Eisenbahnbrücke der Schweizerischen Aluminium AG über die Rhone bei Steg: Deformationsmessungen und Belastungsversuche

Autor(en): **Ensner, K.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **82 (1964)**

Heft 21

PDF erstellt am: **28.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-67498

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

den konnte. Man beschloss daher, die Fundamentplatten auf einem Pfahlrost mit Holzpfählen von rd. 5 bis 7 m Länge zu fundieren. Diese Pfähle konnten mit den vorhandenen Installationen ohne grosse Umstellungen gerammt werden. Damit ergab sich folgender Bauvorgang: 1. Aushub der Baugrube unter Wasser innerhalb der Spundwände, 2. Rammen der Holzpfähle teilweise unter Wasser, 3. Einbringen des Unterwasserbetons, 4. Auspumpen der Baugrube, Dichten der Spundwände, 5. Erstellen der Fundamente und Pfeiler. — Diese Arbeiten wurden bis anfangs Oktober fertiggestellt.

Die für die Erstellung der Pfeiler und Widerlager erbaute Dienstbrücke wies einen Pfahljochabstand von 5 bis 5,5 m, senkrecht zur Flussrichtung gemessen, auf. Jedes zweite Pfahljoch war während der Hochwasserperiode zur Sprengung vorbereitet, um etwaige Stauungen der Rhone zu vermeiden. Für das Lehrgerüst hingegen war ein Jochabstand von 10 bis 11 m vorgeschrieben, so dass jedes zweite Joch der Dienstbrücke für das Lehrgerüst verwendet, allerdings zu diesem Zwecke verbreitert und verstärkt werden musste.

Das Betonieren des Brückenüberbaues erfolgte unter ausserordentlich schwierigen Verhältnissen in der Zeit von Mitte Dezember 1961 bis Ende Januar 1962, bei Temperaturen bis zu —10 °C. Diese Arbeit wurde in vier Betonieretappen mit Fugen über den Pfeilern und in Feldmitte der Mittelöffnungen vorgenommen. Innerhalb jeder Etappe betonierte man zuerst die Träger, praktisch gleichzeitig mit der unteren Platte, anschliessend die Fahrbahnplatte, worauf einige Tage später die drei Fugen geschlossen wurden. Um das Einfrieren des Betons zu verhindern, wurden jeweils die Zuschlagsstoffe auf rd. 15 °C erwärmt und die jeweils zu betonierende Etappe während 2 bis 3 Tagen mit einem Zelt überspannt, unter welchem während dem Betonieren geheizt wurde.

Das Kies-Sandmaterial stammte aus der Gegend, wies relativ viel Glimmer und schiefrige Bestandteile auf und wurde vom Kieswerk in fünf Komponenten angeliefert und auf der Baustelle gewichtsmässig dosiert. Die mit einer Dosierung von HPC 350 erzielten Festigkeiten lagen nach 28 Tagen zwischen 400 und 500 kg/cm².

Am 12. Februar 1962 wurden die Leonhardkabel mit 30 % und am 9. März 1962 mit 100 % vorgespannt und injiziert. Die vorhandenen Spannungen in den Drähten wurden mit max. 0,63 βz festgelegt, wobei auf Grund von Proben der EMPA die Zugfestigkeit im Mittel rd. 175 kg/mm² betrugen.

Ab Mitte April 1962 war die Brücke befahrbar, und der dringende Schwertransport der je 45 t schweren Transformatoren konnte durchgeführt werden.

Bauherrschaft und Oberbauleitung:	Schweizerische Aluminium AG.
Projekt u. Bauleitung:	Dipl. Ing. † H. Eichenberger, Zürich
Unternehmer:	Konsortium Ofenhalle Steg (Firmen Losinger & Co., Sitten, Julius Theler, Raron, Zengafinen, Steg)
Vorspannung:	Précontrainte S. A., Lausanne

Adresse des Verfassers: *E. Stucki*, dipl. Ing., Trichtenhauserstrasse 47, Zürich 7/53.

