

# DER BAUINGENIEUR

## ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / BERLIN  
 MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

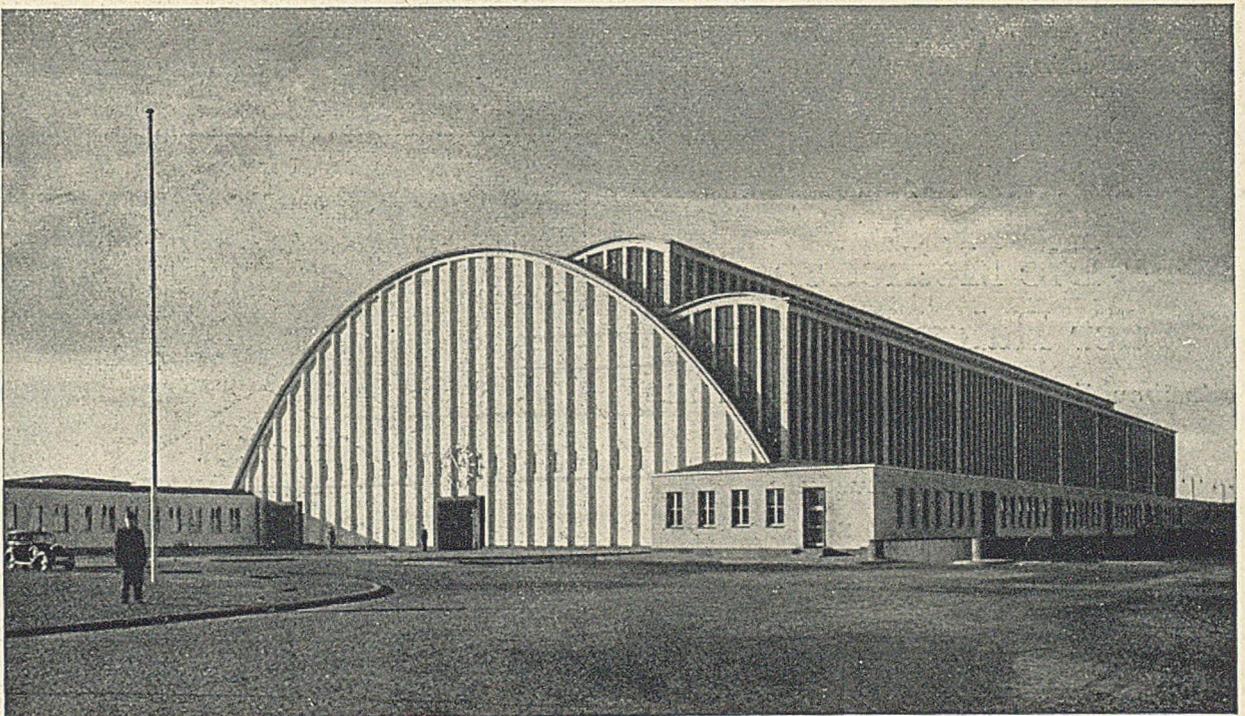
24. JAHRGANG

1949

HEFT 3

### INHALT:

- |  |    |   |    |
|--|----|---|----|
| Hängebrücken für schwerste Verkehrslasten. Von Prof. Dr.-Ing. e. h., Dr.-Ing. e. h., Dr.-Ing. Fr. Dischinger, Berlin | 65 | Erhöhung der Druckfestigkeit von Weichholz quer zur Faser durch Nagelung. Von Dr.-Ing. Carl Justus Hoppe, Frankfurt/Main. | 90 |
| Die neue Brücke über die Mosel bei Schweich. Von Dipl.-Ing. Franz Vaessen, Essen                                     | 76 | Versuche mit Fußbodenbelägen in den Schuppen des Hamburger Hafens. Von Baudirektor Wolfgang Pohle, Hamburg.               | 93 |
| Über die Dehnung von Drahtseilen für Hängebrücken. Von Prof. Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Berlin                       | 81 | Buchbesprechungen.  | 95 |
| Die Montage der Stahlüberbauten der neuen Rheinbrücke bei Worms. Von Obering. H. Ackermann, Gustavsburg.             | 85 |   |    |



GROSSMARKTHALLE KÖLN SCHALENBAUWEISE SYSTEM ZEISS-DYWIDAG

## DYCKERHOFF & WIDMANN

KOMMANDIT-GESELLSCHAFT

HOCHBAU

TIEFBAU

WEITGESPANNTE STAHLBETONBAUTEN



18

65

BERLIN / BREMEN / BIELEFELD / DÜSSELDORF  
 KIEL / BAD KISSINGEN / KÖLN / KONSTANZ

**MÜNCHEN**

ESSEN / HAMBURG / HANNOVER / KARLSRUHE  
 MÜNSTER / NÜRNBERG / STUTTGART / WIESBADEN

## DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

- Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,  
(1) Berlin-Nikolassee, Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9;  
Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,  
(16) Darmstadt-Eberstadt, Steinern Kreuzweg 8.

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung  
„DER BAUINGENIEUR“,  
Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,  
(1) Berlin-Nikolassee,  
Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. be-

nutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von 32 Seiten.

Bezugspreis:

Halbjährlich DMark 18,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahreschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt jede Buchhandlung und jedes Postamt entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

werden vom Springer-Verlag, Berlin-Charlottenburg 2, angenommen. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

### SPRINGER-VERLAG

Heidelberg  
Neuenheimer Landstraße 24, Fernsprecher: 24 40.

Berlin-Charlottenburg 2  
Jebensstraße 1, Fernsprecher: 32 20 70.

