

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Rubrik: IVb. Weitgespannte Brücken

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: 27.01.2026

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

IV b

Weitgespannte Brücken.

Ponts de grande portée.

Wide-span bridges.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVb 1

Rüstung und Betonierung bei weitgespannten Eisenbetonbalkenbrücken.

L'échafaudage et le bétonnage des grands ponts en poutres de béton armé.

The Shuttering and concreting of Long Span Reinforced Concrete Girder Bridges.

Dr. Ing. L. Pistor,
o. Professor an der Techn. Hochschule München.

Die Bauausführungen der letzten Jahre haben gezeigt, daß Eisenbetonbalkenbrücken im Spannweitenbereich von 30—65 m bei mäßigen Pfeilerhöhen ohne Schwierigkeiten in konstruktiver und wirtschaftlicher Hinsicht den Wettbewerb mit Stahlbrücken aufnehmen können. Mit Hilfe besonderer Maßnahmen, wie sie im Vorbericht¹ behandelt werden, dürfte noch eine wesentliche Steigerung zu erwarten sein. Die Vergrößerung der Spannweite wurde bisher von vielen lediglich als eine Funktion höherer zulässiger Beanspruchungen aufgefaßt; durch Einführung hoher Beton- bzw. Stahlbeanspruchungen konnte unschwer eine hochliegende „Grenzspannweite“ ermittelt werden. Sie ist aber in viel stärkerem Maße ein Problem der Ausschaltung übermäßig hoher Biegezugsspannungen durch statische Maßnahmen, d. h. letzten Endes der Ausschaltung von Rissen und daneben ein Problem der gesamten Baudurchführung.

Erhebliche Bedeutung kam bereits bisher bei Ausführung derartiger Bauwerke der Frage der Rüstung und Betonierung zu; sie wird sich bei vergrößerten Ausführungen, mit größeren Massen für die Flächeneinheit, größeren Trägerhöhen, größeren zusammenhängenden Trägerabschnitten, noch wesentlich erhöhen. Die bisherigen einzubringenden Massen bewegten sich etwa zwischen 0,6 und 1 cbm/qm; es wurden statisch und konstruktiv abgetrennte Tragwerksteile von 400—900 qm Grundfläche in einem Zuge betoniert; die Größtwerte finden sich bei durchlaufenden Trägern (Saubachtalbrücke und Denkendorfer Talübergang der Reichsautobahn, sowie bei der Oderbrücke Oppeln).² Die Betoniergeschwindigkeit ist bei der Herstellung derartiger Tragwerke aus technischen und wirtschaftlichen Gründen begrenzt; hemmend wirken der Platzmangel, verwickelte Trägerformen und starke Bewehrungen. Eine Stundenleistung von etwa 15 cbm feste

¹ *Dischinger*: „Ausschaltung der Biegezugsspannungen bei Balken und Stabbogenbrücken.“ „Vorbericht“ S. 775 ff.

² Vergl. *Pistor*: „Die neuere Entwicklung des Baues weitgespannter Eisenbetonbalkenbrücken in Deutschland.“ „Die Bautechnik“ 1936, Heft 43, S. 630ff.

Masse dürfte *derzeit* die obere Grenze darstellen. Eine Unterteilung monolithischer Tragwerksteile in Lamellen, ähnlich wie bei der Gewölbeherstellung, ist zwar auch bei Balken nicht unmöglich, aber durch starke Bewehrung (Schubsicherung) und räumlich enge Trägerquerschnitte praktisch erschwert und bei den vorwiegend auf Biegung und Schub beanspruchten Balken äußerst unerwünscht, wenn nicht überhaupt abzulehnen. Es ist eine zusammenhängende Betonierung, welche auch die Fahrbahnplatte umschließt, anzustreben.

Voraussetzung für eine durchlaufende Betonierung ist Unverschieblichkeit des Lehrgerüsts. Diese aber ist praktisch nicht zu erreichen; infolge der verschiedenen hohen Belastungen im Trägerlängenschnitt treten Deformationen ein, die sowohl nach Größe als Zeit verschieden sind; hiezu kommen Einflüsse der Gründung, Holzverbindungen und andere. Die Lehrgerüste von Balkenbrücken sind an sich hoch belastet; die Belastung eines Binders beträgt bei neuzeitlichen Brückenquerschnitten mit wenigen aber großen Hauptträgern bisher 5—8 t/m. Die bei zunehmender Belastung durch den frischen Beton auftretenden Verformungen treffen bei von unten nach oben fortschreitender Betonierung großer Tragwerke bereits abgebundenen oder erhärteten Beton und rufen eine unerwünschte Spannungsverteilung und weiterhin Risse hervor. Die zur Ausschaltung schädlicher Einflüsse zu ergreifenden Maßnahmen sind seit längerer Zeit bekannt, sie sind:

- a) Lamellenbetonierung,
- b) Durchlaufende Gerüste zur Ausschaltung örtlicher Ungleichmäßigkeiten an den Pfeilern,
- c) Vorbelastung des ganzen Gerüstes und Auslösung der Deformation vor dem Betonieren.

Alle Methoden wurden bereits angewendet. Die Lamellenbetonierung wurde dabei meist in der Form durchgeführt, daß die Trägerenteile über den Stützen abgeschaltet und im unmittelbaren Anschluß an die Fertigbetonierung des Trägers oder nach einer Pause von einigen Tagen geschlossen wurden. Dieses Verfahren fand unter den neueren Brücken z. B. beim Talübergang Denkendorf³ der Rab und bei den Kragträgern der Saalebrücke Bernburg⁴ Anwendung. Ähnlich wurde auch bei den Auflagern von Einhängeträgern vorgegangen. Der Einfluß der verschiedenen Unterstützungssteifigkeit an den Pfeilern und im Feld wird hierdurch ausgeschaltet, allerdings auf Kosten der Homogenität des Trägers, da die entstehende Arbeitsfuge, soweit sie in der Zugzone verläuft, von vornherein als Riß zu betrachten ist. Im Feld kann zwar bei entsprechend ausgebildetem Gerüst und nicht zu hoher Belastung mit ziemlich gleichmäßigen Senkungen gerechnet werden, doch besteht keine Sicherheit gegen örtliche Verformungen infolge nachgebender Holzverbindungen u. a.

Gleiche Einwendungen sind auch bei der Anwendung durchlaufender Gerüste zu machen, bei denen zwar eine Arbeitsfuge im Beton vermieden werden kann, aber örtliche Einsenkungen nach wie vor auftreten können, besonders durch die Lastkonzentration an den Auflagerböcken der Abfangträger. Jede Ungleichmäßigkeit der Belastung wie sie z. B. auch an den Punkten neben Schiffahrts-

³ Schächterle: „Beton und Eisen“ 1936, Heft 1, S. 1.

⁴ Nakonz: „Bautechnik“ 1936, Heft 15, S. 216.

öffnungen und ähnlichem auftritt, stellt eine Gefahrenquelle dar. Das Verfahren ist bisher wohl nur einmal, bei der Sophienbrücke Bamberg⁵, zur Anwendung gekommen (Fig. 1).

Die dritte, Methode, Vorbelastung des Gerüstes, gestattet alle Deformationen ganz oder zum größten Teil vor Einbringung des Betons zu erzwingen, so daß

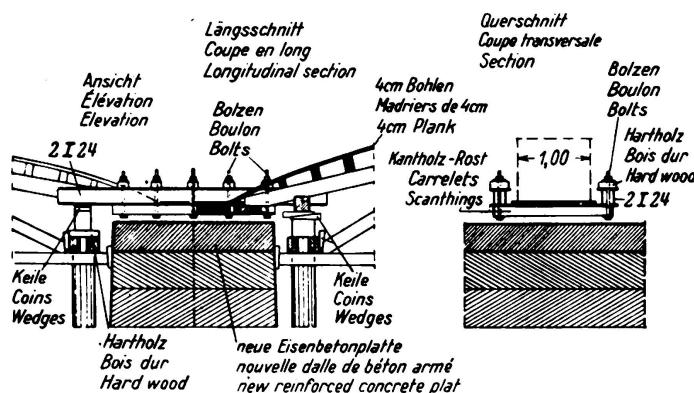


Fig. 1.

einer vollkommen durchlaufenden Betonierung zur Erzielung eines monolithischen Baukörpers nichts im Wege steht. Ein weiterer Vorteil besteht darin, daß örtliche Senkungen während des Aufbringens der Vorbelastung frühzeitig erkannt und geeignete Sicherungsmaßnahmen ergriffen werden können; die gewünschte Lage der Balkenunterkante kann nach erfolgter Vorbelastung gegebenenfalls mit großer Genauigkeit einreguliert werden.

Eine derartige Vorbelastung, wohl die erste dieses Umfanges und mit exakter Durchführung, wurde auf Anregung der Bauherrschaft von mir an der nach

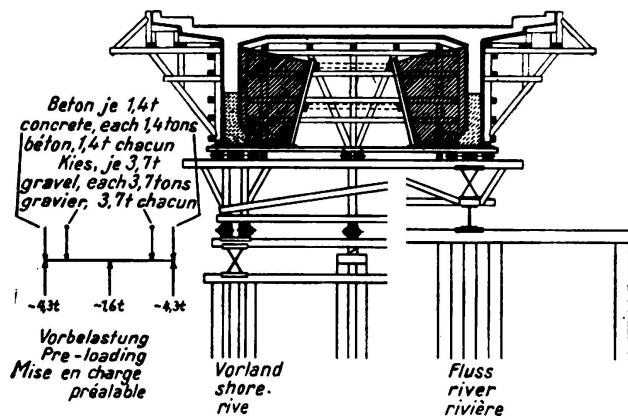


Fig. 2.

meinem Entwurf ausgeführten Reichsautobahnbrücke über den Inn angewandt und insgesamt über 1000 lfdm Träger nach dieser Methode betoniert (Fig. 2). An der Innenseite der Trägerschalung waren Kästen angeordnet, welche den zur Belastung verwendeten Kies aufnahmen. Hiedurch wurden rund zwei Drittel der Betonlast erzielt. Bis zur Erreichung der Vollast waren noch rd. 0,6 cbm/m

⁵ Berger: „Bauingenieur“ 1932, Heft 21/24, S. 305ff. — Berger: Schlußbericht zum 1. Kongreß Paris 1932, S. 359.

Trägerbeton einzubringen, was innerhalb dessen Abbindezeit möglich war, erst dann wurde in Anpassung an die Weiterbetonierung der Kies abgeworfen. Hinsichtlich weiterer Einzelheiten sei auf die Veröffentlichung⁶ und den Vortrag in der Sektion für Eisenbetonbau verwiesen.

Eine Vorbelastung einfacher Art wurde auch bereits bei der Sophienbrücke Bamberg⁵ mit Hilfe von Kranschienen durchgeführt. Ferner fand sie, in ähnlicher Form wie bei der Innbrücke, Verwendung zur Ausschaltung der Einflüsse der Durchbiegung des Melanträgers, der als Einhängeträger von 27,0 m Stützweite bei der Saalebrücke Bernburg⁴ ausgeführt wurde (Fig. 3). Die Durchführung bei der Innbrücke hat im übrigen erwiesen, daß die Kosten der Vorbelastung niedrig sind und in keinem Verhältnis stehen zum Gewinn an Sicher-

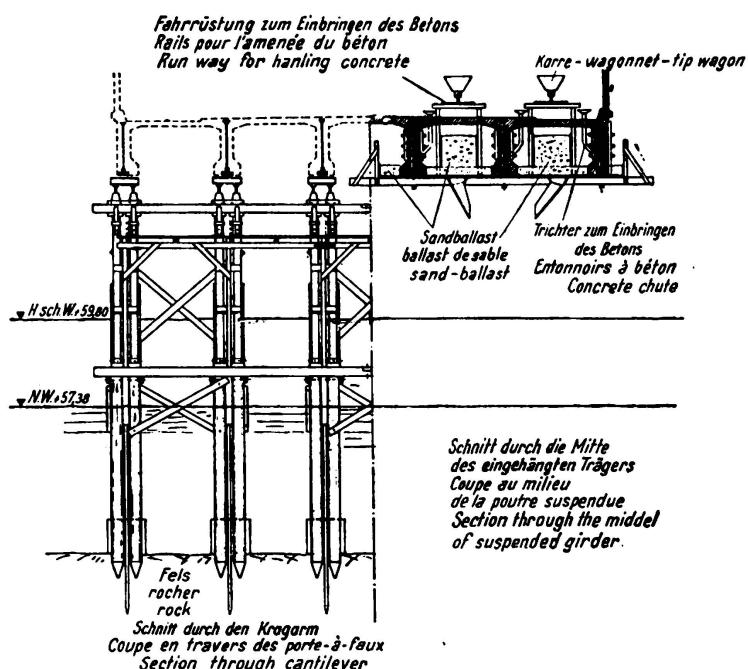


Fig. 3.

heit der Baudurchführung. Die vollkommene Rissfreiheit des Bauwerkes dürfte zu einem erheblichen Teil der Ausschaltung von Gerüstverformungen zuzuschreiben sein.

Von den dreizehn seit 1933 erbauten weitgespannten Eisenbetonbalkenbrücken² sind, soweit dies ermittelt werden konnte, zwei mit Vorbelastung, vier mit Abschalung an den Auflagern und sieben ohne besondere Vorkehrungen durchlaufend betoniert worden. Es muß festgestellt werden, daß es auch mit der letzteren Methode gelungen ist, vollkommen rissefreie und einwandfreie Tragwerke herzustellen, trotzdem nicht unerhebliche Lehrgerüstsenkungen zu beobachten waren. Es scheint aber, daß diese jeweils rechtzeitig vor einer Versprödung des eingebrachten Betons vor sich gegangen sind, umso mehr, als auch bei durchlaufender Betonierung zu Anfang zweckmäßig eine Art von Lamellen-einteilung durchgeführt wird. Der bei diesen Bauwerken erzielte Erfolg kann aber über die Bedenken nicht hinwegtäuschen.

Bei einer wesentlichen Steigerung der Bauwerksgröße, besonders bei kon-

⁶ Endrös: „Beton und Eisen“ 1935, Heft 3, S. 27ff.

tinuierlichen Tragwerken, wird trotz der besprochenen Maßnahmen eine zonenweise Unterteilung nicht zu umgehen sein. Eine wesentliche Vergrößerung wird aber aus technischen und wirtschaftlichen Gründen wahrscheinlich nur unter Anwendung vorgespannter Konstruktionen möglich sein. Da in diesem Falle Biegezugsspannungen ganz oder größtenteils ausgeschaltet sind, bestehen auch gegen geeignet angeordnete Arbeitsfugen keine Bedenken mehr. Die Vorteile der Vorspannung wirken sich hier auch hinsichtlich der Ausführung aus.

Folgerungen:

Bei der Herstellung großer, vorzugsweise auf Biegung beanspruchter Eisenbetonbalkenträger, ist bei statisch zusammengehörigen Tragwerkteilen durchlaufende Betonierung anzuwenden. Die schädlichen unvermeidlichen Deformationen der benützten Lehrgerüste (oder steifen Bewehrungen) müssen ausgeschaltet werden. Dies gelingt einwandfrei nur durch eine Vorbelastung der Stützkonstruktion, wie sie beim ganzen Tragwerk der Innbrücke und beim Einhängeträger der Saalebrücke Bernburg Anwendung fand. Die Methode ist einfach und erfordert nur verhältnismäßig niedrige Aufwendungen. Die grundsätzliche Anwendung würde einen weiteren Schritt zur Ausschaltung unkontrollierbarer baustellenmäßiger Einflüsse bedeuten und die Erfolgssicherheit der Baudurchführung erhöhen.

IVb 2

Weitgespannte massive Brücken.

Ponts de grande portée.

Long Span Bridges.

Dr. Ing. K. Gaede,

Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

Wenn man feststellen will, bis zu welcher Stützweite man Brücken aus einem bestimmten Baustoff herstellen kann, so geschieht dies zweifellos am besten dadurch, daß man die Brücke tatsächlich baut. Dieser Weg ist natürlich nicht allgemein gangbar. Eine zweite Möglichkeit wäre die, daß man einen — möglichst baureifen — Entwurf aufstellt. Beiden Verfahren haftet der Nachteil an, daß sie nur für ganz bestimmte Verknüpfungen von zulässiger Beanspruchung, Belastung, Pfeilverhältnis, Stützweite usw. gelten und nicht ohne weiteres Rückschlüsse auf andere Fälle gestatten.

Deshalb erschien es erwünscht, allgemein anwendbare Formeln aufzustellen.

I. Eisenbetonbogenbrücken.

Ich habe zunächst für *gewölbte* Brücken aus Beton oder Eisenbeton derartige geschlossene Formeln abgeleitet. Hierbei war es selbstverständlich notwendig, gewisse die allgemeine mathematische Behandlung erleichternde Idealisierungen vorzunehmen, die berücksichtigt werden müssen, wenn man den Grad der Zuverlässigkeit der Ergebnisse abschätzen will.

Es wurde angenommen (die Bedeutung der Buchstaben geht aus Fig. 1 hervor):

- Stützliniengewölbe für den „Normalbelastungsfall“: Eigengewicht + halbe gleichmäßig über die Brückenlänge verteilte Nutzlast.
- Verteilung der Gesamtlast q auf die Brückenlänge nach der Beziehung:

$$q = q_s [1 + (m - 1) y/f] \quad (1)$$

$$m = \frac{q_k}{q_s} \quad (2)$$

- Veränderlichkeit des Bogenquerschnitts nach:

$$F = \frac{F_s}{\cos \varphi} \quad (3)$$

- Schwerpunktsspannung im Normalbelastungsfall a):

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \mu \sigma_{zul} \\ 0 < \mu &< 1 \end{aligned} \quad (4)$$

Darin gibt μ an, in welchem Umfange bei dem gedachten Belastungsfall die zulässige Beanspruchung σ_{zul} ausgenutzt wird. μ soll deshalb als Ausnutzungsgrad bezeichnet werden.

Aus Fig. 1 ist abzulesen:

$$H = \frac{(Q+G) \cdot \beta l}{f} \quad (5)$$

Wegen (4) ist:

$$H = \mu \cdot \sigma_{zul} \cdot F_s \quad (6)$$

Aus (1) folgt für den Abstand $\beta \cdot l$ der Last $G + Q$ (Bogeneigengewicht G + Gewicht des Aufbaues, der Fahrbahn und der halben Nutzlast Q) von dem Auflager:

$$\beta = \frac{m-1}{2c\sqrt{m^2-1}}, \text{ darin ist: } (7)$$

$$c = \text{ArCos } m = \text{ArCos} \left(\frac{q_k}{q_s} \right) \quad (8)$$

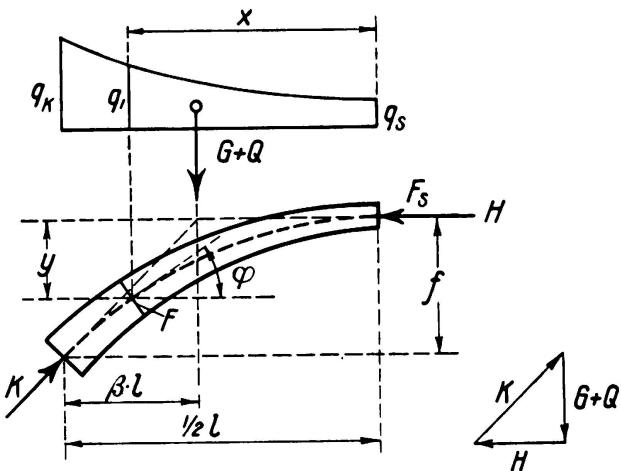


Fig. 1.

Aus (1) und (3) lassen sich die Bogenquerschnitte und damit auch das Gewicht G des halben Bogens errechnen.

$$G = \frac{1}{2} \gamma F_s \cdot l [1 + \alpha (f/l)^2] \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{c}{(m-1)^2} (\sin 2c - 2c) \quad (10)$$

Durch Verbindung von (5), (6) und (9) findet man:

$$\begin{aligned} x &= \frac{G}{Q} = 1 : \left[\frac{2 \mu \sigma \cdot f/l}{\gamma \cdot l \cdot \beta [1 + \alpha (f/l)^2]} - 1 \right] \\ x &= 1 : \left[\frac{\mu \sigma}{\gamma \cdot l} \cdot \frac{2 n}{\beta (1 + \alpha n^2)} - 1 \right] = 1 : \left[\frac{\mu \sigma}{\gamma \cdot l} \cdot \delta - 1 \right] \end{aligned} \quad (11)$$

Darin wurde zur Abkürzung geschrieben:

$$\sigma = \sigma_{zul}, \quad n = f/l, \quad \gamma = \gamma_B = \text{Raumgewicht des Bogens.} \quad (12)$$

Der neue Hilfswert δ wird unter Berücksichtigung von (7) und (10):

$$\delta = \frac{2 n}{\beta (1 + \alpha n^2)} = \frac{4 n c \cdot \sqrt{m^2 - 1} \cdot (m - 1)}{(m - 1)^2 - c n^2 (\sin 2c - 2c)} \quad (13)$$

Die durch die Gleichungen (11) und (13) festgelegte Zahl x gibt das Verhältnis des Bogeneigengewichts zum Gewicht des Aufbaues einschließlich Fahrbahn und der halben Nutzlast an, also den *relativen Baustoffaufwand* für das Gewölbe. x ist ein vorzügliches Mittel, um die Auswirkung der verschiedenen Einflüsse auf den Baustoffaufwand und auf die möglichen Stützweiten zu übersehen. Insbesondere ergibt die Bedingung

$$2 \mu \sigma n = \beta \gamma l (1 + \alpha n^2) \quad (14)$$

den Fall $\alpha = \infty$, also die theoretische Grenze für die Ausführbarkeit des Gewölbes. Wie man sieht, sind hierfür nur die geometrischen Verhältnisse und die Baustofffestwerte, nicht aber die Höhe der Belastung maßgebend.

Für Bogenbrücken mit „aufgelöstem Aufbau“, also mit einer durch Hängestangen, Wände oder Säulen auf den Bogen abgestützten Fahrbahn kann man als Annäherung die Annahme machen, daß sich die Belastung des Bogens im Normalbelastungsfall auf die Bogenlänge etwa ebenso verteilt wie das Bogen-eigengewicht:

$$m = \frac{q_K}{q_S} = \frac{g_K}{g_S} = \frac{1}{\cos^2 \varphi_K} = 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)_K^2 \quad (15)$$

Dadurch ist m als eine Funktion des Pfeilverhältnisses $n = f/l$ festgelegt nach der Formel:

$$\frac{1}{2c} \sqrt{\frac{(m-1)^3}{m^2-1}} = \frac{1}{2\pi \operatorname{Cosec} m} \sqrt{\frac{(m-1)^3}{m^2-1}} = n \quad (16)$$

Damit sind aber auch die nach (7) und (10) als Abhängige von m dargestellten Hilfswerte α und β und schließlich auch δ nach Gleichung (13) zu ausschließlichen Funktionen des Pfeilverhältnisses n geworden. In der folgenden Tafel sind die Hilfswerte m , α , β , δ für einige Pfeilverhältnisse angegeben.

$f/l = n$	m	α	β	δ
$1 : \infty = 0$	1,00	5,33	0,25	0
$1 : 10 = 0,1$	1,18	5,47	0,242	0,784
$1 : 7 = 0,143$	1,38	5,60	0,234	1,068
$1 : 5 = 0,200$	1,83	5,70	0,223	1,46
$1 : 3,5 = 0,286$	3,00	5,87	0,201	1,92
$1 : 2,5 = 0,400$	7,5	6,86	0,165	2,31
$1 : 1,78 = 0,562$	20,0	8,13	0,129	2,45
$1 : 1 = 1,00$	100	10,67	0,095	1,805

Für die Anwendung der grundlegenden Formel (11) fehlt nunmehr nur noch die Kenntnis des Ausnutzungsgrades μ (4). μ wächst mit dem Überwiegen des Eigengewichtes und mit der Zunahme der zulässigen Beanspruchung, ist deshalb bei weitgespannten Brücken im allgemeinen größer als bei kleinen. Es kann aber im weiten Umfange durch die Entwurfsgestaltung und die Art der Ausführung beeinflußt werden. Ja, man kann sagen, daß in der Verbesserung des Ausnutzungsfaktors die Hauptaufgabe des Erbauers einer weitgespannten Bogenbrücke zu sehen ist. Hieraus folgt ohne weiteres, daß man keine überall gültigen Angaben über die Höhe von μ machen kann. Es ist Sache des entwerfenden Ingenieurs diese Zahl nach Lage des Einzelfalls abzuschätzen.

Für Überschlagsberechnungen habe ich auf Grund von Überlegungen, die hier aus Platzmangel übergangen werden, folgenden Ansatz benutzt:

$$\mu = a \cdot \sqrt[4]{\sigma_{zul}} \quad (\sigma_{zul} \text{ in t/m}^2) \quad (17)$$

Darin ist a für die praktisch in Frage kommenden Pfeilverhältnisse eine zwischen 0,1 und 0,12 liegende Zahl. Die höchsten Werte gelten für $f/l = 1/5$ bis $1/4$; bei steileren und flacheren Gewölben nimmt a ab.

Hiermit wird (11):

$$\alpha = 1 : \left(\frac{a \cdot \sigma^{5/4} \cdot \delta}{\gamma \cdot l} - 1 \right) \quad (18)$$

Mit Hilfe dieser Gleichung sind die weiter mitgeteilten Zahlenwerte und Kurven berechnet worden. Sie gelten also, während Gleichung (11) allgemeinere Gültigkeit besitzt, nur unter den gemachten besonderen Annahmen (15) und (17). Immerhin darf gesagt werden, daß die Kurven die wirklichen Verhältnisse grundsätzlich richtig wiedergeben.

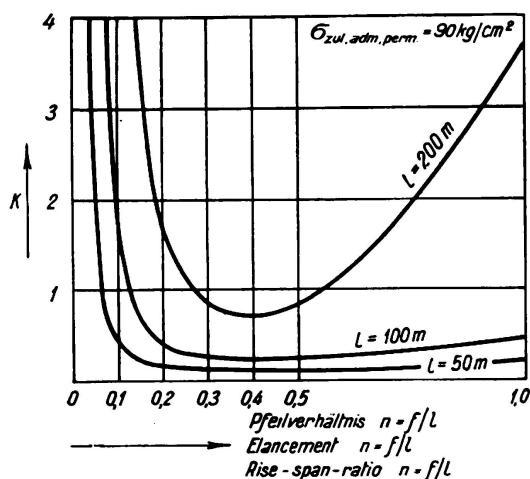


Fig. 2.

Relativer Baustoffaufwand als Abhängige des Pfeilverhältnisses.

$$\alpha = \frac{\text{Bogengewicht}}{\text{Gewicht des Aufbaues} + \frac{1}{2} \text{ Nutzlast.}}$$

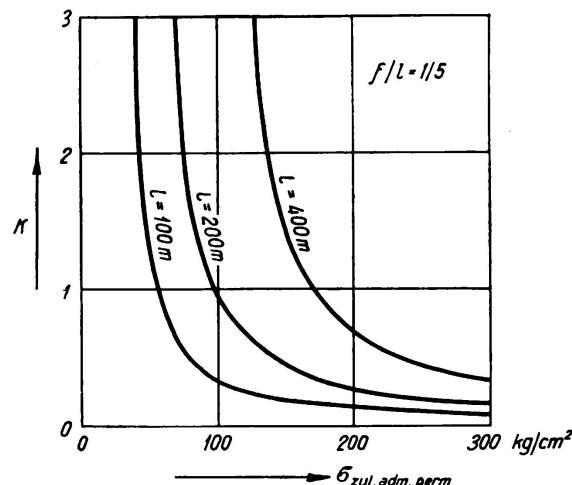


Fig. 3.

Relativer Baustoffaufwand als Abhängige der zulässigen Betonspannung.

In Fig. 2 ist der relative Baustoffaufwand α als Abhängige des Pfeilverhältnisses n dargestellt. Die Kurven haben alle ihr Minimum etwa bei dem Pfeilverhältnis $1/3$. Nach den praktisch hauptsächlich in Betracht kommenden flacheren Pfeilverhältnissen, also nach links hin, steigen die Kurven an. Bei kleiner Stützweite (50 m) aber zunächst nur ganz langsam. Der Mehraufwand bei Wahl eines flacheren Bogens ist hier also gering. Sehr steil steigt dagegen die α/n -Kurve für große Stützweiten an. Diese sind nur ausführbar, wenn man mit dem Pfeilverhältnis in der Nähe des Minimums der hier gezeigten Kurven bleibt. Tatsächlich liegt der günstigste Wert nicht genau bei dieser Stelle, sondern etwas weiter nach links, etwa bei $1/4$ bis $1/6$. Das hängt u. a. damit zusammen, daß der Aufbau bei flacherem Bogen billiger und leichter wird, und eine ungleichmäßige Verteilung der Verkehrslast hier geringere Zusatzspannungen hervorruft.

Fig. 3 zeigt den relativen Baustoffaufwand in Abhängigkeit von der zulässigen Beanspruchung. Die Kurven lassen erkennen, daß der Baustoffaufwand bei kleineren Stützweiten viel weniger als bei großen durch Erhöhung der zulässigen Beanspruchung ermäßigt wird (z. B. bei Erhöhung von 100 auf 150 kg/cm^2 , Herabsetzung von α bei 100 m Stützweite von 0,32 auf 0,20, also um 37 %, bei 200 m aber von 0,93 auf 0,43, oder um 54 %). Vor allem erkennt man, daß es

für jede Stützweite eine untere Grenze für die zulässige Beanspruchung gibt, bei der die Ausführbarkeit aufhört.

Man kann für jede zulässige Beanspruchung unter Annahme eines bestimmten Pfeilverhältnisses die theoretischen Größtstützweiten errechnen. Diese werden praktisch natürlich nie erreicht. Um wieviel man unter den theoretischen Größtwerten bleibt, das ist nicht allein ein technisches Problem, sondern ist nach verschiedenen, insbesondere wirtschaftlichen Überlegungen zu entscheiden. Man dürfte etwa das Richtige treffen, wenn man annimmt, daß praktisch ca. $\frac{2}{3}$ der theoretischen Größtstützweite erreichbar ist. Auf dieser Grundlage ist Fig. 4 berechnet, welche die praktisch erreichbaren Stützweiten für Eisenbetonbogenbrücken als Abhängige der zulässigen Beanspruchung σ wiedergibt, und zwar

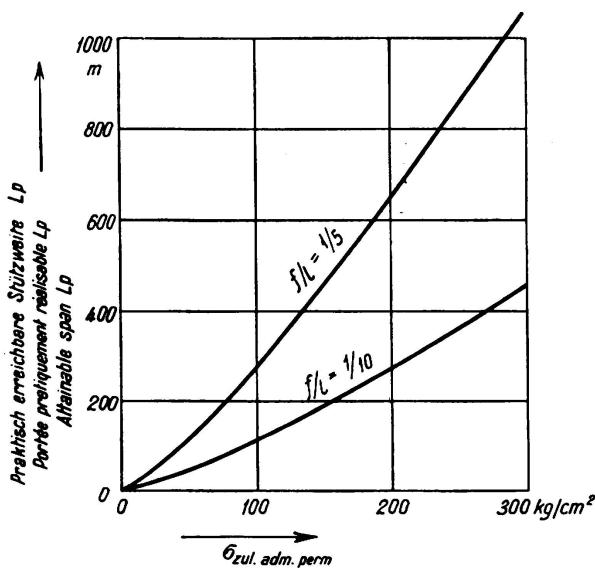


Fig. 4.
Praktisch erreichbare Stützweiten von
Eisenbetonbogenbrücken.

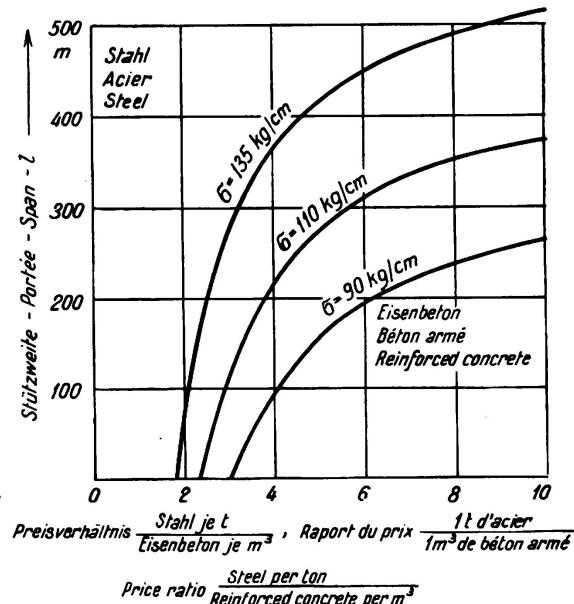


Fig. 5.
Preisvergleich von Bogenbrücken aus
Stahl und aus Eisenbeton.

sind Kurven gezeichnet für die beiden Pfeilverhältnisse $1/10$ und $1/5$. Man erkennt, daß man mit letzterem etwa die doppelten Stützweiten erreichen kann wie mit dem flachen Pfeilverhältnis $1/10$. Ich darf von der $1/5$ -Kurve einige wichtige Punkte hervorheben: Mit einem Beton für eine zulässige Beanspruchung von 100 kg/cm^2 läßt sich ein Bogen von etwa 270 m Stützweite ausführen, für 200 kg/cm^2 etwa 600 m und für 300 kg/cm^2 etwa 1000 m .