Deformationsmessungen und Belastungsversuche

Von **K. Ensner**, dipl. Ing., Bern

1. Allgemeines

Die Rhonebrücke bei Steg mit einer Stützweite der Mittelöffnung von 65 m ist in der Schweiz zurzeit die grösste Eisenbahnbrücke aus vorgespanntem Beton. Da sie zudem stark schief und gekrümmt ist, schien es uns angezeigt, eine Reihe von Messungen und Versuchen durchzuführen, die über den üblichen Rahmen hinausgehen. Ausser den ausführlichen Belastungsversuchen nach der Inbetriebnahme wurden während verschiedenen Bauphasen Deformationsmessungen vorgenommen. Diese Arbeiten führten Spezialisten der EPUL und der SBB durch.

Die Versuche verfolgten in erster Linie den Zweck, das statische Verhalten und die Beanspruchung des ausgeführten Bauwerks zu beurteilen. Dabei muss man sich immer wieder Rechenschaft ablegen, dass man keine Spannungen, sondern nur Dehnungen messen kann. Die Beanspruchungen können nur mit Hilfe des Elastizitätsmoduls E, der sich lediglich angenähert bestimmen lässt, errechnet werden. Dieser ist ausserdem für jede der zeitlich auseinanderliegenden Messungen verschieden.

Als Grundlage für die Auswertungen wurde deshalb jeweils der in Bild 1 dargestellte E-Modul verwendet. Der Verlauf der Kurve ist aus den Mittelwerten der Probekörper bestimmt worden. Für hochwertigen Beton liegen die Werte wohl verhältnismässig tief, was auf das etwas glimmerhaltige Kiesmaterial zurückzuführen ist. Aehnliche Verhältnisse trifft man übrigens oft in verstärktem Ausmass bei Bauten im Tessin, wo der Kies vergleichbare Eigenschaften aufweist.

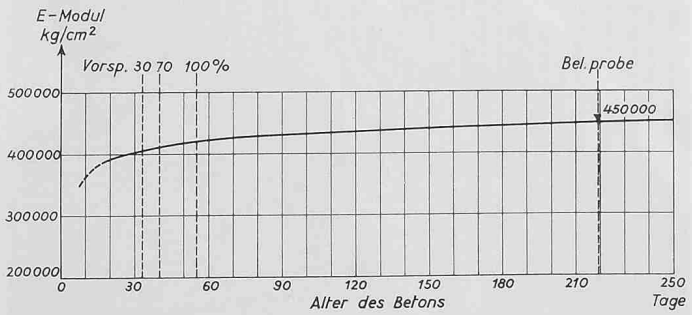


Bild 1. E-Modul-Werte, aus den Mitteln der Probekörper ermittelt

2. Vorspannen der Brücke

Vor und nach jeder Vorspannstufe wurden die aus dem Spannvorgang hervorgerufenen Dehnungen mit einem Setzdehnungsmesser System Meyer-Howard gemessen. Als Beispiel sind die Resultate im Schnitt I in der Mitte der Hauptöffnung graphisch dargestellt (Bild 2a).

Bei der ersten Vorspannstufe, bei der die Brücke auf 30% der vollen Vorspannkraft gespannt wird, übernimmt das Bauwerk bereits einen wesentlichen Teil des Eigengewichts. Den restlichen Teil der ständigen Lasten übernimmt zu diesem Zeitpunkt immer noch das Lehrgerüst, das der entsprechenden Hebung der Brücke elastisch folgt und dadurch diese

