

Ausschaltung der Biegezugspannungen bei Balken- und Stabbogenbrücken

Autor(en): **Dischinger, Fr.**

Objektyp: **Article**

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

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

PDF erstellt am: **06.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-2719>

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 b 2

Ausschaltung der Biegezugspannungen bei Balken- und Stabbogenbrücken¹.

Compensation des efforts de traction engendrés par la flexion¹.

Elimination of Bending Tensile Stresses in R. C. Bridges¹.

Dr. Ing. Fr. Dischinger,
Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

I. Geschichtlicher Rückblick.

Seit dem Beginn des Jahrhunderts haben sich viele Forscher mit dem Gebiet des Vorspannens der Bewehrungseisen des Eisenbetons beschäftigt. Durch diese Ideen sollte erreicht werden,

- a) eine Verminderung oder vollständige Beseitigung der Betonzugspannungen und damit der für den dauernden Bestand des Eisenbetons schädlichen Haarrisse. Ein nur auf Druck beanspruchter Eisenbetonkörper hat ebenso wie der Naturstein eine fast unbegrenzte Lebensdauer. Das beweisen uns die aus der Römerzeit erhaltenen Bauwerke, bei denen sowohl der Stein als auch der verbindende Mörtel allen Witterungseinflüssen bis heute widerstanden hat.
- b) Eine Erhöhung der zulässigen Eisenspannungen. Diese sind bekanntlich für die Bewehrungen des Eisenbetons wesentlich geringer als bei reinen Eisenkonstruktionen, mit Rücksicht darauf, daß der Eisenbeton ein Verbundkörper ist, bei dem die Spannungen in das Eisen erst durch Haft- und Schubspannungen eingeleitet werden müssen. Eine Erhöhung der für den Eisenbeton zulässigen Eisenspannungen bis zur Grenze der für die Eisenkonstruktionen zulässigen ist wegen der zu hohen Haftspannungen und auch wegen der damit verbundenen zahlreicheren und größeren Haarrisse ungangbar. Im Gegenteil, hierzu sucht der erfahrene Eisenbetonkonstrukteur, wenn irgend möglich, seine Konstruktionen mit dem geringer beanspruchten St 37 anstatt St 52 auszuführen, um eine größere Sicherheit gegenüber Haarrissen zu erreichen.

Das Problem einer brauchbaren und wirtschaftlichen Lösung dieser Frage wird mit den stets wachsenden Spannweiten unserer Brücken und Hallen immer wichtiger, weil damit die Betonzugspannungen infolge der Massierung der Zug-eiseneinlagen stark anwachsen. Durch eine Vorspannung der Eiseneinlagen kann

¹ In- und Auslandpatente angemeldet.

¹ Patented in Germany and abroad.

¹ Home and Foreign Patents applied.

man dem Beton Druckvorspannungen erteilen, wodurch die Biegezugspannungen überlagert werden, so daß gar keine oder nur geringe Biegezugspannungen verbleiben.

Als erster hat der Altmeister des Eisenbetons *Koenen* den Wert der Vorspannungen erkannt und in dieser Richtung eine Anzahl von Versuchen mit Eisenbetonbalken durchgeführt und hierbei aber auch erkannt, daß die im Beton einbetonierten vorgespannten Bewehrungen infolge des Schwindens des Betons und der damit verbundenen Verkürzungen einen wesentlichen Teil ihrer Vorspannungen wieder verlieren. Infolge dieser Erkenntnis wurden diese Ideen lange Zeit als aussichtslos nicht weiter verfolgt.

Auf einem anderen Gebiet des Eisenbetons, dem Zweigelenkbogen mit Zugband, der sowohl im Brücken- als auch im Hallenbau weitgehend verwendet wird, hat sich die Vorspannung im großen Maße durchgesetzt. Das von mir angegebene Verfahren wurde zum ersten Male im Jahre 1928 bei der 68-m-weitgespannten Saale-Brücke bei Alsleben von der Dyckerhoff & Widmann AG. durchgeführt.¹ Bei diesen Zweigelenkbögen mit Zugbändern ergeben sich bekanntlich sehr große zusätzliche Biegemomente infolge der Verkürzung des Bogens und der Verlängerung des Zugbandes. Bei der Bogenverkürzung betrachten wir zunächst nur die Verkürzung infolge der Druckkräfte und des Schwindens. Auf den plastischen Einfluß des Kriechens komme ich später noch zu sprechen. Durch ein Vorspannen des Zugbandes mittels hydraulischer Pressen können wir nun erreichen, daß die Systemlinie des vorgespannten durch sein Eigengewicht belasteten Systems der projektierten ähnlich wird, d. h., daß bei beiden Systemen genau das gleiche Stichverhältnis $1/f$ vorhanden ist, so daß die zusätzlichen Biegemomente aus den Verformungen wegfallen. In gleicher Weise, wie sich der Bogen verkürzt muß auch das Zugband verkürzt werden, d. h., wir müssen das Zugband nicht nur um das Maß seiner eigenen Verlängerung durch die Zugkräfte, sondern auch um das Maß der Bogenverkürzung ausziehen, und um dies durchführen zu können, muß in der Eisenbetonfahrbahn eine Fuge in Größe dieser Bogenverkürzung offen gelassen werden, die erst mit dem Ausziehen des Zugbandes geschlossen wird. Durch dieses Vorspannverfahren und das Herausnehmen des Zugbandes aus dem Querschnitt der Eisenbetonfahrbahn, lassen sich nicht nur die zusätzlichen Biegemomente des Bogens, sondern zugleich auch die Zugspannungen der Eisenbetonfahrbahn beseitigen. Nach dem Ausziehen können dann die Zuganker einbetoniert werden, so daß sie nunmehr zusammen mit der Eisenbetonfahrbahn gegenüber dem Horizontalschub aus Verkehrslast ein gemeinsames Zugband bilden. Infolge dieses Horizontalschubes aus der Verkehrslast ergeben sich dann allerdings noch geringe Zugspannungen in der Eisenbetonfahrbahn, die man aber ebenfalls beseitigen kann, wenn man nach Schließen der Fuge die Spannkraft der Zuganker noch so weit steigert, daß die dadurch erzeugten Druckvorspannungen in der Eisenbetonfahrbahn den späteren Zugspannungen infolge des Horizontalschubes aus Verkehr das Gleichgewicht halten.

Das beschriebene Verfahren hat in den letzten Jahren eine weitgehende An-

¹ Fr. Dischinger: „Beseitigung der zusätzlichen Biegemomente im Zweigelenkbogen mit Zugband“, Band I der „Abhandlungen“ der I.V.B.H. Zürich 1932. — Desgl. Beton und Eisen 1932. — Desgl. Science et Industrie 1932.

wendung bei dem Bau von gewölbten Flugzeughallen gefunden und zwar bei Spannweiten bis über 100 m. Hier wurden die aus starken Rundeisen gebildeten Zugbänder in einen Schlitz im Erdreich verlegt und nach dem Anspannen zwecks Rostschutz einbetoniert. Das Anspannen der Zugbänder muß zugleich mit dem Ausrüsten erfolgen.

Da das vorgespannte System bei vollständiger Beseitigung der zusätzlichen Biegemomente aus Bogenzusammendrückung und Zugbandverlängerung dem ursprünglichen ähnlich sein muß, und die Verkürzung des Bogens sich aus dem Verhältnis der Spannung zum Elastizitätsmodul ergibt, sind für die Ausrüstung nur ganz geringe Senkungen an den Spindeln notwendig. Zum Beispiel ergibt sich bei einer Druckspannung des Gewölbes von $\sigma = 60 \text{ kg/cm}^2$ und einem Elastizitätsmodul des Betons von $E_b = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$ nur eine Scheitelsenkung von $1/3500$. Dadurch, daß das Ausrüsten ausschließlich durch das Ausziehen und Vorspannen des Zugbandes und nur zu einem verschwindenden Teil durch das Absenken des Lehrgerüsts erfolgt, fallen die nicht unwesentlichen Biegungsspannungen, die sich bei dem üblichen Ausrüsten des Gewölbes mittels Spindeln ergeben, fast vollständig weg.

Die mit $1/3500$ angegebene Scheitelsenkung bezieht sich natürlich nur auf die elastische Senkung beim Ausrüsten. Dazu kommt noch das Kriechen, das sofort nach dem Ausrüsten einsetzt und dessen Einfluß wir noch näher besprechen wollen. Auch hierdurch ergeben sich wesentliche Verkürzungen in der Bogenachse und damit Scheitelsenkungen und Verformungen des Systems. Die Einwirkungen dieser Bogenverkürzungen auf das Kräftespiel sind jedoch grundverschieden von denen des Schwindens oder der elastischen Bogenverkürzung. Auf diese Tatsache hat meines Wissens zuerst Herr Dr. *Mehmel* hingewiesen, als die Einflüsse des Kriechens bei den oben erwähnten weitgespannten Flugzeughallen besprochen wurden. Das Kriechen ist ein rein plastischer Vorgang. Für den Fall, daß das Gewölbe genau nach der Seillinie geformt ist, bei Beseitigung der Einflüsse der Zugbandverlängerung und der elastischen Bogenverkürzung, wird es nach der plastischen Verformung ebenfalls eine Seillinie darstellen. Die plastische Verformung löst also keine Biegemomente aus, das System wirkt so, als ob es in dieser Form betoniert worden wäre. Die durch das Kriechen bedingte Scheitelsenkung macht sich jetzt nur in einer geringen dem verminderten Pfeil entsprechenden Vergrößerung des Gewölbeschubes bemerkbar. Wir sehen hieraus, daß das Kriechen einen ganz anderen Einfluß ausübt, wie eine elastische Bogenverkürzung. Die letztere ergibt eine Verminderung des Gewölbeschubes und damit zusätzliche Biegemomente im Bogen, die erst durch ein Ausziehen des Zugbandes beseitigt werden müssen, während das Kriechen eine geringe Vergrößerung des Gewölbeschubes bedingt, ohne daß hierbei zusätzliche Biegemomente ausgelöst werden. Den Einfluß des Kriechens brauchen wir deshalb beim Anspannen des Zugbandes nicht zu berücksichtigen und wir dürfen ihn auch durch ein einmaliges Ausziehen des Zugbandes gar nicht beseitigen, weil dieser einmalige Eingriff elastischer Natur wäre und deshalb Biegemomente auslösen müßte. Es sei noch kurz darauf hingewiesen, daß sich ganz wesentliche andere Einflüsse durch das Kriechen ergeben können, wenn das Gewölbe nicht nach der Seillinie geformt ist. Infolge der dann ungleichmäßigen Verteilung der Druckspannungen über den Querschnitt ergeben sich für die

einzelnen Fasern verschiedene Maße des Kriechens und damit Verbiegungen des Systems und damit wiederum zusätzliche Biegemomente, die nur schwer zu erfassen sind.