Eine Überschreitung der so ermittelten Stützweiten ist bis zu einem gewissen Grade möglich, wird dann aber durch einen stark gesteigerten Baustoffbedarf für das Gewölbe erkauft und wird deshalb die Wettbewerbsfähigkeit des Eisenbetonbogens in Frage stellen. Der wichtigste Wettbewerber des Eisenbetongewölbes ist der Stahlbogen. Auch auf diesen lassen sich die entwickelten Formeln sinngemäß anwenden und gestatten einen Kostenvergleich zwischen Eisenbeton- und Stahlbögen. Bei kleinen Stützweiten ist im allgemeinen der Eisenbeton wirtschaftlich überlegen. Bei einer bestimmten Grenzstützweite ist Preisgleichheit vorhanden. Darüber liegt das Gebiet der Überlegenheit des Stahlbogens. Die Lage dieser Grenzstützweite hängt von dem Preisverhältnisse der

beiden Baustoffe ab. Fig. 5 zeigt die Grenzstützweiten als Abhängige des Preisverhältnisses 1 t Stahl zu 1 m³ Eisenbeton. Die zulässigen Spannungen sind für Stahl 2100 kg/cm² und für Eisenbeton 90, 110 und 135 kg/cm² angenommen. Rechts unter den Kurven ist das Gebiet der wirtschaftlichen Überlegenheit des Eisenbetons, links über ihnen das des Stahls.

Besonders bemerkenswert ist an dieser Darstellung die außerordentliche Erweiterung des Gebiets des Eisenbetons bei den hier angenommenen nicht allzu erheblichen Steigerungen der zugelassenen Beanspruchung. So liegt z. B. bei dem Preisverhältnis 4/1 die Grenze der Wettbewerbsfähigkeit des Eisenbetons für $\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2$ bei etwa 100 m, sie erhöht sich bei 110 kg/cm² auf 220 m und bei 135 kg/cm² sogar auf 360 m!

Es ist kaum möglich, die entscheidende Bedeutung der Hebung der Güte des Betons und damit auch der zuzulassenden Beanspruchung eindringlicher zur Anschauung zu bringen als durch diese Darstellung. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, daß alle Maßnahmen, die dazu dienen, die zusätzlichen Randspannungen herabzusetzen, die durch ungleichmäßige Verteilung der Nutzlast, durch Temperaturänderung, Schwinden usw. entstehen, die gleiche Wirkung haben wie eine Erhöhung der zulässigen Beanspruchung. Die großen hierauf gewandten Anstrengungen sind deshalb voll berechtigt.

II. Eisenbetonbalkenbrücken.

Neben den für größte Spannweiten allein in Betracht kommenden Bogenbrücken hat der Eisenbeton als Balkenträgerwerk ein weites Anwendungsgebiet bei mittleren Stützweiten. Bei diesen Tragwerken spielt die Verteilung der vorhandenen Balkenmomente auf die Stützen- und Feldmomente eine für den Baustoffaufwand ähnlich entscheidende Rolle wie die Wahl des Pfeilverhältnisses bei Bogenträgern. In welchem Umfange dies der Fall ist, sollen die folgenden Betrachtungen zeigen.

Man kann eine Öffnung von der Weite L durch ein Balkenträgerwerk überbrücken, bestehend aus einem Schwebeträger mit der Stützweite l und zwei symmetrisch angeordneten Kragträgern (vgl. Fig. 6 a). Das Verhältnis der Stützweiten l/L sei mit λ bezeichnet. λ liegt zwischen den Grenzen 0 und 1. $\lambda = 1$ bedeutet den Fall des einfachen Balkens auf zwei Stützen, bei $\lambda = 0$ sind zwei Kragträger mit den Stützweiten L/2 vorhanden. Dazwischen liegen Übergangsformen in der Art des skizzierten Auslegerträgers.

Die Aufstellung allgemein gültiger Formeln ähnlich wie für die Bogenbrücken stieß auf Schwierigkeiten.¹⁾ Deshalb wurden vorerst für eine Reihe von Stützweiten und für verschiedene Werte λ Straßenbrückenüberbauten in Eisenbeton berechnet, und der erforderliche Baustoffaufwand als Stärke „d“ einer Platte

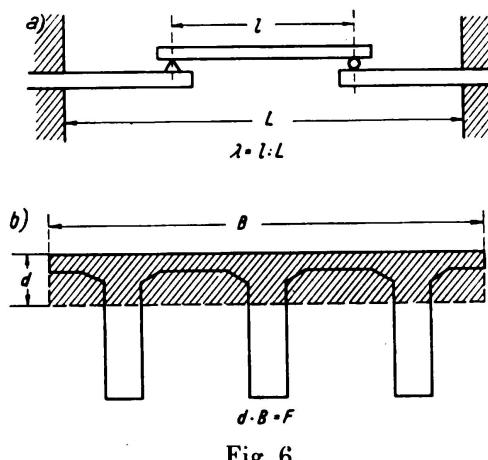


Fig. 6.

¹ Vgl. Gaede: Balkenträger von gleichem Widerstande gegen Biegung. Die Bautechnik 1937, Heft 10, S. 120/122.

gleichen Volumens und der Brückengrundfläche bestimmt (vgl. Fig. 6b). Den Berechnungen wurden die nach den deutschen Berechnungsgrundlagen vorgeschriebenen Betonbeanspruchungen 60 (70) kg/cm² zugrunde gelegt. Der zweite Wert bezeichnet die erhöhten Beanspruchungen im Bereich der negativen Momente.

In Fig. 7 ist der mittlere Baustoffaufwand d in m³/m² in Abhängigkeit von dem Stützweitenverhältnis λ für mehrere Stützweiten L aufgetragen. Das Minimum des Baustoffaufwandes liegt hiernach für alle Stützweiten bei $\lambda = 0$, also bei einem aus zwei Kragarmen bestehenden Tragwerke. Der Baustoffaufwand wächst mit zunehmender Länge des Schwebeträgers und erreicht den Höchstwert bei $\lambda = 1$, also beim Balken auf zwei Stützen. Die Kurven werden mit zunehmender Gesamtstützweite L immer steiler und lassen erkennen, daß

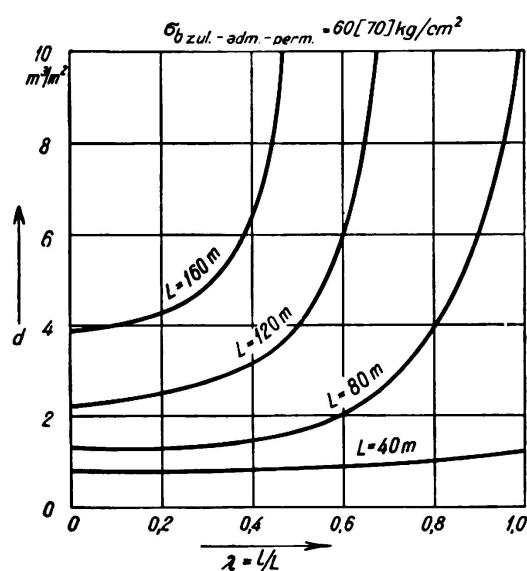


Fig. 7.

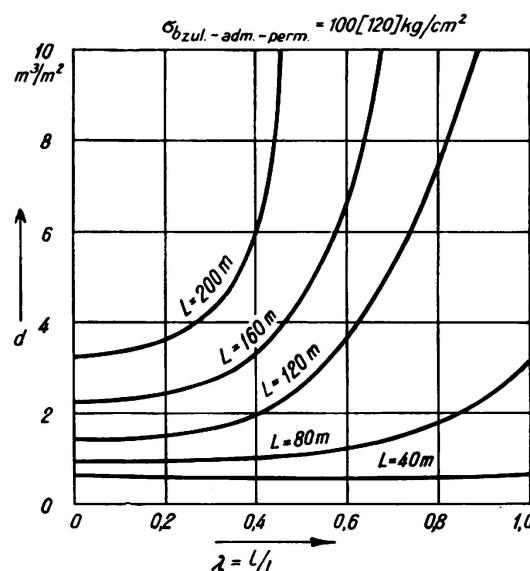


Fig. 8.

Baustoffbedarf d bei Eisenbetonbalkenbrücken in m³/m².

bei sehr großen Stützweiten einfache Balken, aber auch Auslegerträger mit verhältnismäßig langen Schwebeträgern unwirtschaftlich oder sogar unausführbar sind. Große Stützweiten können mit einem wirtschaftlich vertretbaren Aufwande nur durch Balkentragwerke bewältigt werden, die ähnlich wirken wie Auslegerträger mit kleinem Schwebeträger. Es brauchen dabei nicht unbedingt Gelenke eingelegt zu werden. Die gleiche Wirkung lässt sich auch bei gelenklos durchlaufenden Trägern durch entsprechende Verteilung der Trägheitsmomente und durch künstliche Vorspannung (Auflageresenkung oder -hebung) erreichen. Wenn zur Aufnahme der großen Einspannungsmomente nicht ohnehin Seitenöffnungen zur Verfügung stehen, kann es zweckmäßig sein, hierfür beträchtliche Aufwendungen zu machen, z. B. durch Anordnung von Gegengewichtsarmen oder von an sich entbehrlichen Seitenöffnungen oder dergleichen.

Eine gleiche Darstellung wie das letzte Bild bringt Fig. 8 für die wohl in absehbarer Zeit zu verwirklichende zulässige Spannung 100 (120) kg/cm².

Aus praktischen Gründen wird man mit λ nicht bis auf 0 heruntergehen, sondern die Stützweite des Schwebeträgers zu etwa 0,2 bis 0,4 der Gesamtstützweite wählen. Die hierfür geltenden Werte der Kurven Fig. 7 und 8 sind auf

der nächsten Kurventafel 9 zusammengestellt. Diese stellt den Baustoffaufwand für zweckmäßig aufgeteilte Auslegerträger als Abhängige der Stützweiten dar und zwar für die beiden schon vorher benutzten Spannungsstufen.

Ähnlich, wie dies für Bogenbrücken geschehen ist, lassen sich durch Vergleich des so gewonnenen Baustoffaufwandes mit dem von Stahlbalkenbrücken die Grenzen der Wettbewerbsfähigkeit des Eisenbetons gegenüber dem Stahl ermitteln. Diese Grenzstützweiten sind in Fig. 10 wieder als Abhängige des Preisverhältnisses 1 t Stahl zu 1 m³ Eisenbeton aufgetragen. Auch hier ist hervorzuheben die starke Ausweitung des Gebietes, in dem der Eisenbeton wettbewerbsfähig ist, bei einer Erhöhung der zulässigen Beanspruchung. Maßnahmen, die zum Ziele haben, die Randspannung des Betons zu senken, wie sie z. B. von Professor *Dischinger* vorgeschlagen sind, haben auch hier die gleiche

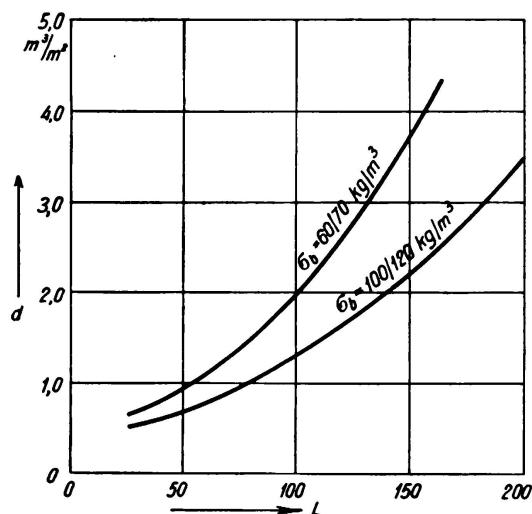


Fig. 9.

Baustoffbedarf d bei Eisenbetonbalkenbrücken in m^3/m^2 .

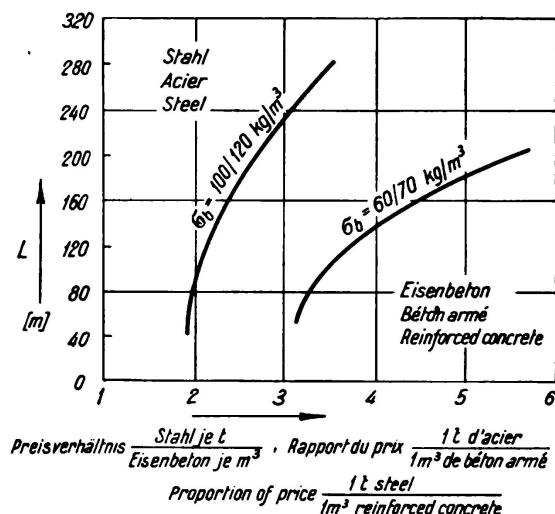


Fig. 10.

Preisvergleich von Balkenbrücken aus Stahl und Eisenbeton.

Wirkung wie eine entsprechende Erhöhung der zulassenden Beanspruchung und sind neben dieser ein geeignetes Mittel, um die Wettbewerbsfähigkeit des Eisenbetons auf diesem wichtigen Anwendungsgebiete zu stärken.

Zum Schluß möchte ich besonders darauf hinweisen, daß die Preisvergleiche sowohl bei den Bogen- wie bei den Balkenbrücken nur als rohe Annäherungen gewertet werden dürfen, daß sie verschiedene wichtige Nebenumstände, wie vor allem die infolge des großen Gewichts der Eisenbetonüberbauten im allgemeinen notwendigen Mehraufwendungen für die Pfeiler und Widerlager noch nicht berücksichtigen. Diese Aufwendungen sind aber so stark von den besonderen örtlichen Verhältnissen abhängig, daß eine allgemeine Behandlung kaum in Frage kommt. Immerhin wird man nicht übersehen dürfen, daß sich hierdurch der Vergleich mehr oder weniger stark zuungunsten des Eisenbetons verschiebt.

Einen Versuch der Einbeziehung der Widerlager in den Kostenvergleich hat für Bogenbrücken Herr Ing. Dr. Glaser im Anschluß an eine frühere Arbeit von mir (Bauingenieur 1934, Hefte 13/14 und 17/18) in der Zeitschrift des Österreichischen Ing.- und Architektenvereins 1934, Heft 39/40, S. 230ff. gebracht. Ähnliche Lösungen wären auch für Balkenbrücken denkbar.

IVb 3

Die Brücke von Prato.

Le pont de Prato.

The Bridge at Prato.

G. Krall,
Professor der Universitäten Rom und Neapel, Rom.

In vielen Fällen der Überbrückung großer Spannweiten ist es nicht angezeigt, den Bogen, der von allen Konstruktions-Systemen das Material am besten ausnutzt, vorzusehen. Man denkt, wenn die Fundierung keinen großen Horizontal-schub zuläßt, an Balkensysteme oder an Rahmen, sobald aus bestimmten Gründen der Bogen mit Zugband nicht in Betracht fällt. Als Beispiel zur Erläuterung der genannten Gedanken folgt hier die Beschreibung der Fußgängerbrücke über den Bisenzio bei Prato (Toscana). Die Brücke weist eine Spannweite von 60 m

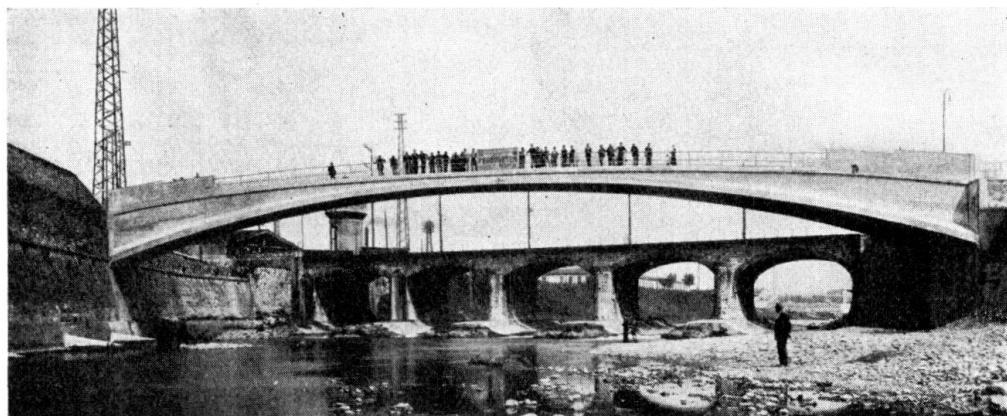


Fig. 1.
Brücke über den Bisenzio bei Prato (Ansicht des fertigen Bauwerkes).

auf und wurde auf Anfrage der Gemeinde Prato von der Soc. Ferrobeton in Rom ausgeführt.

Das in Fig. 1 abgebildete Bauwerk ist durch die Planfiguren 2 bis 4 dargestellt. Der Bau hatte folgenden Bedingungen zu genügen: der Fluß mußte mit Rücksicht auf eventuelle Hochwasser in einer einzigen Öffnung durch eine statisch bestimmte Konstruktion überbrückt werden und die Konstruktions-unterkante im Scheitel mußte der Schienenhöhe der flußaufwärts gelegenen Eisenbahnbrücke entsprechen.

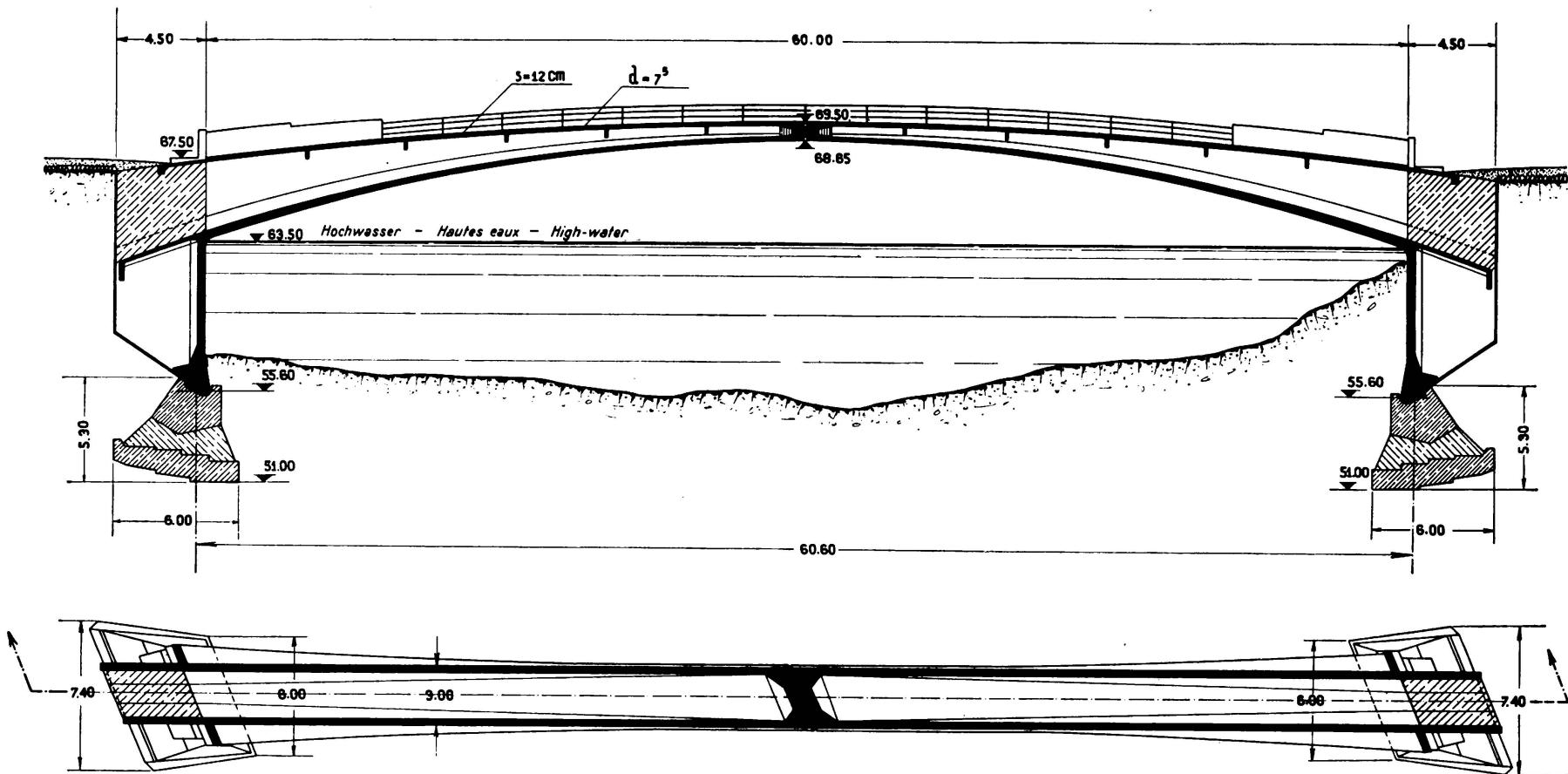


Fig. 2.
Aufriß und Grundriß.

Da der geeignete Baugrund mehr als 10 m unter Kämpferhöhe liegt, kam ein Bogen nicht in Betracht; der eingespannte Balken konnte als statisch-unbestimmte Tragkonstruktion auch nicht in Frage kommen.

Der Bogen mit Zugband war von vornehmerein nicht zugelassen und wäre im vorliegenden Falle auch ungeeignet gewesen, sowohl wegen der geringen Brückenbreite als auch aus ästhetischen Gründen. Aus diesen Gründen entschloß man sich für den Dreigelenkrahmen mit Auslegern. Mit diesem System ergaben sich sehr kleine Fundamente, trotzdem die zulässige Bodenpressung von $1,5 \text{ kg/cm}^2$ nicht überschritten wurde.

Die Fahrbahn weist eine nutzbare Breite von 2,50 m und eine Konstruktionsbreite von 3,00 m auf; die Brückenbreite bildet somit $\frac{1}{20}$ der Spannweite.

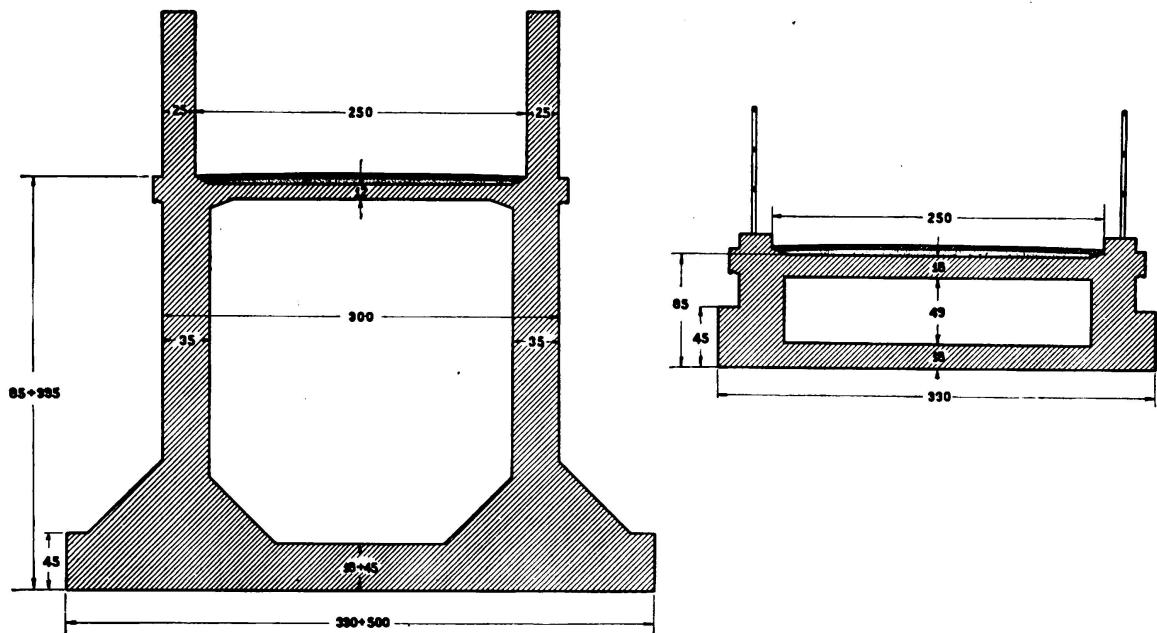


Fig. 3.
Querschnitt.

Aus verschiedenen Gründen, insbesondere um der Wirkung seitlicher Kräfte (Kippkräfte), vorzubeugen, wurde die untere Platte gegen die Kämpfer hin auf 5,50 m verbreitert. Hierdurch wurden die Stützen verstärkt, die seitliche Widerstandskraft erhöht und dem Bauwerk ein gutes Aussehen gegeben. Die im Pflichtenheft vorgeschriebene schiefe Lage der Brücke hätte insofern Schwierigkeiten für den Bau ergeben, als für die Gelenke eine Ausführung nach Consideré mit Flacheisenbewehrung vorgesehen war. Deshalb wurde eine Type in Erwägung gezogen, die außer den Drehungen um eine Achse normal zur Kraftebene auch Gleitungen (Querbeweglichkeit) längs dieser Achse zugelassen hätte. Die Ausführung in Stahl eines solchen Rollengelenkes wäre indessen zu kostspielig und die Ausführung in Eisenbeton zu umständlich gewesen. Infolgedessen sah man davon ab, Rollengelenke einzubauen; man nahm vielmehr die Ausrüstung mit Hilfe von hydraulischen Pressen vor, die auf gut eingefetteten Platten ruhten, so daß wenigstens teilweise ein Gleiten möglich war. Auf diese Weise konnte der Einfluß der ständigen Last und der Nachgiebigkeit der Wider-

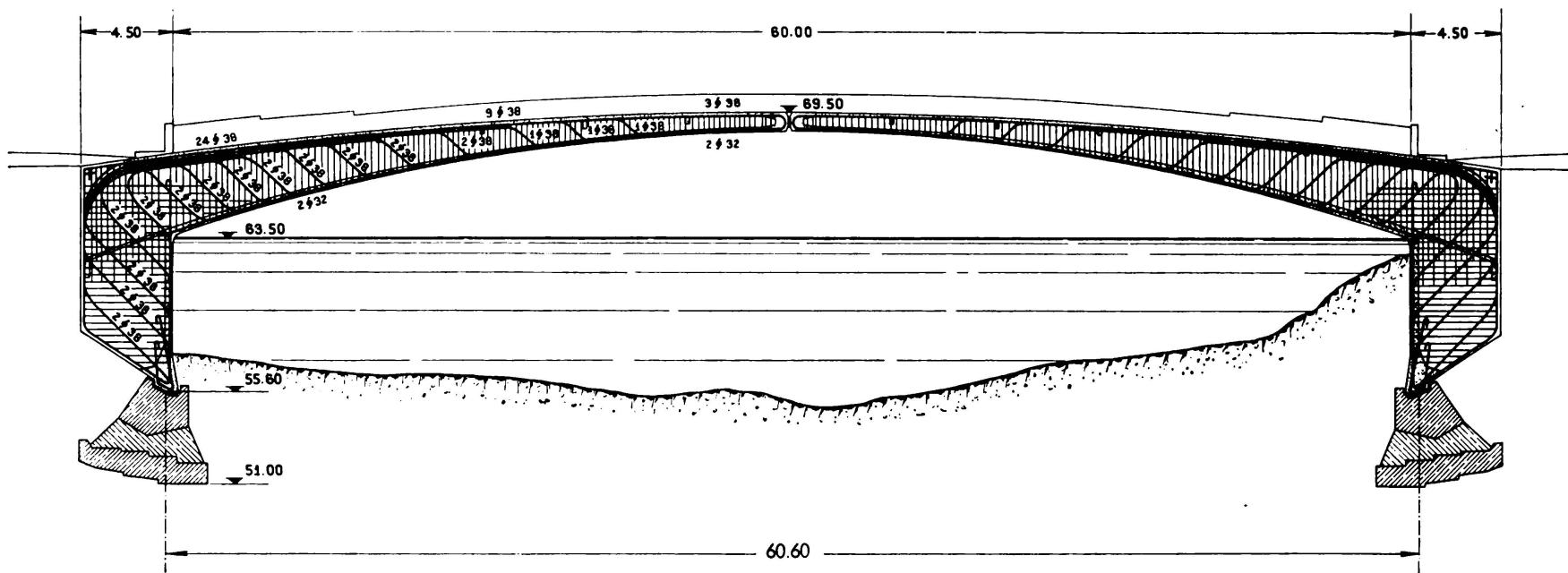


Fig. 4.

Details der Eiseneinlage.

lager auf die gegenseitigen Bewegungen der beiden Brückenteile zur Auswirkung gelangen, bevor die Gelenke eingebaut wurden.

Die angewandten Pressen (hergestellt in der Officine Monteverde der „Ferrobeton“) haben den Vorteil, daß sie in beliebiger Lage durch Setzschrauben blockiert werden können, wodurch sich nach erfolgter Ausrüstung die ständige Kontrolle des Manometerstandes erübrigert. Für die hier beschriebene Brücke war es nicht nötig, den Horizontalschub zu messen, weil es sich um eine Dreigelenk-Konstruktion handelt und weil der Horizontalschub nach der Abhebung der Brücke vom Lehrgerüst unabhängig von der Bewegung bleibt (wenigstens theoretisch, wenn es sich um kleine Verschiebungen handelt, und wenn ideale Kämpfergelenke und freiliegende Stützen vorausgesetzt werden).

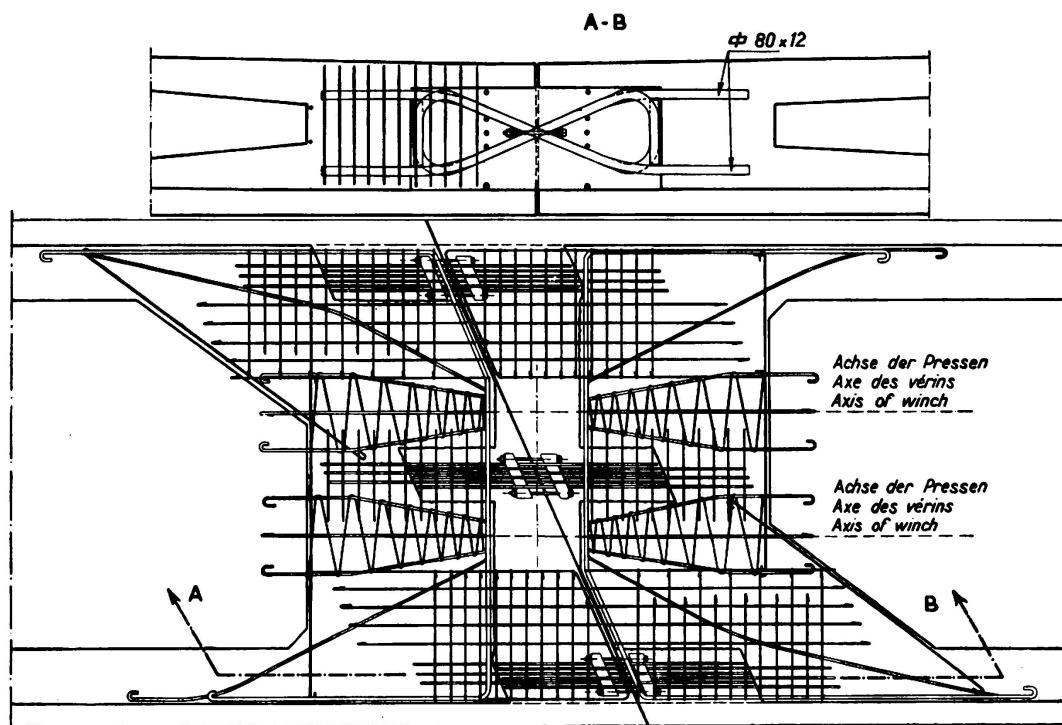


Fig. 5.
Scheitelgelenke.

Nach dem erfolgten Ausrüsten mußte beim Betonieren der Gelenke mit großer Vorsicht vorgegangen werden, da hier, im Gegensatz zum eingespannten Bogen, die Gelenke die erforderliche Bewegungsmöglichkeit haben mußten. Aus Fig. 5 geht hervor, daß die gekreuzten Gelenkstäbe aus Flacheisen 80×12 mm bestehen, die in drei Gruppen zu je 6 Eisen angeordnet sind. Nach der Betonierung der Gelenke blieb jedes Eisen zu beiden Seiten eingespannt. Zuletzt wurden noch die beiden Hohlräume neben den Pressen ausbetoniert, vgl. Fig. 5 und 6. Entweder wirken diese wenig beanspruchten Querschnittsteile mit, oder es treten andernfalls die nur teilweise unter Druck stehenden Gelenke zur vollen Wirkung.

Durch entsprechende Berechnungen kann die Lage der Pressen stets so festgelegt werden, daß eine Einspannwirkung vermieden wird, d. h. daß eine gute Zentrierung der Pressen erfolgt.

Die Belastungsprobe der Brücke wurde für die ungünstigste Anordnung der Verkehrslast von 650 kg/m^2 (beinahe vollständige Belastung der Öffnung) durchgeführt. Als elastische Scheitelsenkung ergab sich das Maß von 6 mm.