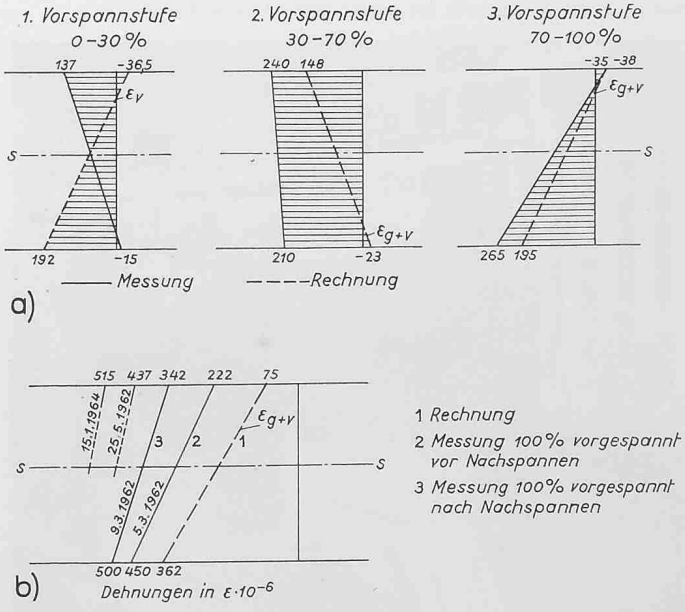


Bild 2. Vorspannen der Brücke: a) Dehnungen im Schnitt I in $\varepsilon \cdot 10^{-6}$; b) Gesamtverformungen (elastisch und plastisch) nach erfolgter Vorspannung

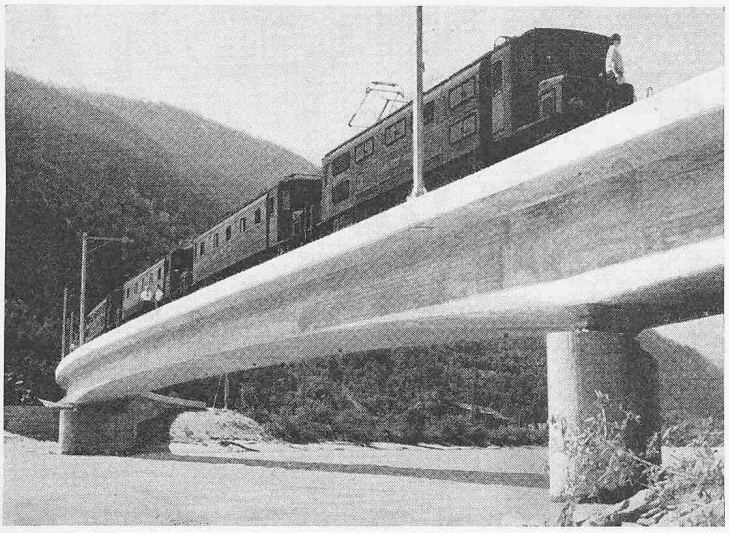


Bild 4. Belastung der Mittelöffnung durch vier Lokomotiven Typ Ae 4/7

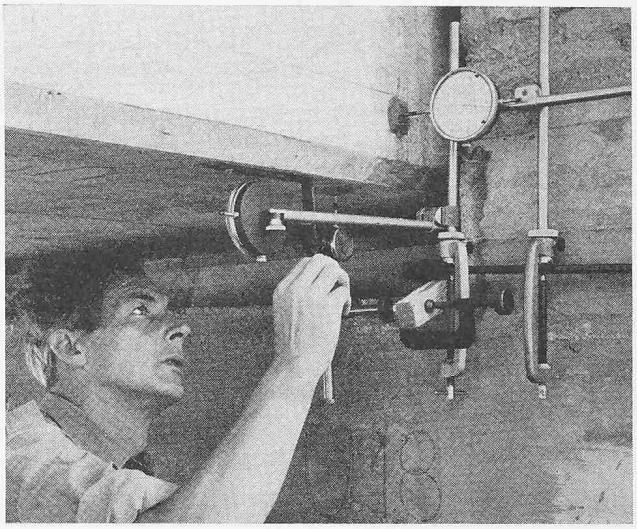


Bild 5. Messung der Verschiebungen der Brücke nach drei Komponenten mit Messuhren beim Widerlager Seite Steg

