

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Band: 81 (1963)
Heft: 19

Artikel: Brückenforschung beim AASHO-Strassenversuch
Autor: Fisher, J.W. / Viest, J.M.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-66781>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 19.11.2024

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Alltags. Hier, in der Familie, am täglichen Arbeitsplatz, im kleinen Kreis, in den man hineingeboren wurde, vollzieht sich jener Vorgang der Befreiung und Selbstwerdung, durch den erst Wirklichkeit wird, was an Inhalten und Werten in uns angelegt ist. In solchen, aus dem Unscheinbaren herausgewachsenen Verwirklichungen besteht die eigentliche Grösse des Kleinstaates.

Die Bewegungen des Aufbruchs aus Enge und Gebundenheit zu Weite und Grösse, sowie der Umkehr und Heimkehr zum Eigenen und Eigentlichen, deren Problematik der Verfasser am Leben schweizerischer Meister des Worts besonders eindrücklich schildert, vollzogen sich zu allen Zeiten und auf allen Lebensgebieten. Sie gehören zu unserer Menschennatur, und es ist von entscheidender Bedeutung, sich dessen immer wieder voll bewusst zu werden. Die Geschichte unseres Landes liefert hierfür bemerkenswerte Beispiele: 58 v. Ch. verbrannten die Helvetier ihre Wohnstätten und brachen aus dem engen, bedrohten Raum zwischen Alpen und Jura nach dem grösseren und reicheren Gallien auf, um, von Cäsar besiegt, wieder heimzukehren und auf dem angestammten Boden die ihnen da zugewiesene Aufgabe zu erfüllen. Auch der Rückzug von Marignano 1515 ist eine entscheidende Wendung von einer Epoche heroischer Aufbrüche und Grossraum-Illusionen zu einem Zeitalter innerer Konsolidierung, in der erst die eigentlichen Obliegenheiten gesehen und bearbeitet worden sind, die unserem Staatswesen Sinn und Bestand verleihen.

Aufbruch und Heimkehr ist aber auch ein tief religiöses Thema. Es erscheint besonders deutlich in der Geschichte

vom verlorenen Sohn: Nicht der zuhause Gebliebene, an die da geltenden Ordnungen Gebundene erlebt die erlösende Begegnung mit dem Vater, sondern der Aufgebrochene, an seinem Aufbruch Zerbrochene und dadurch zur Erkenntnis seiner Gotteskindschaft Hindurchgebrochene. Auch hier geht es somit nicht ohne das Wagnis des Aufbruchs, dem aber der tief demütigende Entschluss der Heimkehr zu folgen hat.

Geschichtliches und Religiöses gelten heute als ferne, kaum mehr bewusste Erinnerungen. Was zählt, sind ganz andere Aufbrüche. Ihre berausenden Programme lauten: hoher Lebensstand, technischer Fortschritt, Welthandel, Integration Europas³⁾. Auf ihre Verwirklichung sind alle Kräfte ausgerichtet, und die Kurven, die die erzielten Erfolge veranschaulichen, steigen steil in die Höhe. In solcher allgemeiner Aufbruchgeschäftigkeit trifft die bange Frage nach Umkehr und Heimkehr auf taube Ohren. Dass gerade sie die entscheidende Schicksalsfrage im Notstand unserer Zeit ist, die uns mit Unbehagen erfüllen müsste, zeigt uns der Alt- rektor unseres lieben Poly in mutigen und eindrücklichen Worten. Und das verpflichtet uns ihm gegenüber zu grossem Dank.

A. O.

³⁾ Dem Problem der Integration Europas widmet Karl Schmid eine höchst bedeutsame Schlussbetrachtung. Allein schon wegen dieser lohnt es sich, die Untersuchung zu verfolgen, die er uns vorlegt. Denn in der gegenwärtigen Stunde tut nichts mehr not als ein sachliches, von allen Faszinationen gereinigtes Wissen um das, was mit dem schillernden Ausdruck «Integration Europas» in Wahrheit gemeint sei und wie wir uns zu dem Geschehen zu stellen haben, das sich in seinem Namen an uns Europäern tatsächlich vollzieht.

Brückenforschung beim AASHO-Strassenversuch

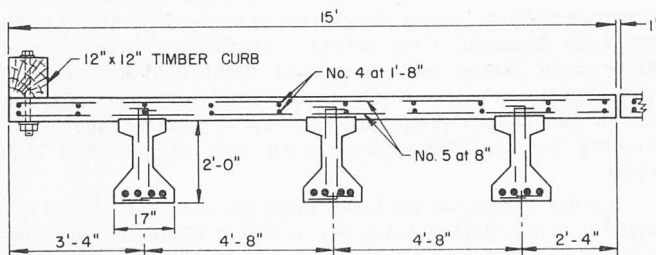
Schluss von Seite 298

Von **J. W. Fisher**, Research Associate, Lehigh University, früher Assistant Bridge Research Engineer, AASHO Road Test, Highway Research Board, und **J. M. Viest**, Structural Engineer, Bethlehem Steel Company, früher Bridge Research Engineer, AASHO Road Test, Highway Research Board, übersetzt von **R. Sagelsdorff**, dipl. Ing., EMPA, Dübendorf

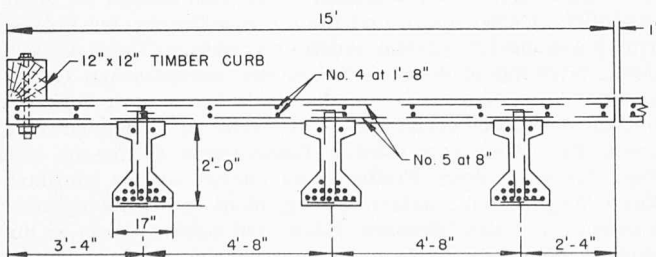
DK 624.21:625.745.001.4

Spannbetonbrücken

Unter den Versuchsbrücken waren vier Spannbetonbrücken. Die Spannbetonträger wurden vorfabriziert und hatten für alle vier Brücken die gleichen Aussendimensionen (Bild 15). Der Querschnitt der Träger war I-förmig. Die Dimensionen der Fahrbahnplatte waren die gleichen wie bei den Stahlbrücken.



Bridge 5A



Bridge 6A

Bild 15. Querschnitte der Spannbetonbrücken in Feldmitte, oben Brücke 5 A, unten Brücke 6 A. 12" x 12" Timber curb = 30 x 30 cm Leitplanke in Holz; No. 4 at 1' - 8" = ϕ 12,7 mm, e = 51 cm; No. 5 at 8" = ϕ 15,9 mm, e = 20 cm

Die Hauptträger der Brücken 5 A und 5 B wurden durch Kabel aus parallelen Drähten, Durchmesser 0,192" (4,9 mm) vorgespannt. Die Kabel waren gekrümmt und wurden injiziert. Die Träger der Brücken 6 A und 6 B wurden im Spannbett hergestellt. Die Vorspannung erfolgte durch gerade, siebendrähtige Litzen, Durchmesser 3/8" (9,5 mm).

Je einer der beiden Brückentypen wurde so bemessen, dass die maximale Betonzugspannung 800 psi (56,2 kg/cm²) betrug. Die beiden anderen Brücken wurden mit maximalen Zugspannungen von 300 psi (21,1 kg/cm²) bemessen (Tabelle 5). Die höheren Zugspannungen wurden gewählt, damit schon die ersten Durchgänge der Versuchsfahrzeuge eine Rissbildung im Beton verursachten, und somit ein Studium der gerissenen, vorgespannten Brücken ermöglichten. Bei den anderen zwei Brücken bestand die Gelegenheit, das Verhalten von vorgespannten Brücken unter wiederholten Belastungen zu untersuchen, die bedeutend kleinere Zugspannungen als die Biegezugfestigkeit des Betons hervorriefen.