Aus dynamischen Messungen, die indessen zu angenähert durchgeführt wurden, um hier veröffentlicht zu werden, geht hervor, daß das Bauwerk durch das

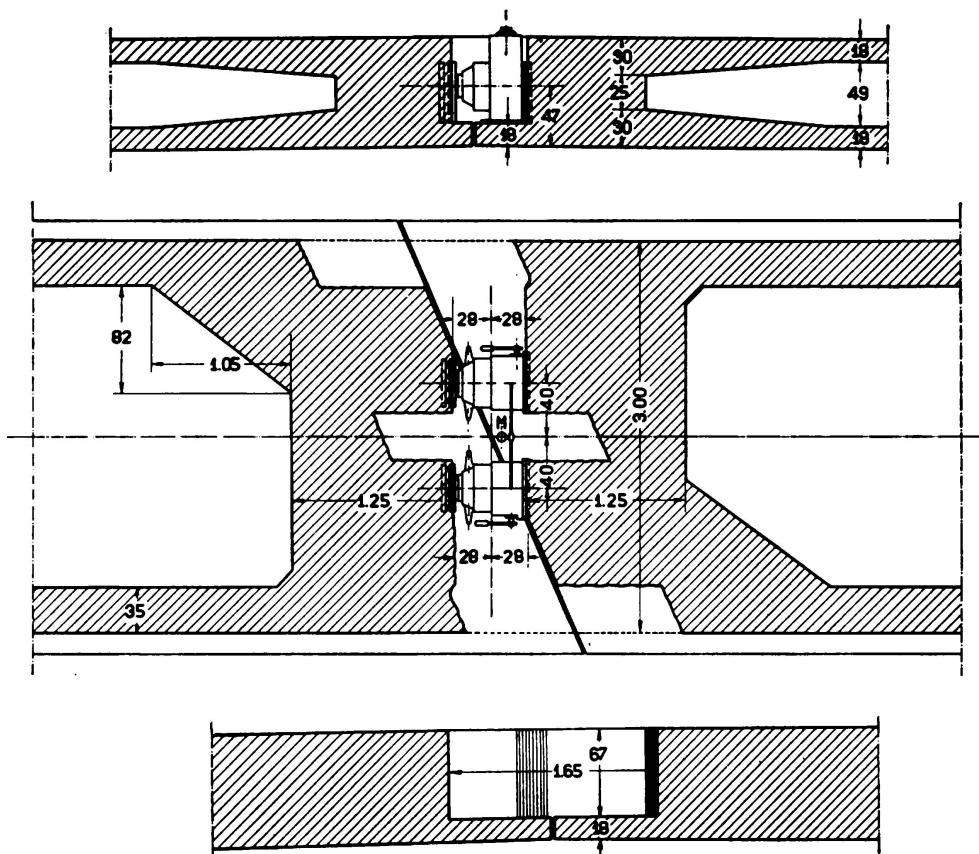


Fig. 6.

Im Scheitel wirkende Pressen.

Ausbetonieren von Querschnittsteilen im Scheitel neben den Gelenken eine gewisse Steifigkeit erhielt.

Es wäre zu empfehlen gewesen, die Pfeiler in gemauerten Nischen einzubauen, um so die freie Beweglichkeit der Pfeiler zu gewährleisten. Auch diese Vorsichtsmaßnahme war aber der Kosten wegen undurchführbar. Die Gesamtkosten des Bauwerkes belaufen sich auf 200000 Lire.

Auf Grund der Probeleistungen des fertigen Bauwerkes darf geschlossen werden, daß sich das angewandte System am besten eignet, um große Lichtweiten bei guter Form, kleinen Fundamenten und bescheidenen Kosten zu überbrücken.

IVb 4

Brücken im neuen Hafenbahnhof in Neapel.

Les ponts dans la nouvelle gare maritime de Naples.

Bridges in the new maritime station at Naples.

G. Krall,

Professor der Universitäten Rom und Neapel, Rom.

Im neuen Hafenbahnhof in Neapel, Fig. 1 und 2 (ausgeführt von der Soc. An. It. Ferrobeton) sind vor allem jene beiden Brücken erwähnenswert, die die beiden Baukörper am landseitigen und am meerseitigen Ende miteinander verbinden. Es handelt sich um zweigeschossige Konstruktionen, deren tragende

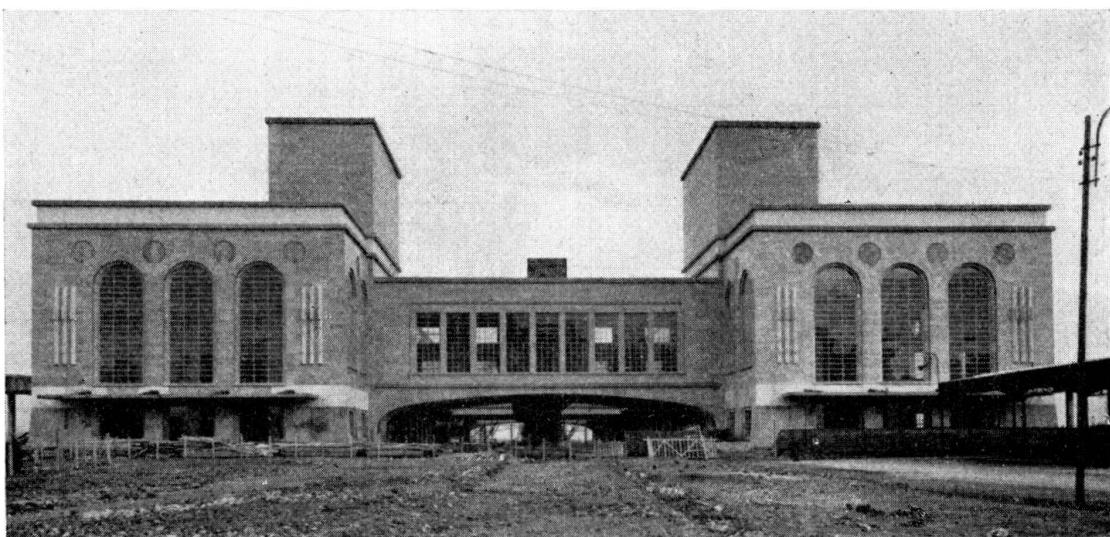


Fig. 1.

Elemente die beiden Längswände sind. Die eine dieser Längswände, Fig. 3, stellt einen geschlossenen Rahmen dar, der genügend schlanke Hängestangen aufweist, sodaß deren Biegungswiderstand vernachlässigt werden kann. Die andere Längswand ist als Doppel-Vierendeelträger, Fig. 4, ausgebildet. Die beiden Geschosse liegen 10,15 bzw. 19,10 m über dem Meeresspiegel und überbrücken die auf Kote +3,0 liegenden Eisenbahngleise mit einer lichten Spannweite von 35 m. Der auf Kote 10,15 liegende Boden ist kassettenförmig ausgebildet; die Kassetten sind rechteckig mit 3,80 und 3,30 m Seitenlängen. Die Längsrippen sind an den Enden in die beiden kastenförmig ausgebildeten und daher besonders verdrehungsfesten Endquerträger eingespannt. Der Kastenquerschnitt der Endquerträger ist aus den beiden äußersten Querrippen und den entsprechenden

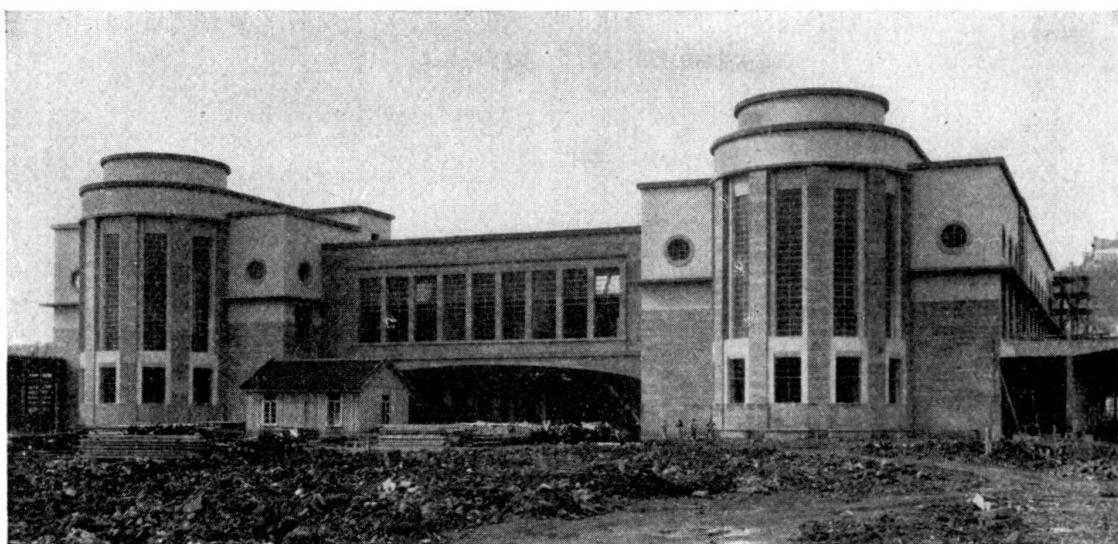


Fig. 2.

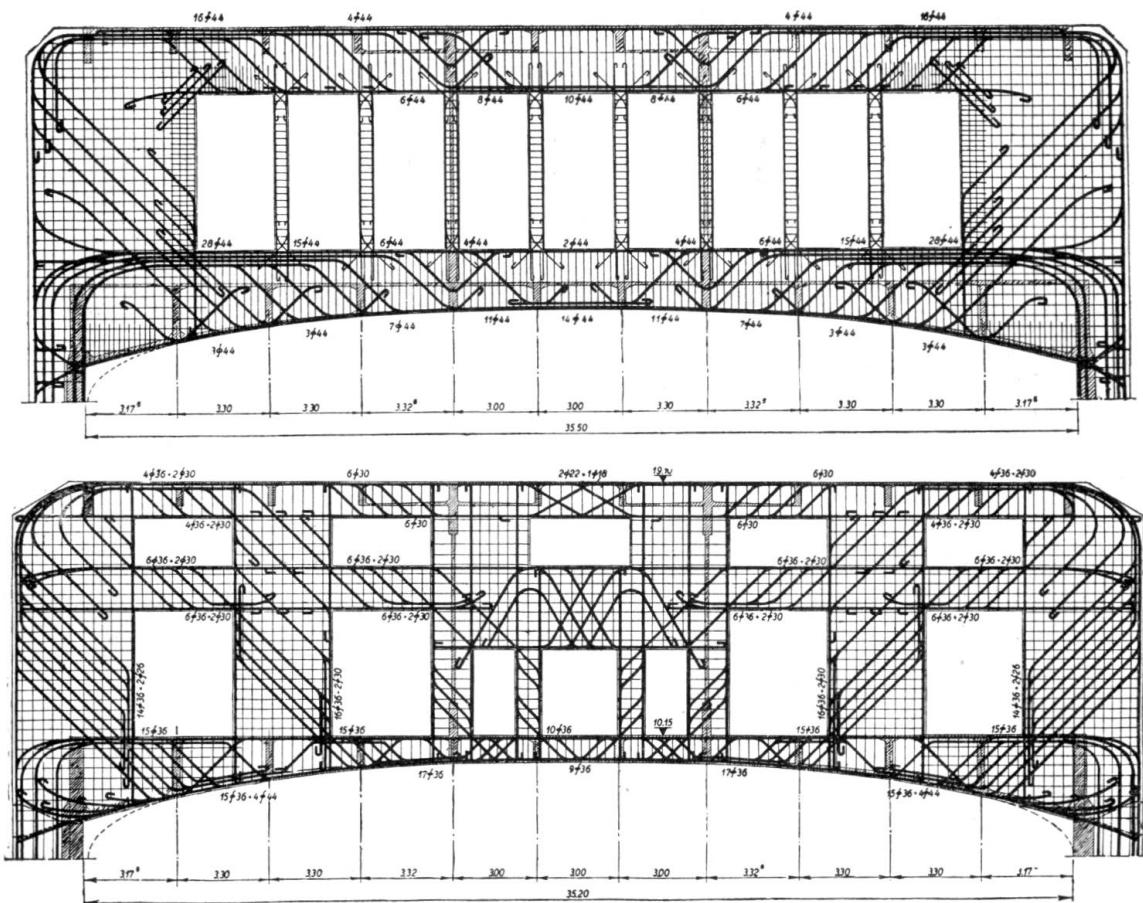


Fig. 3 und 4.

Plattenteilen gebildet. Die übrigen Querrippen können als an den beiden Haupttragwänden aufgehängt betrachtet werden. Die Querrippen in den Achsen der Querwände, die durch die ganze Stockwerkhöhe gehen, können als unendlich steif im Verhältnis zu den übrigen vorausgesetzt werden.

IVb 5

Die Saalachbrücke an der Deutschen Alpenstraße.

Le pont de Saalach de la Route allemande des Alpes.

The Saalach Bridge on the German Alpine Road.

Dr. Ing. H. Olsen,
München.

Die Erörterungen über Flächentragwerke des Eisenbetonbaues geben Veranlassung, an einem bemerkenswerten Brückenbauwerk der Deutschen Alpenstraße darzulegen, daß es auch bei vollwandigen, *schiefen* Gewölben möglich ist, die vorliegenden Erkenntnisse praktisch anzuwenden.

Fig. 1 zeigt die konstruktive Gesamtübersicht der kürzlich fertiggestellten Saalachbrücke bei Bad Reichenhall. Dieselbe besteht aus drei voll eingespannten Eisenbetongewölben. Die lichten Weiten betragen 23,8; 24,7 und 28,2 m bei einer Gewölbestärke im Scheitel von 0,60 m und im Kämpfer von 1,0 m. Die beiden Zwischenpfeiler sind 3,5 m breit und ruhen auf kräftigen, innerhalb eiserner Spundwände eingebauten Betonfundamenten.

Die drei Gewölbe sind schief, nachdem die in Flußrichtung eingebauten Pfeiler und Widerlager mit der Straßenachse einen Winkel von 60° bilden. Die massiven Stirnmauern schließen die 9,0 m breite Fahrbahn ein, die in der Längsrichtung der Brücke eine Steigung von 5 % aufweist. Da die Brücke am Auslauf einer Straßenkrümmung liegt, erhielt die Fahrbahn überdies ein Quergefälle von 3 %. Der oberwasserseitige 0,80 m breite Gehsteig und der unterwasserseitige 0,25 m breite Schrammbord erhielten kräftige Granitbordsteine. Die Brüstungen sind 0,60 m hoch, 0,45 m breit und mit Abdeckplatten versehen. Die äußeren Sichtflächen des Bauwerkes erhielten eine Steinverkleidung.

Statische Angaben. Die statische Untersuchung von *schiefen* Massivgewölben erfolgte seither bekanntlich nach grundverschiedenen Gesichtspunkten. Die vielfach übliche Berechnungsweise, derartige Gewölbe in schmale, voneinander unabhängige Gurtbögen zu zerlegen, die sich in Richtung der Stirnwände zwischen die Widerlager spannen, ist schon deshalb unzutreffend, weil die Gewölbelasten in Richtung der *schiefen* Spannweite in die Widerlager geleitet werden. Auch gilt das Naviersche Spannungsgesetz bekanntlich nur für Querschnitte, die normal zur Schwerachse des Tragwerkes gerichtet sind.

Beim vorliegenden Bauwerk erfolgte die statische Untersuchung derart, daß die beiden 1,5 m breiten Stirnwände mit Rücksicht auf die Steinverkleidung in einer Dicke von 1,0 m und in einer radialen Höhe von 1,9 m als seitlicher

Aufbau der Gewölbe in Rechnung gestellt wurden, wobei die obere Laibung des Aufbaues entsprechend dem Schichtenverlauf der Steinverkleidung abgetreppt wurde (vgl. Fig. 1). Dadurch wird ein kastenförmiger Querschnitt mit räumlichem Kräftespiel erzeugt, wobei sich das Gewölbe als kreiszylindrische *Schale* zwischen die beiden *Stirnscheiben* spannt. Die gesamten Gewölbelasten werden damit in der Hauptsache auf die beiden Scheiben übertragen. Dies ist darauf zurückzuführen, daß die durch Schnitte in Richtung der Erzeugenden der Schale entstehenden Balkenelemente sich bei Belastungen gegeneinander verkeilen, wobei in diesen Elementen bei genügender Gewölbekrümmung ein fast biegungsfreier Spannungszustand vorhanden ist.¹

Die Schale nimmt nun auf einer gewissen Breite, der sog. „mittragenden Breite“ an den Formänderungen der Scheibe teil. Diese Breite hängt nach Finsterwalder² und Craemer¹ u. a. vom Einspannungsgrad an der Scheibe ab. Sie wurde im Scheitel mit 1,2 m und im Kämpfer mit 1,8 m, ab Innenkante Scheibe senkrecht zu dieser gerechnet, ermittelt.

Die zu jeder Scheibe gehörige Belastung umfaßt somit neben den Eigengewichtslasten noch die von der Schale her anfallenden Lasten. Nach Ermittlung derselben einschl. der Verkehrslasten gemäß den Deutschen Brückennormen, Klasse I, war es im vorliegenden

¹ Craemer, Zusammenwirken von Scheibe und Schale bei Bogenscheibenbrücken. Der Bauingenieur 1936, S. 199.

² Finsterwalder, Die querversteiften, zylindrischen Schalengewölbe. Ing.-Archiv 1933, S. 43.

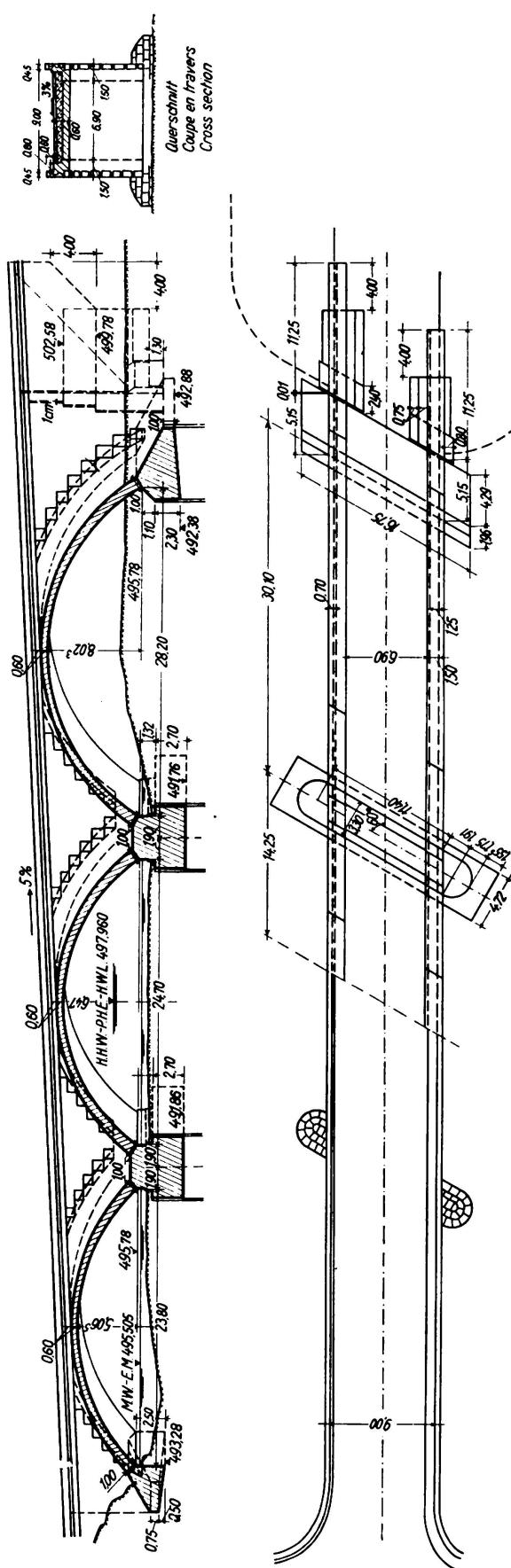


Fig. 1. Saalachbrücke. Konstruktive Gesamtübersicht.

Falle ohne weiteres möglich, die Scheiben in üblicher Weise als eingespannte Bogen unter Berücksichtigung der Temperatur- und Schwindspannungen zu berechnen sowie für die verschiedenen Schnitte die zugehörigen Normalkräfte und Momente

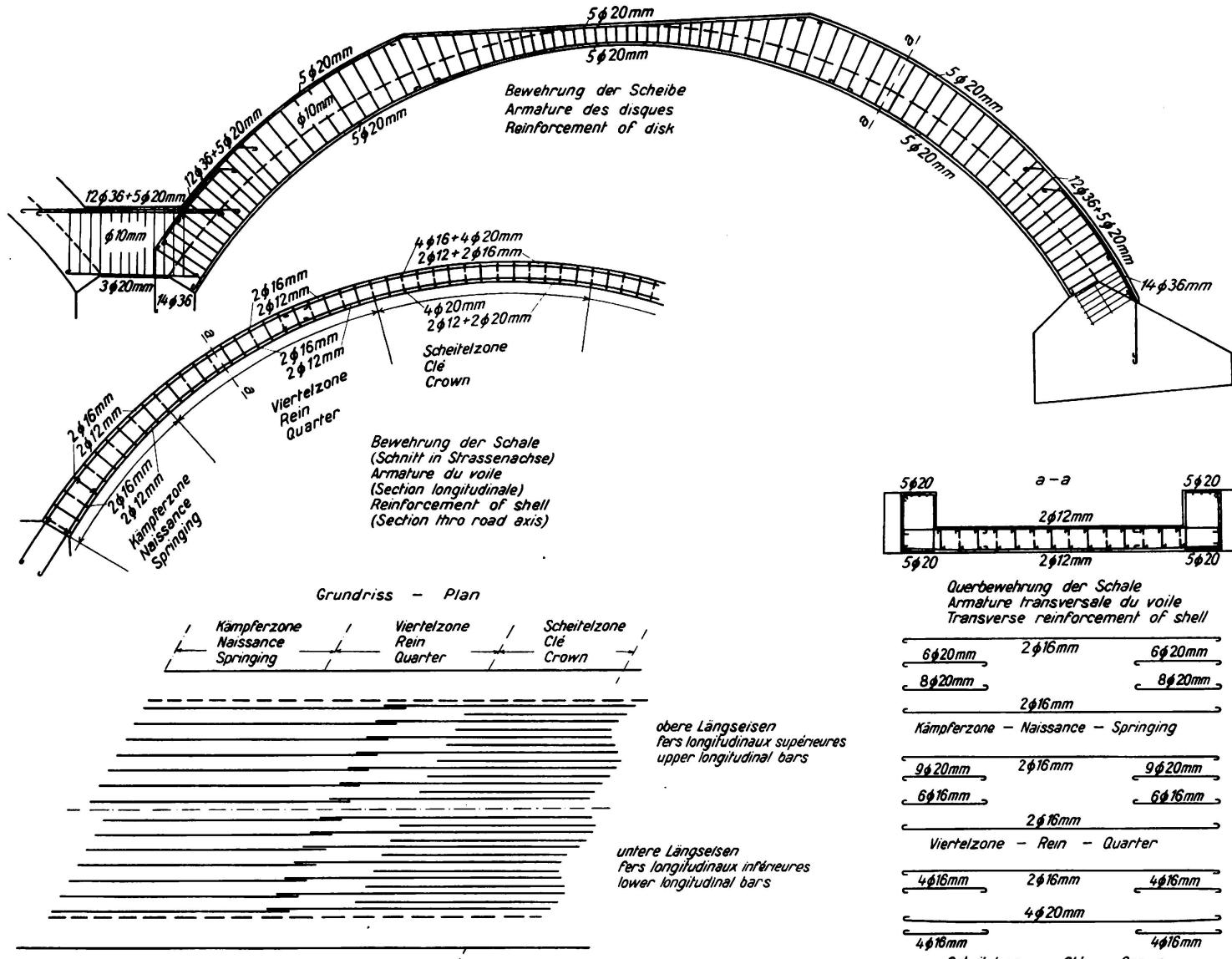


Fig. 2. Bewehrung der Gewölbe.

abzuleiten. Die Ermittlung der drei statisch Unbestimmten erfolgte dabei aus den Formänderungen der Scheiben, indem die Verschiebungen und Verdrehungen infolge der Überzähligkeiten, der Belastungen und der Wärmeänderungen unmittel-

bar in die Rechnung eingeführt wurden. In gleicher Weise wurde der Einfluß der Verkehrslasten abgeleitet, wobei halbseitige Belastung sowie volle Belastung über das ganze Gewölbe berücksichtigt wurde. Als ungünstigste Beanspruchungen aus den Kernpunktstmomenten ergaben sich beim größten Gewölbe für die aus Scheibe und mittragender Schale bestehenden Querschnitte im Scheitel 42,6 (Druckspannung) und $-16,4 \text{ kg/cm}^2$ (Zugspannung), in den Viertelpunkten 24,2 und $-8,1 \text{ kg/cm}^2$ sowie in den Kämpfern 52,6 und $-55,4 \text{ kg/cm}^2$.

Die damit erforderliche Bewehrung geht aus Fig. 2 hervor und beträgt für eine zulässige Eisenspannung von 1200 kg/cm^2 im Scheitel 5 Rundeisen 20 mm Durchmesser und im Kämpfer 12 Rundeisen 36 mm + 5 Rundeisen 20 mm Durchmesser. Die Scheitelbewehrung wurde doppelseitig eingebaut und bis zu



Fig. 3.
Die Bewehrung der Scheibe.

den Kämpfern geführt. Die starke Eisenbewehrung und der bei Vollbelastung erheblich beanspruchte Beton zeigen, daß den Bogenscheiben der Hauptanteil der Tragwirkung zufällt. Aus Fig. 3 geht die fertig eingebaute Bewehrung der Scheibe hervor.

Demgegenüber ist die *Schale* nur geringfügig beansprucht. Sie hat in ihrem mittleren Teile soweit Normalkräfte aufzunehmen, bis Gleichgewicht zwischen Scheibe und Schale vorhanden ist. Die Größe dieser Kräfte hängt u. a. von der Gewölbelast ab und ist deshalb in den verschiedenen Schnitten veränderlich. Es entstehen damit Schubspannungen, die ihrerseits in Richtung der Erzeugenden der Schale Normalspannungen herbeiführen. Infolge der Spannungsunterschiede beim Einbinden der Schale in die Scheibe entstehen Zwängungen und damit wird in der Scheitel-, Viertel- und Kämpferzone die aus Fig. 2 ersichtliche Querbewehrung erforderlich. Im mittleren biegungsfreien Teile der Gewölbe genügt die in Fig. 2 angegebene geringe Bewehrung. Fig. 4 zeigt die fertig eingebaute Bewehrung der Schale.

Die Übertragung der Gewölbelasten an die Widerlager und Zwischenpfeiler erfolgt in der Hauptsache durch die Scheibe. Damit wird die Schiefe der Gewölbe

statisch von untergeordneter Bedeutung. Die größte Bodenpressung beträgt beim rechten Widerlager $4,9 \text{ kg/cm}^2$ und bei den Pfeilern $4,4 \text{ kg/cm}^2$. Das auf Fels gegründete linke Widerlager weist eine größte Bodenpressung von $6,9 \text{ kg/cm}^2$ auf.

Bauausführung. Die Anlagen für die Betonaufbereitung wurden am rechtsseitigen Ufer vorgesehen. Hergestellt wurde unter Verwendung von Traßportlandzement Beton mit 250 kg Z/cbm für die Widerlager und Pfeilerfundamente sowie mit 300 kg Z/cbm für die Gewölbe und Stirnmauern.

Mit dem Umspunden der Pfeilerfundamente und des rechten Widerlagers wurde im Oktober 1936 begonnen. Anschließend an den Baugrubenaushub wurde der Fundament- und Widerlagerbeton eingebracht.

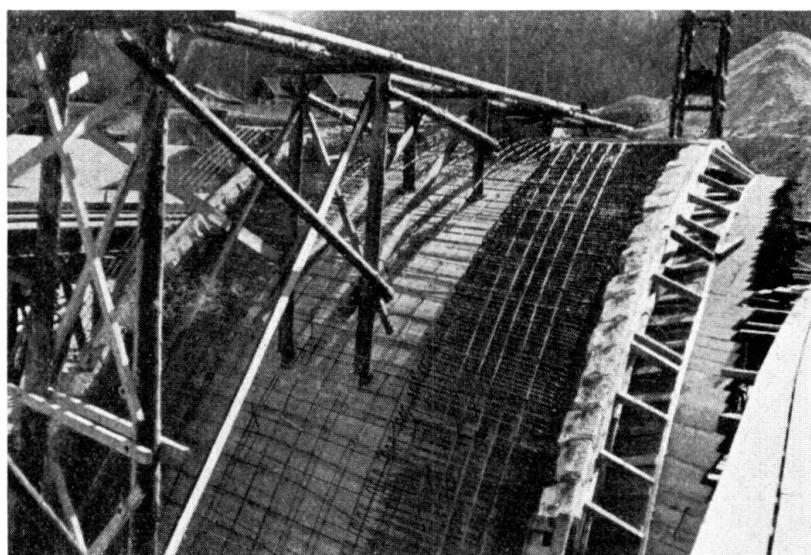


Fig. 4.
Die Bewehrung der Schale.

Nach dem Rammen der Piloten für das Lehrgerüst wurde das aus acht Bindern mit fächerartig angeordnetem Strebensystem bestehende Lehrgerüst gleichzeitig für alle Öffnungen erstellt. Für die stoßfreie Absenkung des Lehrgerüstes wurden Schraubenspindeln vorgesehen. Zur Erstellung der Steinverkleidung wurde dem Lehrgerüst ober- und unterwasserseitig ein Fördergerüst vorgebaut und mit Gleisen für fahrbare Krane versehen. Fig. 5 gibt einen Überblick der Baustelle.

Das Einbringen des Betons in die Gewölbe erfolgte vom hochgelegenen Fördergerüst aus mittels Hosenrohre. Es wurde lamellenweise so betoniert, daß die erhärteten Gewölbeteile durch die Bewegungen des Lehrgerüstes nicht in Spannung versetzt wurden. Würfelproben ergaben im Alter von 28 Tagen Druckfestigkeiten von etwa 250 kg/cm^2 . Nach vier- bis sechswöchentlicher Erhärtungsdauer des Gewölbebetons wurden die Lehrgerüste der drei Gewölbe abgesenkt. Die dabei gemessenen Scheitelsenkungen betrugen bis zu $1,4 \text{ mm}$.

Nach dem Ausrüsten der Gewölbe wurde die Steinverkleidung der Stirnmauern gleichzeitig mit dem Beton hochgeführt. Von der Ausbildung durchgehender Bewegungsfugen konnte abgesehen werden.

Fig. 6 zeigt die fertige Brücke. Das weithin sichtbare 120 m lange Bauwerk fügt sich in seiner schlichten Form wirkungsvoll in die umgebende Gebirgslandschaft ein.



Fig. 5.
Gesamtübersicht der Baustelle.

Der Entwurf der Brücke wurde dem Verfasser von der bayerischen Staatsbauverwaltung übertragen, ebenso die Bearbeitung aller statischen und konstruktiven Einzelfragen sowie die Überwachung der Bauausführung. Die von der bau-

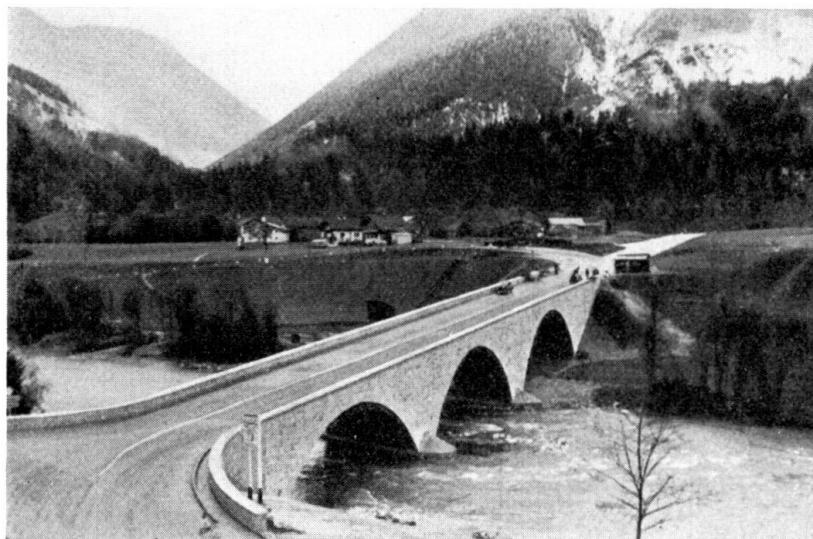


Fig. 6.
Gesamtansicht der fertigen Brücke.

ausführenden Firma zu erstellenden Baupläne und statischen Berechnungen wurden von Dr. Ing. Craemer bearbeitet, von dem auch die Anregung zur Heranziehung der Stirnscheiben als Tragsystem stammt.

IVb 6

Bemerkung zum Referat Boussiron.¹

Note concernant le rapport Boussiron.¹

Note on the Paper by Boussiron.¹

H. Lossier,

Ingénieur Conseil, Argenteuil.

Veränderlichkeit der Trägheitsmomente.

Das Verfahren, das Trägheitsmoment der verschiedenen Teile eines statisch unbestimmten Bauwerkes zu verändern, um gewisse technische und wirtschaftliche Bedingungen zu erfüllen, bietet unbestreitbare Vorteile.

Es führt zu größerer Beweglichkeit als die Anwendung von Gelenken und, im allgemeinen, zu einer Vereinfachung gegenüber künstlicher Vorspannung.

Bei dem allgemeinen Fall von mehrfachen Bögen, deren Teile fest verbunden sind, hängt die Verteilung der Spannungen in gleichem Maße von der Art der Bögen, der Pfeiler, der Widerlager und des Untergrundes ab.

Wenn man diese einzelnen Teile verändert, kann man, selbst wenn man die Einteilung der Bögen beibehält, das Wirken des statisch unbestimmten Systems in gewünschter Weise beeinflussen und so gestalten, daß sich mehrere Lösungen gleicher Tragfähigkeit ergeben, die aber bezüglich des Aussehens, der Formänderungen und des Gestehungspreises verschieden sind.

Mit verhältnismäßig sehr steifen Pfeilern z. B. kann man den Querschnitt der Bögen auf ein Mindestmaß herabsetzen, wobei diese im Grenzfall als unabhängige, in starre Widerlager eingespannte Bauteile wirken.

Wenn man dagegen die Steifigkeit der Bögen erhöht, kommt man zu schlankeren Pfeilern. Im Grenzfall nähern sich die Bewegungen der letzteren denen von Pfahljochen, die am Kopfe in durchlaufende Träger eingespannt sind.

