

Generalreferat

Autor(en): **Petry, W.**

Objektyp: **Article**

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

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

PDF erstellt am: **11.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-2820>

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.

IV

Generalreferat.

Rapport Général.

General Report.

Dr. Ing. W. Petry †,

Geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins, Berlin.¹

Aus der Fülle der Baugebiete des Eisenbeton-Ingenieurbaues sind für die 5. Arbeitssitzung zwei herausgegriffen worden, *Flächentragwerke und weitgespannte Brücken*, um an ihnen die Entwicklungsrichtung zu zeigen. Ihre Zusammenfassung unter einem Thema ist gerechtfertigt; denn in beiden Fällen sind die gleichen Aufgaben gestellt: Tieferes Eindringen in den wahren Spannungszustand, um bei ausreichender Sicherheit mit möglichst geringen Abmessungen auszukommen, und konstruktive Maßnahmen, um den Baustoff so zu beanspruchen, daß seine Leistungsfähigkeit möglichst ausgenutzt wird.

Unter den *Flächentragwerken* unterscheidet man bekanntlich *Schalen*, d. h. Tragwerke mit stetig gekrümmten, dünnen Platten, und *Faltwerke*, auch *Scheibenwerke* genannt, bei denen die gekrümmte Platte durch ein Vieleck von Scheiben ersetzt ist.

Die *Faltwerke* sind bisher verwendet worden für Bunker und Silos, für die Kaminwände von Kühltürmen und für Überdachungen. Seit dem Pariser Kongreß sind im Rahmen der Veröffentlichungen der I.V.B.H. auch *Faltwerke* wiederholt behandelt worden. Die strenge Theorie unter Berücksichtigung der Biegungsspannungen wurde von *Gruber*, *Grüning* und *Ohlig* behandelt. Die Arbeiten von *Gruber* sind im 2. und 3. Bande der Abhandlungen enthalten. *Craemer* hat im 3. Band der Abhandlungen die Beanspruchung durchlaufender Bunkerwände durch Eigengewicht und Reibung des Füllgutes untersucht.

Über die Anwendung der *Faltwerke* ist nichts zu berichten. Für Überdachungen sind sie, wie *Dischinger* in seinem Referat erläutert, wegen der größeren Biegebungsbeanspruchungen weniger wirtschaftlich als *Schalentragwerke*.

Bei den *Schalen* unterscheiden wir einfach gekrümmte, in Richtung der Erzeugenden zwischen Binder gespannte *Schalen* und doppelt gekrümmte *Schalen*. In der ersten Gruppe sind bedeutende Leistungssteigerungen zu verzeichnen. *Valette* erwähnt einen Entwurf *Boussirons* zu einem Dach mit *Zylindertonnen*, dessen Gewölbe- und Trägerstützweite je 51,5 m betragen soll, und *Dischinger* berichtet von der Ausführung eines Daches mit 60 m Träger- und 45 m Gewölbestützweite, sowie von Hallen mit Gewölbespannweiten bis zu 100 m bei verhältnismäßig kleinem Binderabstand. Neben den *Zylinderschalen* sind in

¹ Herr *Bornemann* verlas am Kongreß den Bericht des kurz vorher verstorbenen Autors.

Frankreich windschiefe Schalen mit der Kegelschale als Sonderfall entwickelt und für Kragdächer, Sheddächer und Hallen bis zu 60 m Stützweite angewendet worden, worüber *Lafaille* im 3. Band und *Fauconnier* im 2. Band der Abhandlungen berichtet haben. Schließlich gehören zu den einfach gekrümmten Schalen auch Rohre, die sich zwischen Bindern frei tragen. Als bedeutendste Leistung erwähnt *Valette* den Diffusor des Windkanals von Chalais—Meudon, ein kegelstumpfförmiges Rohr mit elliptischem Querschnitt, dessen Querschnittsachsen am weiteren Ende 23 und 15 m messen und das 34 m weit gestützt ist. Bei größerer Trägerspannweite werden die Schalen, um ihre Knicksicherheit zu erhöhen, fast allgemein durch Rippen ausgesteift. Für die Gewölbeform wird neuerdings an Stelle des Kreis-Segments, das gegenüber der Seillinie überhöhte Ellipsen-Segment bevorzugt, weil damit größere Trägerwirkung und günstigere Spannungsverteilung in der Schale erreicht wird, und vor allem, weil bei dieser überhöhten Gewölbeform ganz wesentlich geringere Biegemomente auftreten. *Finsterwalder* weist in seinem Diskussionsbeitrag noch besonders darauf hin, daß der Ellipsenquerschnitt durch die Kriechverformung weniger ungünstig beeinflußt wird als kreisförmige Querschnitte.

