

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 89/90 (1927)  
**Heft:** 14

**Artikel:** Neue schweizerische Eisenbeton-Brückentypen  
**Autor:** Roš, M.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-41773>

#### **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:** 10.01.2026

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

Zusammenfassend muss daher betont werden, dass der Zustand der Stromrinne für die Zeit vor durchgeföhrter Rheinregulierung keine vielversprechenden Schlüsse auf eine weitergehende Verkehrsentwicklung zulässt. Man muss sich mit dem Gedanken abfinden, dass in wasserarmen Sommern, wie in den Jahren 1921 und 1925, trotz dem Bestehen aller *wirtschaftlichen* Voraussetzungen, ein Verkehr nach Basel nicht möglich sein wird. Es erscheint uns wertvoll, nicht nur auf diese Möglichkeiten aufmerksam zu machen, sondern nachdrücklich auf die *zunehmende Verschlechterung der Schiffahrtsbedingungen* hinzuweisen. Eine Verschweigung dieser Verhältnisse leistet der Entwicklung der Schiffahrt bis Basel nicht nur keinen Dienst, sondern bedeutet für sie vielmehr eine Gefährdung.

Die in der Baslerfahrt tätigen Reedereien haben durch Schaffung eigener Umschlagsanlagen, sowie durch Inbetriebnahme neuer, geeigneter Schleppdampfer bewiesen, dass seitens der Schiffahrtstreibenden alles daran gesetzt wird, um den Verkehr bis Basel zu fördern. Aufgabe der Behörden ist es nun, dafür zu sorgen, dass die so geschaffenen wirtschaftlichen Werte auch dauernd nutzbringend beschäftigt

werden können. Die Reedereien sind auf einen regelmässigen Betrieb ihrer Anlagen unbedingt angewiesen, umso mehr, als Ausfälle, die im Baslerverkehr erlitten werden, angesichts der wirtschaftlichen Depression in der gesamten übrigen Rheinschiffahrt nicht anderweitig wettgemacht werden können.

Diese Betrachtung über die Aussichten der Entwicklungsmöglichkeit der Rheinschiffahrt nach Basel für die Zeit vor durchgeföhrter Rheinregulierung darf die Genugtuung und die Freude über die in diesem Jahre erreichten Leistungen nicht beeinträchtigen. Das ständige Bewusstsein aber, dass die Baslerfahrt beim jetzigen Stromzustand im vollen Sinne des Wortes auf den Sand gebaut ist, wird, angesichts des nunmehr erbrachten Beweises einer gewaltigen Entwicklungsmöglichkeit, erst recht dahin wirken, dass die erstrebte dauernde Schiffsbarmachung des Rheinoberlaufes nunmehr rasch zur Ausführung gelangt. Erst wenn durch die Hand des Technikers die Schiffahrt von den Launen des Wasserstandes einmal befreit ist, wird die durch den „Verein für die Schiffahrt auf dem Oberrhein“ geleistete Arbeit einer Generation ihre vollen Früchte tragen.

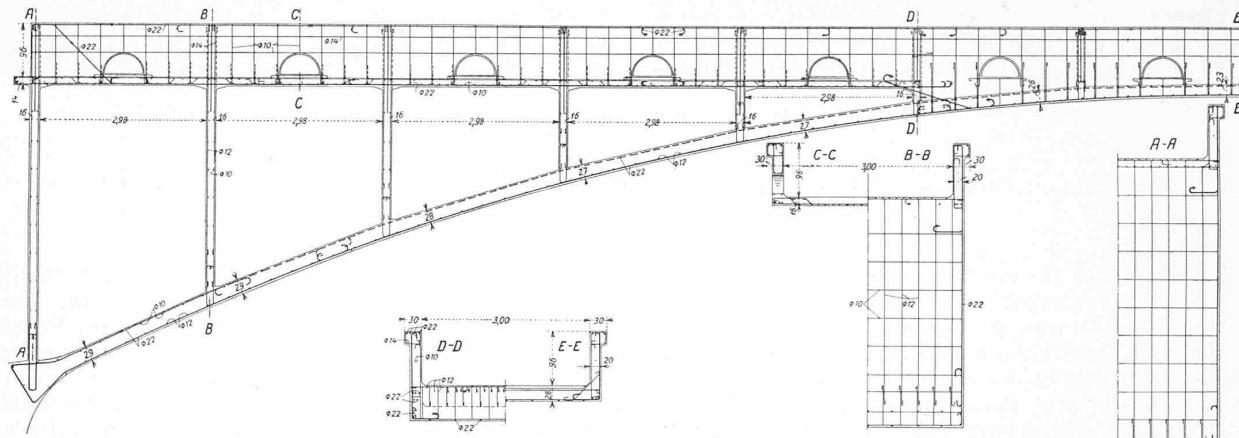


Abb. 1. Versteifter Stabbogen der Val Tschiel-Brücke bei Donath, Graubünden. Entworfen von Maillart & Cie. — Armierungsplan 1:120.

### Neuere schweizerische Eisenbeton-Brückentypen.

Von Prof. Dr. M. ROŠ, Zürich.

Im Jahre 1925 gelangten in der Schweiz einige beachtenswerte Brücken-Bauwerke in Eisenbeton nach den Entwürfen des Ingenieurbureau Maillart & Cie. zur Ausführung, die ihrer Eigenart und sehr interessanten Belastungsproben wegen hier einer näheren Besprechung gewürdigt werden sollen.

**BRÜCKE ÜBER DAS VAL TSCHIEL BEI DONATH, KT. GRAUBÜNDEN**  
ausgeführt von N. HARTMANN & CIE, St. Moritz.

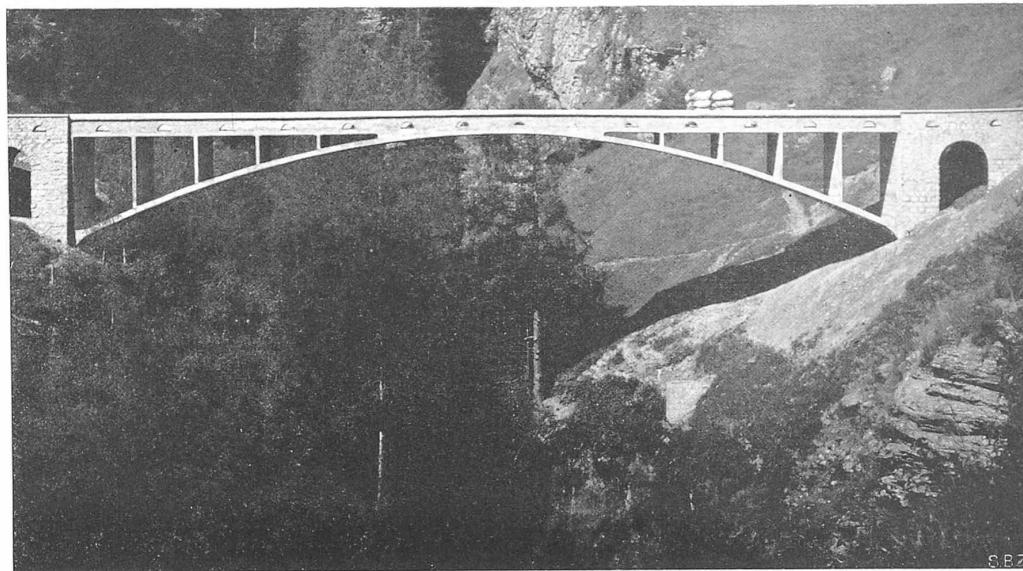
Die unter der Bauleitung von Kant.-Oberingenieur J. Solca im Jahre 1925 erbaute Brücke über den Val-Tschiel-Bach bezweckt durch die Ueberführung der Komunalstrasse Donath-Casty-Wergenstein den Anschluss der Ortschaften Casty und Wergenstein an die Splügenstrasse. Die elegante technische Lösung der Ueberbrückung ist vorbildlich, die Gliederung des Tragwerkes klar und organisch, die ästhetische Wirkung vorzüglich (Tafel 14). Die Gesamtkosten der Brücke, inbegriffen die beidseitigen Anschluss-Flügelmauern, stellen sich auf rund 40 000 Fr.