Tabelle 5 Spannungen für die Bemessung der Spannbetonbrücken

Brücke	Typ	für die Bemessung massgebende Spannung	
		Stelle	Max. Zugspannung kg/cm ²
5 A	Spannbeton mit nachträglichem Verbund	Zugrand Feldmitte	57,6
5 B	Spannbeton mit nachträglichem Verbund	Zugrand Feldmitte	24,3
6 A	im Spannbett vorgespannt	Zugrand Feldmitte	58,2
6 B	im Spannbett vorgespannt	Zugrand Feldmitte	21,8

Tabelle 6 Anfängliche Spannungen in Feldmitte der Spannbetonbrücken

Brücke	Hauptträger	Spannungen am Zugrand (Zugsspannungen positiv)			der Bemessung zugrunde liegende Beton-Zugspannung kg/cm ²	Biegezugfestigkeit des Betons kg/cm ²	Spannungen in der unteren Lage der Vorspannarmierung			Bemessung kg/cm ²
		infolge Eigengewichts kg/cm ²	infolge Nutzlast* kg/cm ²	Total kg/cm ²			infolge Eigengewichts kg/cm ²	infolge Nutzlast* kg/cm ²	Total kg/cm ²	
5 A	innen	- 5,9	(71,6) ⁺	(65,7)	—	52,2	10 190	1640	11 830	—
	Mitte	1,6	(71,7)	(73,3)	57,6	52,2	10 190	1290	11 480	10 590
	aussen	28,0	(68,0)	(96,0)	—	52,2	10 580	1840	12 420	—
	Mittelwert								11 910	
5 B	innen	-60,4	71,6	11,2	—	52,2	10 740	320	11 060	—
	Mitte	-45,2	71,7	26,5	24,3	52,2	10 480	320	10 800	10 700
	aussen	-22,5	68,0	45,5	—	52,2	10 750	300	11 050	—
	Mittelwert			27,7					10 970	
6 A	innen	0,4	37,2	37,6	—	52,2	11 570	180	11 750	—
	Mitte	9,1	40,1	49,2	58,2	52,2	11 500	200	11 700	10 410
	aussen	33,3	(38,6)	(71,9)	—	52,2	11 800	320	12 120	—
	Mittelwert								11 860	
6 B	innen	-33,0	32,9	-0,1	—	52,2	11 960	160	12 120	—
	Mitte	-26,3	34,4	8,1	21,8	52,2	12 030	170	12 200	10 550
	aussen	0,6	38,6	39,2	—	52,2	12 110	190	12 300	—
	Mittelwert			15,7					12 210	

* Normales, mit einer Geschwindigkeit von 48 km/h fahrendes Versuchsfahrzeug.

+ Werte in Klammern sind angenommen; sie beruhen auf den Spannungen infolge Nutzlast bei den ungerissenen Brücken B.

Die zwei Brücken, bemessen mit der niedrigen Zugspannung, blieben während der ganzen Dauer des normalen Verkehrs im wesentlichen ungerissen. Dagegen traten bei den anderen zwei Brücken schon bei Beginn des Verkehrs Risse in der Zugzone auf. Die Spannungen im mittleren Hauptträger lagen nahe bei den Werten, die der Bemessung zugrunde lagen (Tabelle 6), während im äusseren Hauptträger beträchtlich grössere Spannungen bestimmt wurden.

Während die kurzfristigen Spannungen im gesamten Verlauf des Verkehrs relativ konstant blieben (Bild 16), nahmen die kurzfristigen Durchbiegungen ständig zu, was eine Verminderung der Steifigkeit anzeigte. Die bleibenden Deformationen nahmen ebenfalls mit der Zeit zu, obschon ihre absolute Grösse gering blieb.

Die Rissbildung der Brücken, bemessen mit einer Zugspannung von 800 psi (56,2 kg/cm²), nahm im Verlaufe des Verkehrs zu. Dies war bei der Brücke mit nachträglichem Verbund (Brücke 5 A in Bild 17) besonders ausgeprägt. Schon früh wurden in jedem Hauptträger dieser Brücke während des Verkehrs fünf Risse festgestellt, die von der Zugzone des Trägers hoch in den Steg hinauf reichten. Bei jedem Durchgang eines Fahrzeuges öffneten sich die Risse sichtbar. Im Verlauf des Verkehrs nahm die Zahl der Risse auf mehr als 10 zu, sie reichten bis zum oberen Flansch hinauf, und die Rissbreite verdreifachte sich.

Umgekehrt konnten bei der Brücke mit im Spannbett hergestellten Trägern, bemessen mit einer Zugspannung von 800 psi (56,2 kg/cm²), zuerst nur im äusseren Hauptträger Risse festgestellt werden, und dies nur mit Hilfe eines Dehnungsmesstreifens. Im Verlauf des Verkehrs wurden einige Risse im äusseren Hauptträger sichtbar (Bild 17), und in den anderen zwei Hauptträgern traten nun ebenfalls Risse auf. Die

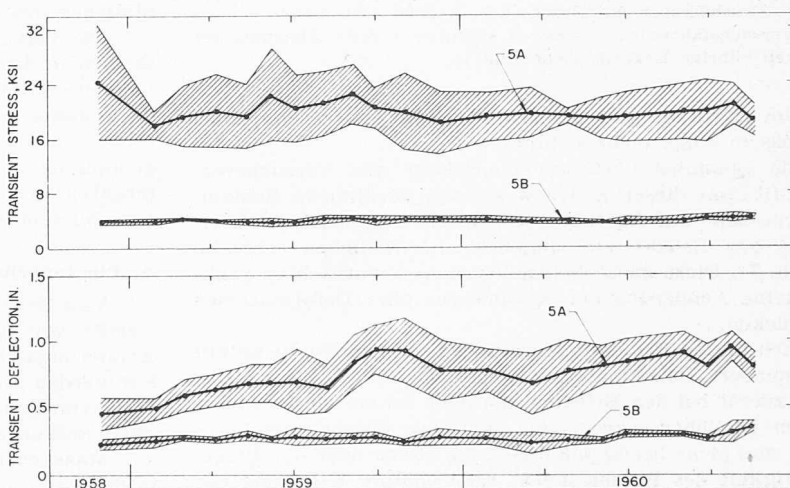


Bild 16. Spannung und Durchbiegung in Funktion der Zeit für den mittleren Hauptträger der Spannbetonbrücken 5 A und 5 B. Transient deflection = kurzfristige Durchbiegung (1 in = 2,54 cm); Transient stress = kurzfristige Spannung (1 ksi = 70,3 kg/cm²)

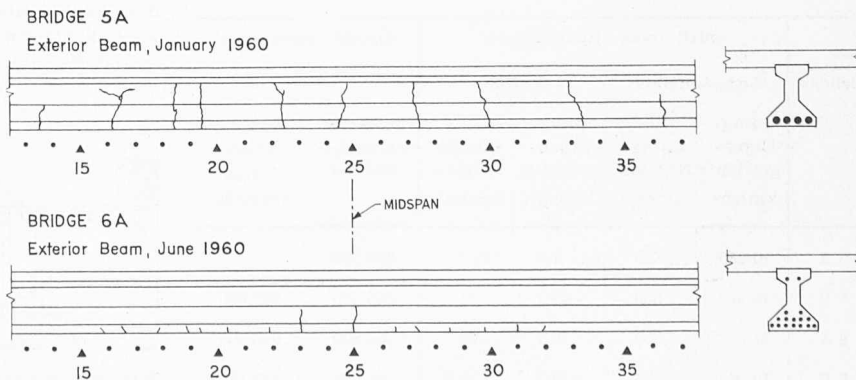


Bild 17. Rissbildung der Spannbetonträger. Exterior beam = äusserer Hauptträger

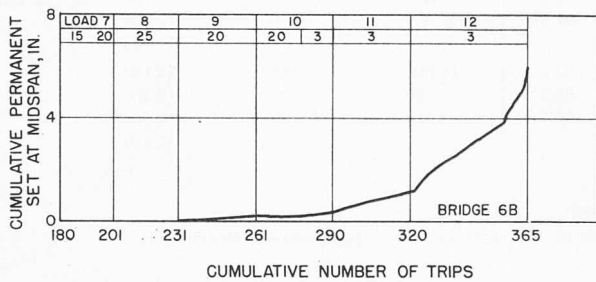
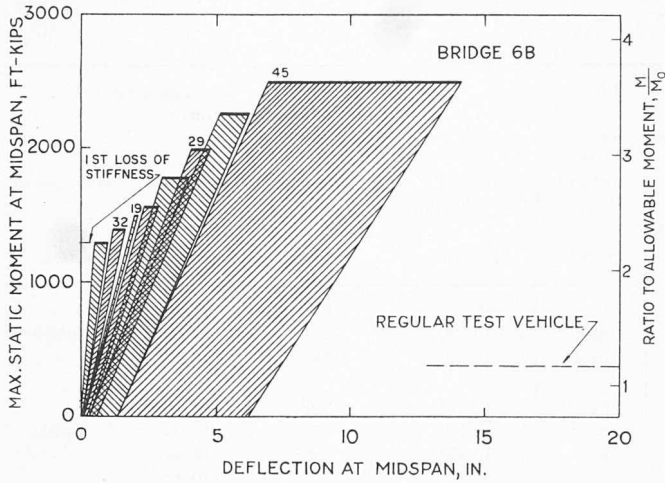


