

förderungsinstitute zu nennen. Es ist weiter auf die wirksame Betreuung dieser Veranstaltungen durch die zuständigen Ministerien für Handel und Industrie der deutschen Länder hinzuweisen. Auf die Frage, wie es mit der Ausbildung der akademischen Jugend in der Schweißtechnik und ihrer Anwendung in den gestaltenden Fachgebieten, von denen uns hier besonders der Eisenbau interessiert, bestellt ist, muß leider gesagt werden, daß die technischen Hochschulen mit der Gewährung des benötigten Fachunterrichts sowohl beim Lehrstuhl für mechanische Technologie als auch in den Fachabteilungen: Eisenbau, Fahrzeugbau, Schiffbau, Dampfkesselbau u. a. arg in Rückstand gegenüber den Anforderungen der Eisen verarbeitenden Industrie und der Tatkraft der technischen Mittelschulen aller Grade gekommen sind. Wohl haben einzelne Dozenten an technischen Hochschulen wie Aachen, Berlin und Braunschweig die Einrichtung schweißtechnischen Unterrichts mit dankenswerter Energie durchgesetzt, zu einer planmäßigen Einreihung in den zuständigen Lehrstuhl ist es aber noch nicht gekommen und bei den Fachabteilungen fehlen Sondervorlesungen über die Anwendung des Schweißens in ihrem Fachgebiet noch gänzlich. Der Unternehmer kommt durch den Mangel an ausgebildeten Konstruktionsingenieuren in eine mißliche Lage. Seine Betriebsleiter, die für die sachgemäße Ausführung verantwortlich sind, leiden nicht selten unter dem untragbaren Zustand, daß sie die Richtigkeit der Arbeitsausführung ihrer Untergebenen nicht hinreichend beurteilen können, bisweilen gar von ihnen abhängig sind. Der Verein Deutscher Ingenieure hat in den Fachtagungen für Schweißtechnik gelegentlich seiner Hauptversammlungen der Jahre 1926 und 1928 auf die bedenkliche Lücke im Lehrplan der technischen Hochschulen hingewiesen und bereitet für diesen Winter eine neue verschärfte Kundgebung vor. Trotzdem ist es wünschenswert, daß ein Unternehmer, der vor die Aufgabe gestellt wird, ein geschweißtes Bauwerk zu entwerfen und auszuführen, schon jetzt mutig an sie herangeht. Auch in der Übergangszeit wird es ihm gelingen, die Hilfe eines fachkundigen Beraters heranzuziehen. Vor allem ist es unerläßlich, in seinem Betrieb eigene Erfahrungen zu sammeln, das eigene Personal an der Ausführung kleinerer Teilaufgaben zu schulen und bei ihm Vertrauen auf die eigene Kraft wachsen zu lassen. Recht beachtenswert erscheint das Vorgehen geschlossener Unternehmerverbände wie das des Deutschen Eisenbauverbandes, in gemeinsamer Arbeit mit ihrem Großkunden, der Deutschen Reichsbahn, praktische Studien zu betreiben, und die gewonnenen Ergebnisse seinen angeschlossenen Mitgliedern nutzbar zu machen. Mir ist bekannt, daß auch das Ausland ähnlichen Weg geht.

Professor Dr. Ing. ALFRED HAWRANEK, Brünn:

### Probleme des Großbrückenbaues

Infolge der Anwendung neuer hochwertiger Baustoffe wie Stahl 48 und Si-Stahl hat der Großbrückenbau in letzter Zeit einen neuen Vorstoß zur Bewältigung großer Spannweiten erhalten. Auch im Eisenbetonbrückenbau liegen ähnliche Bestrebungen vor, doch soll hier nur vom Stahlbrückenbau die Rede sein.

Mit den großen Spannweiten treten aber neue Probleme sowohl in konstruktiver, wie in statischer Hinsicht auf, die bei kleineren Spannweiten nicht so sehr ausschlaggebend sind und für die ausreichende Erfahrungen in baulicher Hinsicht vorliegen, die den bisherigen Erfolg auf diesem Gebiete gesichert haben.

Das Bestreben, auch bei großen Brücken wirtschaftlich und ausreichend sicher zu bauen, setzt aber voraus, Fragen sowohl theoretisch wie konstruktiv zu studieren. Sie hängen einmal mit der zweckmäßigen Wahl der nun großen Stabquerschnitte zusammen, die natürlich auch ausführbar sein müssen, so daß die Güte der Arbeit gewährleistet werden kann. Die Knicksicherheit der Stehbleche hoher Blechbogen-

träger, die oft ein oder zwei Längsnähte bekommen müssen, sowie auch die Knick-sicherheit der Bogen in der Querrichtung soll vorhanden sein. Dann müssen durch-laufende Träger oder Gelenkträger mit Rücksicht auf den freien Vorbau bei der Aufstellung der Brücken zweckmäßige Tragwerkformen erhalten, welche etwaige Verstärkungen von Einzelstäben unnötig machen oder doch auf einen Kleinstwert beschränken und das Gesamtgewicht so klein als möglich halten.

Bei der Montierung von Zweigelenbogenbrücken wird oft für das Eigengewicht ein Gelenk im Scheitel angeordnet, das dann für die zufälligen Lasten ausgeschaltet wird. Die zweckmäßige Lage eines solchen Scheitelgelenkes ist wichtig.

Weiter ist eine richtige Annahme für die Verteilung des Eigengewichtes der Hauptträger für die Spannungsberechnung notwendig, und zwar tunlichst gleich bei der ersten Berechnung; eine ebenso wichtige Rolle spielt die Konstruktions-ziffer. Auch die richtige Wahl der Querschnittsverhältnisse für Bogenträger bei Berechnung des Horizontalschubes ist erforderlich. Die Wahl der Belastungen und der Stoßbeiwerte für kombinierte Straßen- und Eisenbahnbrücken gehört auch hierher. Damit ist aber die Aufzählung nicht erschöpft.

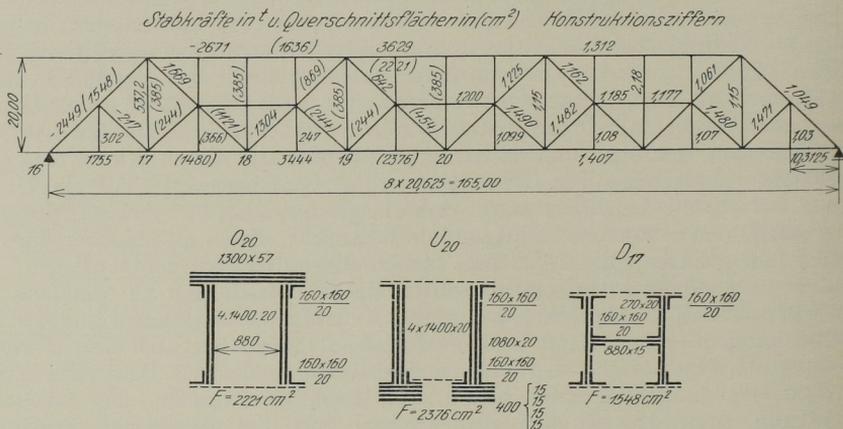


Abb. 1. Konstruktionsbeiwerte eines Parallelträgers bei Ausführung in St-Steel

Diese und ähnliche Fragen, die vor allem den Entwurf einer großen Brücke beeinflussen, den Statiker und Konstrukteur sowie den Montierungleiter beschäftigen, spielen also neben der ebenso wichtigen Entscheidung, in welchem Baustoff angeboten werden soll, um einen Entwurf wirtschaftlich zu gestalten, eine große Rolle.

Der große Vorteil, den die Anwendung hochwertigen Stahls infolge einer Gewichtersparnis von 20 bis 30% bei großen Brücken bringt, bietet ja auch sonst die Möglichkeit, solche Bauwerke bei freiem Vorbau leichter zu montieren, da die einzubauenden Stücke leichter sind, die Vorbaukräne leichter gehalten werden können, die Rückverankerungen und Gerüste billiger werden, und daß man an Transportkosten, Zoll, an Arbeitszeit, an Werkstattarbeit und auch an Nietarbeit auf der Baustelle sparen kann.

Diese Tatsachen ebnen dem Bestreben nach Überbrückung größerer Spannweiten den Weg und machen Brückenprojekte ausführbar, die bisher zurückgestellt werden mußten. Viele der folgenden Untersuchungen mußten vom Verfasser anlässlich der Projektierung einer Anzahl größerer Brücken angestellt werden; die Ergebnisse seien, soweit sie allgemeiner Art sind, mitgeteilt.

### 1. Wahl der Konstruktionsziffer für Fachwerkträger.

Die Ausführungsbeiwerte, die für Brücken in St-37 bekannt sind, verlieren natürlich für Ausführungen in St-48 und Si-Stahl ihre Geltung. Neue Erfahrungszahlen müssen für diese Baustoffe gesammelt werden.

