-Ing. KÖGLER, Freiberg i. Sa.:

Gegenüber der Tatsache, daß in weitaus den meisten Fällen eine stoßweise auftretende Last für ein Bauwerk ungünstig ist, dürfte es interessant sein, auch

einmal ein Beispiel anzuführen, wo sich die stoßweise, d. h. plötzlich auftretenden Kräfte auch einmal günstiger auswirken, als eine ruhende, statisch wirkende Kraft von gleicher Größe. Wenn es sich auch nicht um Brücken, sondern um eine eng begrenzte Gruppe von Bauwerken des Ingenieur-Hochbaues handelt, so treten doch die Grundgesetze der Stoßwirkung sehr klar hervor, während das Ergebnis gerade das Gegenteil vom Üblichen ist.

Bei den Fördertürmen und Fördergerüsten des Bergbaues kann der Fall auftreten, daß die mit großer Geschwindigkeit bewegten Teile (das Seil, die an ihm hängenden Gestelle und ihre Nutzlasten sowie die in Drehung befindlichen Seil- und Treibscheiben) durch ein Hindernis im Schacht oder im Turm ganz plötzlich aufgehalten werden. Die Wucht der bewegten Massen ist dann unter Umständen so groß, daß sie das Seil zu zerreißen vermag, wenn die Bremsung plötzlich genug geschieht. In solchem Falle wirken außerordentlich starke, aber nur kurze Zeit dauernde Kippmomente auf das Bauwerk, und es entsteht die wichtige Frage, wie diese Momente, die ihrer Größe nach rein statisch durchaus imstande sind, das Bauwerk umzuwerfen, sich bei der kurzen Zeitdauer ihres Angriffes gegenüber der großen trägen Masse des Förderturmes auswirken.

Die Frage nach der Beeinflussung der Standicherheit hat umso größere Bedeutung, wenn das Gerüst nach Abb. 61 keine Schrägstreben besitzt, und wenn dabei trotzdem die Fördermaschine nicht oben auf dem Turm, sondern neben ihm steht, der Seilzug also schräg verläuft. In diesem Falle muß das Turmgewicht und seine Masse allein dem großen Kippmoment der Seilbruchlasten widerstehen.

Bezeichnet man mit P die im Seil oberhalb des aufgehaltene Gestelles wirkende Kraft, mit s den Weg, auf dem das Gestell aus seiner vollen Geschwindigkeit v zur Ruhe abgebremst wird, und mit m die bewegten Massen, durch deren Wucht die Kraft P erzeugt wird, so lautet die Arbeits- und Energiegleichung

$$P \cdot s = \frac{1}{2} m v^2,$$

wenn P zunächst einmal auf dem Wege s als unveränderlich angenommen wird, was an sich natürlich nicht zutrifft. Da in obiger Gleichung die rechte Seite eine gegebene und feste Größe darstellt, so muß, um ein großes P zustande zu bringen, der Bremsweg s sehr gering sein und damit auch die *Zeit*, in der das Gestell auf die Geschwindigkeit 0 abgebremst und die Seilspannkraft bis zum Bruch gesteigert wird. Gerade die kurze Zeitdauer der Einwirkung auch auf den Turm muß aber unbedingt beachtet werden.

Der Gedanken- und Rechnungsgang für die Ermittlung der Seilbruchlasten und der übrigen Seilkräfte und ihrer Einwirkung auf den Förderturm ist nun folgender:

I. Unter der Annahme, daß das aufwärtsgehende Gestell durch ein Hindernis plötzlich gebremst wird, berechnet man die Kräfte im Seil, den Bremsweg und die Zeitdauer vom Beginn der Bremsung bis zum Seilbruch bzw. Stillstand.

II. Mit den Seilkräften und der Zeitdauer ihrer Einwirkung auf den Turm kennt man den Kraftantrieb, den dieser erfährt und kann daraus die ihm in dieser Zeit erteilte Geschwindigkeit der Kippbewegung berechnen.

III. Aus der Geschwindigkeit ergibt sich die Wucht der in Bewegung gesetzten

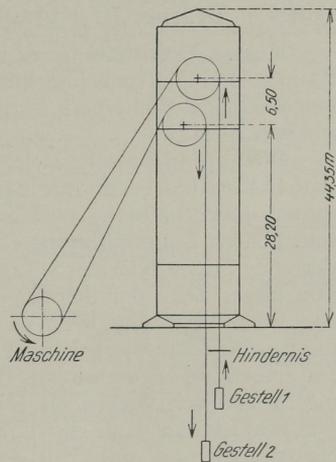


Abb. 61

Turm-masse, der das Gewicht des Bauwerkes bzw. die Baugrund-Druckung entgegenwirken muß, um es in seine ursprüngliche Lage wieder zurückzuführen. Eine Arbeitsgleichung liefert dann die wagrechte Bewegung der Turmspitze.

Die Durchrechnung nach diesem Gedankengange¹ zeigt, daß ein Bauwerk, das durch die auftretenden Kräfte und ihre Momente, wenn man sie rein statisch betrachtet, also beliebig lange wirken läßt, umgeworfen werden würde, in Wirklichkeit vollkommen ausreichende Standsicherheit hat, weil seine Masse sich den plötzlich auftretenden und nur sehr kurze Zeit wirkenden Kräften gegenüber durch ihre ganz außerordentlich große Trägheit günstig auswirkt. Nur muß man eben diesen Vorgang tatsächlich nach den Gesetzen der Dynamik betrachten, die hier allein richtige Ergebnisse liefern können.

Man hat hier also einen Fall vor sich, wo wir aus der stoßweisen Wirkung der Kräfte, d. h. aus ihrem plötzlichen Auftreten und ihrer kurzen Zeitdauer, einmal Vorteil ziehen können.

Professor Dr.-Ing. H. KULKA, Hannover:

Meines Erachtens ist es nicht möglich, nach dem heutigen Stand der theoretischen und Versuchsforschung der Brückenschwingungen Stoßkoeffizienten mit einer solchen Sicherheit festzusetzen, wie dies teilweise von einigen Vorrednern geschehen ist.