Finsterwalder brachte im 1. Band der Abhandlungen seine Theorie der Kreis-zylinderschale mit Berücksichtigung der Biegemomente in der Gewölberichtung bei Vernachlässigung der Momente in Richtung der Erzeugenden. Eine Theorie, bei der auch diese Biegemomente berücksichtigt werden, veröffentlichte *Dischinger* im letzten Jahre in „Beton und Eisen“. In seinem Referat berichtet *Dischinger*, daß es inzwischen gelungen ist, auch für die stark überhöhten Schalen mit elliptischen oder ähnlichen Querschnitten eine strenge Theorie zu entwickeln, die demnächst als Dissertation erscheinen wird.

Bei den einfach gekrümmten Schalen mit großen Gewölbe- und Trägerspannweiten muß die Knicksicherheit besonders beachtet werden. Und zwar muß das Knicken der Schale in der Gewölberichtung und in Richtung der Erzeugenden gleichzeitig untersucht werden, weil sich hierbei wesentlich ungünstigere Verhältnisse ergeben als bei einer getrennten Berechnung. Das Problem der über mehrere Felder durchlaufenden Zylinderschalen hat *Dischinger* im 4. Band der Abhandlungen bearbeitet.

Eine allgemeine Theorie der windschiefen Schalen hat *Lafaille* im 3. Band der Abhandlungen geliefert und ihre Berechtigung durch Versuche nachgewiesen. Über die Brauchbarkeit einer in Frankreich üblichen Näherungslösung für Kegelschalen gaben Bruchversuche Aufschluß, die *Fauconnier* im 2. Band der Abhandlungen beschrieben hat. Den Sonderfall der parabolischen Hyperboloide hat *Aimond* im 4. Band der Abhandlungen erörtert.

Während in Deutschland die mathematische Behandlung der Schalenberechnung immer weiter verfeinert wurde, mit dem Ziele, den wahren Spannungszustand möglichst genau zu erfassen, hat man in Frankreich mehr Wert darauf gelegt, den Gestaltungswillen der Ingenieure möglichst wenig durch schwierige Berechnungen zu belasten. Über die Berechtigung dieser beiden Zielsetzungen wird am Schlusse dieses Berichtes noch zu sprechen sein.

Auf dem Gebiete der doppelt gekrümmten Schalen sind seit dem Pariser Kongreß keine besonderen Bauleistungen zu verzeichnen, wohl aber wurde die Theorie dieser Formen mit Hilfe von Differentialgleichungen weitgehend ge-

fördert. Die damals im Referat von *Petry* erwähnten Kugelschalen für die Großmarkthalle in Dresden sind leider nicht ausgeführt worden. Einige bedeutendere Anwendungen doppelt gekrümmter Schalen erwähnt *Dischinger* in seinem Referat. Die von *Aimond* und *Granholm* vorgelegten Berichte befassen sich mit der Theorie, wobei *Aimond* die geometrische Bedeutung der allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen biegungsfreier Schalen erörtert und daraus herleitet, welche Randbedingungen bei den verschiedenen Schalenformen eindeutige und stabile Gleichgewichtszustände herbeiführen, während *Granholm* mit dem Ziele, an Stelle schlecht konvergierender unendlicher Reihen möglichst einfache Lösungen zu setzen, die Kuppel als elastisches Gewebe, d. h. den Meridianstreifen als durchgehend elastisch unterstützt behandelt. Hierdurch gelingt auch die Untersuchung von Kuppeln mit veränderlicher Wanddicke in einfacher Weise. Die Übereinstimmung mit einer strengen Lösung ist gut.

Als Überleitung zum zweiten Teile dieser Arbeitssitzung verdient der Bericht von *Parvopassu* hervorgehoben zu werden, der ausgehend von einer kurzen geschichtlichen Betrachtung einen Querschnitt durch das Gesamtgebiet des Eisenbetons im Hoch- und Brückenbau liefert und die engen Beziehungen zwischen Forschung und Bauleistungen darlegt, die einander befruchten und bedingen. In der Tat steht am Anfang jeder Betrachtung über weitgespannte Brücken die Einsicht, daß die Stützweiten nur dann über durchschnittliche Leistungen gesteigert werden können, wenn die Grundlagen unserer Berechnung, Planung und Bauausführung darauf geprüft werden, ob die Annahmen, die wir in jedem Falle treffen müssen, auch für diese außergewöhnlichen Verhältnisse zulässig sind, und in welcher Richtung wir diese Voraussetzungen klären oder ihre Verwirklichung sichern müssen.

