

Erste vorgespannte Eisenbahnbrücke der Schweiz: Versuche an ausgedienten Trägern

Autor(en): **Baumann, Markus / Ensner, Kurt / Thürlimann, Bruno**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **108 (1990)**

Heft 7

PDF erstellt am: **19.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-77365>

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.

Erste vorgespannte Eisenbahnbrücke der Schweiz

Versuche an ausgedienten Trägern

Eine notwendige Strassenverbreiterung und der damit verbundene Abbruch der ersten vorgespannten Eisenbahnbrücke haben die Gelegenheit mit sich gebracht, an diversen Trägern umfangreiche statische und dynamische Versuche durchzuführen und die damals verwendeten Baumaterialien zu untersuchen.

Geschichte der Brücke

Die erste Eisenbahnbrücke aus vorgespanntem Beton wurde im Jahre 1944 über die Strasse «Lamberson» bei Sier-

VON MARKUS BAUMANN,
KURT ENSNER UND
BRUNO THÜRLIMANN,
ZÜRICH

re im Wallis gebaut (Bild 1). Ursprünglich sollte sie als Stahlkonstruktion erstellt werden. Stahlträger waren aber während des Krieges ausgesprochene Mangelware. So suchte man nach einer möglichst materialsparenden Bauweise. Das Ingenieurbüro Birchmeier in Lausanne schlug eine Konstruktion aus vorgespannten Betonträgern vor. Allerdings standen damals noch keinerlei Erfahrungen über derartige Brücken zur Verfügung, und es brauchte einigen Mut, das vorgeschlagene Projekt auf einer stark beanspruchten Hauptlinie zu erstellen.

Um die Sicherheit des Bauwerkes beurteilen zu können, wurden vor dem Bau umfangreiche Vorversuche durchgeführt. Nachdem die verschiedenen Prüfungen befriedigende Resultate ergaben, wurde die Brücke gebaut und im August 1944 dem Betrieb übergeben. Während der gesamten Betriebsdauer

wurde das Bauwerk periodisch durch die Messgruppe der SBB überprüft. Im Juli 1981 musste die Brücke infolge der Verbreiterung der Strasse abgebrochen werden. Man benützte die einmalige Gelegenheit, einige Träger auszubauen, um deren Tragfähigkeit und Ermüdungsverhalten zu untersuchen. In den Jahren 1984 und 1985 wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich an diesen umfangreiche statische und dynamische Versuche durchgeführt. Die Eidgenössische Materialprüfungsanstalt in Dübendorf und die Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie untersuchten den damals verwendeten Spannstahl und Beton.

Bauprojekt

Die Brücke mit einer Stützweite von 10,5 m und einer Breite von 8,74 m lag in einer Kurve mit 600 m Radius und überquerte die Strasse in einem Winkel von 52 Grad. Sie bestand aus 29 vorfabrizierten Spannbett-Trägern, die durch Rundeisen vom Durchmesser 18 mm als Querbewehrung zusammengezogen wurden. Mit dem Einbringen des Ortsbetons als Füll- und Überbeton trat das Bauwerk seine endgültige Tragstruktur erhalten. Das Geleise wurde auf einem Schotterbett von 40 cm Stär-

ke verlegt. Weitere Angaben sind aus den Bildern 2 und 3 ersichtlich.

Als Grundlage für die Berechnung und die Konstruktion der Brücke diente die damals gültige eidgenössische Verordnung vom 14. Mai 1935 über Bauten aus Stahl, Beton und Eisenbeton (Norm SIA). Zusätzlich wurden noch die Richtlinien der Empa Zürich aus dem Jahre 1943 und die «vorläufigen Bestimmungen der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) über die Anwendung von Bauteilen aus vorgespanntem Beton» vom Juli 1943 als verbindliche Grundlage vorgeschrieben. Entsprechend musste als massgebende Belastung eine Lokomotive mit sechs Achslasten von je 22 Tonnen angenommen werden. Der zu berücksichtigende Stosszuschlag betrug 35,2%. Die Berechnung erfolgte nach der damals üblichen Methode der «einbetonierten Träger». Die Träger wurden als einfache Balken berechnet und die Plattenwirkung durch eine Reduktion der Momente um 15% berücksichtigt.

Vorversuche 1944

Wie einleitend erwähnt, wurden dem Bau der Brücke verschiedene Belastungs- und Bruchversuche zugrunde gelegt. Beim ersten Versuch benützte man zwei vorfabrizierte Spannbettträger mit Ortsbeton als Zwischenfüllung und Verbindungsplatte. Die Belastung wurde stufenweise bis zum Bruch des gesamten Trägerpaketes gesteigert. In gleicher Weise wurde der zweite Versuch an einem vorfabrizierten Einzelträger durchgeführt. Die Stützweite betrug wie bei der Brücke 10,5 m. Die Querschnitte sind in Bild 4 dargestellt.

