

# Weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücken

Autor(en): **Hawranek, A.**

Objektyp: **Article**

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

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-2829>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

## 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 berichtigt.

### 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

$$\begin{aligned}
 M_x &= \mathfrak{M}_x + M - Hy - Vx & \text{und} & & k_1 &= \frac{E_1}{E_2} + 1 \\
 N_x &= H \cos \varphi + Q_x \sin \varphi & & & k_2 &= \frac{E_1}{E_2} - 1 & k &= \frac{k_2}{k_1} \\
 Q_x &= V + \mathfrak{Q}_x = V - \sum_x^{1/2} G & & & & & & 
 \end{aligned}$$

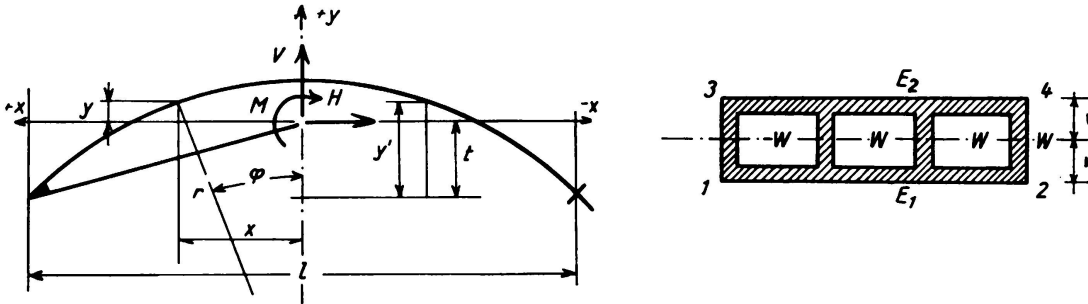


Fig. 1.

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

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{\int \frac{\mathfrak{M}_{xy} k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{\mathfrak{M}_x k_2 v \cdot ds \cdot \cos \varphi}{E_1 J} + \int \frac{\mathfrak{Q}_x y k_2 ds \sin \varphi}{v E_1 F} - \int \frac{\mathfrak{Q}_x k_1 ds \sin \varphi \cdot \cos \varphi}{E_1 F} + 2 \varepsilon t l}{\int \frac{y^2 k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{y k_2 v ds \cos \varphi}{E_1 J} - \int \frac{y k_2 ds \cos \varphi}{v E_1 F} + \int \frac{k_1 \cos^2 \varphi ds}{E_1 F}} \\
 V &= \frac{\int \frac{\mathfrak{M}_x x k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{\mathfrak{M}_x k_2 v \cdot ds \cdot \sin \varphi}{E_1 J} + \int \frac{\mathfrak{Q}_x x k_2 ds \cdot \sin \varphi}{v E_1 F} - \int \frac{\mathfrak{Q}_x k_1 ds \cdot \sin^2 \varphi}{E_1 F}}{\int \frac{x^2 k_1 ds}{E_1 J} + \int \frac{k_1 ds \cdot \sin^2 \varphi}{E_1 F}} \\
 M &= \frac{\int \frac{\mathfrak{M}_x k_1 ds}{E_1 J} + \int \frac{\mathfrak{Q}_x k_2 ds \sin \varphi}{v E_1 F}}{\int \frac{k_1 ds}{E_1 J}} + H \frac{\int \frac{y k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{k_2 ds \cos \varphi}{v E_1 J}}{\int \frac{k_1 ds}{E_1 J}} \\
 t &= \frac{\int \frac{y' k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{k_2 v ds \cdot \cos \varphi}{E_1 J}}{\int \frac{k_1 ds}{E_1 J}}.
 \end{aligned}$$

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/cm<sup>2</sup>, im Scheitel  $350\,000$  kg/cm<sup>2</sup>, in der oberen Laibung im Kämpfer  $E_2 = 350\,000$  kg/cm<sup>2</sup>, im Scheitel  $230\,000$  kg/cm<sup>2</sup> 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  $p = 1 \text{ t/m}$  ergaben sich die statisch unbestimmten Größen mit:

$$\begin{aligned}
 H &= 102,111 \text{ t} \quad (\text{gegenüber } 101,304 \text{ t für } E = \text{konst.}) \quad \Delta = +1,0\% \\
 V &= 35,544 \text{ t} \quad (\text{gegenüber } 38,597 \text{ t für } E = \text{konst.}) \quad \Delta = -7,9\% \\
 M &= 3473,593 \text{ tm} \quad (\text{gegenüber } 3707,348 \text{ tm für } E = \text{konst.}) \quad \Delta = -6,3\%
 \end{aligned}$$