Das oben an Hand einer Bogenbrücke, die den Sonderfall eines Sprengwerkes darstellt, geschilderte Verfahren läßt sich selbstverständlich auch bei jeder anderen Sprengwerksform mit gekrümmten Druckgurt und geradem Zuggurt durchführen. In dieser Hinsicht hat *U. Finsterwalder* durch seinen Vorschlag einer vorgespannten Schalenbrücke gelegentlich des Wettbewerbs der Drei-Rosen-Brücke, Basel (Entwurf Dyckerhoff & Widmann AG.) die Weiterentwicklung dieser Gedanken sehr gefördert. Sein Vorschlag bestand gemäß Fig. 1 in

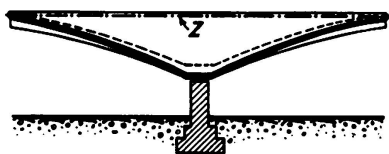


Fig. 1.

Kraggewölben, die aus dem auf dem Fels festeingespannten Pfeilern nach beiden Seiten auskragten. Der Gewölbeschub dieser Kraggewölbe sollte durch vorgespannte geradlinige Seile in Verbindung der beiden Scheitelpunkte aufgenommen werden. Die Vorspannung dieser Seile aus hochwertigem Stahl sollte zugleich mit dem Ausrüsten der Brücke durch hydraulische Pressen erfolgen. Diese von *U. Finsterwalder* vorgeschlagene Brückenform ist ebenfalls ein Sprengwerk mit geradem Zuggurt; man kann dieses Kraggewölbe als die inverse Figur einer Zweigelenkbogenbrücke bezeichnen. Da die das Gewölbe aussteifenden Binderscheiben bis zur Höhe der Fahrbahn bzw. des Zugbandes greifen, kann man diese Sprengwerksysteme aber auch als einen von der Stütze nach beiden Seiten verkragenden Balken auffassen. Neben diesem Entwurf für die Drei-Rosen-Brücke Basel, hat *U. Finsterwalder* noch in zwei anderen der Fachwelt nicht bekannt gewordenen Entwürfen die weitere Anwendung des angegebenen Prinzips der vorgespannten Sprengwerke auf Balkenbrücken gefördert.

II. Vorgespannte Balkenbrücken.

Während bei den vorgespannten Gewölben die plastischen Verformungen des Betons infolge Kriechens ohne Einfluß auf die Vorspannung sind, liegen bei den Balken die Verhältnisse wesentlich anders. Durch das Kriechen wird die Länge des Betonkörpers ebenso wie durch das Schwinden und die Druckspannungen verkürzt und infolgedessen wird durch das Kriechen der Spannungsabfall der Vorspanneisen wesentlich vergrößert. *Freyssinet* hat deshalb den Vorschlag gemacht, für die Vorspanneisen Sonderstähle mit sehr hoher Streckgrenze und entsprechend hoher Beanspruchung zu verwenden. Er erreicht damit, daß der Spannungsabfall im Verhältnis zu der ursprünglichen Vorspannung wesentlich geringer wird. *Freyssinet* spannt in gleicher Weise wie *Koenen* gerade Eisen vor dem Einbringen des Betons unter Benutzung der Schalung als Widerlager vor und bringt dann erst den Beton ein. Nach Erhärten des Betons werden dann die Spannkkräfte von der Schalung auf den erhärteten Beton übergeleitet. Des weiteren sieht *Freyssinet* auch eine Vorspannung der Bügel vor und erreicht damit einen in allen Richtungen unter Druckvorspannung gesetzten

Beton, der die auftretenden Biege- und Schubspannungen nunmehr leicht übernehmen kann. Das Verfahren von *Freyssinet* ist zweifelsohne für Fabrikwaren von außerordentlicher Bedeutung, insbesondere im Zusammenhang mit seinen gleichzeitigen Vorschlägen über die Verbesserung des Betons durch Herabmindern der Kriecherscheinungen.²

Bei weitgespannten Brückenbauten bzw. bei weitgespannten Hallen erscheint mir die Anwendung dieser Gedanken schwierig zu sein, einerseits weil die Vorspannkraft dann so groß werden, daß sie nur bei sehr kräftiger Ausbildung der als Widerlager dienenden Schalungen (z. B. aus Eisen) aufgenommen werden können, andererseits, weil durch gerade Vorspanneisen auf den Balken für jeden Querschnitt gleich große Momente ausgeübt werden, während die Eigengewichtsmomente nach Kurven verlaufen. Auch dürfte die Verwendung der Stähle mit sehr hoher Streckgrenze vorerst noch auf Schwierigkeiten stoßen.

Der Verfasser ist deshalb bezüglich der Vorspannung weitgespannter Brücken einen anderen Weg gegangen, der sich als eine Erweiterung der Ideen des DRP 535 440 darstellt und durch den erreicht werden soll, daß die Vorspannung auch mit dem normalen St 52 unter Ausschaltung des Spannungsabfalles aus Kriechen und Schwinden durchgeführt werden kann. Damit lassen sich freiaufliegende Eisenbetonbalkenbrücken mit Spannweiten bis zu 80 m und durchlaufende Träger mit Spannweiten bis zu 150 m unter Einhaltung der heute zulässigen Spannungen durchführen, bei gleichzeitiger Ausschaltung der Biegezugspannungen.

Bevor ich nun zur Beschreibung dieser vorgespannten Konstruktionen übergehe, dürfte es von Interesse sein, rückblickend die bisher erreichten Spannweiten zu betrachten. Die Grenzspannweiten der freiaufliegenden Eisenbetonbalkenbrücken liegt heute bei ca. 30 m. Mit größer werdenden Spannweiten wächst das Eigengewicht sehr rasch an, einerseits wegen der zunehmenden Trägerhöhe, andererseits wegen der größeren Stegbreiten, die notwendig werden, um die zahlreichen Bewehrungseisen unterzubringen. Bei dieser raschen Zunahme des Eigengewichtes wird dann sehr rasch die Grenze erreicht, bis zu der die Eisenbetonbauweise gegenüber den leichteren Stahlbrücken konkurrenzfähig ist. Infolge der sich stark vermindernenden Biegemomente bei den durchlaufenden Balken oder den Gerberbrücken können hiermit wesentlich größere Spannweiten erzielt werden. Der größte bisher ausgeführte durchlaufende Balken, die Brücke über den Rio de Peixe in Brasilien besitzt eine Spannweite von 68 m. Konstruktiv und statisch besteht allerdings die Möglichkeit, Spannweiten bis zu 100 m zu erreichen. Ich verweise auf den Entwurf von Herrn Prof. *Mörsch*³ für die Drei-Rosen-Brücke in Basel mit Spannweiten von 56 — 106 — 56 und den nicht veröffentlichten Entwurf für eine Straßenbrücke über die Süderelbe bei Hamburg mit Spannweiten von 64,5 — 103 — 102 — 103 — 64,5, der von mir entworfen und durch die Firmen Dyckerhoff & Widmann, Wayss & Freytag, Christian & Nielsen angeboten wurde. Die Preise dieser weitgespannten Eisenbetonbalkenbrücken lagen zwar nicht sehr hoch über den Stahlbrücken, aber immerhin war die Differenz hinreichend für eine Entscheidung zugunsten des Stahles.

² *Freyssinet*: Une révolution dans les techniques de Béton, Paris Librairie de l'enseignement technique Leon, Eyrelles, Editeur, 1936.

³ S. Beton und Eisen 1931, Heft 13, 14.

Eine Verbesserung der Konkurrenzfähigkeit der Eisenbetonbalkenbrücken läßt sich nur durch vorgespannte Konstruktionen erreichen, bei denen sich wesentlich geringere Eigengewichtslasten ergeben. An die Vorspannung selbst müssen die nachstehenden Forderungen gestellt werden.

- a) Der Spannungsabfall der vorgenannten Zugeisen infolge der späteren Verkürzung des Betons durch Schwinden und Kriechen muß möglichst vollständig beseitigt werden.
- b) Es muß die Möglichkeit geschaffen werden, die Spannungen in diesen vorgespannten Zugankern jederzeit zu messen und durch eine geeignete Nachspannvorrichtung wieder richtig zu stellen.
- c) Die Durchführung der Vorspannung muß mit den einfachsten Mitteln und mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit und die einfache und rasche Baudurchführung mit Rundeisen ausgeführt werden können.
- d) Die Betonzugspannungen müssen nach Möglichkeit ganz beseitigt oder wenigstens so weit herabgemindert werden, daß Haarrisse ausgeschlossen sind.
- e) Die Vorspanneisen müssen eine solche Form erhalten, daß durch sie der wesentliche Teil der Eigengewichtslasten nach den Auflagern übertragen wird, um den Beton von seinen hohen Schubspannungen zu entlasten, sodaß man auch bei den größten Spannweiten mit Stegstärken von 30—40 cm auskommen kann.
- f) Die Vorspannung muß so erfolgen, daß die Eisenbetonquerschnitte für Eigengewichts- und Verkehrslasten möglichst an beiden Rändern bis zur zulässigen Höchstspannung ausgenützt werden.
- g) Eine noch vollkommenere Lösung wie nach f) ergibt sich, wenn wir erreichen, daß bei den vorgespannten Brücken durch das Eigengewicht in dem Balken nur zentrische Druckkräfte ausgelöst werden, sodaß der Balkenträger wie ein zentrisch belasteter Stab wirkt. Das hätte den Vorteil, daß sich für den Balken bei Eigengewichtsbelastung zwar elastische und plastische Verkürzungen, aber keine plastischen Verbiegungen ergeben, sodaß eine solche Brücke bei Eigengewichtsbelastung keine Durchbiegung aufweisen würde. Durchbiegungen würden sich dann nur für Verkehrslast ergeben, diese sind aber elastischer Natur, weil die Verkehrslasten keine Dauerbelastung darstellen.

Um die Forderungen a) und b) zu erfüllen, müssen wir in gleicher Weise wie bei DRP 535 440 die Haupttrageisen aus dem Betonquerschnitt herausnehmen, denn nur in diesem Fall sind wir in der Lage, durch ein Nachspannen der Zuganker nach vorhergehender Spannungsmessung, den Spannungsabfall entsprechend dem eingetretenen Zug- oder Schubmaß wieder zu beseitigen.