Unter den zum Thema „weitgespannte Brücken“ vorgelegten Berichten überwiegen diejenigen, die sich mit Bogenbrücken befassen, weil für Bogenbrücken bedeutende Steigerungen der Stützweiten wirtschaftlich und technisch am ehesten, möglich erscheinen. Als Bogenbrücken werden dabei alle gekrümmten vorwiegend auf Druck beanspruchten Tragwerke verstanden ohne Rücksicht darauf, ob der Bogenschub in die Widerlager geleitet oder durch Zugbänder aufgenommen wird.

Zwei Forderungen sind es, aus denen sich alle anderen ableiten lassen: Möglichste Verringerung des Eigengewichtes von Bogen und Fahrbahn und möglichste Beschränkung der Kosten für die Lehrgerüste. Die erste Forderung führt zu einer Erörterung der zulässigen Beanspruchungen und der Maßnahmen, durch die die Beanspruchung und die Querschnittsabmessungen beeinflußt werden können. Über die Höhe der zulässigen Beanspruchungen gehen die Meinungen ziemlich weit auseinander, je nachdem welche Betonfestigkeiten man im Baubetrieb für sicher erreichbar hält. Eine Entscheidung wird nur nach den im Einzelfall als wirtschaftlich erachteten Maßnahmen zur Betonbereitung und vor allem zur Betonverdichtung möglich sein. Bei der Tranebergsbrücke in Stockholm sind, wie *Kasarnowsky* berichtet, 120 kg/cm^2 für die ungünstigsten Belastungsfälle zugelassen worden. *Boussiron* hält unter üblichen Verhältnissen 100 kg/cm^2 für die obere Grenze, die nur überschritten werden sollte, wenn der Beton umschnürt wird. Dabei trägt er keine Bedenken, allein durch Steigerung der Umschnürung die zulässige Beanspruchung zu verdoppeln. Es entsteht dann ein Betonquerschnitt aus zahlreichen umschnürten Lamellen,

deren Zusammenhalt durch Querbewehrungen sorgfältig gesichert werden muß. Zur Zeit dürften die angegebenen Spannungsgrenzen genügen; denn aus den Beiträgen von *Boussiron* und *Gaede* geht hervor, daß eine weitere Erhöhung der zulässigen Spannungen erst bei Stützweiten wesentliche Vorteile bringt, die vorläufig nur ausnahmsweise für Eisenbetonbrücken in Frage kommen. Für jede Stützweite gibt es eine Grenze der Beanspruchung, über die hinaus die Gewichtsverminderung mit Steigerung der Beanspruchung kaum mehr zunimmt. Geht man von gegebenen Grenzen der Beanspruchung aus, so gilt es, den Bogen so zu gestalten, daß die größte Beanspruchung möglichst klein wird und in einem möglichst großen Teil des Bogens auftritt und daß mit Rücksicht auf die Dauerfestigkeit die Schwankungen zwischen größter und kleinster Spannung im Querschnitt möglichst klein bleiben und Zugspannungen ausgeschlossen werden; d. h. die Absolutwerte der Momente sollen in jedem Querschnitt möglichst gleich groß, im Verlauf des Bogens möglichst wenig verschieden und außerdem höchstens so groß sein, daß die Stützlinie im Kern verbleibt. Um diesem Ziele näher zu kommen, bestehen drei Möglichkeiten: die Wahl der Form der Bogenaxe, die Abwandlung des Trägheitsmomentes zwischen Scheitel und Kämpfer und die Beeinflussung der Lage der Stützlinie beim Ausrüsten. Für die Bogenform ist zunächst die Pfeilhöhe bestimmend. Ihrer Wahl sind meist enge Grenzen gesetzt, wobei die Stützweite, bei oben liegender Fahrbahn die Bauhöhe und bei angehängter Fahrbahn ästhetische Forderungen den Spielraum festlegen.