Bei zwei Fällen, wo die Bauwerke Pfeiler großer Höhe aufwiesen, habe ich auf diese Art und Weise Ersparnisse erzielt, die sich auf 15—23 Prozent gegenüber der üblichen Methode beliefen, bei der die Pfeiler die Unterschiede der Reaktionen der angrenzenden Bögen aufnehmen müssen, während sie selbst als fest eingespannt betrachtet werden.

Die Vergleichsrechnungen können für die verschiedenen Querschnitte sehr rasch durchgeführt werden, besonders durch die strengen graphischen Verfahren, welche ich in dem „Bulletin Technique de la Suisse Romande“ 1903 (Allgemeine

¹ Vergl. Vorbericht des Kongresses in Berlin 1936, S. 743.

Theorie der elastischen Bögen auf starren Auflagern) und im „Génie Civil“ 1908 (Berechnung von Mauerwerksbrücken) veröffentlicht habe.

In der Abhandlung „Die Beeinflussung der Wirkungsweise durchlaufender Träger“ (Génie Civil 1935) habe ich ähnliche Grundsätze angewandt.

Die Untersuchung des Herrn *Boussiron* beschränkt sich auf den besonderen Fall des einfachen Bogens, der starr gelagert ist.

Sie beruht auf der erheblichen Verminderung gewisser Querschnitte und unterscheidet sich von der Lösung mit Halbgelenken aus umschnürtem Beton, die zu demselben Zwecke von *Considère* vorgeschlagen wurde, durch die Beseitigung jeder plötzlichen Querschnittsänderung.

Wenn auch nicht gezeigt wird, daß die Angleichung der größten Biegungsmomente im Kämpfer und im Viertelpunkte, in Wirklichkeit die optimale Bedingung bezüglich der Wirtschaftlichkeit darstellt, ist es unbestreitbar, daß das Verfahren des Herrn *Boussiron* eine erhebliche Herabminderung des Rauminhaltes an Eisenbeton gegenüber üblichen Ausführungsverfahren ergibt.

Wie ich bereits auf dem Kongreß von Lüttich ausgeführt habe, ist allgemein das Verhalten eines Eisenbetonbauwerkes nicht unveränderlich. Es verändert sich mit der Zeit unter der Einwirkung verschiedener und verwickelter Ursachen, die noch ungenügend bekannt sind, und die besonders die Längenänderungen, die Elastizität und die Plastizität des Betons betreffen.

Bei den eingespannten Bögen üblicher Art habe ich festgestellt, daß mit der Zeit unter denselben Auflasten die Kämpferspannungen sich verringerten, während die Spannungen am Scheitel und an den Drittelpunkten sich erhöhten, wobei die Unterschiede nach etwa 10 Jahren ungefähr 20% betragen.

Deshalb haben Berechnungen von statisch unbestimmten Systemen, die sich allein auf den elastischen Formänderungen aufbauen, nur einen relativen und nur für den Augenblick gültigen Wert.

Ihre Ungenauigkeit muß logisch dazu führen, einen höheren Sicherheitskoeffizienten anzunehmen, der für die statisch unbestimmten Bauwerke größer sein muß als für diejenigen, deren Verhalten unabhängig von ihren Formänderungen ist.

Im übrigen zeigen einige Versuche an Modellen im verkleinerten Maßstabe, die ich vor einigen Jahren durchgeführt habe, daß die Bögen mit Halbgelenken im allgemeinen unter der Einwirkung häufig wiederholter Belastungen geringeren Sicherheitsgrad zeigen als die Bauteile von im wesentlichen gleichmäßigem Querschnitt.

Von diesem Gesichtspunkt aus scheint es a priori, daß die Bögen der von Herrn *Boussiron* vorgeschlagenen Art eine Zwischenstellung einnehmen zwischen den Bögen mit Halbgelenken und den eingespannten Bögen üblicher Art.

Im übrigen ist dies praktisch eine rein akademische Frage, da bei Brücken großer Spannweite der eigentliche Sicherheitsgrad weniger Bedeutung hat.

Für zukünftige Bauwerke von außergewöhnlichen Abmessungen scheint die Beeinflussung der Wirkungsweise der Bögen von vornherein geringere Vorteile zu bieten als für Brücken kleinerer Spannweite, da sich bei ihnen das Verhältnis der Nutzlasten zum Eigengewicht verringert.

Die Vorschläge von Herrn Boussiron, die in einer originellen und bemerkenswert gründlichen Fassung vorgelegt sind, sind meiner Meinung nach von praktischem Interesse, da sie bemerkenswerte Anwendungen durch den Verfasser erläutern.

Grenzspannweiten von Straßenbrücken.

Wenn man *allein von der Festigkeit des Baustoffes* ausgeht, kann man mit Beton, der heute mittels der vervollkommenen Herstellungs- und Verarbeitungsverfahren zu erzielen ist, ungefähr folgende Spannweiten erreichen:

- 1400 Meter bei Bogenbrücken,
- 500 Meter bei durchlaufenden Balkenbrücken.

Aus meiner Untersuchung „Die Zukunft des Eisenbetons und des Stahles für Brücken sehr großer Spannweiten“, welche der „Société des Ingénieurs Civils“ von Frankreich und in London im Jahre 1934 vorgelegt wurde, ergibt sich augenscheinlich, daß vom *wirtschaftlichen Standpunkt* der Preis der Bauwerke sehr rasch zunimmt, wenn die Spannweiten etwa folgende Grenzwerte erreichen:

- 400 Meter für schwach bewehrte Betonbögen,
- 800 Meter für stark bewehrte Betonbögen,
- 1000 Meter für Bögen aus Stahl,
- 1500 Meter für Hängebrücken.

Im Vergleich scheinen wirtschaftliche Vorteile sich zu ergeben für:

- schwach bewehrte Betonbögen bis zu 250 Meter Spannweite,
- stark bewehrte Betonbögen bis 700 Meter
- und Hängebrücken über 700 Meter.

Es ist selbstverständlich, daß diese Zahlen auf Voraussetzungen beruhen, die bei den in jedem Einzelfall vorliegenden Verhältnissen sehr erhebliche Unterschiede zeigen können, und daß sie aus diesem Grunde nur einen theoretischen Wert besitzen.

Der hauptsächliche Umstand, der den Eisenbeton gegenüber Hängebrücken wirtschaftlich unterlegen macht, sobald eine gewisse Spannweite überschritten wird, ist sein geringer Nutzbarkeitskoeffizient, wenn damit das Verhältnis seiner Festigkeit zu seinem Raumgewicht bezeichnet wird.

Um dieses Verhältnis zu verbessern, müßte man entweder seine Festigkeit vergrößern oder sein Raumgewicht verringern.

Meine laufenden Untersuchungen scheinen zu zeigen, daß eins der Mittel, diese beiden Bedingungen zu erfüllen, darin besteht, Beton mit Leichtzuschlägen zu verwenden, welcher in der Querrichtung eine Vorspannung durch eine geeignete Umschnürung erhält.

Der Kies stellt ungefähr die Hälfte des Gewichts eines Eisenbetonbauteiles dar.

Wenn man natürliche oder künstliche Leichtzuschläge verwendet, kann man das Raumgewicht des Betons erheblich herabsetzen. Indessen besitzt diese Art von Zuschlägen im allgemeinen eine viel geringere Festigkeit als die üblichen

Kiese. Es ist deshalb notwendig, sie in Bauteilen zu verwenden, die *in jeder Richtung* unter Druck stehen, um so die wohlbekannte Wirkung einer vollständigen Umschnürung bei dem Baustoff zu erreichen.

Auf diese Art und Weise hergestellte Bauteile machen größere Formänderungen durch, als Bauteile mit gewöhnlichen Zuschlägen, jedoch ergeben sich aus dieser Tatsache keinerlei Unzuträglichkeiten bei sehr großen Bauwerken, deren Eigengewicht den größten Teil der Belastung ausmacht.

Ich werde in einer demnächst erscheinenden Veröffentlichung die Ergebnisse derzeitiger französischer Versuche über die *Verwendung von schwindfreien oder sich ausdehnenden Zementen* bekanntgeben. Man kann annehmen, daß diese letzteren automatisch ohne irgendwelche besonderen Geräte ermöglichen werden, die Bewehrung *in jeder Richtung* unter Vorspannung zu setzen und dadurch eine allseitige Unterdrucksetzung bzw. vollständige Umschnürung des Betons zu erzielen (vgl. meinen Aufsatz vom 29. Februar 1936 im „Génie Civil“).

IVb 7

Weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücken.

Ponts en arc de béton armé à grande portée.

Long Span Reinforced Concrete Arch Bridges.

Dr. Ing. A. Hawranek,

ord. Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

In meinem Referate „Weitgespannte Eisenbetonbogenbrücken“ wurden 1. neue schärfere Berechnungen für verschiedene Elastizitätskoeffizienten in den einzelnen Bogenpunkten, sowie 2. die Verformungstheorie für veränderliche E und J, und 3. für einen Bogen mit einer Stützlinie gegeben und nur die Endergebnisse angeführt. Außerdem wurden Baustofffragen behandelt, dann die Herstellung großer Bogen, ihre Gerüste und konstruktive Einzelheiten besprochen, die eine weitere Förderung des Baues großer Eisenbetonbrücken ermöglichen sollen. Schließlich wurde auch ein Vorschlag für eine neue Bauweise großer Bogenbrücken gegeben. Im nachstehenden Diskussionsbeitrag werden teilweise Ergänzungen in letzterer Hinsicht, teilweise ziffernmäßige Berechnungen als Anwendung der theoretischen Entwicklungen gebracht und dabei Druckfehler des Vorberichtes berichtet.

I. Theoretische Untersuchungen. Ergebnisse ziffernmäßiger Berechnungen der im Vorbericht gegebenen Theorien.

1. Berücksichtigung verschiedener Elastizitätsziffern in einem Hohlquerschnitt. Elastizitätstheorie.

Die Berücksichtigung verschiedener Elastizitätsziffern in einem Hohlquerschnitt von Bogenträgern (Vorbericht Punkt 3, S. 805) kann allgemeiner gefaßt werden, als es im Vorbericht der Fall war. Dort wurden für die untere und obere Platte des Hohlquerschnittes wohl verschiedene Elastizitätsmoduln E_1 und E_2 des Betons angenommen, die aber je auf die ganze Bogenlänge konstant waren. Es ist aber auch möglich, in den einzelnen Bogenquerschnitten diese E_1 und E_2 veränderlich und verschieden anzunehmen (wie es etwa dem Arbeitsfortschritt bei den einzelnen Lamellen entspricht), die dann dem Alter entsprechend, in jedem Abschnitte verschieden groß sind. Die schärfere Untersuchung wird auch mit Rücksicht auf die höheren Momente für die Ausrüstungsverfahren mit hydraulischen Pressen notwendig werden. (Dr. Hawranek: Schweizer. Bauzeitung 1937, Bd. 110, S. 153.)

Mit den Bezeichnungen der Fig. 1 ergeben sich die Momente, Normalkräfte und Querkräfte mit

$$M_x = M_x + M - H y - V x$$

und

$$N_x = H \cos \varphi + Q_x \sin \varphi$$

$$Q_x = V + Q_x = V - \sum_x G$$

$$k_1 = \frac{E_1}{E_2} + 1$$

$$k = \frac{k_2}{k_1}$$

$$k_2 = \frac{E_1}{E_2} - 1$$

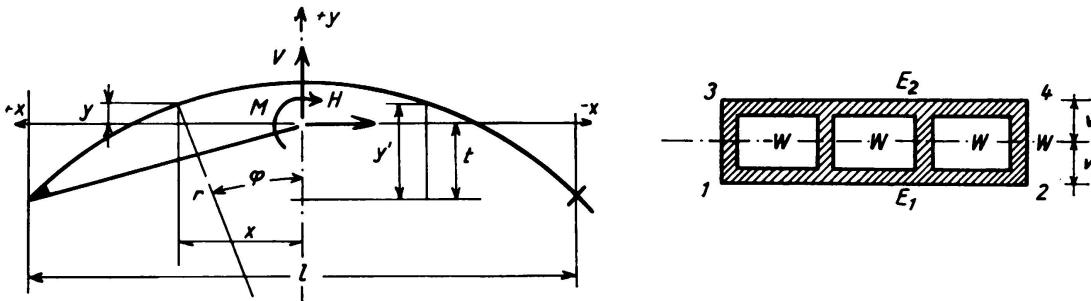


Fig. 1.

dann ergeben sich die drei statisch unbestimmten Größen H , V , M und der Abstand t des elastischen Schwerpunktes

$$H = \frac{\int \frac{M_x y k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{M_x k_s v \cdot ds \cdot \cos \varphi}{E_1 J} + \int \frac{Q_x y k_2 ds \sin \varphi}{v E_1 F} - \int \frac{Q_x k_1 ds \sin \varphi \cdot \cos \varphi}{E_1 F} + 2 \varepsilon t l}{\int \frac{y^2 k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{y k_s v ds \cos \varphi}{E_1 J} - \int \frac{y k_2 ds \cos \varphi}{v E_1 F} + \int \frac{k_1 \cos^2 \varphi ds}{E_1 F}}$$

$$V = \frac{\int \frac{M_x x k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{M_x k_2 v \cdot ds \cdot \sin \varphi}{E_1 J} + \int \frac{Q_x x k_2 ds \cdot \sin \varphi}{v E_1 F} - \int \frac{Q_x k_1 ds \cdot \sin^2 \varphi}{E_1 F}}{\int \frac{x^2 k_1 ds}{E_1 J} + \int \frac{k_1 ds \cdot \sin^2 \varphi}{E_1 F}}$$

$$M = \frac{\int \frac{M_x k_1 ds}{E_1 J} + \int \frac{Q_x k_2 ds \sin \varphi}{v E_1 F}}{\int \frac{k_1 ds}{E_1 J}} + H \frac{\int \frac{y k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{k_2 ds \cos \varphi}{v E_1 J}}{\int \frac{k_1 ds}{E_1 J}}$$

$$t = \frac{\int \frac{y' k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{k_s v ds \cdot \cos \varphi}{E_1 J}}{\int \frac{k_1 ds}{E_1 J}}$$

Nach dieser allgemeinen Theorie wurde ein Bogen von $l = 400$ m und $f = 100$ m ziffernmäßig behandelt (Vorbericht Fig. 5, S. 817), wobei die Elastizitätsziffern an der unteren Laibung im Kämpfer $E_1 = 470\,000$ kg/cm², im Scheitel $350\,000$ kg/cm², in der oberen Laibung im Kämpfer $E_2 = 350\,000$ kg/cm², im Scheitel $230\,000$ kg/cm² angenommen wurden, dazwischen wurde ein gradliniger Übergang in Rechnung gestellt (Elastizitätstheorie). Diese Elastizitätsziffern würden der erforderlichen Arbeitszeit eines so großen Bogens entsprechen.

Für eine *halbseitige Belastung* in der rechten Bogenhälfte von $p = 1 \text{ t/m}$ ergeben sich die statisch unbestimmten Größen mit:

$$H = 102,111 \text{ t} \quad (\text{gegenüber } 101,304 \text{ t} \text{ für } E = \text{konst.}) \quad \Delta = +1,0\%$$

$$V = 35,544 \text{ t} \quad (\text{gegenüber } 38,597 \text{ t} \text{ für } E = \text{konst.}) \quad \Delta = -7,9\%$$

$$M = 3473,593 \text{ tm} \quad (\text{gegenüber } 3707,348 \text{ tm} \text{ für } E = \text{konst.}) \quad \Delta = -6,3\%$$

Die *Momente*:

im linken Kämpfer $+3180,150 \text{ tm}$ (gegenüber $+2467,348 \text{ tm}$ für $E = \text{konst.}$)
 $\Delta = +28,9\%$

im Scheitel $+77,791 \text{ tm}$ (gegenüber $+67,348 \text{ tm}$ für $E = \text{konst.}$)
 $\Delta = +15,3\%$

im rechten Kämpfer $-2602,314 \text{ tm}$ (gegenüber $-2092,652 \text{ tm}$ für $E = \text{konst.}$)
 $\Delta = -+24,4\%$

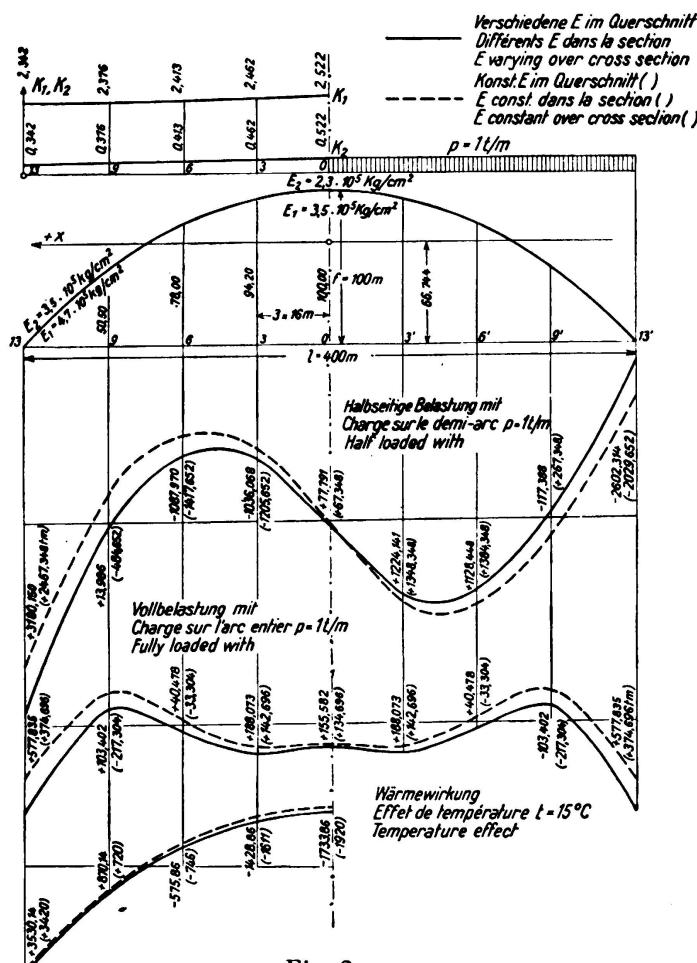


Fig. 2.
Momentenlinien.

2. Verformungstheorie des eingespannten Bogens mit einer Stützlinienachse.

Auch in diesem Falle wurde die Theorie weiter ausgebaut und der Koordinatenanfangspunkt 0 in die Mitte der Kämpfersehne verlegt (Fig. 3). Die Belastungskurve g_x ist, entsprechend der wirklichen Gewichtsverteilung eines Bogens, mit dem $\cos \alpha x$ veränderlich angenommen. Außerdem ist eine Wärme-

Für *Vollbelastung* mit 1 t/m ist das Kämpfermoment $+577,835 \text{ tm}$ (gegenüber $374,696 \text{ tm}$ für $E = \text{konst.}$) $\Delta = 54\%$. Die bezüglichen Momentenlinien sind in Fig. 2 gegeben. In dieser Figur sind die Momentenlinien für veränderliches E voll ausgezogen, für ein durchwegs konstantes E strichliert. Auch die veränderlichen Größen k_1 und k_2 sind in der Figur gegeben. Die Momente für die Wärmewirkung von $t = 15^\circ \text{C}$ sind ermittelt und in tm eingetragen. Hier sind die Unterschiede geringer.

Man sieht, daß die Unterschiede der Momente im Kämpfer und Scheitel bedeutend und zwar für veränderliche E immer größer sind als für $E = \text{konstant}$. Für die Wärmewirkung sind sie nur in Kämpfernähe größer.

wirkung und damit das Schwinden berücksichtigt. In den theoretischen Entwicklungen ist auch der den Normalkräften entsprechende Wert d' genauer angenommen als im Vorbericht.

Gleichung der Bogenachse:

$$y = f(1 + v) - fv \cos \alpha x$$

$$v = \frac{1}{m-1}; \quad m = \frac{g_k}{g} = \cos k$$

$$k = \arccos m; \quad \alpha = \frac{k}{l}$$

Spezifische Belastung:

$$g_x = g \cos \alpha x; \quad g_t = g_k - g$$

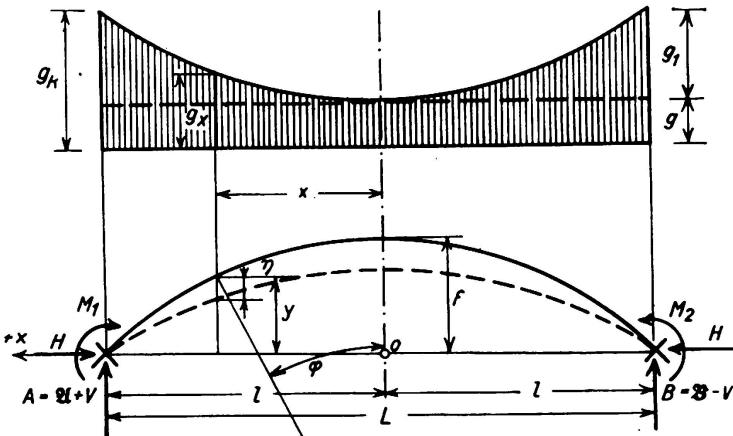


Fig. 3.

Differentialgleichung der Biegelinie:

$$\eta'' = -\frac{M_x}{EJ' \cos \varphi} + \frac{N_x}{EF'} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} (1 + \cos^2 \varphi) + \frac{1}{EF'} \cdot \frac{dN_x}{dx} \cdot \frac{dy}{dx} + \epsilon t \cdot \frac{d^2 y}{dx^2}$$

$$\text{mit } c^2 = \frac{H}{EJ' \cos \varphi}$$

$$\eta'' = -c^2 \left\{ \frac{\mathfrak{M}_x}{H} - y \left(1 + \frac{\epsilon t \alpha^2}{c^2} \right) + \frac{V_1}{H} (l-x) + \frac{M_1}{H} \right\} - c^2 \eta - c^2 \left[\frac{d' \cdot J}{F} + \frac{\epsilon t f \alpha^2 (1+v)}{c^2} \right]$$

$$\text{wobei } d' = fv \alpha^2 \cos \alpha x \left[(1 + \cos^2 \varphi) + \left(1 - \frac{\dot{y}^2}{2} + \frac{3}{8} \dot{y}^4 \right) f^2 v^2 \alpha^2 \sin^2 \alpha x \cos \varphi \right]$$

$$\eta'' + c^2 \eta + c^2 F(x) = 0$$

$$\mathfrak{M}_x = \frac{g_t v}{\alpha^2} (\cos k - \cos \alpha x)$$

Lösung der Differentialgleichung:

$$\eta = A \sin cx + B \cos cx - \left\{ \frac{\mathfrak{M}_x}{H} - f \cdot w [1 - v (\cos \alpha x - 1)] + \frac{V_1}{H} (l-x) + \frac{M_1}{H} + \frac{d' J}{F} + \frac{\epsilon t f \alpha^2 (1+v)}{c^2} \right\} + \left(-\frac{g_t v}{c^2 H} + \frac{f v w \alpha^2}{c^2} - R \right) \cos \alpha x$$

$$\text{wobei } w = 1 + \frac{\epsilon t \alpha^2}{c^2},$$

$$R = -\frac{\alpha^2 v}{c^2 (\alpha^2 + c^2)} \left(\frac{g_t}{\alpha H} - f w \alpha \right)$$

Für Belastung mit g_x wird

$$M_x = H \left[\frac{z}{\alpha c} \frac{\sin k}{\sin cl} \cos cx - \frac{d' J}{F} + \left(fv - \frac{g_t v}{\alpha^2 H} + \frac{z}{\alpha^2} \right) \cos \alpha x \right]$$

$$M_1 = H \left[\frac{z}{\alpha c} \sin k \cot cl - \frac{d' J}{F} - \frac{1}{\alpha} \left(\frac{g_t v}{\alpha H} - z \right) \cos k \right]$$

Der Horizontalschub H ist aus der Nullsetzung der Summe der waagrechten Zusammendrückungen der Bogenelemente zu rechnen, aus $\Delta l = 0$, d. h. aus folgender Gleichung:

$$0 = - \left(\frac{H}{EJ' \cos \varphi} + \epsilon t \right) l - \frac{fv}{2} \left[z + \left(\frac{H}{EF' \cos \varphi} + \epsilon t \right) \cdot fv \alpha^2 \right] \cdot \left(-l + \frac{1}{\alpha} \sin k \cos k \right) - \frac{fv \alpha c B}{c^2 + \alpha^2} (c \sin k \cos cl - \alpha \cos k \cdot \sin cl).$$

Nach dieser Theorie wurden für den gleichen Bogen von 400 m Stützweite für das *Eigengewicht* der Brücke die Momente und die Durchbiegung ermittelt. Die Belastungslinie ist in der Fig. 4 gegeben. Sie beträgt im Kämpfer 189,5 t/m, im Scheitel 99,0 t/m.

Das Moment im

Kämpfer beträgt — 11041,553 tm (gegenüber — 7080,942 tm für die Elastizitätstheorie) $\Delta = 56,0\%$.

Scheitel beträgt +4357,149 tm (gegenüber +3889,062 tm für die Elastizitätstheorie) $\Delta = 12,1\%$.

Auch hier ergeben sich wesentlich größere Unterschiede in den Momenten als jene, die nach der Verformungstheorie für eine parabolische Bogenachse und stetiger Vollast gegenüber der Elastizitätstheorie erhalten werden. Sie sind sowohl im Kämpfer wie im Scheitel *größer* und nur in den Bereichen des 3. und 6. Achts der Stützweite geringer.

Die Durchbiegung des Bogens wurde gleichfalls für das Eigengewicht der Brücke ermittelt, sie beträgt im Scheitel 158 mm, d. i. $1/2530$ l. Die Biegelinie findet sich in Fig. 4 eingetragen.

Auch diese Umstände sprechen für die schärfere Untersuchung des Bogens mit der Stützlinienachse, da eine parabolische Achse den Ausführungen, besonders solcher mit größerem Pfeil, nicht entspricht.

Da insbesondere die Kämpfermomente des eingespannten Bogens immer die größten sind und für größere Spannweiten die zulässigen Inanspruchnahmen erhöht werden müssen, um noch wirtschaftlich zu bleiben, ist die schärfere Bestimmung der Momente nötig, um nicht in Wirklichkeit Spannungsüberschreitungen zu erhalten. Sie ist auch erforderlich für Operationen mit hydraulischen Pressen beim Ausrüstungsvorgang.

Gegenüber den im Vorbericht angegebenen Formeln, die mit einem Festwert $d = \frac{2J}{rF_m}$ rechneten, lässt sich auch ein *veränderliches* d berücksichtigen, was an anderer Stelle behandelt wird. Es hat sich bei der ziffernmäßigen Ausrechnung gezeigt, daß der wirkliche Wert größer und dessen Einfluß auf die Momente nicht gering ist. (Dr. Hawranek: Der Bauingenieur 1937, S. 719.)

Hinsichtlich der genaueren Berechnungsverfahren für Bogenbrücken, sowohl in Stahl als auch Eisenbeton, nach der Verformungstheorie, lässt sich allgemein sagen, daß man erst aus der ziffernmäßigen Auswertung für verschieden ge-

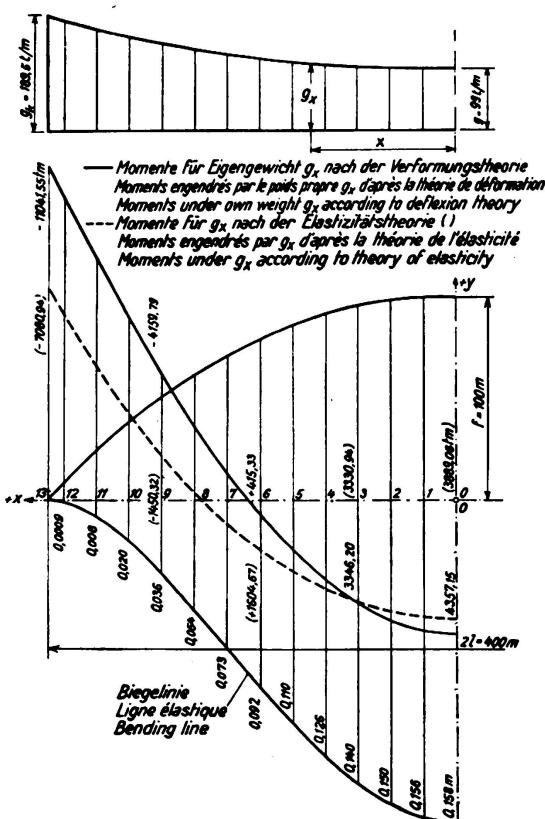


Fig. 4.

Momente und Biegelinie nach der Verformungstheorie für Eigengewicht.

staltete Bogenformen die Größe der Einflüsse getroffener Annahmen oder einzelner Formelglieder erkennen kann. Deshalb ist es nötig, solche Rechnungen und den Vergleich mit den Ergebnissen verschiedener Rechnungsansätze durchzuführen und bekanntzugeben. Liegen Messungsergebnisse ausgeführter Brücken vor, so ist der Vergleich mit der Theorie anzustellen und zwar ist es dann wohl nötig, nicht die Elastizitätstheorie, sondern die Verformungstheorie unter Berücksichtigung der Umstände zur Auswertung der Versuchsergebnisse heranzuziehen, da sonst Fehlschläge nicht vermieden werden können. Dies betrifft vornehmlich Eisenbetonbogenbrücken.

Man darf solche schärfere Berechnungen nicht unterschätzen und darf die Mühe der Arbeit nicht scheuen, denn die Klarstellung der Verhältnisse ist sowohl für die Sicherheit der Konstruktionen wie für die Wirtschaftlichkeit der Bauten von Wichtigkeit. Ist alles geklärt, was noch einer Erforschung bedarf, so kann man auch an eine weitere Erhöhung der zulässigen Inanspruchnahmen schreiten. Weitere Untersuchungen wären über den Einfluß der Verformung bei sehr flachen Bogen und jener verschiedener Verhältnisse der Nutzlast zum Eigengewicht auf die Momente, sowie anderer Gesetze der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes erforderlich.

Zu den allbekannten Fragen, mit denen sich die Versuchsforschung noch beschäftigen muß, gehört aber noch die Klärung der Frage über die Art der Lasteintragung der Fahrbahnständer oder Hängestangen in die Bogen, bzw. die Art der lokalen Beanspruchung an diesen Stellen, wenn die Stützen weit, bzw. relativ nahe voneinander liegen. Diese Untersuchungen wären besonders für Bogen mit Hohlquerschnitt erforderlich.

Die oben und im Referate ausgesprochenen Ansichten über die Formgebung des Bogens und die notwendige weitere theoretische Durchforschung des Bogenproblems, um höhere zulässige Inanspruchnahmen des Betons anzuwenden, decken sich mit den Ausführungen von *Boussiron*. Auch die bei dem Entwurfe des Verfassers von 400 m Stützweite getroffene Wahl eines für den ganzen Bogen *konstanten Querschnittes* ist von den gleichen Erwägungen getragen, die *Boussiron* in seinem Referate anführt.

II. Baustoffeigenschaften.

Die im Referate verlangte Erhöhung der zulässigen Betondruckspannungen auf 150—200 kg/cm² für weitgespannte Brücken dürften bei entsprechenden Würffelfestigkeiten nicht allzuschwer erreichbar sein. Auch die deutschen und französischen Ingenieure sprechen sich in diesem Sinne aus.

Letztere sehen selbst schon bei Betondruckfestigkeiten von 450 kg/cm² zulässige Inanspruchnahmen des Betons von 150 kg/cm² bei 1% Bewehrung und sogar 240 kg/cm² bei 3,6% Umschnürung als vertretbar an.

Hinsichtlich der Anwendung von Umschnürungen wären aber noch Versuche mit Probekörpern mit *flach rechteckigem* Querschnitt notwendig, die eine Reihe *nebeneinander* liegender Spiralen aufweisen, wie sie bei manchen Ausführungen mit Hohlquerschnitten angewendet worden sind.

Über die Wirkung solcher Spiralanordnungen gegenüber spiralumschnürten Säulen sind die Ansichten geteilt und deshalb ist eine Festsetzung besonders hoher zulässiger Inanspruchnahmen des Betons für derart umschnürte Hohl-

querschnitte mit Vorsicht zu behandeln, abgesehen von den Schwierigkeiten bei der Betonierung, die die Bewehrungsart unwillkürlich mit sich bringt. Man wird bei Steigerung der Druckfestigkeit des Betons auf etwa 700 kg/cm^2 auch ohne Umschnürung auskommen.

Bezüglich der *physikalischen* Eigenschaften des Betons ist ein weiteres Studium jener Eigenschaften erforderlich, die sich bei Eisenbetonbogenbrücken besonders auswirken.

In dieser Hinsicht spielt die *Wärmedehnziffer* des Betons eine Rolle. Man nimmt gewöhnlich die Wärmeausdehnungsziffer des Betons und des Eisens gleich groß an. Da diese Ziffer für den reinen Zementkörper wesentlich höher ist als für die Gesteine und außerdem für die einzelnen Zementgattungen verschieden ist, so muß sie auch vom Mischungsverhältnis des Betons abhängig sein. Nun ist aber nach den Versuchen S. L. Meyers¹ mit Zementkörpern die Wärmedehnziffer auch mit dem Alter zunehmend. Diese Zunahme ist bei Hoch-Silikatzementen ganz bedeutend, während sie bei Hoch-Kalkzementen selbst nach mehreren Monaten nur geringe Steigerungen erfährt. Sie erreicht bei den erstgenannten Zementgattungen nach neun Monaten fast den zweifachen Anfangswert. Wenn diese Erscheinung auch für europäische Zemente nachgewiesen werden sollte, wäre sie zu beachten. Sie wird sich im Beton natürlich stark reduzieren, ist aber vorhanden. Soweit bekannt, ist die Wärmedehnziffer des Betons kleiner als jene des Eisens, und bewegt sich um 0,000009 für 1°C , gegenüber jener des Eisens von 0,00001234. Aus diesem Unterschied ergeben sich Spannungen in beiden Stoffen und hiedurch im Bogen Momente.

