

Belastungsversuche an der Eisenbeton-Bogenbrücke über die Urnäsch bei Hundwil

Autor(en): **Roš, M.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **93/94 (1929)**

Heft 6

PDF erstellt am: **18.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-43390>

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.

INHALT: Belastungsprobe an der Eisenbeton-Bogenbrücke über die Urnäsch bei Hundwil. — Neue Motorwagen und Anhängewagen der Strassenbahn Zürich-Oerlikon-Seebach. — Landhaus „Seegut“, Feldbach am Zürichsee (mit Tafeln 3/6). — Nekrologe: Victor Wenner. Raoul Pictet. — Mitteilungen: Rheinregulierung Strassburg-Basel. Europäischer Rundflug für Sportflugzeuge. Aarewerke A.-G. Basler

Rheinhafenverkehr. Internationale Ausstellung in Barcelona. Farbe im Stadtbild. Die Kathedrale St. François in Lausanne. Ein neuer Universalbagger. — Wettbewerbe: Strassenbrücke über den Mälar in Stockholm. Schweizerische Volksbank, Kreuzlingen. — Literatur.

Band 94

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 6

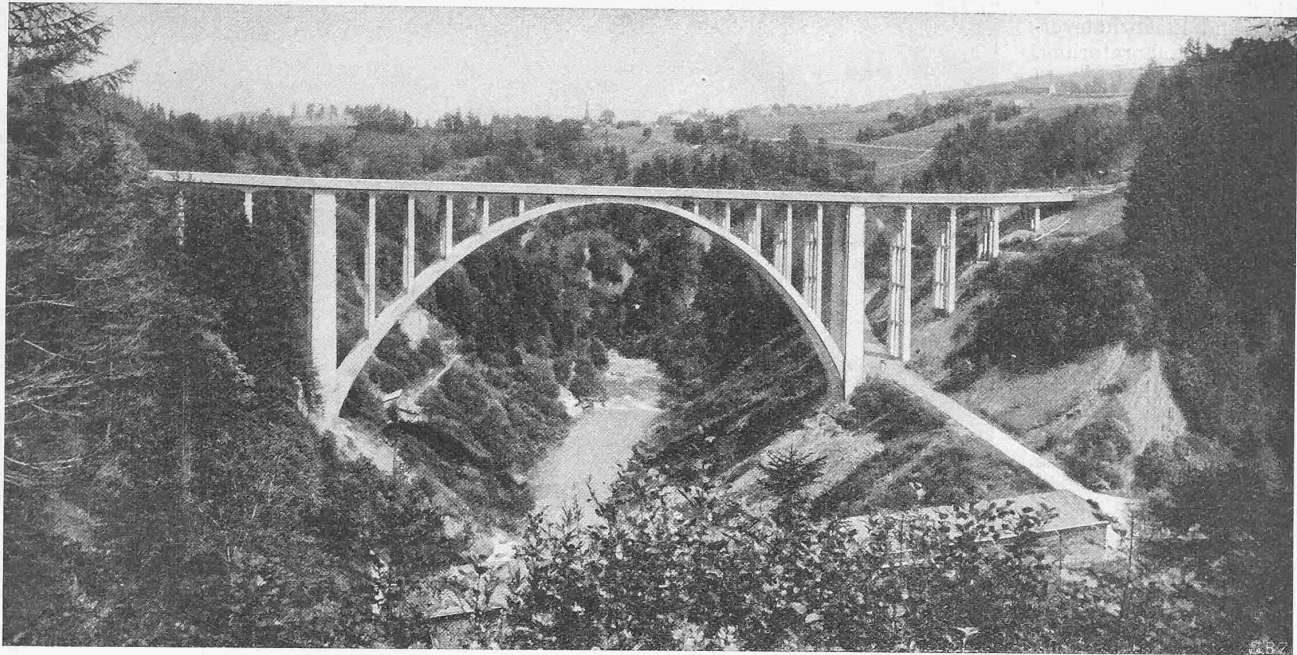


Abb. 1. Eisenbeton-Bogenbrücke von 105 m Stützweite über das Hundwilertobel. Erbaut 1924/25 von Ed. Züblin & Cie. A.-G. nach eigenem Entwurf.

Belastungsversuche an der Eisenbeton-Bogenbrücke über die Urnäsch bei Hundwil.¹⁾

Von Prof. Dr. M. RÖS, Direktor der E. M. P. A., Zürich.

Der über das tief eingeschnittene Tal der Urnäsch bei Hundwil (Appenzel A.-Rh.) sich wölbende armierte Bogen der „Hundwilertobelbrücke“ wurde in den Jahren 1924, 1926 und 1928 interessanten Belastungsversuchen hinsichtlich seines elastischen Verhaltens unterzogen. Die Auswirkung der belastenden Kräfte auf den elastisch eingespannten Bogen erfolgte zunächst ohne, sodann mit Ueberbau.

Der 105 m weit gespannte gelenklose Bogen, mit einer Pfeilhöhe von 36,0 m, ist heute die weitest gespannte gewölbte Brücke der Schweiz. Sie wurde unter der Bauleitung von Kantonsingenieur A. Schläpfer, Herisau, in den Jahren 1924/25 von der Ed. Züblin & Cie. A.-G., Zürich-Basel, nach ihrem eigenen Entwurf erbaut. Die Fahrbahn liegt 73 m über der Talsohle; das Pfeilverhältnis beläuft sich auf 1 : 2,92, die Scheitelstärke beträgt 1,30 m, und an den theoretischen Kämpfern erreicht die Gewölbstärke 2,50 m. Das Gewölbe ist im Scheitel 6,00 m und an den Kämpfern 6,90 m breit. Die zweckmässigste Gewölbform wurde von Prof. Dr. Ing. M. Ritter nach einem von ihm ersonnenen Verfahren festgelegt²⁾; die Eisenarmierung des Gewölbes ist symmetrisch. Die grössten Randfaserbeanspruchungen im Gewölbe aus Eigenlast, Verkehr und Wärmeschwankung ($+15^{\circ}\text{C}$ und -25°C) sind sehr gut ausgeglichen und bewegen sich zwischen 35 und 40 kg/cm², wovon 20 bis 25 kg/cm² von der Eigenlast (Gewölbe mit Aufbau) herrühren.

Die Belastungsversuche und Messungen wurden nach einem vom Berichterstatter aufgestellten Programm, unter seiner Leitung und unter Assistenz des wissenschaftlichen Mitarbeiters der E. M. P. A., Ing. A. Eichinger im Auftrage der Ed. Züblin & Cie. A.-G. durchgeführt.

¹⁾ Vergl. A. Schläpfer, Kantonsing. Herisau. „Der Bau der Hundwilertobelbrücke und ihrer Zufahrtstrassen (Appenzel A.-Rh.)“. Schweiz. Zeitschrift für Strassenwesen, Nr. 17, 1925.