Hawranek erörtert in seinem Bericht die Möglichkeiten der Beeinflussung der Momente durch die Wahl einer von der Stützlinie abweichenden Bogenaxe und weist darauf hin, daß hierdurch beim eingespannten Bogen ein völliger Ausgleich der Absolutwerte der Momente in allen Querschnitten nicht erreichbar ist. *Boussiron* beschäftigt sich eingehend mit der Abwandlung der Trägheitsmomente, wobei er auf Arbeiten von *Chalos* und *Valette* verweist, die im 2. Band der Abhandlungen enthalten sind. Er zeigt, wie auf diesem Wege ein weitgehender Momentenausgleich längs der Bogenaxe erzielt werden kann. *Dischinger* hat im „Bauingenieur“ 1935 Vorschläge gemacht, wie die Randspannungen durch Verwendung vorübergehend exzentrisch angeordneter Gelenke oder Pressen völlig ausgeglichen werden können. In der gleichen Richtung bewegen sich die Vorschläge von *Fritz* in der Schweizerischen Bauzeitung 1935. Als sehr nützlich für die Entscheidung über die wählbaren Maßnahmen hat sich die zeichnerische Darstellung des Baustoffbedarfs in Abhängigkeit von den wählbaren Größen erwiesen.

Die Forderung nach Gewichtersparnis und großen Kernweiten hat überall zur Anwendung von Hohlquerschnitten geführt. Bei der Entscheidung, ob Bogen mit Gelenken oder eingespannte Bogen zu bevorzugen sind, geben die Biegemomente mit wachsender Stützweite immer mehr den Ausschlag zugunsten des eingespannten Bogens. Hierin liegt eine Erhöhung des Unsicherheitsgrades, denn die völlig starre Einspannung ist auch bei felsigem Baugrund umso weniger gewährleistet, je größer die Stützkräfte und Kämpfermomente sind.

Alle bisher erörterten Maßnahmen zur Gestaltung des Bogens führen jedoch nur dann zum Ziele, wenn sie von einer richtigen Einschätzung der auftretenden Momente und Normalkräfte ausgehen. Hierfür genügt es, bei großen

Spannweiten nicht mehr, die Spannungen im Bogen für die unverformte Bogenaxe zu berechnen und durch Maßnahmen beim Ausrüsten dafür zu sorgen, daß die Bogenaxe den in der Rechnung vorausgesetzten Verlauf hat, es muß vielmehr geprüft werden, welche Beanspruchungen im elastisch und durch Kriechen und Schwinden bleibend verformten System auftreten können und hierauf bereits bei der Gestaltung der Querschnitte Rücksicht genommen werden. Zu diesem Zweck entwickelt *Hawranek* in seinem Referat Berechnungsverfahren mit Berücksichtigung verschiedener Elastizitätsmoduln des Betons in Abhängigkeit vom Herstellungsalter und der elastischen Verformung der Bogenaxe. Auch *Freudenthal* befaßt sich im 4. Band der Abhandlungen mit diesem Problem. *Kasarnowsky* erwähnt, wie man die durch die Verformung bedingten Zusatzspannungen bei der Tranebergsbrücke eingeschätzt hat.

Solche Berechnungen bleiben jedoch unbefriedigend, solange es nicht gelingt, die wirkliche Gesetzmäßigkeit des Formänderungsmoduls in Abhängigkeit von der Zeit und vom Bauvorgang zu erfassen. Die Kenntnis dieses Moduls ist auch zur Beurteilung der Knicksicherheit der Gewölbe erforderlich. Daß die Knicksicherheit bei weitgespannten Brücken stets untersucht werden muß, wird allgemein anerkannt. Messungen, die in den letzten Jahren häufiger an fertigen Bauwerken ausgeführt worden sind, um den Elastizitätsmodul zu bestimmen, vermochten keine Klärung zu bringen, da sie immer nur einen örtlich oder zeitlich begrenzten Zustand erfassen konnten. Fest steht heute, daß die Kriechverformung bei weitem das größte Ausmaß aller möglichen Verformungen erreicht, soweit man nicht besondere Maßnahmen zur Verminderung des Kriechmaßes trifft, die jedoch nicht immer anwendbar sind. *Dischinger* weist darauf hin, daß man nachteilige Auswirkungen des Kriechens ausschließen kann, wenn der Bogen so geformt wird, daß unter der ständigen Last keine Biegemomente auftreten, weil das Kriechen dann keine zusätzlichen Momente hervorrufen kann. Diese Forderung läßt sich bei einem eingespannten Brückengewölbe niemals streng erfüllen: denn das Kriechen erstreckt sich über einen langen Zeitraum, in dem infolge der Jahresschwankungen der Temperatur länger währende Momente auch dann auftreten, wenn das Gewölbe nach dem Ausrüsten genau nach der Seillinie für ständige Last geformt war. Man kann lediglich dafür sorgen, daß dort, wo durch Kriechverformungen hohe zusätzliche Momente entstehen würden, die ständigen Momente und die während eines längeren Zeitraums wirkenden Temperaturmomente möglichst klein gehalten werden.