Die *Momente*:

$$\begin{aligned}
 \text{im linken Kämpfer} &+ 3180,150 \text{ tm} \quad (\text{gegenüber } + 2467,348 \text{ tm für } E \text{ konst.}) \\
 &\Delta = +28,9\% \\
 \text{im Scheitel} &+ 77,791 \text{ tm} \quad (\text{gegenüber } + 67,348 \text{ tm für } E \text{ konst.}) \\
 &\Delta = +15,3\% \\
 \text{im rechten Kämpfer} &- 2602,314 \text{ tm} \quad (\text{gegenüber } - 2092,652 \text{ tm für } E \text{ konst.}) \\
 &\Delta = +24,4\%
 \end{aligned}$$

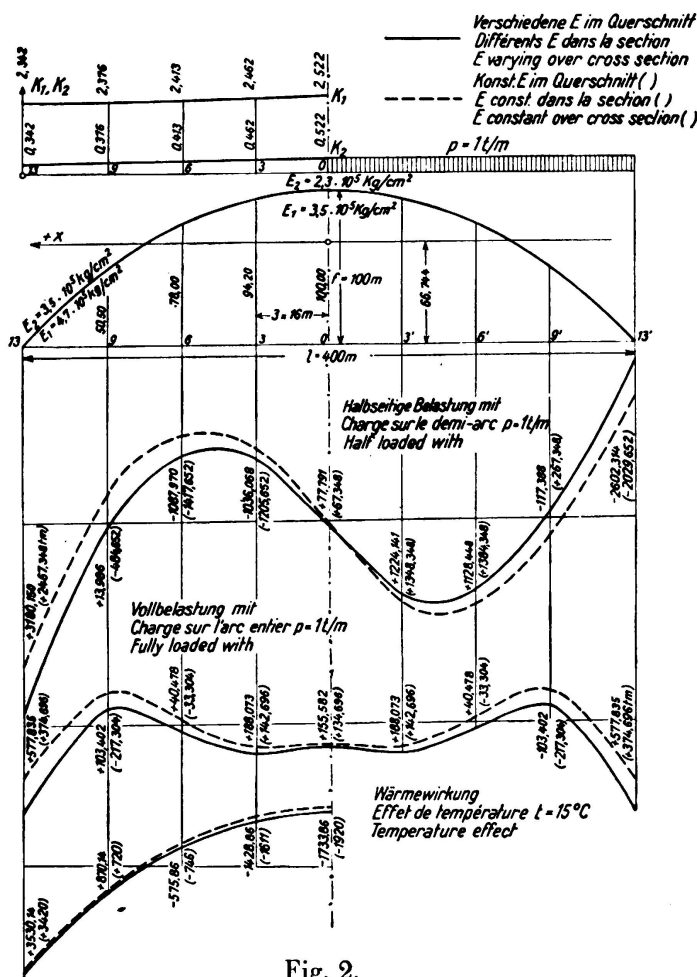


Fig. 2.  
Momentenlinien.

Für *Vollbelastung* mit  $1 \text{ t/m}$  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.

## 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-



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:

$$g_x = g \cos \alpha x; \quad g_1 = g_k - g$$

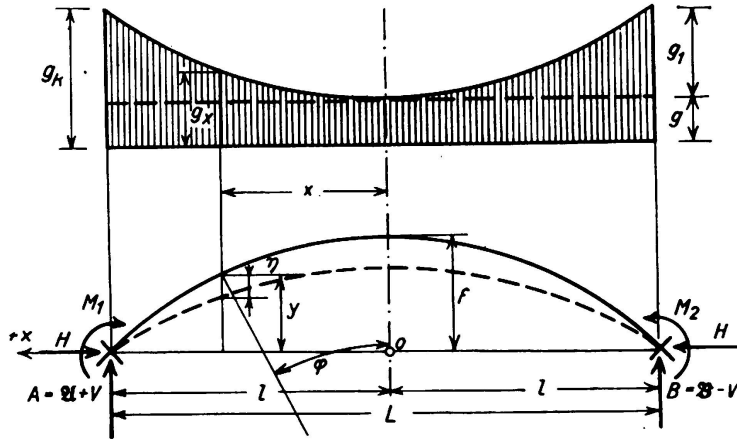


Fig. 3.

