

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

Band: 2 (1936)

Artikel: Weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücken

Autor: Hawranek, A.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-2720>

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: 21.02.2026

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

IVb3

Weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücken.

Arcs à grande portée, en béton armé.

Wide-span Reinforced Concrete Arch Bridges.

Dr. A. Hawranek,
ord. Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

I. Allgemeines. Baustoffeigenschaften, zulässige Inanspruchnahme, Querschnittsform.

Der Bau weitgespannter Eisenbeton-Bogenbrücken, bzw. die weitere Steigerung der Spannweite ist von einer Reihe Faktoren abhängig. In erster Linie spielen die Zementeigenschaften, die Betonfestigkeiten und das Verhalten des Betons nach der Herstellung des Bogens (Schwinden, plastische Verformung), eine große Rolle, dann die Form der Bogenquerschnitte, die Mitwirkung der Bogen und Fahrbahnkonstruktion in konstruktiver Hinsicht, das Pfeilverhältnis, die Bogenverformung, der Arbeits- und Ausrüstungsvorgang und die Gerüstkonstruktion.

Zu allen genannten Einflußgrößen kommt ein wesentliches Moment, die Berechnungsweise der Bogen als theoretische Grundlage, sowie die seiner Knicksicherheit hinzu. Alle diese Faktoren wirken in wesentlich größerem Maße ein, als bei Brücken mittlerer Spannweiten und erfordern eine gründliche Prüfung aller Einflüsse, ebenso wie die der Tragfähigkeit des Baugrundes. Bis zu einem gewissen Grade sind die zulässigen Inanspruchnahmen für die Steigerung der Spannweite entscheidend. Es sind deshalb theoretische, praktische und versuchstechnische Erwägungen zur Klärung der verschiedenen Fragen beim Bau weitgespannter Eisenbetonbogenbrücken erforderlich.

In vorliegender Abhandlung werden auch neue Vorschläge hinsichtlich der schärferen Berechnung und der Ausführung weitgespannter Eisenbeton-Bogenbrücken gegeben und ein Entwurf des Verfassers für eine Brücke von 400 m Spannweite samt neuem Arbeitsvorgang behandelt. Im übrigen werden nur einige der früher angeführten Einflüsse eingehender besprochen, die für die Berechnung und den Bau weitgespannter Bogenbrücken wesentlich sind. Der wirtschaftliche Vergleich mit Stahlbogenbrücken großer Spannweite wurde nicht in Betracht gezogen.

a) Baustoffeigenschaften.

Eines ist sicher, daß weitere größere Spannweiten von Eisenbeton-Bogenbrücken nur mit einem Beton von wesentlich größerer Festigkeit erreichbar sind. Dazu ist auch ein hochwertigerer Zement erforderlich. Wenn es auch bisher möglich gewesen ist, durch besondere Ausrüstungsverfahren die Randspannungen aus-

zugleichens, d. h. eine bessere Verteilung über den ganzen Bogen zu erzielen, so wird man künftig die Druckfestigkeit des Zementes wesentlich steigern, aber dabei auch die Zugfestigkeit erhöhen müssen.

Diese erhöhte Zugfestigkeit des Betons verliert aber bei sehr großen Spannweiten wieder an Bedeutung, da das Eigengewicht der Brücke die Nutzlasten wesentlich überwiegt, so daß wenigstens für große Pfeilverhältnisse reine „Druckgewölbe“ bei entsprechender Formgebung erzielbar sind.

Wichtig ist auch die tunlichst gleichartige Herstellung, die Konsistenz des Betons, wenn schon die Witterungseinflüsse auf den Beton verschiedenen Alters im Bogen nicht ausschaltbar sind. Es soll deshalb in dieser Abhandlung für die rechnerischen Untersuchungen der Bogen ein gleichmäßig verarbeiteter Beton angenommen werden.

Man kann schon jetzt mit Sonderzementen hohe Betondruckfestigkeiten bis 600 kg/cm² erreichen. (Bei der Traneberg-Brücke betrug für 400 kg Zement die Druckfestigkeit des Betons mit hochwertigem Portlandzement 620 kg/cm².) Besonders der Schmelzzement (Ciment fondu), ein rasch erhärtender Zement, scheint hierfür geeignet zu sein. Man hat in Frankreich bei einer Dosierung von 300 kg Zement auf ein Gemisch von 1200 l Sand und Kies außerdem eine Elastizitätsziffer nach 7 Tagen von 350.000 kg/cm², nach 4 Wochen von 450.000 kg/cm² erreicht. (*Lossier, Génie Civil 1923/II, S. 205*). Diese Zemente haben ein Schwindmaß von 0,4 mm pro Meter nach 30 Tagen und von 0,5 mm nach 6 Monaten. Es ist aber größer als das Schwindmaß gewöhnlicher Portlandzemente.

Da nach Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens (B. und E. 1923, S. 4) *Graf* aus den federnden Formänderungen von Betonkörpern nachstehende Elastizitätsziffern für

W_{28}	300	400	500	600	kg/cm ²
E_b	360.000	418.000	440.000	463.000	kg/cm ²

erhalten hat, kann man sowohl mit hohen Würffestigkeiten als auch namentlich mit hohen Elastizitätsziffern rechnen. Auf die Elastizitätsziffern ausführter Bogen wird später zurückgekommen werden.

b) Zulässige Inanspruchnahmen.

Man kann nach dem Vorstehenden bei entsprechender Zementdosierung und hochwertigen Zementen, bzw. Sonderzementen, die *zulässige Inanspruchnahme* für den Beton auf 200 kg/cm² steigern. Selbstverständlich muß bei der Zulassung der Betonbeanspruchung von 150 bis 200 kg/cm² die Auswirkung solcher hoher Inanspruchnahmen auf die übrigen Eigenschaften des Betons, besonders auf die Elastizitätsziffer und das plastische Verformungsmaß, geklärt sein. Wie der durchgerechnete Entwurf eines Bogens von 400 m Stützweite im Abschnitt VIII zeigt, ist es möglich, mit einer zulässigen Inanspruchnahme des Betons von 160 kg/cm² auszukommen. Bei Spannweiten $l < 400$ m, wird man auch mit einem kleineren Wert das Auslangen finden, nur flache Bogen solcher Spannweiten erfordern eine höhere zulässige Inanspruchnahme;

Dischinger ist aber für einen Dreigelenkbogen von $l = 260$ m und dem außerordentlich geringen Pfeilverhältnis von $\frac{1}{15,4}$ mit einer zulässigen Betonspannung von 150 kg/cm^2 ausgekommen (Bautechn. 1934, S. 658). *Freyssinet* ist bei einem Entwurf für einen Bogen von 1000 m Spannweite sogar bis auf 280 kg/cm^2 als zulässige Inanspruchnahme gegangen; dieser Wert scheint wenigstens für die nächste Zeit hoch, aber 200 kg/cm^2 wären schon heute zulässig.

c) Querschnittsform.

Es ist völlig klar, daß nur Hohlquerschnitte des Bogens, eventuell Fachwerkbögen für weitgespannte Brücken in Frage kommen, weil die obere und untere Platte die großen Randspannungen aufzunehmen haben. Ob nicht vielleicht der sogenannte „Beton traite“ *Freyssinets* eine Änderung dieser Feststellung bringt, kann erst entschieden werden, wenn diesbezügliche genaue Angaben darüber vorliegen.

Beim Bau weitgespannter Bogenbrücken kann die Herabsetzung der Spannungsgrößtwerte für einen nach der Stützlinie geformten Bogen, bzw. der teilweise Ausgleich derselben nach drei Hauptgesichtspunkten erfolgen.

1. Durch entsprechende von der Stützlinie abweichende Wahl der Bogenachse unter Beibehaltung des gegebenen Pfeiles.
2. Durch Berücksichtigung der Verformungstheorie des Bogens als Mittel zum Zweck, wobei auch der Pfeil, jedoch um ein geringes Maß, geändert wird.
3. Durch operative Maßnahmen bei der Ausrüstung mittels hydraulischer Pressen.

Während für kleinere Brücken der Gesichtspunkt 1. maßgebend ist, wird bei weitgespannten entweder der Gesichtspunkt 2. oder 1. und 2. zusammen verfolgt werden müssen.

II. Herabsetzung der Spannungsgrößtwerte bei Bogenbrücken durch eine korrigierte Bogenachse (Elastizitätstheorie).

Die Achsenkorrektur, die infolge der elastischen Zusammendrückung der Bogenachse notwendig ist, kann wohl zu Nullwerten der Zusatzmomente im Kämpfer und Scheitel führen; sie gibt dann aber ungefähr im Abstand $\frac{1}{6} l$ beim Zweigelenkbogen und in den Abständen $\frac{1}{12} l$ und $\frac{1}{3} l$ beim eingespannten Bogen, größere Momente als beim Bogen ohne Korrektur.

Die Zusammendrückung der Bogenachse erzeugt im eingespannten Bogen einen zusätzlichen Horizontalschub ΔH und Zusatzmomente $M_x = -H\eta - \Delta H(y - \eta) + \Delta M$, die besonders bei flachen und steifen Bogen von besonderer Bedeutung sind. Aus der wagrechten Verschiebung des an einem Ende durch schnittenen Bogens mit korrigierter Achse für die Belastung $g + \frac{P}{2}$, Schwinden, Wärmewirkung, plastische Verformung, läßt sich ein Faktor K der Korrektur η rechnen.

Diese Korrektur η der Bogenachsenordinaten y ist durch einen Wert $\eta = KF(x)$ errechenbar, wobei $F(x)$ die Gleichung der Stützlinie bedeutet, die für parabolische Achsen eine Funktion zweiten Grades ist, für Stützliniengewölbe eine Funktion vierten oder höheren Grades, bzw. von hyperbolischen Winkelfunktionen. Dabei bleiben die Zusatzmomente im Kämpfer und Scheitel gleich Null, wenn dort bei der Korrektur $\eta = 0$ angenommen wird.

Es ist aber eine Verminderung solcher Größtwerte dieser Zusatzmomente möglich, sobald $\eta = \alpha KF(x)$ gewählt wird, $\alpha < 1$. Dann werden aber im Scheitel und Kämpfer allerdings geringe Momente auftreten, was eine günstigere Verteilung der Zusatzmomente gibt.

Es ist nun jene Korrektur anzustreben, für welche deren Zusatzmomente einschließlich der Momente infolge der ungünstigsten Stellungen der Nutzlast zu einem Kleinstwert werden.

Die Aufgabe ist nicht bestimmt, da sowohl α wie $F(x)$ wählbar sind.

Für *eingespannte Bogen* ist diese Korrektur in der angegebenen Funktion auch durch die Bedingung festgelegt, daß in der Höhe des elastischen Schwerpunktes die korrigierte Achse durch die ursprüngliche hindurchgeht. Ein volliger Ausgleich der Momente in allen Punkten des eingespannten Bogens ist aber unmöglich. Ein Analogon zu dieser Tatsache findet sich beim Ausrüsten mit hydraulischen Pressen vor.