Um der Forderung c) zu genügen, muß die Vorspannung mittels starker Rundeisen und nicht mittels genieteten Eisenprofilen erfolgen. Wir können diese Rundeisen allerdings nicht in den notwendigen Längen erhalten, aber wir besitzen heute in der Widerstandsschweißung ein absolut zuverlässiges Mittel, um an der Baustelle selbst beliebige Längen von Rundeisen durch Zusammenschweißen herzustellen. Die Widerstandsschweißung ist zweifelsohne am zuverlässigsten und wenn man nach der eigentlichen Schweißung das Rundeisen an der Stoßstelle auf eine etwas größere Länge bis zur Rotglut erwärmt, kann man die Schweiß-

stelle leicht etwas aufstauchen und damit den Stoßquerschnitt vergrößern. Zugleich kann man damit auch die Eigenspannungen, die sich bei der Schweißung infolge des starken Temperaturabfalls ergeben können, wegschaffen.

Um den Forderungen d) bis g) zu entsprechen, müssen die Vorspananker in Form von Hängewerken ausgebildet werden. Die Form des Hängewerkes muß möglichst weitgehend der Eigengewichtsmomentenlinie angepaßt werden, d. h. die Abstände der Hängegurte von der neutralen Achse müssen proportional sein den Größen der Eigengewichtsmomente. Bei gleichzeitiger geschickter Ausbildung der Eisenbetonquerschnitte läßt es sich dann erreichen, daß bei der Verkehrslast entsprechend der Forderung f) gleiche Randspannungen bei Vermeidung von Biegezugspannungen entstehen, oder daß gemäß der Forderung g) die Eigengewichtsmomente und die Eigengewichtsquerkräfte fast vollständig wegfällen, sodaß der vorgespannte Balken für Eigengewichtsbelastungen wie eine zentrisch belastete Säule wirkt. Wir wollen nun die Durchführung dieser Gedanken an Hand von zwei Beispielen von Balkenbrücken mit sehr großen Spannweiten zeigen.

1. Gerberträgerbrücke mit den Spannweiten 98,5 — 110 — 125 — 110 — 98,5.

Die Brücke ist in der Fig. 2 dargestellt. Sämtliche Einhängeträger besitzen eine Spannweite von 70,0 m. Die Kragträger dagegen eine solche von 110 m mit bei 27,5 m langen Kragarmen, sodaß sich damit für das Mittelfeld eine Spannweite von 125 m ergibt. Die Balkenhöhe ist durchgehend mit 5,0 m angenommen. Das Verhältnis von Trägerhöhe zur Spannweite beträgt also bei dem Mittelfeld $\frac{1}{25}$ und bei den Kragträgern $\frac{1}{22}$. Selbst der Vergleich mit den Stahlbrücken sind das außerordentlich geringe Trägerhöhen und trotz der großen Schlankheit bleiben die Durchbiegungen aus Verkehrslast in den zulässigen Grenzen. Der Berechnung wurde eine Straßenbrücke 1. Klasse mit 8,5 m breiter Fahrbahn und zwei je 2,0 m breiten Fußwegen zugrunde gelegt. Das Eigengewicht für die Einhängeträger ergab sich einschließlich der notwendigen Querträger und dem Gewicht der aus dem Betonquerschnitt herausgenommenen Vorspanneisen zu 29,65 t, bei dem Kragträger dagegen, bei dem mit Rücksicht auf die wechselnden Verkehrlastmomente auch eine untere Druckplatte angeordnet werden mußte zu 35,10 t/m.

Die gleichbleibende Verkehrslast des Einhängeträgers beträgt nach den deutschen Bestimmungen $p_1 = 8,5 (0,525 - 0,70) + 4 \cdot 0,5 = 5,87$ t/m. Dazu kommen die Einzellasten, bestehend aus einer Dampfwalze von 24 t und zwei Lastkraftwagen von 12 t. Daraus errechnet sich nach Abzug der gleichbleibenden Verkehrslast eine Ersatzlast von $P_1 = 24 + 2 \cdot 12 + 3 \cdot 15 (0,525 - 0,070) = 27,5$ t.

Für den Kragträger mit 110 m Feldweite ergaben sich die entsprechenden Werte zu $p_2 = 5,52$ t/m $P_2 = 29,7$ t.

Für die Kragarme, für die nach den deutschen Belastungsvorschriften die Gesamtspannweite von 125 m maßgebend ist, betragen die entsprechenden Werte $p_3 = 5,4$ t/m und $P_3 = 30,0$ t.

Der einfacheren Rechnung wegen setzen wir entgegen den Bestimmungen voraus, daß für die Bestimmung der negativen Momente des Kragträgers die Einzellast P gleichzeitig an beiden Enden angreifen kann. Die sich aus dieser

Fig. 2

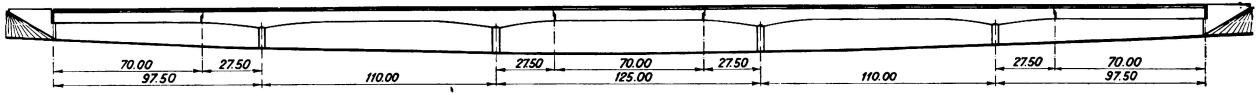


Fig. 3

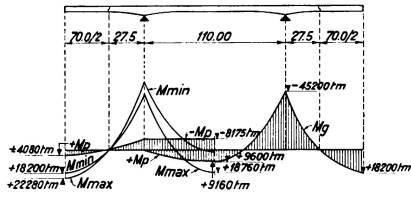


Fig. 4

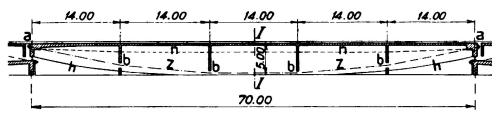


Fig. 7

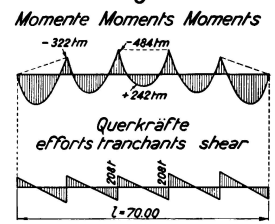


Fig. 5

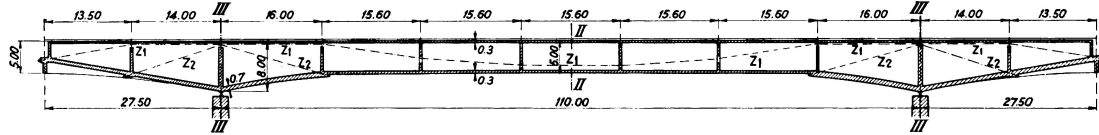


Fig. 6^c III-III

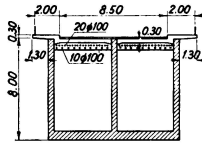


Fig. 6^a I-I

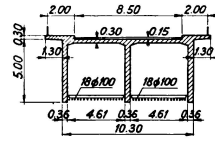


Fig. 6^b II-II

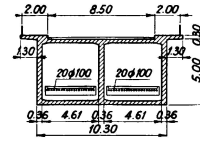
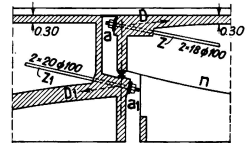


Fig. 10



Fr. Dischinger

782
Tafel I.

- Fig. 2. Vorgespannte Gerberträger-Brücke.
- Fig. 3. Die Darstellung der Eigengewichts- und Verkehrslast-Momente.
- Fig. 4. Längenschnitt durch den Einhängerträger.
- Fig. 5. Längenschnitt durch den Kragträger.

- Fig. 6. 6a. Querschnitt I-I durch den Einhängerträger.
- 6b. Querschnitt II-II durch den Kragträger.
- 6c. Querschnitt III-III durch den Kragträger.
- Fig. 7. Die Momente und Querkräfte für Eigengewicht nach der Vorspannung.
- Fig. 10. Ausbildung des Gelenkpunktes.

Belastung ergebenden Eigengewichts- und Verkehrslastmomente sind in der Tabelle 1 zusammengestellt und in der Fig. 3 aufgetragen, und zwar auf der rechten Seite die Eigengewichtsmomente und auf der linken Seite die Verkehrslastmomente sowie die Größtmomente M_{\max} und M_{\min} .

Tabelle 1.	M_g	$+M_p$	$-M_p$	M_{\max}	M_{\min}	
Mitte Einhängeträger	+ 18200	+ 4080	—	+ 18280	+ 18200	tm
Mitte Kragträger . .	+ 9600	+ 9160	— 8075	+ 18760	+ 1525	tm
Über der Stütze . .	— 45200	—	— 8075	— 45200	— 53275	tm

In der Fig. 4 und 5 ist der Einhänge- und der Kragträger mit den aus dem Betonquerschnitt herausgenommenen Zugankern, die zwischen den Stegen verlegt werden dargestellt. Die Fig. 6a bis 6c zeigen die Querschnittsbildung in der Mitte des Einhängeträgers, in der Mitte des Kragträgers, in der Mitte der Stütze. Wir besprechen nun zunächst die Einwirkung der Vorspannung auf die Eigengewichtsbelastung.

a) Die inneren Kräfte bei Eigengewichtsbelastung.

Bei dem Einhängeträger besteht der Hängegurt aus $36 \varnothing 100 \text{ mm} = 2820 \text{ cm}^2$. Die Eisen des Hängegurtes sind an den Enden des Einhängeträgers (a) in der verstärkten Fahrbahnplatte verankert. Die Ordinaten des Hängegurtes wurden so bestimmt, daß das gesamte Eigengewicht durch ihn nach den Auflagern übertragen wird, und zu diesem Zweck ist der Eisenbetonbalken an den Knickpunkten des Hängegurtes auf diesen mittels Rollenlagern oder Pendeln längsverschieblich abgestützt. Infolgedessen trägt sich der Eisenbetonbalken für Eigengewicht nicht mehr auf 70 m frei durch, sondern nur noch auf die Entfernung zweier Querträger, die im Abstand von 14 m angeordnet sind, und zwar als durchlaufender Träger über fünf Felder. Damit vermindern sich die Eigengewichtsmomente auf ca. $\frac{1}{40}$ und die Querkräfte gehen ca. auf den fünften Teil zurück (siehe hierzu Fig. 7). Die Anspannung des Hängegurtes wird mittels hydraulischer Pressen vorgenommen. Diese können entweder an den Verankerungsstellen (a) angesetzt, um die Hängeeisen der Länge nach ausziehen, wozu sie, wie schon erwähnt, gegenüber den Querträgern längsverschieblich gelagert sein müssen, oder die Pressen können auch an den Knickpunkten des Hängegurtes (b) angesetzt werden. In dem letzteren Fall erfolgt dann die Anspannung dadurch, daß diese Knickpunkte durch die Pressen nach unten gezogen werden, um ein Maß, das der sich dabei ergebenden Verlängerung der Zuganker entspricht. Die letztere Art der Anspannung kommt aus praktischen Gründen im wesentlichen nur für die Einhängeträger, d. h. für die frei aufliegenden Träger in Frage. Für die Kragträger ist dagegen das Ausziehen in der Längsrichtung wesentlich geeigneter. In der Fig. 8 sind die längsverschieblichen Auflagerpunkte des Hängewerkes gegenüber den Querträgern dargestellt, und zwar zeigt die Fig. 6a ein Rollenlager, die Fig. 8b ein Pendellager und die Fig. 8c ein Pendellager mit auswechselbarem und verlängerbarem Pendel für den Fall, daß die Anspannung nicht in Richtung der Zugeisen, sondern quer dazu durch Vergrößerung der Abstände von den Querträgern erfolgt. Das Herunterziehen der Knickpunkte der Hängeeisen erfolgt mittels der Anker (c) der Fig. 8c ebenfalls mittels hydrau-