Eine andere Frage betrifft die *Abbindewärme*, die nach 15—20 Stunden ihren Höchstwert erreicht und Wärmezunahmen von 40—60° mit sich bringt. Wenn diese in Probewürfeln nach ungefähr zwei Tagen wieder der Lufttemperatur angeglichen ist, so kann dieser Wärmeabfall nach Versuchen mit Brücken von C. R. Whyte² je nach der Stelle im Querschnitt 12—20 Tage währen, während welcher Zeit der Beton schon längst erhärtet ist. Bei ungleichen Wärmedehnziffern für Beton und für Eisen ergeben sich demnach Spannungsübertragungen zwischen beiden Baustoffen.

Verschiedene Wärmedehnziffern für Beton und Eisen und die Abbindewärme werden sicher keinen großen Einfluß bei Bogenbrücken haben, immerhin äußern sie sich in dem großen Komplex der Baustofffragen.

Hinsichtlich des *Schwindens* und der *plastischen Verformung* des Betons wurde schon im Referate manches gesagt. Der physikalische Vorgang der plastischen Verformung ist bisher ungeklärt. Insbesondere ist noch nicht bewiesen, ob sich die beiden Erscheinungen nicht gegenseitig beeinflussen, und fraglich, ob dabei neben den sonstigen Abhängigkeiten nicht auch die Wärme eine beeinflussende Rolle spielt. Hier besteht noch eine große Lücke in der Erkenntnis der Betoneigenschaften. Über die Auswirkungen der Erscheinungen dieser Baustoffeigenschaft auf die Eisenbeton-Bogenbrücken hat sich der *Verfasser* in einer eigenen Arbeit geäußert³ und eine neue Berechnungsmethode gegeben.

¹ Eng. News-Rec. 1935/I. S. 424.

² Eng. News-Rec. 1936/I. S. 693.

³ Dr. Ing. A. Hawranek, Zukunftsfragen des Baues weitgespannter Eisenbeton-Bogenbrücken mit besonderer Berücksichtigung der Plastizität des Betons. Beton und Eisen, 1937, Heft 2.

Wichtig ist dabei, auch auf die *plastische Zusammendrückung* der *Widerlager* Rücksicht zu nehmen, da sie sich in der Kraftrichtung bleibend verkürzen und damit die Spannweite vergrößern. Diese Verkürzung der Widerlager wird sich nur dann maßgeblich äußern, wenn diese nicht im Grundwasser liegen und der Widerlagerblock größere Abmessungen aufweist. Sobald beim Bogen vorgeschobene Gelenke verwendet werden, ist bei der Ermittlung der plastischen Verkürzung die Gesamtlänge von den Gelenken bis zur Fundamentsohle neben jener des reinen Bogens einzubeziehen.

III. Vorspannung der Eiseneinlagen im Eisenbetonbogen.

Infolge der Schwindwirkung und jenes Teiles der plastischen Verformung, der sich nicht *rein* plastisch auswirkt, erhält der Beton Zugspannungen und die Bewehrung auch für die rein plastischen Verkürzungen zusätzliche Druckspannungen. Werden diese durch ein Ausrüstungsverfahren mit hydraulischen Pressen nicht teilweise beseitigt, oder wird ein solches für kleinere Spannweiten nicht angewendet, so wäre eine Herabsetzung oder Beseitigung dieser Zusatzspannungen, wie schon im Referate angegeben, durch eine *Vorspannung* der Bewehrungsseisen möglich.

In diesem Falle wären die Stahleinlagen über die ganze Bogenlänge durchgehend zu machen. Die einzelnen Stücke wären zusammenzuschweißen und dann mit in der Längsrichtung etwas versetzten Schraubenschlössern behufs Anspannung zu versehen. Die in die Widerlager auf eine genügende Länge eingebundenen Rundeisen würden in Zwischenpunkten Abstützungen erhalten müssen, entweder auf schon früher erhärteten und eingesetzten Eisenbetonzwischenstücken, die sich auf die Schalung abstützen, oder auf *Eisengittern*, die im vollen Bogenquerschnitt oder im Hohlquerschnitt auf der Schalung aufsitzen und eine genaue und gleichmäßige Lagerung der Eisen ermöglichen. Diese Zwischenstücke, etwa in Abständen von 10—15 m, sollen die von der Anspannung der Eisen herrührenden Druckkräfte auf das Lehrgerüst übertragen. Bei Bogen mit Hohlquerschnitten könnten die Zwischenquerwände zu dieser Funktion herangezogen werden. Die Schraubenschlösser können in die beim Betonieren frei gehaltenen Schwindfugen verlegt werden, so daß eine etwaige Regulierung der Anspannung für die gerade zu betonierende Lamelle möglich ist, nachdem vorher schon die Anspannung über die ganze Länge des Bogens durchgeführt worden ist.

Wollte man eine Zugspannung von 1000 kg/cm² in die Eisen hineinbringen, so wäre, bei 100 m Länge, eine Verlängerung derselben um 4,76 cm erforderlich.

Eine solche Anspannung würde allerdings den kontinuierlich gekrümmten Verlauf der Eiseneinlagen in einen vieleckigen verwandeln und eine Verminderung des Trägheitsmomentes an den Knickstellen und eine veränderliche Deckschicht zur Folge haben, wenn man nicht die Laibungen polygonal macht. Die Stabilität der Zwischenstücke bei Anspannung der in der oberen Laibung liegenden Eisen kann man bei Verwendung von Eisenrahmen durch Einbetonieren erreichen.

Bei Anwendung eines solchen Vorganges könnte man in den meisten Fällen mit gewöhnlichem Baustahl auskommen.

Auch bei Anwendung einer *steifen* Bewehrung lässt sich durch Ankeilung

zwischen Stahlbogen und Gerüst eine, wenn auch in Ober- und Untergurt ungleichmäßige Eintragung von Zugspannungen erzielen.

Bei *Gelenkbogen* wäre für die Erzielung einer Anspannung eine provisorische Einbindung der Eisen in die Widerlager und gegebenenfalls im Scheitel möglich, wobei nach der Betonierung die Eisen an den Gelenkstellen durchschnitten werden könnten.

Ob nun dieses neue Verfahren angewendet wird, oder ob man ohne Ausschaltung dieser Druckspannungen im Eisen bei Verwendung eines hochwertigen Stahles arbeitet, hängt von der Wirtschaftlichkeit der einen oder anderen Anwendung ab.

IV. Entwurf für einen Bogen von 400 m Stützweite.

Im Referate wurde ein *neuer* Vorschlag für den Bau weitgespannter Eisenbetonbogenbrücken gemacht (Fig. 5, S. 817).

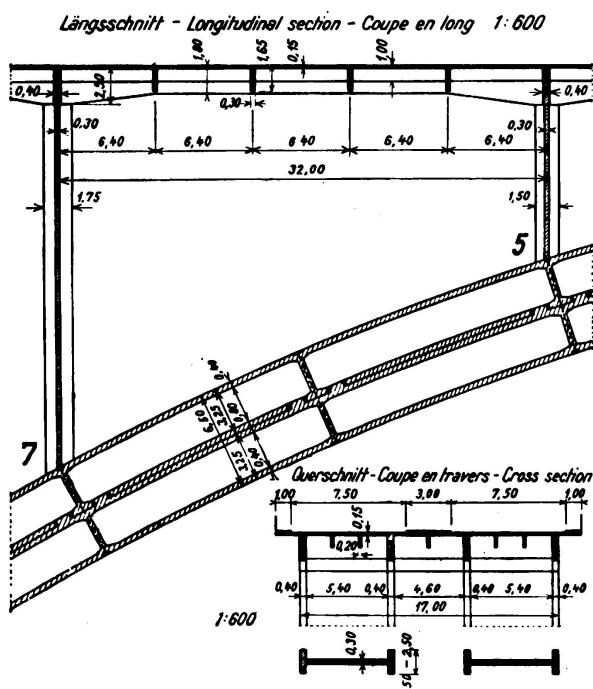


Fig. 5.
Fahrbahnkonstruktion.

Im nachstehenden sollen noch einige Ergänzungen und Verbesserungen des Vorschlasses angeführt werden.

1. Der Verbund der beiden übereinander liegenden Einzelbögen.

Vor allem ist der Verbund der beiden Einzelbögen nach der Fig. 6 durch die „Dübel“ möglich, die nicht nur schwalbenschwanzähnlich in der Draufsicht, sondern auch im Querschnitt gestaltet sind. Letztere Ausbildung verhindert unbedingt ein Lostrennen der beiden Bogen, weil der Verguß der Lücken keilförmig und bewehrt ist. Diese Keile hindern das Abheben des oberen Bogens. Durch das Verlegen der Dübel in die Nähe der Querversteifungen der Rippen

Er besteht darin, daß der Hauptbogen als Doppelbogen aus zwei gleichen, übereinander liegenden Einzelbögen besteht, wobei der *untere* auf einem Gerüst hergestellt wird. Dieser fertige Bogen wird nach einem Ausrüstungsverfahren freigemacht, wobei mittels hydraulischer Pressen die tunlichste Ausschaltung der Schwindspannungen und der Senkungen infolge der plastischen Verformung vorher bewirkt wird.

Auf diesen Bogen als Lehrgerüst wird der 2. Bogen betoniert und in der gleichen Weise ausgeschalt. Die beiden Bogen werden dann zu einer gemeinsamen Wirkung verbunden. Ein Längsschnitt und Querschnitt der Fahrbahn samt Abstützung ist aus Fig. 5 zu entnehmen.

und Voutenverstärkungen der Betonplatten an diesen Orten besteht keine Gefahr, daß etwa die Platte des Bogens herausgerissen wird. Sicherheitshalber sind noch Rundeisenanker, die durch beide Bogen hindurchgehen, angeordnet. Diese werden im unteren Bogen gleich einbetoniert und stecken lose in Stahlrohren, die im oberen Bogen gleich bei der Herstellung einbetoniert werden. Das Spiel der Anker im Inneren der Rohre läßt die Adjustierungen der Bogen mit hydraulischen Pressen zu. Ist der endgültige Zustand erreicht, so können die Hohlräume in den Rohren mit Zementmörtel vergossen und die Schraubenmuttern an die Rohrenden angezogen werden.

Durch den späteren Aufbau der Fahrbahn werden bei fachgemäßer Ausführung die Einzelbogen gewiß keine Tendenz einer Loslösung voneinander

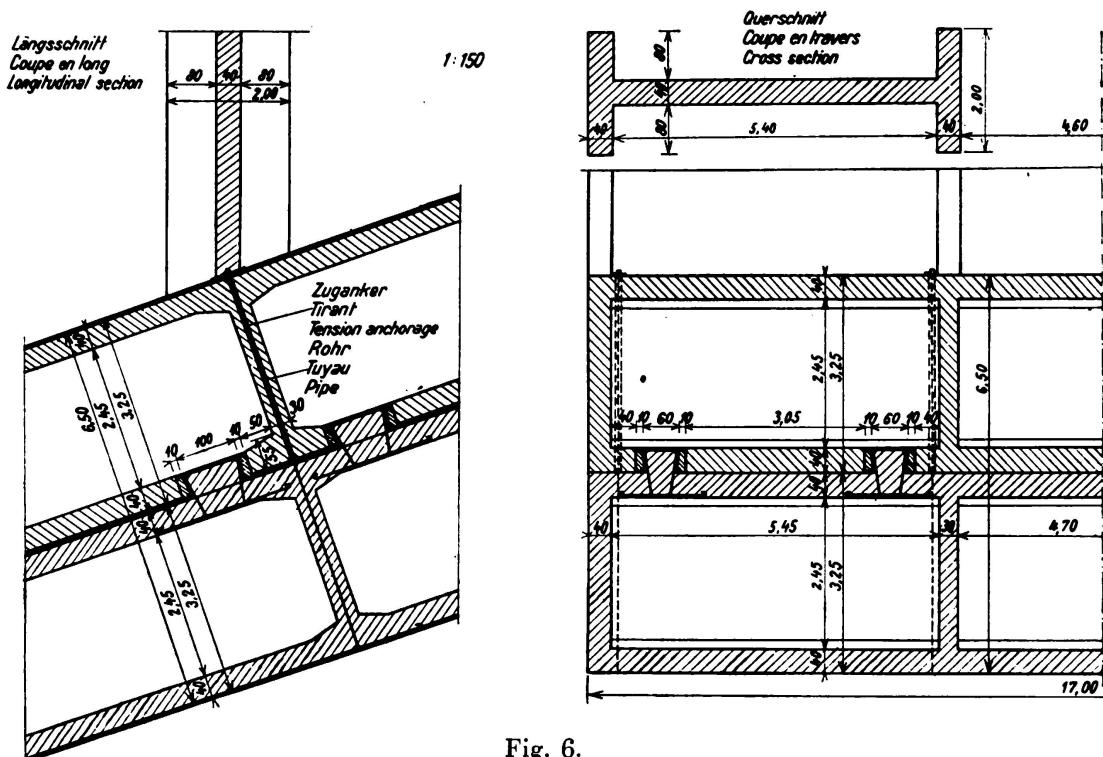


Fig. 6.
Verbindung der beiden Bogen.

haben, im Gegenteil wird die fortschreitende Schwindwirkung und plastische Verformung, die im oberen Bogen größer ist als im unteren, diese Tendenz ausschalten, ja umkehren.

Davon könnte man sich überzeugen, daß man für hinzukommende Lasten (Fahrbahnaufbau) oder für eine größere Schwindwirkung des oberen Bogens als des unteren, den oberen Bogen nicht nur in den Widerlagern gestützt, sondern außerdem auch seine ganze untere Laibung auf den unteren Bogen *elastisch gestützt* auffaßt. Diese gegenseitigen Reaktionskräfte und die Zusatzmomente in beiden Bogen lassen sich rechnen.

Im übrigen ist auch die vorliegende Idee eines *Verbundbogens* konstruktiv noch ausbaufähig, besonders hinsichtlich der Erzielung eines größeren Trägheitsmomentes des unteren Bogens durch nach oben gehende Rippen oder lotrechte Wandteile, die in den oberen Bogen dann eingebaut werden.

Schließlich wäre auch die Unterteilung der tragenden Bogen in zwei Hauptrippen mit verbindenden Zwischenwänden möglich, wenn dies die erforderliche seitliche Knicksicherheit zuläßt, wobei ein Teil oder das ganze Gerüst wieder verwendet werden könnte. Bei einem geringeren Pfeilverhältnis ergeben sich weitere Vorteile, die vornehmlich in Ersparnissen bei den Gerüstkosten liegen.

Im Vorbericht wurde nur die grundsätzliche Lösung gegeben.

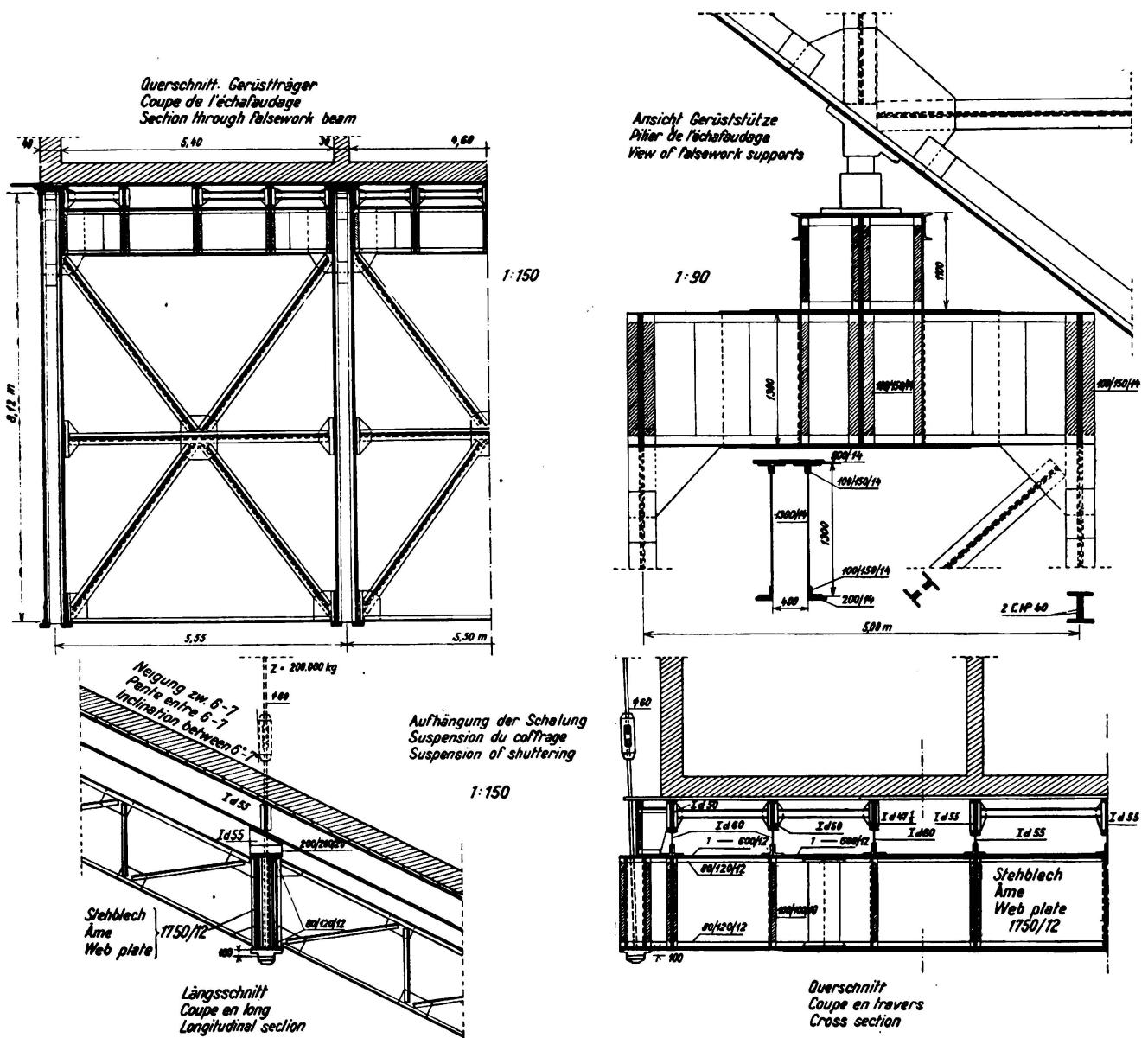


Fig. 7.

Schalungs- und Stützgerüst.

2. Das Schalungsgerüst.

Was das *Schalungsgerüst* des Bogens betrifft, so wurde dasselbe völlig berechnet und durchkonstruiert (Fig. 7). Das feste Gerüst besteht aus 4 Hauptträgern, die unter den lotrechten Bogenwänden angeordnet sind und sich auf die Gerüsttürme mittels hydraulischer Pressen abstützen. Die Stahlträger, die die

Bogenschalung tragen, stützen sich auf Querträger ab, die im festen Gerüstteil auf den 4 Hauptträgern lagern, während die Querträger im aufgehängten Teil an den Enden mittels Hängestangen auf der Kette aufgehängt sind. Bei der großen Brückenbreite sind doppelwandige Blechträger erforderlich, die an ihren Enden lotrechte Fachwerkträger zur Versteifung des Gerüstes in lotrechtem Sinne aufnehmen und durch Windverbände verbunden sind (Fig. 8).

Es wäre aber auch zweckmäßig, nicht zwei Hauptkabel, sondern drei oder vier schwächere zu verwenden, wodurch die Querträger und die Windverbände in diesem Mittelteil des Gerüstes wegen der Zwischenaufflagerung der ersten viel leichter werden würden, was noch wirtschaftlicher wäre, da auch bei den Hängekabeln an Gewicht etwas erspart werden kann. Die Pylonen lassen sich auch für die Abstützung einer Kabelbahn verwenden.

Die Belastung zweier Kabel für einen Eisenbetonbogen, die Schalung, Quer- und Längsträger, Kabel und Hängestangen beträgt $g' = 55 \text{ t/m}$, was einen gesamten Stützdruck auf die Pylonen von $P = 11500 \text{ t}$ ergibt. Dabei sind die

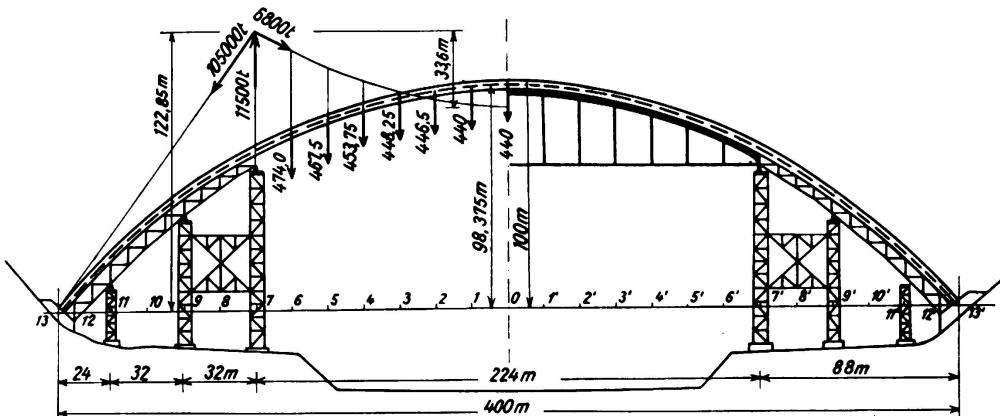


Fig. 8.
Kräfte für ein Tragkabel.

Rückhaltekabel mit $R = 10500 \text{ t}$ beansprucht, die größte Kabelkraft in der Mittelöffnung beträgt $S = 6800 \text{ t}$. Fig. 8 gibt die angreifenden Kräfte und Reaktionen für ein Kabel.

Bei 7000 kg/cm^2 zulässiger Beanspruchung in den Kabeln ist deren Querschnitt, wenn bloß 2 Kabel angewendet werden, im Rückhaltekabel $f_r = 1500 \text{ cm}^2$, in der Mittelöffnung $f_s = 972 \text{ cm}^2$.

Das gesamte Stahlgewicht des Gerüstes beträgt:

Gewicht der Pylonen	2 à 575 t	1150 t
Kabel und Hängestangen	1100 t	
Festes Gerüst	2 à 600 t	1200 t
		3450 t

Auf den umbauten Raum $\frac{2}{3} \cdot f \cdot l \cdot b = 480000 \text{ m}^3$ bezogen, gibt dies ein Gerüstgewicht von $3450 \text{ t} : 480000 \text{ m}^3 = 0,0072 \text{ t/m}^3$.

Bei der Tranebergbrücke $l = 181 \text{ m}$ ergab sich, wenn das Gerüstgewicht von 948 t auf die Gesamtbrückenbreite von 18 m bezogen wird, bei einem umbauten Raum von

$$\frac{2}{3} \times 181 \times 26,2 \times 18 = 56000 \text{ m}^3$$

von $0,0167 \text{ t/m}^3$. Im vorliegenden Falle ist also, wiewohl das Schalungsgerüst über die ganze Brückenbreite entworfen ist, der spezifische Stahlbedarf kleiner als die Hälfte, genau 0,43 jener für die Tranebergbrücke, wiewohl dieses zweimal verwendet wurde, was für die Wirtschaftlichkeit des Entwurfes spricht.

Die Kosten des Lehrgerüstes können auf

2150 t à 3000 Kč	6,45 Mill. Kč
1100 t à 5000 Kč	5,50 Mill. Kč
	K ₁ 11,95 Mill. Kč

geschätzt werden, während sie bei der Tranebergbrücke

$$744000 \text{ schwed. Kronen} \times 6,55 = K_2 = 4,83 \text{ Mill. Kč}$$

betrugen. Das Kostenverhältnis $K_2 : K_1 = 0,405$ entspricht fast dem Gewichtsverhältnis 0,43. Bei zweimaliger Verwendung der aufgehängten Schalungsträger, sowie des Stützgerüstes wären weitere Ersparnisse erzielbar.

Eine solche zweimalige Verwendung der genannten Gerüstteile bei entsprechender Umgestaltung des Gerüstes, besonders der an Ort und Stelle verbleibenden Pylonenträger, ist möglich, aber hier nicht berücksichtigt.

Bei flachen Bogen könnte man an Stelle *lotrechter* Pylonen des Hängegerüstes auch nach außen geneigte verwenden, die es ermöglichen würden, die Seilkräfte im Rückhaltekabel, sowie im anschließenden Teil der Mittelöffnung gleich groß zu halten. Dies gäbe den Vorteil, daß man über die ganze Länge des Kabels den gleichen Seilquerschnitt verwenden könnte. Dadurch wäre auch der Kabelsattel einfacher zu gestalten, da dann keine zusätzlichen Rückhaltekabel erforderlich sind und das einheitliche Seil konstanten Querschnitts dort bloß umgelenkt werden muß. Dieser schräge Pylon macht allerdings im festen Untergerüst eine Ergänzung durch eine bis zum Boden reichende schräge Strebe erforderlich.

Endlich ist es auch möglich, an Stelle der hier vorgeschlagenen Hängekonstruktion auf das Untergerüst innerhalb der verkürzten Spannweite von 224 m einen Stahlbogen mit Zugband als Schalungsbogen aufzusetzen (Fig. 8). Dieser könnte auch bei zweimaliger Verwendung im Falle eines Eisenbetonzwillingbogens auf dem Untergerüst verschoben werden. Bei kleineren Spannweiten wäre die seitliche Verschiebung dieses Bogens samt dem Untergerüst möglich, wodurch an Gerüstkosten wesentliche Ersparnisse erzielt werden würden.

3. Baustoffmengen.

Was die zu verwendenden Baustoffmengen betrifft, sei hervorgehoben, daß die Betonkubatur

des Bogens	15650 m ³
der Querwände des Bogens	610 m ³
der Fahrbahn und Abstützung	5690 m ³
	21950 m ³ beträgt,

das ist $0,0456 \text{ m}^3$ pro m^3 umbauten Raumes ohne Widerlager. (Entwurf Dischinger 20800 m³, das sind $0,0434 \text{ m}^3$ je 1 m^3 umbauten Raumes.)

Für die Herstellung des Bogens wären bei einer täglichen Leistung von 100 m^3 156 Arbeitstage erforderlich, d. i. rund 3 Monate pro Einzelbogen.

An Schalung sind 4040 m^3 Holz erforderlich.

4. Momente, Normalkräfte und Spannungen.

Die statische Berechnung ergab die in den Tabellen I und II ersichtlichen Momente und Normalkräfte, wobei die zufällige Last der Brücke für die Bogenberechnung mit 6 t/m angenommen wurde, für die Wärmewirkung wurden $\pm 15^\circ \text{C}$ und für das Schwinden -15°C in Rechnung gestellt. Der Winddruck ist mit 250 kg/m² berücksichtigt.

Tabelle I.
M o m e n t e i n t m.

	Punkt 0 Scheitel	3	6	9	13 Kämpfer
Eigengewicht der Fahrbahn und Ständer ohne Bogen	— 13260	— 240	+ 4520	+ 10860	— 21960
Halbseitige Belastung $p = 6 \text{ t/m}$	+ 404	+ 8090 — 7234	+ 8306 — 8506	+ 1604 — 2908	— 12554 links + 14804 rechts
Wärme $\pm 15^\circ \text{C}$ $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$	± 1920		± 746		± 3420
Schwinden -15°C	+ 1920		+ 746		— 3420
\sum_{1-3}	— 14776				— 41354
Windmoment Biegung	± 10780		± 937		± 53723
Windmoment Torsion	0		± 3522		± 3295

Tabelle II.
N o r m a l k r ä f t e i n t (D r u c k —).

	Punkt 0 Scheitel	3	6	9	13 Kämpfer
Eigengewicht eines reinen Einzel-Bogens	— 8760	— 9000	— 9780	— 10730	— 12800
Eigengewicht der Fahrbahn und Ständer	— 5367	— 5544	— 5818	— 7050	— 8400
Halbseitige Belastung $p = 6 \text{ t/m}$	— 608	— 604 — 644	— 694 — 649	— 862 — 629	— 1125 — 600
Wärme $\pm 15^\circ \text{C}$	± 53,3		± 48,7		± 35,9
Schwinden -15°C	+ 53,3		+ 48,7		+ 35,9

Mit diesen Momenten und Normalkräften ergeben sich die in der Tabelle III eingetragenen Größtspannungen in den Bogenpunkten 0, 6, 13, wobei das Eigengewicht, halbseitige Belastung, Wärmeabfall — 15° C und Schwinden — 15° C berücksichtigt wurden.

Tabelle III.

Maximale Betonspannungen im Bogen in kg/cm².

Punkt	Eigengewicht Halbseitige Belastung Wärme — 15° C Schwinden — 15° C	Wind 250 kg/m ²	Ohne Adjustierung zusammen	Mit Pressen- adjustierung $H_z = 280 \text{ t}$
0 (Scheitel)	86,7 Druck 30,5	± 9,6	96,3 Druck	97,1 Druck
6	92,9 39,9 Druck	± 0,84	93,7 Druck	106,0 Druck
13 (Kämpfer)	166,1 13,1 Druck	± 48,0	214,1 Druck	163,4 Druck

Will man diese Gesamtspannung im Kämpfer von 214,1 kg/cm² herabsetzen, so ist eine Ergänzungskraft H_z im Scheitel erforderlich, die durch hydraulische Pressen eingebracht wird. Das dadurch erzeugte Kämpfermoment M_1 ist

$$M_1 = H_z \cdot f = 100 \cdot H_z.$$

Die Normalkraft im Kämpfer $N_z = H_z \cdot \cos \varphi_k = 0,672 \cdot H_z$.

Wird die Bedingung gestellt, daß für Eigengewicht, halbseitige Belastung, Wärmeabfall — 15° C und Schwinden — 15° C in beiden Kämpfern die gleichen Höchstspannungen auftreten, so erhalten wir bei einem zentrischen Pressendruck im Scheitel nachstehende Bedingungsgleichung, wenn M_1 negativ, M_2 positiv ist

$$\frac{N_1 + N_z}{F} + \frac{M_1 - H_z f}{W} = \frac{N_2 + N_z}{F} + \frac{M_2 - H_z f}{W}$$

und
$$H_z = \frac{W}{2f} \left(\frac{N_1 - N_2}{F} + \frac{M_1 - M_2}{W} \right)$$

Dabei gelten N_1, M_1 für den linken Kämpfer, N_2, M_2 für den rechten. Darin sind die negativen Kämpfermomente mit ihrem absoluten Wert einzusetzen.

Für $M_1 = -41354 \text{ tm}, \quad N_1 = 35053,2 \text{ t}$

$M_2 = -13996 \text{ tm}, \quad N_2 = 34528,2 \text{ t}$

$F = 39,1 \text{ m}^2 \quad W = 54 \text{ m}^3$

und bei einem gewählten $H_z = 280 \text{ t}$,

entstehen in den Kämpfern die größten Betonspannungen von 115,4 kg/cm² und einschließlich Wind $115,4 + 48 = 163,4 \text{ kg/cm}^2$ als größte überhaupt auftretende Spannung. Dabei beträgt die Bewehrung des Bogens bloß 1 %. Alle anderen Bogenspannungen sind geringer. Sie betragen einschließlich Wind im Scheitel 97,1 kg/cm², im Viertelpunkt 106 kg/cm². Durch den Pressendruck

wird also die größte Kämpferspannung ohne Wind um 30,5 %, mit Wind um 23,6 % herabgesetzt.

Eine weitere Herabdrückung der Betondruckspannungen wäre durch einen kleinen seitlichen Anzug des Gewölbes bloß in Kämpfernähe leicht möglich, so daß man dann mit einer Höchstspannung von 150 kg/cm^2 einschließlich Wind rechnen kann, was aber auch ohne seitlichen Anzug des Gewölbes bei einer Pressenkraft $H_z = 340 \text{ t}$ erreichbar ist. Bei dieser Pressenkraft werden die Randspannungen im Kämpfer und im Viertelpunkt gleich groß.

Damit ist der Nachweis erbracht, daß der verhältnismäßig schlanken Bogen konstanten Querschnittes mit einer Höchstspannung im Beton von rund 150 kg/cm^2 ausführbar ist und dafür ein sehr mäßiger Pressendruck von 340 t im Scheitel beim Ausrüsten erforderlich wird.

Der hier gegebene neue Vorschlag für den Bau weitgespannter Brücken, der im Vorstehenden auch völlig rechnerisch begründet worden ist, kann deshalb als geeignetes Bauverfahren für die Weiterentwicklung des Eisenbeton-Bogenbrückenbaues angesehen werden.

IVb 8

Über Brückenprobleme in Albanien.

Le calcul des ponts en Albanie.

Bridge Problems in Albania.

G. Giadri, Ingenieur,
Generalsekretär des Arbeitsministeriums Tirana.

Die Aufgabe, die hier behandelt wird, betrifft die statische Sonderuntersuchung einer 55 m weitgespannten gelenklosen Eisenbetonbogenbrücke, die in dem Orte Gomsice in Nordalbanien gebaut und im Jahre 1935 dem öffentlichen Verkehr übergeben wurde (Fig. 10). Die wichtigsten Bauwerke in Albanien werden von Ingenieuren des Arbeitsministeriums projektiert, aber in diesem Falle hatte das statische Büro die von der ausführenden italienisch-albanischen Firma vorgelegten Pläne zu kontrollieren und den Festigkeitsnachweis der Konstruktion, aus prinzipiellen Gründen, selbst zu erbringen.

Anschließend soll darüber berichtet werden, wie das statische Büro die Aufgabe zum Teil auf eigene Weise löste.