Der Beton zur Herstellung der beiden Versuchsträger enthielt 350 kg/m³ hochwertigen Zement. Die Dichte der Materialproben wurde zu 2490 kg/m³ ermittelt. Die gemessene Festigkeit er-



Bild 1. Eisenbahnbrücke zwischen Sion und Sierre 1944

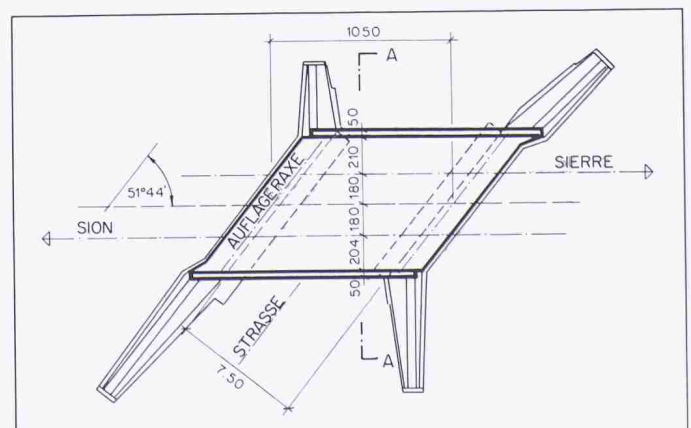


Bild 2. Situation

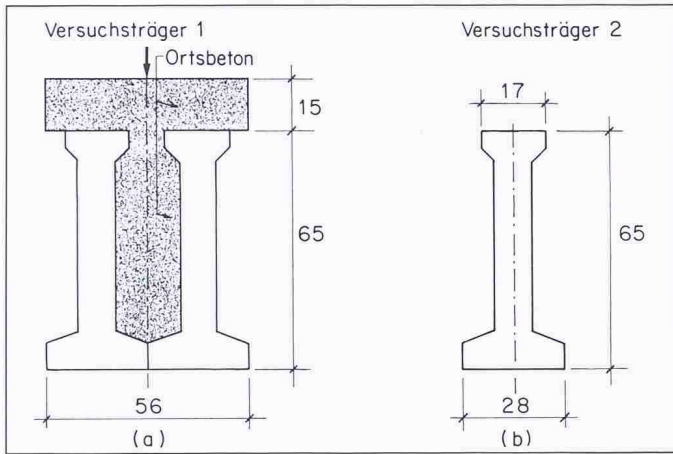


Bild 4. Querschnitt der Versuchsträger (1944)