Wenn die Deutsche Reichsbahn sich entschlossen hat, in ihren neuen Brückenbauvorschriften bestimmte Stoßziffern anzunehmen, so hat sie das in erster Linie durch die Verhältnisse gezwungen getan, da die Reichsbahn für ihre großen unaufschiebbaren Bauprogramme etwas festlegen mußte. Daß sie sich dabei bewußt war, der endgültigen Klärung vorzugreifen, beweist die große Sorgfalt, die seither gerade von dieser Seite der Schwingungsforschung gewidmet wurde.

Bevor man endgültig zu bestimmten Stoßkoeffizienten kommt, ist es nötig, die Einzeleffekte weitgehendst zu klären und die Gesamterscheinung zu analysieren. Da haben die Forschungen des Schwingungsausschusses zunächst bewiesen, daß die mechanisch wirkenden Schwingungsmesser infolge der niederen Eigenschwingungszahl kaum dazu geschaffen sind, das Problem zu klären und die Zukunft den elektrischen und optischen Schwingungsmessern gehört.

Die langjährigen Messungen der Schweizer Bundesbahnen zeigen deutlich, daß die Eigenschwingungen der Brücken nicht so erheblich von der Geschwindigkeit des Zuges beeinflußt werden und daß die sich daraus ergebenden Deformationen nur einen geringen Bruchteil jenes Gesamteffektes betragen, den man mit den Spannungsmessern mißt. Während diese großen Effekte, welche sich z. B. 3 bis 10 Hertz abspielen, vielleicht von größter Bedeutung für den Spannungszustand der Brücken sind, kann ich den Schwingungen, die sich darüber mit 50 bis 100 Hertz lagern, bei weitem nicht die Bedeutung für die Dimensionierung beimessen. Es ist kaum möglich anzunehmen, daß z. B. die Knickfestigkeit eines Stabes durch Schwingungen von solch hoher Periode beeinflußt wird, so daß also der Stoßkoeffizient für Knickstäbe wesentlich kleiner anzunehmen wäre. Diese von mir schon vor einem Jahre aufgestellte Vermutung wird durch den neuen elektrischen Schwingungsmesser der Deutschen Reichsbahn bestätigt, der gezeigt hat, daß die gemessenen Schwingungen an verschiedenen Stellen eines Stabes nicht zu gleicher Zeit auftreten.

Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der einzelnen Effekte in den Bauwerken spielt bei ihrer Wertung für die Beanspruchung eine große Rolle. Es ist zu hoffen, daß die im Gange befindlichen wesentlichen Verbesserungen in den Apparaten zur Schwingungsmessung bald eine Klärung herbeiführen werden.

¹ Bauingenieur 1926, Heft 40

Ing. A. RONSSE, Bruxelles:

La question de l'impact a été envisagée et traitée par les rapporteurs sous des aspects multiples et une contribution, certes importante, a été apportée par eux à l'étude des effets dynamiques.

En ce qui concerne spécialement les ponts-rails, des techniciens de différents réseaux ferrés ont étudié et étudient encore le problème en ayant recours à l'analyse mathématique et aux constatations expérimentales. Comme conséquence de ces études, différentes formules modifiant les effets statiques pour tenir compte de l'impact ont vu le jour et sont appliquées aujourd'hui.

Je suis de ceux qui pensent que ces formules traduisent imparfaitement les effets dynamiques et qu'elles sont loin d'être définitives. A mon sens, les études sont encore à leurs débuts et il reste beaucoup à faire avant d'arriver à la solution finale. Cette situation résulte de la complexité et de la multiplicité des causes donnant lieu à effets dynamiques, complexité et multiplicité qui rendent l'étude mathématique de ces effets très ardue.

Ensuite, le contrôle des résultats mathématiques acquis par des constatations expérimentales est fort sujet à caution, puisque les instruments enregistreurs dont on dispose aujourd'hui sont encore trop imparfaits.

Il faudrait, semble-t-il, pour faire avancer la question, faire une analyse systématique des causes donnant lieu à impact, faire l'étude mathématique des effets de chacune de ces causes et contrôler expérimentalement les résultats acquis au moyen d'instruments parfaits.

Le problème serait résolu si, compte tenu des tabliers métalliques servant comme dynamomètres, les résultats mathématiques et expérimentaux étaient concordants.

La solution des appareils enregistreurs parfaits constitue un point du problème, la solution mathématique en constitue un autre.

La recherche de la solution mathématique a fait l'objet de plusieurs études et des résultats importants ont été acquis. M. le professeur DESPRETS, ingénieur principal de la Sté Nle des chemins de fer belges, a repris cette étude mathématique en envisageant les charges effectives verticales de locomotives en service. C'est sous cette forme, qu'à mon sens, il appartient de poser le problème des effets dynamiques verticaux.

M. DESPRETS s'est servi de l'équation de TIMOSHENKO et a calculé les effets dynamiques dus: 1^o) aux contrepoids libres et 2^o) à la vitesse. Il est arrivé à cette conclusion importante que dans les ponts métalliques de moyenne ou grande portée, le groupement de trois essieux couplés ne pouvait provoquer qu'une action dynamique très réduite de contrepoids, mais que, par contre, les groupements couplés de deux, quatre et cinq essieux avaient une action comparable, quant aux effets cumulatifs, à ceux d'un essieu isolé.

Ainsi, pour un pont-rails de 60 mètres de portée à voie unique, une locomotive type Pacific (trois essieux couplés de 22 tonnes — contrepoids libre 15 % — même orientation de contrepoids) passant à la vitesse critique pour les contrepoids libres, de 80 Kms/heure, provoque un effet dynamique de contrepoids qui n'atteint pas 1 % de l'effet statique.

Une locomotive type Atlantic (deux essieux couplés de 25 tonnes — contrepoids libres 15 % — même orientation des contrepoids) passant à la même vitesse critique de contrepoids provoque un effet dynamique de contrepoids de 6,7 % de l'effet statique.

L'effet de vitesse à la vitesse critique de contrepoids libres de 80 Kms/heure est négligeable.

A remarquer que la vitesse critique pour l'effet de vitesse ne peut jamais être atteinte en pratique.