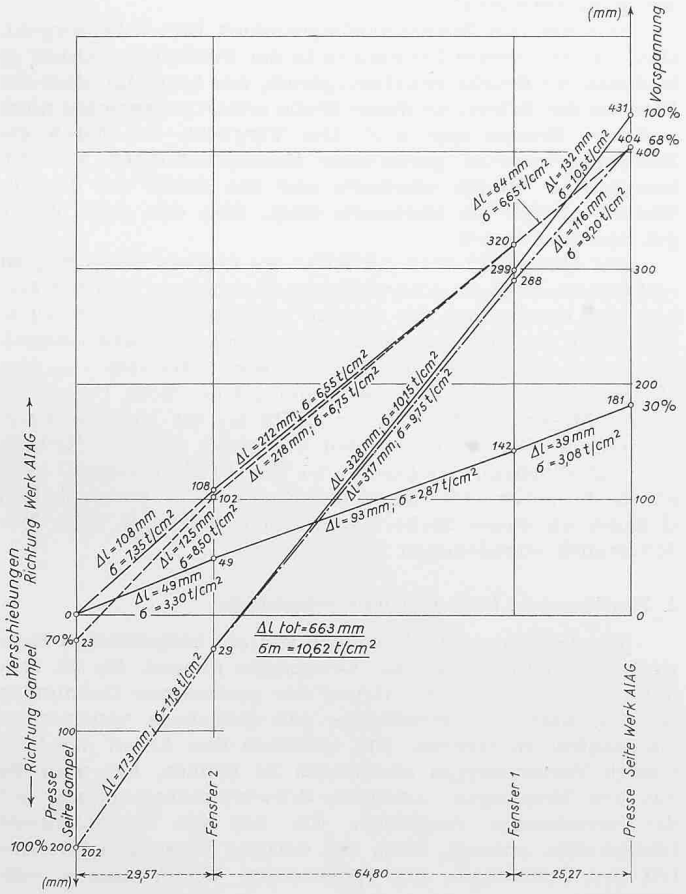


Bild 3. Längsbewegungen verschiedener Stellen des oberwasserseitigen Vorspannkabels (vgl. untenstehende Tabelle)

teilweise entlastet. Rechnerisch kann dieser Anteil kaum erfasst werden. Im vorliegenden Fall ergibt die Auswertung der Messresultate, dass das Gerüst nach dieser ersten Vorspannetappe noch rd. 25% des Eigengewichts trägt.

Das Absenken des Lehrgerüstes erfolgte erst nach Abschluss der zweiten Vorspannphase auf 70% der Totalkraft. Das Aufbringen dieses zweiten Teils der Vorspannung auf 70% erstreckte sich gesamthaft über 10 Tage. Bei den ermittelten Dehnungen zeigt sich deshalb deutlich der Einfluss des Kriechens des Betons.

Die letzte Vorspannphase, bei der die Kabel auf die volle vorgesehene Kraft gespannt wurden, dauerte ebenfalls einige Tage. Da zu diesem Zeitpunkt infolge Wegfalls des Lehrgerüsts eindeutige statische Verhältnisse vorlagen, zeigte sich für diesen Teil eine gute Uebereinstimmung der gemessenen mit den errechneten Werten.

Neben den Dehnungsmessungen wurden während den Vorspannarbeiten auch die Bewegungen des Kabels verfolgt. Damit die Verschiebungen der betreffenden Punkte gemessen werden konnten, wurden in der Nähe der Pfeiler zwei Fenster angeordnet. Die festgestellten Verschiebungen sind in Bild 3 dargestellt. Man kann nach dieser Darstellung aufgrund der gemachten Beobachtungen die einzelnen Arbeitsvorgänge verfolgen. Beispielsweise erkennt man, dass das Kabel zuerst Seite Werk auf 30 % vorgespannt wurde, wobei der Spannweg 181 mm betrug, und gleichzeitig beim Fenster 1 eine Verschiebung von 142 mm stattfand. Bei der zweiten Vorspannstufe wurde das Kabel zuerst auf der Seite Werk auf 68 % und nachher Seite Station Gampel auf 70 % des Endwertes vorgespannt.

Die daraus erhaltenen mittlern Stahlspannungen zeigen eine recht gute Uebereinstimmung mit den berechneten Werten. Sie liegen überall zwischen den für die Reibungskoeffizienten $\mu = 0{,}1$ und $\mu = 0{,}2$ berechneten Spannungen.