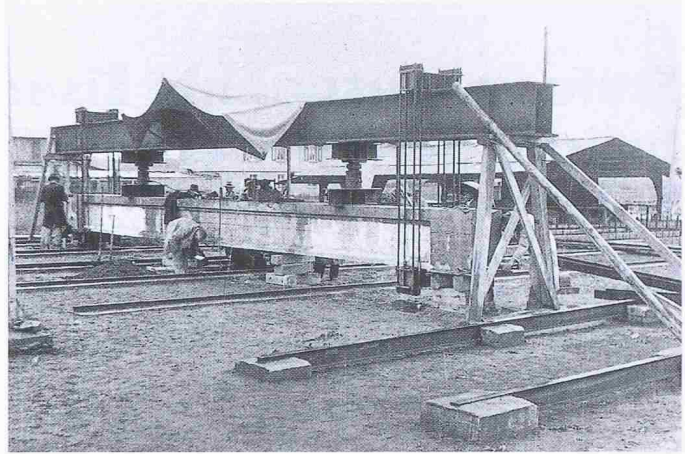


Bild 5. Versuchsanlage der Vorversuche 1944

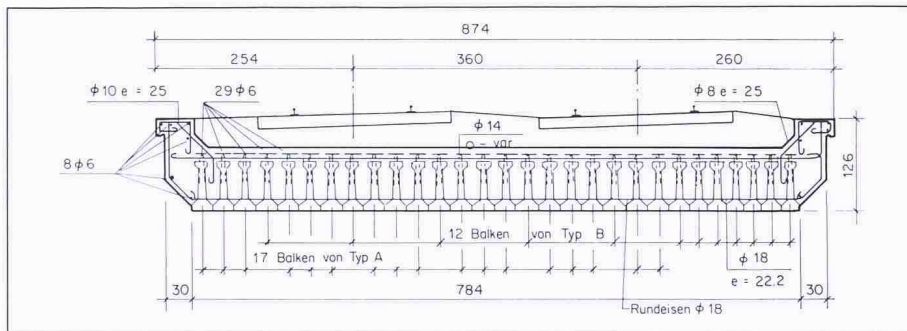


Bild 3. Querschnitt A-A

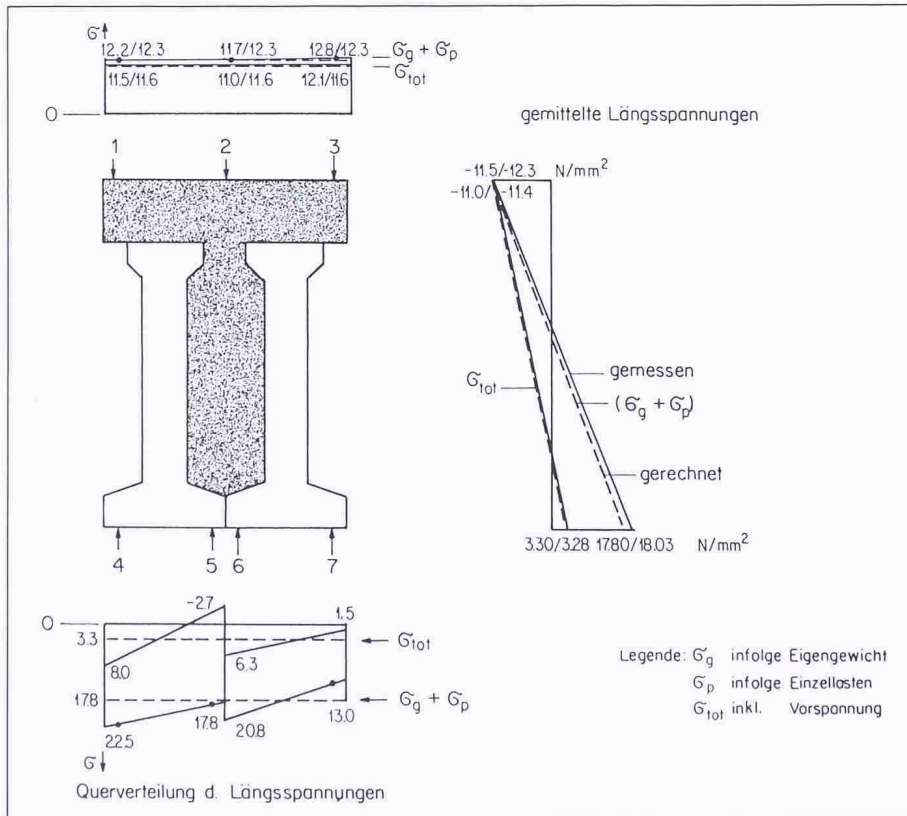


Bild 6. Gemessene und berechnete Spannungen am Versuchsträger 1

gab auf Druck im Mittel $59,7 \pm 3,3$ N/mm² und auf Biegezug $8,8 \pm 0,5$ N/mm². Aus den 10 Proben der Vorspanndrähte mit 7 mm Durchmesser wurde eine mittlere Zugfestigkeit von 1701 ± 30 N/mm² errechnet. Das Bild 5 zeigt die Versuchsanlage auf dem

Werkplatz der Firma Granito SA in Renens. Die durchgeführten Messungen der Dehnungen ergaben eine befriedigende Übereinstimmung mit den berechneten Werten. Ein Vergleich der Spannungen ist im Bild 6 dargestellt. Die Durchbie-

gungen erreichten lediglich $\frac{1}{3}$ der berechneten Werte. Aufgrund dieser Versuche wurde eine Rissicherheit von 1,41 für den oberen und eine solche von 1,44 für den unteren Rand ermittelt. Damit lag sie etwas unter dem vorgeschriebenen Wert von 1,50. Die Bruchsicherheit erreichte bei diesem Versuch den Wert 2,44 und blieb etwas unter dem vorgeschriebenen Wert von 2,50. Ein Gleiten der Spanndrähte konnte nicht festgestellt werden.

Die Materialeigenschaften und die Versuchsanordnung des zweiten Trägers entsprachen dem ersten Versuch. Der Träger wurde im Alter von 46 Tagen am 2. Juni 1944 geprüft. Auch bei diesem Träger stimmten die gemessenen Dehnungen recht gut mit den berechneten überein. Die gemessenen Durchbiegungen erreichten wiederum lediglich $\frac{1}{3}$ der berechneten Werte. Die vorgeschriebene Risse-Sicherheit wurde mit 1,29 oben und 1,43 unten auch bei diesem Träger nicht ganz erreicht. Die Bruchsicherheit blieb mit 2,44 ebenfalls leicht unter dem vorgeschriebenen Wert von 2,5. Ein Gleiten der Spanndrähte konnte auch bei diesem Träger nicht festgestellt werden.

Messungen im Betriebszustand 1944-1981

Vor Inbetriebnahme der Brücke erfolgte die vorgeschriebene Belastungsprobe. Dabei betrug die grösste gemessene Durchbiegung nur 0,54 mm oder 23% des für den einfachen Balken berechneten Wertes. Zur Überprüfung des Tragverhaltens der Brücke wurden periodisch im Abstand von ein bis zwei Jahren Belastungsversuche angeordnet. Bei diesen Untersuchungen wurde festgestellt, dass sowohl die gemessenen Dehnungen wie auch die Durchbiegungen mit der Zeit zunahmen.