Das Tragwerk, ein durch einen biegungsfesten Balken versteifter Stabbogen, überspannt in einem kühnen, flachen Bogen von 43,2 m Stützweite das Val Tschiel; der Pfeil des Stabbogens beträgt 5,20 m, das Pfeilverhältnis ergibt sich somit zu 1:8,3. Die Stärke des Stabbogens nimmt von 0,23 m im Scheitel gegen die Kämpfer hin stetig zu und weist dort 0,29 m auf. Die Höhe der Versteifungsträger wurde zu 1,12 m, somit zu rund 1:38 der Stützweite gewählt. Die Verbindung zwischen dem biegungsfesten Versteifungsbalken und dem Stabbogen wird durch

zehn durchgehende, in Abständen von 3,14 m angeordnete vollwandige Stützen (Querwände) bewirkt. In den vier mittleren, 2,90 m langen Mittelfeldern sind Stabbogen und Versteifungsbalken miteinander verschmolzen (Abb. 1).

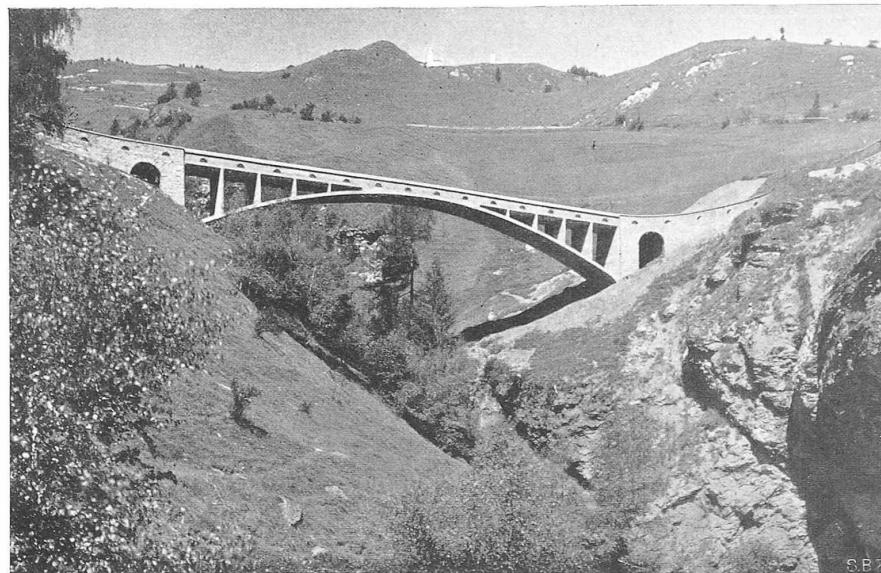
Die Nutzbreite der Fahrbahn ist 3,0 m. Die zwei Versteifungsträger, gleichzeitig als massive Brückenbrüstungen dienend, werden durch die 16 cm starke Fahrbahnplatte zu einem einheitlichen Trog, dem eigentlichen Versteifungsbalken verbunden, dessen Quersteifigkeit durch die vollwandigen Stützen, die als auf die ganze Brücke breite durchgehende Querwände ausgebildet sind, gewährleistet wird (Abb. 1). Der vollwandige Stabbogen und die Fahrbahnplatte, bilden die wagrechten Verspannungen, die wagrechte Kräfte aufzunehmen und auf die Widerlager zu übertragen vermögen. Das Traggebilde für lotrechte Kräfte, Stabbogen und Versteifungsträger und die beiden wagrechten Verspannungen, durch die vorerwähnten Querwände verbunden, gewährleisten die räumliche Stabilität.

Der statischen Berechnung wurde ein Wagen zu 7 t Gesamtgewicht und eine gleichmässig verteilte Nutzlast von 300 kg/m<sup>2</sup> zu Grunde gelegt. Die Einflüsse der Wärmeschwankungen und des Schwindens sind berücksichtigt. Der Beton der eisenarmierten Teile weist nachfolgende Zusammensetzung auf: 300 kg Portlandzement auf 1200 l Sand-Kies, Korngrösse bis 40 mm, in plastischer Konsistenz. Die entsprechend der Arbeitsweise des räumlichen Tragwerkes konsequent ausgebildete Anordnung der Armierungseisen geht aus Abbildung 1 hervor.



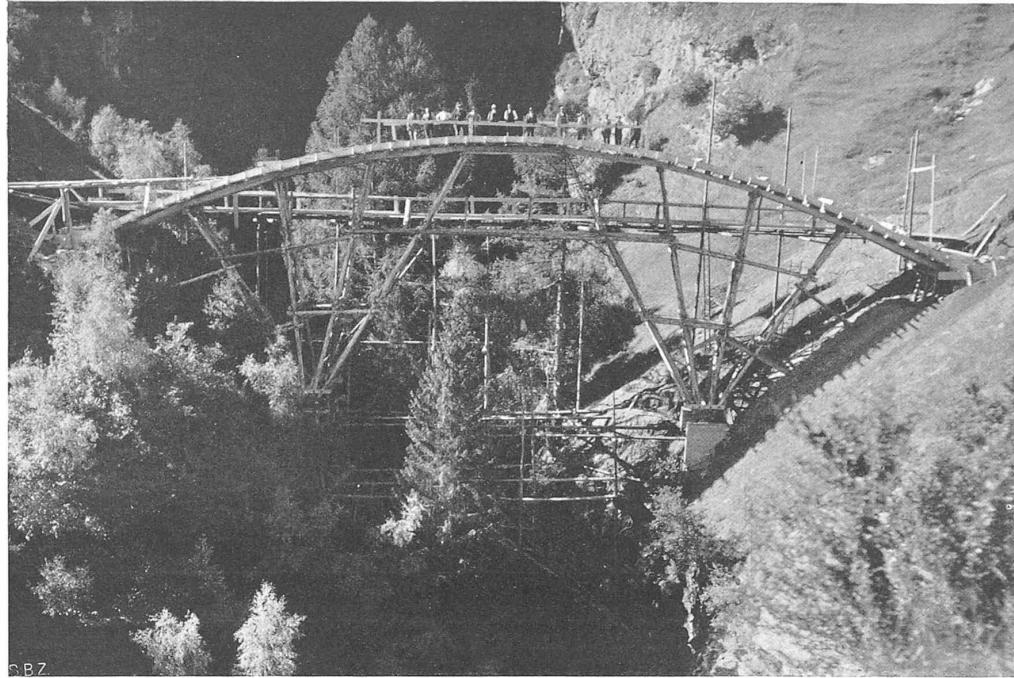
S.BZ

STRASSENBRÜCKE ÜBER DAS VAL TSCHIEL BEI DONATH, GRAUBÜNDEN  
 ENTWURF INGENIEURBUREAU MAILLART & CIE.  
 AUSFÜHRUNG NICOL. HARTMANN & CIE., ST. MORITZ