Das elastische Verhalten dieses einzigartigen grossen Modelles wurde an Hand der Messungsergebnisse von Durchbiegungen und Schwingungen, Drehungen, sowie Faserdehnungen (Spannungen) festgestellt, wobei auch die wagrechten Verschiebungen und Drehungen der Widerlager sorgfältig beobachtet wurden. Die Untersuchungen fanden statt: 1. am 27. Oktober 1924 anlässlich der Bogenausrüstung (Bogen ohne Ueberbau); 2. am 23. November 1924 bei Belastung durch eine quer gleichmässig verteilte Einzelast von 30 t im Scheitel des Bogens wirkend (Bogen ohne Ueberbau); 3. am 6. September 1928 bei Belastung des Bogens mit Ueberbau mit vier Lastwagen von insgesamt 46,4 t Gewicht. Die aus den Deformationsmessungen am Bauwerke selbst abgeleiteten Dehnungszahlen $\alpha = 1/E$ wurden mit den Ergebnissen der Elastizitätsmessungen im Laboratorium der E. M. P. A. an auf der Baustelle gleichartig erstellten Betonprismen verglichen.

Diese eingehenden, von Prof. Dr. M. Ritter, damals Direktor der Ed. Züblin & Cie. A.-G. und dem Berichterstatter veranlassten Messungen dürfen als in ihrer Art einzig dastehend bezeichnet werden. Ein Jahr später wurden die ganz ähnlichen, wertvollen Versuche mit der Hochbrücke Baden-Wettingen durchgeführt³⁾. Sämtliche eingehenderen Belastungsversuche der letzten Zeit mit ausgeführten Eisenbeton-Brücken, wie mit der Aa-Brücke über das Rempenbecken des Kraftwerks Wäggital (1923)⁴⁾, den Brücken am Stausee Innertal des Kraftwerks Wäggital (1925)⁵⁾,

²⁾ M. Ritter. „Die Formgebung der gelenklosen Brückengewölbe mit Hilfe virtueller Zusatzlasten“. Schweiz. Ingenieurbauten in Theorie und Praxis, Festschrift anlässlich des Internat. Kongresses für Brückenbau und Hochbau 1926. Verlag Wilh. Ernst & Sohn Berlin.

³⁾ „Belastungsversuche an der Eisenbetonbogenbrücke Baden-Wettingen“. S. B. Z. Band 93, Seite 105 (2. März 1929).

⁴⁾ „Aa-Brücke Rempen des Kraftwerks Wäggital“. S. B. Z., Bd. 83, Seite 241 (24. Mai 1924).

⁵⁾ „Neuere schweizerische Eisenbetonbrückentypen“. S. B. Z. Bd. 90, Seite 172 (1. Oktober 1927). „Zerstörung der Eisenbetonbrücke bei Tavanasa“. S. B. Z. Bd. 90, Seite 233 (29. Oktober 1927).

der Bogenbrücke über das Val-Tschiel (1927)⁶⁾ und mit der neuen Tavanasa-Brücke (1928)⁶⁾ sind von einem einheitlichen Gedanken geleitet und verfolgen den Zweck, die Ergebnisse der Festigkeits- und Elastizitätsversuche im Laboratorium, der Kontrollversuche auf der Baustelle und der Belastungsversuche am fertigen Bauwerk in engste gegenseitige Beziehung zu bringen, um Aufschluss über das elastische Verhalten der Eisenbeton-Tragwerke zu erhalten, sodann um die rechnerisch oft sehr schwer zu fassenden Einflüsse der monolithischen Eisenbetonbauweise unmittelbar durch Versuche festzustellen, und schliesslich um auf den höchstwahrscheinlichen, wirklichen Sicherheitsgrad des Bauwerkes schliessen zu können.



Abb. 2. Bauzustand der Hundwilertobel-Brücke zu Ende Dezember 1924.

Bei den Versuchen an der Hundwilertobelbrücke ist, wie bei der Hochbrücke Baden-Wettingen, als besonderes Ziel zu bezeichnen, die Feststellung des entlastenden Einflusses des aus der Fahrbahn, dem Gelände und den die Fahrbahn und den Bogen verbindenden Pfosten bestehenden Ueberbaues auf den eingespannten Bogen.

1. Laboratoriumsversuche.

Die Ergebnisse der Druckfestigkeit und Elastizitätsmessungen von fünf gleichartig erstellten Prismen $12 \times 12 \times 36$ cm, Dosierung 300 kg Portlandzement Würlingen-Siggental auf 1000 l Sand-Kies, Mischungsverhältnis Sand : Kies = 5 : 7, Konsistenz gut-erdfeucht, schwachplastisch, sind auf den Abb. 3 und 4 dargestellt. Die Mittelwerte betragen:

- a) Prismendruckfestigkeit 265 kg/cm^2
b) Dehnungszahlen:

a) der gesamten Formänderungen, Spannungsstufe angenähert entsprechend dem gesamten Eigengewicht der Brücke σ bis 35 kg/cm^2 $\alpha_t = \frac{l}{363\,000}$

β) der elastischen Formänderungen, Spannungsintervall angenähert entspr. der Verkehrslast und der Wärmewirkung $\sigma = 35$ bis 52 kg/cm^2 $\alpha_{el} = \frac{l}{362\,000}$

- c) Poissonsche Querdehnungszahl:
entsprechend a) $m_t = 5,0$
entsprechend β) $m_{el} = 6,6$

Auf der Abb. 5 ist die Verschiedenheit der Randfaserdehnungen bzw. Spannungen für im geometrischen Flächen-Schwerpunkt, also im üblichen Sinne zentrisch gedrückte Betonprismen dargestellt. Sorgfältige Zentrierung vorausgesetzt, kann diese Verschiedenheit der Randfaserdehnungen nur die Folge der elastischen Heterogenität des Betons sein, derzufolge der elastische Schwerpunkt der gedrückten Querschnittsfläche des Betonprismas mit dem geometrischen Schwerpunkt nicht zusammenfällt. Wie aus der Abb. 5 hervorgeht, kann dieser Unterschied selbst bei sehr sorgfältiger Zentrierung ganz bedeutend sein.

⁶⁾ „Belastungsprobe an der neuen Rheinbrücke bei Tavanasa“. S. B. Z. Bd. 93, Seite 208 (27. April 1929).

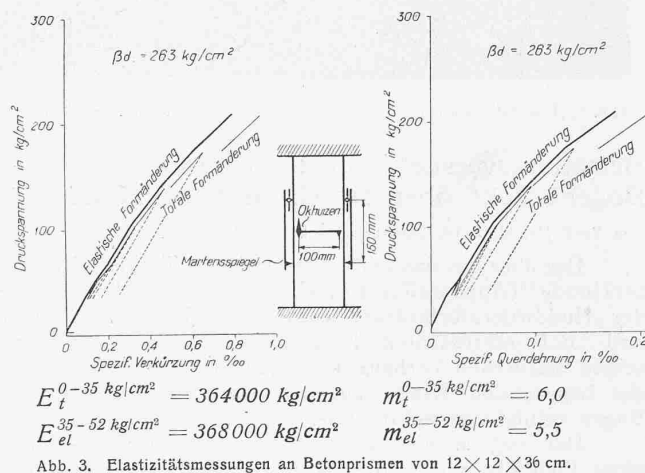


Abb. 3. Elastizitätsmessungen an Betonprismen von $12 \times 12 \times 36$ cm.