Bild 7 zeigt die Entwicklung der Durchbiegungen, Bild 8 diejenige der Dehnungen. Der Vergleich mit den berech-

neten Werten, einesteils als schiefe Platte, andernteils als einzelne einbetonierte Träger, lässt auf eine gewisse Veränderung des statischen Systems schliessen. Tatsächlich wiesen einige auftretende Risse darauf hin, dass sich der Ortsbeton an verschiedenen Stellen von den vorgefertigten Trägern gelöst hatte und damit sich zunehmend dem System der Einzelträger näherte. Die festgestellten dynamischen Beanspruchungen lagen ungefähr im Rahmen der den Berechnungen zugrunde gelegten Werten. Bild 9 zeigt als Beispiel einige registrierte Durchbiegungen in Brückenmitte.

Auf dem Bild 10 sind einige Messwerte des Stosszuschlages grafisch aufgetragen. Diese Werte lassen auf einen sehr unterschiedlichen Geleiszustand schliessen.

Versuche an der ETH, TFB und Empa 1984-1985

Statische Versuche

Wie einleitend erwähnt, wurde im Jahre 1981 diese älteste vorgespannte Brücke der SBB in Sierre abgebrochen. Da sie einen wichtigen Schritt in der Entwicklungsgeschichte der Vorspanntechnik darstellt, entschied man sich für umfangreiche Untersuchungen an Material und Tragelementen. Beim Abbruch entnahm man der Brücke ein Trägerpaket von 4 Trägern, die dann in einzelne Versuchsträger zerlegt und abgelängt wurden. Die Träger und das Trägermaterial wurden anschliessend an der ETHZ und an der TFB in Wildegg geprüft. Diese Versuche hatten zum Ziel, die Tragfähigkeit, das Verformungs- und Ermüdungsverhalten der Brückenträger und damit auch der Brücke nach der 37jährigen Dienstphase zu ermitteln. Der Versuchsaufbau und die Belastungsart wurden den Vorversuchen von 1944 so gut als möglich angepasst. Bild 11 zeigt die Versuchsanordnung im Labor der ETH auf dem Höngerberg.

Die Belastung erfolgte stufenweise, wobei ein servohydraulischer Regelkreis während einer Phase der Dehnungsmessung die Durchbiegung konstant hielt (Beispiel für Dehnungsmessungen, Bild 12). Der reine Biegebruch dieses Kurzzeitversuches erreichte eine um 30% höhere Last als der entsprechende Versuch im Jahre 1944.

Im Bild 13 ist die Krümmung, berechnet aus den gemessenen Dehnungen, in Abhängigkeit von den zugehörigen Momenten aufgetragen. Der Vergleich im normierten Momenten-Krümmungsverhalten zeigt eine klare Abnahme der Steifigkeit im Gebrauchsbereich, was