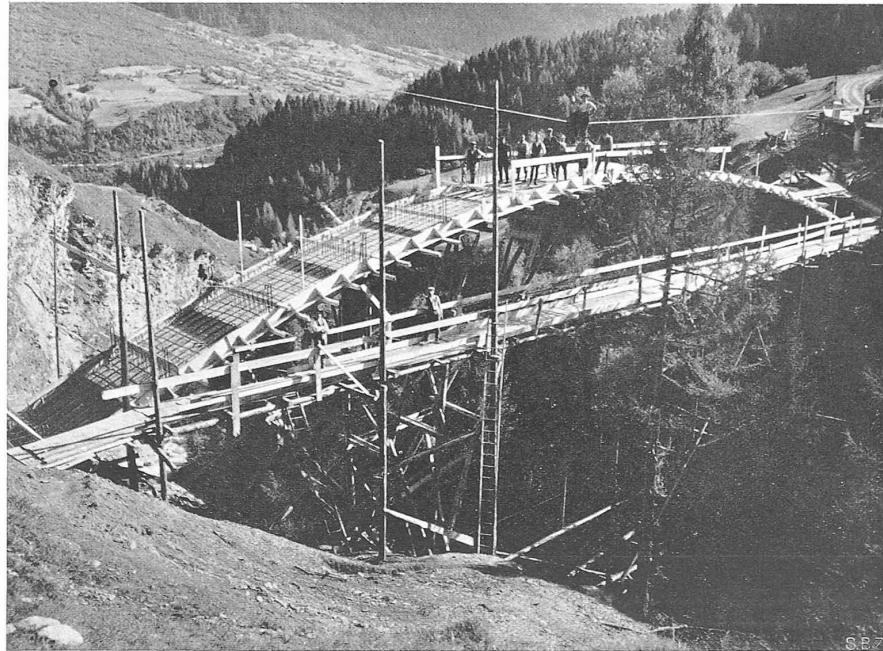


S.BZ

ANSICHT TALEINWÄRTS, OBEN VOM LINKEN, UNTEN VOM RECHTEN UFER  
 IN DER HÖHE DES UNTERN BILDES IM HINTERGRUND FARDÜN UND MATHON  
 SPANNWEITE DER BRÜCKE 43,2 m, GEWÖLBEBESTÄRKE IM SCHEITEL 23 cm



DAS LEHRGERÜST DER VAL TSCHIEL-BRÜCKE, TALEINWÄRTS GESEHEN  
ENTWURF MAILLART & CIE., AUSFÜHRUNG NICOL. HARTMANN & CIE.



VAL TSCHIEL-BRÜCKE IM BAU, TALAUßWÄRTS GESEHEN  
IM TALGRUND DIE SPLÜGENSTRASSE ZILLIS-ANDEER

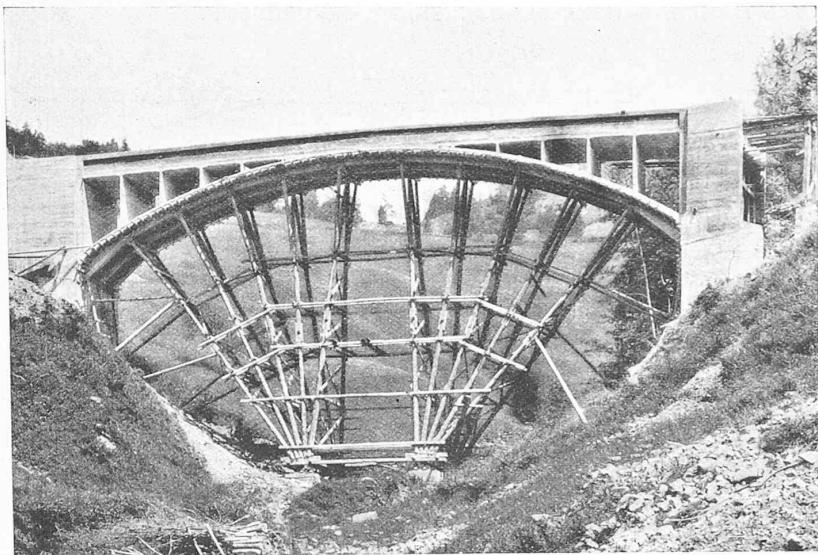


Abb. 3. Flienglibach-Brücke im Wäggital. — Brücke und Lehrgerüst entworfen von Maillart & Cie.

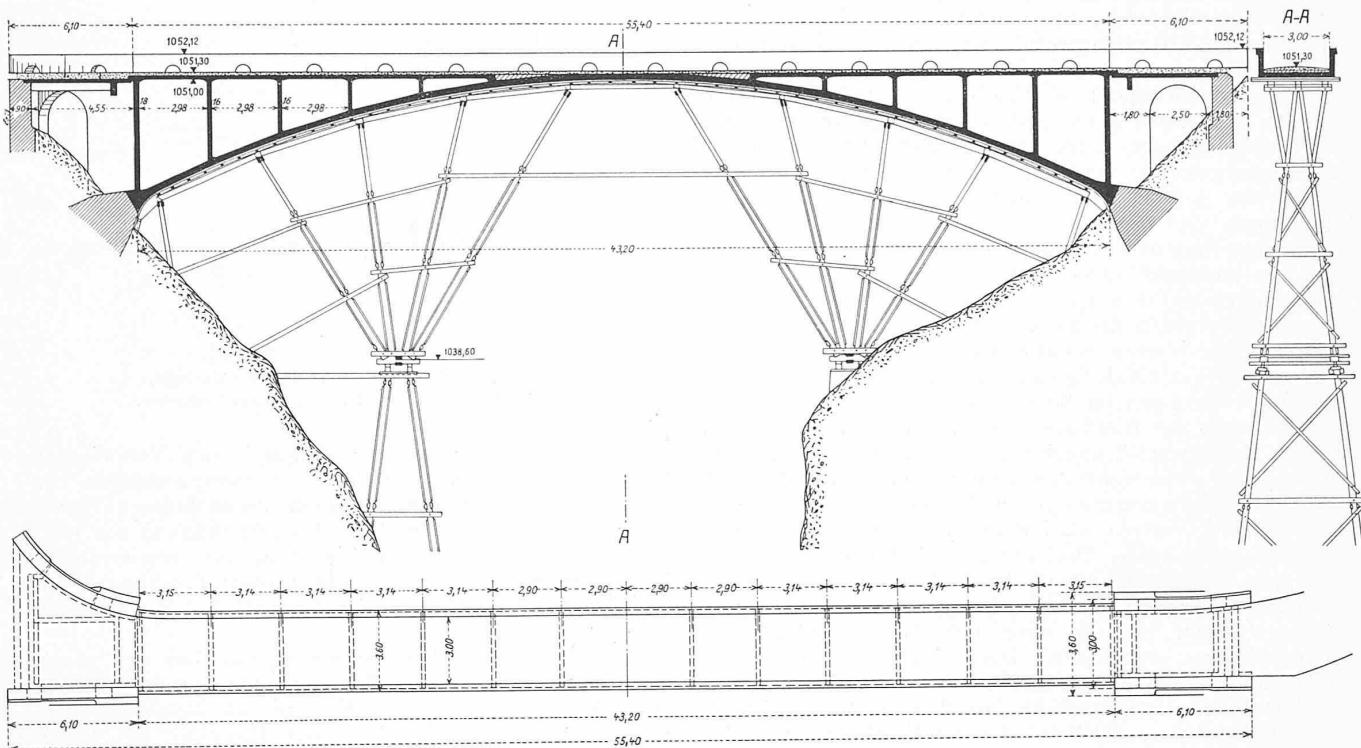


Abb. 2. Val Tschiel-Brücke bei Donath, Längs- und Querschnitt samt Lehrgerüst und Draufsicht. — Masstab 1:300.