2. Bogenausrüstung am 27. Okt. 1924 (ohne Ueberbau).

Die Anordnung der Durchbiegungsmesser (Zivy-Apparate und Stoppani-Uhren), der Klinometer (Stoppani) und der Dehnungsmesser (Okhuizen-Hugenberg) im Bogenscheitel, den Bogenvierteln und an den Kämpfern und Widerlagern, sowie die Ergebnisse der Durchbiegungs-, Drehungs- und Spannungs-Messungen, sind auf der Abb. 6 dargestellt, die auch die theoretischen Werte enthält.

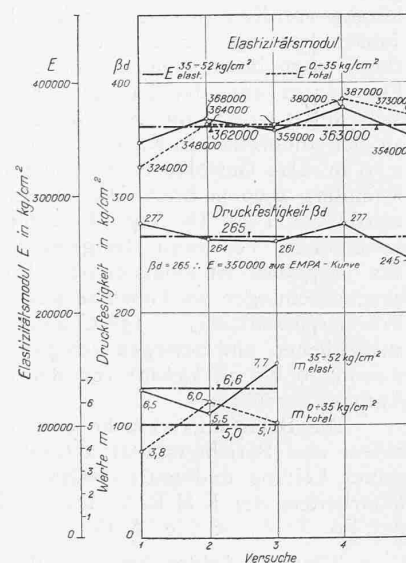


Abb. 4. Elastizitätsmessungen an Betonprismen von $12 \times 12 \times 36$ cm. — Alter 9 Wochen.

ERGEBNISSE DER BELASTUNGSVERSUCHE AN DER EISENBETON-BOGENBRÜCKE ÜBER DAS HUNDWILERTOBEL.

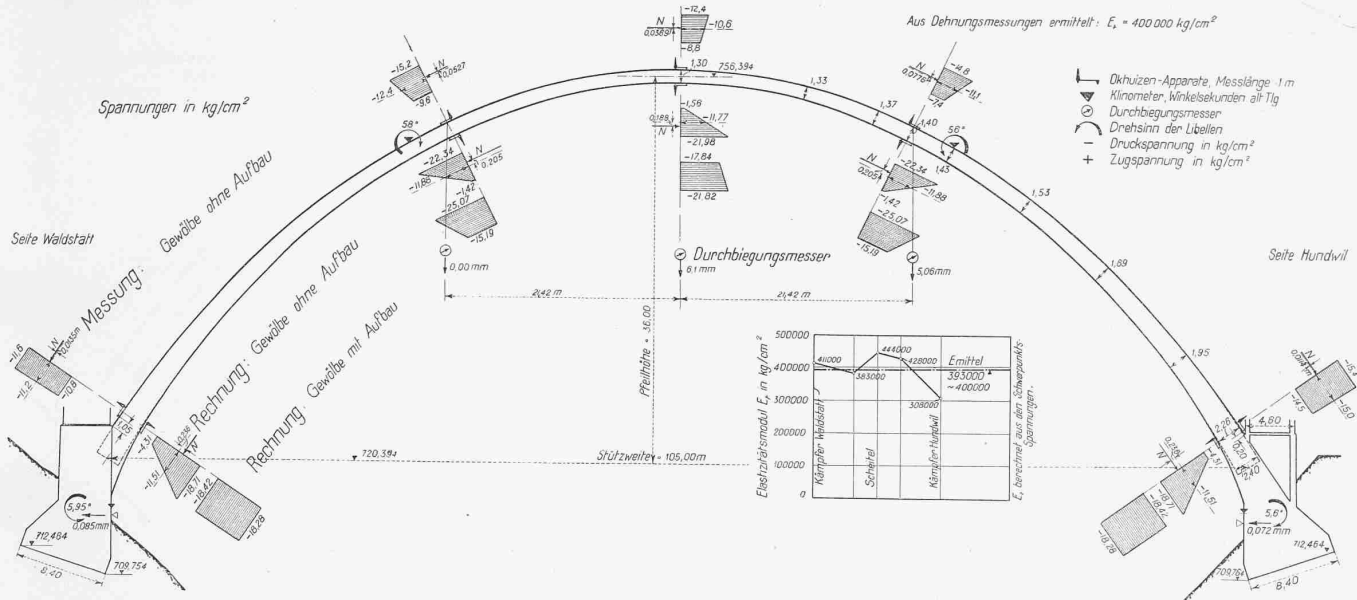


Abb. 6. Ergebnisse der Messungen bei der Ausrüstung des Bogens am 27. Oktober 1924. — Längenmasstab rund 1 : 600.

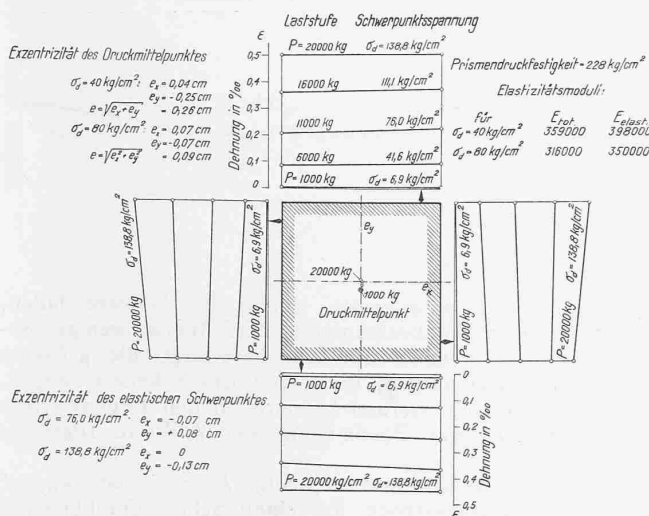
Die Widerlager haben sich praktisch nicht bewegt. Die gemessenen horizontalen Verschiebungen liegen zwischen 0,072 und 0,085 mm. Die Widerlager-Drehungen betrugen im Mittel 5,6 Winkelsekunden alter Teilung. Die Scheiteldurchbiegung erreichte 6,1 mm.

Die Bestimmung der Dehnungszahlen in den Kämpfern, den Bogenvierteln und im Scheitel aus der jeweiligen Gleichsetzung der theoretischen und der aus den gemessenen spezifischen Faserdehnungen abgeleiteten wirklichen *Schwerpunktspannungen* führt zu E -Werten, die zwischen 308 000 kg/cm^2 und 444 000 kg/cm^2 liegen und einen Mittelwert von $E = 393\,000\text{ kg/cm}^2$, somit rd. $\alpha_t = 1/E = 1/400\,000$ ergeben (Abb. 3).

Die gemessenen *Randfaserdehnungen*, unter Zugrundelegung der ermittelten Dehnungszahl von $\alpha_t = 1/400\,000$, stimmen nicht sehr gut mit den entsprechenden Werten der Rechnung überein. Legt man dagegen die *Schwerpunktspannungen* (Mittel der Randfaserwerte) dem Vergleich zugrunde, so ist die Übereinstimmung eine sehr gute.