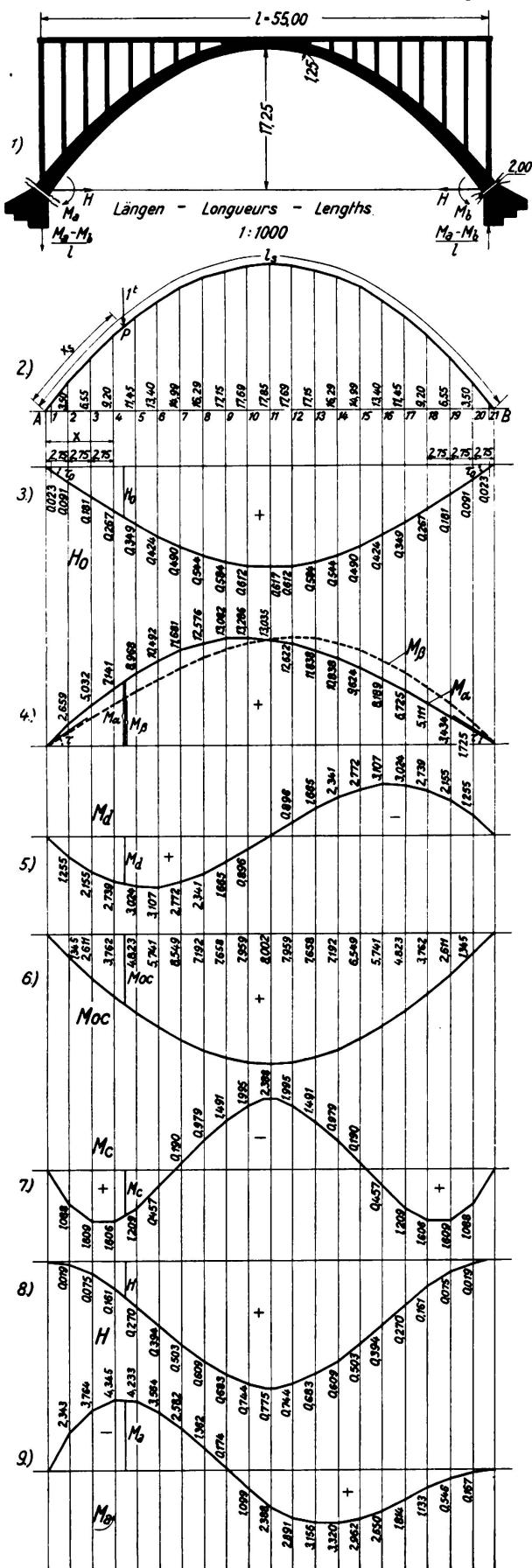
Zur Ermittlung der drei überzähligen Größen des eingespannten Bogens wurden gleichzeitig zwei statisch unbestimmte Grundsysteme benutzt. Und zwar wurde einerseits der eingespannte Balken, anderseits der Zweigelenkbogen als Grundsystem verwendet.

Durch die Kenntnis der Einflußlinien der Momente M_{oa} und M_{ob} des eingespannten Balkens und des Horizontalschubes H_o des Zweigelenkbogens war man in der Lage, die Einflußlinien der Kämpfermomente M_a und M_b und des Horizontalschubes H des eingespannten Bogens ohne weiteres, ohne Benutzung des Schwerpunktes der elastischen Gewichte, eindeutig festzulegen.

Den ersten Schritt zur Bestimmung von M_{oa} und M_{ob} bildete die Ermittlung des Momentes M_β eines einerseits frei aufliegenden, anderseits eingespannten Trägers, in der Weise, daß man nach dem bekannten Schema die Einspannstelle freimachte, dann aus den infolge des Hilfsangriffes $M_\beta = 1$ entstandenen Belastungsordinaten $\frac{x_s}{l_s} \cdot \frac{1}{J}$ die Maxwell-Mohrsche Biegelinie ausrechnete und durch den elastischen Auflagerdruck an der freigemachten Einspannstelle dividierte (Fig. 4).

Dabei entsprach x_s dem Bogenstück über den vom linken Auflager bis zur Lastordinate eingezählten Abstandes x (Fig. 2). Aus M_α , dem Spiegelbild von M_β , und aus M_β selbst konstruierte nun das statische Büro auf einfache Art die Einflußlinien für M_{oa} und M_{ob} des eingespannten Balkens.

Maßgebend dafür waren die Anlaufwinkel τ der Einflußlinien von M_α und M_β .

Fig. 1-9. Einflußlinien der Überzähligen H , M_a und M_b .

(Fig. 4). Durch Belastung der Einflußwinkel τ mit den Momenten M_{oa} und M_{ob} des eingespannten Balkens, kamen M_{oa} und M_{ob} an den Einspannstellen rechts und links zur Auswirkung.

Die Aufstellung der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M = 0$, lieferte rechts die Beziehung $M_{ob} = M_\beta - M_{oa} \cdot \tau$ und links die Beziehung $M_{oa} = M_\alpha - M_{ob} \cdot \tau$. Durch Auflösung der zwei Gleichungen nach M_{oa} und M_{ob} und durch Einführung der Bezeichnungen $M_{oc} = \frac{M_{oa} + M_{ob}}{2}$

und $M_{od} = \frac{M_{oa} - M_{ob}}{2}$, erhielt man

$$M_{oc} = \frac{M_\alpha + M_\beta}{2(1 + \tau)} \text{ und } M_{od} = \frac{M_\alpha - M_\beta}{2(1 - \tau)}$$

Mit diesen einfachen Ausdrücken errechnete man die Einflußlinien von M_a und M_b des eingespannten Bogens, ohne Benützung von weiteren Belastungsflächen außer der, die nötig war zur Bestimmung der Balkenmomente des Horizontal schubes H_o des Zweigelenkbogens. Der Ausdruck $M_{od} = M_d$ diente schon als fertiges Resultat, aus dem der Einfluß der einseitigen Belastung des eingespannten Bogens berücksichtigt werden konnte.

$$M_d = \frac{M_a - M_b}{2}$$

wirkt für sich allein und ruft, bei der Belastung z. B. der Gelenkstellen eines Zweigelenkbogens, keinen Horizontal schub hervor. M_d konnte daher von $M_c = \frac{M_a + M_b}{2}$, das einen Horizontalschub erzeugt, getrennt werden (Fig. 5).

Die weitere Aufgabe wurde damit auf die Untersuchung eines zweifach statisch unbestimmten Systems beschränkt. Zur Verfügung stand der Zweigelenkbogen als

Grundsystem. Dabei spielte der Anlaufwinkel τ_o der Einflußlinie des Horizontal schubes H_o eine analoge Rolle wie der Anlaufwinkel τ der Einflußlinie von M_β (Fig. 3). Durch Belastung der Gelenkstellen des Zweigelenkbogens mit den Überzähligen H und M_c und durch Ausgleich der horizontalen Kräfte an einem Gelenk, bekam man die Beziehung $H = H_o - M_c \cdot 2\tau_o$, aus der die Ermittlung der Einflußlinie des Horizontalschubes H erfolgte. Die Einflußlinie von M_c wurde hiebei schnell erledigt. Mit der Bezeichnung $X_c = M_a + M_b$ und mit der Besetzung der Gelenkstellen, rechts und links, mit $M_c = -\frac{1}{2}$ infolge des Hilfsangriffes

$$X_c = -1, \text{ bekam man vorerst die Gleichung } M_c = +\frac{1}{2} \cdot \frac{\int \left(\frac{1}{2} - \tau_o \cdot y\right)^2 \frac{M_o ds}{J}}{\int \left(\frac{1}{2} - \tau_o \cdot y\right)^2 \frac{ds}{J}},$$

wobei mit $\int \left(\frac{1}{2} - \tau_o \cdot y\right)^2 \frac{ds}{J}$ der konstante Wert δ_{cc} identifiziert wurde.

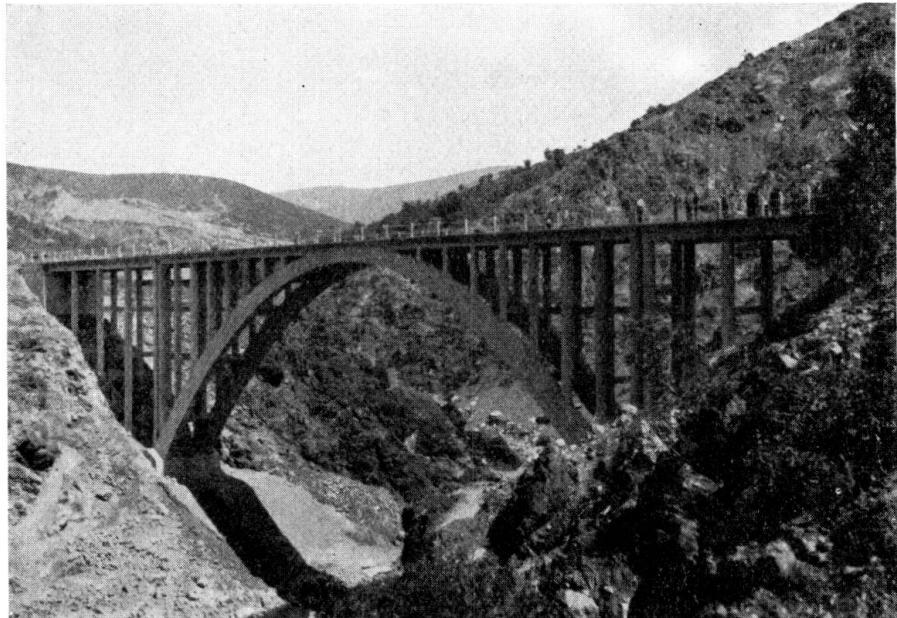


Fig. 10.
Gomsice-Brücke.

Durch Trennung des Zählergliedes in zwei Faktoren, dann mit Einführung von $M_{oc} \cdot \delta_{zz} = \int \frac{M_o \cdot ds}{J}$ und $H_o \cdot \delta_{hh} = \int y \cdot \frac{M_o \cdot ds}{J}$, resultierte M_c als Funktion von bekannten Größen. Man erhielt $M_c = \frac{M_{oc} \cdot \delta_{zz}}{4 \delta_{cc}} - \frac{H_o \cdot \tau_o \cdot \delta_{hh}}{2 \delta_{cc}}$, wobei man die konstanten Größen δ_{zz} und δ_{hh} aus $\int \frac{ds}{J}$ bzw. aus $\int y^2 \frac{ds}{J} + \int \frac{ds}{F}$ zusammen stellte (Fig. 7). Mit dem Wert $\int \frac{ds}{F}$ berücksichtigte man den Einfluß der Normalkräfte. In den Zählergliedern der Überzähligen wurde der Einfluß der Normalkräfte vernachlässigt, weil die Brücke eine 17,85 m große Pfeilhöhe be-

sitzt. Aus $M_c + M_d$ konnte zum Schluß die Einflußlinie des überzähligen Momentes M_a bestimmt werden. Die Einflußlinie der Überzähligen M_b ergab sich aus dem Spiegelbild zu M_a (Fig. 9).

Eine Temperaturwirkung von $t = \pm 20^\circ$ ließ sich aus δ_{hh} , δ_{ce} und $E\omega_t$ leicht herausrechnen.

Auf Grund der dargelegten Ausführungen wollte das statische Büro ein unmittelbares Urteil über das statische Verhalten des Bogens gewinnen. Die Berechnung des eingespannten Bogens nach der üblichen Methode ist wohl einfach, verlangt aber die Ausrechnung von Balkenmomenten für drei Belastungsflächen. Die Behandlung der drei überzähligen Größen unabhängig voneinander, ist zudem an die Bedingung des Verschwindens der Verschiebungen mit verschiedenen Vorzeichen geknüpft, die noch die Aufstellung einer vierten Operation, nämlich der Auffindung des Schwerpunktes der elastischen Gewichte, notwendig macht. Die Überzähligen selbst müssen aus allgemeinen Gleichungen entstanden gedacht werden, die keine unmittelbare Ableitung gestatten. Durch Einschränkung der Ausrechnung der Balkenmomente auf bloß zwei Belastungsflächen und durch Ausschaltung des Schwerpunktes der elastischen Gewichte glaubt das statische Büro des albanischen Ministerium für öffentliche Arbeiten einen vereinfachten Vorgang für die Berechnung der Einflußlinien der Überzähligen des eingespannten Bogens gefunden zu haben.

Zum Schluß soll noch mitgeteilt werden, daß das statische Büro über den kontinuierlichen Träger ebenfalls eigene Formeln aufgestellt hat. Nach diesen Formeln lassen sich die Einflußlinien der Stützenmomente beim durchlaufenden Dreifeld- und Vierfeldträger sehr einfach ermitteln, sobald man die Einflußlinie des Stützenmomentes eines durchlaufenden Zweifeldträgers kennt. Das Verfahren ist bei der Lösung verschiedener Aufgaben in Eisenbeton angewandt worden. Die Methode erwies sich von Vorteil, weil dadurch die Änderung der Trägheitsmomente sehr leicht berücksichtigt werden konnte und weil sie die Verwendung der sonst nützlichen aber wenig lehrreichen Tabellen entbehrlich machte.

IVb 9

Nachteile der dünnen Eisenbetonkonstruktionen.

Inconvénients des constructions minces en béton armé.

Disadvantages of Thin Construction in Reinforced Concrete.

J. Killer,
Baden (Schweiz).

In den letzten Jahren sind eine Anzahl Eisenbetonbrücken, selbst von großen Spannweiten, ausgeführt worden, mit zum Teil sehr knapp bemessenen Konstruktionsteilen, z. B. Tragwänden von 10 cm und Gewölbestärken von 20 cm und weniger. Entweder handelt es sich bei diesen Konstruktionen um versteifte Stabbögen oder aber um Wände von Kastenquerschnitten reiner Gewölbebrücken. So sehr es zu begrüßen ist, wenn Bauwerke erstellt werden, die einen kleinstmöglichen Materialbedarf erfordern, so muß doch eine Anwendung zu leichter Querschnitte im Brückenbau als verfehlt erachtet werden. Denn hier spielen nicht nur die statischen Erfordernisse eine Rolle, sondern im gleichen Maße auch die äußeren Einflüsse, wie Verwitterung und Frost, denen das Bauwerk ausgesetzt ist. Genau wie der Naturstein mit der Zeit zerfällt, so ist auch der Beton, der meistens der Qualität eines guten Steines nicht entspricht, den äußeren Einflüssen preisgegeben. Wir müssen bedenken, daß es eben einen absolut frostsicheren Beton noch nicht gibt, denn auch der dichteste Beton enthält einen kleinen Prozentsatz Porenvolumen, in die das Wasser eindringen und bei Frost schädliche Einwirkungen verursachen kann. Wenn man weiter bedenkt, daß die Brücken vielfach über hohe Täler führen, wo sie Wind, Wetter und Schnee besonders ausgesetzt sind, so sollte gerade den äußeren Einflüssen bei der Dimensionierung der einzelnen Bauteile ein besonderes Augenmerk geschenkt werden. Es sind Brücken ausgeführt worden, die bis jetzt noch keine Frostschäden aufweisen; trotzdem darf daraus nicht geschlossen werden, daß Frostschäden an Brücken nicht auftreten. Wir können uns noch kein Urteil bilden, wie sich der Beton im Alter bewährt und wie sich die Ermüdungserscheinungen einmal auswirken werden, denn die Betonbauweise ist noch viel zu jung hierfür. Es empfiehlt sich deshalb bei der Dimensionierung äußerste Vorsicht walten zu lassen und hochgradig beanspruchte Eisenbetonkonstruktionen eher etwas zu reichlich zu bemessen. Wenn einmal bei zu dünnen Bauteilen Frostschäden auftreten, so können schon einige Centimeter Materialverlust die Tragfähigkeit der Brücke in Frage stellen. Besonders bei der Haupttragkonstruktion, beim Gewölbe wird es schwer sein, wenn nicht sogar unmöglich, solche Schäden zu beheben. Aus diesem Grunde sollte gerade das Gewölbe nicht zu schwach dimensioniert werden, auch in Hinsicht darauf, daß die Brücke späteren, vermehrten Verkehrsansprüchen

noch genügen kann. Brücken sind eben Kulturbauwerke, die bei entsprechender Materialgüte Jahrhunderte bestehen sollten.

Wenn man weiter bedenkt, daß die Hilfskonstruktionen, wie das Lehrgerüst, die Schalung usw. bei hochgradig beanspruchten Brückenteilen weit mehr kosten als der Beton selbst, so sollte auch dies ein Grund dafür sein, mit dem Beton nicht zu sparen. Zudem ist der Einheitspreis des Betons bei leichten Konstruktionen höher als bei stärkeren, denn die Kosten der Installationen, wie Transportbrücke, Krane, Mischanlage usw. bleiben sich gleich. Zudem braucht die Verarbeitung des Betons bei einer leichten Konstruktion viel mehr Arbeitsaufwand. Die heutige Erkenntnis, daß stark flüssiger Beton, wie er bei dünnen Konstruktionen verwendet wird, die Frostbeständigkeit vermindert, sollte ein weiterer Grund sein, von allzu knapper Dimensionierung abzusehen.

Mit der heutigen fortschreitenden Mechanisierung der Baustellen ist es möglich, den Beton zu einem sehr billigen Preise herzustellen, während anderseits das Zurichten des Lehrgerüsts und der Schalung reine Handarbeit bleibt. Bei zunehmender Erhöhung der Stundenlöhne vergrößert sich deshalb der prozentuale Anteil der Baukosten herrührend vom Lehrgerüst und von der Schalung, während der prozentuale Anteil herrührend vom Beton sich verringert. Es ergibt sich also die merkwürdige Tatsache, daß bei dünnwandig, hochgradig beanspruchten Brückenkonstruktionen der Kostenanteil der bleibenden festen Teile klein ist, während der der Hilfsmittel, die zur Erstellung einer Brücke notwendig sind, aus vorhin erwähnten Gründen groß ist und eher zunimmt. Dies lehrt uns, daß im Brückenbau stärkere Konstruktionen den leichteren vorzuziehen sind. Diese sind zudem unempfindlicher gegen Erschütterungen und Schwingungen. Wir können hier viel von den alten Meistern der Brückenbaukunst lernen, die ihr Augenmerk besonders darauf richteten, daß die Hauptkonstruktionsteile stark gebaut wurden.

Leichte und hochgradig beanspruchte Konstruktionen tragen wohl zur Entwicklung der Konstruktionen bei, sie sind aber im Brückenbau nicht am Platze und können, wenn sie hier angewandt werden, bei eintretenden Frostschräden der Eisenbetonbauweise schweren Schaden zufügen.

IV b 10

Fortschritte der Architektur der Kunstdämmen in Eisenbeton.

Progrès de l'architecture des ouvrages d'art en béton armé.

Progress in the Architecture of Reinforced Concrete Structures.

S. Boussiron,
Paris.

Mit Recht ist in mehreren Vorträgen über die Eisenkonstruktion auf die Versuche hingewiesen worden, welche zur Zeit gemacht werden, um die Architektur derartiger Konstruktionen zu verbessern.

Die Vortragenden haben ferner mit Recht betont, daß der Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt eine große Bedeutung zukommt.

Für die Eisenkonstruktionen, welche ihr hundertjähriges Bestehen feiern können, sind seit Beginn der Entwicklung zahllose schöne Bauwerke infolge dieser Zusammenarbeit zustande gekommen. Der Hinweis bleibt stets von Wichtigkeit, und zwar besonders heute, wo das Streben nach einem besonderen Stil für unsere Epoche deutlich in Erscheinung tritt, während fast ein Jahrhundert verflossen ist, welches keine architektonischen Besonderheiten aufwies. Der Hinweis ist zur Zeit auch darum von Interesse, weil die Entwicklung des Reiseverkehrs, sowie die immer dringender werdenden Aufforderungen, die Schönheiten der Natur zu genießen, sich schlecht mit einer Vernachlässigung aller Einrichtungen vertragen würden, welche einen leichteren Zugang zu den Naturschönheiten ermöglichen.

Der Eisenbeton dürfte sich in gleicher Weise für derartige Bestrebungen eignen und vielleicht in noch glücklicherer Weise, da mit diesem die Formen und Profile mit Leichtigkeit zur Ausführung gebracht werden können, welche nach Ansicht des Ingenieurs und Architekten am besten den vorhandenen Bedingungen genügen.

Die von den verschiedenen Vortragenden angeführten Bauwerke, die als Beispiele für die zur Zeit im Eisenbetonbau vorhandenen Bestrebungen dienen sollten, legen Zeugnis dafür ab, daß alle diese Bestrebungen die gleichen Beweggründe besitzen.

Die Mehrzahl der von den Vortragenden angeführten Beispiele beziehen sich jedoch auf Brücken mit oberhalb der Bögen angeordneter Fahrbahn. Dies braucht uns nicht in Erstaunen zu versetzen, da diese Ausführung durchaus berechtigt ist. Es ist stets anzustreben, diese Lösung, bei welcher die Fahrbahn oberhalb des Haupttragwerkes angeordnet ist, zu wählen, da in diesem Fall die Aussicht durch keinerlei Hindernisse beeinträchtigt wird. Der Haupttreiz dieser

Bauwerke ist ihre Ähnlichkeit mit den schönen Steinbrücken, welche uns die Jahrhunderte beschert haben. Die größten und auch die schönsten dieser Brücken, beispielsweise die Brücke über den Elorn bei Plougastel von Herrn *Freyssinet*, die Brücke von Traneberg bei Stockholm von Herrn *Kasarnowsky* erscheinen wie eine Vergrößerung der Steinbögen.

Die Ingenieure sind weniger glücklich, wenn sie eine Aufgabe zu lösen haben, bei welcher das erforderliche Lichtraumprofil der Schiffahrt dazu drängt, die Bögen oberhalb der Fahrbahn anzutragen.

Glücklicherweise sind die Fälle selten, in denen diese Lösung dazu zwingt, den Bogenträger mit Zugband zu verwenden; diese Lösung kommt dann in Frage, wenn schon bei der allgemeinen Trassierung des Verkehrsweges die Ästhetik keine Rolle gespielt hat.

Dem Ingenieur und Architekten steht stets noch die Möglichkeit zur Verfügung, durch Anordnung der Fahrbahn etwas oberhalb der Kämpfer die

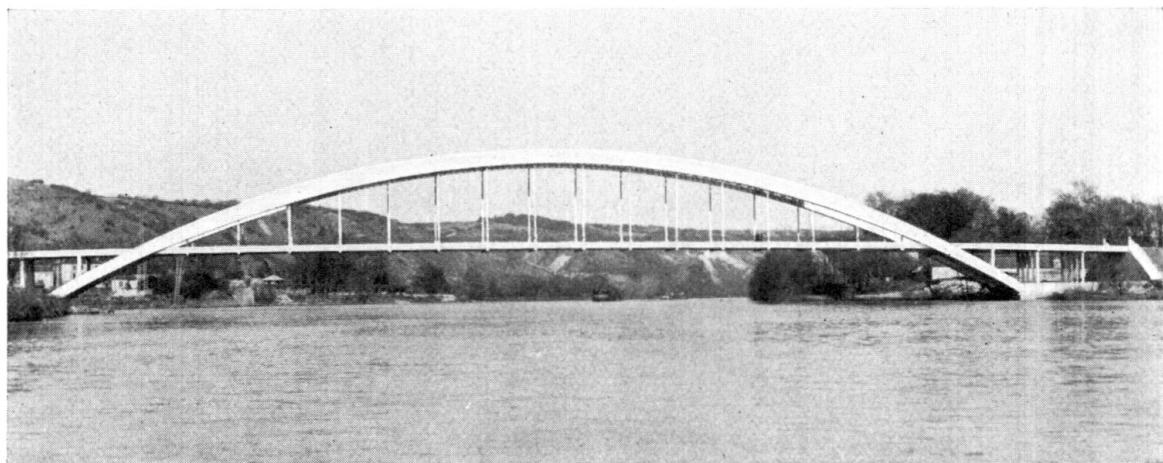


Fig. 1.

Brücke über die Seine bei La Roche-Guyon. Spannweite: 161 m.

ästhetische Wirkung der Brücke zu verbessern. Durch diese Lösung ist die Abstützung des Bogens gegen die Widerlager deutlich erkennbar.

Der Bau einer Brücke von 161 m Stützweite über die Seine bei La Roche-Guyon hat mir Gelegenheit gegeben, meine Bestrebungen zur Verbesserung der ästhetischen Wirkung von Bauwerken dieser Art weiter zu verfolgen. Nur unter diesem Gesichtspunkt soll hier dieses Bauwerk behandelt werden, da die theoretischen und konstruktiven Entwicklungen in dem allgemeinen Bericht niedergelegt sind.

Was zunächst die Art der Brücke anbetrifft (Fig. 1), so ist nach meiner Ansicht die beste Anordnung der den Bogen schneidenden Fahrbahn derart, daß zwei Drittel des Bogenpfeils oberhalb und ein Drittel unterhalb der Fahrbahn liegen. Man erkennt, daß diese Lösung nur eine geringe Verkleinerung des Durchfahrtsprofiles zur Folge hat und wie eingangs gesagt, sind die Fälle sehr selten, in denen diese Verkleinerung nicht zugelassen werden könnte.

Der Bogen ist mit Absicht sehr dünn ausgeführt worden. Das Verhältnis von

Bogendicke zu Stützweite ist, wie ich glaube, das kleinste bisher erreichte, da die mittlere Querschnittshöhe $1/80$ der Stützweite beträgt, d. h. 2,00 zu 161,00 m.

Bei dieser Art von Bauwerken, welche sich der Eisenkonstruktion mehr nähern als den Steinbrücken, ermöglichen es die Eigenschaften des Eisenbetons, eine besondere Leichtigkeit zu erzielen. Ferner ermöglichen sie, die Sichtbehinderung an den Schnittpunkten der Bögen mit der Fahrbahn auf ein Mindestmaß herabzusetzen.

Über die ganze Länge zwischen diesen Schnittpunkten ist die Sicht fast die gleiche wie bei einer Brücke mit unterhalb der Fahrbahn gelegenen Bögen, da

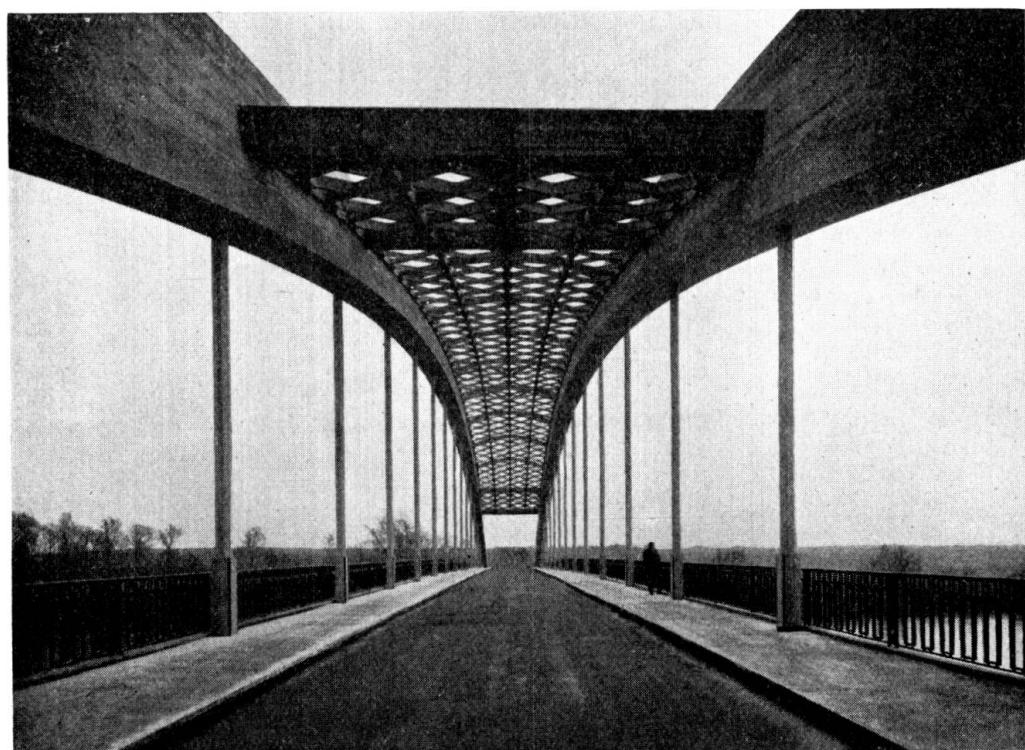


Fig. 2.

die in Abständen von 8,50 m angeordneten Hängestäbe nur geringe Hindernisse bilden.

Die erzielte Leichtigkeit ersieht man am besten aus der Fig. 1.

Eine andere Frage, die mich lange beim Bau von Brücken mit über der Fahrbahn gelegenen Bögen beschäftigt hat, ist diejenige des Windverbandes.

Ich habe stets die großen Querriegel, die als Elemente für Fachwerkverbände verschiedener Ausführungen verwendet werden, als schlecht wirkend betrachtet. Sie scheinen mir im Gegensatz zum allgemeinen Sinn des Bauwerkes zu stehen, welcher darin besteht, zum Durchgang einzuladen.

Besonders bei den Brücken mit großer Stützweite müssen alle Elemente sich in Richtung der Stützweite erstrecken.

Was in dieser Beziehung erreicht worden ist, geht aus der Brücke von La Roche-Guyon (Fig. 2) hervor.

Die Festigkeit erfordert zwar einen Fachwerkverband, der im Falle der Brücke

nach Fig. 2 als mehrfaches Fachwerk ausgebildet wurde, sodaß er mehr an eine durchbrochene Decke als an einen Fachwerkträger erinnert.

Außer den beiden ersten Querriegeln, welche mit den Bogen das Eingangsportal bilden, sieht man über die ganze Länge der Brücke keinen Querstab. Das Fachwerk wird durch Bögen getragen, welche sich über eine Länge von annähernd 100 m erstrecken, ohne daß sie durch eine Querkonstruktion gestört werden.

Die Anordnung dieser Fachwerkstäbe ist zwar teurer als wenn man eine kleinere Anzahl von Stäben mit stärkerem Profil verwenden würde, doch spielt

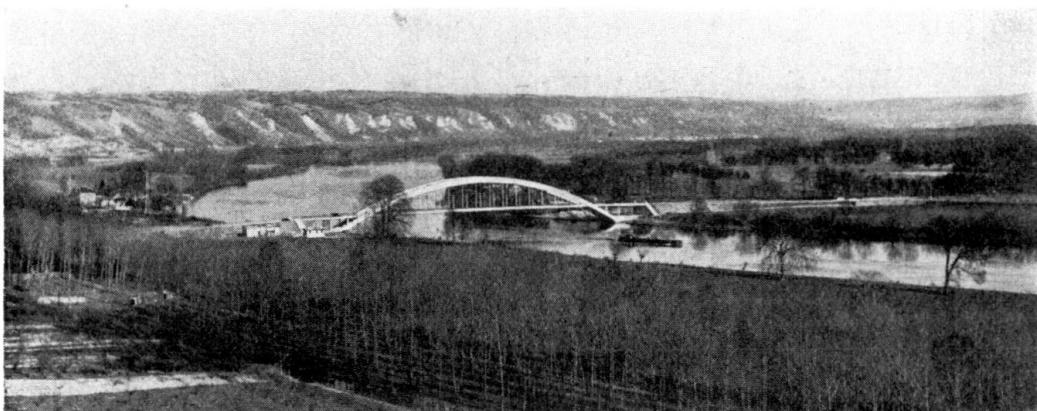


Fig. 3.

der Preisunterschied im Vergleich zum Gesamtpreis einer Brücke derartiger Stützweite nur eine geringe Rolle.

Ich möchte nicht behaupten, daß andere Lösungen nicht die gleichen Vorteile bezüglich der ästhetischen Wirkung ergeben. Es schien mir jedoch von allgemeinem Interesse über diesen Versuch zur Verbesserung der Eisenbetonbrücken mit über der Fahrbahn angeordneten Bögen zu berichten.

Die Fig. 3 zeigt die Anpassung des Bauwerks an die Landschaft.

Man erkennt, daß bei einem Bauwerk, bei dem das Verhältnis von Bogendicke zur Stützweite das bisher übliche bei weitem unterschreitet, es unerlässlich ist, daß der obere Windverband, welchen ich gerne weggelassen hätte, wenn es möglich gewesen wäre, so ausgebildet wird, daß er dem gewählten Verhältnis nicht entgegensteht.

IVb 11

Über Bogenträger mit schräg gestellten Hängestangen.

Sur les ponts en arc avec suspentes obliques.

On Arch Bridges with Inclined Hangers.

A. E. Bretting,

Oberingenieur i. Fa. Christiani & Nielsen, Kopenhagen.

In seinem interessanten Berichte über neuere Gesichtspunkte für den Bau von großen Eisenbetonbauwerken hat Herr *Boussiron* einige Schlußfolgerungen gezogen, denen meiner Meinung nach nicht zugestimmt werden kann.

Er vergleicht den autostabilen Bogen von la Roche Guyon mit dem Bogen mit schräggestellten Hängestangen der Castelmoron-Brücke und meint, daß dieses letztgenannte System aus verschiedenen Gründen für Spannweiten von mehr als etwa 150 m ungeeignet wäre.

Es hat indessen den Anschein, daß die tatsächliche Wirkungsweise des Systems mit schrägen Hängestangen ihm nicht ganz klar geworden ist, indem es sich nicht um einen parabelförmigen Dreiecksfachwerkträger handelt, bei dem die Gitterstäbe keinen Druck erhalten dürfen, sondern um eine Bogenkonstruktion, wobei die Momente durch die wechselweise schräge Anordnung der Hängestangen stark reduziert werden.