Diese Lösung $\eta = KF(x)$ röhrt von *Campus* her.¹ Internationaler Kongreß für Eisenbeton Lüttich 1930, S. 163. Siehe auch *Chwalla* H.D.I.-Mitteilungen des Hauptvereins deutscher Ing. in der Č.S.R. 1935. Eine andere Lösung stammt von *M. Ritter* (Intern. Brückenbaukongreß Zürich 1926), die die Bogenachse nach einer Stützlinie für Eigengewicht und nach aufwärts angenommenen virtuellen Zusatzlasten formt, und die Momente und Normalkräfte nach der Methode der Ergänzungskraft (*Mörsch*) berechnet. Die Größen der virtuellen Zusatzlasten ergeben sich aus den vorgelegten Bedingungen des Verlaufes der Bogenachse im Kämpfer und Scheitel. Die Zusatzlasten liegen im Bereich zwischen den Nullstellen der Summeneinflußlinie für zwei symmetrisch liegende Einzellasten; für flache Bogen verwendet *Ritter* Streckenlasten. Infolge der virtuellen Lasten liegt der elastische Schwerpunkt etwas höher als sonst.

Andere Verfahren sind in der unten stehenden Literatur¹ angegeben. Im allgemeinen kann man sagen, daß die η -Werte *wählbare* Größen darstellen, und der Grad der Verbesserung mit dem Endzweck einer sparsamen Bemessung des Bogens von der mehr oder weniger erzielten Konvergenz zum Idealzustand abhängig ist.

III. Schärfere Berechnungen und Verformungstheorien der Bogen.

Wenn für weitgespannte Bogenbrücken so hohe zulässige Inanspruchnahmen angewendet werden sollen, so müssen auch die erforderlichen Rechnungs-

¹ *Neumann G.*: Beton und Eisen 1922. *Hartmann F.*: Melan-Festschrift 1923. *Ostenfeld A.*: Beton und Eisen 1923. *Proksch E.*: Beton und Eisen 1924. *Ritter M.*: Internationaler Kongreß, Zürich 1926. *Krebitz J.*: Beton und Eisen 1927. *Kögler F.*: Bauing. 1928. *Neumann H.*: Bauing. 1930. *Campus F.*: Intern. Eisenbeton Kongreß, Lüttich 1930. *Hannelius O.*: Beton und Eisen 1934. *Fink H.*: Beton und Eisen 1934. *Domke O.*: Handbuch d. Eisenbeton, Bd. I, 4. Aufl.

methoden eine größere Schärfe erhalten, bzw. es müssen die tatsächlichen Elastizitätswerte des Betons in Rechnung gestellt werden. Diese Forderung steht mit der Tatsache, daß die *errechneten* Spannungen im allgemeinen nur Näherungswerte sind und keine mathematischen Größen darstellen, nicht im Widerspruch, denn hier ist das Bemessungsverfahren von Einfluß. Durch schärfere Auswertung der Versuche mit großen Brücken wird auch eine schrittweise Klarstellung des tatsächlichen Verhaltens solcher Bogen möglich werden.

Deshalb werden bekannte Berechnungsmethoden besprochen und *neue* Untersuchungen des Verfassers hier gegeben.

1. Berechnung von Bogenbrücken nach dem Potenzgesetz.

Die Versuche einer schärferen Untersuchung von Eisenbeton-Bogenbrücken nach dem *Bach-Schüle*'schen Potenzgesetz führen schon bei Berücksichtigung der Elastizitätstheorie zu umständlichen Rechnungen. Für kleine Spannweiten ist die Anwendung des Potenzgesetzes ganz gewiß nicht erforderlich, was schon Dr. *M. Ritter* (Schweiz. Bauztg. 1907/I, S. 25) nachgewiesen hat, da sich Änderungen der Randspannungen von höchstens 2,5 % nach der sicheren Seite ergeben ($\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$).

Für große Spannweiten wurden bisher keine ziffermäßigen Auswertungen bekannt, aber es ist zu erwarten, daß sich in diesem Falle doch größere Abweichungen von der üblichen Berechnung eingespannter Gewölbe ergeben.

Die elastische Formänderung $\epsilon = a\sigma^m$ (mit $m = 1,1 - 1,14$) hat aber viel größere elastische Durchbiegungen eingespannter Bogen im Scheitel zur Folge, was bei der schärferen Untersuchung von Einfluß ist. *Straub* (Proc. am. soc. civ. Eng. 1930 Jan.) hat für kleine Spannweiten, aber für ein zu hohes $m = 1,3$ ziemlich starke Abweichungen hinsichtlich der Formänderungswinkel und der Durchbiegungen gegenüber $m = 1$ erhalten. Dagegen war die Summe der Winkeländerungen für $m = 1,3$ praktisch Null, also gleich wie für $m = 1$. Aber die wagrechten Verschiebungen der Bogenenden infolge der Zusammendrückung des Bogens waren für $m = 1,3$ bedeutend größer als für $m = 1$ (*Straub*, Transact. americ. 1931, S. 665).

Für Vollbelastung des Bogens liegt die Stützlinie für $m = 1,3$ näher der Bogenachse, die in allen Fällen bei *Straub* als Parabel angenommen ist. Nicht gleichmäßig verteilte Lasten beeinflussen die Achsverkürzung für niedrige m -Werte mehr als für hohe.

Die *Straub*'schen Entwicklungen sind wohl für eine allgemeine Bogenform und für rechteckige Querschnitte gegeben. Mit Rücksicht auf die in den Anwendungsbeispielen angenommene parabolische Achse sind die angeführten Schlußfolgerungen bloß für flache Bogen gültig.

2. Berücksichtigung einer für einen Querschnitt konstanten, aber über die Bogenachse veränderlichen Elastizitätsziffer.

Wenn auch den Beziehungen des Potenzgesetzes nicht völlig gleichwertig, so ist doch die einfachere Annahme einer *veränderlichen Elastizitätsziffer* der einzelnen Bogenelemente unter Beibehaltung des *Hooke*'schen Gesetzes auch für

größere Spannweiten zweckmäßiger. Diese Veränderlichkeit ist schon mit Rücksicht auf die verstrichene Zeit beim Betonieren des Bogens und auf das verschiedene Alter des Betons im Kämpfer und Scheitel begründet. Aber auch die Messungen von Prof. Dr. Roš (Brücke Baden-Wettingen, Schweiz. Bauztg. 1929/I, 2. März) zeigen eine verschiedenartige Verteilung der Elastizitätsziffer über den Bogen. Für die Brücke Baden (reiner Bogen) war E_b im Kämpfer 343.000 kg/cm^2 , im Scheitel 284.000 kg/cm^2 . Eine Gesetzmäßigkeit wurde aber nicht gefunden. Die Elastizitätsziffer aus den Mittelwerten der Randspannungen war in den Viertelpunkten des Bogens kleiner als im Scheitel und Kämpfer. Auch die gemessenen Exzentrizitäten der Drucklinie waren durchwegs kleiner als die gerechneten.

Beim *Hundwiler Bogen* war $E = 541.000 \text{ kg/cm}^2$ und in den Viertelpunkten, aus den unteren Randspannungen errechnet, 725.000 bzw. 624.000 kg/cm^2 (Laboratorium 362.000 kg/cm^2 nach 9 Wochen, Schweiz. Bauztg. 1929/II, 10. August).

Ob diese verschiedenartig ausgefallenen Messungsergebnisse nur auf Streuungen zurückzuführen sind, ist nicht geklärt. Eine Systematik der Erscheinungen ist mit Rücksicht auf die abweichenden Messungsergebnisse in den Viertelpunkten vorläufig nicht ersichtlich, wiewohl die Dehnungsmessungen dort eine ziemliche Übereinstimmung ergeben haben. Es wäre eine Kontrolle der Ermittlung der E aus den gemessenen Formänderungen nach dem Potenzgesetz erwünscht.

Die einfachste und begründete Annahme für die Veränderlichkeit der Elastizitätsziffer, gleichartiger Beton vorausgesetzt, entspricht dem Alter des Betons und der nötigen Arbeitszeit, um den Bogen fertigzustellen, wobei die Elastizitätsziffer im Kämpfer E_K größer ist als E_S im Scheitel. Den Übergang kann man über die halbe Bogenlänge linear wählen. E_K und E_S lassen sich aus Vorversuchen ermitteln.

Die Folgen dieser Annahme liegen beim eingespannten Bogen in einem höher gelegenen elastischen Schwerpunkt. Für einen Bogen von 400 m Spannweite und $\frac{1}{4}$ Pfeilhöhe (Stützliniengewölbe), erhielt der Verfasser die Schwerpunktmomente:

Für eine stetige Vollbelastung von 1 t/m :

im Kämpfer $+ 381,56 \text{ tm}$ (gegen $374,7 \text{ tm}$ für $E = \text{konst.}$) $\Delta = + 1,8 \%$,
im Scheitel $+ 119,76 \text{ „}$ (gegen $134,7 \text{ „}$ für $E = \text{konst.}$) $\Delta = -11,2 \%$.

Für halbseitige Belastung $p = 1 \text{ t/m}$:

im l. Kämpfer $- 2210,00 \text{ tm}$ (gegen $- 2092,6 \text{ tm}$ für $E = \text{konst.}$) $\Delta = + 5,8 \%$,
im r. Kämpfer $+ 2549,56 \text{ „}$ (gegen $+ 2467,3 \text{ „}$ für $E = \text{konst.}$) $\Delta = + 5,2 \%$,
im Scheitel $+ 59,88 \text{ „}$ (gegen $+ 67,35 \text{ „}$ für $E = \text{konst.}$) $\Delta = -11,2 \%$.

Die Scheitelordinaten der Einflußlinien (Schnittstelle Bogenscheitel):

$$\begin{aligned} X &= 0,942 \text{ t} \quad (\text{gegen } 0,923 \text{ t}), \\ Y &= 0,500 \text{ t} \quad (\text{gegen } 0,500 \text{ t}), \\ Z &= 50,800 \text{ tm} \quad (\text{gegen } 53,400 \text{ tm}), \end{aligned}$$

dabei war

$$E_K = 470.000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$E_S = 350.000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$E_m = 410.000 \text{ kg/cm}^2.$$

Es werden also bei Berücksichtigung eines veränderlichen E die Momente im Kämpfer größer, im Scheitel kleiner als bei konstantem E .

3. Verschiedene Elastizitätsziffern in einem Hohlquerschnitt von Bogenträgern.

Da bei den Ausführungen großer Eisenbeton-Bogenbrücken mit Hohlquerschnitten vorerst die untere Platte und eventuell Teile der Wände über den ganzen Brückenbogen betoniert werden und später erst, wieder vom Kämpfer beginnend, die restlichen Querschnittsteile, so werden die Elastizitätsziffern mit Rücksicht auf die mittlerweile verstrichene Zeit in den Querschnittshöhen verschieden sein, unten größer, oben kleiner.