Differentialgleichung der Biegelinie:

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

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

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

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

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

$$M_x = \frac{g_1 v}{\alpha^2} (\cos k - \cos \alpha x)$$

Lösung der Differentialgleichung:

$$\eta = A \sin cx + B \cos cx - \left\{ \frac{M_x}{H} - f \cdot w [1 - v (\cos \alpha x - 1)] + \frac{V_1}{H} (1-x) + \frac{M_1}{H} + \frac{d' J}{F} + \frac{\varepsilon t f \alpha^2 (1+v)}{c^2} \right\} + \left( -\frac{g_1 v}{c^2 H} + \frac{fv w \alpha^2}{c^2} - R \right) \cos \alpha x$$

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

$$R = -\frac{\alpha^3 v}{c^2 (\alpha^2 + c^2)} \left( \frac{g_1}{\alpha H} - fw \alpha \right)$$

Für Belastung mit  $g_x$  wird

$$M_x = H \left[ \frac{z}{\alpha c} \frac{\sin k}{\sin cl} \cos cx - \frac{d' J}{F} + \left( fv - \frac{g_1 v}{\alpha^2 H} + \frac{z}{\alpha^2} \right) \cos \alpha x \right]$$

$$M_1 = H \left[ \frac{z}{\alpha c} \sin k \cotg cl - \frac{d' J}{F} - \frac{1}{\alpha} \left( \frac{g_1 v}{H} - z \right) \cos k \right]$$

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:

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

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. Ach-

tels der Stützweite geringer.

Die Durchbiegung des Bogens wurde gleichfalls für das Eigengewicht der Brücke ermittelt, sie beträgt im Scheitel 158 mm, d. i.  $\frac{1}{2530}$  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.

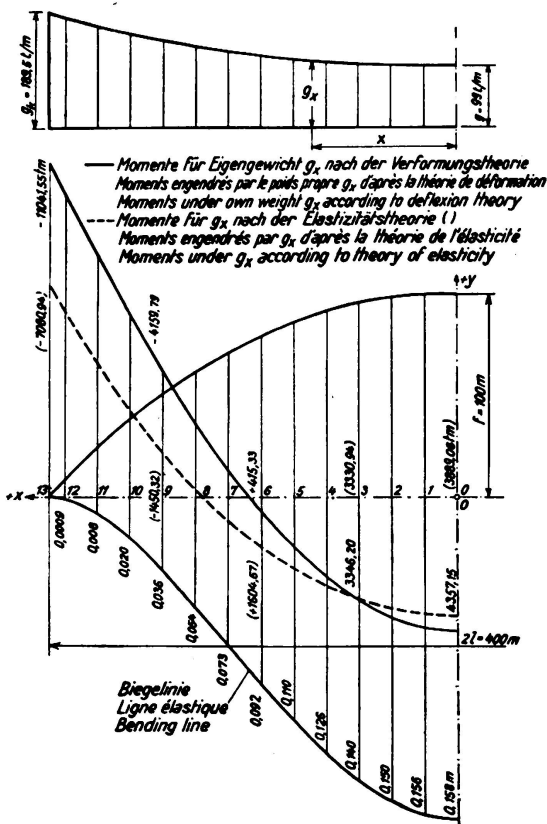


Fig. 4.

Momente und Biegelinie nach der Verformungstheorie für Eigengewicht.