## Die Methoden der Rahmenstatik

Aufbau, Zusammenfassung und Kritik

Von

Dr.-Ing. habil. Otto Luetkens

Mit 38 Abbildungen und 9 Zahlentafeln  
VII, 281 Seiten. 1949

DMark 33,—; in Leinen gebunden DMark 36,—

Inhaltsübersicht:

Einleitung. — I. Grundlagen der Berechnung: A. Einführung einheitlicher Bezeichnungen. B. Beziehung zwischen Kräften und Formänderungen. C. Aufstellung der Elastizitätsgleichungen. D. Auflösung der Elastizitätsgleichungen. E. Umordnung. — II. Beschreibung der statischen Verfahren: A. Daten des Systems der Vergleichsrechnung. B. Verfahren am Hauptsystem A. C. Verfahren am Hauptsystem B. D. Verfahren am Hauptsystem C. — III. Eignung der Verfahren: A. Betrachtung der Grundlagen. B. Schlußfolgerung auf die Berechnung der einzelnen Arten von Systemen. — IV. Literaturverzeichnis. — V. Anhang, Tafeln A 1 bis A 9.

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg

Hunderttausende Quadratmeter  
Betonflächen und Eisenkonstruktionen  
wurden im Laufe von Jahrzehnten  
wirksam geschützt mit



Firma PAUL LECHLER · Stuttgart N

Lichtpausanlagen und Reparaturen,  
Ersatzteile

Zeichentische, Zeichenmaschinen und  
Zeichenschränke

Vermessungs-Instrumente und Bedarf

zum Teil ab Lager liefern wieder

P. Schmidt & Co. Nachf.

Berlin-Pankow, Berliner Straße 92 Telegrammwort: Smikompa

## Hängebrücken für schwerste Verkehrslasten.

Von Dr.-Ing. Dr.-Ing. e. h. Fr. Dischinger, o. Professor an der Technischen Universität Berlin.

### Vorbemerkung.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, Berlin.

Hängebrücken mit Schrägseilen sind seit mehr als 150 Jahren bekannt und vielfach ausgeführt worden. Die Verwendung von geraden Schrägbändern ist nach G. C. M e h r t e n s (Eisenbrückenbau, I. Band, S. 240) „immer wieder versucht, aber niemals von Erfolg begleitet worden, auch dann nicht, wenn die Schrägstäbe im Zusammenhange mit Tragketten arbeiteten, deren Gleichgewichtsgestalt eine Seillinie bildete“.

Die ersten Hängebrücken waren unverteilt. Da eine versteifende Konstruktion fehlte, änderte sich die Gleichgewichtslage des Hängegurtes jeweils mit Größe und Verteilung der Verkehrsbelastung, d. h. die Größe des Eigengewichtes war fast allein ausschlaggebend für die zugehörigen Kräfte und Formänderungen. Der Durchgang eines schweren Seiles (Belastung längs des Kabels  $g$ , Pfeilverhältnis  $\phi = f/l$ ) mit unnachgiebigen Stützpunkten und ohne elastische Dehnung vergrößert sich unter einer Mittellast  $P$  allein durch die Änderung der Gleichgewichtsform schon um etwa

$$\Delta f = \phi \cdot \frac{P}{2g}$$

Für große Belastungen ist noch eine Korrektur anzubringen, z. B.  $-2.5\%$  für  $P/gl = 0.02$ . Vergl. F. Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, S. 1695.

Der Betrag der Durchbiegung  $\Delta f$  der unverteiltten Hängebrücke ist danach bei gleichem Pfeilverhältnis  $\phi$  in erster Annäherung nur von  $P/g$  abhängig, nicht aber von der Stützweite  $l$ . Die alten Brücken mit ihrem niedrigen Eigengewicht biegen sich also unter  $P$  vielleicht 10 bis 20 mal stärker durch als die modernen schweren Brücken. Zu  $\Delta f$  nach obiger Gleichung kommt noch ein Zuschlag für die Dehnung des Hängegurtes und die Verschiebung der Stützpunkte.

Beispiel. Brücken mit  $\phi = 1/10$  Pfeil:

Alte Brücke  $l = 300$  m,  $g = 1$  t/m,  $p = 5$  t Verkehrslast,

Neue Brücke  $l = 1067$  m,  $g = 20$  t/m,  $p = 100$  t.

Die Durchbiegung in Brückenmitte beträgt in beiden Fällen  $\Delta f = 0.25$  m. Die unverteiltte Hudsonbrücke New York biegt sich für die erhebliche Einzellast von 400 t in Brückenmitte um  $\Delta f = 0.35$  m durch, welcher Wert sich durch die erwähnten Nebenwirkungen auf etwa  $\Delta f = 0.41$  m erhöht, vgl. F. Schleicher: Bauingenieur 13 (1932) S. 127.

An der Stelle der konzentrierten Belastung stellt sich ein Knick von der Größe  $\gamma = P/H$  ein ( $H =$  Seilzug), oder für  $\phi = 1/10$  und kleine Belastungen angenähert

$$\gamma = 0.79 \frac{P}{g l}$$

Den obigen Zahlen entspricht danach

$\gamma = 0.0132$  für die alte 300 m-Brücke und

$\gamma = 0.0037$  für die neue 1067 m-Brücke.

Dieser Knick  $\gamma$  wird unter der Verkehrslast hergeschoben, so daß große örtliche Beanspruchungen der Fahrbahnkonstruktion auftreten.

Allein die vorstehenden Zahlen erklären, daß die Schäden in der Fahrbahnkonstruktion der alten unverteiltten Hängebrücken unvermeidlich waren, daß unter Wind starke Schwingungen eintraten, dauernde Reparaturen notwendig waren und auch oft Unfälle zu verzeichnen waren. Über die Mißerfolge lese man z. B. bei G. C. M e h r t e n s: Eisenbrückenbau nach.