Pour un pont de 35 mètres de portée à simple voie, la locomotive type Pacific passant à la vitesse critique des contrepoids libres de 110 Kms/heure provoque un effet dynamique de contrepoids un peu supérieur à 1 % de l'effet statique.

Le type Atlantic par contre provoque un effet dynamique de contrepoids de 8,3%.

L'effet de vitesse est ici aussi sensiblement nul. A remarquer que pour la portée de 35 mètres, la vitesse critique pour l'effet de vitesse ne peut pratiquement être atteinte.

Pour un pont de faible portée, la situation n'est plus aussi favorable. Ainsi pour une portée de quatre mètres l'effet dynamique de contrepoids peut atteindre 30 % de l'effet statique.

De ces études mathématiques on peut conclure que les effets dynamiques de vitesse et de contrepoids provoqués sur les ponts métalliques à simple voie de moyenne et de grande portée, au passage en vitesse de locomotives à trois essieux couplés sont sensiblement nuls et d'importance réduite au passage de locomotives à deux essieux couplés.

Ces conclusions semblent être confirmées par les expériences faites il y a quelques années par les chemins de fer fédéraux suisses lorsqu'ils ont comparé les résultats expérimentaux obtenus au passage en vitesse sur des ponts métalliques de locomotives électriques et à vapeur bien équilibrées.

Le rapporteur, M. le professeur STRELETZKY, de Moscou, confirme également ces conclusions mathématiques quand il constate « l'importance relativement faible du coefficient des charges dynamiques pour les rails unis et lisses ».

Ajoutons que l'effet de la force centrifuge — appelé par le professeur Dr. HORT effet ZIMMERMAN — résultant de la flèche du tablier sous l'action des charges passant en vitesse est pratiquement très faible et peut être complètement annulé en donnant au tablier ou à la surface de roulement une contre-flèche.

L'action de la vapeur dans les cylindres, étant une autre cause donnant lieu à impact, n'influence les charges des essieux des locomotives qu'au démarrage et à faible vitesse et dès lors aucune résonance n'est à craindre avec l'effet de vitesse ou de contrepoids libre. Les techniciens paraissent d'ailleurs être d'accord aujourd'hui pour attacher peu d'importance à l'effet vertical d'impact dû à l'action de la vapeur dans les cylindres.

Il apparaît donc qu'il faut chercher ailleurs les causes importantes des effets dynamiques provoqués par le passage en vitesse des charges sur les ponts métalliques. La voie intervient sans aucun doute largement dans la production des effets d'impact. Les imperfections tant en plan qu'en alignement de la surface de roulement, et surtout les joints des rails, jouent un rôle important.

L'effet de choc sur l'ouvrage serait sans doute atténué dans une large mesure si la voie aux abords immédiats de l'ouvrage et sur celui-ci réagissait identiquement sous les charges passant en vitesse.

La connaissance parfaite de chacune des causes donnant lieu à impact et de l'importance relative des effets provoqués par chacune d'elles permettra sans doute aux techniciens d'atténuer par des mesures appropriées les effets dynamiques et de déterminer ensuite la formule définitive.

Dr. Ing. R. TILLMANN, Wien:

In den vier eingehenden Berichten, welche dieser Tagung über die Beanspruchung von Brücken durch bewegte Lasten erstattet worden sind, erscheinen die bezüglichlichen Verhältnisse vorwiegend für Eisenbrücken behandelt. Da aber auch der Frage nach dem dynamischen Verhalten der Eisenbetonbrücken im Vergleich zu Eisenbrücken große wirtschaftliche Bedeutung zukommt, möchte ich hierüber einige grundsätzliche Gedanken mitteilen.

Die einfache statische Überlegung führt zu der Erkenntnis, daß Brücken aus Eisenbeton im allgemeinen gegen die Wirkung bewegter Lasten weniger empfindlich sind wie eiserne; denn bei den verhältnismäßig schweren Eisenbetonbrücken ist im Gegensatz zu Eisenbrücken die Höchstbeanspruchung nur zum geringsten Teile durch die Verkehrslast bestimmt. Es erscheint jedoch zunächst zweifelhaft, ob die dynamischen Wirkungen auch im Verhältnis zur bewegten Last betrachtet, als sogenannte dynamische Zuschläge, bei Brücken aus Eisenbeton geringer sind wie bei eisernen.

Die theoretische Untersuchung dieses Gegenstandes hat Folgendes ergeben:

Die Lastvermehrung durch Fliehkraftwirkung, von dem bekannten deutschen Schwingungsforscher WILHELM HORT „Zimmermann-Effekt“ genannt, ist für Balkentragwerke angenähert der Bruchzahl $\frac{\text{Beanspruchung } \sigma}{\text{Elastizitätsmodul } E}$ verhältnismäßig.

Dies führt mit den in der Regel zutreffenden Sonderwerten dieser Größen für Eisenbetonbrücken zu einem Wert des Zimmermann-Effektes, der nur etwa drei Viertel des für Eisenbrücken geltenden beträgt. Das ist leicht einzusehen, weil die bei statischer Beanspruchung (σ_s) viel steiferen Eisenbetonkonstruktionen (größere $E_s J_s$ -Werte!) eine wesentlich geringere Krümmung der Biegelinie aufweisen.

Die lastvermehrende Trägheitswirkung infolge stoßfreier Schwingung von Tragwerken, von W. HORT als „Timoschenko-Effekt“ bezeichnet, verringert sich mit abnehmender Eigenschwingungsdauer nach einem bekannten Gesetz. Da die Tragwerke aus Eisenbeton infolge ihrer größeren Steifigkeit ($E_s J_s$) im allgemeinen rascher schwingen wie die eisernen, so ist der Timoschenko-Effekt für Eisenbetonbrücken geringer wie für Eisenbrücken.