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-

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 allbekanntesten 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/cm<sup>2</sup> für weitgespannte Brücken dürften bei entsprechenden Würfel-*festigkeiten* 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/cm<sup>2</sup> zulässige Inanspruchnahmen des Betons von 150 kg/cm<sup>2</sup> bei 1 % Bewehrung und sogar 240 kg/cm<sup>2</sup> 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  $700 \text{ kg/cm}^2$  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. Meyers*<sup>1</sup> 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  $1^\circ \text{C}$ , 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  $40\text{—}60^\circ$  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. Whyte*<sup>2</sup> 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 geäußert<sup>3</sup> und eine neue Berechnungsmethode gegeben.

<sup>1</sup> Eng. News-Rec. 1935/I. S. 424.

<sup>2</sup> Eng. News-Rec. 1936/I. S. 693.

<sup>3</sup> 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 Bewehrungseisen möglich.

In diesem Falle wären die Stahleinlagen über die ganze Bogenlänge durchgehend zu machen. Die einzelnen Stücke wären zusammenschweißen und dann mit in der Längsrichtung etwas versetzten Schraubenschlössern behufs Anspannung zu versehen. Die in die Widerlager auf eine genügende Länge eingebundenen Rundeseisen 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  $1000 \text{ kg/cm}^2$  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).

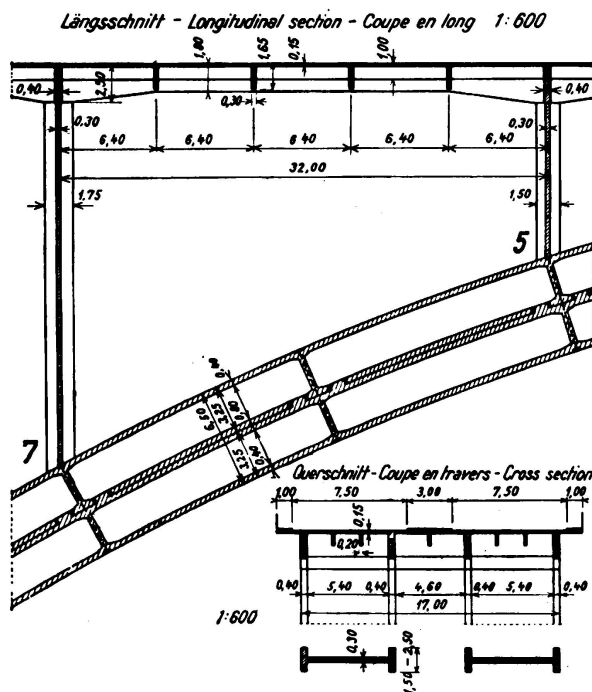


Fig. 5.

Fahrbahnkonstruktion.

Er besteht darin, daß der Hauptbogen als Doppelbogen aus zwei gleichen, übereinander liegenden Einzelbogen 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.

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

##### 1. Der Verbund der beiden übereinander liegenden Einzelbogen.

Vor allem ist der Verbund der beiden Einzelbogen 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





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.