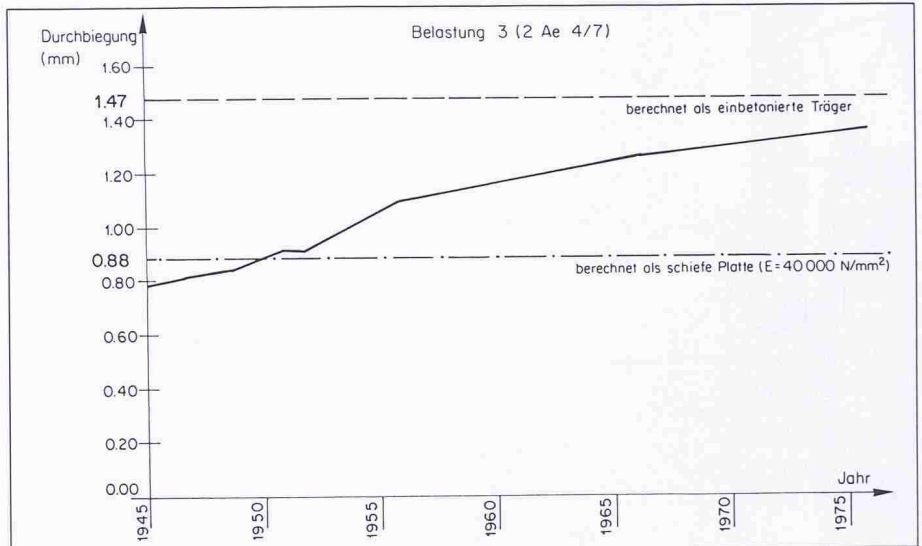


Bild 7. Zeitliche Entwicklung der Durchbiegung in Brückenmitte

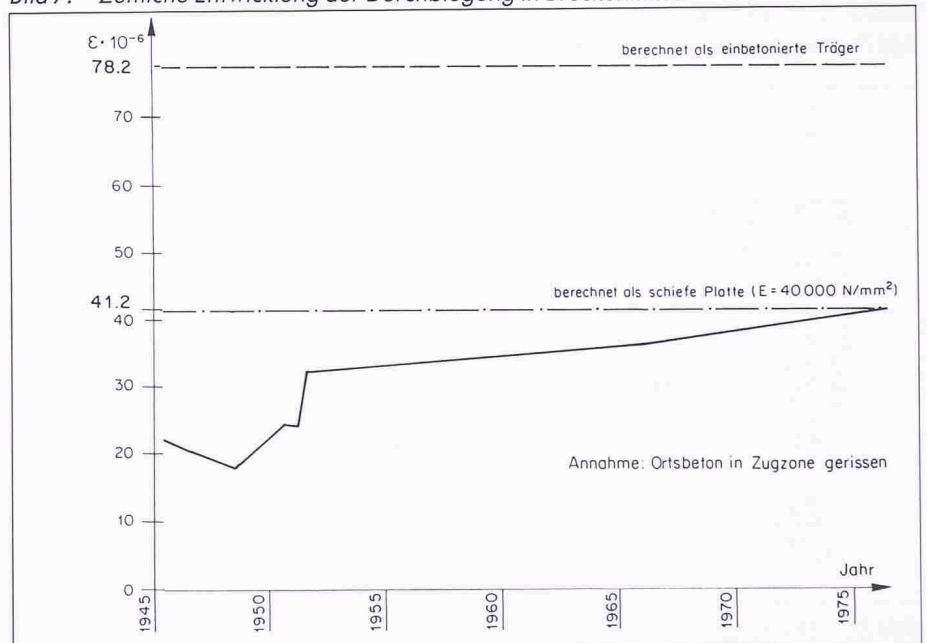


Bild 8. Zeitliche Entwicklung der Dehnungen in Brückenmitte

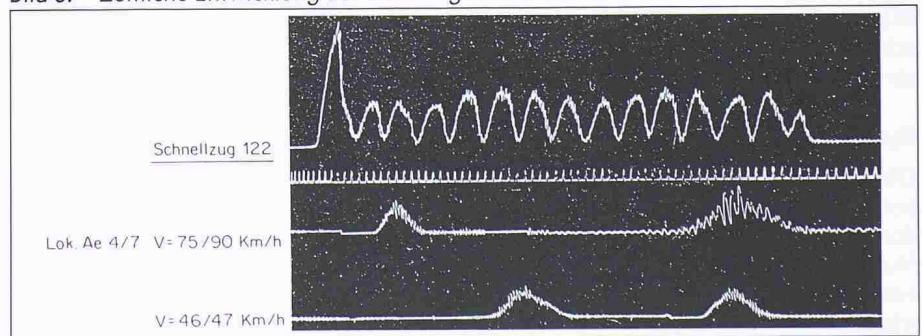


Bild 9. Aufzeichnung der Durchbiegung unter verschiedener Fahrgeschwindigkeit, vom 6. Oktober 1955

