

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 aufgeführt: «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

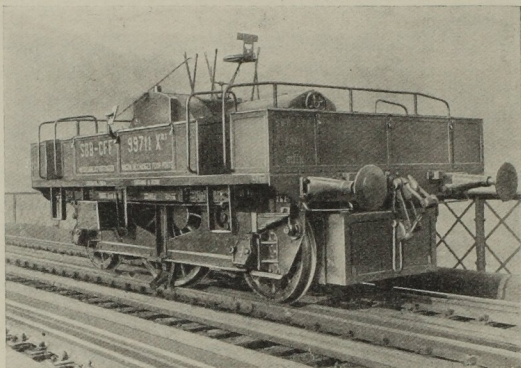


Abb. 56. Einachswagen der Schweizerischen Bundesbahnen, erstellt im Jahre 1919

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

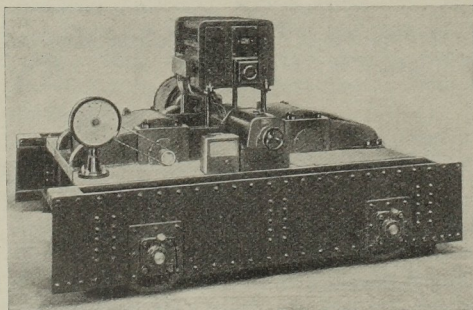


Abb. 57. Schwingungswagen von A. G. Lohsenhausen, Düsseldorf, erbaut 1928

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 entsprungene 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	—	—