Die geschilderten Schwierigkeiten dürfen jedoch nicht dazu verleiten, den Wert möglichst genauer Berechnungen gering zu schätzen. Daneben steht stets die Forderung, die Rechenarbeit zu vereinfachen. Beiden Forderungen entspricht der Beitrag von *Mörsch* über die Wirkung der Bremskräfte auf massive Brücken, in dem dargelegt wird, wie man die Bremswirkungen gleichzeitig mit den lotrechten Lasten durch resultierende Einflußlinien erfassen kann. Auch die Arbeit von *Valette* im 2. Band der Abhandlungen über die Übertragbarkeit der Berechnung von Bogentypen auf andere Maßstabsverhältnisse gehört hierher.

Bei Bogenbrücken mit angehängter Fahrbahn lassen sich die Biegemomente im Bogen wesentlich vermindern, wenn die Hängestangen in der Form eines Dreieckverbandes zwischen Bogen und Fahrbahn schräg verlaufen und so ge-

staltet sind, daß nur die gerade auf Zug beanspruchten Stangen mitwirken. Mit solchen veränderlichen Systemen hat sich *Nielsen* im 1. und 4. Band der Abhandlungen befaßt. *Boussiron* beschreibt in seinem Referat das bisher größte Bauwerk mit schräg gestellten Hängestangen, die Brücke bei Castelmoron mit 143 m Stützweite.

Wenden wir uns nunmehr der zweiten Hauptforderung zu, der Beschränkung der Kosten für die Lehrgerüste. Hiermit befassen sich die Berichte von *Boussiron*, *Hawranek* und *Kasarnowsky*. In der Tat ist eine günstige Lösung der Bauweise des Lehrgerüsts oft entscheidend für die Ausführbarkeit einer weitgespannten Bogenbrücke oder für die Wettbewerbsfähigkeit des Massivbogens gegenüber dem Stahlbogen. Die größte Verminderung der Gerüstkosten, bezogen auf die Masseneinheit des Überbaues, erreicht man, wenn das Lehrgerüst wiederholt verwendet werden kann, wofür als hervorragende Beispiele die Brücke bei Plougastel mit drei gleichen Öffnungen und die Tranebergsbrücke in Stockholm mit Zwillingsgewölben genannt seien. Solche günstigen Bedingungen liegen jedoch nur selten vor. Auch die Möglichkeit, die freie Stützweite des Gerüsts durch zahlreiche Joche zu beschränken, wird umso weniger gegeben sein, je größer die Spannweite der Brücke ist. Es besteht also meist die Aufgabe, ein freitragendes Gerüst mit einer Spannweite zu errichten, die kaum kleiner ist als die der späteren Brücke. Bedenkt man weiter, daß hohe Anforderungen an genaue Form der Bogenlaibung und geringe Verformbarkeit während der Belastung gestellt werden müssen, so erkennt man, daß die Planung und der Bau des Gerüsts nicht weniger Schwierigkeiten bereitet als der Entwurf und die Ausführung der Brücke.

Eine einfache und zuverlässige Lösung mit klaren Formänderungsverhältnissen ergeben Stahlbogen, wie sie bei der Tranebergsbrücke verwendet wurden. Sie werden jedoch bei noch größeren Stützweiten, vor allem wegen der erforderlichen Knicksteifigkeit rasch zu schwer und unwirtschaftlich. *Hawranek* schlägt deshalb ihre Unterstützung durch Hängekabel vor. In der Regel wird jedoch ein Holzgerüst wirtschaftlicher sein, besonders in Verbindung mit Hängekabeln, die auch den Bau des Gerüsts oft erst ermöglichen. Außer den Hängekabeln können vorgespannte Zuggurte vorteilhaft sein. Zweckmäßig sind Vorrichtungen, mit denen die vorgeschriebene Form des Gerüsts während der Belastung und auch beim Ausrüsten wiederhergestellt werden kann. Schließlich sind Gerüste vorgeschlagen worden, die z. T. nach Art der Melanbauweise im fertigen Bauwerk verbleiben. Die reine Melanbauweise, bei der das steife Bewehrungsgerippe allein die Rüstung bildet, ist bei großen Stützweiten meist nicht mehr wirtschaftlich.