Den verhältnismäßig größten Einfluß haben die auf die Fahrbahn ausgeübten periodischen Lastvermehrungen, die Stoßwirkungen im engeren Sinne. Aus der Lehre vom Stoß geht hervor, daß, je größer die gestoßene Masse, um so geringer der Anteil ist, welcher von einer bestimmten ursprünglichen Stoßarbeit auf diese Masse übertragen wird. Da nun bei Eisenbetonbrücken die Masse der ständigen Last verhältnismäßig viel größer ist wie bei Eisenbrücken, so ergibt sich, daß derselbe Stoß auf eine Eisenbetonbrücke im allgemeinen weniger Energie überträgt wie auf eine statisch gleich tragfähige Eisenbrücke. Wäre die übertragene Stoßarbeit bei beiden Brückentypen gleich, so müßte die Stoßwirkung in dem steiferen Tragwerk aus Eisenbeton eine verhältnismäßig höhere Beanspruchung hervorrufen wie im eisernen, weil steifere Konstruktionen bei gleicher Baustoffausnutzung ein geringeres elastisches Arbeitsvermögen besitzen. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, daß der Beton im Gegensatz zum Eisen im praktischen Spannungsbereich kein Hooksches Material ist, sondern bei zunehmender Beanspruchung, entsprechend dem abnehmenden E -Wert, immer „elastischer“ wird. Unter Bedachnahme auf die drei letzt-erwähnten Überlegungen und unter Benutzung von Durchschnittswerten ergibt sich auf rechnerischem Wege, daß die aus der ungedämpften Wirkung periodischer Stöße zu erwartende Lasterhöhung für Eisenbetonbrücken mit nur etwa neun Zehntel des für Eisenbrücken geltenden Betrages eingeschätzt werden kann. Nun ist aber bei Betontragwerken die Dämpfung im allgemeinen größer wie bei Eisenkonstruktionen, weil sich der Kraftimpuls in jenen langsamer fortpflanzt wie in diesen. Es muß daher unter sonst gleichen Verhältnissen in Eisenbetonbrücken die Wirkung periodischer Stöße wesentlich geringer ausfallen wie in Eisenbrücken.

In Zusammenfassung vorstehender Ausführungen kann gesagt werden, daß der gesamte dynamische Zuschlag, bezogen auf die bewegte Last, für Brücken aus Eisenbeton erheblich geringer anzunehmen ist wie für eiserne. Welche genauere Größe dieser Zuschlag in jedem Sonderfalle haben soll, hängt von dem fallweise wechselnden Verhältnis zwischen ständiger und bewegter Last ab und muß eigens

rechnerisch ermittelt werden. Der mathematische Nachweis der in meiner Äußerung gemachten Feststellungen wird demnächst in einer technischen Zeitschrift erscheinen.

Im Interesse einer genaueren ziffermäßigen Erfassung dieses Gegenstandes möchte ich allen öffentlichen Brückenbauämtern die Durchführung größerer Versuchsreihen an bestehenden Eisenbetonbrücken dringend empfehlen.

MENDIZABAL:

Je ne prononcerai que quelques paroles, non pas pour insister sur le contenu de mon rapport, étant donné que je ne doute pas qu'il aura été lu à tous ceux qu'il pouvait intéresser; mais pour faire observer que dans son édition officielle il existe une erreur indiquant que ma dissertation se rapporte à des ponts en béton armé, tandis que mon étude vise directement les travées métalliques.

Ce point éclairci, je dois indiquer qu'entre les différents groupes de formules applicables, celle que je propose, c'est celle qui actuellement est officielle pour l'instruction espagnole.

Elle appartient à la classe de celles dans lesquelles ne figure comme variable que la portée de la travée sans qu'elle contienne aucune variable se rapportant ni à la surcharge ni au poids permanent des éléments surchargés, par celle-ci étant déjà influencés les coefficients numériques qu'elle comporte des relations qu'entre les deux poids peuvent être établies selon les différentes portées.

J'appelle l'attention sur les trois graphiques paraissant à mon rapport dans lesquels la formule proposée est traduite par courbe dont le tracé qui est du type de quart d'ellipse, est à mon avis celui qui s'ajuste le plus à la réalité plutôt que tous autres préconisés; en outre il correspond à une série d'expériences pratiques que j'ai constatées sur les travées métalliques déjà construites en Espagne.

Schriftlich eingelangt sind ferner die nachfolgenden Beiträge:

Besides the above papers read before the Congress we have now received the following contributions in writing:

En outre de ces communications faites pendant le Congrès, nous sont parvenues les communications écrites ci-dessous:

Mr. A. HUNTER, Rutherglen, Scotland:

The Congress has been fortunate in having several papers by experts on the effects of Impact on Bridges for Highways and Railways. Investigations into the effects of Impact on bridges began about 30 years ago. In recent years more attention has been given to the subject in North America, Great Britain and India, and a wealth of data has been available for Engineers. SENOR MENDIZABEL gives a brief history of impact formulae. I would like to add to his data with regard to the formula given by Colonel MOUNT. This formula gives a maximum of 132 per cent for Impact Effect, although some of his tests gave higher values.

When the British Standard Specification for Bridges No. 153, was being drawn up, it was considered desirable for all the Chief Engineers of British Railways to be consulted on the question of "Impact Effect", having regard to Colonel MOUNT's experiments and the proposed formula for Impact Effect. The Railway Engineers Association, which consists of all the principal Engineers of the British Railways, unanimously disagreed with the extreme limit of the formula as a sufficient number of experiments, in their opinion, had not been carried out to justify its adoption.

After a long discussion it was agreed that the formula should be adopted as a provisional one and that the higher limit should not exceed 115 per cent. for railway bridges, and two thirds of the value given by the formula for highway bridges with a maximum limit of 70 per cent.

In the case of railway bridges it was agreed that the formula would only represent the values for bridges over which steam trains were operated at defined critical speeds for certain spans, and where the following speeds on railways of 1,44 metres gauge and upwards could not be attained or exceeded, the value of the Impact Effect should be reduced:

Bridges with spans up to 15,24 metres (50 feet) 96,56 Km. (60 miles) per hour.

Bridges with spans above 15,24 metres (50 feet) and up to 45,72 metres (150 feet) 72,42 Km. (45 miles) per hour.

Bridges with spans above 45,72 metres (150 feet) and up to 91,44 metres (300 feet) 48,28 Km. (30 miles) per hour.