Bild 18. Bruchversuch mit Brücke 6 B. Regular test vehicle = normales Versuchsfahrzeug; 1st loss of stiffness = erste Abnahme der Steifigkeit; übrige Legende siehe Bild 14

Risse im mittleren und inneren Hauptträger waren jedoch von blossen Auge nicht sichtbar.

Alle Spannbetonbrücken überlebten den Versuchsverkehr. Mit drei dieser Brücken wurden zusätzliche Schwingungsversuche durchgeführt, welche die totale Anzahl Lastwechsel pro Brücke auf ungefähr 1,5 Millionen erhöhten (Tabelle 7). Diese zusätzlichen Versuche verursachten praktisch keine Aenderung der Spannungen oder Deformationen der Brücken.

Nach diesen Ermüdungsversuchen wurden Versuche mit zunehmender Belastung durchgeführt (Bild 18). Dabei wurde zuerst bei den Brücken, die noch im wesentlichen ungerissen geblieben waren, eine sichtbare Rissbildung beobachtet, und zwar bei Spannungen, die etwas über der Biegezugfestigkeit des Betons lagen. Eine weitere Erhöhung der Belastung führte zu bleibenden Deformationen, gefolgt von einem ausgedehnten Fliessen des Armierungsstahles und schliesslich dem Bruch der Vorspanndrähte oder Litzen (Bild 19). In beiden Brücken, bemessen mit Zugspannungen von 300 psi (21,1 kg/cm²), trat bei Bruchlast ein vollständiger

Tabelle 7 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse der Spannbetonbrücken

Brücke	mittl. max. Spannungen				Anzahl Lastwechsel	
	Vorspannstahl		Beton		normaler Versuchsverkehr	beschl. Ermüdungsversuche
infolge Eigengewichts kg/cm ²	infolge Nutzlast kg/cm ²	infolge Eigengewichts kg/cm ²	infolge Nutzlast kg/cm ²			
5 A	10 230	1580	7,9	(71,7) ⁺	556 700	—
5 B	10 660	300	—42,7	71,7	556 700	949 000
6 A	11 570	330	14,2	38,7	556 800	943 400
6 B	12 040	180	—19,7	35,3	556 800	942 100

⁺ Wert von der ungerissenen Brücke 5 B übernommen.

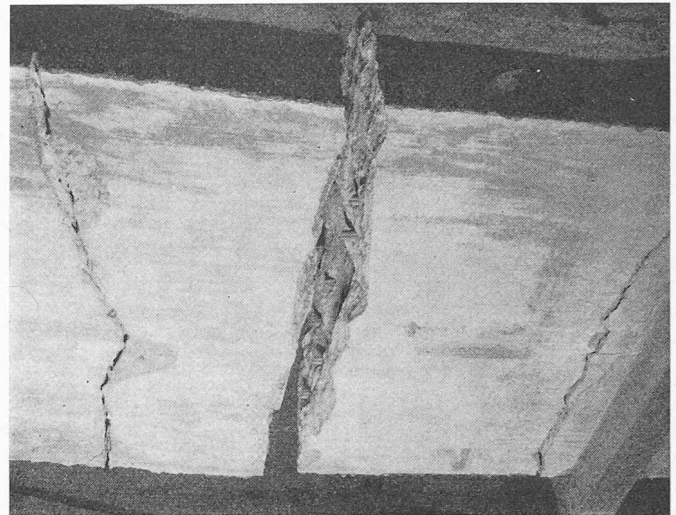


Bild 19. Gebrochene Litzen in der Spannbetonbrücke 6 A

diger Bruch aller drei Hauptträger in Feldmitte auf, so dass die Brücken auf die Sicherheitsböcke einstürzten. Bei der Spannbetonbrücke 6 A (Hauptträger im Spannbett hergestellt), bemessen mit 800 psi (56,2 kg/cm²), brachen nur zwei der drei Hauptträger.

Die Hauptträger der Brücke 5 A mit nachträglichem Verbund, bemessen mit 800 psi (56,2 kg/cm²), versagten auf eine andere Art: In den gerissenen Gebieten der Träger trat eine Zerstörung des Verbundes ein, gefolgt von einem Stauchen des Betons in der Fahrbahnplatte.

Die berechneten plastischen Momente lagen sehr nahe bei den in den Versuchen bestimmten maximalen Momenten (Tabelle 4). Bei Brücke 5 A mit zerstörtem Verbund war die gemessene Bruchlast etwas kleiner als die berechnete, obschon für die Berechnung ein Fehlen des Verbundes angenommen wurde. Bei Berücksichtigung eines vollständig intakten Verbundes betrug das Verhältnis Versuchswert zu berechnetem Wert 0,89.

Stahlbetonbrücken

Vier Brücken wurden in Ortbeton ausgeführt. Der Querschnitt war gleich (Bild 20) mit Ausnahme der Anzahl Armierungsstähe in den Balken. Bei den Brücken 8 A und 8 B wurden pro Balken je 6, bei den Brücken 7 A und 7 B nur je 5 Armierungsstähe eingelegt. Die untere Lage bestand bei allen Balken aus 3 Nr. 11 (Ø 35,8 mm) Armierungsstähen.

Massgebend bei der Bemessung war die Stahlspannung in der unteren Lage der Armierung. Bei den Brücken mit je fünf Armierungsstähen pro Balken betrug die Stahlspannung, die der Bemessung zugrunde lag, 40 000 psi (2810 kg/cm²); bei den Brücken mit je sechs Armierungsstähen pro Balken 30 000 psi (2110 kg/cm²) (Tabelle 8). Für den mittleren Balken stimmten die während der Versuche bestimmten durchschnittlichen Spannungen gut mit der Bemessung überein (Tabelle 9). Die maximalen Spannungen traten hingegen bei den äusseren Balken auf. Wie schon bei den Stahl- und Spannbetonbrücken war die bezüglich der Balken asymmetrische Lage der Fahrbahnplatte der Hauptgrund für die hohen Spannungen im äusseren Balken.

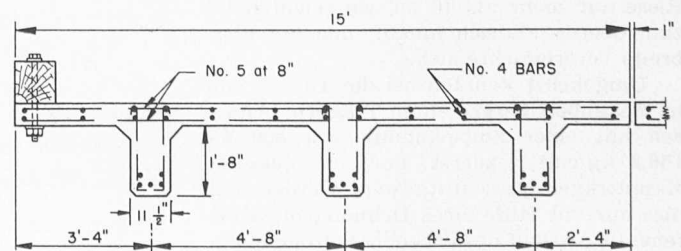


Bild 20. Querschnitt der Stahlbetonbrücke 7 A in Feldmitte. No. 5 at 8" = Ø 15,9 mm, e = 20 cm; No. 4 bars = Armierungsstähe Ø 12,7 mm

Tabelle 8 Spannungen für die Bemessung der Stahlbetonbrücken

Brücke	Typ	Für die Bemessung massgebende Spannung	
		Stelle	max. Zugsp. kg/cm ²
7 A, 7 B	Stahlbeton, auf Baustelle betoniert	Armierungsstahl Feldmitte	2810
8 A, 8 B	Stahlbeton, auf Baustelle betoniert	Armierungsstahl Feldmitte	2170

Der charakteristische Verlauf der kurzfristigen und bleibenden Spannungen und Durchbiegungen war ähnlich wie bei den Stahl- und Spannbetonbrücken.