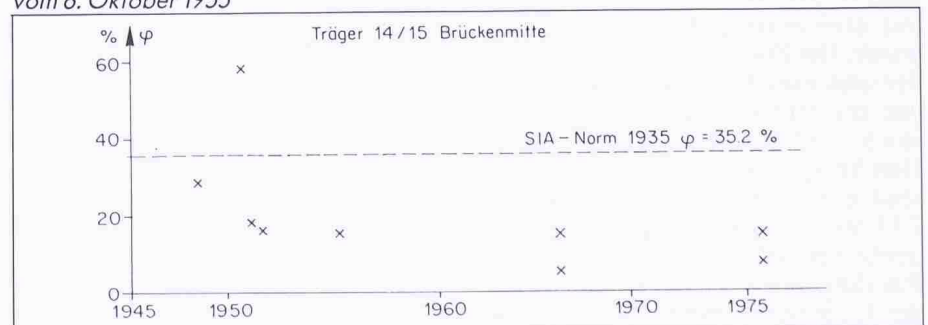


Bild 10. Gemessene Stosszuschläge im Zeitraum von 1948-1976

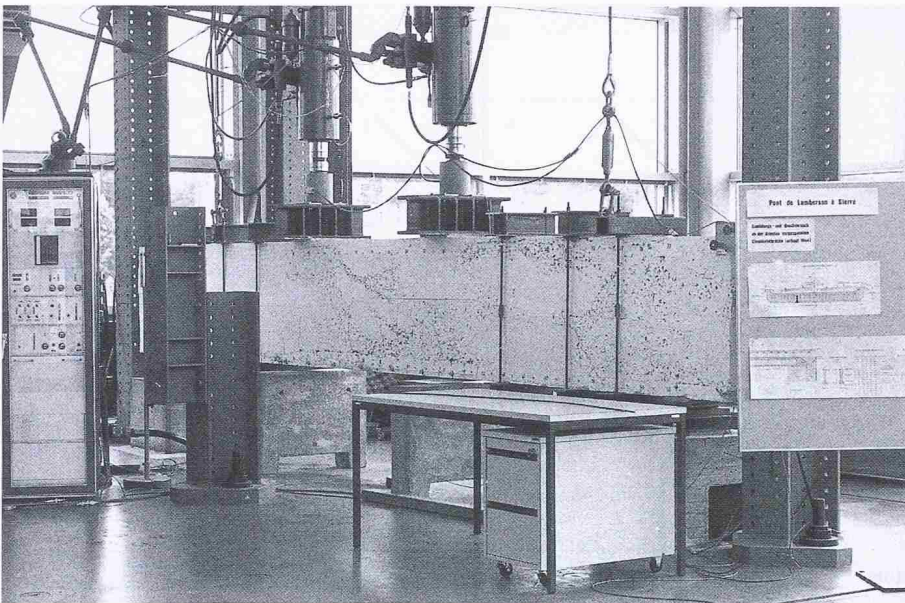


Bild 11. Versuchsanlage ETH 1984

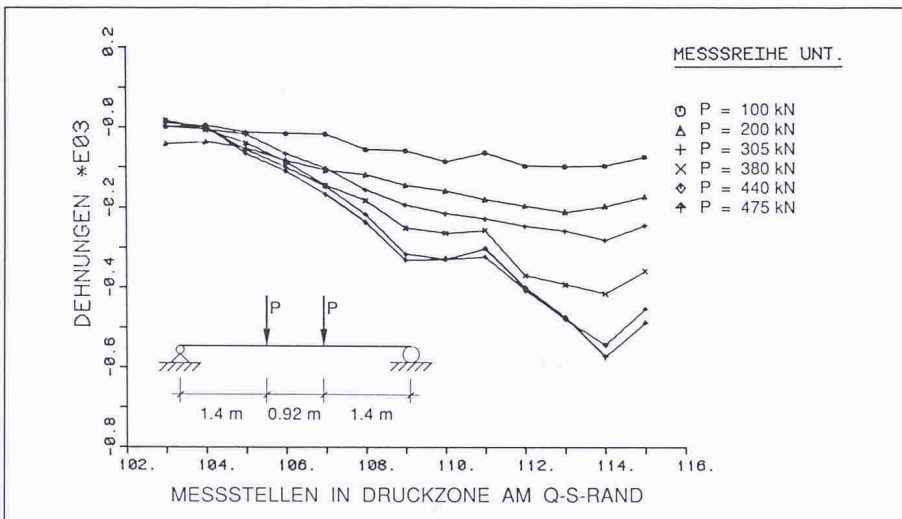


Bild 12. Statischer Versuch am Balken 1 (Febr./März 1984)

den Feststellungen aus den periodischen Kontrollmessungen der SBB entspricht.

Dynamische Versuche

Die dynamischen Versuche dienen in erster Linie der Ermittlung des Ermüdungsverhaltens nach der 37jährigen Nutzung. Die minimale Versuchslast entspricht der ständigen Last (Eigengewicht der Brücke inklusive Schotter und Geleise), während die zyklische Belastung aus der maximalen Verkehrslast (Lokomotive Ae 4/7) errechnet wurde. Die Träger verhielten sich unter der schwingenden Verkehrslast nahezu wie die frühere Brücke. Charakteristisch war die starke Zunahme der Durchbiegung von ungefähr 30% während der gesamten Schwingzeit von 2,13 Mio Lastwechseln mit einer Frequenz von 4Hz. Ein Grund für diese Zunahme ist die Steifigkeitsminderung der Träger durch die langsame Zerstörung des Verbundes zwischen der quali-

tativ schlechten Übergangsschicht zwischen der Oberfläche des unteren Trägerflansches und dem Ortsbeton. Der weitere Ablauf der Ermüdungsversuche ist im folgenden Diagramm (Bild 14) dargestellt. Die Belastung wurde sukzessive erhöht in Stufenpaketen von rund 2 Mio Lastwechseln. Der erste Spanndrahtbruch entstand erst nach 250 000 Lastwechseln bei einer Spannungsamplitude von 250 N/mm². Der Versuch wurde mit 10 gebrochenen Drähten nach 8,21 Mio Lastwechseln gestoppt. Auf dem Bild 15 ist die Zone der Ermüdungsbrüche des Spannstahles festgehalten. Ein zweiter dynamischer Versuch hat das Verhalten des ersten Balkens bestätigt.

Materialeigenschaften

Die materialtechnischen Untersuchungen umfassten sowohl die Eigenschaften von Spannstahl und Beton wie auch

den Spannungszustand der Spanndrähte aus der Vorspannbelastung in den einzelnen rund 40jährigen Brückenträgern. Die Resultate dieser Untersuchungen können wie folgt zusammengefasst werden:

Die Würfeldruckfestigkeit des Betons hat sich im Verlaufe der vergangenen 40 Jahre um 68% auf durchschnittlich 70 N/mm² erhöht. Die Verdichtung war speziell im Ortsbeton teilweise ungenügend, so dass auch minimale Würfeldruckfestigkeiten von rund 34 N/mm² gemessen wurden. Die Karbonatisierungstiefe ergab die sehr geringen Werte von 0,5 mm bis maximal 10,0 mm auf der Trägerunterseite.