Werden nun bei dem Bogen Ausrüstungsverfahren verwendet, die eine Herabsetzung der künftigen Größtwerte der Spannungen bezeichnen, so ist auf diese verschiedenen Elastizitätsziffern Rücksicht zu nehmen, da nach dem Bogenabschluß das Gewicht der Fahrbahn samt Abstützung, die Wärme, Schwinden, Plastizität und die zufälligen Lasten auf den geschlossenen Bogen wirken.

Deshalb sei hier die Berechnung erstmalig gegeben.

Behandelt wird ein *eingespannter* Bogen. E_1, E_2 , seien die mittleren Elastizitätsziffern in der unteren, bzw. oberen Laibung. Dazwischen sei der Übergang gradlinig angenommen. Der Hohlquerschnitt hätte die Gesamthöhe $2v$ und sei gegen die wagrechte Achse symmetrisch.

$$\text{Mit } K_1 = \frac{E_1}{E_2} + 1, \quad K_2 = \frac{E_1}{E_2} - 1, \quad K = \frac{E_1 - E_2}{E_1 + E_2};$$

wird die Winkeländerung γ

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{ds}{2vE_1} \left[\frac{N}{F} K_2 + \frac{M \cdot v}{J} K_1 \right]$$

$$\Delta dx = \frac{ds \cos \varphi K_1}{2E_1} \left[\frac{N}{F} + \frac{M \cdot v}{J} K \right]$$

$$\Delta dy = \frac{ds \sin \varphi K_1}{2E_1} \left[\frac{N}{F} + \frac{M \cdot v}{J} K \right]$$

und die drei Unbekannten

$$H = \frac{\int \frac{M_o y ds}{J} - K \int \frac{M_o v ds \cos \varphi}{J} + \int \frac{Q_o ds \sin \varphi \cos \varphi}{F} - K \int \frac{Q_o y ds \sin \varphi}{Fv} + \frac{2E_1 \omega t l}{K_1}}{\int \frac{y^2 ds}{J} + \int \frac{ds \cos^2 \varphi}{F} - K \left[\int \frac{v y ds \cos \varphi}{J} + \int \frac{y ds \cos \varphi}{Fv} \right]}$$

$$V = \frac{\int \frac{M_o x ds}{J} - K \int \frac{M_o v ds \sin \varphi}{J} + \int \frac{Q_o ds \sin^2 \varphi}{F} - K \int Q_o \frac{x ds \sin \varphi}{Fv}}{\int \frac{x^2 ds}{J} + \int \frac{ds \sin^2 \varphi}{F} - K \left[\int \frac{vx ds \sin \varphi}{J} + \int \frac{x ds \sin \varphi}{Fv} \right]}$$

$$M = - \frac{\int \frac{M_o ds}{J} - K \int \frac{Q_o ds \sin \varphi}{Fv}}{\int \frac{ds}{J}} + HK \frac{\left[\int \frac{v ds \cos \varphi}{J} - \int \frac{ds \cos \varphi}{Fv} \right]}{\int \frac{ds}{J}}$$

Auch ein in jeder Platte vom Kämpfer gegen den Scheitel veränderliches E kann in ähnlicher Weise berücksichtigt werden.

Mit diesen Werten lassen sich die Momente, Normalkräfte und Spannungen im Bogen berechnen.

4. Verformungstheorie des Bogens für ein veränderliches E und J.

Eine weitere Verschärfung der Berechnung des Bogens nach der Verformungstheorie ist die Berücksichtigung des veränderlichen E und J, welche hier zum ersten Male gegeben wird, da in allen bisherigen Veröffentlichungen ein konstantes E und J angenommen ist. Es werden hier nur die Endergebnisse mitgeteilt, ohne die Ableitungen zu geben, die an anderer Stelle veröffentlicht werden.

Es muß vorerst ein Ansatz über die Veränderlichkeit von E und J gemacht werden, dabei kann sowohl bloß die Veränderlichkeit von E allein, oder jene kann in ähnlicher Weise berücksichtigt werden, wenn K nicht vor das Integralzeichen gesetzt wird und für die Wärmewirkung $+ z \int \frac{E_1 ds}{K_1}$ tritt.

Bezeichnen $E_{\varphi o}$, $J_{\varphi o}$ die Elastizitätsziffer und das Trägheitsmoment im Kämpfer, E, J die bezüglichen Werte im Scheitel, so kann der Übergang für dazwischen liegende Punkte x, y, φ nach einem parabolischen Gesetz angenommen werden.

Dann ist für einen beliebigen Bogenpunkt

$$\begin{aligned} E_{\varphi} J_{\varphi} &= EJ \left[\frac{E_{\varphi o} J_{\varphi o}}{EJ} - \frac{4}{l^2} \left(\frac{E_{\varphi o} J_{\varphi o}}{EJ} - 1 \right) x + \frac{4}{l^4} \left(\frac{E_{\varphi o} J_{\varphi o}}{EJ} - 1 \right) x^2 \right] \\ &= EJ [A - Bx + Cx^2]. \end{aligned}$$

Die Bogenachse sei vorläufig als Parabel angenommen. Der Koordinatenanfangspunkt liegt im linken Kämpfer.

Die Differentialgleichung für die Verschiebung η des Bogens lautet

$$\begin{aligned} \eta'' &= - \frac{H\eta}{E_{\varphi} J_{\varphi}} - \frac{H}{E_{\varphi} J_{\varphi}} F(x) \text{ mit } \frac{H}{EJ} = c^2 \text{ wird} \\ \eta'' + \frac{c^2 \eta}{A - Bx + Cx^2} &+ \frac{c^2 (F x)}{A - Bx + Cx^2} = 0 \end{aligned} \quad (1)$$

wobei sich $F(x)$ für stetige Lasten und für alle Bogenarten (Dreigelenk-, Zweigelenk- und eingespannter Bogen) ausdrücken lässt durch

$$F(x) = m + nx + kx^2.$$

Die homogene Gleichung ist vom Typus der hypergeometrischen Differentialgleichung. Sie führt zu Rechnungen mit komplexen Größen, deshalb wurde eine Potenzreihenentwicklung eingeführt.

Die Lösung der Differentialgleichung (1) ist

$$\eta = - \left(m - \frac{2Ak}{c^2 + 2D} \right) - \left(n + \frac{2Bk}{c^2 + 2D} \right) x - \frac{c^2 k}{c^2 + 2D} x^2 + c_1 \eta_1 + c_2 \eta_2. \quad (2)$$

Die Werte η_1 und η_2 lassen sich durch Potenzreihen von rascher Konvergenz ausdrücken,

$$\begin{aligned}\eta_1 &= 1 - a_2 \xi^2 + a_4 \xi^4 - a_6 \xi^6 \dots \\ \eta_2 &= \xi - a_3 \xi^3 + a_5 \xi^5 - a_7 \xi^7 \dots\end{aligned}$$

wobei ξ die Form hat

$$\xi = rx - r_1 = x\sqrt{D} - \frac{B}{2\sqrt{D}}.$$

Auch ein Ansatz mit *Fourier'schen* Reihen ist möglich. Die Unbekannte H kann aus der Arbeitsgleichung errechnet werden.

$$g \int \eta dx = \frac{1}{EJ} \int \frac{M_x^2 ds}{A - Bx + Dx^2} + \frac{1}{EF_m} \int \frac{N_x^2 ds}{A - Bx + Dx^2} \quad (3)$$

Es ist aber H auch aus den wagrechten Verschiebungen der Kämpfer bestimmbar. Diese hier angeführte Rechnungsmethode ist für alle Bogenarten anwendbar.

In Gleichung (3) hat M_x^2 die Form

$$M_x^2 = H^2 (S + S_1 x + S_2 x^2 + S_3 x^3 + S_4 x^4).$$

Für eine *Vollbelastung* wird das sehr maßgebende zweite Glied auf der rechten Seite der Gleichung (3)

$$\frac{H\Phi}{EF_m} \cdot \frac{2lv}{\varepsilon^2} \left[\left(a - \frac{1}{2} \right) \ln \frac{v_2}{v_1} + 4v\sqrt{1+16v^2} + \frac{a^2}{8(u_1-u_2)} \ln \frac{(v_1^2-u_1)(v_2^2-u_2)}{(v_1^2-u_2)(v_2^2-u_1)} \right]$$

$$\text{wobei } v_{1,2} = \pm 4v + \sqrt{1+16v^2}; \quad \varepsilon = \frac{+E\varphi_0}{E} - 1; \quad a = \frac{16v^2}{\varepsilon^2} - 1; \quad v = \frac{f}{l}$$

und u_1, u_2 sind die Lösungen der Gleichung

$$u^2 + 2u(1+2a) + 1 = 0$$

Φ ist die Fläche der H -Linie.

Eine wesentliche Vereinfachung bringt der Fortfall des ersten Gliedes auf der rechten Seite der Gleichung (3), wenn die M_x auf die nichtverformte Achse bezogen und dann Null werden.

5. Verformungstheorie des eingespannten Bogens mit Stützlinienachse.

Bisher ist für die Verformungstheorie eine parabolische Bogenachse angenommen worden. Da aber selbst für kleine Spannweiten die Bogen nach der Stützlinie geformt werden, ist die *strenge* Berechnung für alle Lasten und Einwirkungen nach dem Bogenschluß erforderlich, die hier gleichfalls erstmalig gegeben wird.

Als Gleichung der Gewölbeachse sei

$$y = \frac{f}{m-1} (\operatorname{Coj} \alpha x - 1) = fv (\operatorname{Coj} \alpha x - 1) \quad (1)$$

angenommen.

Darin bedeuten $m = \frac{g_k}{g} = \operatorname{Coj} k$, $k = \operatorname{arc} \operatorname{Coj} m$, $k = \alpha l$, $\alpha = \frac{k}{l}$.

Die Belastungskurve ist durch die Belastungen g , g_x im Scheitel und Kämpfer (Fig. 1) gegeben, wobei als Gesetz des Überganges für eine beliebige Stelle (x , y , φ , Koordinatenanfangspunkt im Bogenscheitel) die Belastung g_x angenommen wird mit $g_1 = g_k - g$

$$g_x = (g - g_1 v) + g_1 v \operatorname{Cosec} \alpha x = g \operatorname{Cosec} \alpha x \dots \quad (2)$$

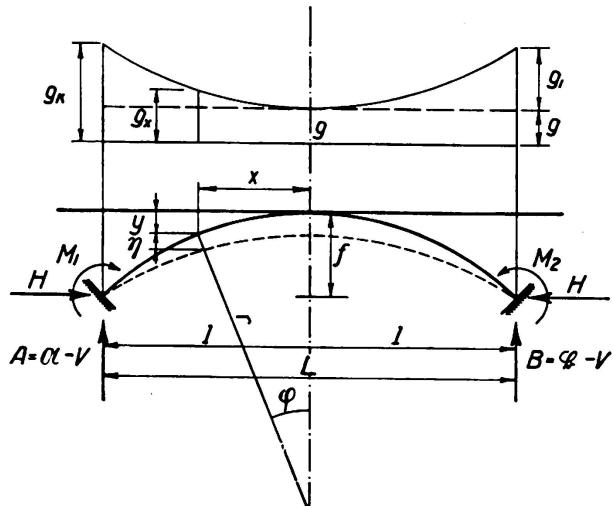


Fig. 1.
Kämpfer links:
 $\eta + V$ anstatt
 $\eta - V$.