Die rechnerische Ermittlung der Spannungen und der lotrechten Scheiteldurchbiegung infolge Bogeneigenlast zeigt die grosse Empfindlichkeit des wirklichen Spannungs- und Deformationszustandes, als Folge der wirklichen Form des Gewölbes. Die Resultate der Messung bestätigen dieses

Ergebnis der Theorie und werden von der zweifelsohne vorhandenen Verschiedenheit der elastischen Eigenschaften des Betons in einem Gewölbe (Heterogenität), sowohl über den Querschnitt selbst als auch der Bogenlänge nach, stark beeinflusst. Der unvermeidlichen Verschiedenheit in der Betonqualität eines Bauwerkes und demzufolge auch in den Werten der Dehnungszahlen α ist bei der Auswertung und Beurteilung von Messungsergebnissen an ausgeführten Bauwerken massiver Bauweisen grösste Beachtung zuzuwenden. Verhältnismässig geringe Verschiebungen der Drucklinie im rechteckigen Querschnitt eines Gewölbes gegenüber dem elastischen Schwerpunkt, der bei elastisch-heterogenen Körpern nicht mit dem geometrischen Schwerpunkt der Fläche zusammenfällt, sei es infolge Abweichungen der wirklichen Gewölbeform von der theoretischen oder infolge der Beton-Heterogenität oder infolge der Art und Weise wie der Bogen auf dem Gerüst im Zeitpunkt des Ausrüstens aufliegt (Einflüsse der Temperatur und des Schwindens), beeinflussen das durch die Messung gewonnene Span-

Abb. 5. Elastizitätsmessungen an einem Betonprisma von $12 \times 12 \times 36\text{ cm}$ im Laboratorium der Eidg. Materialprüfanstalt in Zürich.

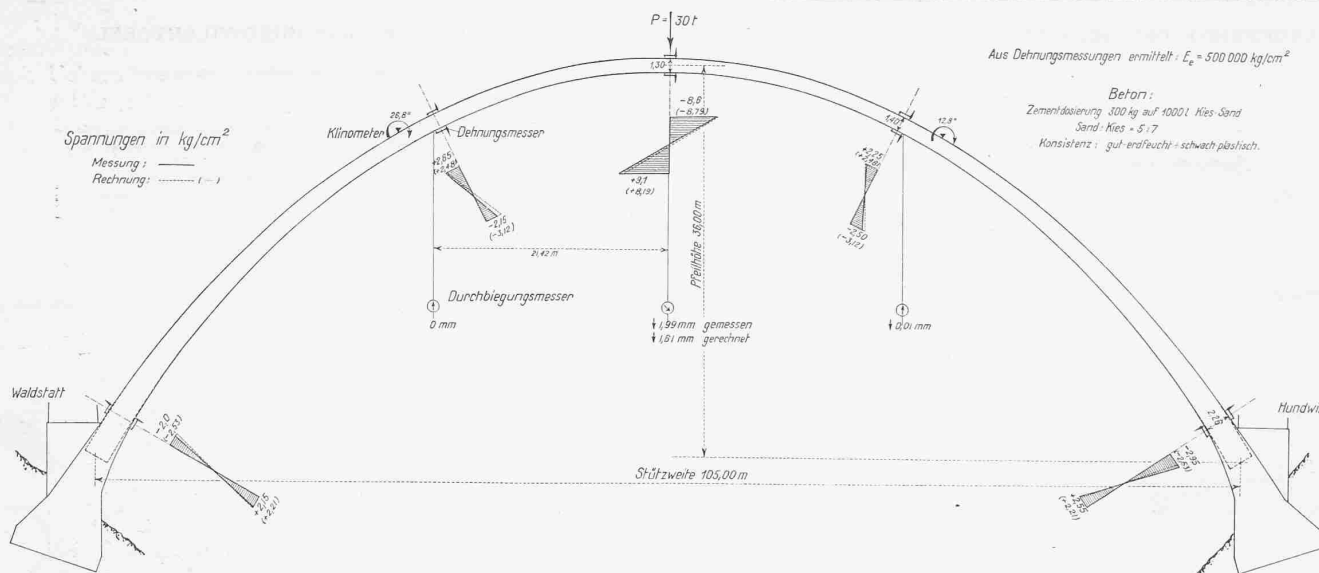


Abb. 7. Ergebnisse der Messungen am Bogen ohne Ueberbau bei einer Einzellast von $P = 30$ t im Scheitel, am 23. November 1924.

nungsbild weitgehend. Die einem unveränderlichen E -Werte von $400\,000 \text{ kg/cm}^2$ entsprechenden, aus den Messungsergebnissen abgeleiteten Exzentrizitäten, unter Voraussetzung völliger elastischer Homogenität der jeweiligen Querschnittsflächen, sind in der Abbildung 3 eingetragen, woselbst auch die entsprechenden theoretischen Werte der Exzentrizitäten angegeben sind. Die gemessene, überall innerhalb des Kerns liegende Drucklinie verläuft im Scheitel höher, in den Bogenvierteln tiefer und an den Bogenkämpfern wieder höher als die rechnerische Drucklinie. Die Unterschiede in den Exzentrizitäten zwischen der wirklichen und der theoretischen Drucklinie betragen im Scheitel $+225 \text{ mm}$, in den Bogenvierteln -128 mm (Seite Hundwil) und -152 mm (Seite Waldstatt); an den Kämpfern $+247 \text{ mm}$ (Hundwil) und $+250 \text{ mm}$ (Waldstatt).

Der Mittelwert der Dehnungszahl α_t der gesamten Formänderungen im Laboratorium ermittelt, $\alpha_t = 1/363\,000$, stimmt mit dem aus den Versuchen am Bauwerke selbst anlässlich der Bogenrüstung festgestellten von $\alpha_t = 1/393\,000$ praktisch sehr gut überein. Die Abweichung von rd. 8% ist auf Grund der Erfahrungen von Laboratoriumsversuchen sehr gering.

3. Einzellast von 30 t im Bogenscheitel, 23. November 1924 (Bogen ohne Ueberbau).

Da die gemessenen Randfaserdehnungen von wesentlich geringerer Grössenordnung waren als anlässlich der Bogenrüstung, und unvermeidliche Wärmeeinflüsse bei