Die Bruchfestigkeit des Spannstahles hat sich nicht verändert. Die geringe Rostbildung betraf nur die Oberfläche des Spannstahles und ist im alkalischen Milieu des Betons zum Stillstand gekommen. Die in der Empa durchgeführten Ermüdungsuntersuchungen unter dem statischen Spannungszustand, wie er im Brückenträger an extremer Lage vorhanden war, brachten keine Brüche. Die ersten Brüche traten bei einer Spannungsschwingbreite von 255 N/mm² nach 0,5 Millionen Lastwechsel auf. Von grossem Interesse war die in den Trägern noch vorhandene Vorspannung nach 40 Jahren. Dazu wurden spezielle Messungen an den eingebauten Spanndrähten durchgeführt, die dann, nach dem Ausbau an den unbelasteten Drähten wiederholt, die noch vorhandene Vorspannung ergaben. Die folgende Tabelle zeigt die Verhältnisse in 11 verschiedenen Drähten. Die Restvorspannung wurde aus den Mittelwerten der Dehnungsmessungen (1) und (4) berechnet und mit den Rechenwerten verglichen (Bild 16).

Schlussfolgerungen

Die höhere Zug- und Druckfestigkeit des 40jährigen Betons führte zu einer Veränderung der Bruchart. Anstelle des Schubbruches stellte sich im nachträglichen Kurzzeitversuch von 1984 ein Biegebruch ein. Die Ermüdungsversuche zeigten beide ein einwandfreies Verhalten unter dynamischer Belastung. Der gute Verbund zwischen Spannstahl und Beton bewirkte eine gleichmässige und

Literatur

- [1] M. Baumann, M. Brianza, K. Ensner, B. Thürlimann: Versuche an der ersten vorgespannten Eisenbahnbrücke der Schweiz, Bericht ISBN 3-7643-1938-0, Birkhäuser Verlag, Basel und Boston, 1987.