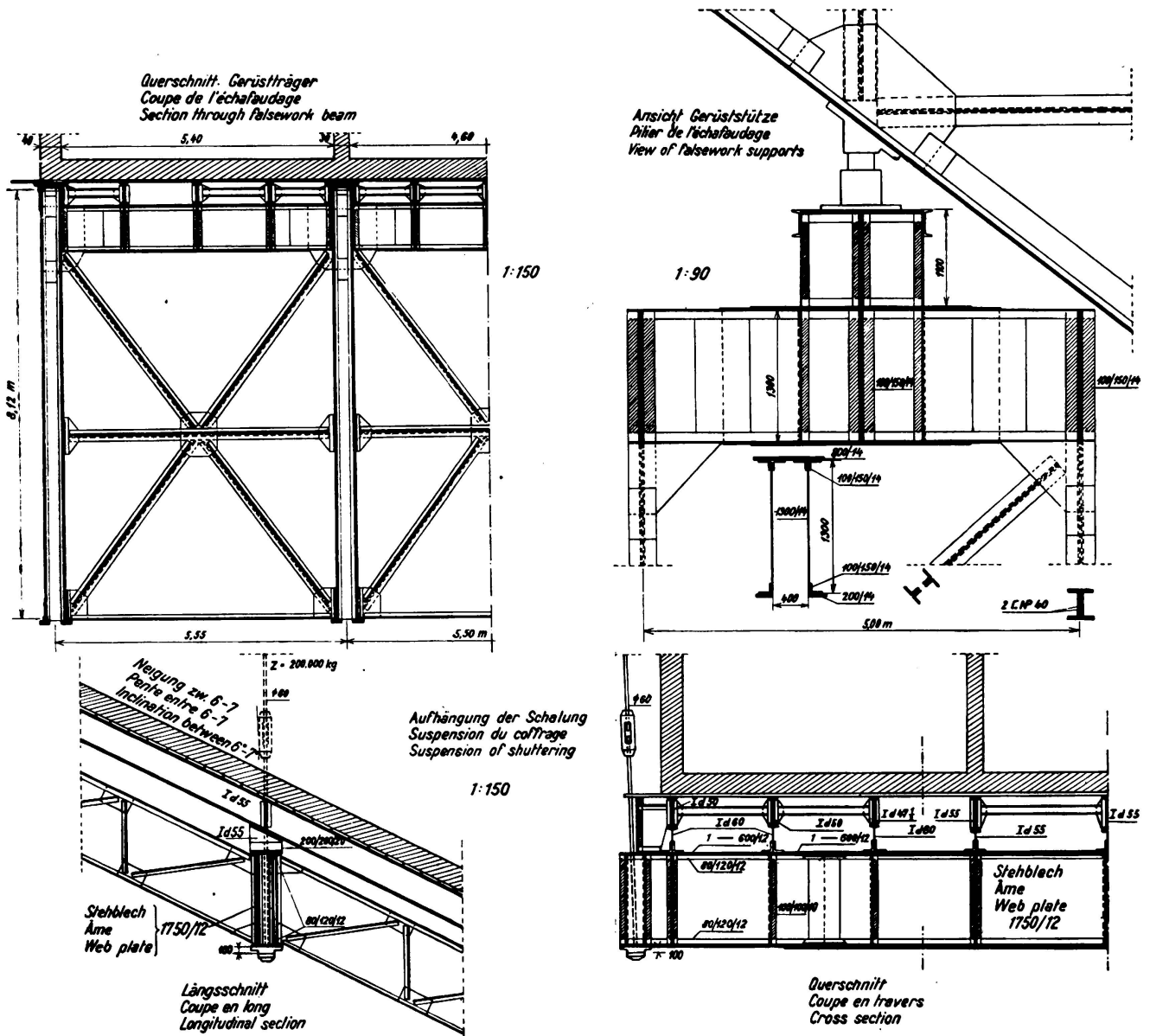


Fig. 7.

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 Gerüsts 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 Gerüsts wegen der Zwischenauflagerung der ersteren viel leichter werden würden, was noch wirtschaftlicher wäre, da auch bei den Hängenkabeln 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 Stützendruck auf die Pylonen von  $P = 11500 \text{ t}$  ergibt. Dabei sind die

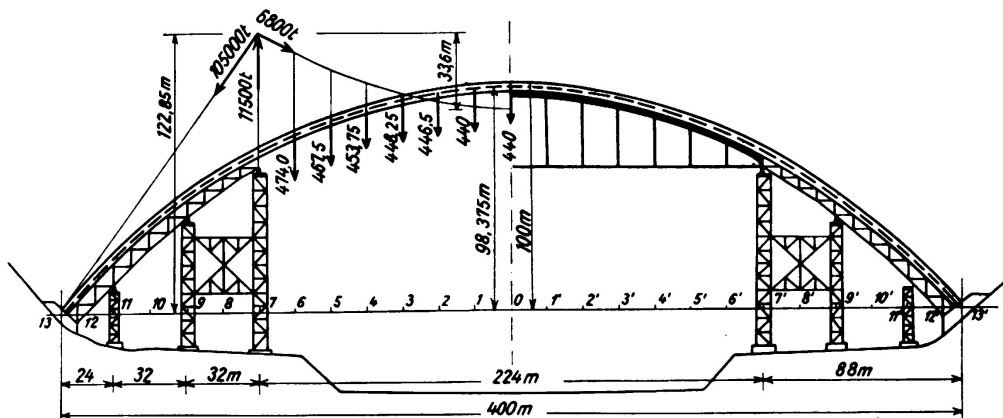


Fig. 8.