Die großen Formänderungen der unverteiltten Hängebrücken versuchte man nun durch die Anbringung von Schrägseilen zu vermindern. Die theoretisch beabsichtigten Dreiecksysteme wurden aber statisch kaum wirksam, weil es nicht gelang, die Verlängerung der Schrägseile in genügend engen Grenzen zu halten. Die starke und teilweise unkontrollierbare Längung der Schräggurte hat ein unklares Kräftebild und unzulässig hohe örtliche Beanspruchungen zur Folge. E. H ä s e l e r sagt (Brückenbau, S. 793) über die Brooklyn-Brücke, „sie hat den großen Uebelstand, daß man nicht genau weiß, wie sich die Brückenlast auf die Hängestangen und Schrägbänder verteilt“. Es ist bekannt, daß bei der Brooklyn-Brücke wie bei anderen Brücken mit Schrägseilen, viele Schwierigkeiten aufgetreten sind und noch dauernd auftreten.

Bei manchen Brücken wurden besondere Hängegurte ausgeführt lediglich zur Unterstützung der Schräggurte. Ein Beispiel einer solchen Hängebrücke nach dem System O r d i s h - L e f e u v r e ist die Franz-Joseph-Brücke über die Moldau in Prag. Dieses Tragsystem bewährte sich schlecht und mußte — wie die meisten ähnlichen Bauwerke — erheblich verstärkt werden. Schräge Seile usw. wurden in vielen Brücken nachträglich eingebaut, um die Steifigkeit zu verbessern, im allgemeinen mit geringem Erfolg. Eine ausreichende Abhilfe der Schwächen ergab sich meist erst durch Einbau biegesteifer Träger, entsprechenden Ausbau der Geländer usw.

Eine besondere Entwicklung nahmen die Hängebrücken mit Schrägseilen in Frankreich, wo die Bauart G i s c l a r d auch für Eisenbahnbrücken Anwendung fand.

Durch die Schwierigkeiten im Betrieb und die nie abreißenden Unterhaltungsarbeiten an den Schräggurten und den Fahrbahnträgern kam man immer mehr dazu, nur noch Hängebrücken mit Versteifungsbalken auszuführen, wobei die stetige Aufhängung nur an lotrechten Hängern und statisch bestimmte Anordnungen bevorzugt wurden. Gleichzeitig verbreitete sich die Auffassung, Hängebrücken seien wenig geeignet und kämen jedenfalls wirtschaftlich nicht mehr mit, wenn es sich darum handelt, Vollbahngleise zu überführen.

Die großen Durchbiegungen von Hängebrücken der bekannten Bauarten sind nun tatsächlich sehr nachteilig, und sie erreichen bei Eisenbahnverkehr leicht ein störendes Ausmaß. Z. B. in der H U T T E (26. Aufl., S. 790) werden die Hängebrücken bei Spannweiten über 300 m auch für Eisenbahnbrücken als wettbewerbsfähig bezeichnet, es ist aber in den letzten Jahrzehnten tatsächlich keine größere Eisenbahnbrücke mit Hängetragwerk mehr erbaut worden. Die großen amerikanischen Hängebrücken tragen zwar z. T. Schnellbahngleise, deren Belastung bleibt aber weit hinter den üblichen Vollbahnsystemen zurück.

Die Frage, ob es möglich sei, eine Eisenbahnbrücke von z. B. 1000 m Stützweite mit erträglichem Stahlaufwand zu erbauen, würde wohl von den meisten Fachleuten ohne weiteres verneint werden. Die großen Durchbiegungen unter Eisenbahnlasten stellen eben ein gar zu schweres Hindernis dar.

Die Vorschläge von Prof. F. D i s c h i n g e r weisen den Weg zur Lösung derartiger Bauaufgaben. Der folgende Aufsatz erläutert nochmals den wichtigsten der Gründe für das Versagen der alten Schrägseilanordnungen, er gibt Beispiele für die mögliche Vermeidung von Durchbiegungen und Schmittkräften und damit des erforderlichen Stahlaufwands.

Die Abbildungen der von D. vorgeschlagenen Hängebrücken erinnern sofort an die bekannten historischen Brücken mit Schrägseilen. Die Systeme unterscheiden sich von diesen jedoch vor allem durch eine starke Vorspannung der Schrägseile, die unter allen Umständen deren zuverlässige Mitwirkung sicherstellt, und damit auch klare statische Verhältnisse schafft. Des weiteren unterscheiden sie sich dadurch, daß die lotrechten Aufhängungen nur in dem mittleren Teil der Hauptöffnung vorhanden sind, während die Lasten der den Pylonen benachbarten Teilstrecken nur durch die Schrägkabel getragen werden, wodurch zugleich deren hohe „Vorspannung“ gewährleistet wird. Die Berechnung ist zwar nicht ganz einfach, aber mit neuzeitlichen Methoden ohne grundsätzliche Schwierigkeiten durchzuführen. Nach den folgenden Ausführungen treffen die alten Urteile über Brücken mit Schrägseilen für die neuen Tragwerke nicht mehr zu.

Für die Ausführung derartiger Brücken ist kennzeichnend, daß die Schrägkabel durch geeignete Montagemaßnahmen eine sehr hohe Vorspannung erhalten, und zwar wenn das Eigengewicht der Brücke dazu nicht ausreicht, mittels künstlich aufgebrachtter Belastungen.

Besonders interessant sind die Vorschläge D i s c h i n g e r s für eine Kombination der Hängebrücke mit einem unter der Fahrbahn liegenden flachen Bogen als Versteifungsträger. Bei weitgespannten Brücken sind die dabei auftretenden Krümmungsradien der Bogen derartig groß, daß diese noch nicht einmal in der Lage sind, ihr Eigengewicht allein zu tragen. Das ist aber auch gar nicht notwendig, weil dieses Gewicht von den Kabeln übernommen wird. Durch die Kombination wird eine wesentliche Erhöhung der Steifigkeit erreicht, die besonders bei kleineren Hängebrücken wichtig ist.