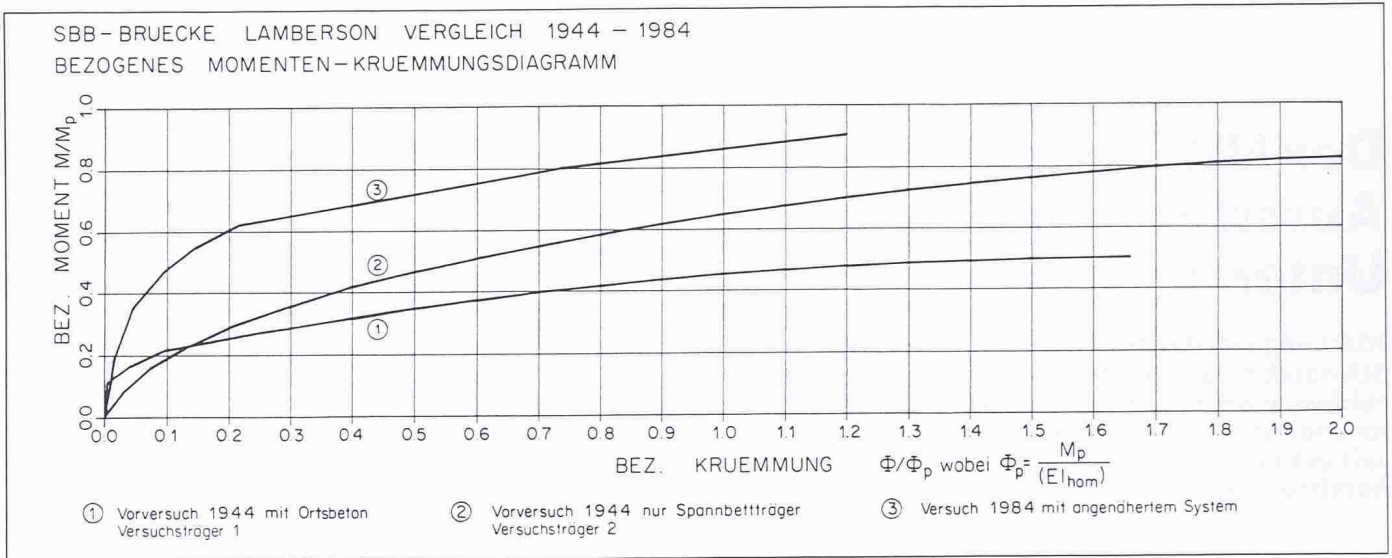


Bild 13. Dehnungsmessungen im statischen Versuch

feine Risseverteilung. Sowohl der Verbund zwischen Träger- und Ortsbeton wie auch zwischen Träger und Überzug wurde teilweise zerstört, so dass sich während des Stufenbelastungsverfahrens eine Steifigkeitsminderung beobachten liess. Selbst bei 7facher maximaler Verkehrslast erreichten die Versuchsbalken 2 Millionen Lastwechsel, ohne Ermüdungsbruch. Der Beton wies nach 40 Jahren eine um 60% höhere Würfeldruckfestigkeit von 70 N/mm² auf. Die Karbonatisierungstiefe erreichte die sehr geringen Werte von nur 0,5 bis 10 mm. Der Spannstahl zeigte keine Veränderung seiner Eigenschaften und entspricht praktisch den heute verwendeten Materialien. Die SBB-Brücke Lamberson hatte nach fast 40jähriger starker Nutzung noch alle Eigenschaften, die für eine weitere Nutzung über Jahrzehnte erforderlich gewesen wären. Dieses Verhalten ist ein eindrücklicher Beweis für die Dauerhaftigkeit solcher vorgespannten Tragwerke.

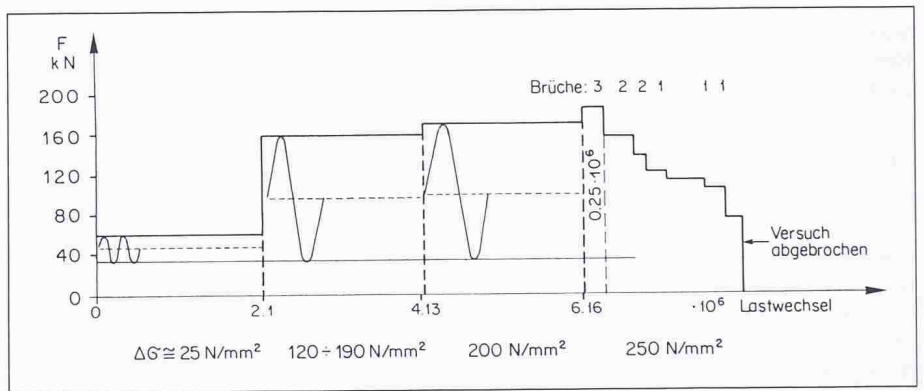


Bild 14. Gesamtablauf des Ermüdungsversuches am Träger 1 vom 3. April bis 16. Mai 1984

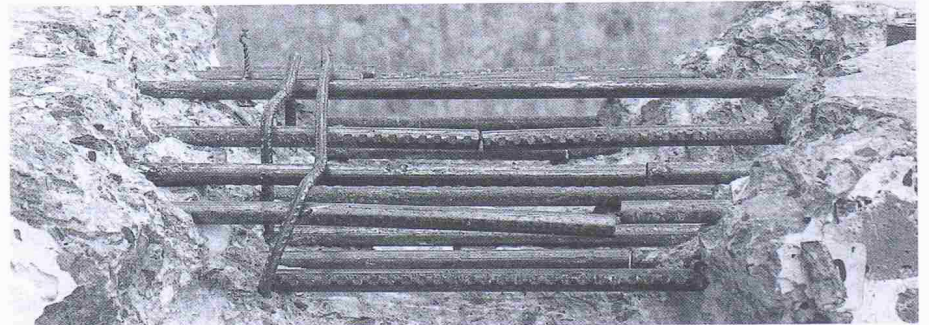


Bild 15. Ermüdungszone

Adresse des Verfassers: M. Baumann, dipl. Bau-Ing. ETH, Prof. Dr. B. Thürlimann, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Hönggerberg, 8093 Zürich und K. Ensner, dipl. Bau-Ing. ETH, Habstettenstrasse 16, 3065 Bolligen.

Die Verfasser danken:

- der Eidgenössischen Stiftung zur Förderung der Volkswirtschaft durch wissenschaftliche Forschung,
- den Schweizerischen Bundesbahnen,
- dem Bundesamt für Strassenbau und
- der Stiftung für wissenschaftliche, systematische Forschungen auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues für die zur Verfügung gestellten Mittel, die es ermöglichten, diese interessante Arbeit durchzuführen.

Draht Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
(1) Deformierermessung	751	661	882	643	668	711	690	711	723	667	710	Gemessene Werte
(2) Längenmessung	662	696	862	-	682	-	-	723	764	647	725	
(3) DMS - Messung	660	661	834	-	-	-	-	-	697	670	-	
(4) Nachbelastung	758	717	943	675	665	722	709	735	725	681	701	
(5) Anfangsvorspannung für E _{oc} = 46 000 N/mm ²	1029	1029	1029	1029	1033	1033	1033	1033	1029	1029	1029	Berechnete Werte
(6) Vorspannung Zeit t = ∞ im Spannbettträgers	718	718	718	718	731	731	731	731	718	718	718	
(7) Abfall in % von (5)	-26.7	-33.0	-11.3	-36.0	-35.3	30.6	-32.3	-30.0	29.6	34.5	31.4	
(8) Abfall in % von (6)	+5.1	-4.0	+27.1	-8.2	-8.8	-2.0	-4.3	-1.1	+0.8	-6.1	-1.7	

Bild 16. Restvorspannung (N/mm²) nach 40 Jahren