Die Konstruktionsziffer ist abhängig von der Art und Weise der baulichen Durchbildung aller Einzelheiten und wird in dieser Hinsicht kleinen Schwankungen unterliegen. Mit der Zeit haben sich aber für die einzelnen Stabgattungen bei richtiger Ausbildung des Stöße, Deckungen, Aussteifungen, Auskreuzungen betrifft, Regeln herausgebildet, so daß über die Konstruktionsziffer einige Angaben gemacht werden können, welche auf Grund völlig durchgezeichneter Pläne gefunden worden sind.

So wurden für eine zweigeleisige Eisenbahnbrücke von 165 m Stützweite in Si-Stahl, Parallelträger mit Hilfsstäben von 20 m Höhe (Abb. 1), nachstehende Werte gefunden. Die Konstruktionsziffer  $a$ , d. i. das Verhältnis des wirklichen Gewichtes zum theoretischen (Stabgewicht pro Einheit mal Netzlänge), beträgt:

für die Obergurtstäbe	im Mittel	$a = 1,312$	für die Vertikalen	im Mittel	$a = 1,66$
„ „ Untergurtstäbe	„ „	$a = 1,407$	„ „ Hilfsdiagonalen	„ „	$a = 1,481$
„ „ Diagonalen	„ „	$a = 1,124$	„ „ Hilfsvertikalen	„ „	$a = 1,07$
	für den ganzen Hauptträger	$a = 1,28$	ohne Nieten		
	„ „ „ „	$a = 1,31$	mit Nieten.		

Hiebei ist für die Nieten ebenfalls Si-Stahl angenommen.

Bei Ausführung des Systems *ohne* Hilfsstäbe, also für die Hauptstäbe allein, ergibt sich ohne Nieten ein  $a = 1,293$ , also höher als beim Tragwerk mit Hilfsstäben. Dabei sind alle Hauptstreben wegen der großen Länge in der Mitte gestoßen, die Gurtstäbe hingegen bei jedem Knotenpunkt, also alle 10,313 m.

In der Abbildung sind auch die für jeden Stab gesondert ermittelten Bauziffern  $a$  angegeben. Bei den Schrägstäben sieht man deutlich die Zunahme dieser Werte gegen die Mitte zu.

Auch die Querschnittsformen, es handelt sich um Gurtstehblechhöhen von 1400 mm, sind für die stärkst beanspruchten Stäbe angegeben, ebenso die Ebenen der Gurtauskreuzungen. Für diese Auskreuzungen, eine beim Obergurt und zwei beim Untergurt, ergibt sich zusammen der Beiwert mit 1,025.

Für eine andere kombinierte zweigeleisige Eisenbahnbrücke und eine darüberliegende Straße von 92 m Stützweite (Einhängträger einer Gerberbrücke) wurde bei einer Ausführung der Fachwerkparallelträger von 18 m Höhe in St-48 ohne Hilfsstäbe gefunden.

Für Obergurt	$a = 1,293$	für Diagonale	$a = 1,130$
„ „ Untergurt	$a = 1,418$	„ „ Vertikale	$a = 1,130$
	für den Hauptträger	$a = 1,242$	ohne Nieten
	„ „ „ „	$a = 1,272$	mit Nieten.

Diese Werte sind also etwas kleiner als im früher besprochenen Fall einer Ausführung in Si-Stahl.

Die Gurte waren in jedem Knoten (alle 11,50 m) gestoßen, während die Füllungsstäbe in Stabmitte einen Stoß erhielten. Die Gurtstäbe hatten eine Stehblechhöhe von 900 mm und waren natürlich doppelstegig.

Man sieht demnach, wenn auch hier keine allgemeine Gültigkeit ausgesprochen werden soll, daß man etwa mit  $a = 1,27$  bis 1,31 einschließlich der Nieten für den neuen Baustoff bei größeren Spannweiten rechnen kann. Entfallen durchgehende Stöße in den Füllungsstäben, so kann der Konstruktionsbeiwert kleiner gehalten werden, etwa 1,26 bis 1,28.

Diese Bauziffern geben die Möglichkeit, das Hauptträgergewicht zu bestimmen, wenn die Stäbe alle bereits bemessen sind. Soll aber das tatsächliche Gewicht für Si-Stahl aus Formeln bestimmt werden, welche direkt von den auftretenden Spannungen ausgehen, so ist eine andere Ziffer  $\alpha_0$  maßgebend.

Man bekommt das Hauptträgergewicht  $H$  aus<sup>1</sup>

$$H = \alpha_0 \gamma \frac{\Sigma S_f s + \beta \Sigma S_v \cdot s}{\sigma - \frac{\alpha_0 \gamma}{F} \Sigma S_f \cdot s}$$

$S_f$  = Stabspannung infolge Fahrbahngewichtes,  $S_v$  = Stabspannung infolge zufälliger Last,  $F$  = Eigengewicht der Fahrbahn, der Windverbände, Gehstege, für einen Hauptträger;  $s$  = Stablänge;  $\beta$  = Stoßziffer;  $\gamma$  = 7,85;  $\sigma$  = zulässige Inanspruchnahme;  $H$  = gesamtes Eigengewicht eines Hauptträgers.

Bei  $\sigma = 1700$  kg/qcm ist nach Kontrollrechnungen die Bauziffer  $\alpha_0 = 1,63$  einzusetzen.

Bei  $\sigma = 2100$  kg/qcm hingegen  $\alpha_0 = 1,70$  bis 1,72.

Eingehende Untersuchungen über die Konstruktionsziffern von Blechträgern und von Fahrbahnkonstruktionen für Ausführungen in verschiedenen hochwertigen Stahlsorten finden sich in einem Aufsätze des Verfassers.<sup>2</sup>

## 2. Wahl der Querschnittsverhältnisse für Bogenträger.

Bei großen Bogenbrücken ist die richtige Wahl der Querschnittsverhältnisse für die Berechnung des Horizontalschubes von besonderem Einfluß. Das Querschnittsverhältnis  $\frac{F_m}{F_c}$ , wobei  $F_m$  eine beliebige Querschnittsfläche eines Stabes bedeutet und  $F_c$  die Fläche eines Vergleichsquerschnittes, wird vielfach für die erste Annahme gleich 1 gesetzt. Diese Annahme gibt Abweichungen in der Horizontalschublinie, welche bis 4% der Einflußfläche ausmachen, was aber zur Folge hat, daß sich bei Stabspannungen namentlich in der Nähe des Scheitels große Unterschiede gegenüber den wirklich auftretenden ergeben.

So zeigt sich beispielsweise für eine Brücke von 188 m Spannweite (Rheinbrücke Düsseldorf) bei genauer Berechnung im mittleren Untergurtstab eine Gesamtspannung für Eigengewicht und zuf. Last von —400 t, während aus der Horizontalschublinie die für  $\frac{F_m}{F_c} = 1$  ermittelt wurde, diese Spannung sich mit nur —255,4 t ergibt. Es ist daher bei diesem Stab eine absolute Differenz von 154,6 t vorhanden, was 36,2% Unterschied ausmacht. Im Obergurtstab wiederum ergibt sich beim genauen Verfahren eine Stabkraft von —1078 t, während nach genähertem Verfahren eine Spannung von —1215 t resultiert. Der Unterschied beträgt also 137 t, das sind 12,7%. Die Unterschiede für das reine Eigengewicht sind noch größer. Die an den Scheitel weiter anschließenden Stäbe zeigen ebenfalls noch starke Unterschiede bei diesen verschiedenen Verfahren, wenn sie auch geringer als im Scheitel selbst sind.

Wenn auch für solche große Brücken eine zweimalige Anwendung eines Rechnungsverfahrens Platz greifen wird, welches sich den tatsächlichen Querschnittsverhältnissen anpaßt, so ist doch das Bestreben, schon bei der ersten Wahl richtige Annahmen für die Stabquerschnitte zu treffen, gerechtfertigt. Zu diesem Zwecke

<sup>1</sup> BÖHRIG, Zentralbl. d. Bauverwaltung 1912, S. 318. — Dr. Ing. e. h. SCHAPER, Eiserne Brücken. 5. Aufl., S. 113.

