Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 84 (1966)

Heft: 45

Artikel: Untersuchung über die statische Mitwirkung des Betondeckbelages an der rechten Zwillingsbrücke der N 13 bei St. Margrethen (SG)

Autor: Bänziger, D.J.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-69018

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 13.12.2025

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

HERAUSGEGEBEN VON DER VERLAGS-AKTIENGESELLSCHAFT DER AKADEMISCHEN TECHNISCHEN VEREINE, ZÜRICH

Untersuchung über die statische Mitwirkung des Betondeckbelages an der rechten Zwillingsbrücke der N 13 bei St. Margrethen (SG)

DK 624.21.001.4:625.8

Von **D. J. Bänziger**, dipl. Ing. ETH/S.I.A., Zürich und Buchs (SG), und **H. Pfammatter**, dipl. Ing. ETH, EMPA, Dübendorf

1. Aufgabenstellung

Die Frage, ob ein Betondeckbelag statisch teilweise oder sogar voll mitwirke, konnte bis anhin nicht beantwortet werden. Daher wurde in der Projektierung der Deckbelag analog wie die anderen Beläge als totes Gewicht behandelt, obschon infolge der guten Verzahnung mit dem Konstruktionsbeton und durch die Anordnung von Winkelschraubenankern, die ein Abheben der Belagsplatte von der Brückenplatte verhindern, zu vermuten war, dass ein beträchtlicher Teil des Schubes in der Fuge übertragen werde.

In den letzten Jahren wurden im Zuge von Haupt- und Nationalstrassen auch grössere Brückenbauten mit Betondeckbelägen ausgeführt, vor allem um die den schnellen Verkehr störenden Belagswechsel zu verhindern. Die Abklärung der Wirkung des Betondeckbelages auf das Verhalten eines Tragwerkes ist daher von grossem Interesse und hat bedeutende wirtschaftliche Auswirkungen. Würde der Deckbelag statisch voll mitwirken, könnten bei der Brückenkonstruktion sowohl in Längs- wie in Querrichtung erhebliche Einsparungen erzielt werden.

Dank dem Entgegenkommen des Bauherrn (Kantonsingenieur *W. Pfiffner* und Adjunkt *A. Erne* der Tiefbau- und Strassenverwaltung des Kantons St. Gallen) war es bei der Zwillingsbrücke rechts der Nationalstrasse N 13 zwischen St. Margrethen und Au möglich, den gleichen Belastungsversuch zweimal durchzuführen, am 16./17. Juli 1964 *ohne* Belag und am 20. Okt. 1964 *mit* dem Deckbelag. Dieses von den Verfassern angeregte Vorhaben wurde von der Stiftung für wissenschaftliche systematische Forschung auf dem Gebiete des Betons- und Eisenbetonbaues in verdankenswerter Weise finanziell unterstützt.

Das Ziel dieser Versuche war, aus dem Vergleich der gemessenen Daten mit und ohne Belag einerseits und den gerechneten Werten mit und ohne Belag andererseits einen möglichst guten Aufschluss über die statische Mitwirkung des Deckbelages zu erhalten. Man war sich dabei zum vornherein bewusst, dass dieses Vorhaben nur bis zu einem gewissen Grad gelingen würde, vor allem deshalb, weil die Abmessungen des ausgeführten Bauwerkes mit den Planabmessungen nicht exakt übereinstimmen, sondern unvermeidliche Abweichungen, insbesondere in der Stärke der oberen und unteren Platte, aufweisen, die nicht bekannt sind. Im weiteren war es nicht möglich, an der Oberfläche des Konstruktionsbetons auch nach dem Belagseinbau zu messen. Trotz diesen Einschränkungen können aus den gewonnenen Resultaten brauchbare Schlüsse gezogen werden. Das Versuchsprogramm und die Auswertung der Ergebnisse wurden durch die EMPA und das Ingenieurbüro D. J. Bänziger durchgeführt.

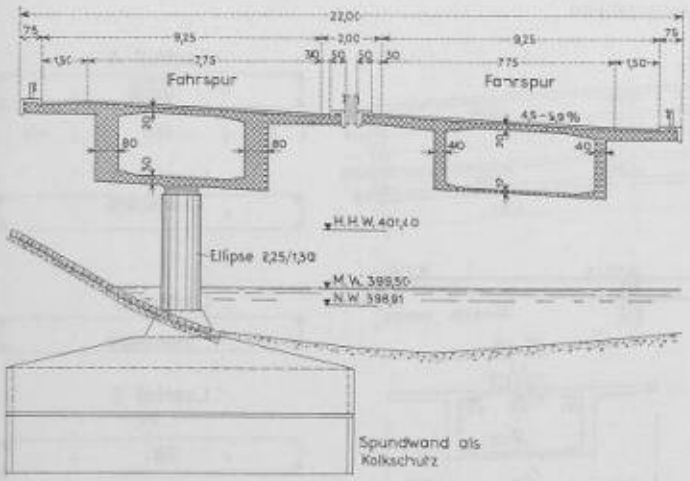


Bild 3. Querschnitt der Zwillingsbrücke 1:250, links Stützenbereich, rechts Feldbereich

2. Bauwerk

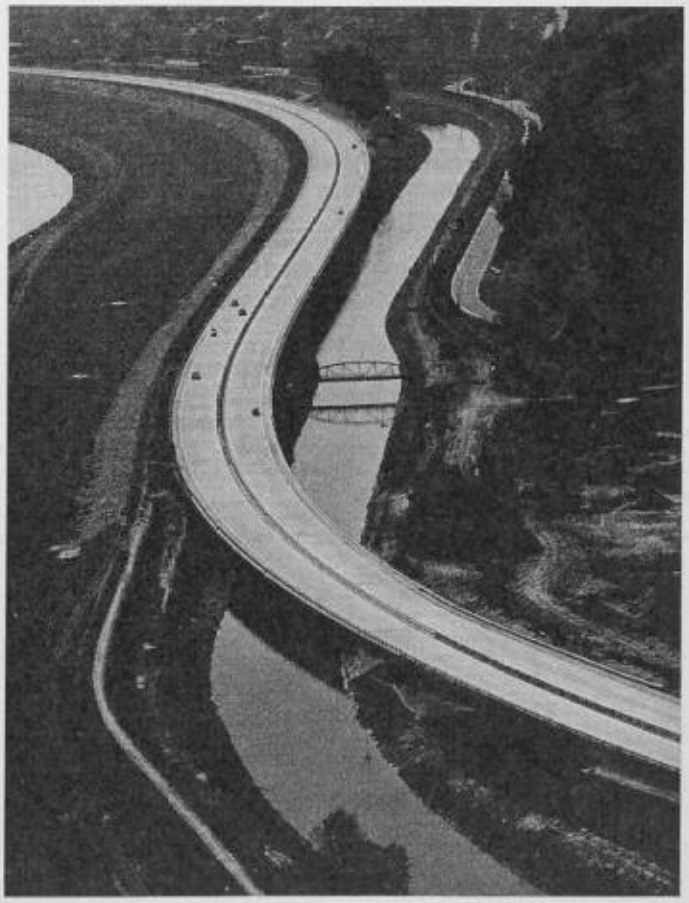
Die Nationalstrasse N 13 überquert den rheintalischen Binnenkanal mit dem sehr spitzen Kreuzungswinkel von rund 15° (Bild 1). Um den auf Mittelwasserlinie 23 m breiten Binnenkanal zu überbrücken, wird eine Brückenlänge von 125 m benötigt (Bild 2a). Zwei elliptische Einzelpfeiler, die um 2 bis 3 m von der Uferlinie (MW) im Kanal stehen, unterteilen die Brücke in ein 62 m weit gespanntes Mittelfeld und zwei Endfelder von 31,5 m (Bild 2b). Die Pfeiler tragen je ein Teflon-Neotopf-Gleitlager von 19 cm Bauhöhe, welche den konzentrierten Auflagerdruck von 1350 t aufnehmen. Die Torsionsmomente aus Brückenkrümmung (R min. = 650 m) und einseitiger Laststellung können deshalb erst bei den Brückenenden abgetragen werden. Weil die Druckreserve aus Eigengewicht wegen des Feldverhältnisses von 2:1 nicht ausreicht, treten unter einseitigen Laststellungen an den Endlagern Zugkräfte auf, die eine entsprechende Konstruktion verlangen.