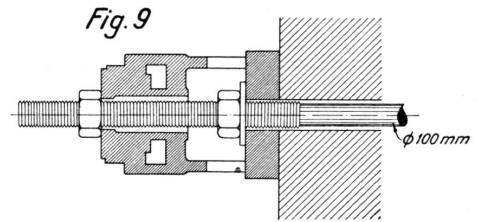
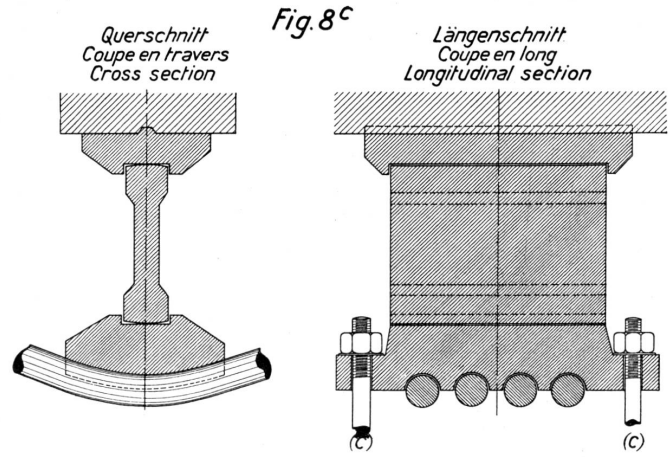
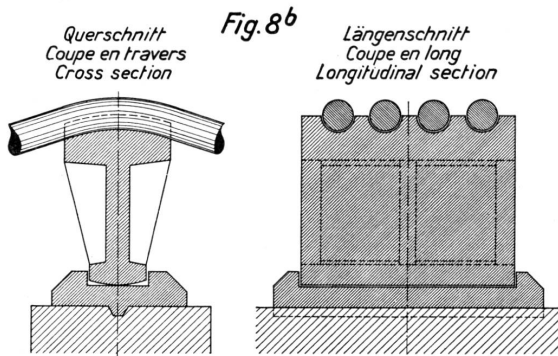
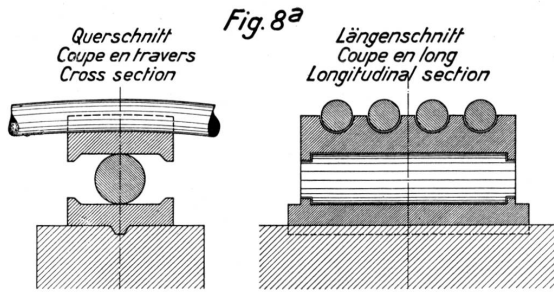


Fig. 8. 8 a. Rollenlager für die Lagerung der Hängegurte.
8 b. Pendellager für die Auflagerung der Hängegurte.
8 c. Pendellager für die Hängegurte mit auswechselbarem Pendel.
Fig. 9. Die Ausspannvorrichtung.

lischen Pressen, wobei sich die Pressen mittels behelfsmäßig angebrachter I-Träger auf den Eisenbetonbalken abstützen. In der Fig. 9 ist die Ausziehvorrichtung für die runden Zuganker in Form einer hydraulischen Ringpresse dargestellt.

Zugleich mit dem Anspannen der Hängeeisen wird die Brücke ausgerüstet. Eigentlich ist der Vorgang umgekehrt, denn durch das Anspannen der Anker wird das Eigengewicht von dem Lehrgerüst auf das Hängewerk übertragen und dadurch wird das Lehrgerüst entlastet. Ein Abspindeln des Lehrgerüsts ist nur in dem Umfang notwendig, als es durch das Wachsen des Holzes bei seiner Entlastung bedingt ist. Um das Eigengewicht der Brücke durch den Hängegurt zu übernehmen, müssen die Anker auf 1900 kg/cm^2 angespannt werden, womit sich für den Eisenbetonbalken eine Druck-Vorspannung in Höhe von 5350 t ergibt. Da die Verankerung des Hängegurtes in der zu diesem Zweck verstärkten Fahrbahnplatte erfolgt, muß zwecks Vermeidung größerer Exzentrizität der Druckkraft die neutrale Achse sehr hoch liegen. Um dies zu erreichen, wird entsprechend der Fig. 4 der untere Teil der Mittelrippe abgeschnitten, und die unteren Teile der äußeren Stege werden an der statischen Mitwirkung durch Quersfugen verhindert. Die Stegflächen unter der in Fig. 4 eingetragenen Linie (h) werden dadurch statisch ausgeschaltet. Aber selbst wenn man dies nicht durchführen sollte, würde dieser Teil der Stege nicht mitwirken, weil sich gemäß der strengen Theorie der Scheiben in der Nähe des Angriffspunktes der Druckkraft das Geradliniengesetz nicht einstellen kann. Aber man schafft klarere statische Verhältnisse, wenn man durch Quersfugen die Mitwirkung dieser unteren Stegteile ausschaltet. Der Einhängeträger erhält dadurch die statische Form eines Fischbauchträgers. Es wird damit erreicht, daß bei Eigengewichtsbelastung der Balken nur durch zentrische Druckkräfte beansprucht wird. In der Fig. 4 ist die Lage der neutralen Achse (n) eingezeichnet. Wir ersehen daraus, daß die Abstände des Hängegurtes (Z) von der neutralen Achse proportional den Eigengewichtsmomenten sind, und infolgedessen ergeben sich, wie schon erwähnt, für den Balken nur zentrische Druckkräfte. Um für den Stützenquerschnitt mit seinen sehr großen negativen Eigengewichtsmomenten einen großen Hebelsarm der inneren Kräfte zu erhalten, wurde die Mitwirkung der Fahrbahnplatte durch Quersfugen ausgeschaltet. Die Fahrbahnplatte wirkt also statisch nicht mit, in der Fig. 6 c wurde dies durch Nichtschraffieren dieser Querschnittsteile angedeutet.

In der Fig. 10 ist der Gelenkpunkt dargestellt. Durch den Hängegurt (Z) wird das Eigengewicht des Einhängeträgers nach den Auflagern des Kragträgers übertragen. Dieser Auflagerdruck zerlegt sich nun wiederum in eine Druck- und in eine Zugkraft. Die Druckkraft wird von der 60 cm starken Betondruckplatte des Kragträgers, die Zugkraft dagegen von dem Hängewerk (Z_1) übernommen. Der Hängegurt (Z_1) besteht aus $40 \text{ } \varnothing 100 \text{ mm} = 3140 \text{ cm}^2$ und erstreckt sich auf die ganze Länge des Kragträgers von $110 + 2 \cdot 27,5 = 165 \text{ m}$. Dieser Gurt ist aber für sich allein nicht kräftig genug, um an der Stütze das gesamte Eigengewichtsmoment in Höhe von $45 \cdot 200 \text{ t/m}$ zu übernehmen. Deshalb ist zur Verstärkung an den Stellen der größten negativen Momente auf eine Strecke von ca. 30 m noch ein Hilfgurt (Z_2), bestehend aus $20 \text{ } \varnothing 100 \text{ mm} = 1570 \text{ cm}^2$ eingefügt. Der Hauptgurt (Z_1) überträgt die Lasten nur bis zu den der Stütze

benachbarten Querträgern und diese geben die Lasten dann an den Hilfsgurt (Z_2) ab, durch den die Lasten dann nach dem Auflagerpunkt übertragen werden. Da der Hilfsgurt nur halb so stark ist als der Hauptgurt, ist seine Schräge größer gewählt, damit er in der Lage ist, die vertikalen Lasten des Gurtes (Z_1) zu übernehmen.

b) *Die inneren Kräfte bei Verkehrsbelastung.*

Da der vorgespannte von Biegezugspannungen befreite Eisenbetonbalken bei Verkehrslast nur geringe Durchbiegungen aufweist, besitzt er eine viel größere Steifigkeit als das Hängewerk. Infolgedessen ergibt sich für den Einhängeträger im Gurt (Z) infolge der Verkehrslast nur ein Schub von 411 t. Von dem gesamten Verkehrslastmoment in Höhe von 4080 tm werden deshalb nur 1400 tm durch das aus dem Eisenbetonbalken und dem Zuggurt gebildeten Hängewerk und der übrige Teil von 2680 tm vom Balken allein getragen. Es entfallen also auf den Balken 65,5 % und auf das Hängewerk 34,5 %. Bei den Kragträgern ist der Anteil, der auf das Hängewerk entfällt, noch mehrfach geringer. Das hängt damit zusammen, daß das Hängewerk mehrfach die neutrale Achse schneidet und infolgedessen von den Durchbiegungen des Balkens in geringerem Maße beeinflusst wird. Aus diesen Darlegungen erkennen wir, daß die Verkehrslasten im wesentlichen von dem vorgespannten Balken übertragen werden müssen. Hierzu ist der Eisenbetonbalken sehr gut geeignet, weil er infolge der großen Druckvorspannungen in der Lage ist, die Verkehrslastmomente unter Vermeidung von Biegezugspannungen nur durch eine Umlagerung der Druckvorspannungen zu übernehmen. Da bei dem Kragträger in der Feldmitte die positiven und negativen Momente annähernd gleich groß sind, mußte hier auch eine untere Druckplatte vorgesehen werden in gleicher Stärke wie die Fahrbahnplatte. Durch die Vorspannung mittels Hängewerken ist damit das Problem der Eisenbetonbalkenbrücke ohne Biegezugspannungen gelöst.

c) *Die Temperaturwirkungen.*

Durch den Einfluß der verschiedenartigen Temperaturänderungen von Eisenbetonbalken und Hängegurt ergeben sich aus der relativen Verlängerung oder Verkürzung des Hängegurtes gegenüber dem Balken zusätzliche Biegemomente. Da die Gurte im Innern der Balken liegen, sind diese Temperaturdifferenzen sehr gering. Gemäß den deutschen Bestimmungen wurde eine Temperaturdifferenz von $\pm 5^{\circ}$ berücksichtigt. Die sich daraus ergebenden Einflüsse auf die Beton- und Eisenspannungen sind in der nachfolgenden Tabelle 2 angegeben.