Die Wirkungsweise dieser Konstruktion bleibt bestehen, wenn auch sämtliche Hängestangen der einen Richtung außer Wirkung treten, und selbst in diesem Falle sind die Momente sehr wesentlich kleiner als in einem entsprechenden gewöhnlichen Bogen.

Die Firma Christiani & Nielsen hat diese Bogenart in großer Anzahl ausgeführt, darunter sind drei Brücken mit Spannweiten über 100 m ausgeführt bzw. im Bau begriffen. Das größte Beispiel ist die Castelmoron-Brücke, die Herr *Boussiron* in seinem Berichte erwähnt.

Bei der Projektierung dieser Brücken hat man gerade die Erfahrung gemacht, daß der Bogen mit schräggestellten Hängestangen weniger für kleinere Spannweiten geeignet ist, und daß die Vorteile erst bei größeren und recht großen Spannweiten richtig hervortreten.

Wenn ich erwähne, daß die Hauptbögen der Castelmoron-Brücke — eine Straßenbrücke für schwere Verkehrslast, mit einer Spannweite von 143 m bei 8,5 m Abstand zwischen den Mitten der Hauptträger — im Scheitel Dimensionen von nur etwa 100×120 cm haben, so wird man auch nicht den Eindruck gewinnen können, daß man hier eben an der Grenze der Leistungsfähigkeit des Systems ist.

Projekte für große Spannweiten von mehr als 200 m sind mehrmals durchgearbeitet worden, und es scheint absolut nichts im Wege zu stehen, noch größere Spannweiten nach diesem System zu bauen.

Die Effektivität des Systems hängt außer von der Neigung der Hängestangen wesentlich auch vom Verhältnis der Nutzlast zum Eigengewicht ab; sie ist günstiger bei verhältnismäßig großem Eigengewicht, und da nicht die Nutzlast, sondern das Eigengewicht mit wachsender Spannweite ansteigt, kann man erst bei größeren Spannweiten die günstigsten Verhältnisse erwarten.

Man wird natürlich nicht, wie Herr *Boussiron* meint, mit wachsender Spannweite die Neigung der Hängestangen immer mehr verringern. Es gibt im Gegen teil eine günstigste Neigung, von der man sich nicht allzuviel entfernen will, und bei ganz großen Spannweiten werden die Hängestangen sich vielleicht kreuzen müssen, was auch ~~durchaus~~ durchführbar ist, sich aber bisher bei den praktisch ausgeführten Brücken noch nicht als notwendig erwiesen hat.

Ich kann wegen weiterer Einzelheiten auf die Abhandlungen von *Dr. O.F. Nielsen*, dem Erfinder des Systems, im ersten und vierten Band der „Abhandlungen“ der I.V.B.H. verweisen.

IVb 12

Anwendung der „Bindungs-Elastizitäts-Theorie“ für
das Studium der Bogen.

Application de la théorie de „l'élasticité à liaisons
internes“ à l'équilibre des arcs.

Application of the Theory of „Internal Elastic Bond“
to the Equilibrium of Arches.

Prof. Ing. E. Volterra,
Rom.

Das Studium der Deformationen der elastischen Körper kann in einfacher und systematischer Weise so durchgeführt werden, daß man, anstatt auf besondere Hypothesen über die Spannungen (*De Saint-Venant*) einzutreten, von besonderen Annahmen der Verschiebungen ausgeht.

In vielen Fällen kann man annehmen, daß die Verschiebungen der elastischen Körper mit großer Annäherung vor sich gehen, als bestünden innere Bindungen. Durch die Einführung solcher Verbindungen beseitigt man eine gewisse Systemsfreiheit und man erreicht vom analytischen Standpunkte aus eine besondere Vereinfachung, indem man die Probleme der Elastizität auf totale anstatt auf partielle Differentialgleichungen zurückführt. Darin besteht die Vereinfachung der neuen Methode. Ich nenne diese Methode „die Methode der Bindungselastizität“. Sie eignet sich sehr gut für das Studium der Deformationen von elastischen Stäben mit geraden oder gekrümmten Achsen. Die Bindungen, die sich in diesem Falle dem elastischen Körper entgegenstellen, bestehen in der Bedingung, daß die Querschnitte (das heißt die Flächen, die normal zur Bogenmittellinie stehen) eben bleiben. Infolgedessen ist jeder ebene Schnitt einer einfachen Deformation in seiner Ebene und einer starren Verschiebung unterworfen.

So wird das analytische Studium der Deformationen eines Bogens des einfacheren Falles eines ebenen Bogens auf die Lösung eines Systems von vier totalen Differentialgleichungen zurückgeführt, welche vier unbekannte Funktionen enthalten. Ihre Lösung liefert uns die Komponenten der elastischen Verschiebungen.

Betrachten wir den Fall eines Balkens konstanter Steifigkeit und gerader Achse. Die relativen Differentialgleichungen lassen sich sofort integrieren und man erhält rasch die Scheerkraft und das Biegmomoment.

Nehmen wir nun an, daß der Balken, immer von konstanter Höhe, eine gebogene Mittellinie hat. Es zeigt sich dann, daß man die Verschiebungen berechnen kann, indem man den Werten der Verschiebungen für den Fall von

geraden Achsen Korrekturglieder hinzufügt, die die Krümmung des Bogens berücksichtigen. Man kann die Lösung auch auf den Fall ausdehnen, daß die Höhe nicht konstant ist, indem neue Korrekturglieder eingeführt werden.

Es ist unmöglich, in wenigen Worten die Details der Berechnungen klarzulegen. Sie sind publiziert in den von mir veröffentlichten Abhandlungen in den „Rendiconti dell' Academia dei Lincei“ di Roma und in den Comptes Rendus de l'Académie des sciences, Paris.¹

Die verschiedenartigen Bogen, welche die technischen Anwendungen interessieren: nämlich der Bogen mit kreisförmiger, parabolischer, elliptischer Mittellinie gehören alle zur Theorie, von welcher ich eine kurze Zusammenfassung gegeben habe.

¹ Siehe E. Volterra: 1^o Elasticità vincolata e sua schematizzazione matematica. Rend. Acc. R. dei Lincei vol. XVI — serie 6^o—2^o semestre fascicolo 5 e 6 — settembre 1932. — 2^o Questioni di elasticità vincolata: 1^o Componenti di deformazione e potenziale elastico in coordinate qualsivogliono id., vol. XX id., id. fascicolo 11 dicembre 1934. — 3^o Id., id., id.; II^o Forma appropriata del ds^2 e conseguenze del vincolo geometrico. Id., id., id., vol. XX id., id., fascicolo 12 dicembre 1934. — 4^o Id., id., id.: III^o Espressione della θ e della ψ nel caso generale. Le equazioni dell' elasticità vincolata pei solidi la cui fibra baricentrica è piana. Id., id., id. Vol. XXI, id., id., fascicolo 1^o — gennaio 1935. — 5^o Id., id., id.: IV^o Significato del vincolo geometrico. Id., id., id. — Seduta del 1^o marzo 1936. — 6^o Sugli archi elastici piani: 1. Le equazioni differenziali delle deformazioni. Id., id., id. Seduta del 15 marzo 1936. — 7^o Id., id., id.: 2. Direttrice rettilinea Id., id., id. Seduta del 5 aprile 1936. — 8^o Id., id., id.: 3. Direttrice, qualsiasi. Id., id., id. Seduta del 19 aprile 1936. — 9^o Sur la déformation des arcs élastiques, Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences, t. 202, p. 1558.

Siehe auch E. Volterra: 10^o Elasticità libera ed elasticità vincolata. Applicazioni del concetto di elasticità vincolata. „Atti del Congresso Internazionale di Matematica“ di Zurigo, settembre 1932. — 11^o Ricerche sugli archi elastici: 1^o Metodo generale ed applicazione alle travi ad asse rettilineo. „Annali dei Lavori Pubblici“ Anno 1936 — XIV^o.

IV b 13

Die theoretisch größtmöglichen Spannweiten von Eisenbetonbogenbrücken.

Les portées théoriquement maxima des ponts en arc de béton armé.

The Theoretical Maximum Spans of Reinforced Concrete Arch Bridges.

Dr. techn. F. Baravalle,
Ingenieur im Stadtbauamt Wien.

Ing. S. Boussiron hat in seinem ausführlichen und interessanten Referat des Vorberichtes u. a. den Verlauf der Änderung des mittleren Bogenquerschnittes in Abhängigkeit von den Betondruckbeanspruchungen für Eisenbetonbogenbrücken mit verschiedener Bogenspannweite, aber gleichbleibendem Pfeilverhältnis $\frac{f}{l} = \frac{1}{5}$ berechnet und dargestellt (Vorbericht S. 753, Fig. 11). Die Voraussetzungen für seine Berechnungen bilden die von ihm angegebenen theoretischen Überlegungen $(l = \frac{\varepsilon \cdot R^n}{\varepsilon_a} \dots)$ und die Annahme, daß jeder Bogen außer seinem Eigengewicht eine ständige Last aus der Fahrbahn, den Hängestangen usw. von 4,6 t/m und eine Nutzlast von 2 t/m (entsprechend $\sim \frac{2}{4} = 0,5$ t/m²) zu tragen hat. Die Temperaturschwankungen sind mit $\pm 25^\circ$ C angenommen.

Aus den dargestellten Kurven ersieht man, daß für $\frac{f}{l} = \frac{1}{5}$ und $\sigma_{zul} = 100$ kg/cm² die größtmögliche Spannweite rd. 600 m und für $\sigma_{zul} = 150$ kg/cm² rd. 900 m beträgt.

Der Verfasser möchte nun als Ergänzung zu diesen Ausführungen sowie zu dem Diskussionsbeitrag von Prof. Dr. Ing. K. Gaede seine Untersuchungen anführen, die allgemein zur Bestimmung der größtmöglichen Spannweiten von Eisenbetonbogenbrücken führen.

Grundsätzliche Annahmen und Voraussetzungen.

Jene Bogenart, welche die Ausführung der größten Spannweiten erlaubt, somit unsrern Untersuchungen zugrunde gelegt sei, ist die des beiderseits fest eingespannten, gelenklosen Bogens mit obenliegender Fahrbahn.

Nach der von Ing. A. Straßner¹ angegebenen Berechnungsweise sind folgend für die zulässigen Beanspruchungen von $\sigma_b = 100$ und 150 kg/cm^2 , die den verschiedenen Pfeilhöhen entsprechenden Scheitel- und Kämpferstärken unter nachstehenden Annahmen ermittelt:

I. Bogenart:

Eingespannter, gelenkloser Bogen mit Vollquerschnitt und obenliegender Fahrbahn.

II. Berechnung:

(Die grundlegenden Gedanken des Rechnungsganges sind die, daß mit Verwendung eines Belastungsänderungsgesetzes die Bogenachse aus dem Stützliniengesetz für Eigenlast, als geometrische Funktion desselben dargestellt wird und daß dann mit den Elastizitätsgleichungen die statisch unbekannten Größen ermittelt werden. Die Veränderlichkeit der Gewölbestärken ist ebenfalls durch ein Änderungsgesetz in Rechnung gestellt. Die Bezeichnungsweise Dr. Ing. A. Straßners ist durchwegs beibehalten.)

1. Die Kraftangriffsebene falle mit der Hauptlängssymmetrieebene zusammen.
2. Die Festlegung des Achsensystems in lotrechter Richtung erfolgt durch die Wahl der Größen m_a und m_b . Die Werte werden so gewählt, daß

$$\begin{aligned}\gamma_a + \varepsilon_a m_a &= 0 \\ \gamma_b + \varepsilon_b m_b &= 0\end{aligned}$$

d. h., daß die Winkel der Bogenkämpfer bei der Belastung durch $H = 1$ und die Winkel der Einspannquerschnitte bei der gleichen, bzw. entgegengesetzten Belastung übereinstimmen.

3. Die Festlegung des Achsensystems in waagrechter Richtung erfolgt durch entsprechende Wahl der Größen z_a und z_b . Die Werte werden so gewählt, daß:

$$z_a (\alpha_a + \beta + \varepsilon_a) = z_b (\alpha_b + \beta + \varepsilon_b).$$

4. Gleichgewicht zwischen den innern und den äußeren Kräften.
5. Über den ganzen Bogen gleichbleibendes Elastizitätsmaß E .
6. Navier'sches Geradliniengesetz der Spannungsverteilung.
7. Verhältnisgleichheit zwischen Spannung und Dehnung.

(Hook'sches Gesetz) $\sigma = \varepsilon \cdot E$.

$$\begin{aligned}8. Z &= \int z^2 \cdot \frac{r}{r+z} \cdot dF \doteq J, \text{ genau wäre } J = \int z^2 \cdot dF \\ \frac{r}{r+z} &= 1 - \frac{z}{r} + \left(\frac{z}{r}\right)^2 - \left(\frac{z}{r}\right)^3 \dots\end{aligned}$$

Für den rechteckigen Querschnitt ausgewertet ergibt

$$Z = J \left[1 + \frac{3}{5} \left(\frac{d}{2r} \right)^2 + \frac{3}{7} \left(\frac{d}{2r} \right)^4 \dots \right]$$

welche Gleichung selbst für den Fall $r = 10 \text{ d}$; $Z = 1,0015 J$ ergibt.

¹ Dr. Ing. A. Straßner: Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke. Berlin 1927.

9. Vernachlässigung

a) des Wertes $\frac{M}{r}$ gegenüber N im Ausdruck für $\varepsilon = \frac{1}{E \cdot F} \cdot \left(N + \frac{M}{r} \right)$,

so daß $\varepsilon = \frac{N}{E \cdot F}$ wird.

b) des Wertes $\frac{\varepsilon}{r}$ gegenüber $\frac{M}{EJ}$ im Ausdruck für $\frac{\Delta d\varphi}{ds} = \frac{M}{EJ} + \frac{\varepsilon}{r}$, so daß $\frac{\Delta d\varphi}{ds} = \frac{M}{EJ}$ wird.

10. Symmetrischer, beiderseits fest eingespannter Bogen.

Dadurch wird $z_a = z_b = \frac{l}{z}$

$$m_o = \frac{\int y_o \cdot dw}{\int dw}; \quad \psi = 0$$

11. Geometrisches Belastungsgesetz $g_z = g_s \left(1 + \frac{y'}{f} (m-1) \right)$.

12. Die Gewölbeachse falle mit der Stützlinie für Eigenlast zusammen

$$y' = \frac{f}{m-1} (\cos \zeta k - 1)$$

13. Geometrisches Änderungsgesetz der Trägheitsmomente der einzelnen Bogenquerschnitte

$$\frac{J_s}{J_z \cos \varphi} = 1 - (1-n) \cdot \zeta^1.$$

14. Für die Berechnung der Bogenstärken sei nur die Betondruckspannung maßgebend. Die Zugspannungen werden durch die Eiseneinlagen aufgenommen.

III. Belastung.

1. Infolge Eigengewicht.

Die Änderung zwischen Scheitel und Kämpferquerschnitt soll dem vorhin genannten Gesetz zufolge der Gleichung

$$\frac{J_s}{J_z \cos \varphi} = 1 - (1-n) \zeta^1 \text{ folgen, worin } n = \frac{J_s}{J_k \cos \varphi_k} \text{ bedeutet.}$$

2. Infolge des Gewichtes der Fahrbahnkonstruktion und des gegliederten Aufbaues.

Als Fahrbahngewicht sei als vermittelter Wert aus dem Gewicht des Fahrbahnbelages, der Platte und aus dem der Längs- und Querträger, eine Last von 2 t/m^2 eingesetzt. Als Gewicht für den erforderlichen Aufbau sei ebenfalls eine Last in t/m^2 eingeführt und zwar

bei einer Spannweite bis zu $l = 250 \text{ m}$	$1,9 \text{ t/m}^2$
von $l = 500 \text{ m}$	$4,0 \text{ t/m}^2$
von $l = 750 \text{ m}$	$8,0 \text{ t/m}^2$

Diese Vereinfachung birgt zwar Fehler in sich, welche jedoch das Endergebnis nicht wesentlich beeinflussen.

3. Infolge der Verkehrslast, für welche ungefähr die einer Straßenbrücke 1. Klasse (Oenorm B 6201, Fall 1) entsprechende Belastung als wandernde Gleichlast vorgesehen ist und zwar mit $p = 1,0 \text{ t/m}^2$. Da es sich hiebei hauptsächlich um Spannweiten von mehr als 100 m handelt, ist der Wert p reichlich groß gewählt, so daß er selbst einer zukünftigen Laststeigerung noch voll entsprechen würde. Bei den größten Spannweiten hat die Verkehrslast einen so geringen Einfluß, daß eine Abminderung von p auf das Endergebnis ohne Belang wäre und daher wurde auch hier p mit dem Wert von $1,0 \text{ t/m}^2$ beibehalten. Bei den späteren Berechnungen von M_p und N_p sind die von Dr. Ing. A. Straßner berechneten Ordinaten der Einflußlinien verwendet.

4. Die Temperaturschwankungen sind mit $\pm 15^\circ \text{C}$, und der dem Schwindmaß entsprechende Temperaturabfall ist mit -15°C eingesetzt. Auf Grund der an dem Langwieser Viadukt und an der Hundwilerobelbrücke durchgeföhrten Messungen erscheinen diese Annahmen auch gerechtfertigt. Die Schwindwirkung ließe sich durch einen besonderen Bauvorgang wesentlich einschränken, doch sei bei unseren Untersuchungen hievon abgesehen.

5. Die infolge der Windkräfte, der Bremskräfte und Widerlagerbewegungen auftretenden Beanspruchungen seien nicht berücksichtigt.

E r g e b n i s s e .

a) Aus den Untersuchungen bei $\sigma_{b,zul} = 100 \text{ kg/cm}^2$.

Zuerst sei nur der Bogen von der Spannweite $l = 250 \text{ m}$ betrachtet. Wenn man die für die einzelnen Pfeilhöhen gerechneten Bogenstärken aufträgt, erhält man ein klares Bild über deren Größe bei wechselndem Bogenpfeil f (Fig. 1).

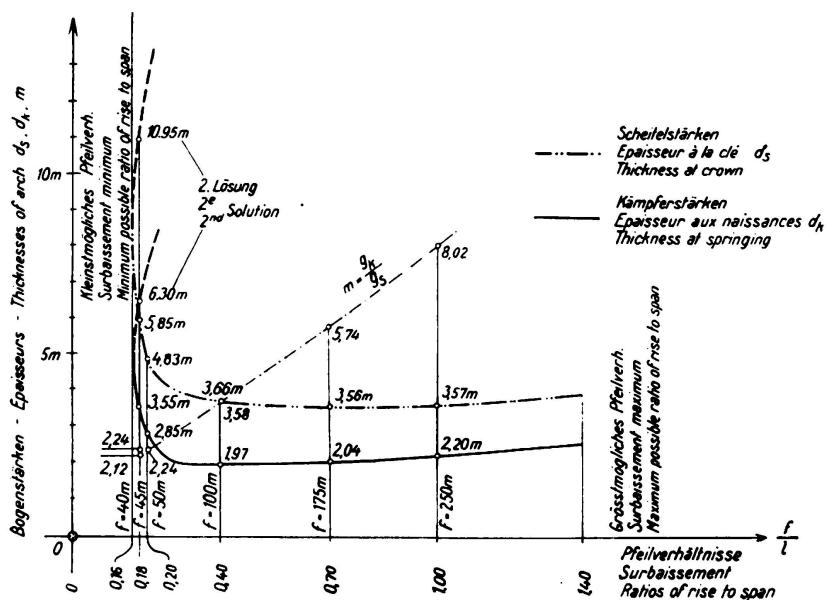


Fig. 1.
Darstellung der Scheitel- und Kämpferstärken von Bogenbrücken
von 250 m Spannweite und verschiedenen Pfeilhöhen.

$$\sigma_{b,zul} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Diese sich so ergebenden Kurven, deren Ordinaten im kleinstmöglichen Pfeilverhältnis zu Tangenten werden, weisen anschließend daran ihre stärksten Krüm-

mungen auf und flachen dann bei größerem Pfeil rasch ab. Nach Erreichung eines Mindestwertes nehmen die Bogenstärken bei wachsender Pfeilhöhe f wieder wenig, aber doch stets zu. Die Kurven enden schließlich bei jenem Pfeilverhältnis, welches dem errechneten größtmöglichen Bogenpfeil f entspricht. Die gestrichelt gezeichnete Linie stellt das Verhältnis

$$m = \frac{g_k}{g_s} \text{ dar.}$$

Die Abhängigkeit der Scheitelstärke von f allein sei noch durch Fig. 2 dargestellt, welches Bild sich durch die Ergebnisse von Fig. 1 erklärt.

Der Übersichtlichkeit halber sei für die weiteren Untersuchungen nur der Verlauf der Scheitelstärken betrachtet. Da Scheitel und Kämpfer der Bögen denselben Gesetzen unterliegen, so finden die für den Bogenscheitel gefundenen Ergebnisse bei den Kämpferquerschnitten sinngemäß Anwendung.

Wenn man nun die errechneten Scheitelstärken von Bögen von verschiedener Spannweite aufträgt (Fig. 3), so ersieht man, daß sich die Endpunkte der

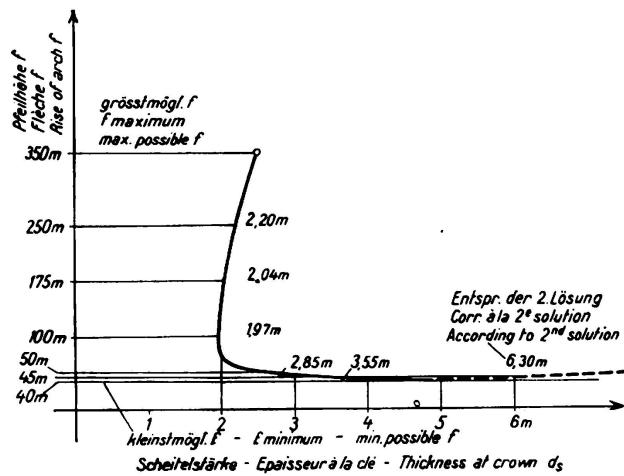


Fig. 2.

Verlauf der Scheitelstärken von Bogenbrücken von 250 m Spannweite bei verschiedenen Pfeilhöhen.

$$\sigma_{b,zul} = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

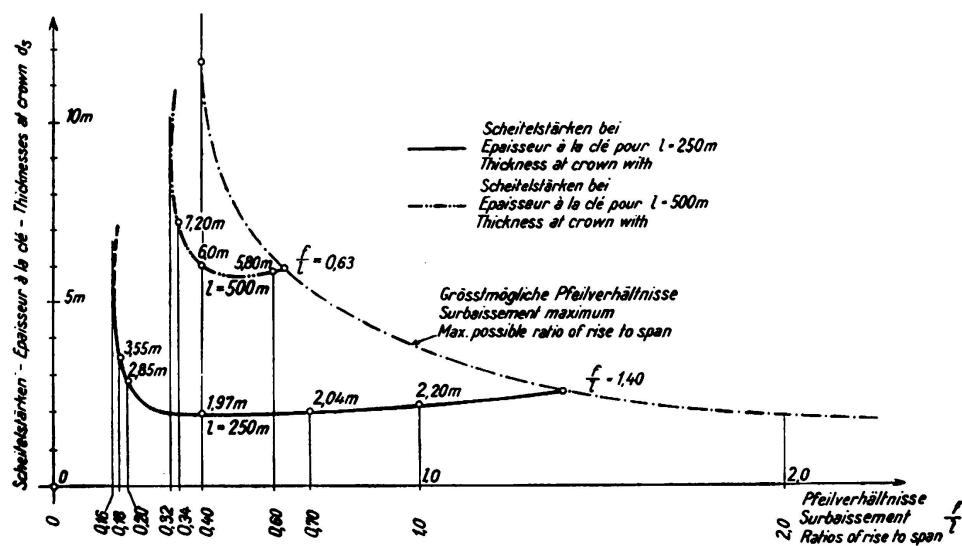


Fig. 3.

Darstellung der Scheitelstärken von Bogenbrücken verschiedener Spannweiten und verschiedener Pfeilhöhen.

$$\sigma_{b,zul} = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

Kurven, welche dem größtmöglichen Bogenpfeil entsprechen, durch eine stetig verlaufende Linie (in Fig. 3 strichpunktiert gezeichnet) verbinden lassen.

Wenn man nun in Fig. 7 für die verschiedenen Spannweiten diese Punkte sowie die den kleinsten erreichbaren Pfeilhöhen entsprechenden Pfeilverhältnisse aufträgt, so erhält man im Schnittpunkt den Größtwert der erreichbaren Spannweite.

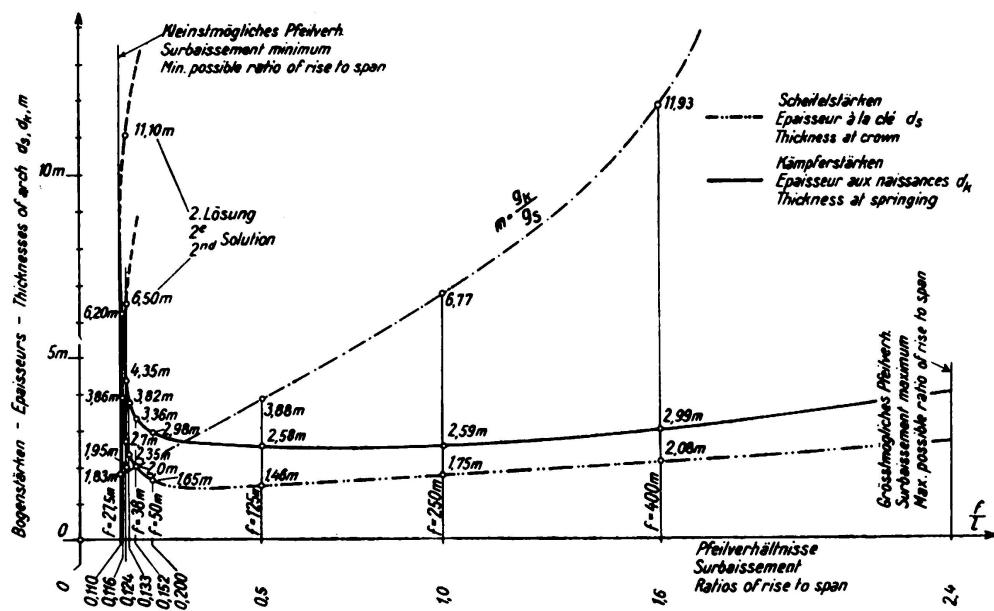


Fig. 4.

Darstellung der Scheitel- und Kämpferstärken von Bogenbrücken von 250 m Spannweite und verschiedenen Pfeilhöhen.

$$\sigma_{b \text{ zul}} = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

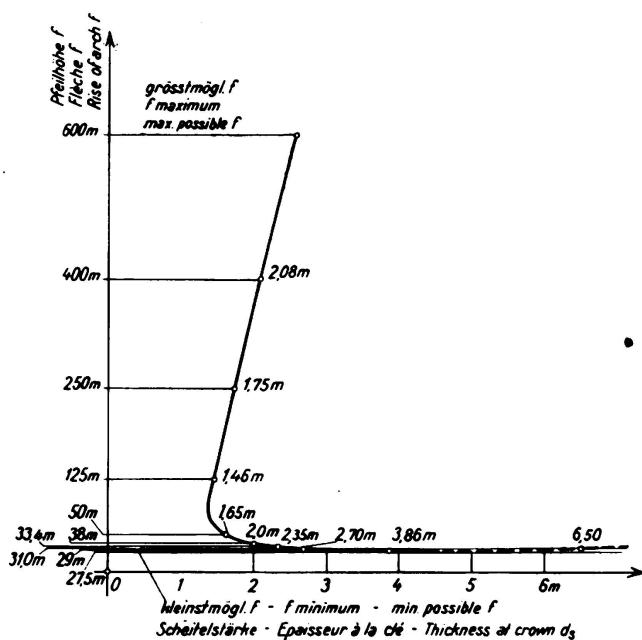


Fig. 5.

Verlauf der Scheitelstärken von Bogenbrücken von 250 m Spannweite bei verschiedenen Pfeilhöhen.

$$\sigma_{b \text{ zul}} = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Fläche zwischen der oberen und der unteren Begrenzungslinie stellt den Bereich aller möglichen Bögen dar. Man sieht, wie er bei wachsender Spannweite rasch abnimmt, um schließlich in einem Punkt zu enden. Die größtmög-

liche Spannweite, welche sich hieraus mit $l = 650 \text{ m}$ ergibt, ist somit nur bei einem einzigen Pfeilverhältnis $(\frac{f}{l} = 0,40)$ möglich.

b) Aus den Untersuchungen bei $\sigma_{b,zul} = 150 \text{ kg/cm}^2$.

Auch hier sei zuerst in Fig. 4 der Bogen mit $l = 250 \text{ m}$ allein betrachtet. In Fig. 5 ist die Abhängigkeit der Scheitelstärke vom veränderlichen Bogenpfeil f dargestellt. Diese so ermittelten Linien zeigen mit den unter a) gefundenen gleichartiges Verhalten.

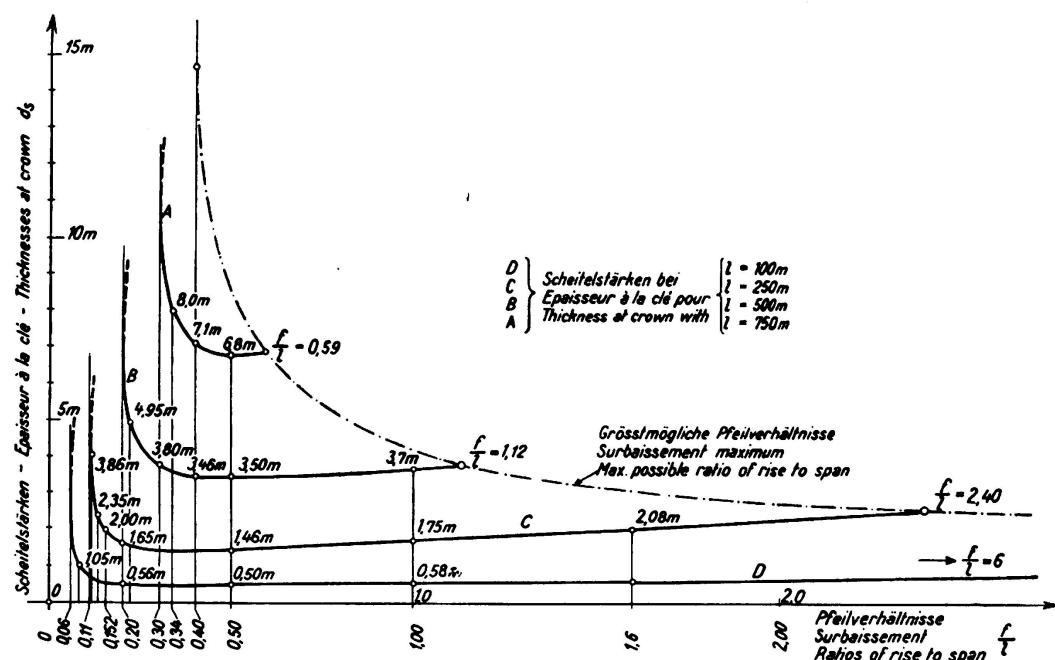


Fig. 6.

Darstellung der Scheitelstärken von Bogenbrücken verschiedener Spannweiten und verschiedener Pfeilhöhen.

$$\sigma_{b,zul} = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

Das dort Gesagte findet somit hier volle Bestätigung.

Entsprechend der größeren zulässigen Betonspannung ergeben sich andere Grenzwerte, welche in den Fig. 4 bis 7 dargestellt sind. Die größtmögliche Spannweite ergibt sich mit $l = 1000 \text{ m}$ und ist auch hier nur bei einem einzigen Pfeilverhältnis von $\frac{f}{l} = 0,40$ möglich.

Die Bereiche aller möglichen Pfeilverhältnisse $\frac{f}{l}$ bei verschiedenen Spannweiten und zulässigen Betondruckspannungen sind in Fig. 7 veranschaulicht.

Welche Fortschritte im Eisenbetonbogen-Brückenbau noch zu erwarten sind, ergibt sich aus der Tatsache, daß heute bereits die Frage ernstlich behandelt wird, für außergewöhnliche Bogenbrückentragwerke zulässige Betondruckbeanspruchungen von 200 bis 300 kg/cm^2 in Betracht zu ziehen und daß ernste Entwürfe für Eisenbetonbogenbrücken von 400 m freier Spannweite

(*Hawranek*, $\sigma_{b,zul} = 160 \text{ kg/cm}^2$) und von 1000 m freier Spannweite (*Freyssinet*, $\sigma_{b,zul} = 280 \text{ kg/cm}^2$) vorliegen.