Das Projekt zum Gerüst (Tafel 15, sowie Abbildung 2) stammt gleichfalls von Maillart & Cie. Das übliche Aneinanderreihen von hintereinander angeordneten vertikalen Tragwerken, mit mehr oder weniger konstruktiv befriedigender wagrechter Verspannung, wurde bei dieser schmalen Brücke als nicht geeignet vermieden. Die zur Ausführung gebrachte Gerüstkonstruktion besteht aus zwei fächerartig angeordneten Scharen von Böcken, die aus je zwei gegenseitig verstrebenen Stützen gebildet sind. Die Böcke jeder Brückenhälfte ruhen am unteren Ende vermittelst Sandtöpfen auf einem Betonfundament, während die oberen, strahlenförmig auseinandergehenden Enden der Böcke die Tragkonstruktion für das Gewölbe: Querträger, Kranzhölzer und Schalung, stützen (Abb. 2). Die Ausführung eines verhältnismässig so kleinen Bauwerkes in abgelegener Gegend ist für die Bauunternehmung meistens keine

heitsmoment ein Vielfaches desjenigen des Stabbogens ausmacht. Das Gewölbe wird außerordentlich schlank, was auch auf die Bemessung des Lehrgerüstes und somit auf dessen Kosten von günstigem Einfluss ist.

#### ERGEBNISSE DER BELASTUNGSVERSUCHE.

Die Belastungsversuche wurden auf Veranlassung von Obering. J. Solca am 29. September 1926, unter der Leitung des Berichterstatters, und Mitwirkung der Ingenieure der E. M. P. A., A. Eichinger und P. Haller, durchgeführt. Der Hauptzweck der eingehenden Deformationsmessungen war, Aufschluss über die Spannungszustände und die Arbeitsweise des neuartigen Eisenbeton-Tragwerkes zu erhalten.

Die Belastung erfolgte in der Brückeaxe durch einen mit Kies beladenen Motorwagen von 8,30 t Gesamtlast, wovon 5,50 t auf die hintere und 2,80 t auf die vor-

dankbare Aufgabe. Umsomehr ist deren Leistung und insbesondere dem örtlichen Bauführer, Herrn Thut, für die sorgfältige Ausführung des Lehrgerüstes und der Brücke selbst Anerkennung zu zollen.

#### FLIENGLIBACH- UND SCHRÄHBACHBRÜCKE.

Im Zuge der Innental-Seestrasse der A.-G. Kraftwerk Wäggital wurden diese beiden, ebenfalls von Maillart & Cie. entworfenen Strassenbrücken durch die Bauunternehmungen Prader & Cie. (vorm. Simonett & Cie.) in Zürich bezw. F. Favetto in Brunnen erbaut, und zwar, wie auch deren Gerüste, nach den genau gleichen Grundsätzen wie eben beschrieben (Abb. 3). Das für nicht allzu breite Brücken zweckmässige Prinzip des versteiften Stabbogens, besteht in einem schlanken Bogen, zur Aufnahme zentrischer oder schwach exzentrisch wirkender Längskräfte, während die Biegungsmomente durch den, aus den Brüstungen und der Fahrbahnplatte gebildeten Versteifungsbalken ganz analog dem Versteifungsträger der Hängebrücken aufgenommen werden, dessen Träg-

## MESSUNGS-ERGEBNISSE DER VAL TSCHIEL-BRÜCKE BEI DONATH, KT. GRAUBÜNDEN.

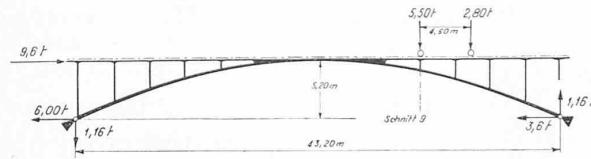


Abb. 6. Fahrbaunwiderstand bei Laststellung 9. — 1:600.

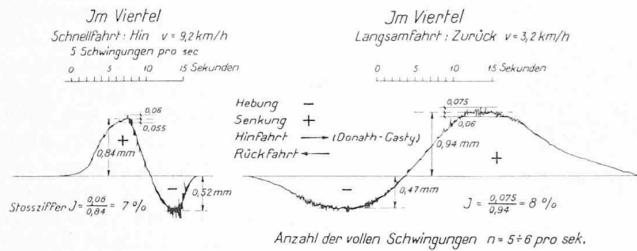


Abb. 5. Schwingungs-Diagramme.

dere Achse entfielen. Die Langsamfahrten erfolgten mit 3,2 km/h, die Schnellfahrten mit 9,2 km/h, entsprechend dem Maximum, das durch die in Kurven liegenden Strassenzufahrten bedingt war. Gemessen wurden im Brückenscheitel: die Faserdehnungen mit Okhuizen-Huggenberger-Apparaten, die Drehungen mit Stoppani-Klinometern, und die Durchbiegungen bzw. Schwingungen mit Stoppani-Schwingungszeichnern; im Brückenviertel: die Faserdehnungen des Stabbogens und Versteifungsträgers, sowie die Durchbiegungen bzw. Schwingungen. Die wichtigsten Messungsergebnisse sind auf den Abbildungen 4 bis 6 in Form von Einfluss-Summenlinien der Durchbiegungen, Drehungen und Spannungen, sowie Schwingungs- und Spannungs-Diagrammen graphisch zur Darstellung gebracht und den jeweiligen entsprechenden rechnerischen Werten gegenübergestellt worden.

Der Vergleich der Messwerte mit den entsprechenden theoretischen Werten gestattet nachfolgende Schlüsse:

1. Der Verlauf der gemessenen Einfluss-Summenlinien der Durchbiegungen im Bogen-Viertel, der Drehungen im Scheitel und der Randfaser Spannungen im Bogenscheitel und im Bogenviertel, abgeleitet aus den Messungen, deckt sich mit den entsprechenden theoretischen Werten (Abb. 4). Die Uebereinstimmung zwischen den gemessenen und den theoretischen Werten ist für die jeweiligen Größtwerte der Durchbiegungen, Drehungen und Spannungen eine sehr gute. Abweichungen für Laststellungen in derjenigen Bogenhälfte, in der die Beobachtungen der Deformationen nicht erfolgten, und die wesentlich kleiner sind als die theoretisch zu erwartenden Durchbiegungen, Drehungen und Randfaserdehnungen, lassen sich durch Widerstände in der Ebene der Fahrbahn, an den Stellen der beidseitigen Anschlüsse der Fahrbahn der Brücke an die Fahrbahn der Strasse (Dilatationen) begründen. Diese Abweichungen sind somit die Folge des sperrenden Einflusses der Fahrbahnwirkung infolge der Deformationsvorgänge des Tragwerkes bei der Belastung (Abb. 4).

2. Die rechnerische Größe des unter 1. erwähnten Fahrbahnwiderstandes wurde für die Laststellung 9 zu 9,6 t, am Brückende Donath wirkend, ermittelt (Abb. 6). Für die übrigen Laststellungen wurde die Veränderung dieses Fahrbahn-Widerstandes entsprechend dem Unterschied zwischen dem gerechneten und gemessenen Bogenschub (am Stabbogen gemessen) berücksichtigt. Die so berichtigten rechnerischen Einflusslinien stimmen mit den gemessenen Werten sehr gut überein (vgl. Einflusslinie der Randfaser Spannungen, Versteifungsträger, Bogenviertel in Abbildung 4).