Unmittelbar nach dem Ausschalen wurden in allen Balken der Stahlbetonbrücken Risse festgestellt (September 1958, Bild 21). Das Rissbild vor Beginn des Verkehrs war bei allen vier Brücken ähnlich. Sämtliche Risse waren im wesentlichen vertikal, einige davon reichten auf den Seitenflächen der Balken bis gegen die Fahrbahnplatte hinauf, und keiner war näher als 6' (1,83 m) beim Auflager.

Der Verkehr verursachte eine deutliche Zunahme der Rissbildung. Neue Risse entstanden, und die ursprünglichen Risse verlängerten sich bis in die Abschrägung zwischen Balken-Seitenfläche und Fahrbahnplatte. Die Zunahme der Rissbildung war ziemlich verschieden bei den Brücken, beansprucht bis 40 000 psi (2810 kg/cm²) und den Brücken, beansprucht bis 30 000 psi (2110 kg/cm²). Die höher beanspruchten Brücken wiesen ein engeres Rissbild in einem grösseren Bereich auf, und zahlreiche schräge Risse bildeten sich in den äusseren 12' (3,66 Meter).

Diese Zunahme der Rissbildung wurde von einer Vergrösserung der Rissbreiten begleitet (Bild 22). Obwohl die Zunahme der Rissbildung bei Beginn des Verkehrs am grössten war, hielt sie während seiner ganzen Dauer an. Bei Abschluss des Verkehrs war in allen Brückenbalken die maximale Rissbreite infolge Eigengewicht 0,012" (0,30 mm), und infolge Eigengewicht und zugehöriger Nutzlast erreichte sie 0,015" (0,38 mm).

Bei Abschluss des Verkehrs befanden sich alle vier Stahlbetonbrücken bis auf die erwähnte Rissbildung in gutem Zustand. Bei drei dieser Brücken wurde durch beschleunigte Ermüdungsversuche die Lastwechselanzahl weiter erhöht (Tabelle 10). Die Brücken mit den höheren Spannungen wiesen nach ungefähr 170 000 Schwingungen Ermüdungsbrüche von zwei Armierungsstäben im äusseren Balken auf (Bild 23). Der dritte Armierungsstahl in der unteren Lage dieser Balken brach nicht, jedoch wurden mehrere Ermüdungsanrisse an der Oberfläche festgestellt. Diese Anrisse, wie auch die Ermü-

Tabelle 9 Anfängliche Spannungen in Feldmitte der Stahlbetonbrücken (Flie遡grenze des Stahles²) 3480 kg/cm²

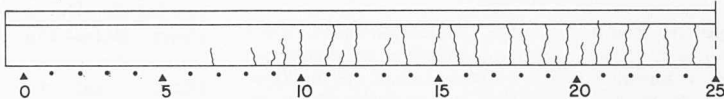
Brücke	Hauptträger	Spannungen in der unteren Lage der Armierung			Bemessung kg/cm ²
		infolge Eigengewichts kg/cm ²	infolge Nutzlast ¹⁾ kg/cm ²	Total kg/cm ²	
7 A	innen	1245	1650	2895	—
	Mitte	1285	1525	2810	2810
	aussern	1525	1595	3120	—
	<i>Mittelwert</i>			2940	
7 B	innen	1245	1575	2820	—
	Mitte	1280	1530	2810	2810
	aussern	1530	1590	3120	—
	<i>Mittelwert</i>			2915	
8 A	innen	1155	1090	2245	—
	Mitte	1195	1035	2230	2170
	aussern	1405	1035	2440	—
	<i>Mittelwert</i>			2305	
8 B	innen	1160	950	2110	—
	Mitte	1195	1050	2245	2170
	aussern	1405	1085	2490	—
	<i>Mittelwert</i>			2280	

- 1) Normales, mit einer Geschwindigkeit von 48 km/h fahrendes Versuchsfahrzeug.
- 2) Armierungsstähle ϕ 35,8 mm.

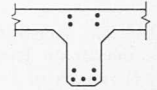
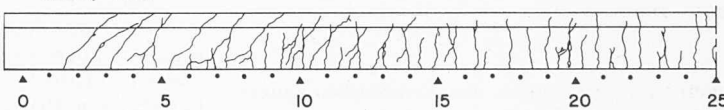
BRIDGE 7B

Interior Beam Below the Slab

September 1958



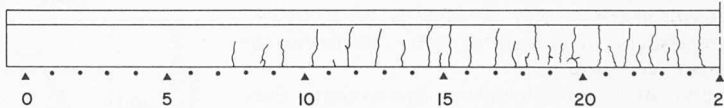
January 1961



BRIDGE 8B

Exterior Beam Below the Slab

September 1958



January 1961

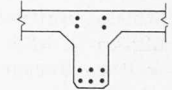
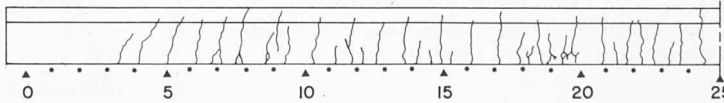


Bild 21. Rissbildung der Stahlbetonbalken, Interior beam below the slab = innerer Hauptträger unterhalb Fahrbahnplatte; Exterior beam = äusserer Hauptträger

Tabelle 10 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse für Stahlbetonbrücken

Brücke	Spannungen			Anzahl Lastwechsel		Bruchursache
	infolge Eigengewichts kg/cm ²	infolge Nutzlast kg/cm ²	Total kg/cm ²	Normaler Verkehrsverkehr	beschl. Ermüdungsversuche	
7 A	1350	1695	3045	556 100	172 200	Ermüdung
7 B	1350	1560	2910	556 100	174 100	Ermüdung
8 A	1250	1075	2325	558 400	941 600	kein Bruch
8 B	1250	1070	2320	558 400	—	kein Bruch

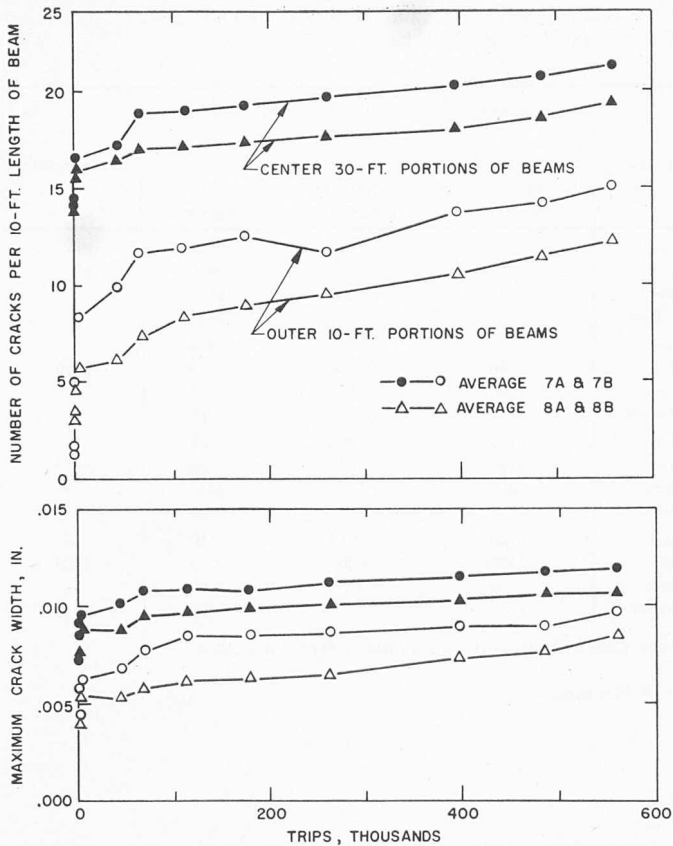


Bild 22. Rissbildung der Stahlbetonbalken. Maximum crack width = maximale Rissbreite (0,01 in = 0,25 mm); Number of cracks per 10 ft length of beam = Anzahl Risse pro 3,05 m Länge des Balkens; Center 30-ft portions of beams = mittlere, 9,15 m lange Teile der Balken; Outer 10-ft portions of beams = äussere, 3,05 m lange Teile der Balken; Average = Durchschnitt

dungsbrüche, gingen von den Ecken der kreuzenden Querrippen aus (Bild 24).