Bridges with spans above 91,44 metres (300 feet) and up to 121,92 metres (400 feet) 24,14 Km (15 miles) per hour.

For lines of smaller gauge than 1,44 metres the assumed critical speeds should not exceed two-thirds of these values.

Where railways were operated wholly by electrical trains it was recognised that the Impact Effect would be less on account of the absence of piston efforts and unbalanced wheel loads, but in the absence of data it was left to the discretion of the Engineer to specify what the value should be.

A further modification of the formula (in English feet) was made to allow for the non-synchronous effect of the live loads on additional tracks supported by a girder as follows:

$$I = \frac{120}{90 + \frac{n+1}{2}L}$$

Where "n" = number of tracks which the girder or member is designed to support
Senor MENDIZABAL has omitted these later considerations from his record.

British Railway Engineers were not convinced that sufficient data had been obtained to justify the Ministry of Transport in laying down authoritative rules of a general nature on Impact Effect without further investigations. The Ministry of Transport, however, issued instructions that the British Standard Specification for Bridges, No. 153, should be adopted by British Railways for all new bridges, and that the Impact formula by Colonel MOUNT should be adopted provisionally as laid down in that specification until further experimental research was carried out.

It was estimated that further experimental research would cost about L 12 000 and the British Government agreed to find one half of the cost if the Railway Companies and other interested parties would find the balance. The necessary funds were obtained through the generous help of the railway companies, and the Department of Scientific Research under the Chairmanship of Mr. CONRAD GRIBBLE, M. Inst. C. E., was instructed to carry out the test.

These tests have been completed and the Report of the Department is awaited with great interest. I believe that the experiments, which have been carried out with great care and thoroughness, show that the effect of Impact is less than shown by the MOUNT Experiments.

The papers read to the Congress show clearly that the investigations which have been published do not justify engineers in laying down definite rules for Impact Effect without some qualifications. Look at the diagram on pages 79 and 81, showing the rules adopted by different countries. The only thing common to them all is that the effect of impact reduces as the span increases. They show that as knowledge of impact increases the values fall for spans over 10 metres.

It is impossible to investigate them mathematically on account of the complexity of the problem. The majority of the rules consider the loaded length of the member or structure as a measure of the Impact Effect. A few consider the ratio of

the live load to the total load and this condition must have some more consideration in investigating the problem. The different authors state the varying conditions of the problem. Different types of train loading having different critical speeds and impact effects, run over the same structure and it must be capable of carrying them all with safety.

The late Sir BENJAMIN BAKER of Forth Bridge fame recognised the complexity of the problem of Impact Effect on bridges and, in drawing up a Specification for the design of bridges over 30 years ago, for use in his office, in connection with the Imperial Chinese Railways adopted the following simple rules for steel bridges carrying steam trains:

Impact Effect. The following working stresses have been proportioned to allow for dynamic action of the live load on lightly-loaded girders or members of girders:

Permissible Maximum Stresses. All bridgework and trestle piers shall comply with the whole of the following conditions:

(1) The combined stresses, resulting from the rolling load, dead load, wind, momentum and centrifugal forces, shall not produce a greater tensile stress than one-half of the elastic limit, or equal to 27 per cent. of the minimum ultimate tensile strength of the material, nor more than the corresponding compressive, shearing, bearing, and bending stresses, which were set out in the Specification in definite ratios to the permissible tensile stresses, given in paragraph (2); but

(2) The combined stresses, resulting from the rolling load and dead load alone, exclusive of wind, momentum and centrifugal force, shall not produce greater tensile stresses than those tabulated below.

Tensile Stresses. For main girders, cross girders and rail bearers of plate construction.

Under 6 metres (20 feet) span	7,1 kilos per sq. millimetre (4 $\frac{1}{2}$ tons per sq. inch)
6 metres and under 7,6 metres (25 feet) span	7,5 kilos per sq. millimetre (4 $\frac{3}{4}$ tons per square inch)
7,6 metres and under 9,2 metres (30 feet) span	7,9 kilos per sq. millimetre (5 tons per sq. inch)
9,2 metres and under 15,3 metres (50 feet) span	8,3 kilos per sq. millimetre (5 $\frac{1}{4}$ tons per sq. inch)
15,3 metres and under 24,4 metres (80 feet) span	8,7 kilos per sq. millimetre (5 $\frac{1}{2}$ tons per sq. inch)

Tensile stresses. For truss and lattice girders.

24,4 metres and under 48,8 metres (160 feet) span	
Bottom Chords	8,7 kilos per sq. millimetre (5 $\frac{1}{2}$ tons per sq. inch)
Diagonal ties	7,1 to 8,7 kilos per sq. millimetre (4 $\frac{1}{2}$ to 5 $\frac{1}{2}$ tons per sq. inch)
48,8 metres and under 61 metres (200 feet) span	
Bottom Chords	9,1 kilos per sq. millimetre (5 $\frac{3}{4}$ tons per sq. inch)
Diagonal ties	7,1 to 9,1 kilos per sq. millimetre (4 $\frac{1}{2}$ to 5 $\frac{3}{4}$ tons per sq. inch)
61 metres and under 122 metres (400 feet) span	
Bottom Chords	9,5 to 11 kilos per sq. millimetre (6 to 7 tons per sq. inch)
Diagonal ties	7,1 to 11 kilos per sq. millimetre (4 $\frac{1}{2}$ to 7 tons per sq. inch)
All spans	
For windbracing	13,4 kilos per sq. millimetre (8 $\frac{1}{2}$ tons per sq. inch)
For floor suspenders	3,9 kilos per sq. millimetre (2 $\frac{1}{2}$ tons per sq. inch)

Note.

The 7,1 kilos ($4\frac{1}{2}$ tons) stress on the diagonals will apply to those at the centre portion of the span and to the counter-bracing at the same point. The higher stresses will apply to those at the end portions of the span, where the variations of stress are not so great. Intermediate diagonals will be subject to stresses lying between the two limits.

These rules have had general acceptance by Engineers and have proved reliable and economical in practice. Is it not better to recognise the complexity of the problem and to adopt simple rules of a similar nature to include Impact Effect and other unknown forces than to make a pretence to an accuracy which does not exist in any of the various formulæ?