3. Die gemessenen und die gerechneten Spannungen im Brückenscheitel und des Versteifungsbalkens im Viertel, stimmen praktisch genau überein (Abb. 4). Der Stabbogen zeigt infolge der Flachlager an den Bogenenden und infolge

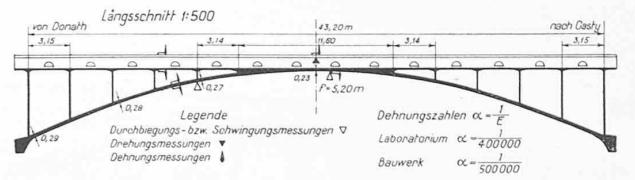
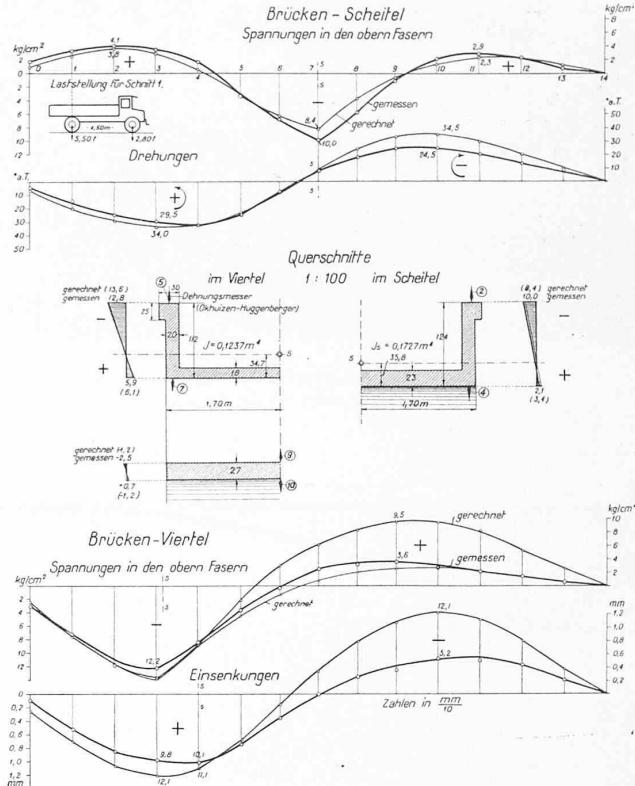
Dehnungszahlen  $\alpha = \frac{1}{E}$   
Laboratorium  $\alpha = 400000$   
Bauwerk  $\alpha = 500000$ 

Abb. 4. Einfluss-Summenlinien der Durchbiegungen, Drehungen und Spannungen. — Spannungs-Diagramme.

der eigenen, wenn auch im Vergleich zum Versteifungsbalken sehr geringen Steifigkeit, Zusatzspannungen herührend aus den Biegungsmomenten, deren Größenordnung im vorliegenden Falle und bei Berücksichtigung des überwiegenden Einflusses der Eigenlast, die vorherrschend Druckspannungen im Stabbogen erzeugt (Stabbogen entsprechend der Stützlinie für Gesamtbelastung geformt), ohne Belang ist.

4. Die beste Uebereinstimmung zwischen den gemessenen und gerechneten Deformationen ergibt sich für einen Elastizitätsmodul von  $E = 500000 \text{ kg/cm}^2$ . Laboratoriumsversuche an Würfeln, der Baustelle der Brücke entnommen, ergaben im gleichen Alter für den Wert  $E = 400000 \text{ kg/cm}^2$ . Die mittlere Würfeldruckfestigkeit des Beton im Bauwerk ergibt sich zu  $w\beta_d = 500 \text{ kg/cm}^2$  (Alter des Beton etwa 1 Jahr).

Die Erklärung für den praktisch nicht grossen Unterschied der Werte  $E$  ist in der in Wirklichkeit grösseren Steifigkeit des Bauwerkes gegenüber der theoretischen zu finden. Legt man aber auch für das Bauwerk den  $E$ -Wert des Laboratoriums von  $400000 \text{ kg/cm}^2$  zu Grunde, so werden folgerichtig die gemessenen Deformationen grösser und die Spannungen geringer als die theoretischen Werte.

5. Zahlenmässig ausgedrückt darf die wirkliche Steifigkeit des Brückentragwerkes um rund 20 % höher angenommen werden, als die theoretisch ermittelte.

6. Aus den Schwingungs-Diagrammen im Bogen-Viertel ergibt sich ein maximaler Stosszuschlag für die grösstmöglichen Schnellfahrten von 8 % (Abb. 5).

7. Die Deformationen und die Randfaser Spannungen bewegen sich, auch unter Berücksichtigung des Stoss-

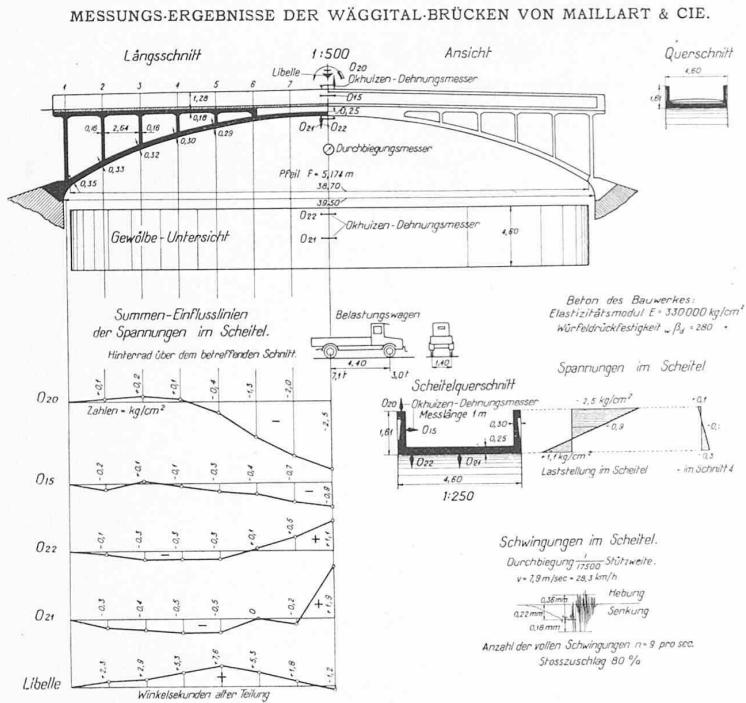


Abb. 8. Flienglibach-Brücke des Kraftwerks Wäggital, Kanton Schwyz.

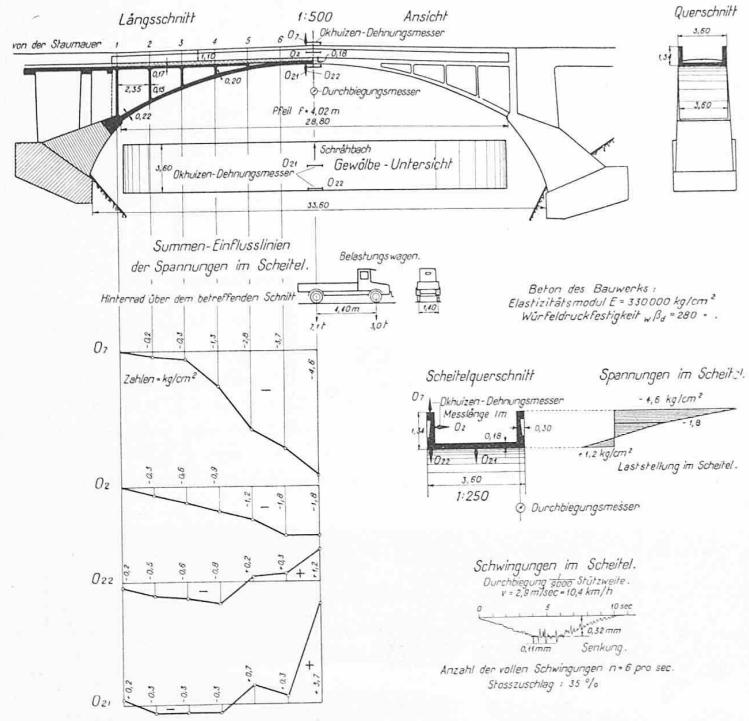


Abb. 7. Schrägbach-Brücke des Kraftwerks Wäggital, Kanton Schwyz.