<sup>2</sup> Dr. Ing. HAWRANEK, Der Siliziumbaustahl und seine Anwendung im Brücken- und Eisenhochbau. Der Siliziumstahl der Witkowitz Eisenwerke. Wissensch. u. Wirtsch., Bd. 5. 1928, Verlag: Hauptverein deutscher Ingenieure in der tschechoslowakischen Republik, Brünn.

wurde (vom Verfasser) ein Verfahren ausgearbeitet, welches den Vergleichsquerschnitt  $F_c$  nicht beliebig wählt. Als Vergleichsquerschnitt wird beim Bogen mit Zugband der Zugbandquerschnitt herangezogen, bei anderen Bogen der erste Untergurtstab am Kämpfer. Für diese zwei Stäbe lassen sich an der Hand von Näherungsformeln für den Horizontalschub, die tatsächlichen Spannungen rasch ausrechnen und damit die wirkliche Querschnittsgröße. Diese Werte ermöglichen auch

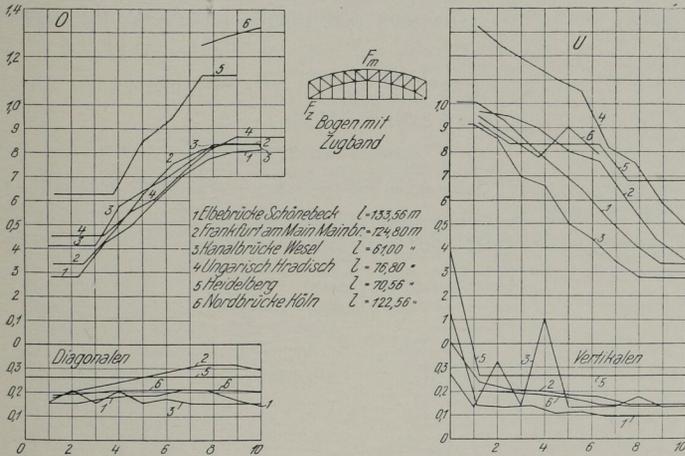


Abb. 2. Querschnittsverhältnisse von Fachwerkbogen mit Zugband in Kämpferhöhe

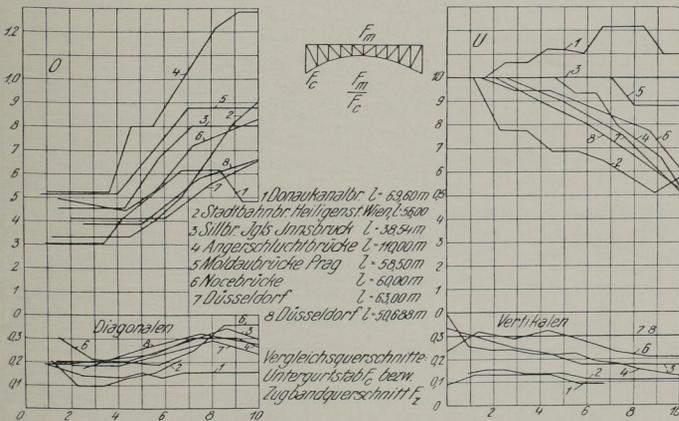


Abb. 3. Querschnittsverhältnisse von Bogenfachwerkträgern mit geradem Obergurt

eine genaue Bestimmung des Horizontalschubes für Wärmewirkung, da im Zählerausdruck für  $H_z$  diese Vergleichsquerschnittfläche erscheint. Man kann daher schon mit genaueren Werten arbeiten.

Werden die wirklichen Querschnittsverhältnisse für ausgeführte Brücken näher untersucht, so findet man eine starke Abweichung von dem Querschnittsverhältnis  $\frac{F_m}{F_c} = 1$ . In den nachstehenden Abbildungen sind für eine Reihe von Bogenformen sowohl für Zweigelenkbogen als auch für eingespannte Bogen Querschnittsverhältnisse nach ausgeführten Objekten eingetragen worden.

Behandelt wurden:

1. Der Bogen mit Zugband in Kämpferhöhe (Abb. 2).
2. Fachwerkbogen mit geradem Obergurt und Stützung im Untergurt (Abb. 3).
3. Der Bogen mit höher angeschlossnem Zugband (Abb. 4).
4. Der Bogenträger mit Kragarmen (Abb. 5).
5. Der eingespannte Bogen (Abb. 6).

Auch für andere Bogenformen ist der Verlauf der Querschnittsverhältnisse studiert worden; doch wird von einer Wiedergabe hier vorläufig abgesehen.

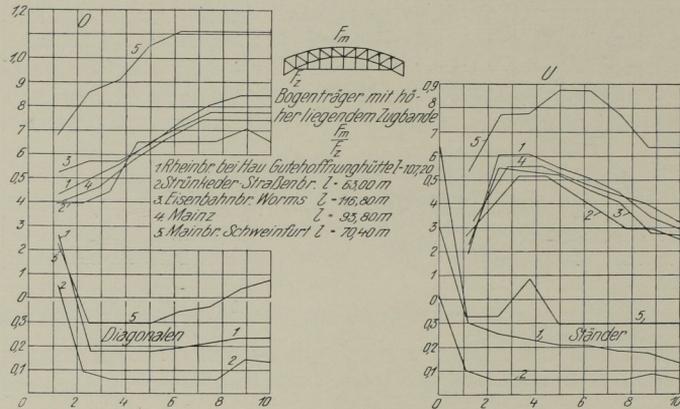


Abb. 4. Querschnittsverhältnisse von Bogenfachwerkträgern mit Zugband oberhalb der Kämpfer

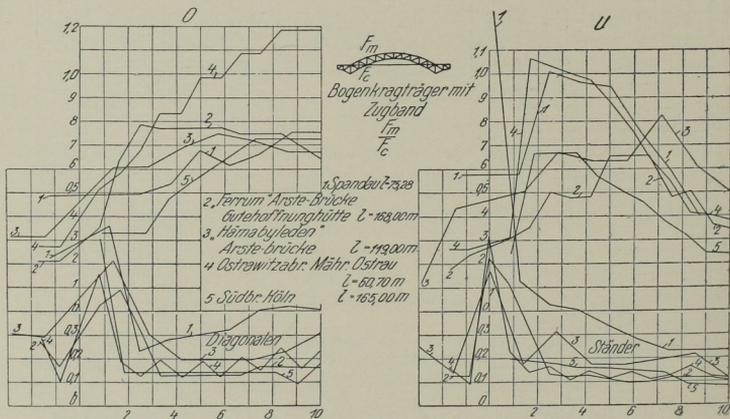


Abb. 5. Querschnittsverhältnisse von Bogenkragträgern mit Zugband

Die verschiedenen Querschnittsverhältnisse wurden in den Abbildungen derart eingetragen, daß auf einer Abzissenachse, auf welcher die halbe Bogenlänge abgemessen ist, Querschnittsverhältnisse  $\frac{F_m}{F_c}$  als Ordinaten erscheinen, indem die halbe Stützweite (hier eine Konstante) in soviel Teile geteilt wurde, als Felder in der halben Stützweite vorhanden sind.

Diese Querschnittsverhältnisse wurden sowohl für Obergurt, Untergurt, Schrägstäbe und Ständer ermittelt. Aus dem Verlauf dieser Kurven ist zu ent-

nehmen, daß sie für jede der genannten Brückentypen einen nicht so großen, aber charakteristischen Bereich einnehmen, aus welchem die bezüglichlichen Angaben für neu zu projektierende Brücken entnommen werden können. Durch Angabe der Objekte und deren Stützweite und sonstigen Abmessungen ist es möglich, bei einer neu zu berechnenden Brücke viele dieser Linien heranzuziehen.

Um die Abbildungen nicht undeutlich zu machen, sind darin die Querschnittsverhältniskurven nur für einige Brücken eingetragen, da der Verlauf für viele andere untersuchte Brücken nahezu der gleiche ist. Untersucht wurden mehr als 60 Brücken.

Jedenfalls ist aus diesen Kurven ganz deutlich ersichtlich, daß die Querschnittsverhältnisse für die Gurte weit vom Werte  $\frac{F_m}{F_c} = 1$  abweichen.

### 3. Günstigste Trägerhöhe bei Blechbogenträgern.

Die Blechbogenträger werden in jüngster Zeit auch für sehr große Spannweiten angewendet, entweder als Bogen mit nahezu konstanter Trägerhöhe oder in Sichelform mit mehr oder weniger großer Zunahme der Trägerhöhe gegen den Bogen-

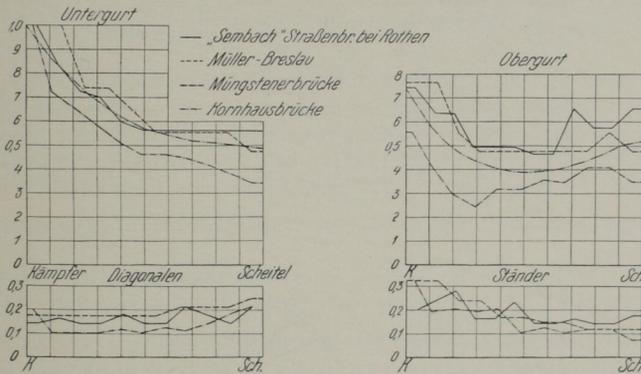


Abb. 6. Querschnittsverhältnisse von eingespannten Fachwerkbogen

scheitel hin. Letztere Form empfiehlt sich bei besonders hohem Pfeil, während bei flacheren Bogen wohl der parallelgurtige Träger oder der mit mäßiger Zunahme der Trägerhöhe vielfach geeigneter sein dürfte. Es soll von jenen abnormalen Formen abgesehen werden, welche bei beschränkter Bauhöhe angewendet worden sind, wie etwa bei der Neckarbrücke in Mannheim.