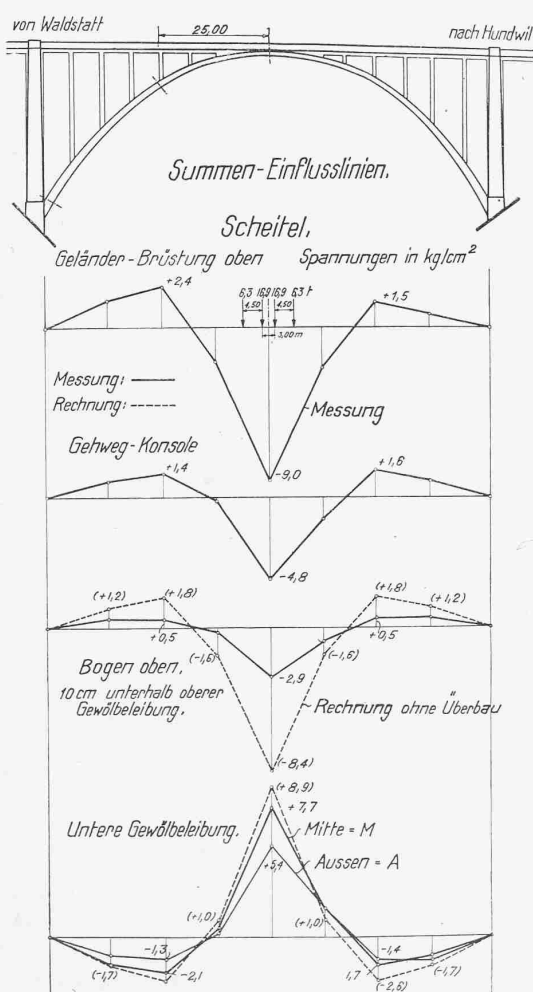
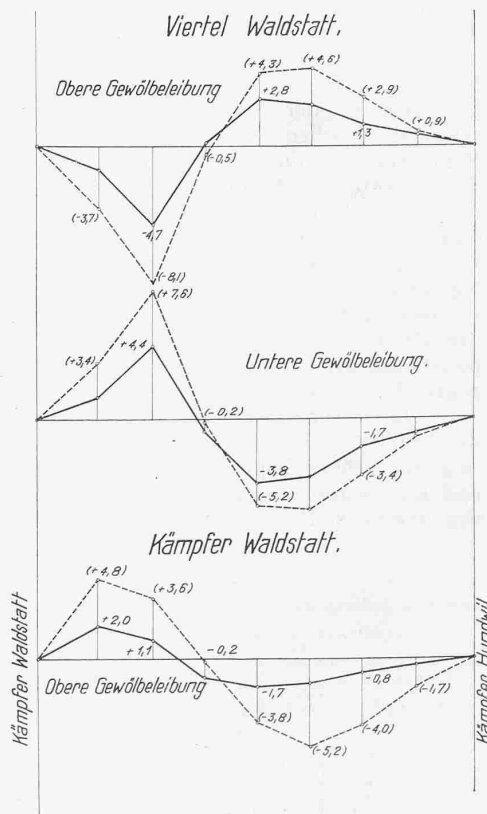


Abb. 9. Messungen an der fertigen Brücke.

Summen-Einflusslinien der Spannungen im Scheitel, sowie im Viertel und im Kämpfer Seite Waldstatt. 6. September 1928



so kleinen Dehnungswerten stärker ins Gewicht fallen, gestaltete sich die Bestimmung der E -Werte weniger zuverlässig. Es ist daher durchaus berechtigt, die grössten gemessenen Dehnungen, diejenigen des Scheitels, gegenüber den drei- bis viermal kleineren in den Bogenvierteln und Kämpfern der Bestimmung der E -Werte zugrunde zu legen.

Aus der Scheitelmessung folgt $E_{el} = 469\,000 \text{ kg/cm}^2$ und aus der gemessenen lotrechten Scheiteldurchbiegung von 1.99 mm ergibt sich $\alpha_{el} = 1/405\,000$. Für den etwas

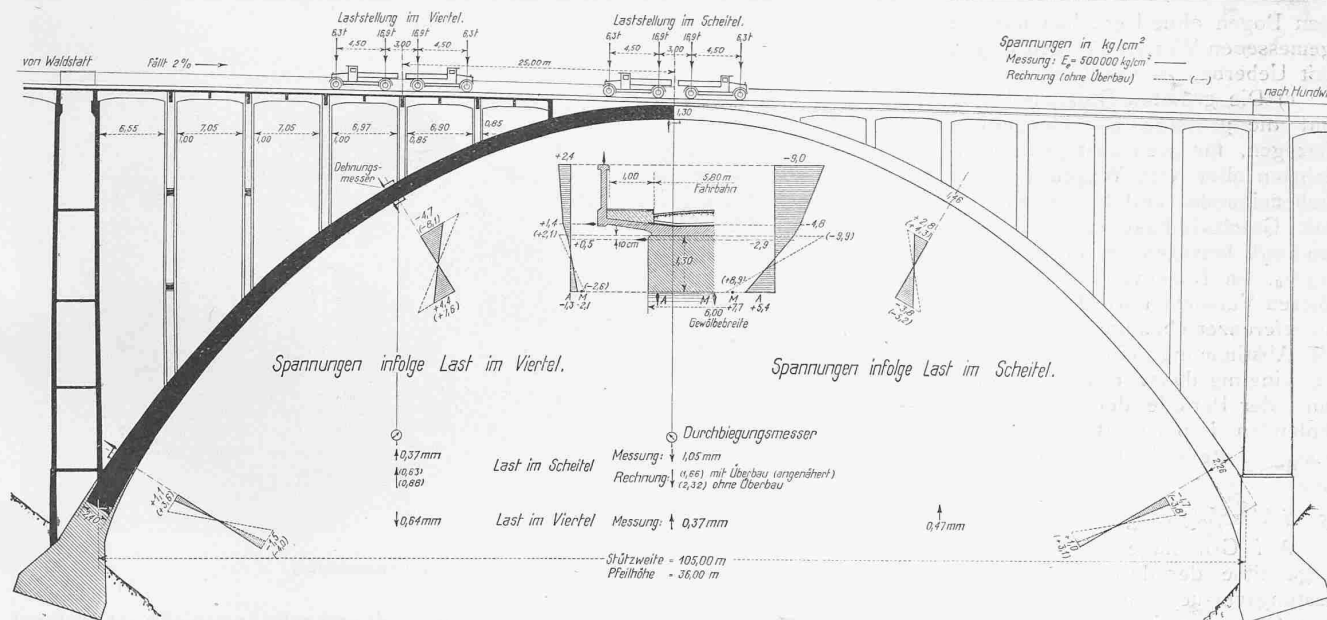


Abb. 8. Längsschnitt und Ansicht der Hundwilertobel-Brücke, Masstab 1 : 600, mit Eintragung der Ergebnisse der Messungen an der fertigen Brücke bei Belastung mit vier Lastwagen, $\Sigma P = 46,4$ t, am 6. September 1928.

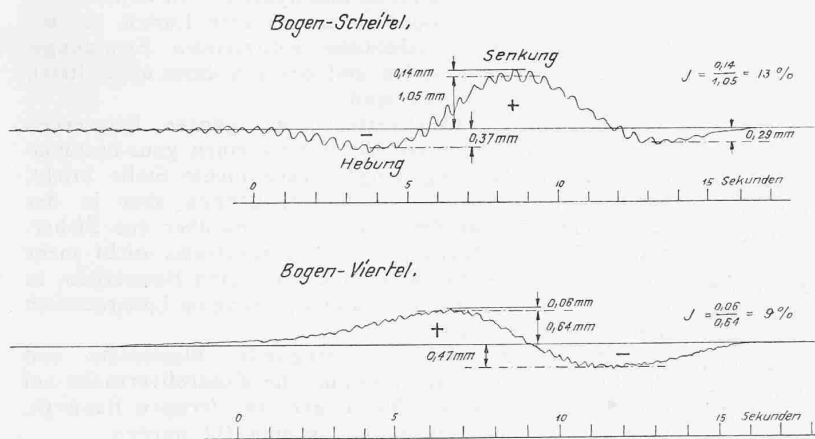


Abb. 10. Schwingungsdiagramme; aufgenommen im Scheitel und im Viertel.

hohen Mittelwert von $\alpha_{el} = 1/500000$ stimmen die gemessenen und berechneten Faserspannungen sehr gut überein (Abb. 7).