Der Unterschied der Belastung g_x und g kann bei Brücken mit hohem Pfeil sehr groß werden, weshalb sich die folgende Berechnung besonders empfiehlt.

Das Moment ist allgemein

$$M_x = M_x + V(l - x) - H[f - (y + \eta)] + M_1 \quad (3)$$

$$\text{mit } HF(x) = M_x + V(l - x) + M_1 - H(f - y) + H \frac{2J}{rF_m} \quad (4)$$

$r = \frac{l^2}{8f}$ und $c^2 = \frac{H}{EJ}$ wird die Differentialgleichung

$$\eta'' + c^2 \eta + c^2 (Fx) = 0 \quad (5)$$

und die Lösung

$$\eta = A \sin cx + B \cos cx - F(x) + \frac{1}{c^2} F''(x) - R \operatorname{Cosec} \alpha x \quad (6)$$

wobei

$$R = \frac{\alpha^4 f v}{c^2 (\alpha^2 + c^2)} - \frac{g}{\alpha^2 H}$$

Sowohl $F(x)$ wie $F''(x)$ enthalten hyperbolische Funktionen. Die Berechnung ist etwas weitläufiger, bereitet aber keine wesentlichen Schwierigkeiten, so daß für eine weitgespannte Brücke diese Rechnung in Kauf genommen werden kann. Die Belassung des Koordinatenanfangspunktes im Bogenscheitel hat sich mit Rücksicht auf die Integrationen als zweckmäßiger erwiesen.

$$\text{Das Moment } M_x \text{ wird } M_x = \frac{g}{\alpha^2} (\operatorname{Cosec} \alpha l - \operatorname{Cosec} \alpha x) \quad (7)$$

Das Einspannmoment ist

$$M_1 = H \left[B \cos cl + f(1 + v) - \frac{2J}{rF_m} - \frac{\operatorname{Cosec} \alpha l}{\alpha^2 + c^2} \left(\frac{g}{H} + fv c^2 \right) \right] \quad (8)$$

Das Moment M_x ergibt sich zu:

$$M_x = \left[H(A \sin cx + B \cos cx) - \frac{2J}{rF_m} + \left(fv - \frac{g}{\alpha^2 H} \right) \frac{\alpha^2}{\alpha^2 + c^2} \operatorname{Cof} \alpha x \right] \quad (9)$$

W_3 und W_4 sind mehrgliedrige Ausdrücke.

Für symmetrische Belastung ist außerdem $v = 0$.

Der Horizontalschub H lässt sich wieder aus der Arbeitsgleichung durch Probieren errechnen

$$\int_0^1 g_x n dx = \frac{1}{EJ} \int_0^1 M_x^2 ds + \frac{1}{EF} \int_0^1 N_x^2 ds \quad (10)$$

Mit den unter (3) bis (5) gegebenen Berechnungen lassen sich die Formänderungen und die statisch unbestimmten Größen in dem einen oder anderen Fall schärfer als bisher ermitteln.

IV. Die Knicksicherheit der Bogen.

Die Knicksicherheit von flachen Dreigelenkbogen wird nach *Dischinger* für veränderlichen Querschnitt (Bautechnik 1924, S. 739) zu ermitteln sein, besonders bei ungleichartiger Verteilung der Trägheitsmomente in der Scheitel-, bzw. in der Kämpfergegend. Die erreichbare obere Grenze der Spannweiten wird für solche Bogen, wegen des großen Horizontalschubes und seiner sicheren Aufnahme im Boden, kleiner sein als für Bogen mit größerer Pfeilhöhe. Im letzteren Falle wird der eingespannte Bogen als Endstadium zweckmäßiger sein. Da aber die Zweckmäßigkeit der anfänglichen Gestaltung als *Dreigelenkbogen*, der später definitiv in einen eingespannten Bogen umgewandelt wird, wegen des besseren Spannungsausgleiches, erkannt ist, so wird hier für diesen Fall und bei Bogen mit großem Pfeil die Wahl eines nach der korrigierten Stützlinie geformten Dreigelenkbogens mit *konstantem* Querschnitt empfohlen, eventuell mit vorgeschobenen Gelenken. Dies trifft besonders für sehr große Spannweiten zu, da dann die Nutzlast gegen das Eigengewicht zurücktritt. Nur bei flachen Bogen wird man mit einem konstanten Bogenquerschnitt nicht auskommen. Da man im ersten Falle mit verhältnismäßig geringen Bogenstärken das Auslangen finden kann, muß man schon vor der Wahl der Bogenstärke auch mit Rücksicht auf die Operationen, die man mit dem Bogen vornehmen will, die Knicksicherheit untersuchen und zwar für die reine Bogenbelastung, da später der Fahrbahnaufbau die Trägheitsmomente erhöht.

Man kann dann für die erste Annahme der Bogenstärke für einen bewehrten rechteckigen Hohlquerschnitt nachstehende Formel des Verfassers benutzen

$$\rho^3 \{B [1 - (1 - 2\gamma)^3] + r\rho l (1 - 2\gamma)^3 + 3\beta^2 \alpha B n\} = \frac{Ns (1 + 4v^2)}{8 E_b A l}$$

aus welcher $\rho = \frac{h}{l}$ zu rechnen ist.

Darin bedeuten: h die Gesamthöhe des Hohlquerschnittes von der Breite B . Bei $2f_c = \alpha B h$ ist die Bewehrungsziffer $\alpha = \frac{2f_e}{Bh}$; $\beta = \frac{h'}{h}$. h' ist die Entfernung der Eiseneinlagen. γh ist die Dicke der oberen und unteren Platte und

der Wandstege, r die Zahl der Wände in der Breite B , s die verlangte Knicksicherheit, N die Kämpferkraft, $v = \frac{f}{l}$; $A = \frac{2 + k^2}{8 - k^2}$ und k näherungsweise aus der Knickformel für den Parabelbogen

$$k = \frac{l}{2(1 + 4v^2)}$$

Für Bogen, auf die später die Fahrbahn aufgesetzt wird, könnte die Knicksicherheit $s < 3$ gewählt werden; etwa $s = 2$ bis 2,5, wenn über E zuverlässige Versuchswerte vorliegen und der Dreigelenkbogen nachträglich in einen eingespannten Bogen verwandelt wird.

Wird die elastische Verformung des Dreigelenkbogens berücksichtigt, also für die genaue Berechnung, kann die Knicksicherheit für eine gleichmäßig verteilte Belastung nach *Fritsche* (Bautechnik 1925, S. 465) gerechnet werden. Allerdings gelten diese Formeln für eine flache parabolische Bogenachse.

Die Knickbelastung H_K (waagerechte Kraft im Scheitel) ist

$$H_K = \frac{4x^2 EJ}{l^2}$$

wobei x aus der Gleichung mit $\vartheta = \gamma v^2$

$$\operatorname{tg} x + \frac{3\vartheta[x^2(2x^2+1)+16(\sec x-1)]}{x[x^2(6-7\vartheta)-120\vartheta]} = 0$$

gerechnet werden kann.

Für eingespannte Bogen ist x in der Gleichung für H_K aus der Gleichung

$$\operatorname{tg} x - \frac{x(12+7\vartheta)}{12+\vartheta(6x^2-12)} = 0$$

zu rechnen.

Freyssinet empfiehlt für eingespannte Bogen die Bogenstärke im Scheitel mit Rücksicht auf die Knickung in der Tragwandebebene mit $1/80 l$ zu wählen, während *Mesnager* $1/100 l$ vorschlug. *Maillart* hat sogar bei der Landquartbrücke in Klosters die Stärke des Vollbogens mit $1/115 l$ (Scheitel) bzw. $1/88 l$ (Kämpfer) ausgeführt. (Bauingenieur 1931, Heft 10.)

Hinsichtlich der Knicksicherheit ist natürlich der Hohlbogen dem Vollbogen wesentlich überlegen. Bei großen Pfeilhöhen kann bei ausreichender Sicherheit die Bogenstärke sogar noch kleiner als die früher angegebenen Werte werden. Dies gilt natürlich für weitgespannte Brücken.

Immerhin muß man die Knicksicherheit auch für den Endzustand des Bogens und für die ungünstigsten Nutzlasten noch überprüfen.

Die schärfere Untersuchung des Knickzustandes läßt sich aus den vom *Verfasser* unter III. 4, 5 gegebenen Lösungen der Verformungstheorie ableiten. Die Veröffentlichung ist bevorstehend.

Das Problem der Knickung ist auch behandelt in *F. Bleich*, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, 1924, S. 213; *Fritsche*, Bautechnik 1925, S. 484; *E. Gaber*, Bautechnik 1934, S. 646; *F. Dischinger*, Bautechnik 1934, S. 739. Weitere Untersuchungen des Knickproblems für mit der Zeit veränderliche E sind noch erforderlich.

V. Schwinden und plastische Verformung des Bogens.

Bei weitgespannten Bogenbrücken spielt die plastische Verformung des Betons infolge der Belastung (Fließen, Kriechen) gleichfalls eine wichtige Rolle, weil sie mit einer Senkung der Bogenachse verbunden ist und dadurch im Bogen parasitäre Spannungen entstehen.

Um die Bedeutung der Wirkung des Schwindens und der plastischen Verformung zu ersehen, sei auf die Veröffentlichung von *C. C. Fishburn* und *J. L. Nagle* über die Versuche an der Arlington-Gedächtnisbrücke (Research Paper R. P. 609. Standards Journal of Research Vol. 11, November 1933) hingewiesen, bei dem für einen eingespannten Bogen von 57,24 m Stützweite die Durchbiegung des Scheitels nach einem Jahr infolge dieser beiden Wirkungen um 68 % größer war als die der Wärmewirkung.

Deshalb sind auch hochwertige, besonders Schmelzzemente anzuwenden. Die physikalische Erklärung für das Schwinden und Kriechen des Betons ist vorläufig noch nicht einwandfrei gegeben, wenn auch für das Schwinden und dessen Folgen ziffernmäßige Werte in erschöpfendem Maße vorliegen. Es scheint, daß diesen beiden Betoneigenschaften ein *einziges physikalisches Grundgesetz* zugrunde liegt, wobei das *Kriechen* den allgemeinen Fall und das Schwinden einen Sonderfall für die Belastung $P = 0$ darstellt, denn der Verlauf der Verkürzungen für Schwinden und Kriechen ist in seiner Beziehung zur Zeit außerordentlich ähnlich.