Es fragt sich nun, welche Scheitelstehblechhöhe ist die günstigste, also wirtschaftlichste.

Die größte bisher vorgeschlagene Stützweite von Blechbogen ist jene anlässlich des Wettbewerbes für die Rheinbrücke Köln-Mühlheim (KRUPP) mit  $l = 333,2$  m und  $h = 6,5$  m Bogenhöhe im Scheitel, das ist  $h = \frac{1}{51} l$ ; der Vosssche Entwurf anlässlich des Arstabucht-Wettbewerbes hatte bei  $l = 194,0$  m,  $h = 4,0$  m, d. i.  $h = \frac{1}{48,4} l$ . Sonst gibt es Ausführungen von Blechbogen, deren Trägerhöhe von  $\frac{1}{35} l$  bis  $\frac{1}{65} l$  schwankt.

Für eine Bogenbrücke (Dnjeprbrücke bei Alexandrowsk) in Si-Stahl von 224 m Stützweite, 29,46 m Pfeilhöhe und einem Pfeilverhältnis  $f = \frac{1}{7,6} l$ , wurde die günstigste Stehblechhöhe gesucht (Abb. 7); der Bogenquerschnitt ist doppelwandig.

geschlossen. Die Bogenform zeigt einen nahezu gleichhohen Träger, deshalb wurden die Momente und Normalkräfte im Scheitel zur Untersuchung herangezogen. Für eine Normalkraft  $N = 3522 \text{ t}$  und das zugehörige Moment  $M = + 5240 \text{ tm}$  und  $N = 3595 \text{ t}$  und das zugehörige Moment  $M = - 3700 \text{ tm}$  wurde die Bemessung für  $s = 2100 \text{ kg/qcm}$  für verschiedene Stehblechhöhen durchgeführt, und zwar für  $h = 3,0 \text{ m}, 3,5 \text{ m}, 4,0 \text{ m}, 4,5 \text{ m}, 5,0 \text{ m}$ . Der lichte Abstand der  $30 \text{ mm}$  starken Stehbleche beträgt  $800 \text{ mm}$ , sonst waren noch  $800 \text{ mm}$  hohe Beibleche von  $16 \text{ mm}$  Dicke beiderseits zwischen den Gurtwinkeln  $200/200/16$  oben und unten angeordnet (Abb. 7). Die Gewichte der Bogenquerschnitte pro  $1 \text{ m}$  finden sich in der Abbildung. Werden diese in einem Achssystem als Ordinaten zur

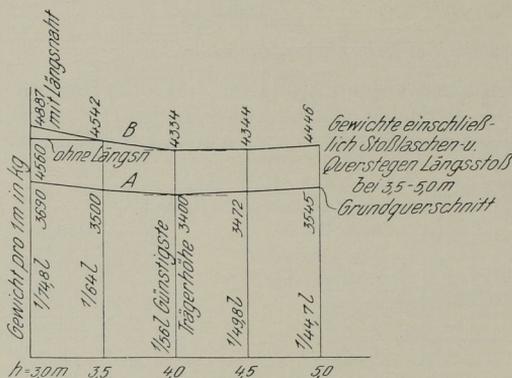


Abb. 7. Eigengewichte von Blechbogenträgern für verschiedene Stehblechhöhen. Ermittlung der günstigsten Trägerhöhe

betreffenden Trägerhöhe aufgetragen, so ergibt die diese Punkte verbindende Kurve *A* ein Minimum, welches bei einer Trägerhöhe von  $4,0 \text{ m}$  liegt, d. i.  $h = \frac{1}{50} l$ , welche Trägerhöhe auch beibehalten wurde.

Dieser günstigste Wert ändert sich nicht, wenn auch die Gewichte der Stoßlaschen der Stehbleche, der Kopfplatten, der Längsnähte der Stehbleche und ihrer Deckungen, die Querstege, sowie die Längsstege berücksichtigt werden. Diese Einheitsgewichte sind aus der Kurve *B* zu entnehmen. Man sieht auch wegen des mäßigen Ansteigens der Kurve *B* über  $h = 4,0 \text{ m}$ , daß bei Wahl einer etwas größeren Trägerhöhe als der günstigsten entspricht, die Gewichte nur mäßig zunehmen.

Man kann also für Blechbogenträger großer Spannweite in hochwertigem Stahl die Stehblechhöhe  $h = \frac{1}{50} l$  als günstigste annehmen, wenn die gleichen Voraussetzungen vorhanden sind. Die Pfeilhöhe des Bogens beeinflusst dieses Ergebnis wenig.

#### 4. Verteilung des Eigengewichtes von Hauptträgern.

Bei neuen Entwürfen von Brücken mit größeren Spannweiten wird erstens die richtige Wahl des Eigengewichtes der Hauptträger erschwert sein, weil gewöhnlich nicht ausreichende Anhaltspunkte oder Formeln vorliegen, die wohl für kleinere Spannweiten noch zuverlässige Ergebnisse geben, aber für größere Stützweiten und für die neuen Baustoffe nicht gelten, andererseits ist die Kenntnis der richtigen Verteilung des Gesamtgewichtes der Hauptträger auf die einzelnen Knotenpunkte für die Spannungsberechnung notwendig, denn eine gleichmäßige Verteilung des Eigengewichtes eines Hauptträgers ist schon bei kleinen Spannweiten nicht vor-

handen; rechnet man aber schon bei diesen kleineren Brücken mit einem gleichmäßig verteilten Eigengewicht, so ist der Fehler dann nicht groß.

Anders ist dies jedoch bei *großen* Spannweiten. Hier wirkt sich die Berücksichtigung einer *genauen* Verteilung des Eigengewichtes auf die einzelnen Knotenpunkte einmal als *Ersparnis* gegenüber einer über die ganze Länge gleichmäßigen Verteilung aus (bei durchlaufenden Trägern, Gelenkträgern und Bogenträgern), die absolut genommen doch viel ausmachen kann. Andererseits ist die Berücksichtigung der genauen Gewichtsverteilung anlässlich der Ermittlung der *Montage-spannungen* unbedingt nötig. Unterlassungen in dieser Hinsicht können sich ja rächen (Einsturz der Quebecbrücke).

Der übliche Weg bei der Berechnung großer Brücken ist, eine erste Annahme für das Eigengewicht der Hauptträger zu machen und hiebei bekannte Formeln, Erfahrungen oder dem Falle angepaßte Formeln zu benutzen, dann die Stabspannungen der Hauptträger zu bestimmen und nach der Stabmessung eine Kontrolle oder eine zweite Berechnung mit verbesserten Eigengewichten durchzuführen, ja es kann eine dritte Berechnung notwendig werden, etwa bei durchgehenden Trägern auf mehr als vier Stützen mit gegen die Mitte wachsenden Stützweiten für die Kragträger, wo es sich um unregelmäßige und unsymmetrische Anordnungen handelt.

Die Rechenarbeit wird kürzer und genauer, wenn schon bei der ersten Annahme das Richtige getroffen wurde. Der Fehler bei nicht ganz passender Eigengewichtsannahme wird natürlich klein oder groß werden, je nachdem das Verhältnis der zufälligen Last zum Eigengewicht groß oder klein ist. Der Fehler ist also bei großen Spannweiten gewiß groß. Es sollen nun einige diesbezügliche Daten angegeben werden.

a) *Durchlaufende Gelenkträger.*

So beträgt die Stabkraft für das reine Hauptträgergewicht in den stärksten beanspruchten Obergurtstäben einer vom Verfasser entworfenen Brücke über den Kleinen Belt, einer Gerberbrücke von 247,5 + 330 + 247,5 m (Abb. 9), im Einhängträger 30,9% der gesamten Stabkräfte, im Kragträger 30,6%; das Verhältnis der Spannungen infolge des Eigengewichtes der Brücke beträgt 51,2% der Gesamtspannungen (Eigengewicht + zufällige Lasten). Diese Werte schwanken bei den anderen Stäben wenig (siehe beiliegenden ziffernmäßigen Nachweis).