Der Entwicklung der Betontechnologie bezüglich Herstellung und Verarbeitung des Betons, ebenso wie jener der theoretischen Erforschung der statischen Ver-

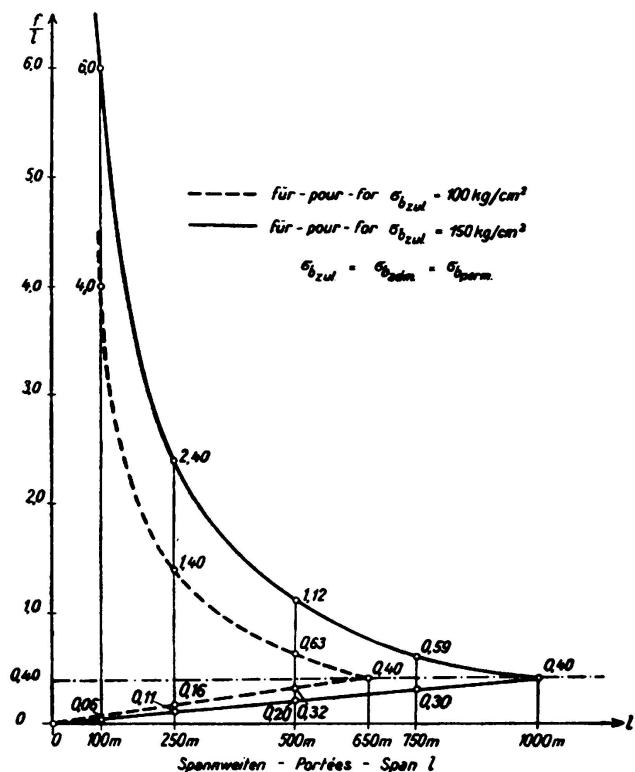


Fig. 7.
Darstellung der Bereiche der unter den getroffenen
Voraussetzungen möglichen Bogenbrücken und der
Grenzwerte der Spannweiten.

hältnisse in diesen Tragwerken wird es vorbehalten bleiben, durch die Fortschritte und durch neu gewonnene Erkenntnisse die Ausführung solcher Entwürfe auch wirklich zu ermöglichen.

IVb 14

Die Brücke über den Esla in Spanien.

Le pont sur l'Esla en Espagne.

The Bridge over the Esla in Spain.

C. Villalba Granda,

Ingénieur des Ponts et Chaussées, Madrid.

Die Plougastel-Brücke und die Tranebergsbrücke, fünf Jahre später gebaut, stellen schöne Ausführungen von weitgespannten Bogenbrücken dar. Die gegenwärtig im Bau begriffene Brücke über den Esla in Spanien wird die beiden genannten Brücken an Lichtweite noch übertreffen. An der Baustelle der neuen Brücke wird der Esla durch eine Talsperre gestaut, und bildet einen künstlichen See von mehr als 40 m Tiefe. Die zweigleisige Eisenbahnbrücke dient dem Verkehr zwischen Zamora und La Coruña (Fig. 1). An Hand eines Vorprojektes des Ingenieurs *M. Gil* habe ich den endgültigen Entwurf dieses Bauwerkes ausgearbeitet.

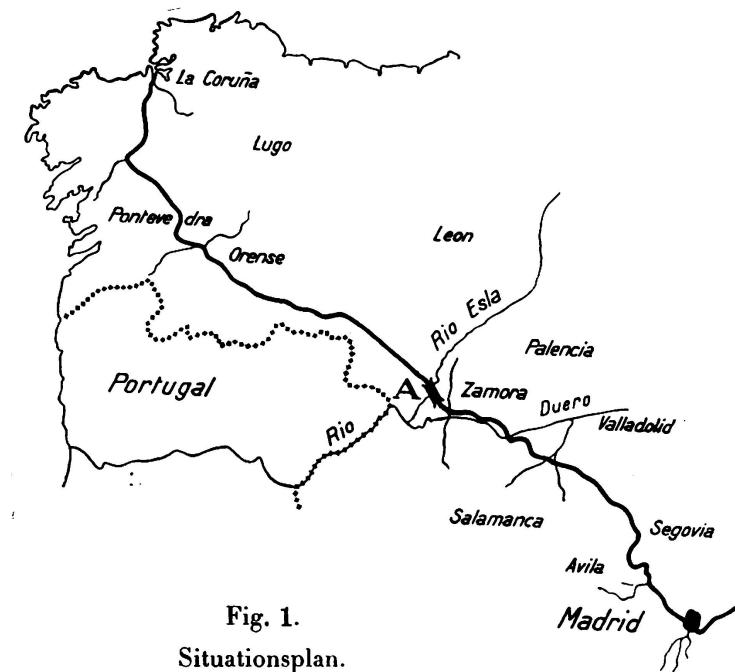


Fig. 1.
Situationsplan.

	Plougastel	Traneberg	Esla
Lichtweite	172,60 m	178,50 m	192,40 m
Theoretische Spannweite	186,40 m	181,00 m	172,00 m
Pfeilhöhe	35,30 m	27,00 m	38,80 m
Maximale Beanspruchung des Betons	75,0 kg/cm ²	98,5 kg/cm ²	86,0 kg/cm ²

Die Brücke besteht aus einem großen Bogen mit oben liegender Fahrbahn über dem Stausee und aus Zufahrtsviadukten auf beiden Ufern (Fig. 2 und 3).

Der große Bogen weist im Scheitel eine Breite von 7,90 m und eine Höhe von 4,50 m auf, und ist als Kastenquerschnitt mit drei Längszellen vorgesehen;

Wir geben eine kleine Zusammenstellung der Hauptdaten der drei genannten Brücken :

die seitlichen Längswände haben eine Neigung von 1,5 %, gleichbleibend für alle Bauglieder der Mittelöffnung. Im Kämpferquerschnitt wird der Bogen in der Breite 9,063 m und in der Höhe 5,50 m messen. Es ist vorgesehen, die Fahrbahn durch Säulenreihen auf den Bogen abzustützen. Die Zufahrtsviadukte weisen auf Seite Zamora fünf Öffnungen und auf Seite Coruña drei Öffnungen von je 22 m auf.

I. Beschreibung des Bauwerkes.

Zufahrtsviadukte: Die kreisförmigen Bogen der Zufahrtsviadukte haben rechteckigen Querschnitt; die innere Leibung des Gewölbes weist einen Halbmesser von 11 m auf. Sie besitzen eine Scheitelstärke von 1,10 m und sind mit Walzprofilen und Rundisen bewehrt (Fig. 4). Die Fahrbahnlängsträger sind monolithisch mit den 9,5 m hohen Säulen in Pfeileraxe verbunden; sie sind im Bogenviertel auf den 2,10 m hohen Aufbausäulen gelenkig, und über dem Scheitel des Bogens gleitend gelagert. Die Pfeiler der Viadukte sind hohl und weisen am Kopf für die Längswände eine Stärke von 0,90 m auf mit inneren Abtreppungen von 0,10 m Breite, und für die Querwände eine Stärke von 1,50 m mit inneren Abtreppungen von 0,25 m Breite. Die Höhe dieser Pfeiler schwankt zwischen 9,70 und 38,70 m, gemessen zwischen Fundamentsockel und Kämpfer der Gewölbe; die Fundamenttiefen messen 1,22 m bis 6,77 m und reichen bis zum festen Fels hinunter.

Hauptbogen: Wir gehen nun über zur Beschreibung des großen Bogens. Die Hauptabmessungen sind bereits bekannt. Wir fügen bei, daß der Querschnitt gebildet wird aus zwei Platten gleicher Stärke, die vom Scheitel zum Kämpfer zunimmt von 0,70 m bis 1,05 m und aus vier Längswänden von 0,40 m gleichbleibender Dicke (Fig. 5). Die Armierungen des Bogens dienen einzig und allein zur Aufnahme der Nebenspannungen. Die Gewölbeaxe folgt der Gleichung

$$y = 206,7 (x - 2x^2 + 2x^3 - x^4),$$

wo y als Absolutwert eingeführt wird und x das Verhältnis der Abszisse, gemessen vom Kämpfer aus, eines Axepunktes zur Stützweite bezeichnet. Diese Bogenaxe paßt sich gut der Drucklinie für ständige Last an. Die veränderliche Höhe des Bogens gehorcht dem Gesetz, wonach die vertikale Projektion

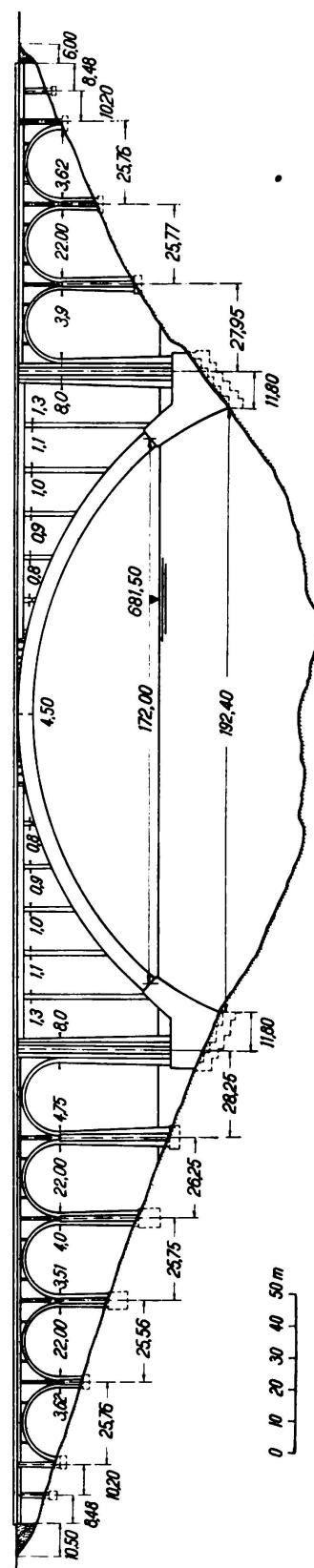


Fig. 2.1 Ansicht der Brücke.

sowohl der ganzen Querschnittsfläche als auch des Trägheitsmomentes konstant sei.

Der Gewölbeaufbau setzt sich wie folgt zusammen: Über dem Scheitel sind auf eine Länge von 20 m kleine seitliche Längsmauern zur Aufnahme des



Fig. 3.
Ansicht der Baustelle.

Schotterbettes vorgesehen. In einer mittleren Zone von 12 m Länge soll die Fahrbahnplatte über fünf Öffnungen durch Querwände abgestützt werden, die oben eingespannt und unten gelenkig gelagert sind. Für die äußeren Zonen sieht der Entwurf zur Stützung der Fahrbahnkonstruktion in Abständen von

12,50 m Säulenreihen vor. Eine 20 cm starke Platte und vier Längsträger von 1,80 m Höhe und 0,60 m Breite werden die Fahrbahnkonstruktion bilden. Die maximale Säulenheight wird 38,72 m messen.

Die großen Widerlagerpfeiler (Fig. 6 und 7) weisen einen Anzug in Querrichtung von 2 % auf. Walzprofile und Rundeisen bilden die Bewehrung der massiven Widerlager. Die Walzprofile sind mit Rundeisenspiralen umgeben.

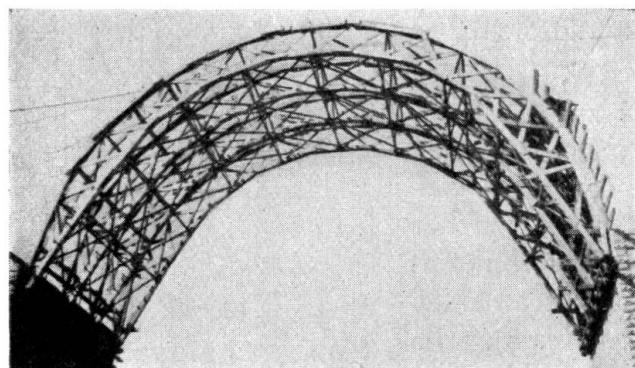


Fig. 4.
Lehrgerüst eines der Gewölbe von 22 m.

Im Kämpferquerschnitt beträgt für das Widerlager die Höhe 6,70 m und die Breite 10,41 m.

Mit Rücksicht auf das Zutagetreten des Schiefer- und Quarzitfelsens mußte nur so tief fundiert werden, bis der gesunde Fels erreicht war.

Baumaterialien: Zufahrtsviadukte: Endwiderlager in Bruchsteinmauerwerk, Fundamente in Blockbeton von 150 kg PZ, Verblendmauerwerk in Betonblöcken 250 kg PZ, Zwischenfüllung in Beton 200 kg PZ, kleine Gewölbe und

Fahrbahn in Beton 350 kg PZ. Bogenbrücke: Fundamente in Blockbeton 200 kg PZ, Widerlager in Beton 325 kg PZ, Gewölbe in Beton 400 kg PZ und Aufbau in Beton 350 kg PZ. Als Bindemittel wird Portlandzement verwendet.

Die Gesamtkosten des Bauwerks wurden auf rund 6,5 Millionen Pesetas veranschlagt.

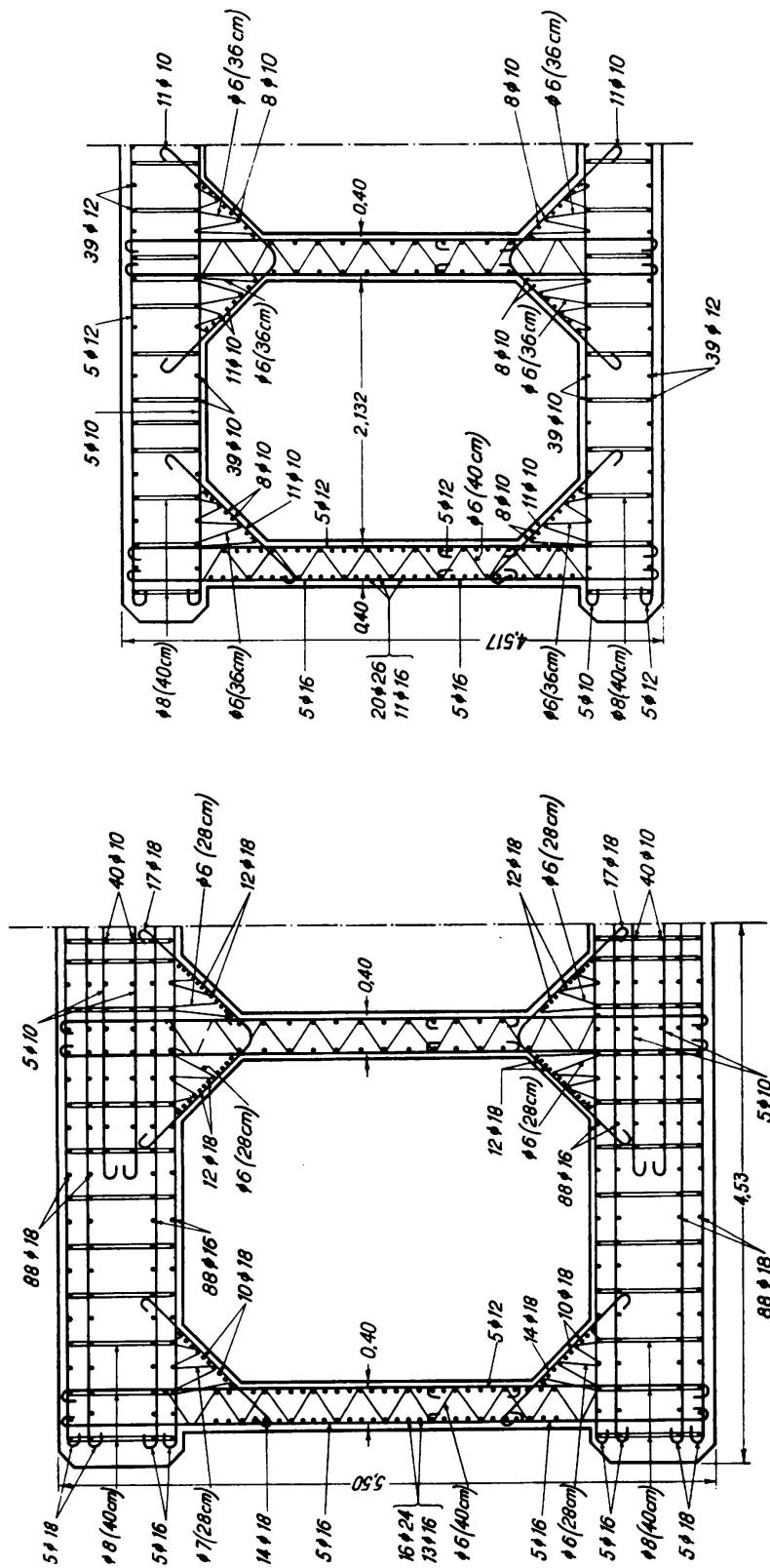


Fig. 5.

Kämpfer- und Scheitelquerschnitte.

II. Statische Berechnungen.

a) *Zufahrtsviadukte.* Die halbkreisförmigen Gewölbe weisen für die theoretische Bogenaxe einen Radius von 11,70 m auf. Die statische Berechnung berücksichtigt neben der ständigen Last, der Verkehrsbelastung und der Beanspruchung durch Wind eine Temperaturänderung einschließlich Schwinden von $\pm 20\%$. Die im Kämpferquerschnitt auftretenden maximalen Spannungen betragen für den Beton auf Druck 46,5 kg/cm² und für das Eisen auf Zug 1010 kg/cm², die Bremskräfte eingeschlossen. Die in den Gewölben auftretenden Schubspannungen infolge der Torsionsmomente betragen 5 kg/cm². Bei der

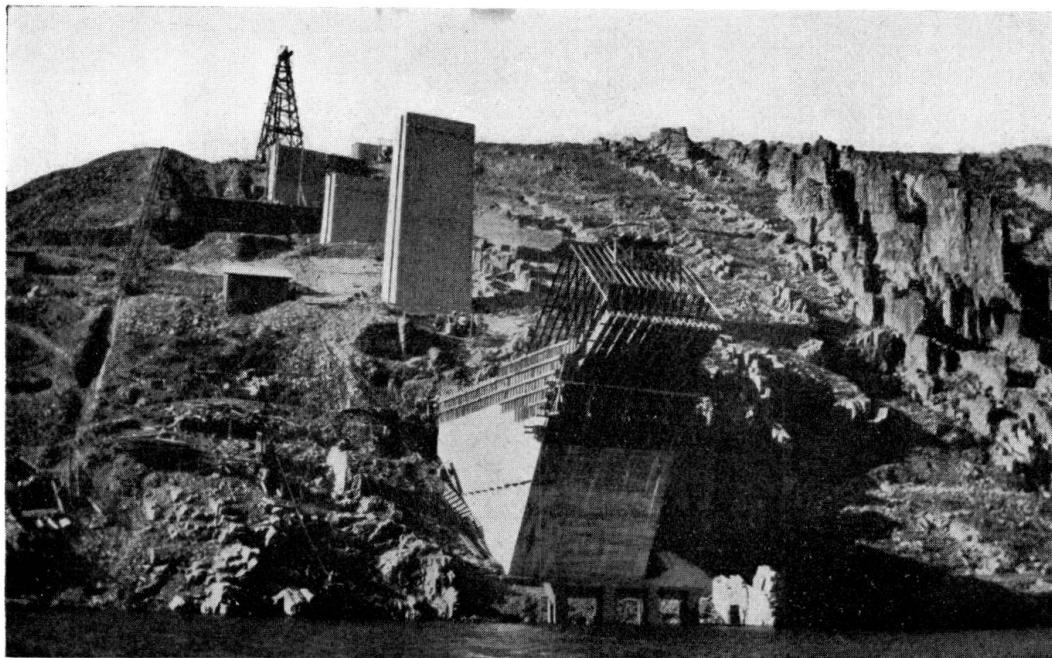


Fig. 6.

Widerlager (Seite Zamora) mit den Bewehrungen; im Hintergrund Pylon des Kabelkranes.

Berechnung der Gewölbe wurde auf die Elastizität der Pfeiler und der benachbarten Gewölbe Rückicht genommen.

Der Aufbau wurde als Rahmenkonstruktion unter Berücksichtigung aller Einflüsse eingehend untersucht.

b) *Hauptöffnung:* Die Gewölbeaxe des großen Bogens folgt, wie bereits erwähnt, einer Parabel 4. Grades, für welche die Konstanten derart gewählt wurden, daß sich die Axe der Drucklinie aus ständiger Last möglichst gut anpaßt. Für die Untersuchung des Einflusses der Verkehrslast waren zwei Lastenzüge der spanischen Vorschriften maßgebend. Die Spannungen aus Verkehrslast sind kleiner als die Hälfte der Spannungen aus ständiger Last.

Die Nebenspannungen haben für Bogenbrücken mit großer Spannweite wie die hier betrachtete Brücke, eine außerordentliche Bedeutung. Für die Berechnung sind der Einfluß der Temperaturänderung und der Einfluß der Mitwirkung des Aufbaues an der Formänderung des Gewölbes sowie das Knicken des Bogens berücksichtigt worden. Da es sich hier um ein ausgedehntes Bauwerk handelt, wurde der Winddruck in ungünstiger Weise als Streckenlast in Rechnung gesetzt.

Die Methode zur Berechnung des polaren Trägheitsmomentes nach der Elastizitätstheorie für rechteckige massive und hohle Querschnitte mit nur einer Zelle ist von *Mesnager* und *Föppl* angegeben worden. *Lorenz* und *Pigeaud* haben den beliebigen Querschnitt untersucht, indessen nur Näherungslösungen entwickelt.

Wenn der Querschnitt mehrere Zellen aufweist, wie dies hier der Fall ist, so können zur Untersuchung verschiedene Wege eingeschlagen werden:

1. Man setzt voraus, es handle sich um einen vollen Querschnitt, für den die Verteilung der Spannungen bestimmt wird. Die Spannungen, die in den Hohlräumen auftreten würden, werden auf die Kopfplatten und Wände verteilt. Diese Lösung ist sicher und einfach, liefert aber zu hohe Werte der Spannungen.

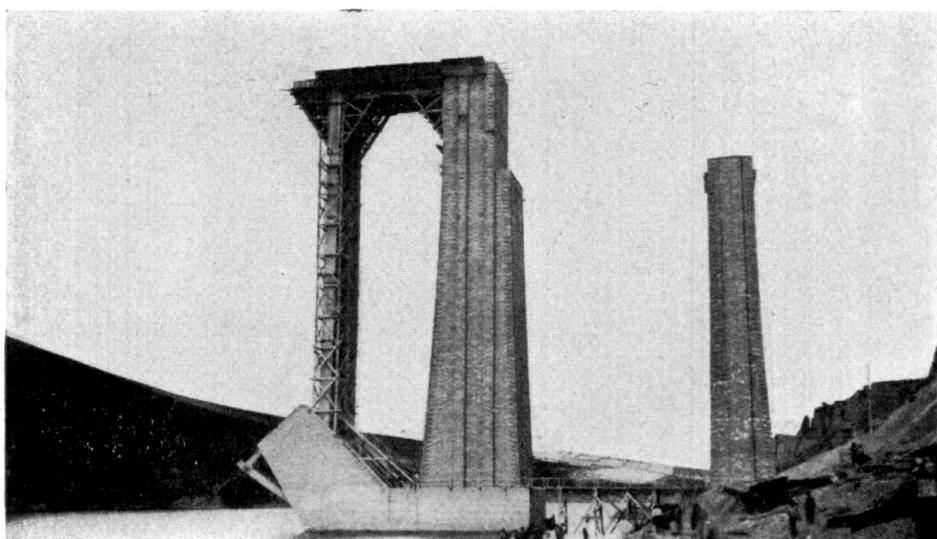


Fig. 7.

Widerlagerpfeiler und Teil der Aufbaukonstruktion zur Montage des Hauptbogen-Lehrgerüsts.

2. Man vernachlässigt die mittlere Längswand und berechnet den Querschnitt mit nur einer Zelle. Auf diese Weise rechnet man allerdings mit einer zu geringen Torsionsfestigkeit.

3. Man setzt eine Verteilung des Torsionsmomentes auf die drei Zellen derart voraus, daß die drei Querschnittsteile gleiche Drehwinkel erleiden. Für die Berechnung wurde diese letztere Methode angewandt.

Die Einflußlinien aller statisch unbestimmten Größen wurden mit Hilfe der Arbeitsgleichung und des Superpositionsgegesetzes ermittelt.

Als Temperaturänderung wurde der Wert von $\pm 15^{\circ}\text{C}$ angenommen.

Bei der Berechnung der Säulen sind die Brems- und Anfahrkräfte, der Einfluß der Verformung des Bogens und der Säulen berücksichtigt worden.

Für große Bogen sind recht kräftige Widerlager, in welche der Bogen als fest eingespannt betrachtet werden kann, vorzusehen. Um die Elastizität der Widerlager zu berechnen, ist der Bogen mit einem eingespannten Balken veränderlicher Steifigkeit verglichen worden, was mit Hilfe der Einflußlinien der Verformungen nach der Methode *Müller* durchgeführt worden ist. Es haben sich nur geringe Deformationen und Drehungen ergeben, so für den äußersten Querschnitt des Widerlagers eine Verschiebung von 0,0044 mm.

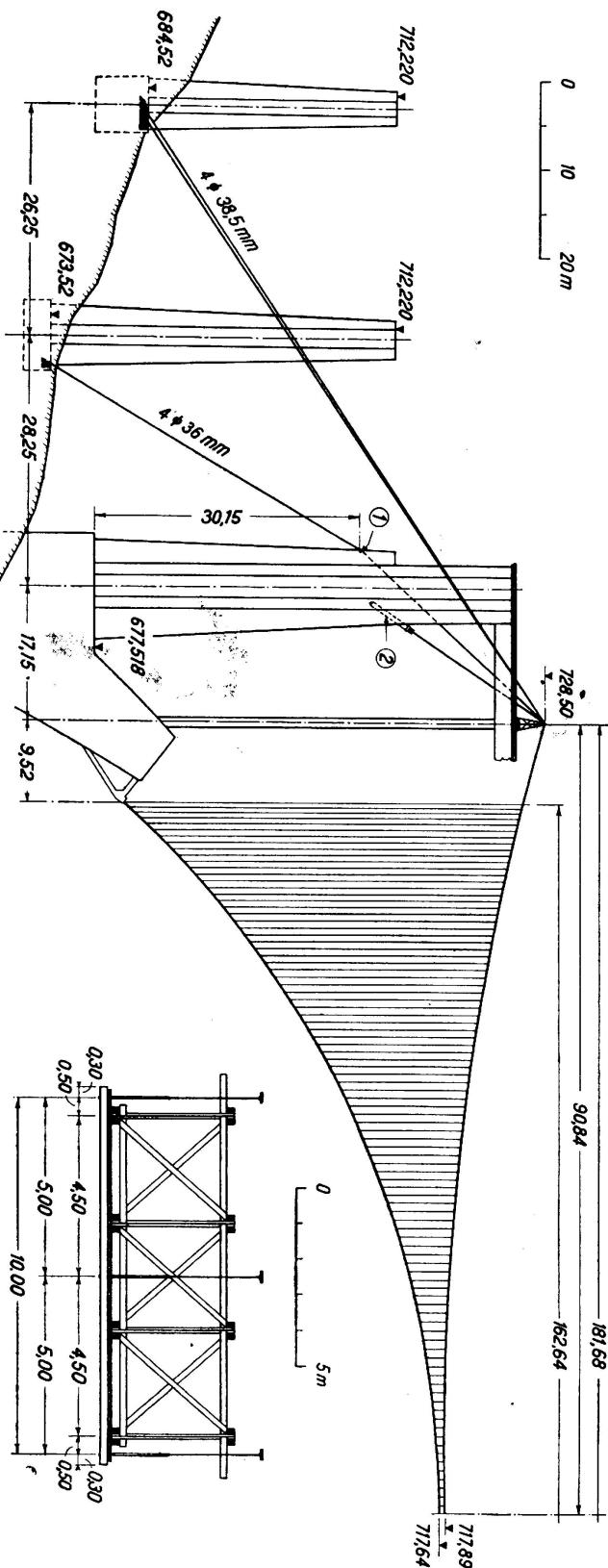
III. Bauausführung.

Die Gesamtkubatur des Bauwerkes beträgt 32000 m³ Beton, was einer Kubatur von 28000 m³ gebrochenen Gesteins und 15000 m³ Sand entspricht. Der Ausbau der Installationen wurde vorgesehen für eine Leistung in acht Stunden von 100 m³ Gestein und 30 m³ Sand. Ein Kabelkran von 500 m Spannweite auf zwei Holzpylonen von 28 m Höhe bedient die ganze Baustelle. Ein Motor von 46 PS ist in der Lage, eine Hubgeschwindigkeit von 1 m/sec. und eine Fahrgeschwindigkeit von 4 m/sec. zu erzeugen.

Der Entwurf für das Lehrgerüst in Form eines hölzernen Bogens sieht Binder von 3,50 m gleichbleibender Höhe bei einer ganzen Gerüstbreite von 10 m vor. Die Gurtungen bestehen aus Brettern 23×7,5 cm. Der Gerüstbogen wird im Kämpfer auf kleine Konsole in Eisenbeton abgestützt. Es ist vorgesehen, auf diesen Konsole zur Regulierung der Lage des Lehrgerüstbogens hydraulische Pressen einzusetzen.

Der Bau des Lehrgerüsts wird mit Hilfe einer Hängebrücke, gebildet aus drei Tragkabelgruppen erfolgen (Fig. 8). Seitlich angeordnete Kabel geben der Hängebrücke den erforderlichen Horizontalverband und dienen zur Sicherung der Stabilität (Fig. 9). Als Hängestangen sind 8,1 mm starke steife Kabel vorgesehen; die fünfzehn Tragkabel treten in drei Gruppen von je fünf Kabeln auf.

- ① Gerilltes Holzstück.
 - ② Verankerung der Tragkabel.
- Fig. 8. Hängebrücke für den Bau des Lehrgerüsts.



Um das Gerüst möglichst leicht zu halten, wird der Bauvorgang so gewählt, daß vorerst das unterste Drittel des Gewölbes in zwei Arbeitsgängen, umfassend drei Ringe bzw. zwei Ringe, betoniert wird. Alsdann werden nacheinander die beiden oberen Drittel des Gewölbes betoniert. Die Beanspruchung des Holzes des Lehrgerüstes beträgt 78 kg/cm^2 . Unter dem Lehrgerüst sind keine besonderen Ausrüstungsvorrichtungen vorgesehen, weil das Ausrüsten und die Kor-

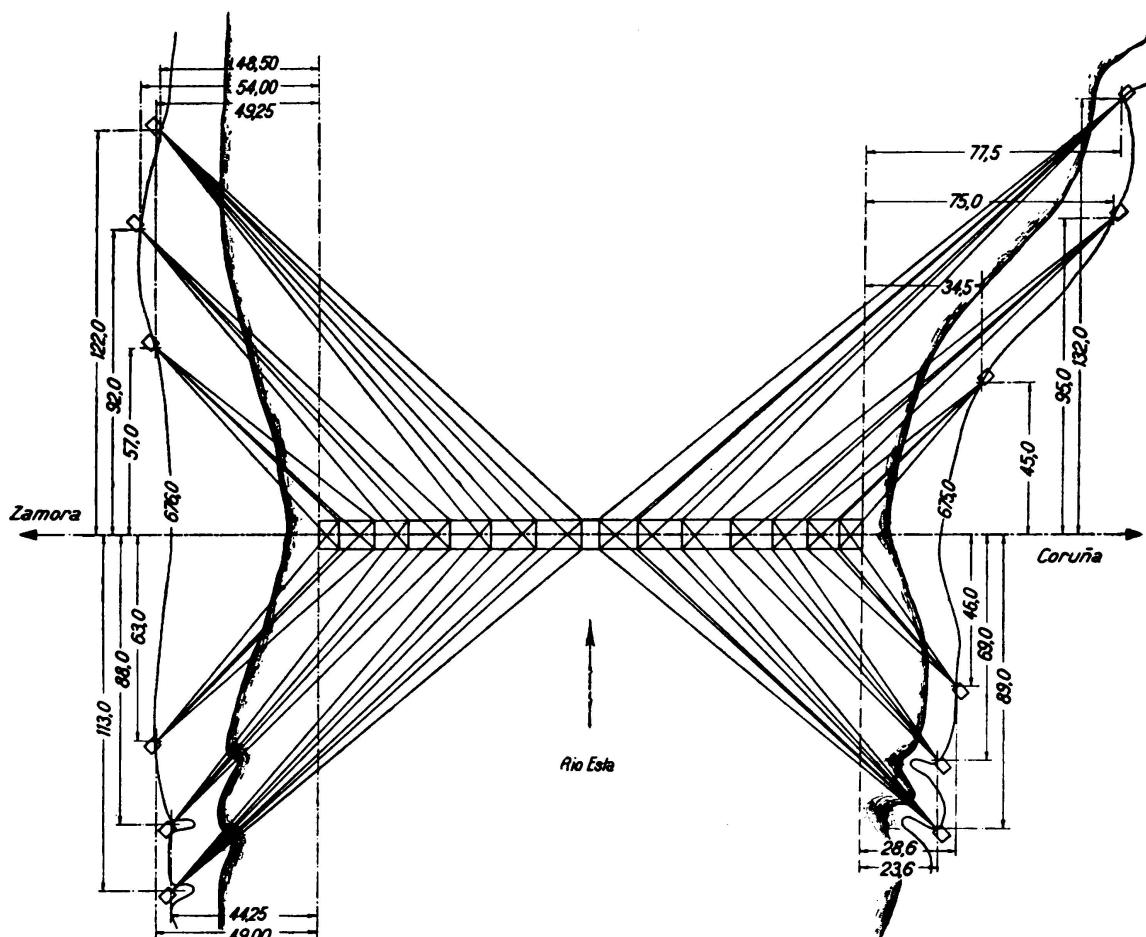


Fig. 9.
Kabelnetz zur Sicherung der Stabilität.

rektur der Form mit Hilfe von 36 hydraulischen Pressen, die im Scheitel zur Wirkung kommen werden, erfolgen wird.

Der Entwurf sieht vor, im Gewölbebeton 86 Meßinstrumente einzubauen, die jederzeit gestatten werden, interessante Beobachtungen bezüglich der Übereinstimmung der getroffenen Berechnungsannahmen und des wirklichen Verhaltens des Gewölbes zu machen. Zweifellos werden die Ergebnisse der Beobachtungen auf die Einflüsse des Schwindens und des Kriechens deshalb besonders lehrreich sein, weil dieses Bauwerk in einer Gegend mit trockenem und rauhem Klima liegt, während die beiden anderen eingangs genannten Brücken in nördlichen Gegenden mit feuchtem und kaltem Klima liegen.

Leere Seite
Blank page
Page vide