d) *Die Einflüsse von Kriechen und Schwinden.*

Durch die Vorspannung der Hängegurte zur Aufnahme der Eigengewichtslasten werden in den Eisenbetonbalken Druckvorspannungen bis über 50 kg/cm² erzeugt. Unter dem Einfluß dieser Druckspannungen ergibt sich eine elastische Verkürzung des Betons, die auf die Vorspannung jedoch ohne Einfluß ist, weil wir sie bei der Anspannung durch eine entsprechende Verkürzung der Zuganker berücksichtigen können. Dagegen erfordern die Verkürzungen des Eisenbetonbalkens infolge Schwinden und Kriechen besondere Maßnahmen, weil diese Ein-

flüsse erst nach dem Ausrüsten, d. h. nach dem Anspannen der Anker sich zeigen, und damit einen wesentlichen Spannungsabfall in den vorgespannten Eisen bedingen. Diese Verkürzungen des Betons erstrecken sich auf einen verhältnismäßig langen Zeitraum, insbesondere, wenn es sich um magere Mischungen, um solche mit niederem Feinheitsmodul handelt. Die Kriechmaße sind auch stark von dem Alter des Betons bei der Übernahme der Spannungen durch die Ausrüstung und von der relativen Luftfeuchtigkeit abhängig. Dieser Spannungsabfall bewirkt eine teilweise Umlagerung der Eigengewichtslasten von dem Hängewerk zu dem Eisenbetonbalken. Diese schädliche Wirkung wird man selbstverständlich dadurch vermindern, indem man dafür sorgt, daß das Kriechmaß des Betons möglich gering wird. Man erreicht dies durch fette Mischungen, durch eine gute Kornzusammensetzung, eine möglichst lange Erhärtingszeit vor dem Ausrüsten, durch Verwendung hochwertiger Zemente und durch eine intensive sich auf eine lange Zeit erstreckende Berieselung des Betons (vgl. hierzu auch die Vorschläge von *Freyssinet* unter 2).

Trotz dieser Maßnahmen wird aber immer ein für den Spannungsabfall der Hängegurte sehr wesentliches Maß von Schwinden und Kriechen übrig bleiben. Z. B. ergibt sich bei einem Kriech- und Schwindmaß von $40 \cdot 10^{-5}$ nach dem Ausrüsten ein Spannungsabfall in den Zugankern der Einhängeträger von 430 kg/cm^2 und in denen der Kragträger von ca. 700 kg/cm^2 . Bei einer Vorspannung der Hängegurte von 2000 kg/cm^2 würde dies bedeuten, daß ein Drittel bis ein Fünftel der gesamten Eigengewichtslasten von den Hängegurten an den Eisenbetonbalken abgegeben würde. Man könnte nun erwägen, die Vorspannung bei der Ausrüstung entsprechend höher zu wählen. Damit würde man aber in den Eisenbetonbalken entgegengesetzte Momente erzeugen. Diese Maßnahmen führen also nicht zum Ziel. Selbst wenn der Eisenbetonbalken diesen Beanspruchungen gewachsen wäre, würden sich infolge dieser wesentlichen Momente plastische Verbiegungen des Trägers ergeben. Der richtige Weg ist der, daß die Anspannvorrichtungen so ausgebildet werden, daß entsprechend der eingetretenen Verkürzung des Balkens durch Schwinden und Kriechen die Anspannvorrichtungen wieder neu in Tätigkeit gesetzt werden, zu dem Zweck den eingetretenen Spannungsabfall wieder zu beseitigen und damit die Vorspannung wieder auf die rechnermäßige Höhe zu bringen. Die Messung der Vorspannkraft kann hierbei auf verschiedene Art erfolgen. Wir können die Kräfte messen

1. durch geeichte hydraulische Pressen,
2. durch Tensometer, die an den Spannankern direkt angebracht werden,
3. durch Messung des Durchhanges, der zwischen den Knickpunkten freitragenden Hängegurte.

Da wir bei dem obigen Projekt durch die Form des Hängegurtes und die Querschnittsgestaltung dafür gesorgt haben, daß bei Eigengewichtsbelastung in dem Balken nur zentrische Druckkräfte auftreten, so daß nach dem Ausrüsten der Eisenbetonbalken keine Durchbiegung aufweist, steht uns noch ein vierter Weg zur Verfügung die Spannkraft in den Hängegurten zu regeln.

4. Sobald der Eisenbetonbalken infolge Schwinden und Kriechen eine Durchbiegung z. B. von 1 cm aufweist, ist dies das Zeichen eines gewissen Spannungsabfalles, der mit Biegemomenten im Balken verbunden ist. Wir beseitigen diese Durchbiegungen indem wir die hydraulischen Pressen

wieder in Tätigkeit setzen; wir heben jetzt aber den Balken nicht nur bis zur Nulllinie, sondern darüber hinaus, bis er eine negative Durchbiegung von 1 cm zeigt. Mit der Zeit wird sich der Balken durch Kriechen und Schwinden wieder durchsenken, wir wiederholen die Nachspannung in immer größer werdenden Zeitspannen so lange bis das gesamte Kriechen und Schwinden beseitigt ist. Durch die ständige Schwankung der Durchbiegung um die Nulllinie wird erreicht, daß der Eisenbetonbalken nur eine plastische Verkürzung aber keine plastische Verbiegung aufweisen wird, so daß wir aus der Durchbiegung des Eisenbetonbalkens selbst immer auf die Größe der Kräfte in den Hängegurten schließen können. Bei der Nullpunktslage entspricht demnach die tatsächliche Eisenspannung der rechnermäßigen.

Bei dem Kragträger können auch nach der Inbetriebnahme der Brücke die hydraulischen Pressen an den Anspannpunkten (a_1) verbleiben, so daß der Spannungsabfall jederzeit entsprechend dem eingetretenen Kriech- und Schwindmaß beseitigt werden kann. Bei den Einhängeträgern dagegen liegen die Anspannpunkte (a) zu hoch, deshalb muß in diesem Fall das Anspannen und das Nachspannen an den Knickpunkten des Hängegurtes (b) durch Vergrößerung der Abstände gegenüber den Querträgern erfolgen, und zwar durch Verlängern der auswechselbaren Pendel der Fig. 8c. Bei dem nachstehenden Beispiel 2 eines durchlaufenden Balkens wird für die Nachspannung noch ein anderer Weg gezeigt, der es gestattet, das Nachspannen auch durch Längsausziehen ohne jede Verkehrsbehinderung durchzuführen. In der nachfolgenden Tabelle 2 sind für die Querschnitte I, II, III, an denen die größten Biegemomente auftreten, die sich ergebenden Betonspannungen zusammengestellt.

Tabelle 2.	Querschnitt I		Querschnitt II		Querschnitt III	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Eigengewicht	- 51,3	- 51,0	- 46,7	- 46,7	- 53,5	- 53,5
Verkehr + M_p	- 19,0	+ 26,7	- 42,3	+ 43,6	- 2,4	+ 0,3
- M_p	-	-	+ 37,2	- 39,8	+ 36,4	- 16,3
Temperatur	\pm 1,3	\pm 7,4	\pm 0,1	\pm 3,6	\pm 10,1	\pm 1,6
σ_{\max} { bei einfacher	- 50,0	- 16,9	- 9,4	+ 0,5	- 7,0	- 51,6
σ_{\min} { Verkehrslast	- 71,6	- 58,4	- 89,1	- 90,1	- 66,0	- 71,4
σ_{\max} { bei doppelter	- 50,0	+ 9,8	+ 27,8	+ 44,1	+ 29,4	- 51,3
σ_{\min} { Verkehrslast	- 90,6	- 58,4	- 131,4	- 129,9	- 68,4	- 88,7

Bei einfacher Verkehrslast ergeben sich, abgesehen von dem unwesentlichen Wert von $+0,5 \text{ kg/cm}^2$ bei Querschnitt II, keine Betonzugspannungen. Erst bei zweifacher Verkehrslast treten in den Eisenbetonbalken solche Biegunszugspannungen auf, daß Haarrisse in Frage kommen. Die Bewehrung der eigentlichen Eisenbetonquerschnitte ist so bemessen, daß die eingelegten Eisen die sich aus der doppelten Verkehrslast ergebenden Zugkräfte aufnehmen können. Damit

ist aber die Tragfähigkeit der Eisenbetonkonstruktion noch lange nicht erschöpft. Denn mit dem Auftreten der Haarrisse ergibt sich eine wesentliche Verminderung der Trägheitsmomente und des Elastizitätsmodul des Eisenbetons, und infolgedessen werden nun auch die Verkehrslasten in immer höherem Maße von der Hängewerkskonstruktion übernommen, während der Eisenbetonbalken entlastet wird. Der Bruch wird dann eintreten, wenn sowohl die Eisen des Hängewerkes in gleicher Weise wie die Bewehrungseisen des Balkens die Streckgrenze bzw. die Bruchgrenze erreicht haben. Wenn man von der Streckgrenze ausgeht, dann zeigt die Rechnung, daß der Einhängeträger bei der achtfachen, der Kragträger dagegen bei der fünffachen Verkehrsbelastung zu Bruch geht. Die Sicherheit der vorgespannten Brücken ist also sehr groß, und zwar:

- a) weil die Zuganker nur mit 2100 kg ausgenutzt werden, einschließlich der Zusatzkräfte wären aber 2400 kg zulässig. Die Zusatzkräfte aus Wind und Bremskraft werden jedoch bei ganz niedrigen Spannungen von den Eisenbetonquerschnitten aufgenommen.
- b) Trotzdem bei einfacher Verkehrslast keine Biegungszugspannungen auftreten, sind zur Sicherheit trotzdem kräftige Bewehrungseisen in den Balken vorgesehen, durch welche die Bruchsicherheit erhöht wird.
- c) Das Eigengewicht dieser massiven Brücken ist wesentlich höher als das der eisernen Brücken und infolgedessen sind sie gegenüber einer Steigerung der Verkehrslasten viel weniger empfindlich.

Von Interesse dürften noch die Durchbiegungen sein, die sich bei diesen sehr schlanken Brücken aus Verkehrsbelastung ergeben. Für den Einhängeträger mit der Spannweite $l = 70$ m errechnen sich diese zu $1/3160$. Für den wesentlich schlankeren Kragträger mit der Spannweite $l = 110$ m dagegen zu $1/1100$ und für das 125 m weitgespannte Mittelfeld zu $1/1000$.