*Zweigeleisige Eisenbahnbrücke mit einer Straße kombiniert*

Breite der Straße + Gehweg = 16,4 m; eingehängter Träger,  $l = 165$  m  
Obergurtstabspannungen  $\sigma_{20}$

1. <i>Ständige Last:</i>	Fahrbahn .....	— 751 t	20,6%
	Hauptträger .....	— 1121 t	30,9%
	Ständige Last .....	— 1872 t	51,5%
2. <i>Verkehrslast:</i>	Zweigeleisige Bahn mit Stoßziffer .....	— 1687 t	46,5%
	Straße + Gehwege .....	— 70,1 t	2,0%
		3629,1 t	100,0%
	<i>Kragträger <math>l = 247,5</math> m, Obergurtstabspannungen <math>\sigma_{12}</math></i>		
1. <i>Ständige Last:</i>	Fahrbahn .....	+ 1284,6 t	22,2%
	Hauptträger .....	+ 1769 t	30,6%
	Ständige Last .....	+ 3053,6 t	
2. <i>Verkehrslast:</i>	Zweigeleisige Bahn mit Stoßziffer .....	+ 2620 t	45,4%
	Straße + Gehwege .....	+ 113,9 t	1,8%
		+ 5787,5 t	100,0%

Das Verhältnis des Eigengewichtes zur Nutzlast für durchlaufende Gelenkträger beträgt bei:

Projekt Beltbrücke (3 Öffnungen) ..	1,05	Quebecbrücke.....	2,00
Monongahela-Brücke, Pittsburg .....	1,00	Sewickleybrücke, Ohio .....	2,20
Rheinbrücke, Ruhrort.....	1,25	Queensboroughbrücke, New York .....	3,20
Mississippibrücke, Memphis .....	1,75	Firth of Forth-Brücke .....	4,70
Beaverbrücke, Ohio .....	1,81	Hellgatebrücke, New York .....	1,40

Wie man sieht, schwankt also dieses Verhältnis des Eigengewichtes zur Nutzlast bei großen Brücken etwa von 1,0 bis 4,7, und schon bei diesem Kleinstwert 1,0

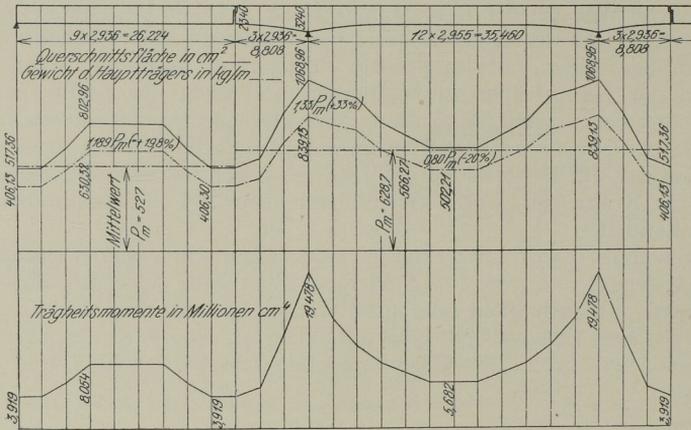


Abb. 8. Verteilung des Eigengewichtes eines vollwandigen Gerberträgers

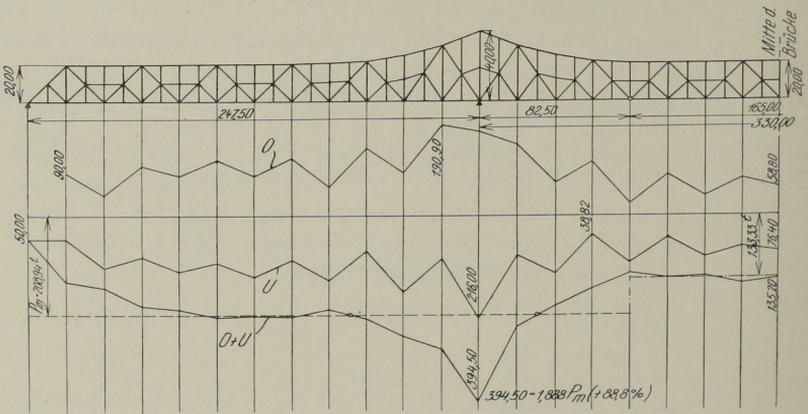


Abb. 9. Verteilung des Eigengewichtes eines durchlaufenden Gelenkträgers auf 4 Stützen. Projekt Beltbrücke. Knotenlasten in  $t$ ,  $P_m$  = mittlere Knotenlast

ist der Anteil des reinen Hauptträgergewichtes zirka 30% der Gesamtspannungen.

Aber schon bei kleineren Gelenkträgerbrücken ist die Eigengewichtsverteilung der Hauptträger nicht gleichmäßig; man kann also wenigstens beim Kragträger bei genauer Rechnung sparen.

Nur zum Vergleich sei in Abb. 8 die genaue Gewichtsverteilung des Hauptträgers für die Inundationsbrücke der Floridsdorfer Donaubrücke gezeigt, die im

Kragträger über den Stützen 33% Mehrgewicht als im Durchschnitt aufweist, während in der Mitte 20% Mindergewicht vorliegt; beim Einhängerträger ist der Fall umgekehrt, man wird dort bei Berücksichtigung der genauen Gewichtsverteilung ein etwas größeres Gewicht erhalten. Im ganzen wird aber der Träger bei genauer Rechnung leichter sein. Diese Mehr- und Mindergewichte werden allerdings durch die Fahrbahnlasten etwas ausgeglichen.

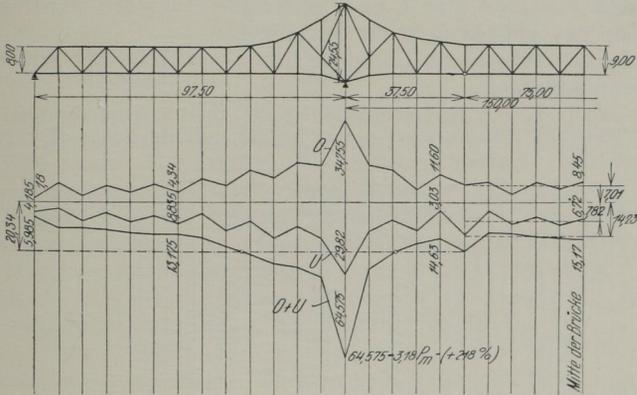


Abb. 10. Verteilung des Eigengewichtes eines durchlaufenden Gelenkträgers auf 4 Stützen. Rheinbrücke bei Wesel

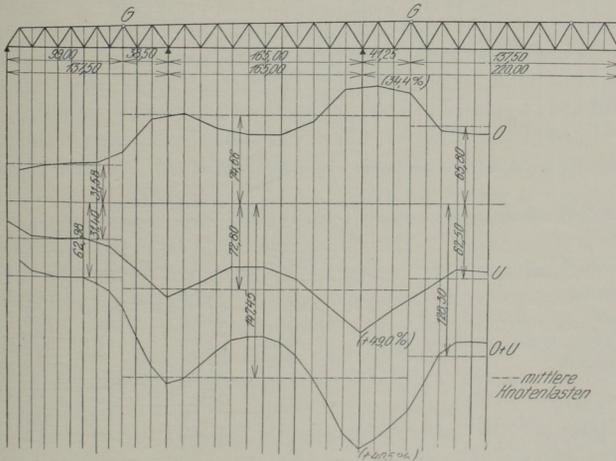


Abb. 11. Verteilung des Eigengewichtes eines durchlaufenden Gelenkträgers auf 6 Stützen. Ausführungsentwurf der Brücke über den kleinen Belt

Wie liegt nun der Fall bei großen Brücken. Zur Untersuchung der Frage ist eine Reihe durchlaufender Gelenkträger unter Beachtung der Ausführungsgewichte herangezogen worden. Es sind die Knotenlasten für Ober- und Untergurtpunkte ermittelt worden, aufgetragen und die Linie der Gesamtknotenlasten verzeichnet (Abb. 9 bis 12).

Diese Darstellungen beziehen sich auf:

- |   |   |                          |
|---|---|--------------------------|
| 1. Rheinbrücke bei Wesel (Abb. 10),               | } | Brücken mit 3 Öffnungen; |
| 2. Beltbrücke (Projekt mit 3 Öffnungen) (Abb. 9), |   |                          |
| 3. Beltbrücke, gerader Obergurt (Abb. 11),        | } | Brücken mit 5 Öffnungen. |
| 4. Beltbrücke, geschweiften Obergurt (Abb. 12),   |   |                          |

Rein rechnerisch-theoretische Lösungen über die günstigste Lage von Gelenkstellen von Durchlaufträgern können leider nicht immer maßgebend sein.

Prof. Dr. BAYER<sup>1</sup> kommt 1908 in seiner verdienstvollen Arbeit für die wirtschaftlichste Anordnung eines Auslegerträgers mit drei Öffnungen zum Ergebnis, daß die Stützweite des Kragträgers  $n = 0,3 L$  die Länge des Auslegers  $m = 0,12 L$ , und  $n = 5 (H - h_0)$  oder  $H - h_0 = 0,2 n$  betrage. Die Stützweite des Schwebeträgers ist dann  $l = L - 2 (m + n) = 0,16 L$ ,  $l_1 = 0,4 L$ .

$H$  = Höhe des Trägers über der Mittelstütze,

$h_0$  = Höhe des Trägers am Ende der Brücke = Höhe des Schwebeträgers,

$L$  = Gesamtstützweite.

In einer Tabelle I. sind die verschiedenen wichtigsten Abmessungen von Gerberträgern und ihre Verhältniszerte in bezug auf die Gesamtlänge der Brücke angegeben.