Straub hat in seiner Abhandlung (Transact. amer. soc. Civ. Eng. 1931) eine Bogentheorie für die plastische Verformung aufgestellt, die auch die Zeit t berücksichtigt und für die plastische Verformung ϵ_p das Gesetz $\epsilon_p = K \sigma^p t^q$ aufgestellt. Darin nimmt er für zwei Wochen alten Beton ($1:2:4$) $p = 2$, $q = 0,15$ an, nach viermonatiger Erhärtung $p = 1,25$, $q = 0,4$. Richtiger wäre es, p gleich dem m im Potenzgesetz anzunehmen. Die mathematischen Entwicklungen sind aber für eine Berechnung von Bogen viel verwickelter als jene der Verformungstheorie; sie haben wohl ein wissenschaftliches Interesse und könnten bei Belastungsversuchen herangezogen werden. Außerdem setzt er eine nichtvorhandene Superposition voraus, indem die Änderungen der Winkel infolge der elastischen und plastischen Formänderungen, die verschiedene Scheitelpunkte haben, addiert werden.

Deshalb ist es bis auf Weiteres zweckmäßig, von der Einführung des Zeit-elementes in der Bogentheorie abzusehen und die Rechnung auf die versuchstechnisch festgestellte Gesetzmäßigkeit der Zunahme der Verformung mit der Zeit aufzubauen, die allerdings bekannt sein muß. Über das plastische Verformungsmaß ϵ_p wird man nach der voraussichtlichen Herstellungsduer des Bogens, der Zeit des Bogenschlusses, der Fertigstellung der Brücke, ein Bild darüber gewinnen, in welchem Stadium des plastischen Verformungsverlaufes sich diese einzelnen Arbeitsabschnitte befinden und welche plastische Auswirkung nach Vollendung des Baues noch zu erwarten ist, denn nach einer gewissen Zeit kommen diese Formänderungen zum Stillstand.

Über diesen Abschluß des Kriechzustandes sind allerdings noch keine genauen Angaben vorhanden. Die sehr ausführlich wiedergegebenen Versuche *Gehlers* und *Amos*, im Heft 78 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, lassen diesen

Abschluß nach einem Jahre erkennen, während nach Whitney (Journal Amer. Concrete Inst. März 1932), Davis, Glanville, die Kriechwirkung erst nach vier bis fünf Jahren abgeschlossen ist, wobei die letzten zwei Jahre nurmehr sehr geringe Schrumpfungen bringen.

Nach Gehler und Amos (Heft 78 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton) beträgt für den einseitig bewehrten Versuchsquerschnitt die Ausbiegung der Versuchskörper bei reiner plastischer Verformung nach drei Monaten und einer Betondruckspannung von $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ 142 % des Schwindwertes, bei $\sigma_b = 120 \text{ kg/cm}^2$, sogar 408 %. Nach einem Jahre betragen die betreffenden Werte 158 % bzw. 365 %. Eine versuchte genaue ziffernmäßige Ermittlung der Schwind- und Verformungsmaße stieß auf Schwierigkeiten wegen der fehlenden Versuche über die Druckelastizität des verwendeten Betons von $W_{28} = 296 \text{ kg/cm}^2$ nach einem Jahr. Soweit sich aber aus den Versuchen unter Annahme eines mit der Zeit veränderlichen E und n und bei gerissener Zugzone des Betons ermittelten ließ, beträgt das Verformungsmaß ϵ_p nach 150 Tagen bei $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ 118 % des Schwindmaßes, bei $\sigma_b = 120 \text{ kg/cm}^2$ 270 %, nach 270 Tagen betragen die bezüglichen Werte 138 % bzw. 300 %.

Nimmt man das Schwindmaß für Eisenbeton nach einem Jahr mit etwa 0,2 mm pro Meter an, so ergeben sich die Plastizitätsmaße für $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ mit etwa 0,28 mm pro Meter, und bei $\sigma_b = 120 \text{ kg/cm}^2$ mit 0,6 mm pro Meter.

Diese verhältnismäßig hohen Werte spielen natürlich bei weitgespannten Brücken eine große Rolle, deshalb müssen sie durch ein Ausrüstungsverfahren, wenn auch nicht ganz, so doch zum größten Teil eliminiert werden. Nach dem Bogenschluß wirkt sich der Rest aus. Wie groß dieser Rest ist, hängt von der Zeit der Ausrüstung ab, ist also von der Spannweite und der Bauzeit abhängig. Immerhin wird man $\frac{2}{3}$ bis $\frac{4}{5}$ der Hauptwirkung ausschalten können.

Eine Gefahr für den Bestand des Bogens besteht jedoch nicht, da die Wirkung endlich zum Stillstand kommt und die Elastizitätsziffer des Betons steigt.

Freyssinet gibt nachstehende Grenzwerte für die Schwindmaße an,

Zementdosierung 350 kg $\epsilon_s = 4$ bis $6 \cdot 10^{-4}$

400 kg $\epsilon_s = 5$ bis $7 \cdot 10^{-4}$

450 kg $\epsilon_s = 6$ bis $8 \cdot 10^{-4}$ (Génie Civ. 1921/II, S. 126),

und schlägt vor für sein Ausrüstungsverfahren bei obigen Zementmengen die Werte $\epsilon_s = 0,4, 0,5, 0,6$ mm pro Meter für die Spannungsherabsetzung heranzuziehen.

Für weitgespannte Brücken sind aber noch sehr eingehende Versuche über das Schwindmaß und plastische Verformungsmaß von Beton mit hochwertigen oder Sonderzementen für die verschiedenen Mischungsverhältnisse erforderlich.

Die Berechnung der Schwindspannungen und jener infolge der plastischen Verformung lassen sich nach M. Ritter¹ und dem Buche des Verfassers² berechnen.

¹ Dr. M. Ritter: Wärme und Schwindspannungen in eingespannten Gewölben. Schweizerische Bauzeitung. Bd. 95. März 1930.

² Dr. A. Hawranek: Nebenspannungen von Eisenbeton-Bogenbrücken. Verl. W. Ernst & Sohn, Berlin 1919.

VI. Bau- und Ausrüstungsverfahren.

Die Bauverfahren von *Spangenberg-Melan* und das Ausrüstungsverfahren von *Freyssinet* sind bekannt. Esteres hätte bei weiter gesteigerten Spannweiten wegen der großen Mengen des Vorbelastungsmaterials zu kämpfen, so daß die An-

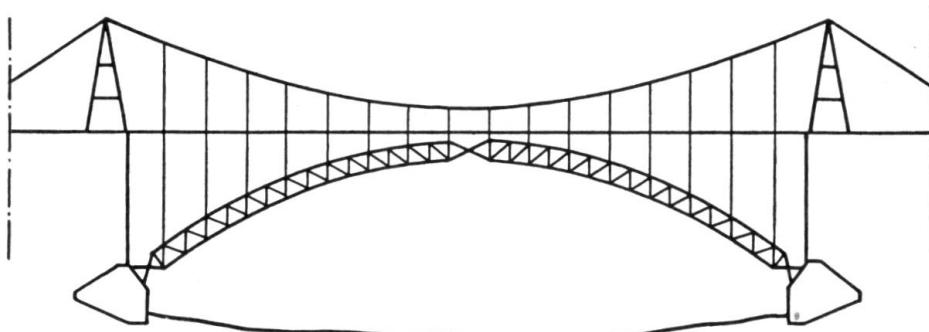


Fig. 2.

wendungsmöglichkeit wohl mit etwa 180 m begrenzt sein dürfte. Ein Vorschlag *Melans* für die Aufhängung der Rüstung ist in Fig. 2 gegeben.

Nach dem *Freyssinet'schen* Verfahren ist, weil von vornherein eingespannte Kämpfer angenommen werden, ein volliger Spannungsausgleich der beider-

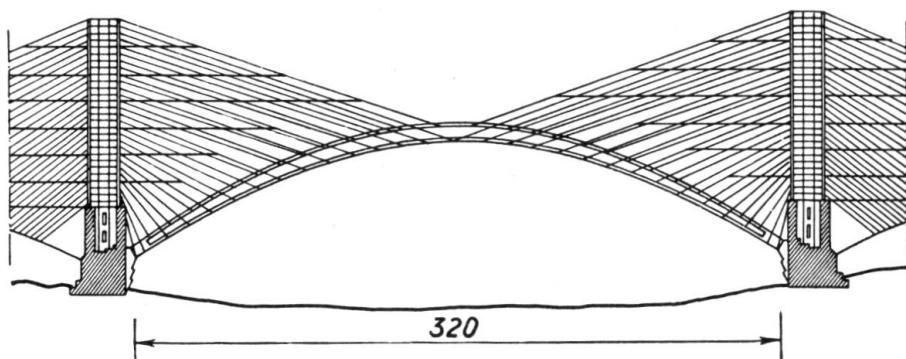


Fig. 3.

seitigen Randspannungen eines Querschnittes *nicht* möglich. Es werden aber bedeutende Herabsetzungen der Randspannungen erzielt, die bei der Brücke

Villeneuve sur Lot . . . im Scheitel oben 31 %, im Kämpfer unten 30 %,
St. Pierre du Vauvray . . . im Scheitel oben 25 %, im Kämpfer unten 29 %,
St. Bernand im Scheitel oben 25 %, im Kämpfer unten 43 %

betrugen, so daß bei diesen Brücken als größte Spannungen bloß 57,5 und 76,9 kg/cm² auftreten, Plougastel 75 kg/cm², La Loche Guyon 80 kg/cm².

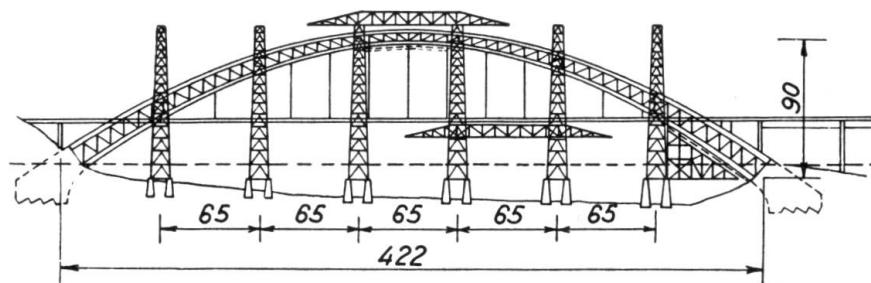


Fig. 4.

Dieses Verfahren ist also ein Mittel eine weitere Steigerung der Spannweite zu erzielen und gestattet bei einer Spannweite von 500 m mit einer zulässigen Inanspruchnahme von 159 kg/cm^2 auszukommen. In Fig. 3 ist ein, allerdings später fallen gelassener Entwurf *Freyssinets* für die Aufhängung des Schalungsgerüstes mit Drahtseilen für einen Bogen von 350 m Stützweite veranschaulicht.