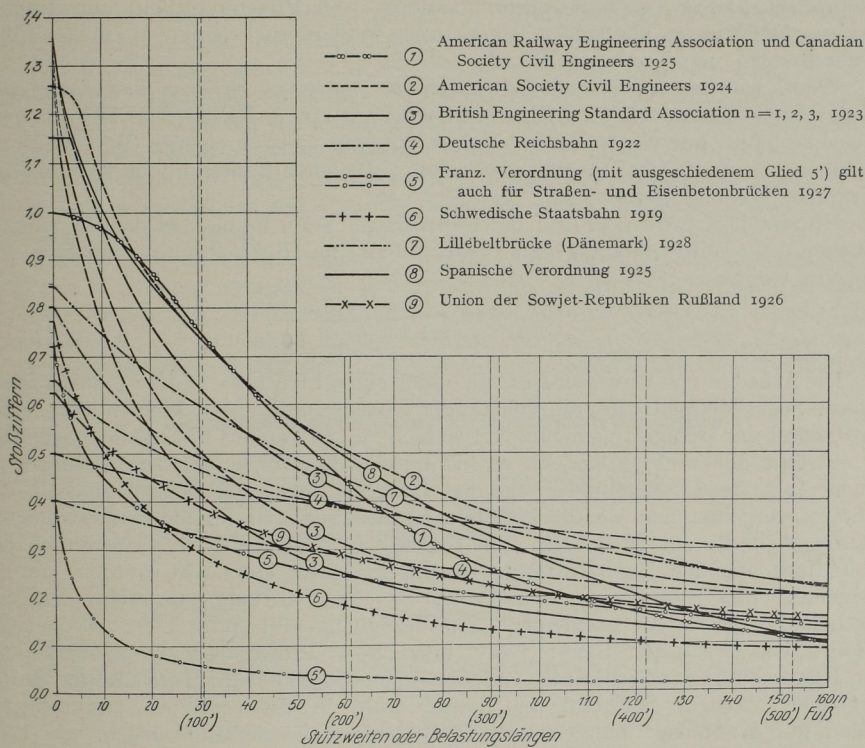


Abb. 58. Stoßzifferkurven aus Berechnungsvorschriften für eiserne Bahnbrücken

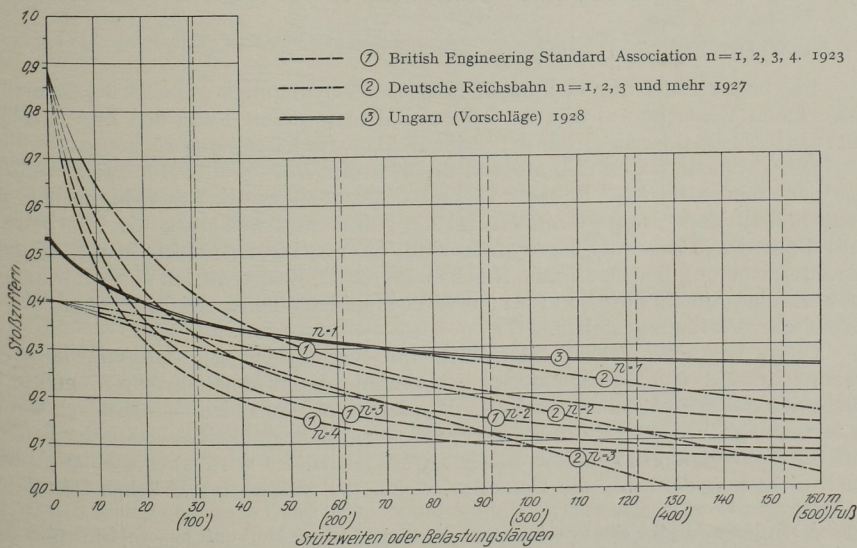


Abb. 59. Stoßzifferkurven aus Berechnungsvorschriften für eiserne Straßenbrücken

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 Blatz

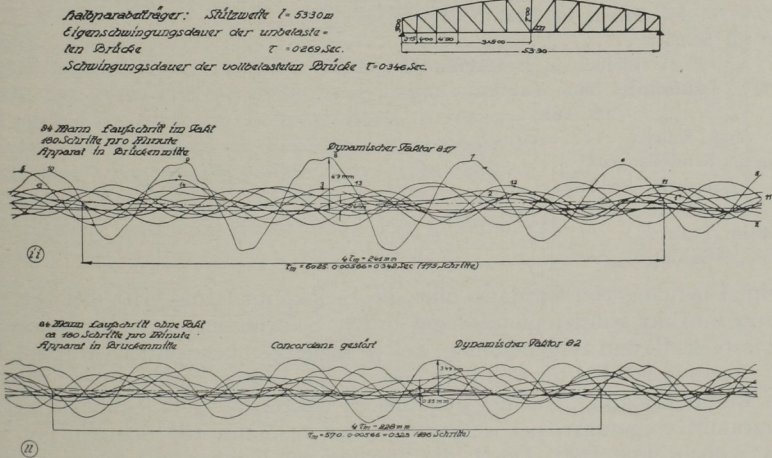


Abb. 60

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 Analytators 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

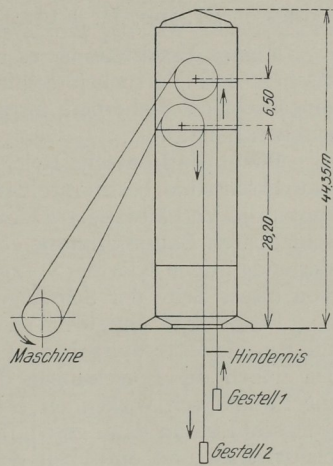


Abb. 61

Turmmasse, der das Gewicht des Bauwerkes bzw. die Baugrundpressung 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 gleich.

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 ¹ / ₂ tons per sq. inch)
6 metres and under 7,6 metres (25 feet) span	7,5 kilos per sq. millimetre (4 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 ¹ / ₄ tons per sq. inch)
15,3 metres and under 24,4 metres (80 feet) span	8,7 kilos per sq. millimetre (5 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 ¹ / ₂ tons per sq. inch)
Diagonal ties	7,1 to 8,7 kilos per sq. millimetre (4 ¹ / ₂ to 5 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 ³ / ₄ tons per sq. inch)
Diagonal ties	7,1 to 9,1 kilos per sq. millimetre (4 ¹ / ₂ to 5 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 ¹ / ₂ to 7 tons per sq. inch)
All spans	
For windbracing	13,4 kilos per sq. millimetre (8 ¹ / ₂ tons per sq. inch)
For floor suspenders	3,9 kilos per sq. millimetre (2 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

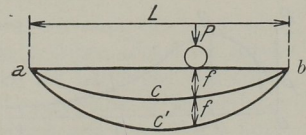


Fig. 62

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 :

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

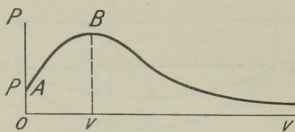


Fig. 63

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 $v = \infty$.

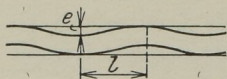


Fig. 64

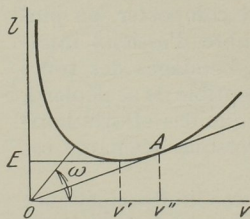


Fig. 65

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.