Die Vorschläge von Prof. D i s c h i n g e r werden für den Bau weitgespannter Brücken mit schwerer Belastung von größter Bedeutung sein. Die Vergleiche mit Hängebrücken der üblichen Bauweisen sprechen eine deutliche Sprache. Die wiedergegebenen Beispiele zeigen weiter, daß die Vorschläge nicht etwa nur für Riesenbrücken interessant sind, sondern auch für Brücken mit bescheideneren Abmessungen Vorteile bieten.

Beim Lesen des folgenden Aufsatzes wird es klar, welche enge Verwandtschaft besteht zwischen den Vorschlägen für neue Hängeträgerwerke und den vorgeschpannten Stahlbetonkonstruktionen, um deren Entwicklung Prof. D i s c h i n g e r sich bekanntlich größte Verdienste erworben hat. Auch bei der Vorspannung von Stahlbetonkonstruktionen war die Grundidee sozusagen uralte. Schon K o e n e n hat um die Jahrhundertwende vorgeschlagen, die Bewehrung von Betonkonstruktionen vorzuspannen, um die geringe Zugfestigkeit des Betons auszugleichen. Praktische Bedeutung konnte die Vorspannung jedoch erst Jahrzehnte später gewinnen, als die Vorspannung sehr hoch getrieben werden konnte und auch neue Lösungen für die bauliche Anordnung gefunden waren. Ähnlich liegt es mit den Schrägkabeln in den Hängebrücken. Ein seit 150 Jahren bekanntes Bauelement gewinnt seine richtige Bedeutung erst im Zusammenhange mit Maßnahmen, die seine Mitwirkung einwandfrei sicherstellen.

Der Vergleich der Biegemomente und der Durchbiegungen von Hängebrücken der üblichen Bauweisen und nach den Vorschlägen von Dischinger spricht für sich selbst.

Der Brückenbauer empfindet Hängebrücken mit Schrägkabeln zunächst als ungewohnt, vielleicht sogar als etwas „altmodisch“. Es wäre gar zu billig, darauf hinzuweisen, daß die in Abb. 10 und 11 gezeigten größten Eisenbahnbrücken auch nicht gerade besonders schön genannt werden können. Bei obigem Urteil spielt die Gewöhnung der letzten Jahrzehnte eine erhebliche Rolle. Die Brücken nach den Vorschlägen Dischingers lassen sich wohl noch in manchem verbessern, wenn bestimmte örtliche Verhältnisse gegeben sind. Bei der Beurteilung der Vorschläge sollte jedenfalls ausschlaggebend bleiben, daß hier erstmals Lösungen für Bauaufgaben geboten werden, die bisher auf technisch und wirtschaftlich erträgliche Weise überhaupt nicht zu bewältigen waren.

DER BAUINGENIEUR freut sich besonders, seinen Lesern diesen grundlegenden Aufsatz zur Kenntnis bringen zu können.

I. Allgemeine Betrachtungen über Hängebrücken.

Bei den Straßenbrücken großer Spannweite haben sich die Hängebrücken sowohl in architektonischer als auch in wirtschaftlicher Hinsicht gegenüber den Balken- und Bogenbrücken voll durchgesetzt. Die größten Spannweiten wurden bei der George-Washington-Brücke mit rd. 1067 m

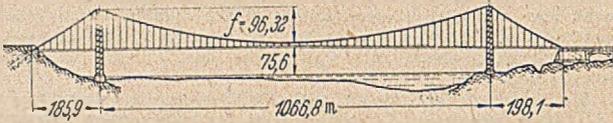


Abb. 1.

und bei der Golden-Gate-Brücke mit rd. 1280 m erreicht. Diese beiden Brücken sind in den Abb. 1 und 1a bzw. Abb. 2 und 2a wiedergegeben.

Bei großen Spannweiten kommen nur Hängebrücken in Frage, bei denen die Kabel in der Erdscheibe verankert sind. Solche Brücken bezeichnen wir als echte Hängebrücken, im Gegensatz zu den unechten, in sich verankerten Hängebrücken.

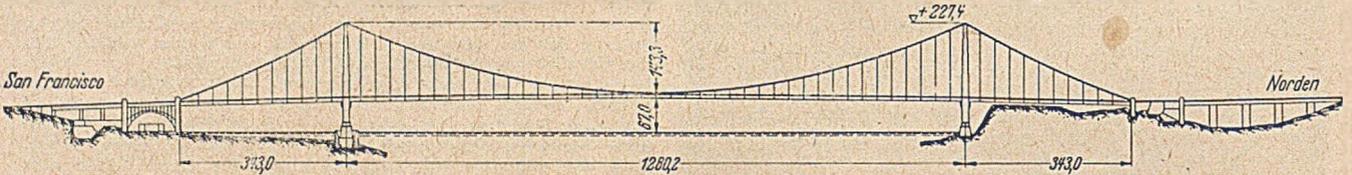


Abb. 2.

Die unechten Brücken werden nach der üblichen Elastizitätstheorie berechnet. Da bei ihnen der Abstand der Zugkräfte des Kabels und der Druckkräfte des Versteifungsbalkens durch die Länge der Hängestangen festgelegt ist und diese mit guter Annäherung unverändert bleibt, ist für die Berechnung eine lineare Differentialgleichung maßgebend. Daraus folgt das Superpositions-gesetz, und die Berechnung kann somit in üblicher Weise erfolgen.