Eine der Brücken, beansprucht bis 30 000 psi (2110 kg/cm²), wurde ebenfalls einem beschleunigten Ermüdungsversuch unterworfen. Hier wurden total 1 500 000 Lastwechsel aufgebracht, ohne dass ein Zeichen einer Zerstörung auftrat. Somit standen nach Abschluss der beschleunigten Ermüdungsversuche noch zwei Stahlbetonbrücken für weitere Versuche zur Verfügung.

In allen vier Brücken war die untere Spannungsgrenze ungefähr 18 000 psi (1265 kg/cm²). Bei den Brücken mit Ermüdungsbrüchen in den Armierungsstäben betrug die Spannungsamplitude, ungefähr den Spannungen infolge Nutzlast entsprechend, rd. 26 000 psi (1830 kg/cm²).

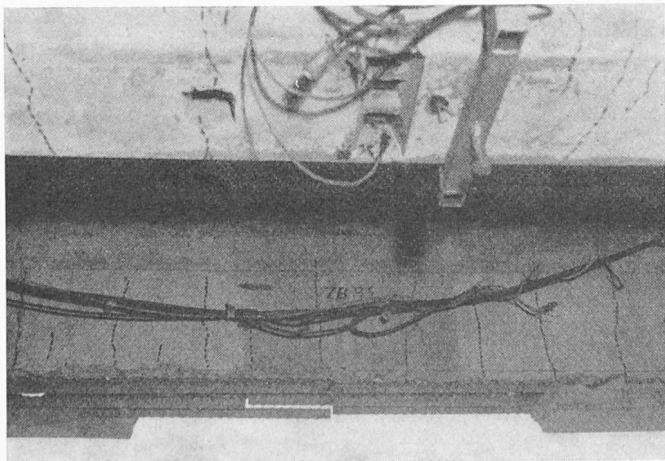


Bild 23. Ermüdungsbrüche der Armierungsstäbe bei Brücke 7 B

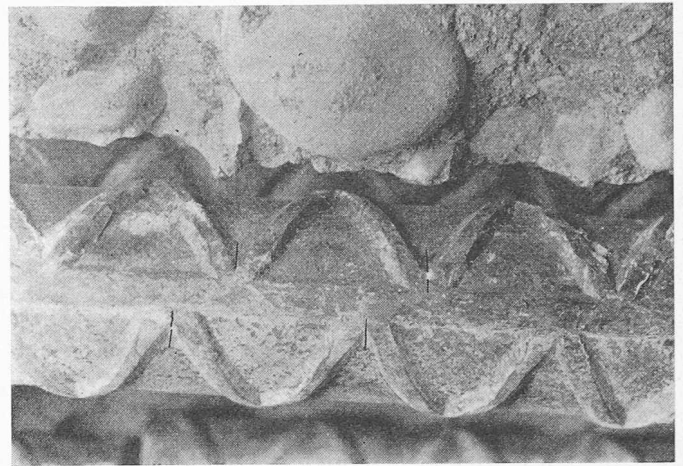


Bild 24. Beginnende Ermüdungsrisse in Armierungsstäben

Grössenordnungsmässig stimmten diese Resultate mit Ermüdungsversuchen im Laboratorium überein; die Brüche traten bei einer leicht niedrigeren Lastwechselzahl auf als die Laboratoriumsversuche anzeigten.

Die zwei Brücken, die die Versuche mit wiederholten Belastungen überstanden, wurden durch immer schwerere Fahrzeuglasten bis zum Bruch belastet. Während der ersten, zweiten und dritten Laststufe konnte praktisch keine bleibende Durchbiegung festgestellt werden; die Brücken verhielten sich im wesentlichen elastisch (Bild 25). Ein allgemeines Fließen der Armierungsstäbe begann während der vierten Laststufe. Bei der Brücke 8A verursachten 30 Fahrten mit dieser Belastung eine bleibende Durchbiegung in Feldmitte von mehr als 11" (27,9 cm). Beim dritten Durchgang in der fünften und letzten Laststufe wurde der Beton in der Fahrbahnplatte gestaucht und die Brücke sank auf die Sicherheitsböcke.

Das in diesen Versuchen bestimmte Bruchmoment stimmte ausserordentlich gut mit den berechneten Werten überein (Tabelle 4). Das Verhältnis des gemessenen zum berechneten Bruchmoment war für beide Brücken 1,04.

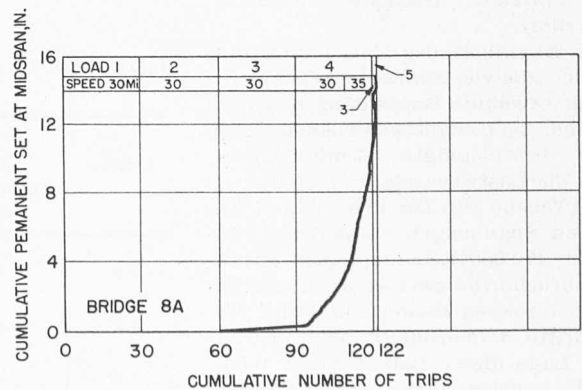
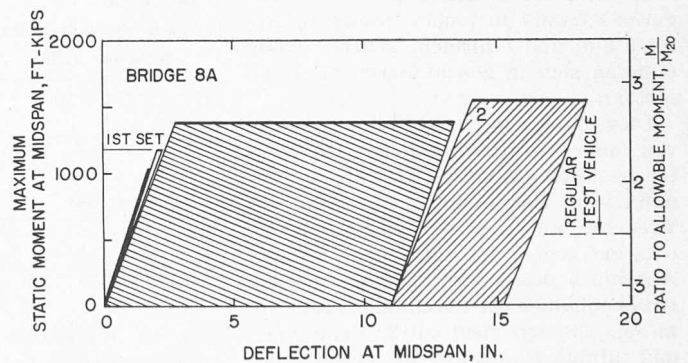


Bild 25. Bruchversuch mit Brücke 8 A. Legende siehe Bilder 18 und 14; 1st set = erste bleibende Durchbiegung

Dynamische Belastungsversuche

Zusätzlich zu den bereits besprochenen Versuchen mit oft wiederholten Ueberlastungen wurden das dynamische Verhalten und verschiedene damit zusammenhängende Probleme untersucht. So wurde u. a. die Lastverteilung in Quer- richtung bestimmt.

Das Hauptziel der dynamischen Versuche bestand im Studium des dynamischen Verhaltens unter fahrenden Lasten und im Vergleich der Messungen mit den theoretischen Voraussagen. Besondere Anstrengungen wurden unternommen, um zuverlässige, sorgfältig kontrollierte Messungen zu erhalten und wertvolle Informationen zu sammeln, die bei Planung und Interpretation von künftigen Feldversuchen an Strassenbrücken nützlich sein würden. Da vor allem die speziellen Versuchsbedingungen bei den vorhandenen Brücken eine Beschränkung auferlegten, wurde nicht versucht, eine Formel für den Stosszuschlag aufzustellen, weder für die Versuchsbrücken noch viel weniger für eine allgemeine Klasse von Strassenbrücken.

Das dynamische Verhalten wurde bei 15 Brücken untersucht. Dabei hat man 14 Versuchsfahrzeuge benützt. Es wurden über 1800 Fahrten ausgeführt mit verschiedenen Kombinationen von Brücken, Fahrzeugen und Geschwindigkeiten von 10 bis 50 Meilen pro Stunde (16 bis 80 km/h). Verschiedene weitere Parameter wurden eingeführt, wie z. B. Zeit, blockierte Federung und aufgebrauchte anfängliche Schwingungen des Fahrzeuges. Die Resultate der Versuche wurden analysiert und mittels der vorhandenen theoretischen Unterlagen interpretiert.