Um den Baustoffbedarf der Gerüste zu beschränken, hat man schon wiederholt den Weg eingeschlagen, das Gerüst nur mit einem Teil des Bogengewichtes zu belasten, d. h. das Gewölbe in Ringen auszuführen, wobei der unterste Ring vom Gerüst, die oberen Ringe von diesem ersten Ring allein oder in Verbindung mit dem Gerüst getragen werden. Diese sehr zweckmäßigen Bauverfahren haben den Nachteil, daß die Spannungszustände in den einzelnen Ringen während der Ausführung nur schwer genau erfaßbar sind, und daß auch dann, wenn durch das Ausrüstungsverfahren die gewünschte Bogenform des fertigen Gewölbes gewährleistet wird, Unklarheiten bestehen bleiben, weil der Formänderungsmodul

der zu verschiedener Zeit betonierten und vor dem Ausrüsten verschieden lange und verschieden hohen Vorspannungen ausgesetzten Ringe offenbar verschieden bleibt.

Bei der Ausrüstung weitgespannter Bogenbrücken verfolgt man allgemein das Ziel, dem Gewölbe eine bestimmte Axform *nach* der elastischen Zusammendrückung zu verleihen. Um dies zu erreichen, genügt die Absenkung des Lehrgerüsts allein meist nicht mehr. Man verwendet vielmehr außerdem hydraulische Pressen, die man an geeigneten Stellen ansetzt und durch die man solche Kräfte in den Bogen einleitet, daß der gewünschte Spannungs- und Formänderungszustand entsteht. Allerdings kann man das gesteckte Ziel nur erreichen, wenn es gelingt, den Formänderungszustand richtig vorauszuberechnen.

Als technische Grenzen der Spannweiten von Massivbogenbrücken werden 1000 m (*Freyssinet*) und 800 m (*Boussiron*) genannt, Abmessungen, die mit erhöhten zulässigen Beanspruchungen erreichbar sind und z. Z. im allgemeinen jenseits der wirtschaftlichen Grenze liegen dürften. Immerhin sind Stützweiten zwischen 200 und 300 m, wie sie praktisch in Frage kommen, bereits bei den heute zugelassenen Spannungen durchaus vertretbar.

Bei Balkenbrücken ist eine Steigerung der Stützweiten über das bis jetzt erreichte Maß auf dem bisher üblichen Wege durch Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen von Beton und Stahl und durch zweckmäßige Querschnittsgestaltung kaum zu erreichen, weil die Rißbildung im Beton, die mit jeder Spannungserhöhung wächst, die Dauerhaftigkeit solcher Bauwerke in Frage stellt oder weil das Eigengewicht so rasch wächst, daß bald die Grenze der Wirtschaftlichkeit erreicht ist. Beide Mängel lassen sich beheben, wenn man durch Vorspannung der Bewehrung Zugspannungen im Beton überhaupt ausschließt oder soweit beschränkt, daß keine Risse entstehen können. Damit wird zugleich eine viel bessere Ausnutzung des Betonquerschnitts erreicht, was sich in einer Verminderung des Eigengewichtes auswirkt. Bei genügend hoher Vorspannung können außerdem die Durchbiegungen stark vermindert werden. *Dischinger* stellt in seinem Bericht die Forderung auf, die Querschnitte so zu gestalten und die vorgespannte Bewehrung so anzuordnen, daß im Balkenträger bei Eigengewichtsbelastung nur zentrische Druckkräfte herrschen. In diesem Falle entstehen nur unter dem Verkehr Durchbiegungen, die dann rein elastisch sind, wodurch die denkbar größte Lebensdauer der Bauwerke erreicht wird.