Der Unterschied zwischen der im Laboratorium bestimmten Dehnungszahl der elastischen Formänderungen von $\alpha_{el} = 1/362000$ und der am Bauwerk selbst infolge Scheitelbelastung ermittelten Dehnungszahl $\alpha_{el} = 1/469000$ ist hier grösser und erreicht rund 30%. Die Ursache dieses Unterschiedes liegt, abgesehen von der unvermeidlichen Verschiedenheit in der Beschaffenheit und dem Erhärtungsvorgang zwischen dem Beton im Bauwerk und demjenigen des Versuchskörpers, in der geringen Grössenordnung der gemessenen örtlichen Faserdehnungen und in den unvermeidlichen Einflüssen der Wärme auf das Tragwerk selbst und ganz besonders auf die Dehnungsmesser Okhuizen-Huggenberger während der Dauer der Belastungsversuche, obschon die 1 m langen Messtangen und die Drähte für die Durchbiegungsmessungen aus gegen Temperaturschwankungen praktisch unempfindlichem Invar ($\alpha_t = 0,0000005$) bestanden.

4. Belastung am 6. September 1928 durch 4 Lastwagen von 46,4 t Gesamtgewicht (Bogen mit fertigem Ueberbau).

Die Belastung erfolgte am 6. September 1928 bei bewölktem Himmel und bei einer Temperatur zwischen $+5^\circ$ und $+7^\circ$ C. Es fuhren stets zwei der Brückenbreite nach symmetrisch angeordnete Lastwagen nebeneinander.

Die Anordnung der zwei Wagenpaare der Brückenlänge nach geht aus Abb. 8 hervor.

Die Ergebnisse dieser Messungen sind in der Abbildung 8 (Durchbiegungen und Spannungen infolge vier Wagen für den Scheitel, das Viertel und den Kämpfer Waldstatt), sowie in der Abbildung 9 (Summen-Einflusslinien der Spannungen für den Bogenscheitel, Viertel und Kämpfer Waldstatt) zur Darstellung gebracht und den zugeordneten theoretischen Werten für den Bogen allein, ohne Ueberbau, gegenübergestellt.

Den aus den gemessenen Faserdehnungen abgeleiteten Spannungen wurde, unter Beachtung des Alters des Betons, als Dehnungszahl $\alpha_e = 1/500000$ zugrunde gelegt.

Der Vergleich der gemessenen (wirklichen) und der rechnerischen (theoretischen) Werte führt zu nachfolgenden Erkenntnissen:

a) Der entlastende Einfluss des Ueberbaues (Fahrbahn, Geländer, Pfosten) auf den eingespannten Bogen ohne Ueberbau macht sich auch bei der Hundwilertobelbrücke, wenn auch in geringerem Masse als bei der Hochbrücke Baden-Wettingen^{a)}, geltend (Abb. 8 und 9). Dieser entlastende Einfluss ist abhängig vom Steifigkeitsverhältnis des Ueberbaues zum Bogen ohne Ueberbau. Bei der Hundwilertobelbrücke ist der im Scheitel 1,30 m starke Bogen an und für sich steifer als der Bogen der Hochbrücke Baden-Wettingen mit einer Scheitelstärke von 0,75 m, und im Vergleich zum Ueberbau ist der Bogen von Hundwil erst recht steifer als derjenige von Baden-Wettingen. Daher muss auch der entlastende Einfluss des Ueberbaues bei der Hundwilertobelbrücke weniger stark in Erscheinung treten als bei der Hochbrücke Baden-Wettingen.

b) Die Entlastung des eingespannten Bogens von Hundwil durch den Ueberbau beträgt für die grössten Randspannungen im Scheitel rund 30%, im Viertel rund 40%, im Kämpfer rund 60%, und für die grössten lotrechten Durchbiegungen im Scheitel rund 50%, im Viertel rund 60%, bezogen auf die jeweiligen entsprechenden rechnerischen Werte für den Bogen allein, ohne Ueberbau.

Da die gemessenen und gerechneten Werte der Spannungen für den Bogen ohne Ueberbau mit einer Einzellast von 30 t im Bogenscheitel praktisch sehr gut übereinstimmen (Abb. 7), ist es auch zulässig, die rechnerischen Werte infolge der Belastung durch vier Wagen für

den Bogen ohne Ueberbau mit den gemessenen Werten für den Bogen mit Ueberbau zu vergleichen.

c) Die grössten Stosszuschläge, auf die grössten Durchbiegungen bezogen, für gleichzeitige Schnellfahrten aller vier Wagen (je zwei nebeneinander und hintereinander) mit Geschwindigkeiten von rund 20 km/h betragen im Bogenscheitel 13 %, im Bogenviertel 9 %. Bei diesen Versuchen wurden keinerlei Interferenzerscheinungen als Folge der Abstimmung zwischen der Eigenschwingungsdauer des Tragwerkes und der Periode der sich wiederholenden Impulse der bewegten Lasten festgestellt (Abb. 10).

*

5. Schlussfolgerungen.

Auf Grundlage der Messungsergebnisse der durchgeführten Belastungsversuche gelangt man zu nachfolgenden, für die Theorie und Praxis gleich wertvollen Erkenntnissen, die insbesondere durch die spätern, gleichartigen Untersuchungen an der Hochbrücke Baden-Wettingen wie auch durch alle vorerwähnten Untersuchungen von Eisenbetonbrücken bestätigt worden sind.

I. Eisenbetontragwerke, richtig berechnet, richtig armiert und sachgemäss erstellt, weisen innerhalb der heute üblichen zulässigen Spannungen ein praktisch elastisches Verhalten auf. Sie dürfen daher, trotz aller Eigenschaften, die dem Beton als Baustoff eigen sind, wie die Einflüsse der unvermeidlichen, in der Natur der Erzeugungsweise des Beton liegenden Schwankungen der Festigkeitsqualität und Elastizitätseigenschaften, des Alters, des Spannungszustandes (ständige Last), des Bereiches der Spannungswechsel (Verkehrslast, Wärme), der Dauer der Belastung (Zeiteinfluss) und der Anzahl der Spannungswechsel (Geschwindigkeit der Lastäusserung), der Unhomogenität, sowie der gesamten, bleibenden und elastischen Formänderungen, nach der Elastizitätstheorie berechnet und konstruiert werden.⁷⁾ Bei der Verarbeitung und Beurteilung der Messungsergebnisse ist aber den Einflüssen dieser Eigenheiten gebührend Rechnung zu tragen.

Die Ermittlung der rechnerischen Werte der Spannungen und Formänderungen eines Eisenbetontragwerkes, die für den Vergleich mit den gemessenen Werten bestimmt sind, hat unter der Annahme von überall, also auch auf Zug voll wirkenden Beton-Querschnitten und von Verhältniszahlen $n = E_{\text{Eisen}} : E_{\text{Beton}}$, die sich je nach Betonqualität zwischen $n = 4$ und $n = 8$ bewegen und im Mittel $n = 6$ betragen, zu erfolgen.