Es wäre wirtschaftlicher und vor allem statisch günstiger gewesen, wenn das Schlankheitsverhältnis des auf 110 m freitragenden Kragträgers etwas geringer mit ca. $1/20$ angenommen hätte, was einer Trägerhöhe von 5,5 m entsprochen hätte. Damit wäre die Durchbiegung des Kragträgers und des 125 m weitgespannten Mittelfeldes auf ca. $1/1500$ zurückgegangen. Zugleich hätten sich aber für den maßgebenden Querschnitt der Tabelle 2 wesentlich geringere Schwankungen in den Spannungen aus Verkehrslast ergeben, so daß auch bei doppelter Verkehrslast noch hinreichende Sicherheit gegenüber diesen Haarrissen vorhanden wäre.

Der Schutz der Zuganker gegenüber Rosten wird am einfachsten durch einen Anstrich mit Asphalt und Umwickeln der Eisen mit Jute erreicht. Man kann aber auch die Zugeisen in Form einer Platte einbetonieren, die nur an den Verankerungsstellen mit der übrigen Eisenbetonkonstruktion fest verbunden ist und sich im übrigen wie vorher als Hängegurt zwischen den einzelnen Knickpunkten freitragt. Das Einbetonieren nimmt man am besten nach vorhergehender Belastung der Brücke vor, um zu verhindern, daß in der Eisenbetonplatte infolge Schwindens Zugspannungen auftreten. Wenn das ganze Kriechen und Schwinden erledigt ist, kann man die Zuganker auch so einbetonieren, daß die neue Eisenbetonplatte in feste Verbindung mit den Stegen gebracht wird. Damit ergibt sich dann eine einheitliche monolytische Eisenbetonkonstruktion, die gegenüber den Verkehrslasten eine von der Hängewerkskonstruktion ab-

weichende Wirkungsweise zeigt, die bei der Berechnung berücksichtigt werden muß.

2. Durchlaufende Balkenbrücken mit den Spannweiten 100—150—100.

Für die Durchrechnung wählen wir den gleichen Brückenquerschnitt wie bei dem Beispiel 1 und für das Mittelfeld von 150 m Spannweite auch die gleiche Trägerhöhe mit 5,0 m. Für die Endfelder mit 100 m Spannweite, die sehr ungünstig beansprucht sind, wird dagegen eine Trägerhöhe von 6,25 m vorausgesetzt. Durch das wesentlich größere Trägheitsmoment der Endöffnungen ergibt sich eine starke Entlastung des Mittelfeldes. Die sich für den gewöhnlichen durchlaufenden Träger ergebenden Eigengewichts- und Verkehrslastmomente sind in der Fig. 12 wiedergegeben. Zu den äußerlich statisch unbestimmten Einspannmomenten des durchlaufenden Trägers treten jetzt noch die innerlichen statisch unbestimmten Kräfte der Hängegurte hinzu. Um die Rechnung einerseits nicht zu verwickelt zu gestalten, andererseits um klare statische Wirkungen zu erreichen, müssen wir mit einer möglichst geringen Anzahl von Hängewerken auskommen. Aus diesen und auch aus anderen Überlegungen ergibt sich die Notwendigkeit eines sich auf die ganze Trägerlänge erstreckenden Hängewerkes, das an den Enden des Balkens verankert und so geformt ist, daß es in der Lage ist, die gesamten Eigengewichtslasten nach den Stützen zu übertragen. In gleicher Weise wie bei dem ersten Beispiel muß das Hängewerk auf der ganzen Balkenlänge gegenüber den Querträgern längsverschieblich mittels Rollen oder Pendeln gelagert sein und seine Form muß so bestimmt werden, daß seine Abstände von der Nulllinie des Balkens proportional den Eigengewichtsmomenten sind.

Infolge des großen Unterschiedes zwischen den Eigengewichtsmomenten an den Stützen und denen des Feldes würden sich damit für die Stützquerschnitte mehrfach größere Trägerhöhen ergeben (s. Fig. 13a). Deshalb muß man aus praktischen Gründen von diesem Prinzip des einfachen sich auf die ganze Länge des Balkens erstreckenden Hängewerkes abgehen und auf den Strecken der größten negativen Momente gemäß Fig. 13b noch Hilfgurte (Z_2) anbringen, deren Stärke so zu bestimmen ist, daß $M_g = Z_1 f_1 + Z_2 f_2$, um zu erreichen, daß wiederum die gesamten Eigengewichtslasten von dem Hängegurt getragen werden. Wie die Fig. 13 zeigt, liegt bei dieser Art der Vorspannung eine Kombination von Hänge- und Sprengwerken vor, denn es ist nicht nur der Hängegurt gebogen, sondern es ist auch der als Druckglied wirkende Balken bezüglich seiner neutralen Achse gekrümmt. Durch die Vorspannung nach Fig. 13a und 13b haben wir nun erreicht, daß in dem durchlaufenden Balken bei Eigengewicht, abgesehen von den geringen Biegemomenten für die Abtragung der Lasten von Querträger zu Querträger nur zentrische Druckkräfte auftreten. In dieser Weise ist die Konstruktion der durchlaufenden Brücke und die Form des Hängewerkes nach Fig. 14 durchgeführt worden. Die Brückenquerschnitte in den Feldmitten sind in den Fig. 15a und 15c und der Stützquerschnitt in der Fig. 15b dargestellt.

Da das Hängewerk Z_1 sich auf die ganze Länge des Balkens erstreckt, ergeben sich damit sehr lange Rundeisen, die zwar durch Schweißen an Ort und Stelle ohne weiteres herzustellen sind, aber wegen ihres hohen Gewichtes sehr schwer zu verlegen sind. Es empfiehlt sich deshalb, diese langen Rundeisen nach Fig. 16 an einem oder an mehreren Stahlpendeln zu stoßen. Durch diese Art des Stoßes

Fig 11

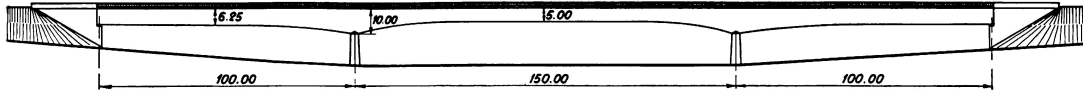


Fig 14

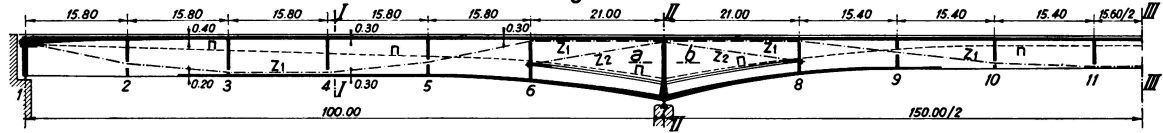


Fig. 15^a I-I

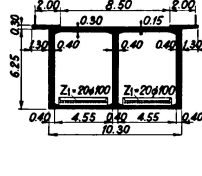


Fig. 15^b II-II

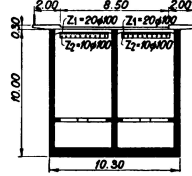


Fig. 15^c III-III

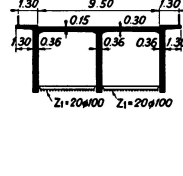


Fig. 16

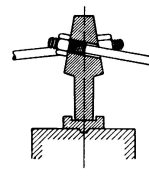


Fig. 18

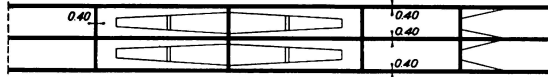


Fig. 17



Fig. 12^a

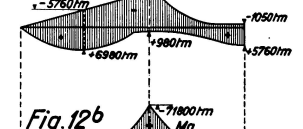


Fig. 12^b

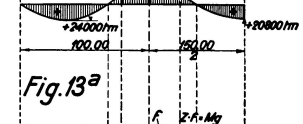


Fig. 13^a



Fig. 13^b

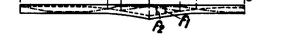


Fig. 11. Vorgespannte durchlaufende Balkenbrücke.
Fig. 12. 12 a. Die Verkehrslastmomente.
12 b. Die Eigengewichtsmomente.
Fig. 14. Längenschnitt.

Fig. 15. 15 a. Querschnitt I—I.
15 b. Querschnitt II—II über der Stütze.
15 c. Querschnitt III—III.
Fig. 17. Die Ausbildung der Fahrbahnplatte im Bereich der negativen Eigen-
gewichtsmomente.
Fig. 18. Zwischenplatte zur Verankerung des Hilfsgurtes Z_2 (Schnitt a—b).

werden die Kräfte in den Gurten nicht beeinflußt. Da die Stöße im Innern des Eisenbetonbalkens liegen können die hydraulischen Pressen so lange an Ort und Stelle verbleiben, bis das gesamte Kriechen und Schwinden und damit die letzte Nachspannung durchgeführt ist. Auch für den Fall der durchlaufenden Brücke ist der Einfluß der Verkehrslast auf die Spannungen des durchgehenden Hängegurtes sehr gering, weil dieser Hängegurt mehrfach die neutrale Achse schneidet. Das gleiche gilt aber auch für den Hilfsgurt (Z_2), weil sich durch die Verkehrslast in dem Eisenbetonbalken auf die kurze Strecke dieser Gurte kaum Verbiegungen ergeben, insbesondere mit Rücksicht auf die sehr starken Vouten. Für den Hängegurt (Z_1) sind $40 \text{ } \varnothing \text{ } 100 \text{ mm}$ und für die Hilfsgurte $20 \text{ } \varnothing \text{ } 100 \text{ mm}$ notwendig. Trotz der wesentlich größeren Spannweiten des zweiten Beispiels konnte man also mit den gleichen Eisenquerschnitten durchkommen. Das rührt von dem günstigen Einfluß der Kontinuität her. Um im Bereich der negativen Momente eine tiefe Lage der neutralen Achse und damit günstige Hebelsarme für die Hängegurte zu erhalten, insbesondere an den Stützquerschnitten, mußte ebenso wie bei dem ersten Beispiel die Mitwirkung der Fahrbahnplatte durch Querfugen und zwar in dem Bereich vom Querträger 6 bis zum Querträger 10 ausgeschaltet werden. Die Fahrbahnplatte wird auf dieser Strecke gemäß Fig. 17 durchgebildet. Der Übergang bis zur vollständigen Ausschaltung der Fahrbahnplatte muß natürlich allmählich vor sich gehen. Man kann dies in sehr einfacher Weise durch ein Abstufen der Querfugen der Breite nach erreichen.