Bei den echten Hängebrücken hingegen sind die Gleichgewichtsbedingungen von der Durchbiegung  $v(x)$  abhängig und die Biegemomente

$$M^D(x) = \mathfrak{M}(x) - H_p z(x) - H v(x) \quad (1)$$

mit  $H = H_g + H_p$

genügen einer nichtlinearen Differentialgleichung. Für die echte Hängebrücke ist demnach das Superpositionsgesetz nicht gültig und die Biegemomente sind verhältnismäßig um so kleiner, je größer die Durchbiegungen  $v(x)$  werden. Die Durchbiegungen wiederum sind eine Funktion der Steifigkeit des Versteifungsbalkens, die wir am besten durch den dimensionslosen Eigenwert  $\nu = \delta \frac{EJ}{Hl^2}$  der Differentialgleichung definieren;  $\nu$  ist bei dem gedrückten Stab mit der Knicksicherheit identisch.

Sobald die Durchbiegungen gering sind, wird der Einfluß des Gliedes  $Hv(x)$  klein und die Biegemomente der echten Brücke nähern sich denen der unechten, welcher die lineare Differentialgleichung

$$M(x) = \mathfrak{M}(x) - H_p z(x) \quad (1a)$$

zugrunde liegt.

Bei der obigen Differentialgleichung sind nur die lotrechten Verschiebungen  $v(x)$  berücksichtigt. Tatsächlich verschiebt sich aber jeder Punkt des Kabels auch in waagrechtlicher Richtung um  $u(x)$ . Bei Berücksichtigung der waagrechtlichen Verschiebungen ergeben sich komplizierte, nicht lineare Differentialgleichungen höherer Ordnung. Bei den üblichen flachen Pfeilverhältnissen von  $\frac{l}{f} \geq 8$  ist der Einfluß der  $u$ -Verschiebungen von geringer Bedeutung, er bedingt nur einen Fehler von wenigen Prozenten, so daß sich die umfangreichere Verformungsrechnung erübrigt.

Je kleiner die Steifigkeit und damit der Eigenwert der Hängebrücke ist, um so geringer werden die Biegemomente bei gleichzeitig anwachsenden Durchbiegungen. Einen guten Überblick erhalten wir, wenn wir einen gezogenen Stab mit konstantem Trägheitsmoment  $J$ , durch eine sinusförmige Last beanspruchen, weil wir bei diesem Sonderfall die Verformungsmomente  $M(x)$  und die Durchbiegungen  $v(x)$  auf einfache Weise ausdrücken können. Nach der linearen Differentialgleichung erhalten wir aus der Belastung  $p(x) = p \sin \pi \frac{x}{l}$  durch Integration:

$$M(x) = - \int dx \int p(x) dx = \frac{l^2}{\pi^2} p \sin \pi \frac{x}{l}$$

$$v(x) = - \int dx \int \frac{M(x)}{EJ_c} dx = \frac{1}{EJ_c} \frac{l^4}{\pi^2} p \sin \pi \frac{x}{l}$$

Bei Berücksichtigung der Verformungen  $v(x)$  erhalten wir dagegen die nachstehenden Gleichungen für Verformungs-

Momente  $M^D(x)$  und zugehörige Durchbiegungen  $v^D(x)$ :

$$\left. \begin{aligned} M^D(x) &= M(x) \frac{\nu}{\nu + 1}; \text{ mit } M(x) = \frac{l^2}{\pi^2} p \sin \pi \frac{x}{l} \\ v^D(x) &= \frac{M(x) - M^D(x)}{H} = \frac{M(x)}{H} \frac{1}{\nu + 1}; \nu = \pi^2 \frac{EJ_c}{Hl^2} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Diese Gleichungen gelten auch bei veränderlichem Trägheitsmoment  $J$ , wenn  $p(x)$  nach einer Eigenfunktion des betr. Stabes verläuft.

Aus Gl. (2) erschen wir, daß das Verformungsmoment  $M^D(x)$  mit abnehmendem Eigenwert kleiner wird und für den Grenzfall  $\nu = 0$  ebenfalls Null ist. Die Durchbiegung  $v(x)$  nimmt gleichzeitig zu und erreicht mit  $\nu = 0$  ihren Größtwert  $v^D(x) = \frac{M(x)}{H}$ .

Da die Hängebrücken in ihrer Wirkungsweise vollständig mit dem gezogenen Stab übereinstimmen, gelten die obigen Darlegungen auch für die echte Hängebrücke.

Tritt an die Stelle der Zugkraft eine Druckkraft, so werden  $H$  und  $\nu$  negativ. Wenn wir den Eigenwert wieder als positive Größe einführen, erhalten wir für den gedrückten Stab bzw. das Gewölbe:

$$\left. \begin{aligned} M^D(x) &= M(x) \frac{\nu}{\nu - 1} \\ v^D(x) &= \frac{M^D(x) - M(x)}{\nu - 1} = \frac{M(x)}{H} \frac{1}{\nu - 1} \end{aligned} \right\} \quad (2a)$$

Wenn die Belastungen nicht nach einer Eigenfunktion verlaufen, so müssen sie nach Eigenfunktionen entwickelt werden. Hierzu benötigen wir die höheren Eigenwerte und die höheren Eigenfunktionen, die schwer zu ermitteln sind. Nach dem Verfahren des Verfassers (vgl. Bauing. 18 [1937] S. 487 und 20 [1939] S. 53.) lassen sich jedoch auch in diesem Falle Biegemomente und Durchbiegungen