zuschlages, innerhalb der als zulässig festgesetzten Grenzen. Die grössten lotrechten Durchbiegungen im Bogen-Viertel von 0,94 mm erreichen nur 1:43 000 der Bogenstützweite. Die grössten Randfaserspannungen infolge ständiger Belastung, bewegter Verkehrslast, Temperaturwechsel und Schwinden überschreiten im Beton die zulässige Druckspannung von 46 kg/cm<sup>2</sup> und im Eisen die zulässige Zugspannung von 1000 kg/cm<sup>2</sup> nicht. Alle Werte sind für die Einflüsse der Verkehrslast in Wirklichkeit geringer als entsprechend der Theorie, und zwar infolge der in Wirklichkeit grösseren Steifigkeit des Tragwerkes und wegen der unvermeidlichen Widerstände an den Stellen der Fahrbahnanschlüsse.

Die Messungsergebnisse vom November 1925 an der Schrägbachbrücke (Abb. 7) und der Flienglibachbrücke (Abb. 8) im Innertal führten zu ganz gleichen Schlüssen.

Die Zusammenfassung dieser Ergebnisse bestätigt die auf Grund der in den Jahren 1923/25/26 durchgeföhrten eingehenden Messungen an der Aa-Brücke Rempen des Kraftwerkes Wäggital<sup>1)</sup> und an den grossen Bogenbrücken über die Urnäsch bei Hundwil<sup>2)</sup> (Kt. Appenzell A. Rh.) und über die Limmat in Baden<sup>2)</sup> (Kt. Aargau) gezogenen Schlüsse, nämlich:

I. Eisenbetonbauwerke, richtig armiert und sachgemäß erstellt, verhalten sich praktisch wie elastische Körper. Bei der Beurteilung der elastischen Eigenschaften sind gebührend zu berücksichtigen: das Alter des Bauwerkes, der Grundspannungszustand, der Bereich und die Anzahl der Spannungswechsel, der Einfluss der unvermeidlichen Unhomogenität des Beton, die Bedeutung und das Zustandekommen von gesamten, bleibenden und elastischen Formänderungen, sowie der selbsttätige Spannungsausgleich zwischen den Teilen geringerer Festigkeit mit grösserer Deformationsfähigkeit und den Teilen grösserer Festigkeit und geringen Dehnungsvermögens.

II. Die Uebereinstimmung zwischen den Versuchen am fertigen Bauwerk und denen im Laboratorium ist, innerhalb der praktisch unvermeidlichen Schwankungen, eine sehr gute. Die Unterschiede betragen im Mittel etwa 10%, sie können aber auch 20% erreichen. Der Bestimmung der Dehnungszahlen  $\alpha = 1/E$  aus Versuchen an aus geföhrten Bauwerken sind in erster Linie die grössten Messwerte zu Grunde zu legen.

III. Die Bestrebungen, durch Versuche im Laboratorium, auf der Baustelle und am fertigen Bauwerk in enge gegenseitige Beziehung zu bringen, sind gerechtfertigt; solche Versuche sind für Theorie und Praxis gewinnbringend.

AQUÄDUKT DER S. B. B. ÜBER DIE EAU-NOIRE  
BEI CHATELARD, KT. WALLIS,  
ausgeführt von PRADER & CIE., Zürich.

Die Brücke dient zur Ueberführung des 1,2 km oberhalb der Brückensstelle gefassten Wassers der Eau-Noire vom rechten auf das linke Ufer, woselbst sich das Maschinenhaus des Kraftwerkes Barberine befindet. Hier vereinigt sich die Eau-Noire mit dem Auslaufwasser des Kraftwerkes Barberine, um im weiter unten liegenden Kraftwerk Vernayaz ausgenützt zu werden. Der Aquädukt wurde unter der Bauleitung der S. B. B. im Jahre 1925 erbaut, mit einem Kostenaufwand von rund 60 000 Fr., inbegriffen die Fundationen.

Das Projekt der S. B. B., das der Ausschreibung zu Grunde gelegen hatte, überbrückte die Eau-Noire in einem Kragträger von kastenförmigem Querschnitt unveränderlicher Höhe; die Mittelloffnung betrug 35,50 m, die beidseitigen Kragarme waren je 14 m lang. Diese Anordnung hatte grosse, stark armierte Hauptträger-Querschnitte zur Folge. Anlässlich der Submission stellte das Ingenieurbureau Maillart & Cie. der Bauunternehmung Prader & Cie. (vorm. Simonett & Cie.) ein eigenes Projekt zur Verfügung, das infolge der durch die konstruktive Anordnung gegenüber dem S. B. B.-Projekt erzielten Ersparnisse von etwa 30% durch Prader & Cie. zur Ausführung gelangte (Abb. 9). Entwurf und Ausführung des Lehrgerüstes stammen von Prader & Cie. (Abb. 10); die Gesamtanordnung des ausgeführten Bauwerkes geht aus der Abbildung 11 hervor. Der mittlere Teil des Trag-

<sup>1)</sup> Vgl. „S. B. Z.“ Band 83, Seite 241 (24. Mai 1924).

<sup>2)</sup> Vgl. „Schweiz. Ingenieur-Bauten in Theorie und Praxis“, Internat. Kongress für Brücken- und Hochbau, Zürich, September 1926

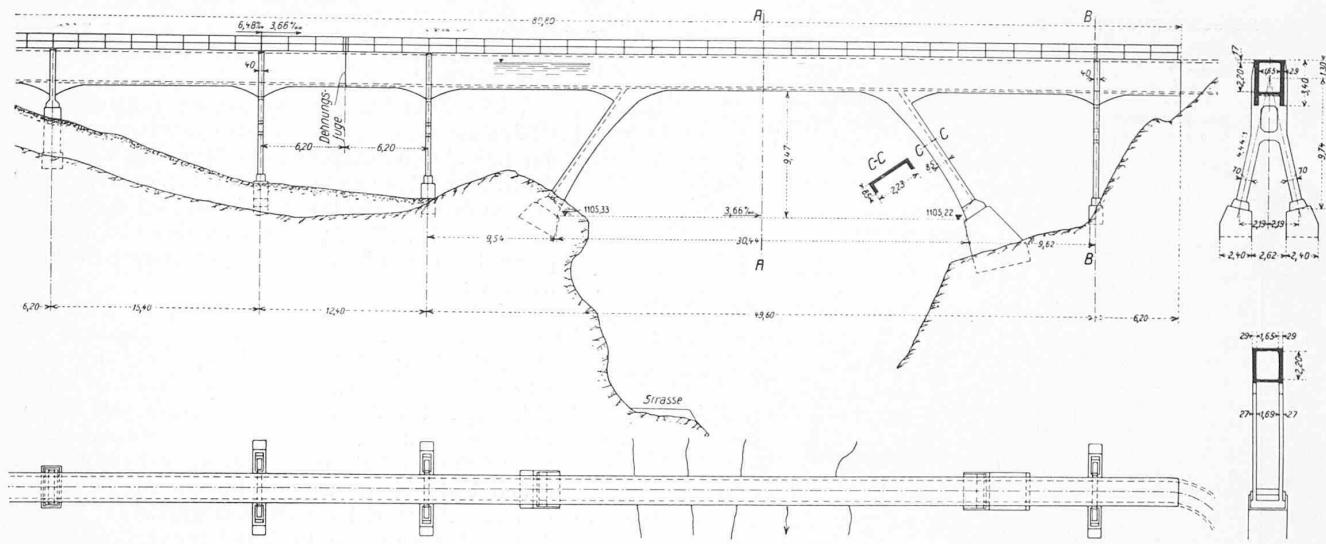


Abb. 11. Aquädukt über die „Eau-Noire“ bei Châtelard, Kt. Wallis. — Ansicht, Draufsicht und Schnitte. — Massstab 1:500.