Die Messungen während dem Vorspannen der Brücke zeigen, dass über die gesamte Dauer der Arbeiten im untersuchten Schnitt nur geringe Zugspannungen im Beton fest-

Gesamt-Bewegungen (mm)

Arbeitsvorgang		◄ Richtung Gampel				Richtung Werk Alusuisse ►			
Datum		Vorsp.	Presse S. Gampel	Fenster 2	Fenster 1	Fenster 2	Fenster 1	Presse S. Werk	Vorsp.
15. 2. 1962	1					49	142	181	30 %
20. 2.						50	144		
20. 2.	2					108	320	404	68 %
2. 3.	3	70 %	23			102	320	404	
6. 3.	4	100 %	202	29			288	404	
10. 3.							287		
10. 3.	5		202	29			299	431	100 %

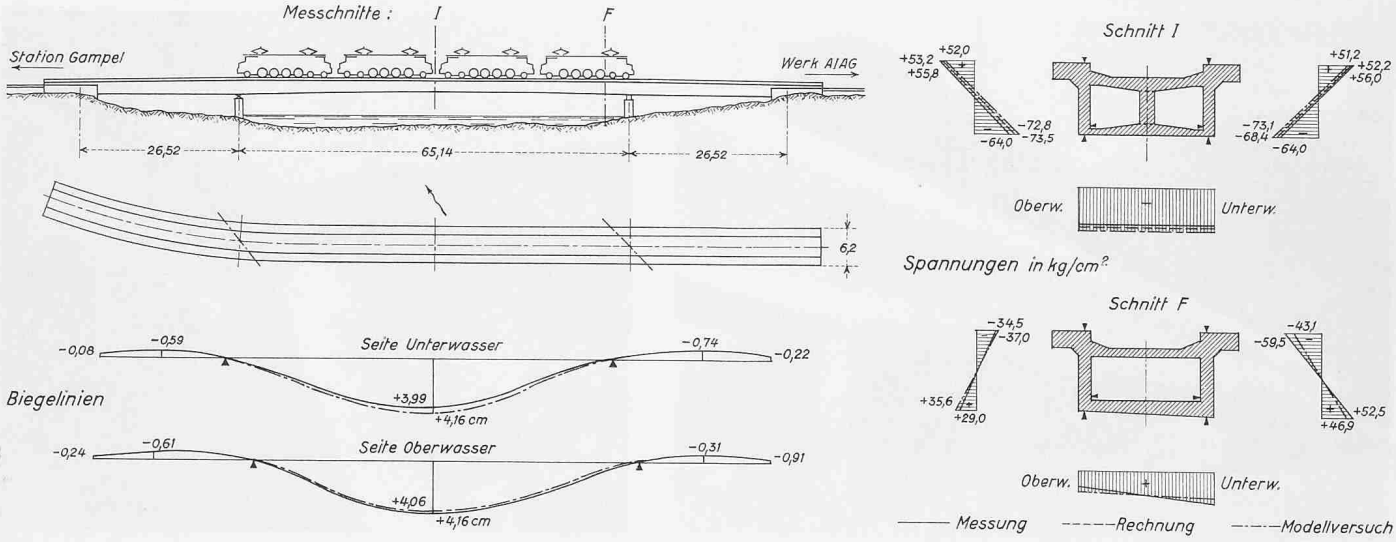


Bild 6. Belastungsprobe vom 19. August 1962. Durchbiegungen und Spannungen bei Belastung der Mittelöffnung

gestellt wurden. Auch wo die Berechnungen und die Messungen nicht übereinstimmen, liegen die gemessenen Spannungen immer auf der sichern Seite. Obwohl während den verschiedenen Vorspannarbeiten die berechneten Werte nicht in allen Phasen den gemessenen entsprechen, ergeben die Summation aller Dehnungsmessungen und die Untersuchungen am Kabel, dass die gesamte aufgebrachte Vorspannkraft mit der berechneten übereinstimmt und damit die erwünschte Vorspannung der Brücke erreicht worden ist.

3. Belastungsversuche

Die Belastungsprobe der Brücke erfolgte am 19. August 1962. Es wurden dazu vier Lokomotiven vom Typ Ae 4/7 mit einem Gewicht von je rd. 123 t verwendet, was eine Gesamtbelastung der Mittelöffnung von nahezu 500 t oder 7,2 t/m ergibt. Die Dehnungen wurden mit mechanischen Tensometern an 35 Stellen gemessen und die Durchbiegungen mit Messuhren und optischen Instrumenten an 12 Punkten ermittelt. Ausserdem wurde die Verformung der Brücke an weitern 18 Punkten durch ein Präzisions-Nivellement festgehalten. Alle Messungen sind für drei verschiedene Laststellungen durchgeführt worden (Bilder 4 und 5).