Im Gegensatz zu dem Gerberträger wurde bei dem durchlaufenden Träger der Hilfsgurt (Z_2) nicht in der unteren Druckplatte, sondern in der Nähe der neutralen Achse an einer Zwischenplatte verankert (s. Fig. 18), wodurch jegliche Nebenspannungen infolge exzentrischen Kraftangriffes ausgeschaltet wurden. Diese Lösung hat auch den Vorteil, daß die hohen Stege am Stützquerschnitt eine Zwischenhaltung haben. Nach der Stütze hin wird die Kraft dieser Platte allmählich in die Stege übergeleitet und deshalb kann die Platte nach den Stützen hin entsprechend der Fig. 18 schmaler gehalten werden. Die Größtspannungen in den beiden Hängegurten betragen wiederum ca. 2100 kg/cm^2 . Die sich ergebenden Betonspannungen der maßgebenden Querschnitte 4, 7 und 12 sind in der Tabelle 3 zusammengestellt.

Tabelle 3.	Querschnitt 4		Querschnitt 7		Querschnitt 12	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Eigengewicht	- 43,5	- 43,5	- 62,0	- 62,0	- 57,0	- 57,0
Verkehr + M_p	- 22,9	+ 23,4	+ 28,5	- 18,0	- 27,5	+ 47,5
- M_p	+ 19,9	- 24,5	- 5,2	+ 3,9	+ 6,7	- 14,8
Temperatur	$\pm 0,7$	$\pm 4,0$	$\pm 4,3$	$\pm 1,7$	$\pm 2,1$	$\pm 10,1$
σ_{\max}	- 22,9	- 16,9	- 29,2	- 56,4	- 48,5	+ 0,6
σ_{\min}	- 67,1	- 72,0	- 71,5	- 81,7	- 86,0	- 81,9

Die Spannungsverteilung dieser vorgespannten Brücken ist, wie aus den Tabellen 2 und 3 zu ersehen, die gleiche wie wir sie von den Bogenbrücken her

kennen. Dort werden die Druckspannungen aus der Gewölbekraft durch die Biegungskräfte aus Verkehr, Temperatur und Schwinden überlagert. Bei den vorgespannten Balkenbrücken wird die anstelle der Gewölbekraft tretende Druckkraft künstlich durch hydraulische Pressen mittels der Hängewerke geschaffen. Der einzige Unterschied zwischen den beiden Systemen besteht darin, daß die vorgespannten Balkenbrücken eine größere Sicherheit gegenüber einer Steigerung der Verkehrslasten besitzen. Gewölbe mit hohem Pfeil besitzen gegenüber einer Steigerung der Verkehrslast eine Sicherheit von ungefähr $n = 2,5$. Bei den flachen Brücken liegen diese Werte zwischen $n = 3$ bei Massivgewölben und $n = 6$ bei stark bewehrten Hohlbögen. Bei den vorgespannten Brücken ist diese Sicherheit größer, weil der Hängegurt dem auf Biegung beanspruchten Balken umsomehr zu Hilfe kommt, je mehr wir uns dem Bruchzustand nähern. Dies gilt auch für die Querschnitte mit wechselnden Verkehrslastmomenten, bei denen z. B. bei den negativen Verkehrslastmomenten der Hängegurt auf der entgegengesetzten Seite der neutralen Achse liegt, denn im Bruchzustand wird die neutrale Achse sehr stark nach dem Rande hin verlagert, so daß der Hängegurt seinen Hebelsarm gegenüber der neutralen Achse verliert und damit die bei der n -fachen Verkehrslast auftretenden negativen Momente durch die Eigengewichtsmomente aufgehoben werden, weil diese jetzt nicht mehr von dem Hängegurt übernommen werden.

Vergleicht man das System der vorgespannten Balkenbrücken mit den im Anfang besprochenen Gewölben, dann ergibt sich eine überraschende Ähnlichkeit in der Wirkungsweise. Bei den Bogenbrücken wird durch die Vorspannung erreicht, daß bei Eigengewichtsbelastung keine Biegemomente auftreten und zwar ist dies eine Folge davon, daß wir durch das Verkürzen des Zugbandes und der Hängestangen erreicht haben, daß nach der Ausrüstung das durch sein Eigengewicht belastete System dem ursprünglichen geometrisch ähnlich ist. Es ist nur etwas kleiner entsprechend der Verkürzung durch die Druckspannungen. Genau das Gleiche haben wir in vorhergehenden Abschnitten auch bei den Balkenbrücken erreicht. Bei Eigengewichtsbelastung ergaben sich keine Verbiegungen des Balkens, auch nach der Ausrüstung ändert der Balken seine Form nicht, weil er nur durch zentrische Druckkräfte belastet wird, ebenso wie bei der Bogenbrücke. Es ist nur eine Verkürzung der Achslinie des Balkens infolge seiner zentrischen Druckkräfte und des Schwindens und Kriechens eingetreten.

Damit haben wir nun das Grundprinzip gefunden, das für die hydraulische Vorspannung von Eisenbeton-Tragsystemen maßgebend ist, wir wollen nun im folgenden Abschnitt die Anwendung dieses Prinzips auch für andere Brückensysteme bezeichnen. Da mir im Rahmen dieses Referates nicht der genügende Raum zur Verfügung steht, muß ich mich allerdings sehr kurz fassen und eine ausführlichere Darstellung an anderer Stelle bringen.

Zum Abschluß seien noch die ungefähren Maße der beiden besprochenen Entwürfe angegeben. Für den Einhängeträger der Gerberbrücke sind ca. $0,9 \text{ m}^3/\text{m}^2$ notwendig. Für die gesamte Gerberbrücke im Durchschnitt $1,23 \text{ m}^3/\text{m}^2$ und $370 \text{ kg}/\text{m}^2$ Rundeisen. Für die durchlaufende Brücke mit 150 m Spannweite sind die gleichen Betonmengen, dagegen aber $400 \text{ kg}/\text{m}^2$ Rundeisen notwendig. Für die von Prof. *Mörsch* durchgearbeitete Drei-Rosen-Brücke Basel mit den Spann-

weiten 56—106—56 waren benötigt $1,63 \text{ m}^3/\text{m}^2$ Beton und $350 \text{ kg}/\text{m}^2$ Rundeisen.⁴

III. Vorgespannte Hänge- und Stabbogenbrücken.

Wir besprechen zunächst die Hängebrücken mit aufgehobenem Horizontalschub. Anstatt aus Stahl wollen wir den auf Druck beanspruchten Versteifungsträger aus Eisenbeton ausführen und sehen welche Vorteile und Nachteile ein derartiges gemischtes Tragsystem besitzt. Die Durchbiegungen der Hängebrücken sind bekanntlich sehr groß. Die größte Durchbiegung hängt ab von dem Verhältnis der Seilspannung aus Verkehrslast zum Elastizitätsmodul des Seiles. Mit dem zunehmenden Eigengewicht des Versteifungsträgers muß das Seil stärker ausgebildet werden und damit wird die Seilspannung aus Verkehrslast und damit die Durchbiegung der Brücke geringer. Bei einer Ausführung des Versteifungsträgers in Eisenbeton muß man mit dem doppelten Eigengewicht der Brücke rechnen und infolgedessen werden die Durchbiegungen aus Verkehrslast ungefähr auf die Hälfte zurückgehen. Die Steifigkeit ist naturgemäß nicht allein maßgebend, von wesentlich größerer Bedeutung ist die Wirtschaftlichkeit. Die Kosten für das Seil werden auf das Doppelte steigen. Dieser Kostenvermehrung stehen aber die Ersparnisse gegenüber, die sich aus der Verwendung des billigeren Eisenbetons für die Versteifungsträger und die Fahrbahndecke ergeben. Bei Spannweiten bis zu ca. 200 m scheint mir die Wirtschaftlichkeit derartiger Brücken in gemischter Bauweise gegeben zu sein. Bei Brücken wie Köln-Mülheim mit 315 m Spannweite könnte die gemischte Bauweise nur in Frage gezogen werden bei zulässigen Betonspannungen bei 130 bis 140 kg/cm^2 . Bei den heute mit hochwertigen Zementen erreichbaren Festigkeiten von ca. 600 kg/cm^2 bestehen hierin keine Bedenken. Infolge der großen Trägheitsmomente von Eisenbetonhohlkasten kann man mit sehr geringen Höhen der Versteifungsträger auskommen. In der Fig. 19 und 20 ist eine derartige Hängebrücke mit den Spannweiten 60—200—60 dargestellt. Der Versteifungsträger hat in der Mittelöffnung nur eine Höhe von 3 m, also $1/67$ der Spannweite. Bei Köln-Mülheim beträgt die Höhe des Versteifungsträgers 6,0 m, also $1/52,5$ der Spannweite. Trotz des wesentlich schlankeren Versteifungsträgers ergibt sich für die Hängebrücke der Fig. 19 aus Verkehrslast nur eine Durchbiegung von $1/725$ während bei der Köln-Mülheimer Brücke dieser Wert $1/400$ beträgt. Dabei ist noch zu berücksichtigen, daß bei Köln-Mülheim der Versteifungsträger als Gerberträger mit zwei Gelenken ausgebildet ist und sich demnach an der Übertragung der Verkehrslasten nach den Auflagern beteiligt. Bei der Hängebrücke der Fig. 19 dagegen sind im Mittelfeld drei Gelenke angeordnet, so daß die gesamte Verkehrslast dieses Feldes von dem Hängeseil allein getragen werden muß. In den Endfeldern beträgt die Höhe der Versteifungsträger 4,0 m, weil nach Fig. 21 hier größere Biegemomente auftreten. Die Querschnittsausbildung ist in der Fig. 20 dargestellt. Das Eigengewicht der Brücke beträgt im Mittelfeld 52,5 t/m, in den Endfeldern 63,5 t/m, einschließlich des Seiles aus hochwertigem Stahl. Für die Verkehrslast wurden 8,5 t/m in Rechnung gestellt. Bei einem Pfeilverhältnis des Hängeseiles in der Mittelöffnung ergab sich der Horizontalschub aus Eigengewicht zu 11 800 t und

⁴ Die erste nach diesem System ausgeführte vorgespannte Brücke befindet sich zur Zeit im Bau.