Die Bezeichnungen für die weitere Diskussion des dynamischen Verhaltens können am besten an Hand eines einfachen Balkens, der von einer einzelnen Last befahren wird, erläutert werden (Bild 26). Fährt diese Last sehr langsam, so erzeugt sie einen statischen Einfluss, welcher der bekannten statischen Einflusslinie entspricht. Fährt sie hingegen schnell, so erzeugt sie einen dynamischen Einfluss, charakterisiert durch Schwingungen. Das Verhältnis des maximalen dynamischen Einflusses zum maximalen statischen Einfluss

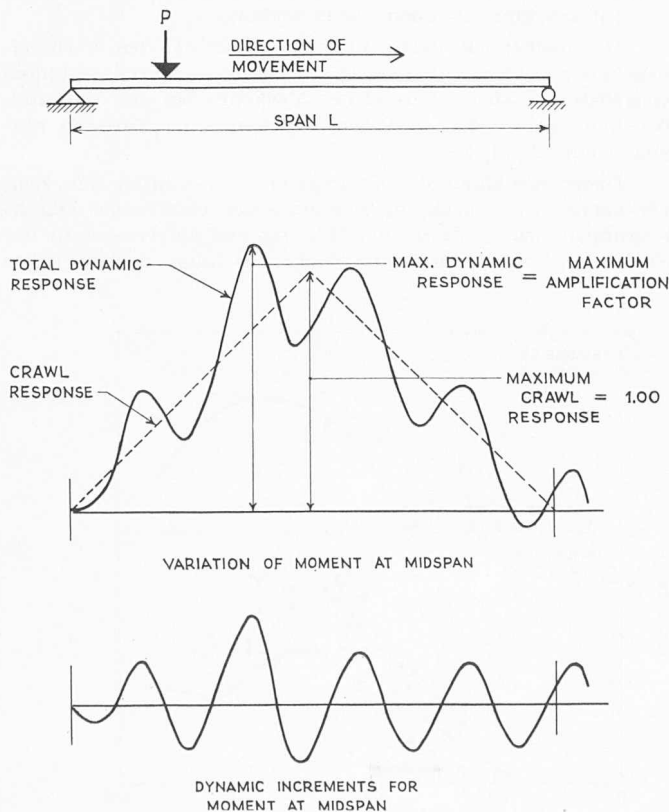


Bild 26. Einfacher Balken unter beweglicher Last. Span = Spannweite; Crawl Response = statischer Einfluss; Dynamic Response = dynamischer Einfluss; Maximum Amplification Factor = maximaler Vergrößerungsfaktor

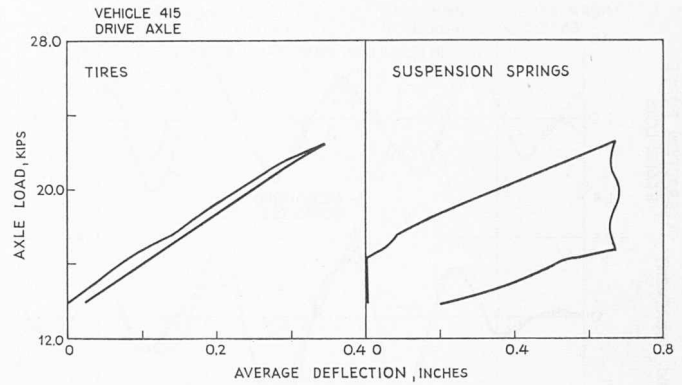


Bild 27. Typische Fahrzeuglast-Durchbiegungs-Kurven. Average deflection = mittlere Durchbiegung (1 in = 2,54 cm); Axle load = Achslast (1 kip = 0,454 t); Tires = Reifen; Suspension springs = Fahrzeugfederung

wird maximaler Vergrößerungsfaktor genannt. Der maximale Vergrößerungsfaktor weniger 1,0 ergibt den bekannten Stosszuschlag.

Ein weiterer, beim Studium des dynamischen Verhaltens nützlicher Ausdruck ist das dynamische Inkrement. Es wird als Differenz zwischen augenblicklichem Wert des dynamischen Einflusses an einer Stelle und zugehörigem Wert des statischen Einflusses an der selben Stelle definiert.

Die maximalen Vergrößerungsfaktoren und dynamischen Inkremente wurden auf Grund der gemessenen Dehnungen, Durchbiegungen und auf die Fahrbahn wirkenden Raddrücke untersucht.

Das dynamische Verhalten hängt bekanntlich von einer Reihe von Parametern ab. Die Versuche zeigten, dass drei davon besonders wichtig sind: der Geschwindigkeitsparameter, die Unebenheit von Zufahrten und Fahrbahnplatte und die Dämpfungseigenschaften der Fahrzeugfederung.

Der Geschwindigkeitsparameter α berücksichtigt die Geschwindigkeit des Fahrzeuges v , die Eigenfrequenz der Brücke f und die Spannweite L . $\alpha = vf/2L$. Die dynamische Wirkung vergrößert sich im allgemeinen mit zunehmendem Geschwindigkeitsparameter.

Die Unebenheit der Zufahrten und der Fahrbahnplatte hatte eine deutliche Wirkung auf die vertikalen Schwingungen des Fahrzeuges und somit auch auf den dynamischen Einfluss. Allgemein war dieser dynamische Einfluss um so kleiner, je ebener die Fahrbahn war.

Auch die Dämpfungseigenschaften der Fahrzeugfederung hatten einen deutlichen Einfluss auf die vertikalen Schwingungen des Fahrzeuges. Während sich die Reifen der Versuchsfahrzeuge im wesentlichen elastisch verhielten, zeigten die Blattfedern eine ziemlich starke Dämpfung (Bild 27). Bei den Versuchen mit blockierter Federung, bei denen keine Dämpfung auftreten konnte, vergrößerte sich der dynamische Einfluss erheblich.

Eines der Hauptziele der dynamischen Untersuchungen war, die beobachteten Werte in Beziehung zu den theoretischen Voraussagen zu bringen. Für diese Berechnungen wurde die Brücke durch einen gewichtslosen Balken mit in fünf Punkten konzentrierten Massen ersetzt (Bild 28). Das Fahrzeug wurde durch zwei miteinander verbundene Massen auf drei Achsen ersetzt. Jede Achse wurde durch zwei Federn in Serie und einen Reibungskolben dargestellt. Die Federn entsprachen dabei den Reifen und der Federung, der Rei-

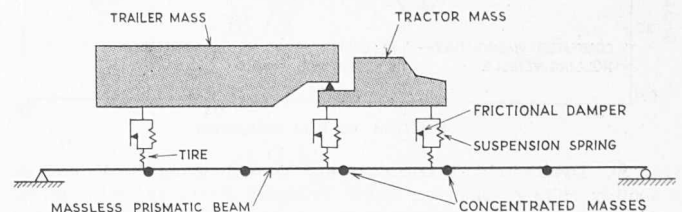


Bild 28. Analytisches Modell

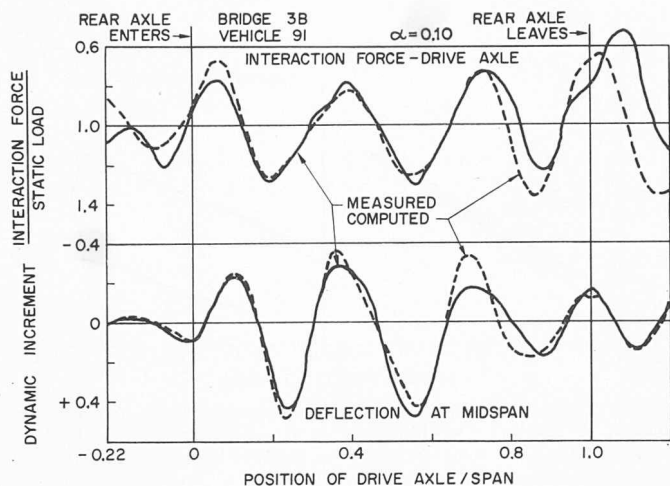


Bild 29. Versuche mit blockierter Fahrzeugfederung. Interaction Force — Drive Axle = Raddruck auf Fahrbahnplatte bei Antriebsachse; measured = gemessen; computed = berechnet

bungskolben der Dämpfung in der Federung. Die Bewegungsgleichungen für dieses idealisierte System Brücke-Fahrzeug wurde für Rechenautomaten programmiert und die Resultate mit den Versuchswerten verglichen.