Die Verlegung der Bogenachse beim Bau ist aber auch durch lotrechte Regulierung durch hydraulische Pressen auf festen Gerüsten möglich, wie sie *Lessier* für einen Bogen über die Rance von 460 m Spannweite vorschlägt (Beton und Eisen 1931, S. 370). Fig. 4 zeigt diese Stahlgerüstung.

Andere Gesichtspunkte leiten die Vorschläge von Dr. *Fritz*.³ Dr. *Fritz* geht bei der Bekämpfung der schädlichen Zwängungsspannungen in Bogenträgern und Gewölben vom Dreigelenkbogen aus, der auf festen Gerüsten aufgebaut wird, um dann in einen eingespannten Bogen verwandelt zu werden.

Durch Überhöhung der beiden Dreigelenk-Bogenhälften, die sowohl die Gerüstzusammendrückung, die Bogenverkürzung durch ruhende Last, Verkehrslast, Schwinden und Stützweitenvergrößerung berücksichtigt, wird im endgültigen, eingespannten Bogen ein praktisch vollkommenes Zusammenfallen von Stützlinie und Bogenachse erreicht.

Im Kämpfer werden später herauszunehmende Gelenke eingebaut, nach Ausbetonieren der Schwindfugen des Bogens auch im Scheitel. Wenn der Überbau fertiggestellt ist, wird das Lehrgerüst abgesenkt, die Schwindwirkung wird durch eine zusätzliche Belastung Δp_s berücksichtigt, in ähnlicher Weise einer Widerlagerverschiebung Rechnung getragen (Δp_w) und die Gelenke durch Einbau passender Gewölbesteine ausgeschaltet. Solange das in die Rechnung eingestellte Schwindmaß nicht erreicht ist, werden durch $g + \frac{p}{2}$ noch Biegungsmomente im Bogen entstehen. Für große Spannweiten wären die Zusatzlasten Δp_s , Δp_w zu groß, weshalb die Wirkung des Schwindens und der Widerlagerverschiebung erst abgewartet werden muß, bevor der Bogen geschlossen wird; dann wird bloß eine künstliche Belastung durch $\frac{p}{2}$ erforderlich. Diese Wartezeit ist aber verhältnismäßig lang und die Widerlagerverschiebungen wirken sich erst bei Vollbelastung völlig aus.

Um diesen Unannehmlichkeiten auszuweichen, kann man die Gelenke exzentrisch ansetzen, an Stellen, die den Durchgangspunkten der Stützlinie in den Kämpfern und im Scheitel entsprechen.

Ein ähnliches Verfahren röhrt von *Dischinger* her (Bauing. 1935, H. 12—14).

Die angeführten Verfahren sind für die weitere Entwicklung des Bogenbrückenbaues verfügbar, ein weiteres wird in Abschnitt VIII behandelt.

VII. Gerüste.

Für die Ausführung weitgespannter Brücken spielen Art und die Kosten der Lehrgerüste eine ausschlaggebende Rolle, da deren Kosten einen bedeutenden

³ Dr. *Fritz B.*: Vereinfachte Bestimmung des Einflusses der Systemverformung beim Dreigelenkbogen unter besonderer Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Querschnittsgrößen. (Bauing. 1935, H. 15/16. Schweiz. Bauztg. 1935/II, S. 277.) Dresden, 1933, S. 12 und 28.

Anteil der Gesamtkosten einer Eisenbetonbogenbrücke ausmachen. Aber nicht nur die Kosten, sondern auch der Baustoff des Gerüstes ist entscheidend. Bisher hat man Holz, selbst bei Brücken von 187 m Stützweite (Elorn-Brücke bei Plougastel) gewählt und auch für größere Stützweiten vorgeschlagen. Man hat je nach der Pfeilhöhe des Bogens die Lehrgerüste nach der für kleine Spannweiten üblichen Bauart abgebundene Gesperre verwendet, oder besondere Ausführungen, wie sie *Freyssinet* mit genagelten Kranzbogen und Fachwerkstreben gewählt hat. Bei der Tranebergbrücke in Stockholm ($l = 181$ m) hat man vollwandige Stahlbögen als Lehrbögen benutzt, die in hochwertigem Stahl mit 2430 kg/cm^2 zulässige Inanspruchnahme ausgeführt waren, und hatte für diesen Zweck mit Recht eine 35 % ige Überschreitung des sonst zulässigen Wertes von 1800 kg/cm^2 zugelassen. Die Lehrbögen erforderten rund 1000 t Stahl bei zweimaliger Verwendung infolge seitlicher Verschiebung für den Zwillingsbogen.

Es ist bisher, abgesehen von amerikanischen Ausführungen mit Stahlbogengerüsten für wesentlich kleinere Spannweiten, die einzige größere Ausführung für weitgespannte Eisenbetonbogenbrücken.

Es ist unzweifelhaft, daß *Holz* bei wesentlich größeren Spannweiten (etwa bis 250 m) nur bei Brücken mit kleinen Pfeilhöhen und nicht allzu großen Stromtiefen und dabei tragfähigem Grund oder über festem Gelände anwendbar ist, weil die Betonmassen schon zu schwer werden. Selbst wenn man Entlastungen des Gerüstes vornimmt, wie sie etwa *Freyssinet* bei der Roche Guyon-Brücke ($l = 161$ m) vorteilhaft anwendete, wird man dieses Verfahren bei noch größeren Spannweiten und besonders großen Pfeilhöhen wohl nicht mehr benutzen können. Er setzte schon die untere Platte des kastenförmigen Querschnittes durch Pressen unter Druck und ordnete dabei eine provisorische Verbindung dieser Platte mit dem Gerüst zur Vermeidung des Knickens des Bogens an, so daß der weitere Aufbau des Bogens das Gerüst nicht mehr belastete.

Schon durch die großen *Windkräfte* wird das Holzgerüst sehr beansprucht. Das Gewicht und die für den Bau erforderliche Arbeit werden groß. Dabei ist die Fundierung bei starkem Stromgang in tiefen Strömen auch kostspielig, weil bei großen Spannweiten mehrere Pfeiler eingebaut und beseitigt werden müssen, selbst wenn man Holzfachwerk-Bogen oder die genagelten vollwandigen *Lembke-Träger* verwenden würde. Große Pfeilhöhen erfordern dann wegen der erforderlichen Stabilität Pfeilerentwicklungen nach der Breite hin.

Deshalb wird man wohl bei noch größeren Spannweiten als 200 bis 250 m *Stahl* für die Gerüste verwenden müssen, und dann am besten *hochwertigen*. Man wird sowohl hochwertigen Walzstahl oder Drahtseile verwenden müssen und kann dabei mit Rücksicht auf die vorübergehende Verwendung die zulässige Inanspruchnahme von St. 52 auf 2500 kg/cm^2 , jene der Stahldrahtseile auf 7000 kg/cm^2 erhöhen. Die Verwendung von Stahl ist vor allem von den verschiedenartigen, für die verwendete Holzart immer erst festzustellenden Zusammendrückungen an den Stoßstellen der Holzgerüstteile unabhängig.

Man wird natürlich auch bei Stahlgerüsten trachten, nur so viel als unumgänglich notwendig, von dem Bogengewicht auf diese zu übertragen und die Eisenbetonbogen sobald als möglich selbständig zu machen.

Ein Vorschlag ist anlässlich eines Entwurfes des Verfassers in Abschnitt VIII wiedergegeben.

Wiewohl es auch für noch größere Spannweiten als 200 m möglich ist, mit Stahlbögen allein als Rüstung zu arbeiten, so wird man, selbst wenn eine Verschiebung des Gerütbogens in Aussicht genommen wäre, bei 400 m mit einem Stahlgerütbogen von rd. 4000 t rechnen müssen, abgesehen von der viel schwierigeren Aufstellung solcher Bogen und der noch schwierigeren Verschiebung um den Zwillingsbogen zu betonieren. Das Gewicht wird bei flachen Bogen sogar noch größer werden. Die Knicksicherheit nach beiden Hauptrichtungen und Windkräfte verlangen weitere Verstärkungen.

Deshalb wird es notwendig werden, den Bogen durch eine Hängekonstruktion oder durch eine zweckmäßige Kombination eines Stützgerüstes mit einer Hängekonstruktion zu ersetzen. Wie weit die eine oder die andere Lösung in Frage kommt, entscheiden die Kosten. Eine Hängekonstruktion ist als verankertes Kabel von $1/10$ bis $1/15$ l Pfeilhöhe gedacht, an dem die Hängestangen samt der Schalungskonstruktion aufgehängt sind. Für den Entwurf einer Brücke von 400 m Stützweite und der gleichen Spannweite für die Kabelkonstruktion hat sich nach vollständiger Durchrechnung die Unwirtschaftlichkeit ergeben.

Dagegen hat sich für diesen Fall die Kombination eines Stützgerüstes auf je 88 m Länge von den Kämpfern aus und einer 224 m gespannten Aufhängung des Schalungsgerüstes als wirtschaftlich herausgestellt (Fig. 5), wobei betont wird, daß es sich um einen Bogen von $1/4$ l als Pfeilhöhe handelt. Dabei kann die Rückverankerung der Kabel unmittelbar in die Bogenwiderlager erfolgen, so daß kein eigener Ankerblock notwendig wird. Durch die Linienführung des Kabels unter den Bogenscheitel wird außerdem die Pylonenhöhe verkürzt und der Mittelteil zwischen den Verschneidungen von Kabel und Bogen zu einer Aussteifung benutzbar und die Gesamtkabellänge gekürzt.

Die beim Betonieren des Bogens eintretenden Formänderungen des Kabels und die Wärmewirkungen sind genau berechenbar und lassen sich durch Schraubenschlösser in den Hängestangen für den jeweiligen Arbeitsfortschritt korrigieren oder durch Pressen unter den Kabelsätteln über den Pylonen regulieren.

Für die Betonierung können diese Umstände kein Hindernis sein, da die Stahlbogengerüste ebenfalls ähnlichen Formänderungen ausgesetzt sind, und da durch Freilassen von Betonierungsfugen der Schwindwirkung des Betons auch hier abgeholfen werden kann.

Anstelle einer Hängekonstruktion kann auch im mittleren Teile eine Stahlbogenkonstruktion mit Zugband als Gerüstung eingebaut werden.

Endlich ist noch in Fig. 6 ein Vorschlag gemacht, der für kleinere Spannweiten eine Versteifung der Hängekonstruktion vorsieht. Als solche kommt ein Zweigelenkrahmen oder ein eingespannter Rahmen, dessen Riegel später als Hauptlängsträger der abgestützten Fahrbahn der Brücke mitbenutzt werden können, in Frage. Diese Rahmen haben den weiteren Vorteil, daß sie die Schalungsgerüste tragen können und daß sie die Zufuhr des Betons und aller übrigen Baustoffe auf wagrechter Bahn ermöglichen; sie reduzieren zudem die Formänderungen wesentlich. Die Elastizitätstheorie und die Verformungstheorie dieser Hängebrücke mit einem Versteifungsrahmen wurde vom Verfasser gegeben.⁵

¹ Dr. A. Hawranek: Hängebrücke mit einem Zweigelenkrahmen als Versteifungsträger. Stahlbau 1935. Dr. A. Hawranek: Verformungstheorie dieses Systems. Abhandlungen der Int. Ver. für Brückenbau im Hochbau. Band III. 1936.