Der in Längsrichtung voll vorgespannte einzellige Hohlkastenträger (Bild 3) weist eine variable Trägerhöhe auf. Sie beträgt 2,59 m bei den Stützen, 2,29 m in der Brückenmitte und 1,0 m an den Brückenenden. Das Trägheitsmoment des Kastenträgers beträgt:

über dem Pfeiler	7,110 m⁴ ohne Belag
	8,560 m⁴ mit Belag bei voller Mitwirkung
in Brückenmitte	3,505 m⁴ ohne Belag
	3,941 m⁴ mit Belag bei voller Mitwirkung

Die Gesamtbreite des Überbaues für eine Fahrrichtung beträgt 10,80 m. Der Querschnitt (Bild 3) wird durch zwei vertikale Stege im

Bild 1. Zwillingsbrücke und Lehnenviadukt St. Margrethen, Nationalstrasse N 13 (Photo Comet)



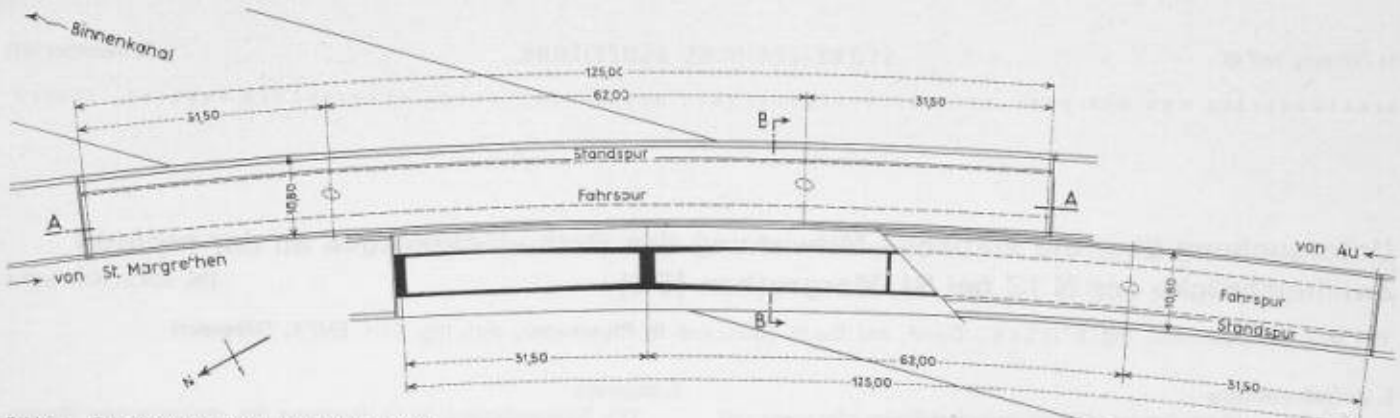


Bild 2a. Grundriss der Zwillingsbrücke 1:1000

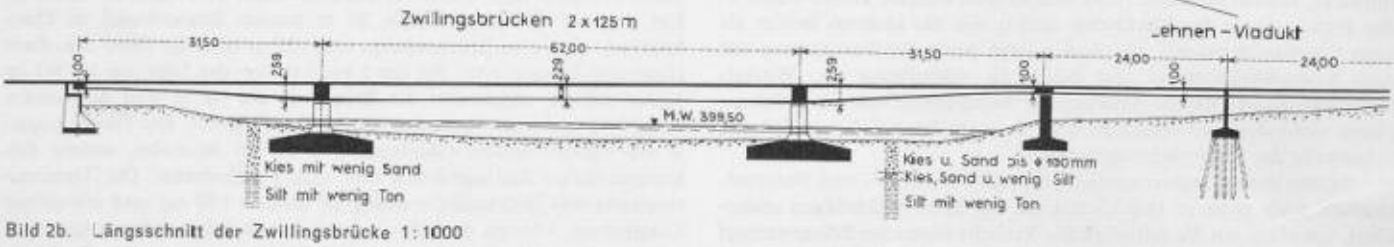


Bild 2b. Längsschnitt der Zwillingsbrücke 1:1000

Abstand von 5,35 m unterteilt, so dass für die Ausladung der Konsolen noch 2,50 m übrigbleiben. Alle Tragelemente in Querrichtung sind schlaff armiert. Die Stege sind 40 cm stark und verbreitern sich bei den Stützen bis auf 80 cm. Die Fahrbahnplatte misst 20 cm und trägt den später aufgebrachten Betondeckbelag von i. M. 12,0 cm Stärke. Die Druckplatte misst 12 cm und ist im Stützenbereich auf 30 cm verstärkt. Die Konsolkappen wurden zur Gewährleistung einer sauberen Linienführung erst am Schluss betoniert bzw. mit Fertigelementen montiert.

Der Betondeckbelag mit einer Zementdosierung von 350 kg/m³ wurde rund 8 Monate nach Erstellung des Brückenrohbaues aufgebracht, und zwar gleichzeitig mit dem anschliessenden Strassenzug. Die 7,75 m breite Fahrspur wurde in einem Zug maschinell mit dem Fahrbahnfertiger und dem nachfolgenden Längsfertiger hergestellt. Kurz nach dem Abbinden wurden 1,5 cm tiefe Scheinfugen herausgefräst, die den Belag in Felder von 4,50 × 3,87 m unterteilen. Der Belagsbeton für die Standspur wurde von Hand eingebracht.

3. Belastungsversuche

3.1. Messprogramm, Messpunkte (Bild 4)

Aus kredit- und bauprogrammlichen Gründen konnte nur ein minimales Messprogramm durchgeführt werden. In erster Linie sollte das allgemeine Tragverhalten der Brücke im Vergleich mit der statischen Berechnung abgeklärt, in zweiter Linie die statische Mitwirkung des Betondeckbelages untersucht werden.

Das Messprogramm umfasste:

— Nachprüfung der berechneten Biegelinien der Hauptträger sowie der Dehnungen resp. Stauchungen in den Hauptschnitten;

— Nachprüfung der berechneten Dehnungen resp. Stauchungen in der Fahrbahnplatte;

— Registrierung der dynamischen Wirkung eines Lastwagens von 16 t bei normalen Fahrten und bei Fahrten über ein Brett zur Bestimmung der Eigenfrequenz, der Dämpfung und der Stosszuschläge. Bei den statischen Versuchen wurden vorwiegend mechanische Messinstrumente verwendet. Bei beiden Versuchen, d. h. ohne und mit dem Betondeckbelag, wurden die gleichen Instrumente an denselben Messpunkten eingesetzt.

Am fertigen Bauwerk musste auf die dynamischen Durchbiegungsmessungen infolge Hochwassers im Binnenkanal verzichtet werden.

3.2. Lasten und Lastfälle

Die verwendeten 8 Lastwagen mit je 4 t Vorderachs- und 12 t Hinterachslast (8 × 16 t = 128 t Gesamtgewicht) wurden in folgenden Lastpositionen aufgestellt (Bild 5):

Lastfall A:	Symmetrische Aufstellung in der Mitte des Hauptfeldes zur Erzeugung des grössten Feldmomentes
Lastfall B und C:	Einseitige Aufstellung im Hauptfeld (Zweierkolonne in O.W.-, resp. U.W.-Fahrspur)
Lastfall E:	Zwei Lastwagen zur Untersuchung der Fahrbahnplatte im Schnitt 10 m ausermittig des Hauptfeldes Seite St. Margrethen

4. Messergebnisse

4.1. Statische Versuche

Um den Einfluss von Temperaturschwankungen weitgehend zu eliminieren, wurde bei der Auswertung der Messergebnisse jeweils zwischen zwei Nullablesungen linear interpoliert und die Differenz zur Lastablesung gebildet. Die Übereinstimmung der Messwerte für die Wiederholung der Lastfälle kann allgemein als gut bezeichnet werden; die Brücke verhielt sich also unter den aufgebrachten Belastungen elastisch. Für die Belastungsversuche wurde eine statische Berechnung mit folgenden Annahmen aufgestellt:

— Die *Betonabmessungen* der Konstruktion entsprechen den Ausführungsplänen.