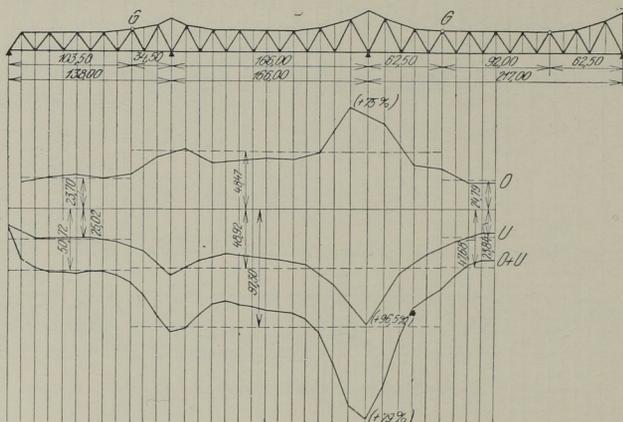


Abb. 12. Verteilung des Eigengewichtes eines durchlaufenden Gelenkträgers auf 6 Stützen. Vorentwurf Beltbrücke

Tabelle I. Abmessungen von Auslegerträgern

	$L$		Kragträger $n$	
Rheinbrücke, Wesel .....	345,0	m	97,5	$m = 0,281 L$
Hoangho-Brücke .....	420,9	„	128,1	„ = 0,304 „
Beltbrücke (Entwurf des Verfassers) .....	825,0	„	247,5	„ = 0,300 „
Sewickleybrücke .....	411,474	„	91,438	„ = 0,222 „
Beaverbrücke .....	429,44	„	97,53	„ = 0,227 „
Quebecbrücke .....	863,2	„	157,1	„ = 0,182 „
Donaubrücke, Novisad .....	303,54	„	86,73	„ = 0,286 „

	Kragarm $m$		Schwebeträger $l$		Mittelöffnung $l_1$	
Rheinbrücke, Wesel ...	37,5	$m = 0,1085 L$	75,0	$m = 0,218 L$	150,0	$m = 0,435 L$
Hoangho-Brücke .....	27,45	„ = 0,0655 „	109,8	„ = 0,261 „	164,7	„ = 0,391 „
Beltbrücke (Entwurf des Verfassers) .....	82,5	„ = 0,100 „	165,0	„ = 0,200 „	330,0	„ = 0,400 „
Sewickleybrücke .....	60,959	„ = 0,148 „	106,68	„ = 0,250 „	228,598	„ = 0,556 „
Beaverbrücke .....	73,76	„ = 0,172 „	86,86	„ = 0,202 „	234,38	„ = 0,547 „
Quebecbrücke .....	176,9	„ = 0,205 „	195,2	„ = 0,226 „	549,0	„ = 0,631 „
Donaubrücke, Novisad ..	26,016	„ = 0,0858 „	78,05	„ = 0,258 „	130,08	„ = 0,428 „

<sup>1</sup> BAYER, Eigengewichte, günstigste Grundmasse und geschichtliche Entwicklung des Auslegerträgers. Fortschr. d. Ingen.-Wissensch., Leipzig 1908.

Tabelle II. *Verhältniszahlen von Auslegerträgern* $L$  = Gesamtlänge der Brücke

	nach BAYER	nach STEINMANN	nach MARBURG
Stützweite des Kragträgers $n$ .....	0,3 $L$	0,222 $L$	0,213 $L$
Kragarmlänge $m$ .....	0,12 „	0,111 „	0,092 „
Stützweite des Schwebeträgers $l$ ...	0,16 „	0,333 „	0,391 „
Stützweite der Mittelöffnung $l_1$ ....	0,40 „	0,555 „	0,575 „

Man sieht, daß sich bei den europäischen Brücken die Endstützweite und die Kragträgerlänge  $m$  den BAYERSchen Zahlen sehr anpassen, daß aber bei amerikanischen Ausführungen die Endstützweite kleiner und die Kragarmlängen wesentlich größer sind als nach BAYER, die Schwebeträger aber durchwegs länger sind.

D. B. STEINMAN<sup>2</sup> gelangt in seiner Untersuchung über durchlaufende Gelenkträger zum Minimum des Gesamtgewichtes, wenn die Einzellängen der Krag- und Hängträger derart gewählt werden, daß das Einheitsgewicht für alle diese Teile der Brücke gleich wird, und findet hierbei für: die Mittelöffnung  $l_1 = 0,555 L$ , den Kragarm  $m = 0,111 L$ , die Endöffnung  $n = 0,222 L$ , den Schwebeträger  $l = 0,333 L$

Die Gesamtmomentenflächen werden nach MARBURG ein Minimum für: die Mittelöffnung  $l_1 = 0,575 L$ , der Kragarm  $m = 0,092 L$ , die Endöffnung  $n = 0,213 L$ , der Schwebeträger  $l = 0,391 L$ .

Wie sieht es nun mit dem Einheitsgewicht aus. Die europäischen Brücken haben durchwegs für den Schwebeträger kleinere Einheitsgewichte als für den Kragträger, man kann sich der Minimumforderung nach STEINMAN nur nähern, indem man die Seitenöffnung kleiner hält als üblich, was die Amerikaner machen. Dafür muß man aber eine Verankerung der Endfelder vornehmen, deren Gewicht bei den Berechnungen STEINMANS berücksichtigt ist, während man bei uns eine Konstruktion ohne Verankerung vorzieht.

Welche Vorteile bietet nun die kleinere Seitenöffnung noch? Sie ermöglicht einmal die leichtere und schnellere Aufstellung der Endöffnung, weil die Gerüste leichter werden, dort meist die Wassertiefe geringer ist und der freie Vorbau dann in der Mittelöffnung, wo größere Wassertiefen vorliegen und der Schiffsverkehr nicht gestört werden soll, ungehindert vor sich gehen kann. Aber auch da sind Grenzen gezogen, weil man schließlich den freien Vorbau ohne Zwischenunterstützung nur bei besonderen Maßnahmen leisten kann, die auf die Formgebung des gesamten Tragwerkes von Einfluß sind, wie bei der Firth of Forth-Brücke, wo die Trägerhöhen über den Stützen besonders groß gewählt worden sind.

Kann man den Schwebeträger einschwimmen oder bei hochgelegener Fahrbahn hochziehen (Quebecbrücke, Carquinezbrücke), so ist dies günstiger, da dann im allgemeinen keine Stabverstärkungen notwendig werden, gegenüber dem freien Vorbau bis zur Mitte.

Nun sind aber auch bei den amerikanischen Brücken die Einheitsgewichte aller Teile des Hauptträgers nicht gleich, die Schwebeträger haben kleinere Gewichte, weil ihre Stützweite wenigstens bei den zwei hier angeführten bedeutendsten Brücken nicht 0,333 bis 0,391  $L$  sind, sondern bloß 0,202 bis 0,252  $L$  betragen.

Für die *Einhängträger* wird man die Gewichte leichter bestimmen können, und wie man aus den Mittelwerten für europäische Brücken sieht, weichen die tatsächlichen Gewichtsverteilungen wenig von einer gleichmäßig verteilten Annahme ab.

<sup>2</sup> STEINMAN, Suspension Bridges and Cantilevers. New York 1913.

Im *Kragträger* ist selbst bei Hochführung der Mittelstütze stets ein Gewichtsanstieg gegen den Pfeiler gegenüber dem Gewichtsmittelwert zu sehen. Er beträgt bei der Rheinbrücke bei Wesel 218<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, bei der Beltbrücke 88<sup>0</sup>/<sub>0</sub>. Diese Gewichtserhöhung an den Stützen wird kleiner, wie man aus den Kurven für die Brücken mit fünf Öffnungen sehen kann, wenn man sehr hohe Träger mit parallelen Gurten wählt.

Man kann aber für die eben behandelten zwei Trägerformen ein Hilfsmittel ableiten, um das Einheitsgewicht für die Kragträger annähernd, aber doch zutreffend, zu ermitteln.

Die Schnittpunkte *a* und *b* der tatsächlichen Gewichtskurven mit den geraden Mittelwerten liegen ungefähr an derselben Stelle. In der Seitenöffnung liegt der Punkt *a* bei der Weselbrücke in einer Entfernung von 0,31 *n* von der Mittelstütze, bei der Beltbrücke in 0,325 *n*, im Kragarm sind die bezüglichen Abstände der Punkte *b* von der Mittelstütze 0,415 m bzw. 0,374 m. Man kann also für diese Stelle *a* und *b* bei Annahme eines gleichmäßig verteilten Eigengewichtes die Berechnung der Stabkräfte für die daselbst gelegenen Stäbe durchführen, die Bemessung vornehmen und das angenommene Gewicht nun kontrollieren und die Werte vergleichen.