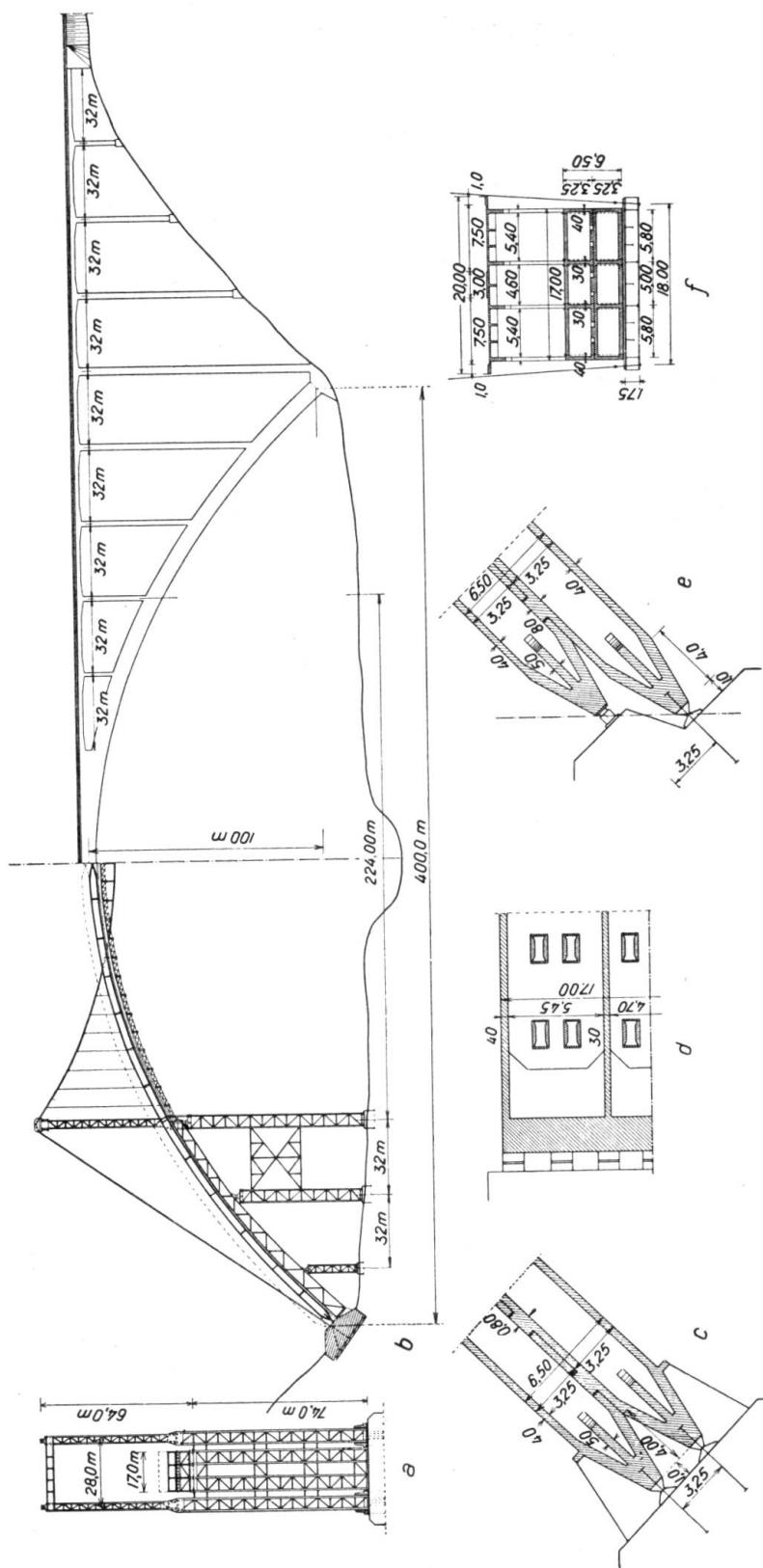


Fig. 5.

Man sieht aus dem Vorstehenden, daß für die Erreichung größerer Spannweiten als bisher, die Kombination von Beton und Stahl nicht nur aussichtsreich, sondern auch notwendig und wirtschaftlich ist.

VIII. Neuer Vorschlag für die Herstellung weitgespannter Eisenbeton-Bogenbrücken.

Entwurf einer Eisenbeton-Bogenbrücke von 400 m Spannweite.

Damit die Gerüstkonstruktion für die Schalung und Betonierung eines so großen Bogens leichter werde, wird vorgeschlagen, den tragenden Bogen aus zwei parallelen, übereinander liegenden Bogen zusammenzusetzen. Der erste wird auf dem Schalungsgerüst hergestellt, dann ausgerüstet und als Lehrbogen für den zweiten Bogen benutzt. Beide Bogen werden schließlich zu gemeinsamer Wirkung verbunden und dann in einen eingespannten Bogen verwandelt. Werden

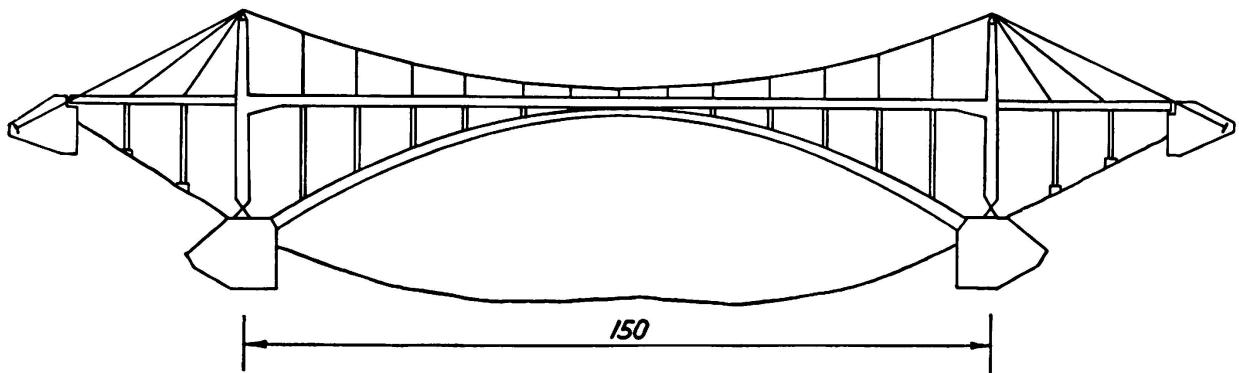


Fig. 6.

nun diese beiden Bogen vorerst als Dreigelenkbogen ausgebildet, so können sie für sich von den Wirkungen der Achsverkürzung, durch Schwinden und infolge der Plastizität des Betons befreit werden. Für das Schwinden und auch die plastische Verformung jedoch nur in einem vom Zeitpunkte des Bogenschlusses abhängigen Maße. Als Beispiel wurde ein Bogen von 400 m Spannweite entworfen, der auch den gleichen Pfeil $f = 100$ m hat, wie der von Prof. Dischinger im „Bauingenieur“ 1935, H. 11—14 veröffentlichte Entwurf. Es wurde auch die gleiche Fahrbahnabstützung gewählt, um Vergleiche über die Rechnungsergebnisse anstellen zu können (Fig. 5f). Der neue Vorschlag für die Rüstung wurde bereits besprochen.

1. Unterer Bogen.

Wir denken uns *vorerst* den ersten Bogen B_1 nach der Stützlinie S_1 für sein Eigengewicht geformt oder für eine Belastung, die die größtmögliche Herabsetzung der Spannungen erlaubt und nehmen eine *konstante* Höhe und Form im Querschnitt an. Der Querschnitt F ist außerdem nach beiden Hauptrichtungen symmetrisch. Der Bogen ist in den Kämpfern mit Stahlgelenken versehen; der Scheitel ist für den vorübergehenden Einbau von Druckwasserpressen ausgebildet. Das Bogengerüst wird entsprechend seiner eigenen Formänderungen, der elastischen Zusammendrückung der Bogenachse, der Schwindwirkung und der plasti-

schen Verformung des Bogens überhöht. Nach Fertigstellung des Bogens wird er mit Hilfe der Pressen vom Gerüst gehoben, wobei er auch seine elastische Achsverkürzung infolge seines Eigengewichtes erleidet.

Die Ausrüstung kann eventuell auch bei aufgehängtem Schalungsgerüst unmittelbar durch die Schraubenschlösser in den Hängestangen erfolgen, bei einem Stützgerüst auch durch lotrechte Pressen.

Wärmewirkung. Es wird nicht immer möglich sein, den Bogenschluß zur Zeit der Normaltemperatur, in Mitteleuropa $t = 10^{\circ}\text{C}$, durchzuführen. Sollen nun die Wärmewirkungen im eingespannten Bogen für die größten positiven und negativen Wärmeschwankungen in beiderseitigem Sinne gleich groß, bzw. bei unsymmetrischer Bewehrung nicht allzu verschieden sein, so muß der Unterschied zwischen der Wärme beim Ausrüsten des Bogens und der Normaltemperatur durch eine Hebung bzw. Senkung des Scheitels berücksichtigt werden.

Das wird nur dann erfolgreich sein, wenn die Wirkung als Dreigelenkbogen solange aufrecht erhalten werden kann, bis einmal die Normaltemperatur wirklich eintritt, bei der dann der Bogenschluß durchgeführt wird, denn ein vorzeitiger Bogenschluß ändert das System, macht es statisch unbestimmt (Zweigelenkbogen, eventuell eingespannter Bogen), so daß dann verschiedene Größtwerte der Wärmeschwankungen in positivem bzw. negativem Sinne zu berücksichtigen sind und ein Spannungsausgleich schwerer möglich wird.

Im Scheitel achsial eingesetzte Pressen werden praktisch durch eine Wärmeänderung nur unwesentliche Druckänderungen erfahren. Diese für solche Wärmewirkungen beim Dreigelenkbogen notwendige Änderung der Höhenlage der Bogenachse, wird man zweckmäßig auch durch lotrechte Korrektur der Höhe des Lehrgerüstes bewirken, was aber durch die Schraubenschlösser einer aufgehängten Schalung in einfacher Weise geschehen kann.

Die *Abbindewärme* des Betons der Bogenteile wird sich wohl nur noch in den zuletzt betonierten Bogenteilen äußern. Ihre Berücksichtigung ist aber noch unsicher.

Unter richtiger Berücksichtigung aller Maßnahmen gegen die besprochenen Wirkungen wird der untere Bogen die günstigsten Beanspruchungen erhalten.

Nach Einlegen von Platten symmetrisch zur Bogenachse neben den Pressen, unter Beibehaltung derselben an Ort und Stelle und geringer Entlastung, kann der vom Lehrgerüst freigemachte Dreigelenkbogen als Schalungsgerüst für den zweiten oberen Bogen dienen.