Die ermittelten Spannungsdiagramme für zwei Messschnitte und die entsprechenden Biegelinien sind für den Fall der Belastung der Mittelöffnung in Bild 6 als Beispiel dargestellt. Dabei wurden die berechneten und die durch die Modellversuche ermittelten Werte ebenfalls aufgetragen.

Die Abweichung der gemessenen Durchbiegungen von den aus dem Modellversuch gewonnenen Werten ist unbedeutend. Diese gute Uebereinstimmung bestätigt übrigens, dass der E-Modul den Angaben von Bild 1 gut entspricht. Nach den Modellmessungen waren bei den Widerlagern geringe horizontale Bewegungen der Brückenenden zu erwarten. Die Messungen zeigten aber dort nur unbedeutende seitliche Verschiebungen. Offenbar werden diese Bewegungen durch die Reibungen in den Auflagern und beim Gleisübergang verhindert.

Wie aus den Spannungsdiagrammen Bild 6 hervorgeht, sind die gemessenen Dehnungen in der Feldmitte (Schnitt *I*) beidseits der Brücke praktisch gleich, was bestätigt, dass der Einfluss der Schiefe an dieser Stelle erwartungsgemäss nicht mehr in Erscheinung tritt. Der Vergleich der durch die Belastungsversuche gefundenen Beanspruchungen mit den berechneten Werten einerseits und den durch den Modellversuch ermittelten anderseits zeigt, dass alle diese Werte gut übereinstimmen.

Der Messschnitt *F* in der Nähe des Pfeilers Seite Steg ist rechnerisch wohl am schwierigsten zu erfassen. Man hat deshalb den Querschnitt der Brücke an dieser Stelle vor allem auf Grund der Modellversuche dimensioniert. Oberwasserseitig liegen die gemessenen Werte etwas unter den aus dem Modellversuch ermittelten, während auf der Seite Unterwasser die Messung höhere Werte ergibt als der Modellversuch. Der Grund dürfte wohl bei den bedeutend grössern Reibungen und Einspannwirkungen über den Pfeilern liegen. Auch wurde die senkrechte Wand des Kastens aus konstruktiven Gründen an dieser Stelle stärker ausgeführt, als beim Modellversuch angenommen wurde.

4. Einfluss von Kriechen und Schwinden

Wie bereits erwähnt, können wir am ausgeführten Bauwerk nur die auftretenden Dehnungen messen. Es ist deshalb sehr schwierig, auf Grund der gemessenen Dehnungen die Einflüsse des Schwindens und Kriechens voneinander einwandfrei zu trennen. Um trotzdem den Anteil der bleibenden Verformungen abschätzen zu können, hat man die aus den Messungen ermittelte Schwerpunktsspannung mit der berechneten verglichen. Da nur die Vorspannkraft Längskräfte erzeugt, muss der darüber hinausgehende Anteil der Dehnungen den plastischen Verformungen entsprechen.