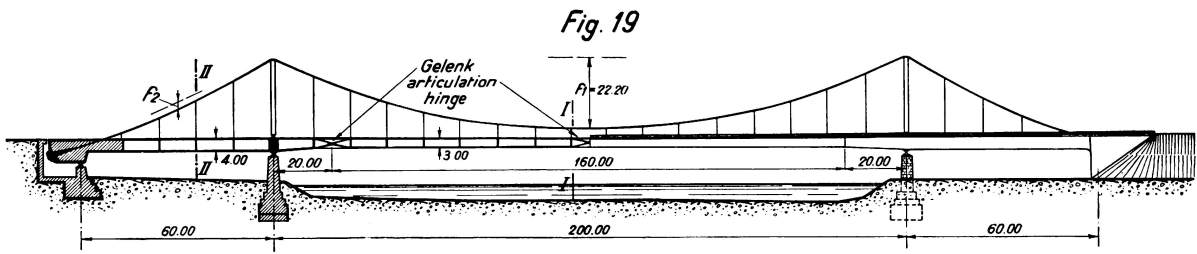


Fig. 20

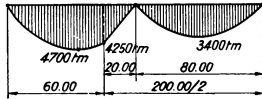


Fig. 22

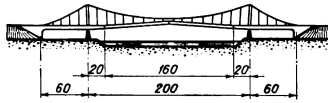


Fig. 21 a

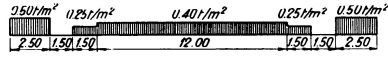


Fig. 21 b I-I

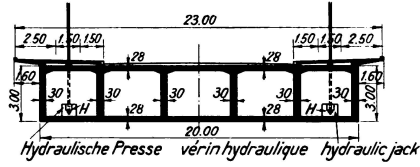


Fig. 21 c II-II

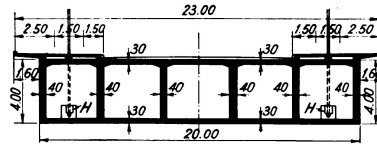


Fig. 23 a

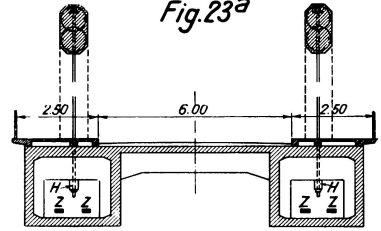


Fig. 23 b

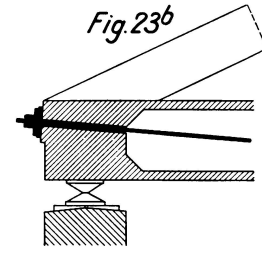


Fig. 19. Längsschnitt und Querschnitt.

Fig. 20. Der Verlauf der Verkehrslastmomente.

Fig. 21. Querschnitte, Darstellung der Verkehrsbelastungen.

Fig. 22. Montagevorgang.

Fig. 23. Vorgespannte Stabbogenbrücke.

aus Verkehrslast zu 1900 t. Von der zugelassenen Seilspannung in Höhe von $\sigma_s = 5000 \text{ kg/cm}^2$ entfallen auf das Eigengewicht demnach 4310 kg/cm^2 und auf die Verkehrslast der geringe Wert von 690 kg/cm^2 . Mit dieser geringen Spannung aus Verkehrslast hängt die geringe oben angegebene Durchbiegung zusammen. Die Betonspannungen im Versteifungsträger sind nachstehend zusammengestellt.

	für das Mittelfeld	für die Endfelder
Aus Eigengewicht	— 67,3	— 64,0
aus Verkehr	— 24,5	— 24,9
$\sigma \text{ min}$	— 91,8	— 88,9

Da die Spannungen aus Verkehrslast sehr gering sind im Verhältnis zu den Druckvorspannungen aus Eigengewicht sind Haarrisse im Versteifungsträger erst bei mehrfacher Verkehrslast zu erwarten.

Der Einfluß der Verlängerung des Seiles und der Zusammendrückung des Betons, sowie den geschätzten Einfluß des Kriechens und des Schwindens auf die Durchbiegung beseitigt man am besten gemäß Fig. 22 dadurch, daß die Hängeträger des Mittelfeldes in der im Stahlbau üblichen Weise überhöht hergestellt werden. Das gleiche gilt auch für die Seilmontage. Der Einfluß des Kriechens und des Schwindens ist jedoch rechnerisch schwer zu erfassen und andererseits erstreckt er sich auf eine längere Zeit. Die genaue Ausschaltung dieses Einflusses soll deshalb dadurch erfolgen, daß die Hängestangen durch hydraulische Pressen (H) verkürzt werden entsprechend dem Fortschreiten des Kriechens. Das genaue Maß der Verkürzung ist jederzeit durch die Bedingung gegeben, daß bei Eigengewicht der Versteifungsträger biegungsfrei sein soll. Biegungsfrei wird er dann sein, wenn er keinerlei Durchbiegung aufweist. Die Anordnung der hydraulischen Pressen (H) zur Verkürzung der Hängestangen geht aus der Fig. 20 hervor. Diese Pressen bleiben auch während Inbetriebnahme der Brücke solange an Ort und Stelle bis das ganze Kriechen und Schwinden erledigt ist. Durch ein späteres Schließen des mittleren Gelenkes könnte man in gleicher Weise, wie es im Stahlbau üblich ist, den Versteifungsträger auch für die Übertragung eines Teiles der Verkehrslast heranziehen, und damit die Durchbiegung der Brücke aus Verkehrslast noch weiter vermindern. Dies ist aber nicht notwendig, weil die Durchbiegungen dieser Hängebrücken in gemischter Bauweise an und für sich schon sehr gering sind.

Zum Schluß soll nun noch der vorgespannte Stabbogen aus Eisenbeton besprochen werden. Die Vorspannung soll so erfolgen, daß der Versteifungsträger bei Eigengewichtsbelastung wieder ganz frei von Biegemomenten ist. Infolgedessen müssen wir dafür sorgen, daß nach der Ausrüstung das System dem projektierten geometrisch ähnlich ist. Der auf Druck beanspruchte Stabbogen verkürzt sich um das Maß $\frac{\sigma}{E}$. Durch die Vorspannung müssen wir nun auch den Versteifungsträger und die Hängestangen in demselben Maß verkürzen. Hierzu ist es notwendig, in dem Versteifungsträger vorerst eine Fuge offen zu lassen, die erst mit dem Anspannen des Zugbandes geschlossen wird. In der Fig. 23 ist der Querschnitt einer Stabbogen-Brücke mit 100 m Spannweite bei einem Pfeilverhältnis von $b/l = 1/7$ dargestellt. Der Stabbogen ist spiral bewehrt,

um mit einer möglichst geringen Querschnittshöhe auszukommen. Der Versteifungsträger besteht aus zwei Hohlquerschnitten, welche die Biegemomente aufzunehmen haben. Das Eigengewicht der Brücke beträgt 27 t, die Verkehrslast 6,0 t/m. Daraus ergibt sich ein Horizontalschub $H_g = 2380$ t, $H_{g+p} = 2910$ t. Demnach sind für das Zugband $2910/2,1 = 1380$ cm² notwendig. Wir legen jedoch 2000 cm² ein. Durch das Anspannen des Zugbandes schließen wir zunächst die oben schon besprochene Fuge im Versteifungsträger und spannen dann das Zugband an mit 2400 kg/cm² und erzeugen damit im Versteifungsträger eine Druckkraft von $2000 \cdot 2,4 = 4800$ t. Dieser Druckkraft im Versteifungsträger entspricht eine Druckspannung von 38 kg/cm². Bei ungünstiger Verkehrslaststellung ergibt sich im Versteifungsträger eine Zugspannung von 25 kg/cm², so daß damit der Versteifungsträger auch bei Verkehrslast frei von Biegezugspannungen ist. Infolge dieser großen Druckvorspannung ist der Versteifungsträger in der Lage, ca. die 2^{1/2}fache Verkehrslast zu übernehmen, bevor Haarrisse auftreten.

Wir müssen jetzt noch kurz den Einfluß des Kriechens und des Schwindens besprechen. Hierdurch verkürzt sich der Versteifungsträger, und in dem auf die ganze Brückenlänge frei durchhängenden Zuggurt ergibt sich ein Spannungsabfall, der an dem Durchhang sehr genau gemessen werden kann. Mittels der eingebauten hydraulischen Presse beseitigen wir diesen Spannungsabfall durch Nachspannen. Bei dem Stabbogen ist der Einfluß des Kriechens wesentlich größer, und infolgedessen verflacht sich das Gewölbe. Die daraus folgende Durchbiegung des Versteifungsträgers muß durch Verkürzen der Hängestangen in gleicher Weise wie bei der oben besprochenen Hängebrücke erfolgen.

Wir haben damit gezeigt, daß es bei fast allen Eisenbetontragwerken möglich ist, durch eine hydraulische Vorspannung der Zugglieder zu erreichen, daß das durch Eigengewicht belastete System dem projektierten geometrisch ähnlich bleibt und damit zugleich auch die Biegezugspannungen im Beton zu beseitigen. Die nur auf Druck beanspruchten Eisenbetonbalken- und Bogenbrücken haben eine fast unbegrenzte Lebensdauer. Dies gilt, wenn auch in wesentlich geringerem Maße, auch für die Zuganker aus Stahl, die nur eine geringe schwellende Beanspruchung aufweisen. Die aus Stahl bestehenden Zuganker können später leicht ausgewechselt werden. Bei den Balkenbrücken ist dies sogar während des Betriebes möglich.

Das geschilderte Verfahren der Vorspannung von Eisenbetontragwerken läßt sich auch bei anderen Trägerformen und insbesondere auch bei Hallenbauten anwenden. Es lassen sich damit Hallen mit weit über 100 m Spannweite herstellen. Ich komme hierauf in einer späteren Veröffentlichung noch zurück.

Nachdem nunmehr klar gestellt ist, in wie einfacher Weise sich der Spannungsabfall aus Kriechen und Schwinden beseitigen läßt, bestehen auch keine Bedenken mehr, an Stelle St 52 bei der Vorspannung Seile aus hochwertigem Stahl zu verwenden, die den Vorteil besitzen, daß man mit viel geringerem Gewicht und geringeren Querschnitten auskommt. Der Rostschutz der Seile ist außerordentlich gut und das Recken der Seile läßt sich vor der Montage durchführen.

Zusammenfassung.

Ausgehend von dem System der vorgespannten Bogen- und Sprengwerk-systeme mit vorgespanntem Zugband wird gezeigt, daß es auch bei Balkenbrücken, Hängebrücken und Stabbogenbrücken durch vorgespannte Anker in Form von Hängewerken möglich ist, die Biegezugspannungen des Eisenbeton auszuschalten und des weiteren zu erreichen, daß selbst bei den Balkenbrücken bei Eisengewichtsbelastung nur zentrische Druckkräfte auftreten. Der Kern des Problems liegt darin, daß die Art der Vorspannung so gewählt wird, daß nach der Ausrüstung das durch Eigengewicht belastete System dem projektierten geometrisch weitgehend ähnlich ist, womit ohne weiteres gesagt ist, daß in dem durch sein Eigengewicht belasteten Tragsystem zwar Verkürzungen infolge der Druckspannungen aber keine wesentlichen Verbiegungen auftreten.