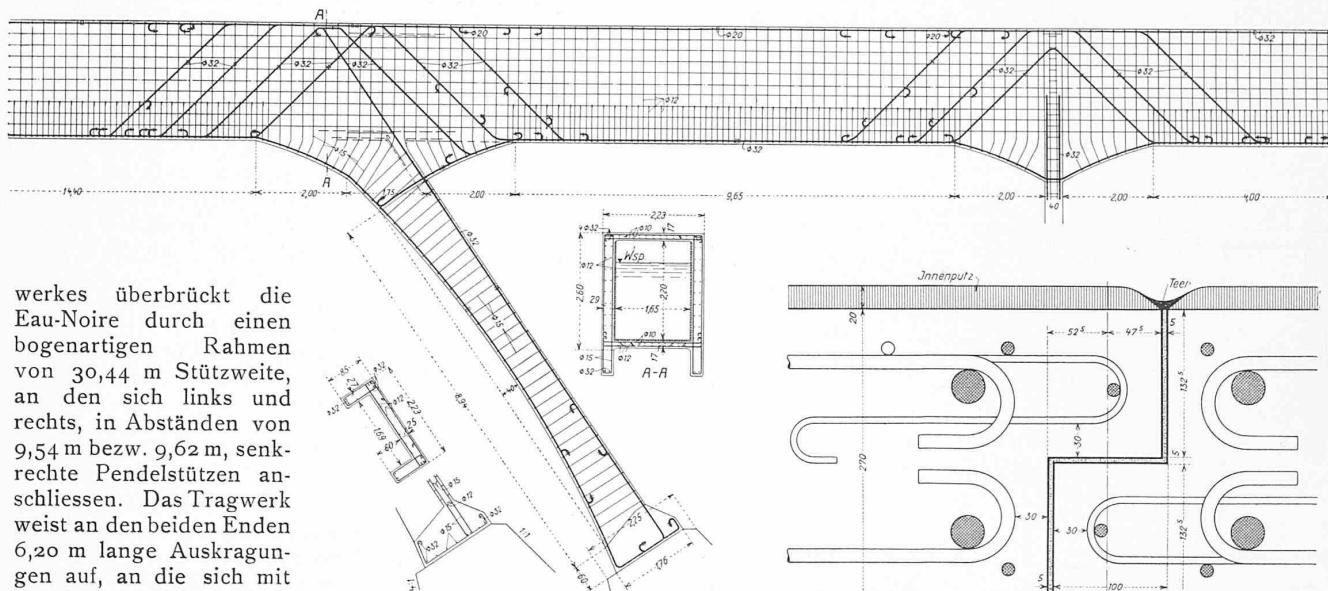
Abb. 12. Armierungsplan 1:150.  
Entwurf von Maillart & Cie.

Abb. 13. Ausbildung der wasserdichten Dehnungsfuge 1:6.

werkes überbrückt die Eau-Noire durch einen bogenartigen Rahmen von 30,44 m Stützweite, an den sich links und rechts, in Abständen von 9,54 m bzw. 9,62 m, senkrechte Pendelstützen anschliessen. Das Tragwerk weist an den beiden Enden 6,20 m lange Auskragungen auf, an die sich mit Goudron gedichtete Dehnungsfugen anschliessen; es ist dreifach statisch unbestimmt.

Die beiden mittlern Stützen sind schräg, von unten nach oben gegen die Mitte hin zulaufend, wodurch eine bedeutende Entlastung der grossen Mittelöffnung (die nach dem Projekt der SBB 35,50 m betragen hätte) erzielt wurde. Im Längssinne sind diese beiden schräg gestellten, in der Querrichtung vollwandig ausgebildeten Stützen ziemlich steif gehalten. Die Linienführung der Innenleibung des mittlern Rahmens ist dem Einflusse des Eigengewichtes angepasst. Mit Rücksicht auf die örtlichen Fundations-Verhältnisse erhielten diese Rahmenstützen keinen seitlichen Anzug. Die Aufnahme der wagrechten Seitenkräfte wurde den beiden im Quersinne sehr steif ausgebildeten äussern Pendelstützen zugewiesen (Abb. 9 und 11). Im Längssinne gewährleisten diese Pendelstützen die erforderliche Nachgiebigkeit, um den Schwind- und Wärmeeinflüssen, ohne nachteilige Wirkungen, folgen zu können. Konstruktive Einzelheiten sind der Abbildung 12 zu entnehmen. Die Höhe der Hauptträger beträgt 2,60 m, der kastenförmige Querschnitt weist eine

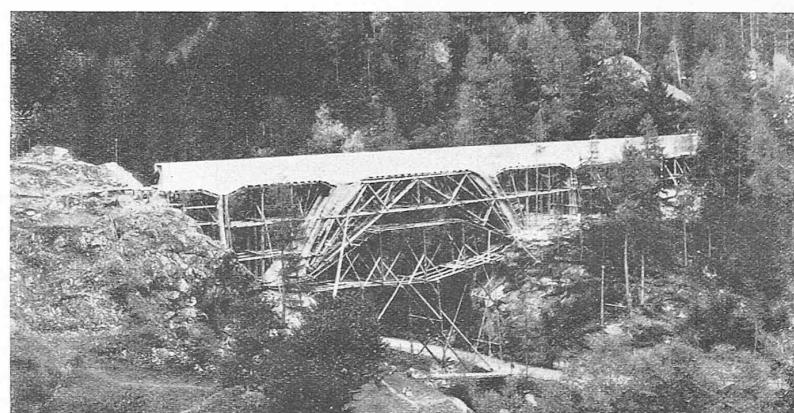


Abb. 10. Gesamtbild des Aquädukts mit dem Lehrgerüst.

lichte Höhe von 2,20 m und eine lichte Breite von 1,65 m auf; die Höhe des normalen Wasserstandes im Kanal beträgt 1,70 m. Sämtliche Stützen weisen Flachlager auf. Beachtenswert ist die nach dem Vorschlag der SBB