Dann kann man die Stäbe über den Stützen für das errechnete Gewicht bemessen und daraus den Zuschlag bestimmen, der für die Spitzen der Gewichtslinie über den Stützen gilt.

Bei weiterer Kontrolle eines Punktes, etwa in einem Viertel der Endstützweite, ergibt bereits einen sehr gut genäherten Verlauf der Knotengewichtslinie, mit der die eigentliche Stabkraftbestimmung durchgeführt werden kann. Auf diese Weise wurden für mehrere Brücken gute Ergebnisse erzielt, soweit sie den europäischen Abmessungsverhältnissen entsprechen.

Im übrigen können auch die Kurven der vorliegenden Brücken berücksichtigt werden (Abb. 9 und 10).

Was die *amerikanischen Brücken* betrifft, so sind auch bei diesen die Punkte *a* und *b* in ähnlichen Entfernungen von der Mittelstütze gelegen. Bei der Sewickley-Brücke ist  $a = 0,32 n$ ,  $b = 0,428 m$ , also von den früher angegebenen Werten wenig verschieden, wiewohl dort die Obergurte über den Mittelstützen sehr hochgezogen und straffer geformt und außerdem die Endspannweiten relativ kürzer sind als bei den europäischen Brücken. Ebenso läßt sich bei Einführung einer ausgleichenden Mittellinie für die Summenknotengewichte der Beaverbrücke das gleiche Ergebnis feststellen. (Die bezüglichen Abbildungen mußten wegen des knappen zur Verfügung stehenden Raumes entfallen.)

Ein strenges Aufsuchen der Entfernungen der Schnittpunkte *a* und *b* der tatsächlichen Knotengewichtslinie und der verglichenen ist sehr umständlich. Es genügt aber für praktische Fälle, von diesem einfachen Hilfsmittel Gebrauch zu machen. Eine annähernde Berechnung der Entfernungen der Punkte *a* und *b* von der Mittelstütze wird an anderer Stelle nachgetragen.

Nur nebenbei sei bemerkt, daß in letzter Zeit auch in Amerika Gerberträger mit Abmessungsverhältnissen, wie sie in Europa üblich, gebaut wurden.

Noch komplizierter ist der Fall bei fünf Öffnungen. Hier läßt sich eine Gesetzmäßigkeit viel schwerer aufstellen (Abb. 11, 12). Man wird sich deshalb für die erste Berechnung an ähnliche Ausführungen unter Beachtung der dort vorhandenen Verteilung der Eigengewichtsknotenlasten halten. Die Abbildungen für zwei Brücken fast gleicher Spannweite, einmal mit einem nahezu parallelen Obergurt, dann für hochgezogenen Obergurt über der Stütze, geben die Unterschiede der Gewichtsverteilung an der Hand vom Verfasser vollkommen durchdimensionierter Hauptträger wieder.

b) Bogenträger.

Auch bei *Zweigelenkbogen* in Vollwandkonstruktion von großer Spannweite läßt sich bei richtig angenommener Gewichtsverteilung sparen, da das Bogen-gewicht in den  $1/4$ -Punkten größer ist, etwa um 10%, gegenüber dem Durchschnittsgewicht und nahe beim Scheitel ein Mindergewicht von zirka 14% eintritt (Abb. 13). Man erhält dadurch einen kleineren Horizontalschub. Ob auch die lotrechten Stützdrukke kleiner werden, hängt vom Verlaufe der Gewichtskurve ab.

Bei einem Bogen von 224 m Stützweite und 29,6 m Pfeil ( $f = \frac{1}{7,6} l$ ) werden dann die Gesamtlasten der Fahrbahnständer gegen die Bogenmitte um 9% kleiner, was nicht nur Ersparnisse bringt, denn die Ständergewichte fallen nahezu nicht in die Wagschale, sondern auch richtigere Spannungen bei der Berechnung ergibt.

5. Wirtschaftlichkeit des Zweigelenk- bzw. Dreigelenkbogens. Lage des Gelenkes.

Bei sonst gleichen Voraussetzungen hat sich ergeben (es wurde ein Bogen von 248 m [Nuslebrücke, Prag] herangezogen mit  $f = 23,70$  m,  $f = \frac{1}{10,5} l$ ), daß sowohl die + wie die - Maximalmomente für den Dreigelenkbogen größere Werte ergeben

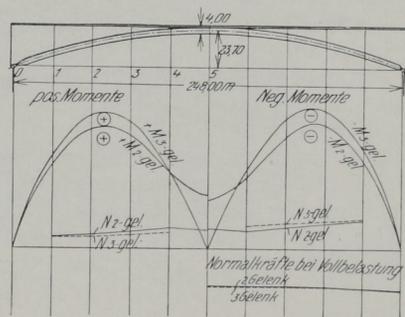
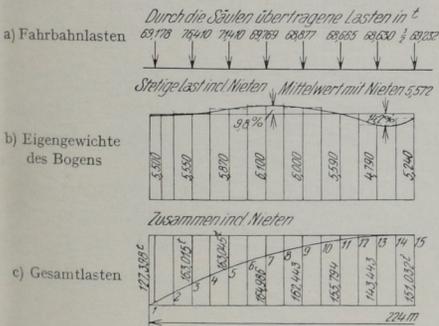


Abb. 13. Verteilung des Eigengewichtes eines Blechbogens-trägers von 224 m Stützweite

Abb. 14. Vergleich der Max-Momente und Normalkräfte eines Zwei- und Dreigelenkbogens

haben als für den *Zweigelenkbogen*. Daß die max. Momente beim *Dreigelenkbogen* im Scheitel bis auf Null abnehmen, ist von geringem Einfluß auf die Schlußfolgerung, da die Querschnitte bis nahe zum Gelenk ohnehin durchgeführt werden müssen. Die bezüglichen Normalkräfte waren für die + - Momente beim *Zweigelenkbogen* etwas größer, für die negativen etwas kleiner als beim *Dreigelenkbogen*. Die Normalkräfte bei Vollbelastung stimmten nahezu überein (Abb. 14).

Nur die Wärmespannungen beim *Zweigelenkbogen* gleichen diesen Unterschied an Baustoffgewicht etwas aus. Das Gesamtergebnis ist jedoch für den *Zweigelenkbogen* wenigstens für diesen Fall günstiger.

Wenn aus anderen Gründen beim Bogen im Scheitel ein Gelenk ausgebildet werden muß, als aus rein wirtschaftlichen, sei es, daß man Setzungen der Widerlager befürchtet, oder sei es, daß man den Bogen bei Freimontage für die Eigengewichtswirkung als *Dreigelenkbogen* wirken lassen will, so fallen damit die eingangs erwähnten Vorteile weg.

Was die zu wählende Lage des Gelenkes gegenüber der Bogenachse betrifft, so wird es wohl meist in halber Querschnittshöhe angenommen, wenn es als definitives Gelenk gedacht ist, oder in der Bogenachse.

Anders jedoch bei der Freimontage von Bogenbrücken. Hier begegnet man verschiedenen Ausführungen. Der vorübergehende Einbau des Scheitelgelenkes ist entweder in der Mitte (Bellow-Falls-Brücke) oder er liegt etwas über der Mitte (Entwurf Baurat Voss „Platbage“ Arstabucht-Wettbewerb) oder in  $\frac{1}{5}h$  vom oberen Trägerrand (Entwurf „Colonia magna“ Kölner Rheinbrücke, HEIN, LEHMANN & Co.). Es liegen aber auch Fälle mit Gelenkstellen *unter* der theoretischen Bogenachse vor.

Die Gründe für die Verschiedenheit in der Ausführung können unterschiedliche sein. Wird verlangt, daß der Bogen mit Gelenk anlässlich der Montage den gleichen Horizontalschub verursache, wie der Zweigelenkbogen, und zwar mit Rücksicht auf die Widerlager, so hat das Gelenk *über* der Mitte zu liegen und ist der Ort rechnungsmäßig aus der Formel für  $H$  sofort zu ermitteln.

Im anderen Falle, wo wirtschaftliche Momente eine Rolle spielen, wird für die Gelenklage das vorliegende Verhältnis zwischen Eigengewichtslast im Zustande des Bogenschlusses bei der Montage zur sonstigen Beanspruchung des Bogens nach Schluß des Bogenscheitels zum Zweigelenkbogen maßgebend sein.

Will man die endgültige Lage der Stützlinie des Zweigelenkbogens nahe der Höhenmitte im Scheitel haben, was zu symmetrisch ausgebildeten Querschnitten führt (gleiche Zahl der Kopfplatten oben und unten), so ist es zweckmäßig, das vorübergehende Scheitelgelenk unterhalb der Höhenmitte zu wählen. Um wieviel, hängt von dem Verhältnis der zufälligen Lasten und Wärmewirkungen zum Eigengewicht ab.

Am besten, man rechnet die Lage der Stützlinie der Bogen für beide Fälle aus und teilt die Abstände derselben im Verhältnis der stetigen Last zur Nutzlast, so daß man eine Resultierende erhält, die ungefähr in Höhenmitte fällt. Für die Wärmewirkungen kann man dann korrigieren.