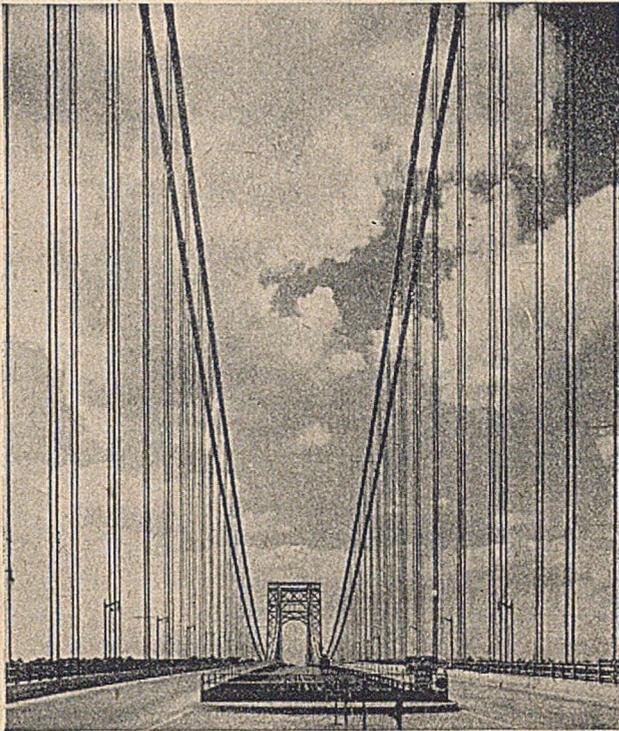


Abb. 1 a.

nur mittels des ersten, leicht zu berechnenden Eigenwertes und in einfachen algebraischen Ausdrücken darstellen. Wir erhalten für den gezogenen Stab (echte Hängebrücke)

$$M^D(x) = M(x) \left[ \frac{\nu + \delta}{\nu + 1} + \frac{\delta_1}{\nu} + \frac{\delta_2}{\nu^2} + \dots \right]$$

und für den gedrückten Stab (echte Bogenbrücke)

$$M^D(x) = M(x) \left[ \frac{\nu + \delta}{\nu - 1} + \frac{\delta_1}{\nu} + \frac{\delta_2}{\nu^2} + \dots \right] \quad (2b)$$

Die Größen  $\delta, \delta_1, \delta_2, \dots$  sind hierbei bestimmte Zahlenwerte.

Die Anzahl der zu berücksichtigenden Störungsglieder  $\frac{\delta_1}{\nu}, \frac{\delta_2}{\nu^2}, \dots$  hängt von der Größe des Eigenwertes  $\nu$  ab, je kleiner dieser ist, um so größer ist die Anzahl der Störungsglieder. Hierbei ist aber zu beachten, daß die Biegemomente der Hängebrücken bei niedrigen Eigenwerten sehr klein sind, so daß die zulässigen Spannungen nicht ausgenutzt werden können und eine Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes keinen Zweck hat.

Ein veränderliches Trägheitsmoment kommt also nur bei größeren Eigenwerten in Frage, wobei die Anzahl der Störungsglieder klein ist. Eine Theorie der echten Hängebrücken mit veränderlichem Trägheitsmoment folgt in einem gesonderten Auf-

satz. Bei konstantem Trägheitsmoment tritt an die Stelle der allgemeinen Entwicklung nach Eigenfunktionen eine harmonische Analyse, und wir können die Hängebrücken sowohl mittels algebraischer Ausdrücke auf Grund der harmonischen Analyse als auch mittels transzendenter Funktionen in geschlossener Form berechnen.

Um einen Überblick über die Größe des Eigenwertes zu geben, sei bemerkt, daß der Eigenwert der Golden-Gate-Brücke für durchgehende Belastung  $\nu_s \approx 0,030$  und für antimetrische Belastung der Hauptöffnung  $\nu_a \approx 0,12$  ist. Die Eigenwerte der Golden-Gate-Brücke sind demnach klein und damit auch die Biegemomente.

Bei der George-Washington-Brücke ist der Eigenwert noch kleiner als bei der Golden-Gate-Brücke, weil vom Fachwerk des Versteifungsbalkens vorerst nur der Obergurt ausgeführt wurde. Der Versteifungsbalken soll erst ergänzt werden, wenn später die noch zu erbauenden Schnellbahnen übergeführt werden. Der Eigenwert der George-Washington-Brücke liegt deshalb nahe bei Null und die auftretenden Biegemomente sind verschwindend gering. Die Durchbiegungen folgen aus den Änderungen der jeweiligen Seillinie.

Die Durchbiegungen einer durchgehend belasteten echten Hängebrücke, Abb. 3a, sind im wesentlichen eine Funktion

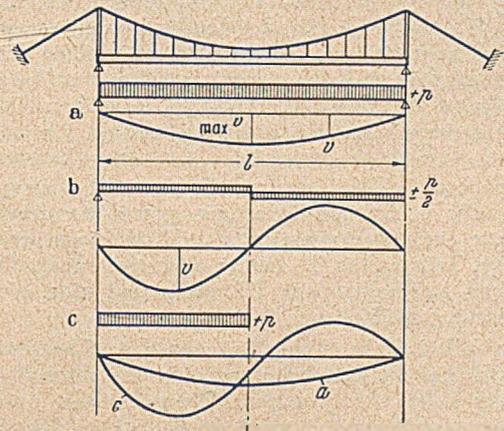


Abb. 3 a, b, c.

der Kabelspannungen aus Verkehr. Bei kleinen Eigenwerten ist hierbei die Steifigkeit des Trägers ohne Bedeutung. Diese Feststellung gilt bei hinreichender Genauigkeit auch für größere Eigenwerte, wie sie bei Eisenbahn-Hängebrücken auftreten. Bei antimetrischer Belastung, Abb. 3b, bleibt