II. Die Heranziehung des Zugwiderstandes des Beton für die Tragfähigkeit wird wegen der Schwindspannungen, die sich insbesondere bei ungleich armierten Betonkörpern stets die Zugfestigkeit des Beton vermindern, ja gänzlich aufzehrend auswirken, praktisch illusorisch. Andererseits darf man aber den rechnerischen Werten der Zugspannung im Beton, wie die Praxis zeigt, nicht diejenige Tragweite in bezug auf Folgen von Rissbildungen beimessen, wie dies dann geschieht, wenn die Beobachtungen und Erfahrungen an ausgeführten Bauwerken nicht für die Beurteilung der Rissbildungsgefahr herangezogen werden. Die Folgen der Rissbildungen für den Eisenbeton werden nur durch langjährige systematische Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken voll erfasst werden können.

III. Entgegen der ältern Auffassung, dass eine Belastungsprobe bis zum Bruche durchgeführt werden müsse,

⁷⁾ „Schweizerische Ingenieurbauten in Theorie und Praxis“. Festschrift anlässlich des ersten internationalen Kongresses für Brückenbau und Hochbau 1926. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

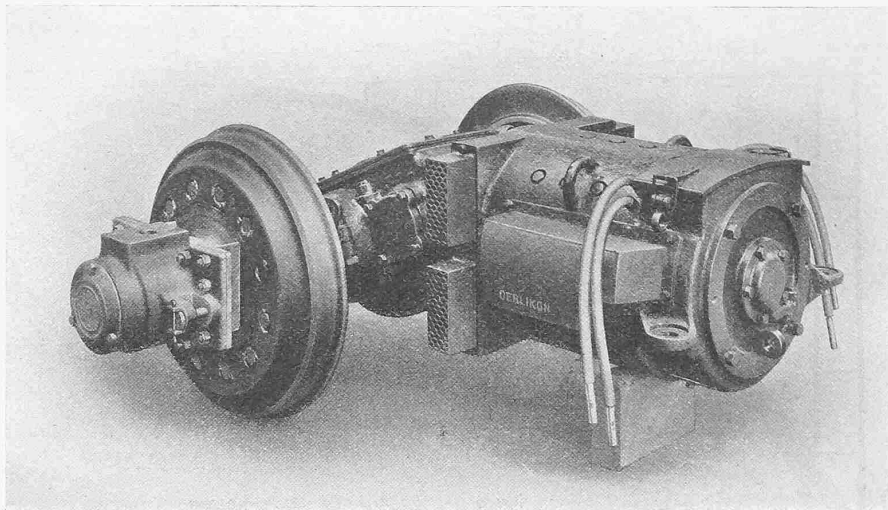


Abb. 2. Schnellaufender Oerlikon-Traktionsmotor von 80 PS Einstundenleistung.

was ja nur selten möglich und sehr kostspielig ist, gelangt man heute immer mehr zur Erkenntnis, dass die Messungsergebnisse über das elastische Verhalten von Bauwerken unter wiederholten statischen und dynamischen Belastungen mit den wirklichen oder etwas erhöhten Lasten für die Beurteilung von normalerweise auftretenden Spannungs- und Verformungszuständen und des aus ihnen abgeleiteten Sicherheitsgrades besser sind.

Kostspielige Bruchversuche mit ganzen Bauwerken oder Modellen, bei denen die nur für einen ganz bestimmten Belastungsfall ungünstig beanspruchte Stelle bricht, geben sehr wertvolle Aufschlüsse, können aber in der Regel entbehrt werden. Sie sagen uns über den Sicherheitsgrad eines Bauwerkes oder Tragsystems nicht mehr aus, als die Versuchspraxis an ausgeführten Bauwerken, in enger Verbindung mit der Materialprüfung im Laboratorium und auf der Baustelle.

Es müssen aber die Festigkeits-, Elastizitäts- und Bruchversuche im Laboratorium, die Kontrollversuche auf der Baustelle und die Messungen am fertigen Bauwerk, in engste gegenseitige Beziehung gebracht werden.

Erst die Messungen an fertigen Bauwerken gewähren Einblick in das Verhalten der einzelnen Konstruktionselemente und der Bauwerke als Ganzes. Sie stärken die Gewissheit über die Zuverlässigkeit der berechneten Beanspruchungen und des theoretischen Sicherheitsgrades; sie offenbaren dem Statiker und Konstrukteur dasjenige, was nur durch mühselige Berechnungen annähernd erreichbar ist und in vielen Fällen sich überhaupt einer genauen mathematischen Fassung des Problems entzieht, wie z. B. der starke entlastende Einfluss des Ueberbaues (Fahrbahn, Geländer, Pfosten) auf die eingespannten Bögen von Hundwil und Baden-Wettingen.

In gleichem Masse wie das Studium des Verhaltens von Bau- bzw. Werkstoffen unter ein-, zwei- und dreiaxigen Beanspruchungen im Laboratorium⁸⁾, insbesondere in der heutigen Zeit des Strebens nach der Erhöhung der bisherigen zulässigen Beanspruchungen, unerlässlich geworden ist, wie die Ermüdungsfestigkeit (Beton auf Druck: Ermüdungsfestigkeit = Ursprungsfestigkeit $\sim 0,5$ Prismendruckfestigkeit = Armierungseisen auf Zug-Druck: Ermüdungsfestigkeit rund 0,5 der Zugfestigkeit) infolge wiederholter Beanspruchungen an Bedeutung und Tragweite immer mehr gewinnt, ist auch das Studium des Spannungszustandes und der Arbeitsweise der Bauwerke unter den wiederholten Einwirkungen der äusseren dynamischen Kräfte nicht zu entbehren.

⁸⁾ „Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr“. Diskussionsberichte der Eidg. Materialprüfungsanstalt an der E. T. H. Nr. 14, September 1926, und Nr. 28, Juli 1928.

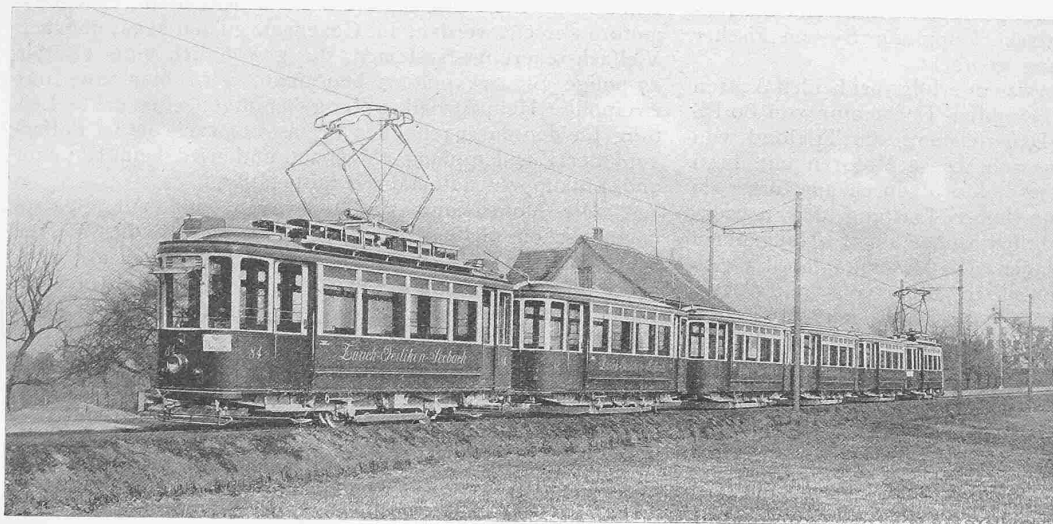


Abb. 1. Sechswagenzug in Doppeltraktion der Strassenbahn Zürich-Oerlikon-Seebach.