2. Oberer Bogen.

Der obere Bogen von ganz gleichen Abmessungen und Stärke wird nun auf dem unteren Bogen in gleicher Weise betoniert und gelagert, wobei die erforderlichen Korrekturen ganz analog wie beim unteren Bogen durchgeführt werden und wiederum das Alter der Bogenteile, das bezügliche Schwindmaß und die bezüglichen Temperaturen zu berücksichtigen sind.

Ergäbe sich, daß beim oberen Bogen die Bogenachse nach Fertigstellung nicht parallel mit der Achse des unteren Bogens verläuft, so kann durch entsprechende, wohl geringe Änderung der Pressenkräfte im unteren oder oberen Bogen, das satt Berühren der beiden Bogen erzielt werden.

Ob unten der Pressendruck gesteigert, oder oben nachgelassen wird, wenn die Abstände der Bogenachsen in den Schenkeln größer als im Kämpfer oder Scheitel wären, oder umgekehrt, wenn die Schenkel der beiden Bogen eine gegenseitige Pressung hätten, hängt von dem beabsichtigten oder günstigsten Ausgleich der Maximalspannungen im Endzustande des Bogens ab.

Nach diesem Gleichrichtungsvorgang werden die Bogen durch Vergießen der ineinandergreifenden Teile (Fig. 5d), die das spätere Zusammenwirken der beiden Bogen bewirken sollen, verbunden und geben einen einheitlichen Bogen doppelter Stärke mit ziemlich ausgeglichenen Spannungen, d. h. mit geringen Momenten.

3. Der verbundene Doppelbogen.

Der verbundene Doppelbogen hat nun infolge der noch vorhandenen Pressen eine Regulierfähigkeit mit Rücksicht auf den erwünschten Spannungsausgleich für die später hinzukommenden Lasten, wobei noch die Doppelgelenke in den Kämpfern in Wirksamkeit bleiben können. Diese Kämpfer-Doppelgelenke wirken dann wie eine Einspannung in den Kämpfern.

Es ist aber auch möglich, bei dem *oberen* Bogen in den Kämpfern statt Gelenken, Pressen einzubauen, die eine spätere Regulierung der Stützlinie des Verbundbogens ermöglichen.

Nun kann die Fahrbahn samt den Ständern aufbetoniert werden, und zwar mit einem Spalt über dem Bogenscheitel. Mit Hilfe der Pressen ist der weitestgehende Ausgleich der Spannungen unter Berücksichtigung der nach der Fertstellung des verbundenen Doppelbogens hinzukommenden Lasten möglich. Es sind dabei zu berücksichtigen: Gewicht der Fahrbahn und Ständer, zufällige Last, die weitere Schwindwirkung soweit sie noch nicht berücksichtigt ist, die weitere plastische Verformung, die Wind- und Wärmewirkung.

Da zwei oder mehrere übereinanderliegende Reihen von Pressen im Scheitel zur Verfügung stehen, ist durch verschiedene, errechnete Drücke in den einzelnen Reihen eine Herabsetzung der Größtwerte der Spannungen möglich. Die eventuellen Pressen im Kämpfer gestatten eine noch weitergehende Regulierung der Drucklinie. Dann kann der Bogenschluß und die Ausbetonierung der Scheitel-, Kämpfer- und Fahrbahnfugen und der Ausbau der Pressen erfolgen. Dabei sind die für den eingespannten Bogen erforderlichen durchgehenden Bewehrungseisen an den auszuschaltenden Gelenkstellen einzubetonieren.

Ob nun der Bogenschluß unmittelbar nach Herstellung der beiden Bogen oder erst nach dem Aufbau der Fahrbahn erfolgen soll, hängt von der Stützweite, dem Pfeil, den verfügbaren Pressenkräften und vornehmlich von dem Verhältnis des Eigengewichtes zur zufälligen Last ab.

4. Der Verbund der Doppelbogen.

Die beiden Einzelbogen müssen später als ein einheitlicher Bogen wirken. Deshalb muß sowohl die gegenseitige Verschiebung derselben längs der Berührungsstelle gehindert, als auch die Berührung der beiden Bogen für immer gesichert sein.

Um ersteres zu erreichen, sind beim ersten Bogen in mehreren Querreihen über die obere Laibung vorstehende, in der Draufsicht schwanzschwanzförmige, be-

wehrte Streifen angeordnet, die gleichzeitig mit der Betonierung des Bogens hergestellt werden (Fig. 5c, d). Der obere Bogen erhält dort in der unteren Platte entsprechende Ausnehmungen, die erst nach der Adjustierung der beiden Gewölbe ausbetoniert werden.

Um die Ausbetonierung der Zwischenräume zwischen Streifen und Ausnehmungen zu ermöglichen, sind in den Querwänden Mannlöcher auszunehmen und ebensolche in der oberen Platte des oberen Bogens, damit die Zugänglichkeit gesichert ist. Es kann sogar auf diese Weise auch die innere Schalung herausgenommen werden.

Die Herstellung dieser dübelartig wirkenden Streifen kann einwandfrei erfolgen, da sie auf der *oberen* Bogenfläche vor sich geht, jene der Ausnehmungen im *oberen* Bogen ist gleichfalls ungestört möglich, weil sie anlässlich der Betonierung der unteren Platte desselben, also gut zugänglich, erfolgt.

Der Verbund der Bogen im *lotrechten* Sinne kann durch radial liegende Ankerschrauben, die neben den inneren Querrippen liegen, und durch beide Bogen hindurchgehen, erfolgen.

Es kann aber auch diese Verbindung durch die Längswände selbst geschehen.

5. Lage der Kämpfergelenke.

Die Kämpfergelenke können in einer zur Bogenachse senkrecht liegenden Fuge angeordnet werden. Dann sind die Stützweiten der Bogen etwas verschieden, auch die Pfeilhöhen weichen in mäßiger Weise von einander ab (Fig. 5c).

Man kann aber die Kämpfergelenke lotrecht übereinander anordnen, so daß für beide Bogen die gleiche Stützweite vorhanden ist (Fig. 5e). In diesem Falle werden die beiden Bogen nahezu die gleichen Beanspruchungen für ihr eigenes Gewicht und die gleichen Ausrüstungsmaßnahmen erleiden, außer jenen infolge des Schwindens und der Plastizität des Bogens.

Es wäre auch eine von vornherein exzentrische Anordnung der Kämpfergelenke, eventuell auch der Scheitelgelenke möglich.

6. Vorgeschobene Gelenke.

Einen großen Vorteil bei der Bewältigung großer Spannweiten geben *vorgeschobene, provisorische Gelenke*. Diese wirken sich dahin günstig aus, daß die vorkragenden Kämpferteile durch Vergrößerung der Bogenstärke gegen den Kämpfer hin auch die Wind- und Wärmespannungen im geschlossenen Bogen besser übernehmen können, und daß die Stabilität des Bogens bei schmäleren Brücken durch Verbreiterung der Kragarme besser gewährleistet ist. Die vorkragenden Teile können auf festen Gerüsten hergestellt werden, die relativ nicht hoch sind. Man kommt dann mit kleineren Bogenstärken aus. Die Spannweiten der Dreigelenkbogen sind für den ersten Zustand kleiner.

Schließlich werden wegen des erzielten kleineren Gewichtes die Rüstungen für die Dreigelenkbogen geringere Massen erfordern.

Die Gelenke liegen dann an den Stellen, wo im endgültigen, eingespannten Bogen die Randspannungen ohnehin schon kleiner werden als im Kämpfer oder Scheitel und wo die zulässigen Inanspruchnahmen nicht ausgenutzt werden können. Es werden deshalb die Zulageeisen, die bei Ausschaltung der Gelenke

anlässlich der Umwandlung in einen eingespannten Bogen noch hinzukommen müssen, geringere Querschnitte aufweisen, so daß auch hierbei Ersparnisse erzielbar sind. Die Einbindung der Zulage-Eisen in den Bogen kann dort leichter bewerkstelligt werden.

Endlich haben auch die Stahlgelenke ein geringeres Gewicht, da die Kämpferdrücke infolge der kleineren Stützweite kleiner werden.

Der Vorteil der vorgeschobenen Gelenke wirkt sich bei Bogen mit großer Pfeilhöhe besonders aus, auch schon deshalb, weil die Gelenkstellen verhältnismäßig weit vorgetrieben werden können.

Vorgeschobene Gelenke sind sowohl als *endgültige* Gelenke, wie auch als *provisorische* Gelenke bei eingespannten Bogen zweckmäßig.

Das hier vorgeschlagene Verfahren gibt wegen der mannigfältigen Vorteile und der verschiedenen Regulierungsmöglichkeiten bei entsprechender Ausgestaltung der Einzelheiten, ein Mittel zur Herstellung weitgespannter Eisenbetonbogenbrücken.

Zusammenfassung.

In der Abhandlung werden vor allem die Baustoffeigenschaften besprochen, die für weitgespannte Bogenbrücken erforderlich sind, wobei festgestellt wird, daß heute eine zulässige Inanspruchnahme des Betons von 200 kg/cm^2 erreichbar ist. Die Mittel zur Herabsetzung der Spannungs-Größtwerte bei Bogenbrücken durch korrigierte Bogenachsen werden diskutiert und *neue Untersuchungen* für die schärfere Berechnung von Bogen nach der *Verformungstheorie* gegeben. Es wurden allgemeine Formeln für die Berücksichtigung verschiedener Elastizitätsziffern in einem Hohlquerschnitt abgeleitet und die Verformungstheorie für Bogen mit veränderlichem E und J zum ersten Male gegeben und die Verformungstheorie des eingespannten Bogens mit einer Stützlinienachse für die gegebenen Lasten erstmals veröffentlicht. Für beide Fälle sind die Lösungen der betreffenden Differentialgleichungen und die sonstigen Hauptwerte mitgeteilt. Dann wird der Einfluß des Schwindens und der plastischen Verformung des Betons in vorliegendem Problem behandelt.

Ein neuer Vorschlag für die *Gerüstung* großer Bogenbrücken in teilweise aufgehängter Stahlkonstruktion wird gemacht und endlich eine *neue Baumethode* für einen Bogen von 400 m Stützweite vorgeschlagen, die in der Herstellung vorerst eines Bogens von halber Stärke besteht, der nach der Ausrüstung als Lehrbogen für den darüberliegenden zweiten Parallelbogen dient. Nach Fertigstellung werden beide Bogen zu einer einheitlichen Wirkung verbunden. Durch die Anwendung von provisorischen Gelenken und hydraulischen Pressen wird die Ausschaltung der Wirkung des Schwindens und der plastischen Verformung des Betons möglich. Der Vorteil von vorgeschobenen provisorischen Gelenken wird erläutert. Der Vergleich von Eisenbeton- und Stahlbogenbrücken wird nicht behandelt.