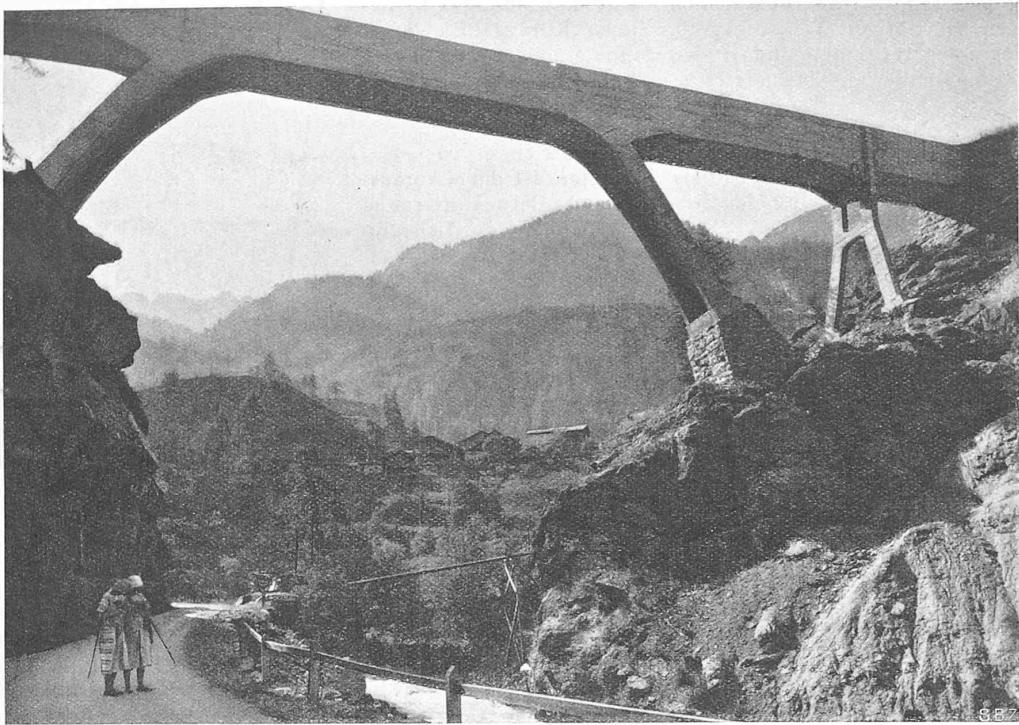


Abb. 9. Aquädukt über die Eau-Noire bei Châtelard, für das Kraftwerk Vernayaz der SBB.  
Entwurf Ingenieurbüro Maillart & Cie., Ausführung Prader & Cie., Zürich.

ausgeföhrte Dichtung in Goudron, insbesondere an den Stellen der Dilatationsfugen, die sich sehr gut bewährt hat (Abbildung 13, nebenan).

Der Aquädukt über die Eau-Noire ist ein Bauwerk, das technisch-wirtschaftliches Denken und künstlerisches Gestalten des Ingenieurs verkörpert; unverkennbar ist seine Verwandschaft mit dem Konstruktionsgedanken, der der von Maillart & Cie. schon 1904 entworfenen und ausgeführten Rheinbrücke bei Tavanasa<sup>1)</sup> zugrunde lag.

\*

*Anmerkung der Redaktion.* Seit Inbetriebsetzung des Aquädukts über die „Eau-Noire“ ist zum Transport von Baumaterial ein Rollbahngleise darüber gelegt worden. Es ist nun der Wunsch erwacht, auch Einzellasten bis zu 10 t über dieses Gleise führen zu können, was nach

<sup>1)</sup> Vergleiche die Beschreibung in „S. B. Z.“ Band 63, Seite 343 (13. Juni 1914). Red.

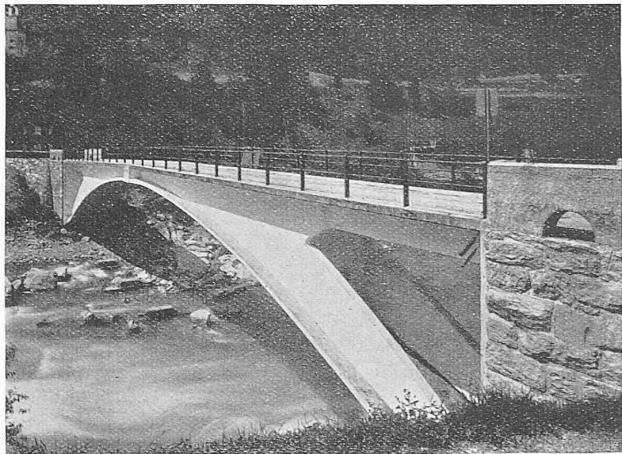


Abb. 14. Straßenbrücke über den Rhein bei Tavanasa, Graubünden.  
Dreigelenkbogen von 51 m Stützweite, mit kastenförmigem Aufbau,  
gebildet aus zwei Längswänden mit der darüber gelegten Fahrbahntafel.  
Entworfen und erbaut 1904/05 durch Maillart & Cie.

rechnerischer Prüfung zulässig erscheint; immerhin wollen die Organe der S. B. B. dem Entscheide vorgängig das Objekt durch entsprechende Belastungs-Versuche mit Messungen über sein elastisches Verhalten untersuchen. Wir hoffen, zu gegebener Zeit auch über diese Messungen berichten zu können.

Obiges war bereits gesetzt, als wir in Erfahrung bringen konnten, dass anlässlich des Katastrophen-Hochwassers am letzten Sonntag im Bündner Oberland bei Tavanasa eine gewaltige Rüfe niedergegangen ist, wobei ein grosser Felsblock auf das eine Widerlager der von Prof. Dr. Roß erwähnten Brücke (Abb. 14) stürzte. Dadurch sei die Brücke von dem Widerlager abgedrückt und dann durch die Wassermassen des hochgehenden Rheins

„auf das andere Ufer geschwemmt“ worden. Es dürfte nun ausserordentlich interessant sein, aus dem Zustand des derart abnormal beanspruchten Bauwerks das Verhalten seiner monolithischen Konstruktion beurteilen zu können, worüber wir auf Grund einer Besichtigung der Brückentrümmer sobald wie möglich berichten wollen.

#### Die Abgabe konstanter Leistung durch die Gleichstrom-Kompoundmaschine.

Von Prof. Dr. W. KUMMER, Ingenieur, Zürich.

Die erfolgreiche Entwicklung der Kompoundierung der Asynchronmaschinen für den elektromotorischen Antrieb und für die Netzkupplung, über die wir kürzlich in dieser Zeitschrift<sup>1)</sup> berichteten, veranlassen uns zum Hinweis darauf, dass auch die in üblicher Weise kompoundierte Gleichstrommaschine ähnliche Aufgaben, insbesondere auch eine, in den durch praktische Verhältnisse gegebenen Grenzen wünschenswerte Abgabe konstanter Leistung, einigermassen zu verwirklichen vermag. Wir denken dabei in erster Linie an die Kupplung eines Gleichstrombahnenetzes mit einem Drehstromnetze mittels eines Umformers, bestehend aus einer Gleichstrom-Kompoundmaschine und einer Drehstrom-Synchronmaschine, wobei unabhängig von den Spannungsschwankungen auf der Gleichstromseite die durch den Umformer übertragene Leistung konstant, bezw. unbeeinflusst von der Drehzahlsschwankung bleiben solle.

Die für die vorliegende Untersuchung massgebende mechanische Charakteristik der kompoundierten Gleichstrom-Maschine haben wir vor sechs Jahren in dieser Zeitschrift im Hinblick auf die modernen Bestrebungen der Nutzbremsung auf Gleichstrombahnen mitgeteilt.<sup>2)</sup> Für die geradlinig magnetisierende und, abgesehen von den Stromwärmeverlusten, verlustlose Maschine gilt danach hinsichtlich dieser Charakteristik die Formel:

$$D [\omega (\eta_n - a) \pm \omega_n (1 - \eta_n)]^2 = \frac{D_n \omega_n}{\eta_n} (m \omega_n - \omega a) [m (\eta_n - a) \pm a (1 - \eta_n)]$$

wobei  $D$  und  $\omega$  die variablen Werte des Drehmoments und

<sup>1)</sup> Vergleiche Seite 41 dieses Bandes (23. Juli 1927).

<sup>2)</sup> Vergl. Band 77, Seite 141 (26. März 1921).

*Krisjalon wohl; 1938 umgebaut mit Rüpfblech-Deckung (Plan 508 Br. 11485, 25. XI. 38, O. J. E.)*