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  $7000 \text{ kg/cm}^2$  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 Gerüsts 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  $948 \text{ t}$  auf die Gesamtbrückenbreite von  $18 \text{ m}$  bezogen wird, bei einem umbauten Raum von

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

von 0,0167 t/m<sup>3</sup>. 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 Lehrgerüsts können auf

2150 t à 3000 Kč . . . . .	6,45 Mill. Kč
1100 t à 5000 Kč . . . . .	5,50 Mill. Kč
	K <sub>1</sub> 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 Stützgerüsts wären weitere Ersparnisse erzielbar.

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

Bei flachen Bogen könnte man an Stelle *lotrechter* Pylonen des Hängegerüsts auch nach außen geneigte verwenden, die es ermöglichen würden, die Seilkräfte im Rückhaltekel, 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 Rückhaltekel 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 Eisenbetonzwillingsbogens 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 <sup>3</sup>
der Querwände des Bogens . . . . .	610 m <sup>3</sup>
der Fahrbahn und Abstützung . . . . .	5690 m <sup>3</sup>

21950 m<sup>3</sup> beträgt,

das ist 0,0456 m<sup>3</sup> pro m<sup>3</sup> umbauten Raumes ohne Widerlager. (Entwurf *Dischinger* 20800 m<sup>3</sup>, das sind 0,0434 m<sup>3</sup> je 1 m<sup>3</sup> umbauten Raumes.)

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

An Schalung sind 4040 m<sup>3</sup> 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  $-15^\circ \text{C}$  in Rechnung gestellt. Der Winddruck ist mit  $250 \text{ kg/m}^2$  berücksichtigt.

Tabelle I.  
Momente in tm.

	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 $\pm 15^\circ \text{C}$ $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$	$\mp$ 1920		$\mp$ 746		$\pm$ 3420
Schwinden $-15^\circ \text{C}$	+ 1920		+ 746		− 3420
$\sum_{1-3}$	− 14776				− 41354
Windmoment Biegung	$\pm$ 10780		$\pm$ 937		$\pm$ 53723
Windmoment Torsion	0		$\pm$ 3522		$\pm$ 3295

Tabelle II.  
Normalkräfte in t (Druck −).

	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 $\pm 15^\circ \text{C}$	$\mp$ 53,3		$\mp$ 48,7		$\mp$ 35,9
Schwinden $-15^\circ \text{C}$	+ 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  $-15^{\circ}\text{C}$  und Schwinden  $-15^{\circ}\text{C}$  berücksichtigt wurden.

Tabelle III.

Maximale Betonspannungen im Bogen in  $\text{kg/cm}^2$ .

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

Will man diese Gesamtspannung im Kämpfer von  $214,1\text{ kg/cm}^2$  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  $-15^{\circ}\text{C}$  und Schwinden  $-15^{\circ}\text{C}$  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.

$$\begin{aligned} \text{Für } M_1 &= -41354\text{ tm}, & N_1 &= 35053,2\text{ t} \\ M_2 &= -13996\text{ tm}, & N_2 &= 34528,2\text{ t} \\ F &= 39,1\text{ m}^2 & W &= 54\text{ m}^3 \end{aligned}$$

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

entstehen in den Kämpfern die größten Betonspannungen von  $115,4\text{ kg/cm}^2$  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  $97,1\text{ kg/cm}^2$ , im Viertelpunkt  $106\text{ kg/cm}^2$ . 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<sup>2</sup> einschließlich Wind rechnen kann, was aber auch ohne seitlichen Anzug des Gewölbes bei einer Pressenkraft  $H_z = 340$  t erreichbar ist. Bei dieser Pressenkraft werden die Randspannungen im Kämpfer und im Viertelpunkt gleich groß.

Damit ist der Nachweis erbracht, daß der verhältnismäßig schlanke Bogen konstanten Querschnittes mit einer Höchstspannung im Beton von rund 150 kg/cm<sup>2</sup> 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.