Es ist aber dabei zu beachten, daß erfahrungsgemäß die Bogenenden etwa von den Viertelpunkten etwas straffer zu den Kämpfergelenken geführt werden sollen, weil die Stützlinien nahe dem Kämpfer gewöhnlich unterhalb der Bogenachse liegen, wenn kreisförmige Bogenformen gewählt werden.

## 6. Wahl der Tragsysteme.

Der Entwurf der meisten großen Brücken ist in erster Linie eine Montierungsangelegenheit, besonders bei großen Wassertiefen oder wenn solche Brücken über Täler führen. Im allgemeinen wird bald entschieden sein, ob eine durchlaufende Tragkonstruktion angewendet werden soll oder ein Bogenträger in Frage kommt.

1. Wenn es sich um *durchlaufende Träger* handelt, so ist für die Formgebung der gewählte Montierungsvorgang maßgebend. Wird bis zur Mitte der Mittelloffnung frei vorgebaut, so können die Montierungsspannungen derart groß werden, daß man genötigt ist, entweder einige Stäbe zu verstärken oder die Trägerhöhe über den Stützen sehr hoch zu wählen. Die amerikanischen Ausführungen mit den besonders kurzen Endöffnungen zeigen deshalb auch in den Endfeldern große Trägerhöhe. Will man die Forderung erfüllen, tunlichst ein gleiches Durchschnittsgewicht für Kragträger und eingehängte Öffnung im Interesse eines Gewichtskleinstwertes zu erhalten, so muß die Obergurtlinie stark gekrümmte Formen annehmen. Man sieht dies deutlich bei der Rheinbrücke bei Wesel, bei welcher ebenso eine starke Krümmung und ein starkes Hochführen über den Stützen durchgeführt worden ist (Abb. 10). Die Spannungen in den Kragträgerstäben werden günstiger, wenn die Mittelloffnung bei der Montage hochgezogen wird.

2. Bei sehr großen Brücken können Ersparnisse erzielt werden, wenn man sie für das Eigengewicht als durchlaufenden Gelenkträger ausbildet und montiert und

nachträglich für die zufällige Last die Gelenkstellen ausschaltet und das Tragwerk in einen durchgehenden Träger verwandelt. Diese Anordnung ist bei großen Brücken sicherlich von großem Vorteil, weil die durch die bedeutenden Eigengewichtslasten etwa zu erwartenden Pfeilersetzungen bereits vollzogen sind und für das Tragwerk infolge der Gelenke ohne Schaden erfolgen. Für die zufälligen Lasten kommt der Vorteil des durchlaufenden Trägers zur Geltung. Die lange Zeit hindurch vorhandene Scheu vor der Anwendung durchlaufender Träger ist glücklicherweise überwunden, wie der Bau der Sciotovillebrücke Lindenthals beweist.

3. *Bogenträger.* Der freie Vorbau des Bogenträgers hat sich bei großen Brücken wiederholt bewährt und sind die Arbeitsmethoden dabei bis auf Einzelheiten die gleichen geblieben. Dies betrifft sowohl die Fachwerk- als auch die Blechbogen. Bei der Steigerung der Spannweite ist jedoch auch das Bestreben verständlich, die Gewichte der frei einzubauenden Teile so klein als möglich zu halten. Eine Handhabe hierzu geben die hochwertigen Baustoffe, eine andere das *Tragwerk selbst.* Wird ein *Bogen mit einem Versteifungsträger* verbunden, ob derselbe oberhalb oder unterhalb des Bogens liegt, ist gleichgültig, so ist man in der Lage, das Gewicht des eigentlich frei vorzubauenden Bogens zu ermäßigen. Beispielsweise konnten auf

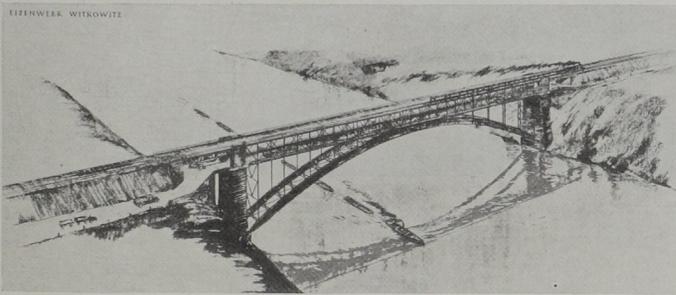


Abb. 15. Entwurf einer kombinierten Eisenbahn- und Straßenbrücke über den alten Dnjepr bei Alexandrowsk (Sowjet-Union). Stützweite 224 m. Verfasser Prof. Dr.-Ing. A. Hawranek

diese Art für den Entwurf der Dnjeprbrücke Alexandrowsk (Abb. 15) dem Versteifungsträger etwa 25% der Gesamtmomente zugewiesen werden, so daß der eigentlich tragende Bogen nur 75% der Momente aufzunehmen hatte. Infolgedessen ist er leichter geworden und der freie Vorbau ist durch diese Maßnahme begünstigt. Man gewinnt auf diese Weise einen baldigen Bogenschluß und damit die Möglichkeit, alle anderen Konstruktionsteile, wie Ständer, Versteifungsträger, die Fahrbahn nachträglich einzubauen. Ist der Versteifungsträger unterhalb des Bogens gelegen, so ist es möglich, beide Ausführungsweisen anzuwenden, entweder den Bogen mit Rückverankerung vorzubauen und nachträglich den Versteifungsträger und die Fahrbahn einzufügen; oder es ist, wie vom Verfasser vorgeschlagen, möglich, den leichten Versteifungsträger vorzubauen, wenn geeignete Zwischenstützungen in der Nähe der Widerlager möglich sind und dann den Bogen von dem geschlossenen Versteifungsträger aus, der nun als Gerüst benutzt werden kann, nachträglich aufzusetzen. Dieser Vorgang wurde für eine 135 m weite Brücke vorgeschlagen, bei welcher zufällig in der Nähe der Widerlager noch Pfeilereibauten von früheren Objekten verfügbar waren.

Bei *mehrfach statisch unbestimmten* Systemen hat man es überhaupt mehr in der Hand, Montagevorteile zu erzielen, wenn man zweckmäßig mit vorübergehenden Unterstützungen oder künstlichen Belastungen rechnet (künstliche Belastung mit

Anwendung ungleicharmiger Hebel oder Verwendung von Pressen). Ist ein tiefes Tal zu überbrücken und ist die Lösung mit drei Öffnungen verlangt oder möglich, so muß man vom Standpunkt des Gewichtsminimums die Seitenöffnungen kleiner halten als die halbe Mittelöffnung, etwa 0,18 bis 0,20 der Gesamtlänge.

Das harmonische Bild eines gefälligen Spannweitenverhältnisses 1 : 2 : 1 geht dabei verloren. Wenn es eingehalten werden soll, muß man mit einer Kosten-erhöhung rechnen. In einem Falle (Entwurf des Verfassers für die Überbrückung des Nusletales 124 + 248 + 124 m; Abb. 16) war dieses Verhältnis beibehalten



Abb. 16. Entwurf einer Stadtbrücke über das Nusletal in Prag, Variante Blechbogen. Stützweiten 124 + 248 + 124 m. Verfasser Prof. Dr.-Ing. A. Hawranek

worden, weil für die freie Montierung der Mittelöffnung ein Gegengewichtsballast erforderlich war, den die auf diese Weise schwere Seitenöffnung leicht gegeben hat, ohne daß diese Seitenöffnung rückverankert worden wäre.

### *Schluß.*

Soweit dies in einem Vortrag möglich ist, wurden wenigstens einzelne Probleme, die beim Entwurf und beim Bau großer Brücken eine Rolle spielen, gestreift und die zugehörigen statischen Entwicklungen fortgelassen, die Ergebnisse dieser wissenschaftlichen Untersuchungen an der Hand von Beispielen aber gezeigt. Diese Untersuchungen sollen an anderer Stelle gebracht werden.

Eine Reihe anderer Fragen, wie die der anzunehmenden Stoßziffern für Brücken, die sowohl dem Eisenbahn- wie dem Straßenverkehr dienen, die hiebei zu wählenden Kombinationen der Belastungen und zulässigen Inanspruchnahmen hätten einer Klärung bedurft, da in letzter Zeit mehrere solcher Brücken zu entwerfen waren.

Auch die wichtige Frage der Knicksicherheit von Stehblechen hoher Blechbogenträger bzw. ihrer Aussteifung gehört hieher.

Die Montierung der Brücken stellt heute ganz andere Anforderungen an die Verwendung der Krane, Derricks, Rückverankerungen, Pressen usw., deren kritische Beleuchtung erforderlich gewesen wäre. Die Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit machte eine eingehende Besprechung leider unmöglich. Ganz ausgeschaltet wurden die Hängebrücken.