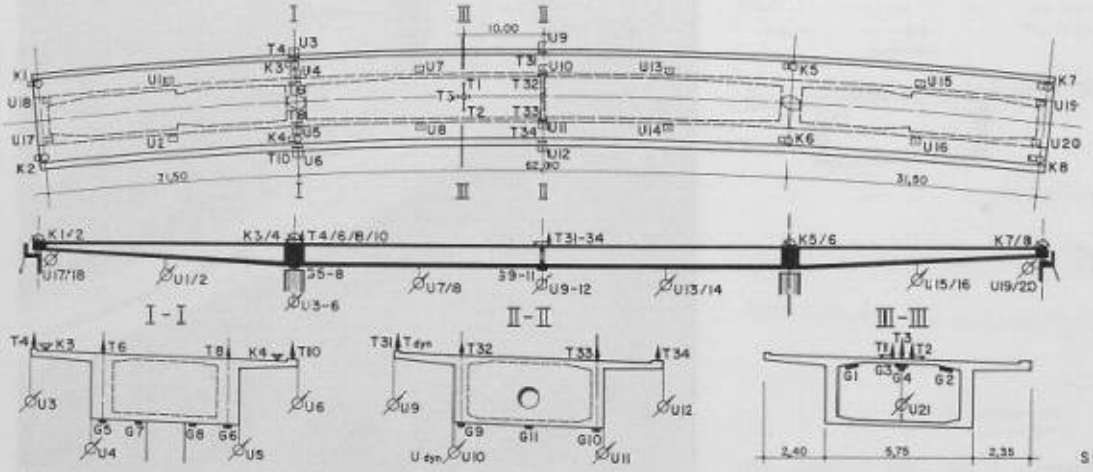


Bild 4. Messschnitte mit Anordnung der Messinstrumente. Grundriss, Längsschnitt und Querschnitte

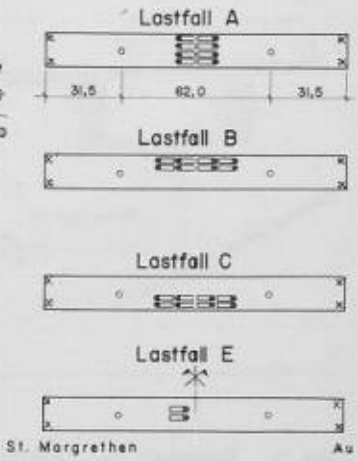


Bild 5. Lastfälle

— Die ausgeführte *Stärke* des *Betondeckbelages* wurde durch ein dichtes Netz von Nivellementen bestimmt. Sie beträgt im Gesamtmittel 12,0 cm, im Stützenschnitt 12,2 cm, im Schnitt Feldmitte des Mittelfeldes 8,0 cm im Mittel. Diese Werte geben einen Anhaltspunkt über die Ausführungsgenauigkeit der oberen Platte des Konstruktionsbetons, wobei lokale Abweichungen noch bedeutend grösser sind. In der statischen Berechnung wurde pro Schnitt (Endfeld 5 Schnitte, Mittelfeld 10 Schnitte) die dort vorhandene mittlere Belagsstärke eingesetzt und angenommen, dass der Belag statisch voll mitwirke.
— Da die Brücke eine *variable Querneigung* aufweist, wurden die Trägheitsmomente am horizontalen Querschnitt ermittelt, weil es sich zeigte, dass bei den vorhandenen geringen Querneigungen (4,54 ÷ 5,65 %) die Hauptaxe 1 nahezu parallel zur Fahrbahnplatte liegt. Für die Ermittlung der Spannungen resp. Dehnungen wurde allerdings die im Messschnitt tatsächlich vorhandene Querneigung berücksichtigt, indem der aus vertikalen Lasten horizontale Biegemomentenvektor in eine Komponente parallel zur Fahrbahnplatte und eine Komponente senkrecht dazu aufgespalten wurde. Diese Näherung ist erlaubt, weil der Einfluss auf die Eckspannungen gering ist (max. 0,35 kg/cm²).

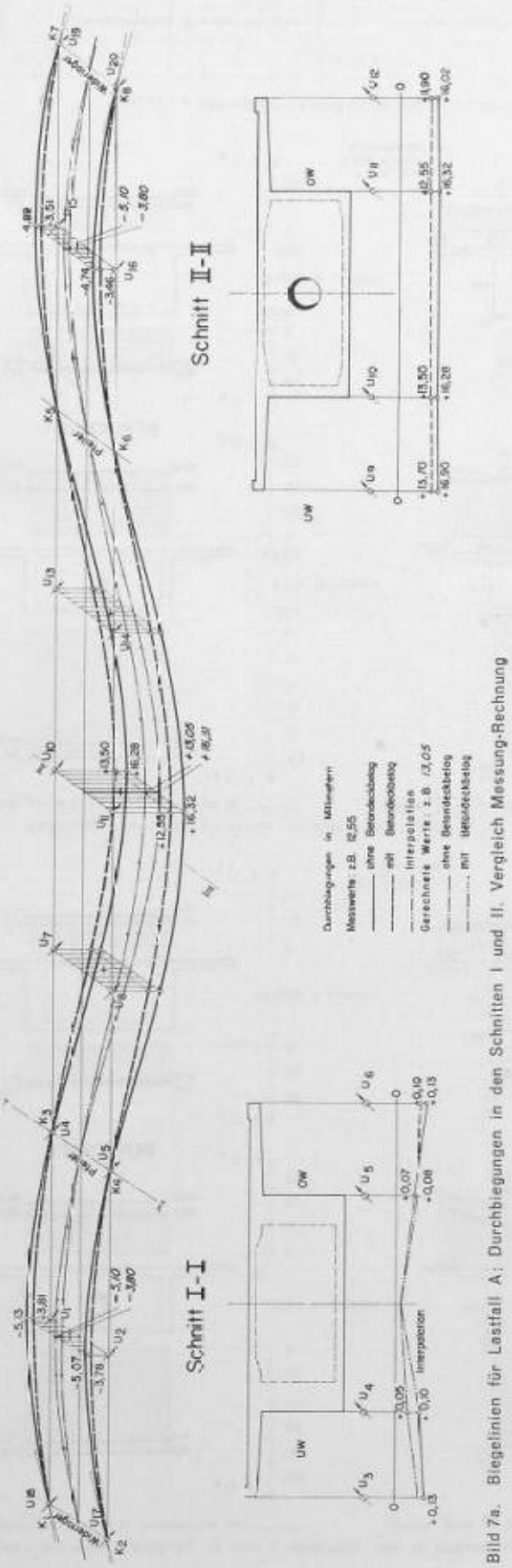


Bild 7a. Biegelinien für Lastfall A: Durchbiegungen in den Schnitten I und II. Vergleich Messung-Rechnung

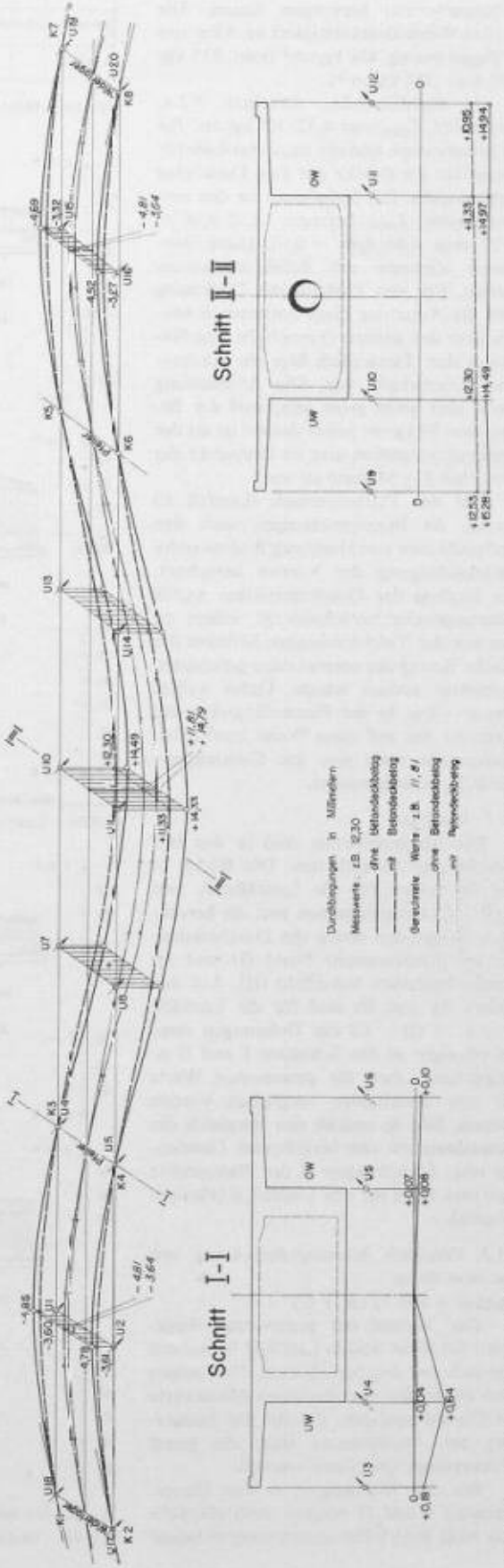


Bild 7b. Biegelinien für Lastfall ½ (B+C): Durchbiegungen in den Schnitten I und II. Vergleich Messung-Rechnung

Der *E-Modul* wurde aus der Durchbiegung in Mitte Mittelfeld bei den zwei Hauptlastfällen *A* und ½ (*B* + *C*) gewonnen.
E ohne Belag = $4{,}66 \cdot 10^5$ kg/cm² (Alter Konstruktionsbeton 7½ Monate)
E mit Belag = $4{,}90 \cdot 10^5$ kg/cm² (Alter Konstruktionsbeton 10½ Monate)

Diese Werte stimmen unter Berücksichtigung des Alters mit jenen überein, die sich nach verschiedenen Autoren aus Erfahrungsformeln berechnen lassen. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen betrug 428 kg/cm² (min. 335 kg/cm², max. 555 kg/cm²).