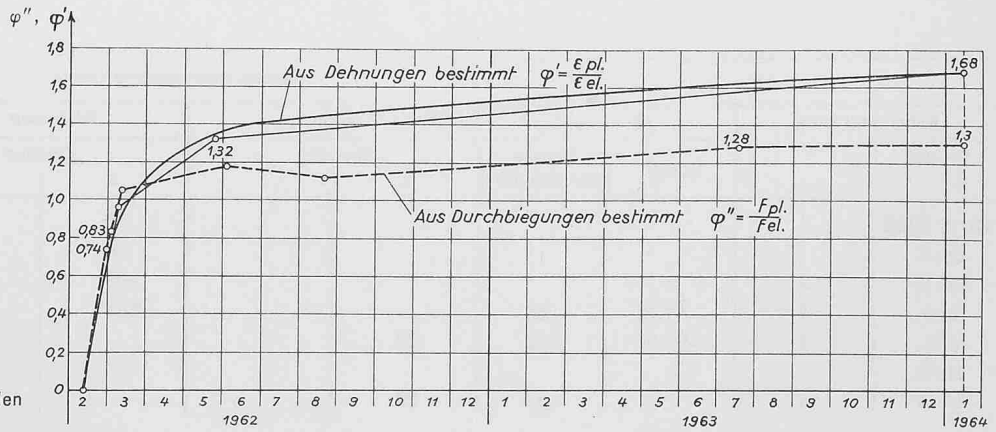


Bild 7. Einfluss von Kriechen und Schwinden

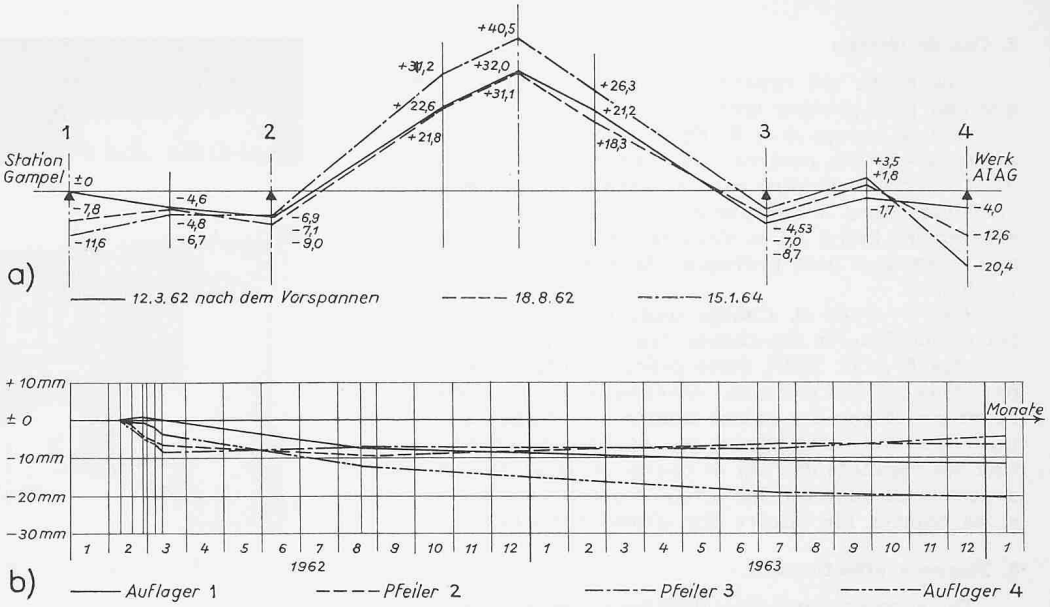


Bild 8. Ergebnisse der Messungen:

a) Verformungen der Brückenaxe;

b) Setzungen der Auflager und Pfeiler 1962 bis 1964

In Bild 2b sind die gemessenen Dehnungsdiagramme nach dem Vorspannen für verschiedene Zeitpunkte dargestellt. Aus diesen gemessenen Werten wurden die entsprechenden φ'-Werte berechnet und in Bild 7 in Funktion der Zeit aufgetragen. Dabei wurden die bleibenden Verformungen für alle Vorspannstufen durch die elastische Verformung für die gesamte Vorspannung dividiert. Die so erhaltenen φ'-Werte entsprechen also nicht der üblichen Definition und enthalten noch den Anteil des Schwindens.

Berechnet man auch aus den gemessenen Durchbiegungen das Verhältnis der festgestellten bleibenden Ueberhöhung zur ermittelten elastischen Durchbiegung für die ständigen Lasten im Endzustand, so erhält man analoge φ''-Werte, die also lediglich aus den vertikalen Verformungen gewonnen wurden. Diese Werte liegen tiefer als die aus den Dehnungen ermittelten. Da das Schwinden des Betons keinen Einfluss auf die Durchbiegungen haben kann, wohl aber das Kriechen, kann der Unterschied der beiden Werte nur auf das Schwinden zurückgeführt werden. Berechnet man aus dieser Differenz den Anteil des Schwindens, so erhält man eine spezifische Dehnung von $\varepsilon = 82 \cdot 10^{-6}$. Dieser Wert entspricht übrigens gut den Erfahrungen, die man bei andern ausgeführten Bauwerken gemacht hat.