Um dieses Ziel zu erreichen, löst *Dischinger* die Haupttrageisen aus dem Betonquerschnitt heraus und ordnet sie im Innern des kastenförmigen Balkenträgers als Hängegurt an. Dieses Hängewerk wird so geformt, daß die Abstände des Hängegurtes von der neutralen Axe des Betonquerschnittes proportional den ständigen Momenten sind. Der Eisenbetonträger wird in den Knickpunkten des Hängegurtes auf diesen längsverschieblich abgestützt. Der Eisenbetonquerschnitt wirkt dann für Eigengewicht nur als durchlaufender Träger über diese inneren Stützpunkte, also mit wesentlich geringeren Spannweiten, als die äußere Stützweite des Trägers beträgt. Hierdurch werden die Eigengewichtsmomente der Eisenbetonkonstruktion außerordentlich vermindert, so daß die Eigengewichtsspannungen gegenüber den durch das Hängewerk eingetragenen Vorspannungen zurücktreten. Das Hängewerk wird mit hydraulischen Pressen angespannt, bis es allein das Eigengewicht des Eisenbetonträgers auf die Auflager überträgt.

Zweckmäßig wird die Eisenbetonkonstruktion durch Fugen so aufgeteilt, daß nur bestimmte Querschnittsteile statisch mittragen und die neutrale Axe die günstigste Lage erhält.

Durch das Kriechen des Betons würde der beabsichtigte Spannungszustand in den Balken im Laufe der Zeit verloren gehen. Um dies zu verhindern, sieht *Dischinger* vor, daß das Hängewerk von Zeit zu Zeit nachgespannt wird, bis der Beharrungszustand erreicht ist. Neben Gerberträgern und durchlaufenden Balken mit Stützweiten bis zu 150 m behandelt *Dischinger* auch den Entwurf einer Hängebrücke mit Eisenbetonversteifungsträger. Z. Zt. wird nach seinem Vorschlägen eine Balkenbrücke mit 70 m Stützweite gebaut. Die gleichen Ziele, wenn auch im einzelnen auf anderen Wegen, verfolgt *Freyssinet*. Es ist zu hoffen, daß durch solche Lösungen die Stützweite der Eisenbetonbalkenbrücken im Rahmen der wirtschaftlichen Wettbewerbsfähigkeit noch beträchtlich gesteigert werden kann.

Überblicken wir die Erörterungen zum vorliegenden Thema, so ergeben sich einige allgemeine Erkenntnisse. Je höhere Leistungen im Eisenbetonbau, sei es bei den Schalen oder bei den Brücken, gefordert werden, mit dem Ziele größerer Stützweiten bei geringstem Baustoffaufwand, desto mehr ist es nötig, die Voraussetzungen unserer Theorien darauf zu prüfen, ob sie den höheren Anforderungen noch genügen. Wir dürfen als verantwortungsbewußte Ingenieure neue kühne Wege nur beschreiten, wenn uns die Sicherheit rechnerisch gewährleistet erscheint. Um jedoch überhaupt rechnen zu können, müssen wir Annahmen treffen. Wir idealisieren deshalb in jedem Falle die Baustoffeigenschaften und die mechanischen Verhältnisse unserer Bauwerke. Es gibt daher in Wahrheit keine strengen Theorien, sie unterscheiden sich von den sogenannten Näherungslösungen vielmehr nur durch den Grad der Idealisierung ihrer Grundlagen. Sind die sogenannten strengen Lösungen deshalb abzulehnen? Keineswegs! Sie ermöglichen uns erst, und zwar, je strenger sie sind, umsomehr, den Grad der Annäherung bei den Gebrauchslösungen und damit deren Anwendbarkeit zu beurteilen, und sie geben bei allen Versuchen am fertigen Bauwerk oder in der Versuchsanstalt erst die Grundlage, das Wesentliche zu beobachten und die Beobachtung richtig zu deuten. Umgekehrt muß von jedem, der strenge Lösungen entwickeln will, gefordert werden, daß er die Zulässigkeit seiner Annahmen besonders scharf prüft, damit nicht die größere Strenge ausschließlich durch die mathematisch schwierigere Behandlung vorgetäuscht wird. Jedoch auch der rechnerische Nachweis ausreichender Sicherheit genügt keineswegs, wenn nicht bei der Bauausführung dafür gesorgt wird, daß der Zustand des Bauwerks den rechnerischen Voraussetzungen nach Möglichkeit entspricht. Daß diese Zusammenhänge allen Beteiligten, Theoretikern und Praktikern, Baustoffprüfern, Statikern, planenden und ausführenden Ingenieuren immer wieder bewußt werden, ist einer der vornehmsten Zwecke dieses Kongresses. Die Erörterung des vorliegenden Themas hat diese Notwendigkeit besonders hervortreten lassen.