Im nachfolgenden Abschnitt 5.2.4. werden ein E_{dyn} von $4{,}32 \cdot 10^5$ kg/cm² für die Brücke ohne und ein E_{dyn} von $4{,}46 \cdot 10^5$ kg/cm² für die Brücke mit dem Deckbelag nachgewiesen. Die Relationen zu den entsprechenden E_{stat} betragen 4,32:4,66 = 0,927, resp. 4,46:4,90 = 0,91. Diese Quotienten stimmen mit Erfahrungswerten überein. Für den Zustand mit Deckbelag stellt die Annahme eines mittleren *E*-Moduls über den ganzen Querschnitt eine Näherung dar. Tatsächlich liegt ein inhomogener Querschnitt vor. Die Abweichung dürfte aber nicht gross sein, weil der Belagsbeton 50 kg/m³ höher dosiert ist als der Konstruktionsbeton und im Zeitpunkt des Versuches 2½ Monate alt war.

Für den Plattenversuch (Lastfall *E*) wurden die Beanspruchungen nach den Einflussflächen von Homberg/Ropers unter Berücksichtigung der Vouten berechnet. Der Einfluss der Querkontraktion wurde näherungsweise berücksichtigt, indem zu dem aus der Tafel ermittelten Moment der μ-fache Betrag des normal dazu gerichteten Momentes addiert wurde. Dabei wählte man $\mu = 1/6$. In der Plattenlängsrichtung waren zu den auf diese Weise ermittelten Spannungen noch jene am Gesamtquerschnitt zu superponieren.

4.1.1. Resultate

Die Messergebnisse sind in den Bildern 6a und 6b enthalten. Die Bilder 7a und 7b zeigen für die Lastfälle A und ½ (B + C) die gemessenen und die berechneten Biegelinien sowie die Durchbiegungen im Stützenschnitt Nord (I) und im Schnitt Feldmitte Mittelfeld (II). Auf den Bildern 8a und 8b sind für die Lastfälle A und ½ (B + C) die Dehnungen resp. Stauchungen in den Schnitten I und II so aufgetragen, dass die gemessenen Werte mit den berechneten verglichen werden können. Bild 8c enthält den Vergleich der gemessenen mit den berechneten Dehnungen resp. Stauchungen in der Plattenmitte quer und längs für den Lastfall *E* (Plattenversuch).

4.1.2. Vergleich Messung-Berechnung mit und ohne Belag

Lastfall A und ½ (B + C)

Der Verlauf der gemessenen Biegelinien für diese beiden Lastfälle ist nahezu identisch mit den berechneten. Dies zeigen auch die in Bild 9 enthaltenen Mittelwerte der Durchbiegungen, die aus der Integration der Absolutwerte über die ganze Brückenlänge gewonnen wurden.

Bei den Dehnungen in den Hauptschnitten I und II erkennt man ebenfalls eine recht gute Übereinstimmung zwischen

TENSOMETER — BRÜCKE OHNE BETONDECKBELAG

Lastfall	T4	T6	T8	T10	T31	T32	T33	T34	T1	T2	T3
A MITTEL	+16,5	+19	+19	+19	-38	-50	-46	-56			
½(B+C)MITTEL	+17	+17,5	+18	+17	-33,5	-38	-37,5	-47,5			
E MITTEL									-19	-16	-37
	BRÜCKE MIT BETONDECKBELAG										
A MITTEL	+14	+16	+16	+14	-34	-38	-42	-42			
½(B+C)MITTEL	+13,5	+19,5	+15,5	+13	-26,5	-22,5	-21,5	-34,5			
E MITTEL									—	-5,5	-25

STRAIN - GAGES — BRÜCKE OHNE BETONDECKBELAG

Lastfall	G5	G6	G7	G8	G9	G10	G11	G1	G2	G3	G4
A MITTEL	-27	-29	-14	-12,5	+89	+97,5	+86				
½(B+C)MITTEL	-29	-28	-16	-14	+76	+76	+72,5				
E MITTEL								-27,5	-23	+21,5	+20
	BRÜCKE MIT BETONDECKBELAG										
A MITTEL	-23	-25	-14	-15	+90	+82,5	+75				
½(B+C)MITTEL	-27,5	-23	-14,5	-12	+72,5	+66,5	+61				
E MITTEL								-9,5	-9	+14	+10

Bild 6a. Messergebnisse der Tensometer der Strain gages: Dehnungen ε 10^6-fach

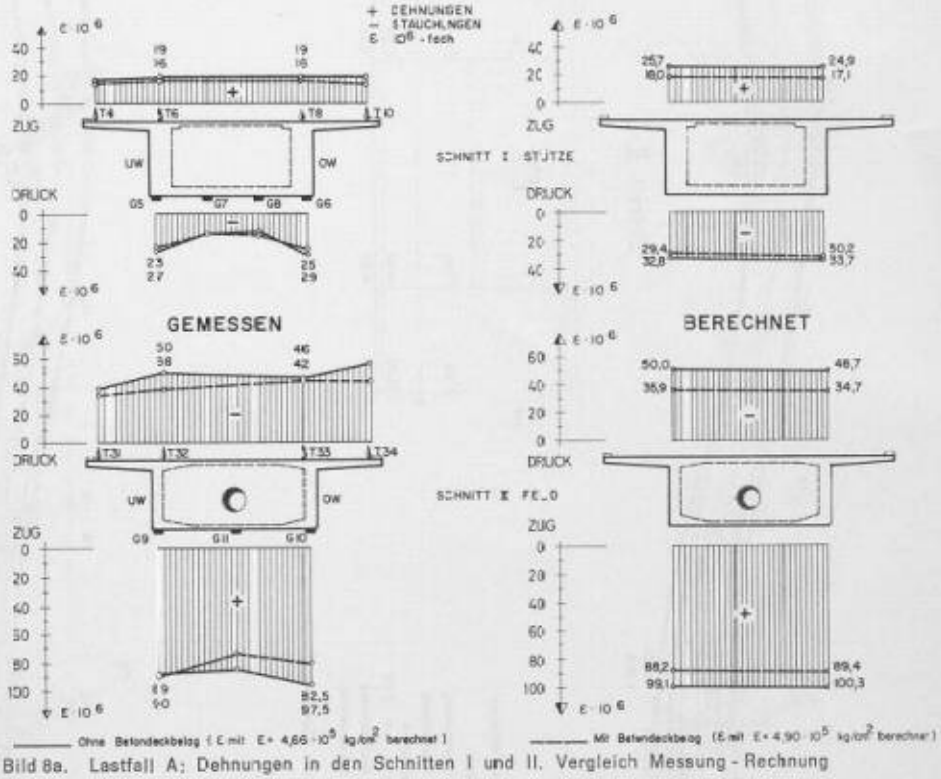


Bild 8a. Lastfall A: Dehnungen in den Schnitten I und II. Vergleich Messung - Rechnung