Ing. F. CHAUDY-Paris:

Les effets du passage rapide des charges roulantes sur les tabliers métalliques sous rails sont étudiés ci-après en les classant en deux catégories, savoir:

Les efforts verticaux sur les longerons et les poutres maîtresses;

Les efforts horizontaux alternatifs produits par les charges roulantes sur une voie en alignement droit.

Efforts verticaux

Dans un rapport adressé le 21 Décembre 1920 par le Major A. MOUNT, officier inspecteur des chemins de fer anglais, au colonel J. W. PRINGLE, officier inspecteur en chef des chemins de fer et président du Comité consultatif pour la révision des conditions imposées par le Board of Trade, l'auteur donne le résultat des essais qu'il a entrepris sur des ponts de chemins de fer, relativement à l'effet de choc. Il indique une certaine courbe comme étant, à son avis, celle qui représente le mieux le résultat de ses essais, et il traduit cette courbe par la relation:

$$I = 1 + \frac{120}{90 + L}$$

dans laquelle I désigne le coefficient à employer pour calculer les efforts maxima, pour une portée L (en pieds) de la poutre.

Cette interprétation du major MOUNT des résultats de ses expériences ne nous paraît pas se rapprocher suffisamment de la réalité. Il faut distinguer, en effet, entre les effets de choc proprement dit, dus aux joints de rails, à une insuffisance de fixation des rails sur les tabliers, etc., et l'effet de l'application des charges roulantes sur une poutre de pont, cette application n'étant ni progressive, ni tout à fait brusque.

Considérons une poutre droite reposant sur deux appuis de niveau a et b (fig. 62). Si, en un point quelconque de la portée, on vient appliquer une force croissant progressivement de zéro à P , la poutre prendra, au point d'application de la force, une certaine flèche f (courbe C). Si on appliquait brusquement la force P , au lieu de la faire progresser graduellement de zéro à P , la flèche que prendrait la poutre serait le double de la précédente (courbe C'), la poutre oscillerait et, le mouvement vibratoire étant terminé, la ligne moyenne se stabiliserait en C .

Dans les ponts de chemins de fer, une charge P roule sur le tablier depuis une origine a jusqu'à l'extrémité b , en sorte que, quand cette charge arrive en un point intermédiaire, il y a déjà eu flexion; par suite, la ligne moyenne prend une position comprise entre les positions C et C' . Pour une portée très grande, la ligne moyenne se rapproche de la courbe C , avec laquelle elle se confond si L est infini. Pour une

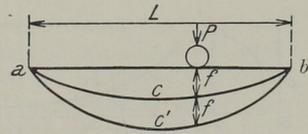


Fig. 62

portée très petite, la ligne moyenne se rapproche de la courbe C' , avec laquelle elle se confond si L est nul.

Si donc nous désignons par $1 + y$ le coefficient par lequel on devra multiplier les charges roulantes d'un train pour calculer les efforts moléculaires maxima qui se produiront dans la poutre de portée L , nous pouvons écrire la relation :

$$y = \frac{1}{1 + aL},$$

puisque y doit être égal à l'unité pour $L = 0$, et doit être nul lorsque L est infini.

Mais cette influence de l'arrivée plus ou moins brusque des charges roulantes sur les tabliers des ponts de chemin de fer n'est pas la seule à envisager. Ce n'est pas, à proprement parler, un effet de choc. L'effet de choc, c'est celui qui résulte de la présence des joints de rails et aussi du battement des traverses ou longrines en bois, soit directement sur le tablier sur lequel elles sont plus ou moins bien fixées, soit sur la couche de ballast qui peut recouvrir ce tablier.

On conçoit que cet effet de choc peut être considéré comme constant, quelle que soit la portée de l'ouvrage, en sorte que le coefficient y , dont nous venons de parler plus haut, se présente sous la forme :

$$y = \frac{1}{1 + aL} + \delta$$

D'après le major MOUNT, δ serait en moyenne égal à $\frac{1}{3}$. Compte tenu des résultats de ses expériences, le terme $\frac{1}{1 + aL}$ serait égal à $\frac{40}{40 + L}$ en exprimant L en pieds et à $\frac{12}{12 + L}$ avec L exprimée en mètres. La formule d'impact que nous proposons est donc :

$$I = 1 + \frac{12}{12 + L} + \delta,$$

dans laquelle δ peut être nul si le tablier est très bien entretenu et ne comporte pas de joints de rails.

Cette formule est établie d'après les expériences faites à la vitesse de 100 km/h environ et en considérant seulement comme variable la portée des poutres.

On peut envisager le problème sous une autre face, en prenant comme variable la vitesse v du train. Pour une vitesse nulle, les charges p ne supportent évidemment aucune majoration. D'autre part, on conçoit que, lorsque la vitesse augmente à partir de zéro, le coefficient de majoration I aille en augmentant, qu'il passe par un maximum pour une certaine valeur V de la vitesse en kilomètres-heure, et qu'ensuite il diminue pour être nul lorsque la vitesse est infinie.

Considérons deux axes de coordonnées rectangulaires Ov et OP ; le premier, axe des vitesses, le second, axe des charges majorées (fig. 63).

La courbe de ces dernières coupe l'axe des P au point A , tel que $OA = p$; elle a son point culminant en B dont l'abscisse est V . L'équation de cette courbe est :

$$P = \frac{p(1 + V^2)}{1 + (v - V)^2}$$

Pour $v = 100$, on a donc :

$$P = \frac{p(1 + V^2)}{1 + (100 - V)^2}$$

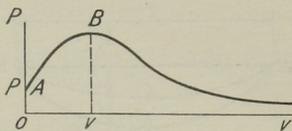


Fig. 63

En égalant cette expression à $P = p \left(1 + \frac{12}{12 + L} \right)$ on obtient la relation suivante qui détermine, en fonction de L , la valeur de la vitesse V correspondant au coefficient de majoration dynamique maximum :

$$1 + \frac{12}{12 + L} = \frac{1 + V^2}{1 + (100 - V)^2} \dots\dots\dots (1)$$

Les tableaux ci-après indiquent, pour différentes valeurs de L en mètres, les valeurs correspondantes de V en kilomètres-heure tirées de cette dernière formule qui donne, pour chaque valeur de L , deux valeurs positives de V .