Die Kurven in Bild 29 stellen z. B. die dynamischen Inkremente des Raddruckes auf die Brücke und der Durchbiegung dar. Diese Messungen beziehen sich auf ein zweiachsiges Fahrzeug mit blockierter Federung.

Das zweite Beispiel (Bild 30) zeigt die dynamischen Inkremente der Durchbiegung in Feldmitte einer Verbundbrücke, belastet durch ein dreiachsiges Fahrzeug mit normaler Federung. Es ist sowohl die gemessene als auch die berechnete Kurve eingetragen. Daraus geht hervor, dass die berechnete Kurve nur bis zum Augenblick, da die Hinterachse die Feldmitte durchfährt, mit der gemessenen gut übereinstimmt. Der Grund für den Unterschied von Feldmitte an, der bei den meisten Versuchen mit dreiachsigen Fahrzeugen festgestellt wurde, lag in der Unvollständigkeit des analytischen Modells. Dies hatte jedoch keinen Einfluss auf die Voraussage des maximalen dynamischen Inkrementes.

Für die Praxis sind die Vergrößerungsfaktoren von besonderem Interesse. Die berechneten und gemessenen Vergrößerungsfaktoren für die Durchbiegung in Feldmitte einer Verbundbrücke sind in Bild 31 dargestellt. Die Belastung erfolgte durch ein dreiachsiges Fahrzeug. Obwohl die Streuung in den Versuchen ziemlich gross ist, folgt die berechnete Kurve dem allgemeinen Verlauf der Versuchswerte. Die Ergebnisse zeigen ebenfalls die Zunahme des Stosszuschlages mit zunehmendem Geschwindigkeitsparameter.

Es gab oft grosse Unterschiede zwischen den analytischen Resultaten und den Ergebnissen der Feldversuche. Für

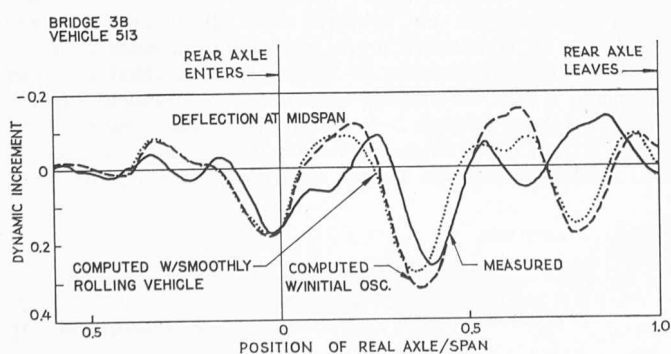


Bild 30. Dynamische Inkremente der Durchbiegung in Feldmitte. Smoothly rolling vehicle = ruhig rollendes Fahrzeug; with initial oscillations = mit anfänglichen Schwingungen; normal suspension = normale Federung

jene Fälle hingegen, bei denen die Eigenschaften der Brücke und des Fahrzeuges mit geringen Unsicherheiten behaftet waren, konnten auf Grund der verwendeten Theorie zuverlässig die wichtigen charakteristischen Merkmale des Verhaltens des Systems vorausgesagt werden. Dies umfasste die Verbundbrücken und im wesentlichen alle Versuchsfahrzeuge. In anderen Fällen schloss eine experimentelle Unsicherheit über das wirkliche Verhalten der Brücke und gewisse Beschränkungen im Programm des Rechenautomaten zufriedenstellende Vergleiche aus. Im allgemeinen jedoch wurde die Übereinstimmung als zufriedenstellend betrachtet. Dies berechtigt zu einem vollständigen Vertrauen in die Fähigkeit der Theorie, das beobachtete Verhalten vorauszusagen.

Zusammenfassung der Resultate

Die Hauptresultate können in drei Gruppen unterteilt werden:

1. Relatives gesamtes Verhalten der verschiedenen Brückentypen.
2. Hauptsächliche Auswirkungen der wiederholten hohen Ueberlastungen.
3. Analytische Beziehungen zwischen den quantitativen Versuchsergebnissen.

Für die drei Haupttypen der Versuchsbrücken wurden verschiedene Berechnungskriterien angewendet, so dass kein direkter Vergleich des relativen Verhaltens der Brücken mit Hauptträgern aus Stahl, Spannbeton oder Stahlbeton möglich war. Hingegen befanden sich in jeder Hauptgruppe mindestens vier Brücken, so dass das relative Verhalten der Brücken innerhalb der drei Hauptgruppen verglichen werden konnte.

1 A. Von den zehn Brücken mit Hauptträgern aus I-Walzprofilen wurden zwei als Verbundbrücken ausgeführt. Obwohl im Versuchsprogramm keine Serie mit der Verbundwirkung als einziger Variablen vorgesehen war, zeigte sich doch offensichtlich das Verhalten der Verbundbrücken besser als dasjenige der Brücken ohne Verbund.

Die Verbundbrücken waren steifer als die vergleichbaren Brücken ohne Verbund. Die Verbundwirkung erhöhte sowohl den Fließbeginn als auch die Bruchlast.

Die bleibenden Verformungen waren bei den Verbundbrücken bedeutend kleiner. Die elastischen Durchbiegungen vergrößerten sich während des Verkehrs bei den Verbundbrücken um rd. 5 %, bei den Brücken ohne Verbund hingegen um rd. 15 %.

Diese Abnahme der Steifigkeit in Funktion der Zeit, veranschaulicht durch die Zunahme der elastischen Durchbiegungen, wurde durch die Bildung von Querrissen in der Fahrbahnplatte verursacht. Nach Abschluss des Verkehrs

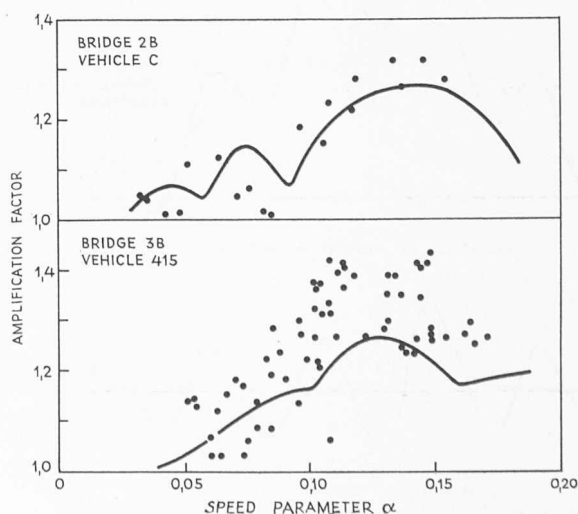


Bild 31. Durchbiegung in Feldmitte des mittleren Hauptträgers. Speed parameter = Geschwindigkeitsparameter; Amplification factor = Vergrößerungsfaktor

befanden sich die Fahrbahnplatten der Verbundbrücken noch in einem ausgezeichneten Zustand, während die Fahrbahnplatten der Brücken ohne Verbund ein ziemlich fortgeschrittenes Stadium der Rissbildung aufwiesen.

Bei den Brücken ohne Verbund wurde die natürliche Verbundwirkung zwischen Fahrbahnplatte und Stahlträger eingeschränkt, indem die Oberfläche des Stahlträgers vor dem Betonieren speziell behandelt wurde. Da solch künstliche Verhältnisse in Wirklichkeit nicht auftreten, dürften die Unterschiede im wirklichen Verhalten dieser zwei Brückentypen etwas kleiner ausfallen als die Versuchsergebnisse anzeigen. Die mögliche Ueberlegenheit der Verbundbrücken wurde jedoch klar erwiesen.