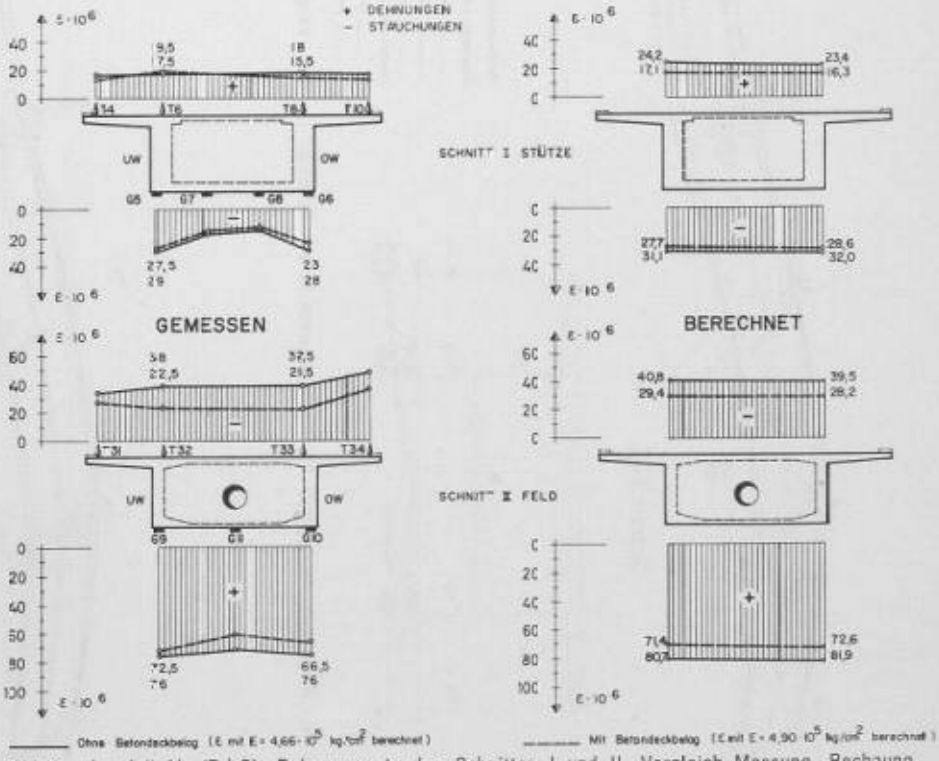


Bild 8b. Lastfall ½ (B+C): Dehnungen in den Schnitten I und II. Vergleich Messung - Rechnung

UHREN																					
BRÜCKE OHNE BETONDECKBELAG																					
Lastfall	U_1	U_2	U_3	U_4	U_5	U_6	U_7	U_8	U_9	U_{10}	U_{11}	U_{12}	U_{13}	U_{14}	U_{15}	U_{16}	U_{17}	U_{18}	U_{19}	U_{20}	U_{21}
A MITTEL	-5,13	-5,07	+0,13	+0,10	+0,07	+0,13	+10,25	+10,18	+16,90	+6,28	+16,32	+16,02	+9,72	+10,30	-4,89	-4,74	-0,28	-0,33	-0,22	-0,21	
½(B+C) MITTEL	-4,85	-4,78	+0,18	+0,64	+0,07	+0,10	+9,59	+9,64	+15,28	+14,49	+14,97	+14,94	+9,09	+9,55	-4,69	-4,52	-0,34	-0,31	-0,21	-0,21	
E MITTEL																					+0,48
BRÜCKE MIT BETONDECKBELAG																					
A MITTEL	-3,81	-3,78	—	+0,05	+0,08	+0,10	—	+7,99	+13,7	+13,50	+12,55	+8,90	+8,00	+8,10	-3,51	-3,46	-0,23	-0,22	-0,11	-0,17	
½(B+C) MITTEL	-3,60	-3,61	—	+0,04	+0,08	+0,10	—	+7,58	+12,53	+2,30	+11,33	+10,95	+7,57	+6,70	-3,32	-3,27	-0,24	-0,23	-0,04	-0,17	
E MITTEL																					+0,24

Bild 6b. Messergebnisse der Uhren: Durchbiegungen in mm

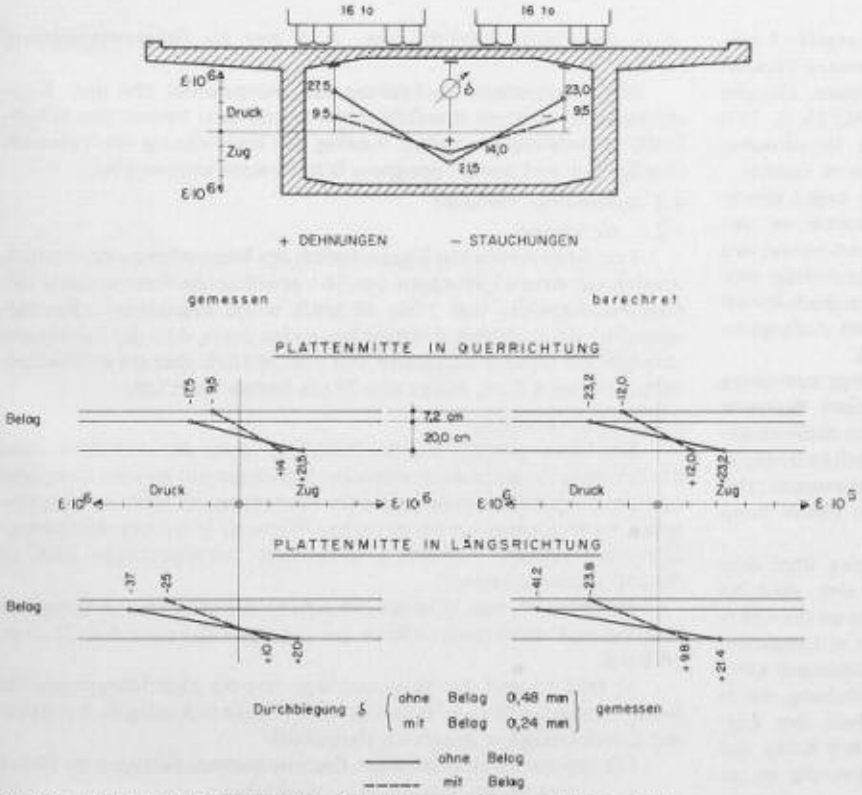


Bild 8c. Lastfall E: Plattenversuch, Dehnungen in Quer- und Längsrichtung

δ = Durchbiegung +ε = Dehnung -ε = Stauchung	LASTFALL A						LASTFALL ½(B+C)					
	gemessen			berechnet			gemessen			berechnet		
	δ in Millimetern resp. $\varepsilon \cdot 10^6$		Abmind. in %	δ in Millimetern resp. $\varepsilon \cdot 10^6$		Abmind. in %	δ in Millimetern resp. $\varepsilon \cdot 10^6$		Abmind. in %	δ in Millimetern resp. $\varepsilon \cdot 10^6$		Abmind. in %
	o. Bel.	m. Bel.		o. Bel.	m. Bel.		o. Bel.	m. Bel.		o. Bel.	m. Bel.	
Feldschnitt II 6	16,30	13,03	20,0	16,31	13,04	20,0	14,73	11,82	19,8	14,79	11,61	20,1
Feldschnitt II ε_o i.M.	-47,80	-39,60	17,2	-49,40	-35,30	28,5	-38,30	-24,00	37,3	-40,20	-28,80	28,3
Feldschnitt II ε_u i.M.	+89,60	+80,60	10,0	+99,70	+88,80	10,9	+74,30	+65,30	12,1	+81,30	+72,00	11,4
Stützenschnitt I ε_o i.M.	+18,70	+15,50	17,1	+25,30	+17,60	30,4	+17,60	+16,40	6,8	+23,80	+16,70	29,8
Stützenschnitt I ε_u i.M. (nur G5 u. G6, da G7 u. G8 im Auflagerbereich)	-28,00	-24,00	14,3	-33,30	-29,80	10,5	-28,50	-25,30	11,2	-31,60	-28,20	10,8
δ absolut i.M. integriert über ganze Brücke	6,15	4,86	21,0	6,35	4,99	21,4	5,84	4,51	22,8	5,89	4,62	21,6

LASTFALL E		gemessen:	o. Belag	m. Belag	Abmind. in %	berechnet:	o. Belag	m. Belag	Abmind. in %
Plattenmitte quer	ε_o	$\varepsilon \cdot 10^6$	-17,5	-9,5	45,7	$\varepsilon \cdot 10^6$	-23,2	-12,0	48,3
	ε_u		+21,5	+14,0	34,9		+23,2	+12,0	48,3
Plattenmitte laengs	ε_o		-37,0	-25,0	32,4		-41,2	-23,8	42,2
	ε_u		+20,0	+10,0	50,0		+21,4	+9,8	54,2
Plattenmitte	δ	δ in mm	0,48	0,24	50,0				

Bild 9. Mitwirkung des Belages, Vergleich Messung-Rechnung Lastfälle A, ½ (B+C), E

den gemessenen und den berechneten Werten. Im Stützenschnitt zeigt sich bei den Dehnungen auf der Unterseite der Einfluss des Auflagerbereiches. In Bild 9 wurden die Mittelwerte der Dehnungen einander gegenübergestellt. Die grösste Abweichung zwischen gemessener und berechneter Dehnung tritt im Feldschnitt II unten beim Lastfall A ohne Belag mit $10{,}1 \cdot 10^{-6}$ auf. Diese Abweichung ist, bezogen auf den berechneten Wert von $99{,}7 \cdot 10^{-6}$, rd. 10%.