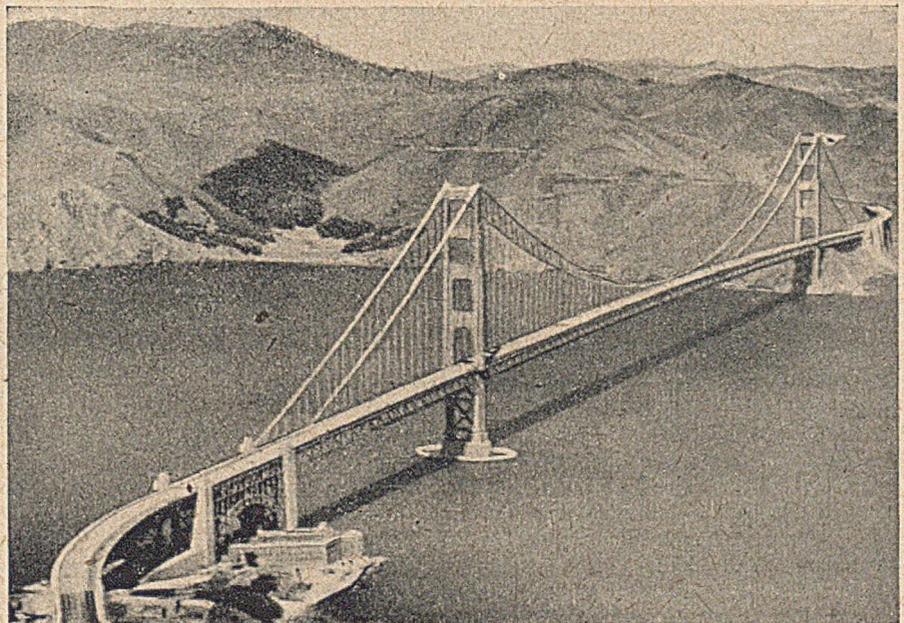


Abb. 2 a.

der Seilzug unverändert und die Durchbiegungen hängen nur von der Steifigkeit des Trägers und dem Widerstand  $Hv(x)$  des Seiles ab. Die Durchbiegungen aus antimetrischer Belastung sind im allgemeinen mehrfach größer als diejenigen aus durchgehender Belastung. Die Durchbiegung infolge einer halbseitigen Verkehrslast, Abb. 3c, setzen sich aus den beiden Anteilen Abb. 3a und Abb. 3b zusammen. Einer großen positiven Durchbiegung in der belasteten Strecke entspricht eine etwas kleinere negative Durchbiegung im unbelasteten Trägerteil.

In den deutschen Bestimmungen für Eisenbahnbrücken sind die zulässigen Durchbiegungen für Verkehrslast bei St 37 mit  $\max v/l = 1/900$  und bei St 52 mit  $\max v/l = 1/700$  festgelegt. Sinngemäß muß man deshalb bei einer halbseitigen Verkehrslast  $\max v$  auf die Strecke  $l_1$  der positiven Durchbiegungen beziehen, womit der Einfluß der antimetrischen Belastung erst richtig zum Ausdruck kommt.

Wenn an die Stelle des frei aufliegenden Trägers Abb. 3 ein durchlaufender nach Abb. 4 tritt, so ändert sich an den beiden maßgebenden Biegelinien im Prinzip nichts. Bei gleicher Kabelstärke und gleicher Biegesteifigkeit  $EJ_c$  des Versteifungsbalkens wird bei dem durchlaufenden Träger die Durchbiegung infolge durchgehender Belastung sogar etwas größer als bei dem frei aufliegenden Träger, weil die Durchbiegungen bei durchgehender Belastung fast ausschließlich vom Seil abhängen und die Biegelinie des elastisch eingespannten Balkens weniger füllig ist als bei einem frei aufliegenden Balken. Dagegen wird die Durchbiegung infolge antimetrischer Belastung kleiner, da der an den Pylonen elastisch eingespannte Träger bei gleichem  $EJ_c$  eine größere Steifigkeit besitzt. Damit erhält man gemäß Abb. 4 für halbseitige Belastung gegenüber der Vollbelastung ein etwas günstigeres Bild als beim frei aufliegenden Träger Abb. 3. Immer aber bleiben die Durchbiegungen aus halbseitiger Belastung und nicht die aus Vollbelastung maßgebend.

Der Vollständigkeit wegen sei noch darauf hingewiesen, daß halbseitige Verkehrsbelastung nicht das absolute Maximum der Durchbiegung ergibt. Dieses entsteht bei einer Belastung  $p$ , die sich über etwas mehr als  $x = l/2$  ausdehnt, jedoch ist dieser Unterschied nicht sehr bedeutend und bei einem Vergleich kann man sich auf den einfacheren zu berechnenden Fall der halbseitigen Verkehrslast beschränken.

Bei den modernen Hängebrücken gibt man den durchlaufenden Trägern gegenüber frei aufliegenden den Vorzug, obwohl damit meistens ein zusätzlicher Materialaufwand verbunden ist. Bei der George-Washington- und der

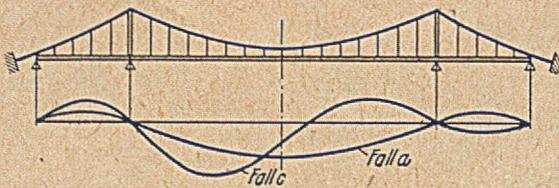


Abb. 4.

Golden-Gate-Brücke liegen die Seitenöffnungen im Vorland, und man hätte in diesem Bereich die weitgespannten Stahlträger durch Stahlbeton-Balkenbrücken kleinerer Spannweite oder durch massive Bogenbrücken ersetzen können, deren Kosten erheblich niedriger gewesen wären.

Nicht die etwas günstigeren Durchbiegungen bei Verkehrslast bei annähernd gleichen Biegemomenten sind die Gründe dafür, daß man dem durchlaufenden Träger den Vorzug gibt, sondern die größere Steifigkeit gegenüber den Windkräften. Die Windkräfte werden zum Teil durch die Biegesteifigkeit des Versteifungsbalkens in waagrechter Richtung und zum Teil durch das Kabel aufgenommen. Je niedriger die Steifigkeit der Trägers ist, um so

größer wird der Anteil des Kabels. Damit nimmt aber die seitliche Ausbiegung zu.