Tableau A

L	0	10	20	30	40	50	60	70	80
V_1	341	512	679	846	1013	1184	1346	1518	1687

Tableau B

L	0	10	20	30	40	50	60	70	80
V_2	58,6	55,4	54	53,1	52,6	52,2	52	51,7	51,5

Les vitesses V_2 du tableau B ne peuvent être envisagées, car elles conduiraient à des coefficients de majoration dynamique inadmissibles.

D'autre part, il faut remarquer que la vitesse V ne peut dépendre que de la portée L , et aucunement de la vitesse v . Dans ces conditions, les valeurs de V tirées de la formule (1) en attribuant à v la valeur 100 doivent convenir, quelle que soit la valeur de v . Par suite, la formule de majoration dynamique, tout au moins pour les valeurs de v comprises entre 0 et 100 km, peut s'écrire :

$$P = \frac{p(1 + V_1^2)}{1 + (v - V_1)^2} \dots\dots\dots (2)$$

les valeurs à attribuer à V_1 , selon les portées, étant celles du tableau A.

On observera que V_1^2 est grand par rapport à l'unité et qu'il en est de même de $(v - V_1)^2$ puisque v est très au-dessous de V_1 . Il en résulte qu'on pourra remplacer la formule (2) par la formule plus simple :

$$P = \frac{p V_1^2}{(v - V_1)^2} \dots\dots\dots (3)$$

Efforts horizontaux alternatifs

Les véhicules circulant sur une voie à deux rails peuvent comporter, en plus des deux essieux directeurs avant et arrière, un certain nombre d'essieux intermédiaires. Comme il existe toujours un certain jeu entre les bandages des roues et les bords intérieurs des rails de roulement, le véhicule est susceptible de se déplacer latéralement d'une faible quantité, et c'est à cause de ce jeu que des efforts horizontaux s'exercent sur les rails, même en alignement droit, lorsque la charge est en mouvement.

Nous nous proposons dans cette note de montrer comment une limite supérieure de ces efforts peut être évaluée mais en laissant de côté l'effet du couple horizontal qui, dans les locomotives à vapeur dont les manivelles sont calées à 90°, produit déjà un mouvement de lacet. Aux efforts, étudiés depuis longtemps, qui sont dus à ce couple horizontal, doivent s'ajouter ceux qui résultent de la force centrifuge et que nous nous proposons de mettre ici en évidence.

Ces derniers sont d'ailleurs les seuls qui se produisent avec les locomotives électriques et les ponts roulants d'ateliers mus électriquement; ce sont encore les

seuls que donnent les wagons de queue d'un train, même quand celui-ci est remorqué par une locomotive à vapeur.

L'essieu directeur avant du véhicule s'appuie alternativement contre le rail de droite, par rapport à la direction de marche et contre le rail de gauche. Il suit un chemin sinusoïdal caractérisé par la flèche égale au jeu e entre les bandages des roues et les bords intérieurs des rails et par la longueur d'onde l ou distance entre deux points consécutifs de tangence au chemin rectiligne (fig. 64). L'essieu directeur arrière, ainsi que les essieux intermédiaires, s'il en existe, suivent le même chemin sinusoïdal que l'essieu avant.

Ceci posé, il est clair que l'effort total F que nous cherchons est représenté par l'expression de la force centrifuge :

$$F = \frac{P v^2}{g r},$$

dans laquelle P désigne le poids en kilogrammes du véhicule, v la vitesse de ce dernier en mètres par seconde, r le rayon des courbes composant l'axe du chemin sinusoïdal, et $g = 9,81$ l'accélération due à la pesanteur.

En assimilant les courbes du chemin sinusoïdal à des circonférences, on a :

$$\frac{e}{2} \left(2r - \frac{e}{2} \right) = \frac{l^2}{4},$$

d'où on tire :

$$r = \frac{e^2 + l^2}{4e}.$$

On peut négliger e^2 à côté de l^2 et écrire :

$$r = \frac{l^2}{4e},$$

en sorte que l'expression de F est la suivante :

$$F = \frac{4 P e v^2}{g l^2}.$$

Considérons le véhicule au moment où, soumis à une certaine vitesse v' , il suit un chemin caractérisé par une longueur d'onde l égale à l'empattement ou distance E entre les deux essieux directeurs.

Si la vitesse augmente à partir de v' , l augmente et devient infinie lorsque la vitesse est elle-même infinie.

Si la vitesse diminue à partir de v' , l va encore en augmentant et devient infinie lorsque la vitesse est nulle.

En d'autres termes, lorsque la vitesse est très petite, comme lorsqu'elle est très grande, le chemin suivi par le véhicule se rapproche de la ligne droite. Ce sont là les seules données qui permettent de définir la relation entre la vitesse v et la longueur d'onde l . Cette relation est donc représentée géométriquement par une courbe telle que celle de la figure 65. Cette courbe est asymptote à l'axe des l et a une deuxième asymptote parallèle à cet axe, mais à l'infini.

D'autre part, la tangente parallèle à l'axe des v a une ordonnée égale à E .

Dans ces conditions, on voit que l'effort F , qui est proportionnel à $\frac{v^2}{l^2} = \cotg^2 \omega$, ω désignant l'angle que fait avec l'axe des v le rayon vecteur d'un point quelconque de la courbe, est nul pour $\omega = 0$, c'est-à-dire aussi bien pour $v = 0$ que pour $v = \infty$.

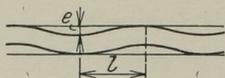


Fig. 64

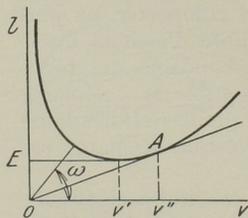


Fig. 65

Cet effort F est maximum pour une vitesse égale à v'' , abscisse du point A de contact de la tangente à la courbe passant par l'origine des coordonnées.