Werden nun die Werte der Durchbiegungen und Dehnungen ohne und mit Betondeckbelag verglichen, so erkennt man deutlich die mittragende Wirkung des Deckbelages. Es kann nun für jeden Wert ermittelt werden, um wieviele Prozent er durch die Mitwirkung des Belages abgemindert wurde. In Bild 9 sind die gemessenen Prozentsätze mit den berechneten verglichen. Bei den Durchbiegungen sind diese Prozentsätze nahezu identisch, bei den Dehnungen stimmen die Werte auf der Kastenunterseite gut überein, während die Werte auf der Oberseite stärker streuen. Es ist hierzu zu bemerken, dass diese Prozentsätze auf kleine Abweichungen in den Abmessungen sehr stark reagieren. Wie Vergleichsberechnungen gezeigt haben, sind die berechneten oberen Dehnungen in einem viel stärkeren Masse von der angenommenen Belagsstärke abhängig als die unteren Dehnungen.

Bei der Berechnung wurde für den Messschnitt die vorhandene mittlere Belagsstärke angenommen. Diese braucht aber keineswegs mit der tatsächlichen Belagsstärke unter den Dehnungsmessinstrumenten übereinzustimmen. Das Nivellement hat gezeigt, dass die Belagsstärke zwischen 5,0 und 19,0 cm variiert. Damit ist die grössere Streuung bei den oberen Dehnungen gut verständlich.

Bei den früher veröffentlichten, vorläufigen Ergebnissen des Lastfalles A (vgl. SBZ 1965, H. 36, S. 630) waren die berechneten Werte ohne und mit Belag unter Annahme von $E = 4 \cdot 10^5$ kg/cm² ermittelt worden. Jene Werte sind somit weniger repräsentativ als die vorliegenden.

Lastfall E

Beim Plattenversuch zeigt sich eine ausserordentlich schöne Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den berechneten Werten, sowohl in Quer- als auch in Längsrichtung. Die mittlere Stärke des Belages betrug in diesem Messquerschnitt nur 7,2 cm. Die mittragende Wirkung des Deckbelages ist für die Beanspruchungen in der oberen Platte naturgemäss viel stärker als für jene in Längsrichtung am Gesamtquerschnitt. Der Vergleich der gemessenen mit den berechneten Prozentsätzen zeigt eine recht gute Übereinstimmung.

4.1.3. Interpretation der Resultate

Aus den in Bild 9 dargestellten Resultaten für die drei Lastfälle lässt sich der Schluss ziehen, dass für ruhende Beanspruchungen der Betondeckbelag sowohl am Gesamtquerschnitt der Brücke als auch für die Fahrbahnplatte statisch voll mitwirkt. Diese Aussage gilt vorerst für den untersuchten Anfangszustand, bei dem nur ein geringer Bauverkehr über die Brücke gerollt ist. Da ja der Verbund zwischen

v in km/h	GEWÖHNLICHE FAHRVERSUCHE				SPRUNGVERSUCHE			
	Brücke ohne Belag			mit Belag	Brücke ohne Belag			mit Belag
	φ_y in %	y in mm	φ_c in %	φ_c in %	φ_y in %	y in mm	φ_c in %	φ_c in %
5	16,2	2,48	15,0	2,9	145	5,25	108	153
10	32,2	2,83	32,0	2,9	172	5,80	117	150
15	40,3	3,0	33,3	4,8	107,5	4,44	81,5	123
20	35,0	2,89	36,7	4,8	67,3	3,58	45	102
25	34,5	2,83	23,4	5,8	97	4,21	70	87
30	29,6	2,77	13,4	5,3	86	3,98	72	88

φ_y = Stosszuschlag am Kastenrand bei U 10
φ_c = Stosszuschlag am Konsolenrand bei T 31

Bild 10. Stosszuschläge für verschiedene Geschwindigkeiten

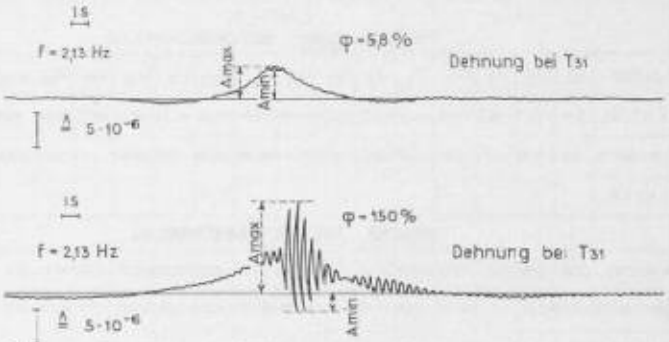


Bild 12. Beispiele von Oszillogrammen (Dehnungen) für die Brücke **mit** Betondeckbelag. Oben gewöhnlicher Fahrversuch (v = 25 km/h); unten «Sprungversuch» (v = 10 km/h)

Deckbelag und Konstruktion nicht berechnet und entsprechend ausgebildet worden ist, wäre es denkbar, dass durch den schweren Verkehr über längere Zeit eine gewisse Lockerung eintreten könnte. Die pro 0,85 m² Fläche angeordnete Winkelschraube M 12 (Bild 16, S. 792) allein kann den auftretenden Schub nicht übernehmen. Ihr primärer Zweck besteht darin, die Belagsplatte vor dem Abheben zu sichern.

Die in Bild 9 zusammengestellten Ergebnisse sind wegen den in den vorstehenden Abschnitten erwähnten Unsicherheiten in den *E*-Moduli, den Abmessungen der ausgeführten Konstruktion und den örtlich variierenden Belagsstärken nicht absolut exakt. Immerhin deuten die nur geringen Schwankungen bei den drei Lastfällen doch darauf hin, dass die Aussage für volle statische Mitwirkung im Anfangszustand einen sehr hohen Wahrscheinlichkeitsgrad besitzt.

Die vorliegenden Resultate zeigen, dass es unbedingt notwendig ist, auf *vollen Verbund* zu konstruieren. Bei der jetzigen Bauweise werden nicht nur vorhandene Einsparungsmöglichkeiten nicht ausgenützt, sondern es treten im Belag über den Brückenpfeilern sowie in Querrichtung über den Brückenlängsträgern Zugspannungen auf. Diese erreichen im Versuch beim Lastfall A über dem Pfeiler Nord allerdings nur 9 kg/cm².

Beim Plattenversuch konnte leider in Querrichtung über dem Träger nicht gemessen werden. Berechnungen zeigen aber, dass bei gewissen Brückensystemen aus Nutzlast Zugspannungen an der Oberfläche des Betondeckbelages auftreten, die in Quer- wie in Längsrichtung 30 kg/cm² übersteigen können. Zu diesen Zugspannungen kommen noch jene infolge ungleichmässiger Temperaturverteilung, die in derselben Grössenordnung liegen. Ein weiterer Einfluss, der Zugspannungen verursacht, ist die Schwinddifferenz zwischen Belag und Konstruktion. Diese Überlegungen zeigen, dass es notwendig ist, an jenen Stellen im Betondeckbelag, wo solche Zugspannungen auftreten, entsprechend berechnete Armierungen einzulegen. Bis anhin wurden durchgehend 3 ÷ 4 cm unter der Oberfläche Stahldrahtnetze 100/100 mm, ⌀ 5 mm oder 150/150 mm, ⌀ 6 mm als Schwindarmierung verlegt.

Die schubsichere Verbindung des Belagsbetons mit dem Konstruktionsbeton muss ebenfalls entsprechend dem Verlauf der Schubkräfte dimensioniert werden. Analog der Entwicklung im Verbundbrückenbau sind hierfür geeignete Schubbolzen anzuwenden.

4.2. Dynamische Versuche

4.2.1. Allgemeines

Um die dynamischen Eigenschaften des Bauwerkes zu bestimmen, wurden mit einem Lastwagen von 16 t gewöhnliche Fahrversuche mit Geschwindigkeiten von 5 bis 30 km/h sowie sogenannte «Sprungversuche» durchgeführt. Letztere bestanden darin, dass der Lastwagen ebenfalls mit Geschwindigkeiten von 5 bis 30 km/h über ein in Brückenmitte gelegtes 4,5 cm dickes und 28 cm breites Brett fuhr.