1 B. Zwei der vier Spannbetonbrücken wiesen zu Beginn des normalen Verkehrsversuchs Risse in der Zugzone auf. Es wurde ein deutlicher Unterschied in der Rissbildung zwischen den mit 7-drähtigen Litzen im Spannbett hergestellten und den durch Spannkabel mit nachträglichem Verbund vorgespannten Trägern festgestellt. Bei diesen Spannbetonträgern mit nachträglichem Verbund wurde das Verhalten beim Belasten durch eine starke Rissbildung in der Zugzone grundlegend geändert. Die Steifigkeit der Träger verminderte sich stark, eine fortschreitende Zerstörung des Verbundes zeigte sich an, und das Biegebuchmoment wurde wegen der Zerstörung des Verbundes verkleinert.

Andererseits verursachte die Rissbildung bei den im Spannbett hergestellten Spannbetonträgern praktisch keine Unterschiede im Verhalten beim Belasten. Die Durchbiegungen während des Verkehrs stimmten im wesentlichen mit demjenigen eines ungerissenen Trägers überein, und ein ausgezeichnete Verbund blieb in allen Stadien der Versuche bis zum Bruch erhalten.

Bei den zwei Spannbetonbrücken, die während der Ermüdungsversuche im wesentlichen ungerissen blieben, zeigten sich keine grundlegenden Unterschiede im Verhalten zwischen den im Spannbett hergestellten Trägern und den Trägern mit nachträglichem Verbund. Es muss jedoch daran erinnert werden, dass eine Rissbildung infolge Ueberlastungen möglich ist, so dass das Verhalten der gerissenen Träger nicht übersehen werden darf.

1 C. Die Stahlspannungen infolge Eigengewicht und Nutzlast betragen bei den Stahlbetonbrücken 7A und 7B rd. 42000 psi (2950 kg/cm²), bei den Stahlbetonbrücken 8A und 8B rd. 33000 psi (2320 kg/cm²).

Bei beiden Brückentypen überstieg die maximale Rissbreite im unbelasteten Zustand 0,01" (0,25 mm), und die Fahrzeuge verursachten eine Zunahme der maximalen Rissbreiten um ungefähr 0,002" (0,05 mm). Bei den höher beanspruchten Trägern traten die grössten Risse häufiger auf. Die Rissbreiten und die Anzahl der Risse nahmen mit der Anzahl der Lastwechsel zu.

2 A. Die Versuche mit den Brücken aus I-Walzprofilen mit aufgeschweissten Gurtplatten zeigten, dass die Querschnitte bei den Enden der Gurtplatten bezüglich Ermüdungsrisse kritisch werden können. Nach Abschluss des normalen Verkehrsversuchs wurden bei allen Stahlträgern mit aufgeschweissten Gurtplatten ein oder mehrere Ermüdungsrisse festgestellt.

Diese Ermüdungsrisse wurden zuerst nach 480000 bis 540000 Lastwechseln entdeckt. Die Grösse der Spannungswechsel durch die darüberfahrenden Fahrzeuge ist in erster Linie verantwortlich für die Rissbildung. In den Versuchen variierte die mittlere Spannungsamplitude (Differenz zwischen maximaler und minimaler Spannung) zwischen 12800 psi (900 kg/cm²) und 17800 psi (1250 kg/cm²).

2 B. In den beiden Stahlbetonbrücken, beansprucht mit 42000 psi (2950 kg/cm²) brachen 2 Armierungsstähe im mittleren Hauptträger nach total ungefähr 730000 Lastwechseln. Diese Zahl umfasst rd. 560000 Belastungen durch die Fahrzeuge und 170000 Lastwechsel, aufgebracht durch eine Schwingmaschine (Exzenter).

Bei beiden Brücken betrug die mittlere Spannungsamplitude, die zu Ermüdungsbrüchen in den Armierungsstähen führte, 26000 psi (1830 kg/cm²).

2 C. Bei den Spannbetonbrücken, bei denen die maximalen Zugspannungen im Beton kleiner waren als die Biegezugfestigkeit des Betons, traten während des Verkehrs Ermüdungsrisse im Beton auf. Diese Rissbildung konnte jedoch nur mit speziellen Hilfsmitteln festgestellt werden und hatte keinen unmittelbar beobachteten Einfluss auf das Verhalten der Brücken.

Bei beiden Brücken wurden total 1 500 000 Lastwechsel aufgebracht, nämlich 560000 Belastungen durch die Fahrzeuge und 940000 Lastwechsel durch eine Schwingmaschine.

3 A. Die Frage der dynamischen Vergrösserung der Beanspruchung der Brückenträger, d. h. des Stosszuschlages, wurde für die Versuchsbrücken sowohl analytisch wie experimentell untersucht. Diese Studien zeigten, dass das dynamische Verhalten einer Brücke sehr empfindlich von einer Reihe von Parametern abhängt, die teilweise weder kontrollierbar sind, noch genau gemessen werden können. Es ist deshalb aussichtslos, zu versuchen, die dynamischen Versuche ohne die Hilfe einer vernünftigen Theorie zu interpretieren.

Die Resultate der dynamischen Brückenversuche stimmten zufriedenstellend mit der Theorie überein. Diese Uebereinstimmung konnte nur erreicht werden, indem alle massgebenden charakteristischen Eigenschaften sowohl der Brücke als auch des Fahrzeuges in der Berechnung eingeführt wurden.

Wegen der speziellen Versuchsbedingungen darf die relative Grösse des dynamischen Einflusses bei den verschiedenen Brückentypen nicht als zutreffend für Brücken unter den wirklichen Bedingungen angesehen werden. Hingegen kann die Theorie, die durch die Versuchsergebnisse bestätigt wurde, benützt werden, um das relative dynamische Verhalten von verschiedenen Brückentypen und Fahrzeugen des Strassennetzes zu studieren.

3 B. Die Anzahl Lastwechsel, die zu Ermüdungsrisen bei den Walzträgern mit aufgeschweissten Gurtplatten und die Anzahl Lastwechsel, die zu Ermüdungsbrüchen der Armierungsstähe in den Stahlbetonträgern führten, wurden mit Ermüdungsversuchen im Laboratorium an analogen Parallelproben verglichen.

In diesem Vergleich fielen die Versuchsergebnisse der Brücken mit Walzträgern innerhalb der Streuung der Laboratoriumsversuche.

Aus dem Vergleich bei den Stahlbetonbrücken musste angenommen werden, dass die Armierungsstähe in den Stahlbetonträgern nur wenig schwächer bezüglich Ermüdung waren als die niedrigsten Werte der Laboratoriumsversuche anzeigten.

Wo die Grösse und die Anzahl der Spannungswechsel vernünftig geschätzt werden kann, ist es somit möglich, auf Grund der im Laboratorium durchgeführten Ermüdungsversuche die Ermüdungsdauer einer Brücke innerhalb vernünftiger Grenzen vorauszusagen.

3 C. Zehn der achtzehn ursprünglichen Versuchsbrücken konnten nach Abschluss des normalen Verkehrsversuchs und beschleunigter Ermüdungsversuche mit einer Schwingmaschine noch für weitere Versuche verwendet werden, nämlich vier Stahlbrücken, vier Spannbetonbrücken und zwei Stahlbetonbrücken. Diese zehn Brücken wurden durch sukzessiv schwerere Fahrzeuge bis zum Bruch belastet.

Die Uebereinstimmung zwischen gemessenen und gerechneten Bruchmomenten war zufriedenstellend. Sowohl für die Stahl- und Stahlbetonbrücken, als für die Spannbetonbrücken mit intakt gebliebenem Verbund lagen die im Versuch bestimmten Bruchmomente über den rechnerischen Werten. Nur bei der Spannbetonbrücke mit zerstörtem Verbund war das im Versuch festgestellte Bruchmoment etwas kleiner als der berechnete Wert.