Partant d'une vitesse v donnée, il faudrait, pour déterminer F , connaître la valeur de l correspondante, c'est-à-dire la relation entre v et l dont nous avons seulement la forme géométrique incomplètement déterminée. Toutefois, pour les applications, on peut se contenter de la limite supérieure de F , représentée par :

$$F = \frac{4 P e v^2}{g E^2}$$

puisque cette limite correspond à la plus petite valeur possible de l , qui est E .

Remarque I. — L'effort F , dû au poids total du véhicule, n'agit pas que sur un seul rail. Une moitié se reporte sur chaque rail du chemin de roulement à cause du frottement de glissement transversal des roues sur ces rails. Il faut néanmoins, pour cela, satisfaire à la condition :

$$\frac{F}{2} < \frac{P}{2} \cdot f,$$

dans laquelle f désigne le coefficient de frottement de glissement du bandage des roues sur le dessus des rails. Lorsque cette condition n'est pas remplie, l'un des rails supporte l'effort :

$$F_1 = F - \frac{P}{2} \cdot f,$$

et l'autre l'effort :

$$F_2 = \frac{P}{2} \cdot f.$$

Remarque II. — L'effort F est d'autant plus grand que l'empattement E du véhicule est plus petit. Il y a donc intérêt, au point de vue des efforts de lacet en alignement droit, à avoir des locomotives à grand empattement. On ne peut pas aller au-delà d'une certaine limite, car il faut que les machines s'inscrivent dans les courbes des appareils de voie, mais on arrive cependant à pouvoir donner plus d'empattement en permettant, au moyen d'un dispositif avec ressort amortisseur, aux essieux directeurs avant et arrière de prendre un certain déplacement latéral. On évite aussi, de cette façon, les chocs trop brusques à chaque changement de direction de l'effort F .

Remarque III. — Le tender, bien qu'ayant un empattement différent de celui de la locomotive, est entraîné par celle-ci sur le chemin sinusoïdal de longueur d'onde $l = E$. L'effort horizontal limite que ce tender exerce sur la voie est donc donné par la formule :

$$F' = \frac{4 P' e v^2}{g E^2},$$

dans laquelle P' désigne le poids du tender.

Les wagons qui viennent à la suite du tender suivent un chemin sinusoïdal d'autant plus différent de celui qui est spécial à la locomotive qu'ils sont plus éloignés de celle-ci et on peut admettre que le wagon de queue d'un train suit son chemin propre, lequel est caractérisé par une longueur d'onde égale à l'empattement E'' du wagon.

Remarque IV. — Sur les longerons sous rails des grands tabliers de ponts, ainsi que sur les poutres des tabliers de petite portée, une machine exerce un effort horizontal qui peut conserver le même sens pendant tout le temps du passage sur la pièce de pont ou sur le tablier.

En raison de l'application brusque de cet effort, il convient de le doubler à peu près et d'admettre que c'est un effort de 1500 kilogr. environ par mètre courant

de voie qui agit statiquement, soit sur les longerons sous rails des grands tabliers, soit sur les poutres maîtresses des petits tabliers jusqu'à 12 mètres environ de portée.

Or, le règlement ministériel français pour le calcul des ouvrages d'art sous rails, prescrit de considérer seulement un effort dû au vent de:

$$3 \times 150 = 450 \text{ kilogr.}$$

par mètre courant de voie. C'est, à notre avis, un chiffre beaucoup trop faible. Ce n'est pas un contreventement des longerons ou des poutres qu'il faut établir, c'est un entretoisement suffisant pour résister aux efforts de lacet. L'emploi du platelage métallique sur tous les tabliers sous rails sur lesquels passent les trains à grande vitesse réalise cet entretoisement dans de bonnes conditions, aussi bien pour les longerons des grands tabliers que pour les poutres des petits ouvrages.

STRELETZKY:

Wie schon betont wurde, soll das Zerlegen der gesamten dynamischen Einwirkung in ihre Komponenten, die analytische Methode beim Studium der Brückendynamik, als das Grundprinzip der weiteren Vertiefung in die Fragen der Arbeit der Brücke unter beweglicher Last betrachtet werden. Der unmittelbare Vergleich der dynamischen und statischen Wirkungen, den wir bei der Bestimmung des dynamischen Koeffizienten anstellen, ist bei der Kompliziertheit der Sache zu einfach und kann nicht zu zuverlässigen Ergebnissen führen. Die empirischen Beiwerte der experimentellen Untersuchung der Brückendynamik müssen an und für sich einfacher Natur sein, aber schwieriger gefunden werden. Als solche können Flächenkoeffizient und Dämpfungskoeffizient hervorgehoben werden.

Die Intensität der dynamischen Arbeit der Brücke hängt natürlich von der Intensität der äußeren Kraftimpulse ab. Ich bin ganz mit Herrn Professor HAWRANEK einverstanden, daß auf den Straßenbrücken die dynamischen Einflüsse viel schärfer auftreten als bei Eisenbahnbrücken, was in meinem Vortrage auch betont wurde; aber die dynamischen Koeffizienten, welche Herr Professor HAWRANEK schilderte, sind nicht so schrecklich und haben keine reelle Bedeutung, denn sie sind bei kleinen statischen Einwirkungen bestimmt. Bei ganz kleiner statischer Einwirkung wird doch der dynamische Koeffizient unendlich groß und verliert seinen praktischen Sinn. Ich kann nicht sagen, wie es Herr Professor GODARD meint, daß die dynamischen Wirkungen auf Eisenbetonbrücken sehr klein sind. Sie sind natürlich kleiner als auf Eisenbrücken. Wir haben eine Serie von Proben auf Eisenbetonbrücken durchgeführt. Leider sind die Ergebnisse noch nicht bearbeitet; der allgemeine Eindruck ist aber der, daß die dynamischen Wirkungen nicht so klein sind wie man glaubt. Ebenso ist die absorbierende Wirkung der Schotterbettung, besonders auf Eisenbetonplatten, im Vergleich mit Holzschwellen, auch nicht so groß wie man gemeinlich annimmt. Beide Konstruktionen geben Größen gleicher Ordnung.