4.2.2. Messergebnisse

Die Stosszuschläge wurden berechnet unter der Annahme, dass das belastete Tragsystem ein einfacher Schwinger mit gerader Kennlinie und geschwindigkeitsproportionaler Dämpfung sei und die dynamischen Auslenkungen um die statischen Werte als Mittellage schwängen. Die unter diesen Annahmen ermittelten Stosszuschläge sind in Bild 10 zusammengestellt.

Die Bilder 11 und 12 zeigen typische Oszillogramme von normalen Fahrten und «Sprungversuchen» bei Geschwindigkeiten von 25 resp. 10 km/h.

In Bild 13 sind die Stosszuschläge und die Durchbiegungen für beide Versuchsarten am Bauwerk ohne Betondeckbelag in Funktion der Geschwindigkeit graphisch dargestellt.

Die experimentell ermittelten Eigenfrequenzen betragen im Mittel

$f_m = 2{,}15$ Hz für Brücke ohne Deckbelag

$f_m = 2{,}14$ Hz für die Brücke mit Deckbelag

Die durch das logarithmische Dekrement δ charakterisierte

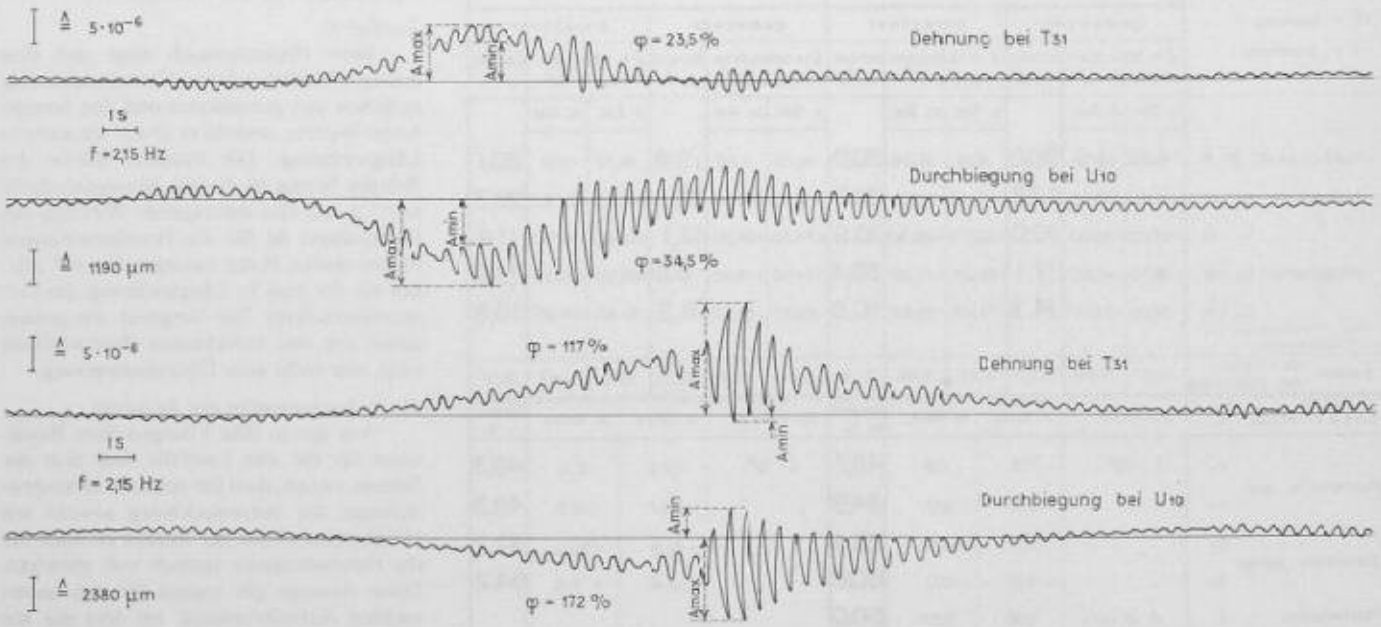


Bild 11. Beispiele von Oszillogrammen (Dehnungen und Durchbiegungen) für die Brücke **ohne** Betondeckbelag. Oben gewöhnlicher Fahrversuch (v = 25 km/h), unten «Sprungversuch» (v = 10 km/h)

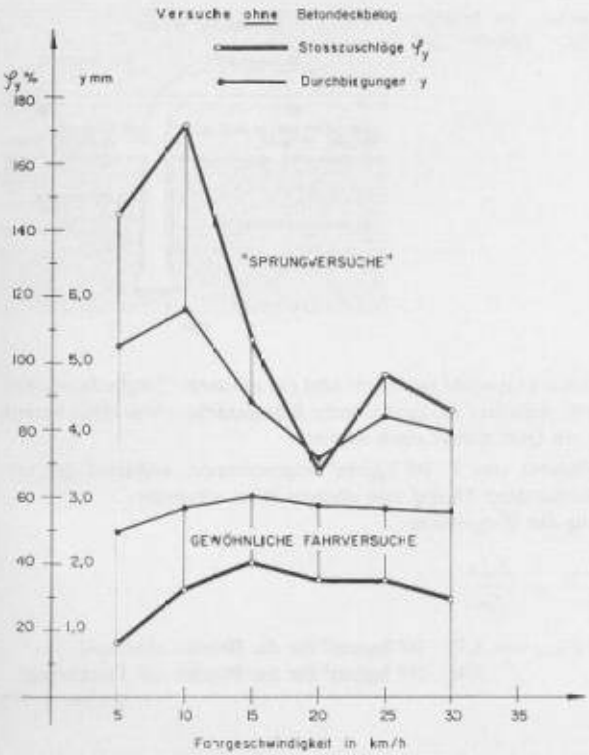


Bild 13. Stosszuschläge und Durchbiegungen in Funktion der Geschwindigkeit an der Brücke **ohne** Betondeckbelag

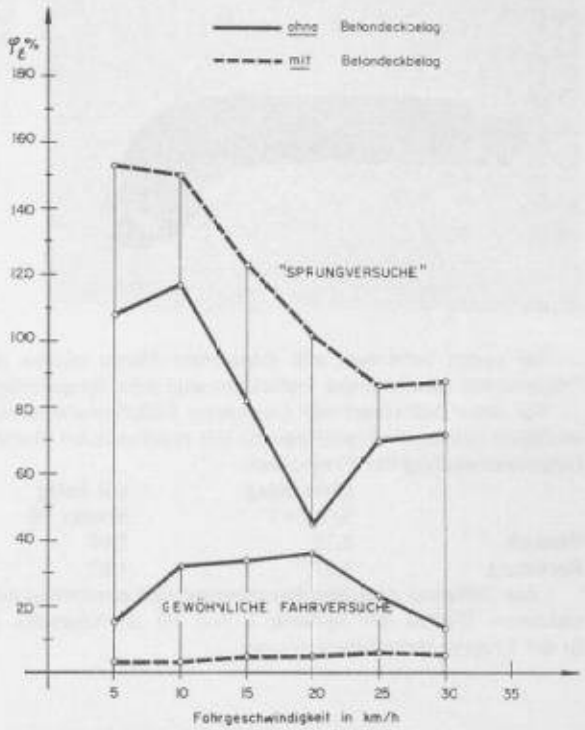


Bild 14. Vergleich der Stosszuschläge bei verschiedenen Geschwindigkeiten an der Brücke **mit** und **ohne** Betondeckbelag

Dämpfungseigenschaft der Konstruktion wurde aus geeigneten Oszillogrammen berechnet zu

$\delta = 0{,}06 \div 0{,}07$ für die Brücke ohne Deckbelag

$\delta = 0{,}05 \div 0{,}06$ für die Brücke mit Deckbelag.

4.2.3. Vergleich der Resultate

Bild 14 zeigt eine graphische Darstellung der an der unterwasserseitigen Konsole gemessenen Stosszuschläge φ_ℓ in Funktion der Fahrgeschwindigkeit. Wie zu erwarten war, hatte der Betondeckbelag bei den gewöhnlichen Fahrversuchen eine starke Reduktion der Stosszuschläge zur Folge. So beträgt im Bereiche der Fahrgeschwindigkeit von 5 bis 30 km/h für die ausgeführten Versuche der maximale Zuschlag:

$\varphi_\ell = 36{,}7\,\%$ für die Brücke ohne Betondeckbelag

$\varphi_\ell = 5{,}8\,\%$ für die Brücke mit Betondeckbelag.