Die ermittelten φ-Werte scheinen wohl auf den ersten Blick sehr gering zu sein. Wenn man aber berücksichtigt, dass die erste Vorspannstufe 60 Tage nach dem Betonierbeginn und die vollständige Vorspannung erst 85 Tage nach Beginn aufgebracht wurden, dann entsprechen die gefundenen Werte gut den bisher gemachten Erfahrungen.

5. Setzungen der Pfeiler und Widerlager

Bei dem gegebenen Baugrund war zu erwarten, dass gewisse Setzungen der Pfeiler und Widerlager auftreten. Deshalb wurde für die Berechnung der Brücke eine Setzung an der ungünstigsten Stelle von 20 mm berücksichtigt, wobei angenommen wurde, dass die übrigen Auflagerpunkte ruhig bleiben. Die über zwei Jahre durchgeführten Nivellemente, deren Ergebnisse in Bild 8 graphisch dargestellt wurden, zeigen, dass bereits Setzungen von 20 mm beim Widerlager Seite Steg erreicht worden sind. Allerdings wird der durch die Berechnung angenommene ungünstigste Fall dadurch nicht erreicht, da die Setzungen der Pfeiler im gleichen Sinne auf das Tragwerk entlastend wirken.

Die dargestellten Verformungen der Brückenaxe geben gleichzeitig die Hebung der Mittelöffnung durch das Kriechen und die Aenderungen durch die Auflagersenkungen wieder. Die Setzungen der Widerlager dürften auf die durch die Wasserfassungen verursachte Absenkung des Grundwasserspiegels zurückzuführen sein.

6. Zusammenfassung

Die durchgeführten Messungen zeigen, dass das elastische Verhalten der Brücke recht gut den aus der Berechnung und den Modellversuchen gewonnenen Werten entspricht. Grössere Abweichungen wurden nur im Bereich der Auflager festgestellt, sie liegen aber alle noch im zulässigen Bereich.

Die aufgebrachte Vorspannung entspricht gut den berechneten Verhältnissen und das Kriechverhalten bleibt durchaus im Rahmen der berechneten Werte. Auch die festgestellten Setzungen scheinen einem Grenzwert zuzustreben und werden kaum das berücksichtigte Mass überschreiten, sofern nicht starke Veränderungen im Grundwasserspiegel auftreten.

Adresse des Verfassers: *Kurt Ensner*, dipl. Ing., Generaldirektion SBB, Bauabteilung, Bern.

Essais sur modèle

Par **F. Panchaud**, professeur à l'EPUL, Lausanne

1. But des essais

Les dispositions statiques de l'ouvrage, poutre courbe continue en caisson sur appuis biais, à moment d'inertie fortement variable, posent des problèmes de détail pouvant être avantageusement élucidés par des essais sur modèle. Le Laboratoire de statique des constructions de l'Ecole polytechnique de Lausanne a été chargé de ces essais, effectués en étroite collaboratoin avec l'auteur du projet.

L'échelle du modèle, choisie au 1:20, a permis de reproduire fidèlement les dispositions constructives prévues pour analyser avec la précision désirée les phénomènes secondaires à étudier; les formes variables des sections ont été réalisées en respectant les courbures et les épaisseurs du projet (Fig. 1).

L'étude des appuis a fait l'objet d'une recherche préliminaire: l'examen des déformations élastiques de la construction, sous l'effet des charges par suite de la courbure de l'ouvrage, a conduit à l'adoption d'un seul appui fixe, sous l'une des poutres, au droit d'une pile intermédiaire, et un appui à rouleaux, sous l'autre poutre, au droit de l'autre pile intermédiaire. Tous les autres appuis sont sur billes. Cette disposition a fait disparaître des efforts parasitaires intenses, qui perturbaient le comportement général de l'ouvrage et rendaient imprécises les mesures des efforts intérieurs (Fig. 2).