IV. Die Ergebnisse der Festigkeits- und Elastizitätsversuche im Laboratorium mit gleichartig erstellten, gleichartig gelagerten und gleich alten Betonkörpern zeigen innerhalb der unvermeidlichen und in der Natur der Erzeugungsweise des Betons liegenden Schwankungen praktisch sehr befriedigende Uebereinstimmung mit den Ergebnissen der Spannungs- und Deformationsmessungen am fertigen Bauwerk. Der Beton wird auf der Baustelle selbst erzeugt. Der Vorgang seiner ersten Erhärtung und seine weitere Umbildung beruhen auf physikalischen und kolloidal-chemischen Vorgängen, die gegen alle äusseren Einflüsse sehr empfindlich sind. Seine Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften hängen ab von der Güte der Zementmarke (Festigkeitsqualität), der Menge des Zementes (Dosierung), der Kornabstufung des Sand-Kiesmaterials (Granulometrie), der Menge des Anmachwassers (Konsistenz), der Güte der Verarbeitung (Poren), den Temperatur- und Witterungsverhältnissen während der Erzeugung, der Lagerungsart (Luft, trocken oder feucht, Wasser), und vom Alter.

Jeder der angeführten Faktoren ist von Natur aus für sich mehr oder weniger veränderlich; das Zusammenwirken aller Faktoren kann die Schwankungen verstärken, und es ist durchaus erklärlich, wenn die Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften des Beton selbst einer vorzüglich geleiteten Baustelle Schwankungen innerhalb $\pm 20\%$, ja sogar $\pm 25\%$ gegenüber den jeweiligen Mittelwerten aufweisen.⁹⁾

Der heterogenere, auf der Baustelle selbst erstellte Beton und der homogenere, fabrikmässig erzeugte Stahl sind beide in Bezug auf Zusammensetzung, chemische Vorgänge während der Erzeugung und Bearbeitung, sowie Temperatureinflüsse sehr empfindlich. Dadurch erklärt sich aber, selbst bei sehr sorgfältiger Fabrikation, die Streuung von rund 25% beim Beton und von 10% beim Konstruktionsstahl (Armierungseisen).

Der Vergleich zwischen den Ergebnissen des Laboratoriums bzw. der Baustelle einerseits und der Theorie andererseits mit den Messungsergebnissen am ausgeführten Bauwerk zeigt auch bei den Grösstwerten der gemessenen Spannungen und Verformungen, die richtigerweise in erster Linie diesem Vergleich zugrunde zu legen sind, im Mittel innerhalb 20 bis 25% liegende Uebereinstimmungen. Bei richtig armierten und sachgemäss erstellten Eisenbetonbauwerken von klarem statischem Aufbau sind grössere, über 25% gehende Abweichungen entweder auf störende, durch das Bauwerk selbst verursachte Einflüsse (Reibungswiderstände, Stossfugen, Schwindrisse) oder auf ausserhalb des Bauwerkes liegende Beeinflussungen, insbesondere auf Wärmeeinwirkung und Zeiteinflüsse, zurückzuführen.¹⁰⁾

⁹⁾ „Die Festigkeit des Mörtels und des Beton“. Diskussionsbericht Nr. 7 der E. M. P. A. Zürich, 1925.

Bedienung besitzen und über hinreichende Erfahrungen im Messwesen verfügen.

*

Die Kenntnis des Gefügebauwerkes eines Baustoffes, seiner technischen, insbesondere seiner Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften unter Berücksichtigung mehraxiger Spannungszustände, die ständige Kontrolle auf der Baustelle und die Versuchspraxis am ausgeführten Bauwerk bilden den in sich geschlossenen Ring, der die Gewissheit über den Spannungszustand, die Arbeitsweise und den Sicherheitsgrad unserer Ingenieurbauwerke stärkt. Ein so gestaltetes Studium ist fruchtbringend für die Theorie und die Praxis.

Neue Motorwagen und Anhängewagen der Strassenbahn Zürich-Oerlikon-Seebach.

Mitte Februar dieses Jahres hat die Strassenbahn Zürich-Oerlikon-Seebach vier neue zweiachsige Motorwagen und vier Personenanhängewagen dem Betrieb übergeben (Abb. 1), die gegenüber dem älteren Material dieser Strassenbahn eine Reihe prinzipieller Neuerungen aufweisen. So unterscheidet sich der mechanische Aufbau der neuen Motorwagen von den älteren Wagen im wesentlichen dadurch, dass der Fussboden des Wageninnern tiefer gelegt ist, wodurch die lästige Stufe beim Uebergang von der Plattform zum Wageninnern wegfällt. Diese Tieferlegung des Wagenbodens wurde ermöglicht durch Verwendung von Laufrädern mit Durchmesser von 610 mm gegenüber 800 und 900 mm bei den bisherigen Motorwagen. Als weitere Neuerung sind sowohl bei den Motorwagen als auch bei den Anhängewagen Quersitze zur Anwendung gekommen. Die Motorwagen weisen 20 Sitzplätze im Wageninnern und zusammen 21 Stehplätze auf beiden Plattformen auf; ausserdem sind noch vier Stehplätze im Wageninnern zur Verfügung. Die Anhängewagen haben 20 Sitzplätze im Wageninnern und total 28 Stehplätze auf den Plattformen, dazu vier Stehplätze im Wageninnern.

Die Motorwagen haben eine Länge von 9,7 m über die Puffer gemessen, bei einer Maximalbreite von 2,2 m. Ihr Radstand beträgt 2,6 m. Die Tara eines komplett ausgerüsteten Motorwagens beträgt 13,46 t, jene des gleichen Abmessungen aufweisenden Anhängewagens 7,3 t.

Die Radsätze sind mit Innenbackenbremse versehen, deren aktive Teile durch verdeckten Einbau in die Rad-

¹⁰⁾ „Die Druckelastizität des Mörtels und des Beton“. „Das elastische Verhalten von ausgeführten Beton- und Eisenbeton-Bauwerken“. Diskussionsbericht Nr. 8 der E. M. P. A. Zürich, Dezember 1925.

¹¹⁾ Technische Kommission des Verbandes Schweiz. Brücken- und Eisenhochbau-Fabriken“. „S.B.Z.“ 1920. Bd. 75, Nr. 10 u. 11.

V. Der Zweckdienlichkeit, Zuverlässigkeit und Genauigkeit der Messinstrumente muss die grösste Aufmerksamkeit gewidmet werden. Je genauer und zuverlässiger die Messinstrumente arbeiten, desto sicherer sind die Beobachtungen, desto wertvoller die auf ihnen angebauten Schlüsse.¹¹⁾

Die Durchführung der Messungen darf nur Ingenieuren anvertraut werden, denen die Konstruktion der Messapparate genau bekannt ist, die Geschick zu deren