Bei den «Sprungversuchen» wurden interessanterweise am Bauwerk mit Betondeckbelag grössere Stosszuschläge beobachtet. Für die durchgeführten Versuche beträgt der Maximalwert im Geschwindigkeitsbereich von 5 bis 30 km/h:

$\varphi_\ell = 117\,\%$ für die Brücke ohne Betondeckbelag

$\varphi_\ell = 150\,\%$ für die Brücke mit Betondeckbelag.

Man kann sich fragen, ob dies eine Folge der Mitwirkung des Betondeckbelages oder eine Folge der verschiedenen Dämpfungseigenschaften (Federung, Druck in den Pneus) der verfügbaren Fahrzeuge ist.

Die experimentell ermittelten Eigenfrequenzen der beiden Systeme (Brücke ohne und Brücke mit Betondeckbelag) liegen praktisch bei 2,15 Hz, der Dämpfungsfaktor δ bei 0,06.

Die minimen Unterschiede lassen darauf schliessen, dass in der mathematischen Beziehung für die Eigenfrequenz hier die Zunahme der Masse infolge des Belages durch eine grössere Biegesteifigkeit des Tragwerkes infolge der Mitwirkung des Betondeckbelages kompensiert ist.

4.2.4. Nachweis der Zunahme der Biegesteifigkeit infolge des Betondeckbelages

Zur besseren Beurteilung der vorstehenden Beobachtungen werden folgende drei Systeme betrachtet:

System I: Brücke ohne Betondeckbelag mit dem Eigengewicht q_{oi} pro m¹ und der Biegesteifigkeit EJ_{oi} im Schnitt i.

System II: Brücke mit Betondeckbelag und dem Eigengewicht q_{Ii} pro m¹ und der Biegesteifigkeit EJ_{oi} im Schnitt i, d. h. ohne statische Mitwirkung des Betondeckbelages.

System III: Brücke mit Betondeckbelag und dem Eigengewicht q_{Ii} pro m¹ und der Biegesteifigkeit EJ_{Ii} im Schnitt i, d.h. mit voller statischer Mitwirkung des Betondeckbelages.

Die bekannte Differentialgleichung des in seiner Eigenfrequenz schwingenden Tragsystems

$$(EJ\,\eta'')'' + \frac{q}{g}\,\ddot{y} = 0$$

kann mittels eines Iterationsverfahrens[1]) gelöst werden und liefert die Kreisfrequenz ω.

Die für die obigen Systeme berechneten Eigenfrequenzen gemäss dem in Bild 15 dargestellten Schema ergeben:

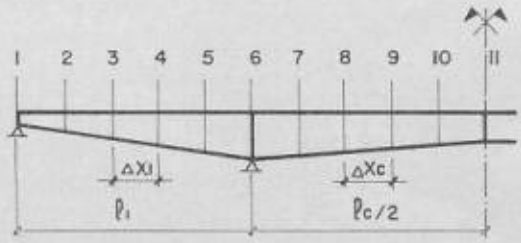
System I $f_{I\,ger} = 1{,}99$ Hz

System II $f_{II\,ger} = 1{,}82$ Hz

System III $f_{III\,ger} = 1{,}92$ Hz.

Damit ist für dieses Tragwerk zahlenmässig erkennbar, was schon aus dem Aufbau der geschlossenen Lösungen für die Eigenfrequenzen von schwingenden Systemen hervorgeht:

[1]) *F. Stüssi:* Entwurf und Berechnung von Stahlbauten; I. Band, Grundlagen des Stahlbaues; Kap. VII, Schwingungen von Trägern. Springer-Verlag 1958.



$J_I = J_c \quad \Delta X_I = 1{,}015\,\Delta X_c \quad \Delta X_c = \frac{\ell_c}{10} \quad E = 4 \cdot 10^6$ t/m²

q_{oi}	:	Eigengewicht pro m'	im Schnitt i	der Brücke ohne Belag
J_{oi}	:	Trägheitsmoment	im Schnitt i	der Brücke ohne Belag
q_{Ii}	:	Eigengewicht pro m'	im Schnitt i	der Brücke mit Belag
J_{Ii}	:	Trägheitsmoment	im Schnitt i	der Brücke mit Belag

Bild 15. Schema zur Frequenzberechnung

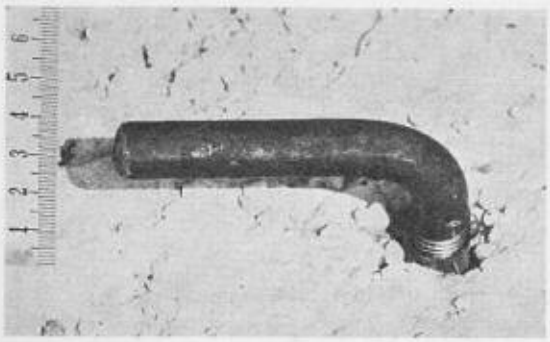
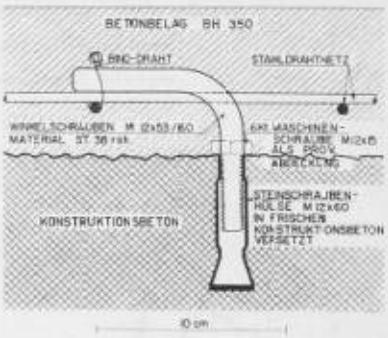


Bild 16. Winkelschraubenanker, im frischen Konstruktionsbeton versetzt. Ansicht und Querschnitt 1:4



— Bei einem Schwinger mit konstanter Masse nimmt die Eigenfrequenz mit zunehmender Federkonstante oder Biegesteifigkeit zu.
— Bei einem Schwinger mit konstanter Federkonstante oder Biegesteifigkeit nimmt die Eigenfrequenz mit zunehmender Masse ab.
Gegenüberstellung der Frequenzen:

	ohne Belag System I	mit Belag System III
Versuch	2,15	2,14
Rechnung	1,99	1,92

Zur Differenz zwischen den experimentell ermittelten und den gerechneten Werten der Systeme I und III ist folgendes zu sagen. In der Frequenzberechnung wurde:

— ein mittleres Gewicht p_i pro m¹ und ein mittleres Trägheitsmoment J_i eingesetzt, während die tatsächliche Belagsstärke – wie oben bereits erwähnt – im Querschnitt stark variiert;
— ein E-Modul von $4 \cdot 10^5$ kg/cm² angenommen, während der tatsächlich vorhandene Modul von obigem Wert abweicht.
Die Bildung der Proportion:

$$\frac{E_{dyn\ vorh}}{E_{ger}} = \frac{f_{vorh}}{f_{ger}}$$

liefert ein E_{dyn} von $4{,}32 \cdot 10^5$ kg/cm² für die Brücke *ohne* und
$4{,}46 \cdot 10^5$ kg/cm² für die Brücke *mit* Deckbelag.

Schluss S. 793

Eine baugeschichtlich interessante Begegnung auf dem Gellert-Areal in Basel

DK 711.5

Zum nebenstehenden Bild schreibt Architekt *Hermann Baur*, Basel:

«Der hohe Bau im Hintergrund, das Nyfag-Haus von Architekt *Hans Peter Baur*, ist ein Teil der Gesamtüberbauung des Gellertfeldes und im Jahre 1960 entstanden. Das Gebäude links ist das sogenannte «Singerhaus», ein Heim für alleinstehende Frauen, das *Hans Schmidt* im Jahre 1930 gebaut hat, als eines der ersten Beispiele des sogenannten «Neuen Bauens» in Basel. 30 Jahre liegen also zwischen diesen beiden Bauten – und doch wirken sie wie aus gleichem Geiste heraus geschaffen. Ein Vergleich mit den Häusern rechts auf dem Bild, die fast zu gleicher Zeit wie das Singerhaus entstanden sind, macht deutlich, was für eine baugeschichtliche Zäsur mit dem letzteren geschaffen worden war. Der Vergleich mit dem Nyfag-Haus aber zeigt, dass, was immer in der Zwischenzeit sich geändert und weiterentwickelt haben mag, das «Neue Bauen» der Zwanziger Jahre wirklich eine neue Aera der Architektur eingeleitet hat.»

In diesem Zusammenhang weisen wir hin auf den kurzen Bericht zur fertig erstellten Überbauung des Gellert-Areals in Heft 40, S. 712 der SBZ 1966 und die Würdigung, welche das frühe Schaffen des Basler Architekten Georg Schmidt in Heft 35, S. 622, gefunden hat. *G. R.*

Das «Nyfag»-Haus (Mitte), das «Singerhaus» (links) und Wohnbauten um 1930 (rechts) als baugeschichtliche Zeugen ihrer Zeit auf dem Gellertfeld in Basel