Bei einem frei aufliegenden Träger beträgt die Durchbiegung infolge des Winddruckes  $w_0$  (bei Vernachlässigung der Mitwirkung des Kabels)  $\delta_w = \frac{5}{384} \frac{w_0 l^4}{EJ_c}$ , bei einem an den Pylonen fest eingespannten Träger dagegen nur

$$\delta_w = \frac{1}{384} \frac{w_0 l^4}{EJ_c}$$

$$\delta_w = \frac{w_0 l^4}{384 EJ_c} \frac{3 + 10m - 12m^3}{3 + m} \quad (3)$$

für verschiedene Werte  $m = l_1/l$  die folgenden Ausbiegungen  $\delta_w$ .

Tabelle 1.

$m =$	0,5	0,4	0,3	0,2
$\delta_w =$	1,86	1,83	1,72	1,54

$\cdot \frac{w_0 l^4}{EJ_c}$

Diese Zahlen zeigen, daß der frei aufliegende Träger für die Übertragung der Windkräfte ungeeignet ist. Aber auch

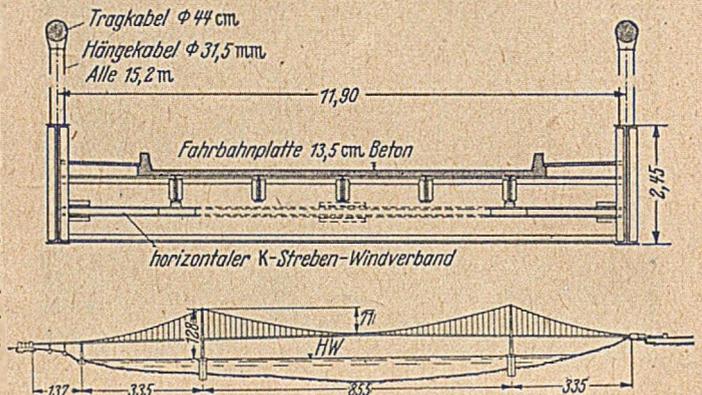


Abb. 5.

der durchlaufende Träger mit einer kleinen Seitenöffnung von z. B.  $l_1 = 0,2l$  ist dem starr eingespannten Träger noch erheblich unterlegen, eine Feststellung, die für die späteren Ausführungen von Bedeutung ist.

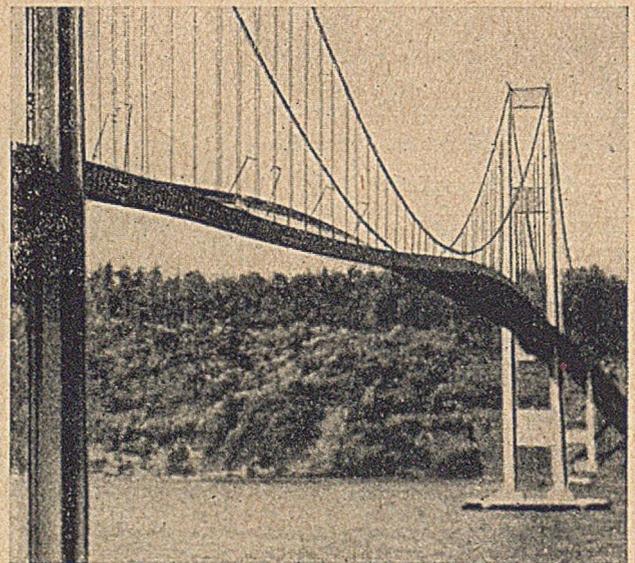


Abb. 6.

Wir stellen abschließend fest: Je geringer die waagrechte Steifigkeit des Trägers ist, um so größer ist der Anteil der Windkraft, der von dem Kabel nach den Pylonenköpfen übertragen wird. Damit ergeben sich größere Kräfte und ein vergrößerter Materialaufwand bei den Pylonen.

Daß die Windkräfte für weitgespannte Hängebrücken gefährlich sein können, zeigt das Beispiel der durch Sturm böen zerstörten Tacoma-Brücke, die bezüglich ihrer Spannweite an dritter Stelle der bisher ausgeführten großen Hängebrücken stand, man vgl. Abb. 5. Die Breite der Brücke beträgt nur  $1/72$  und die Trägerhöhe  $1/350$ . Bei  $18 \text{ m/s}$  Windgeschwindigkeit geriet die Brücke in antime-

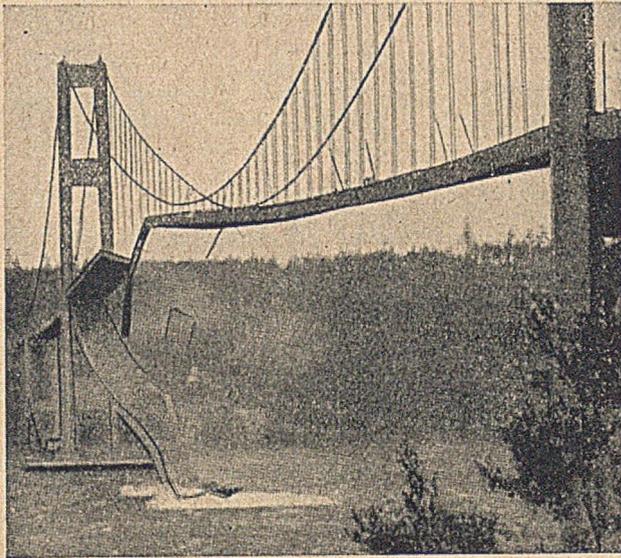


Abb. 7.

trische Schwingungen (Frequenz 12 Schwingungen/Minute) mit Schrägstellungen der Fahrbahn bis zu  $45^\circ$  (Abb. 6). Im weiteren Verlauf stürzte der gesamte Stahlüberbau in den Strom, vgl. Abb. 7. Erhalten geblieben sind jedoch Pylonen und Tragkabel.

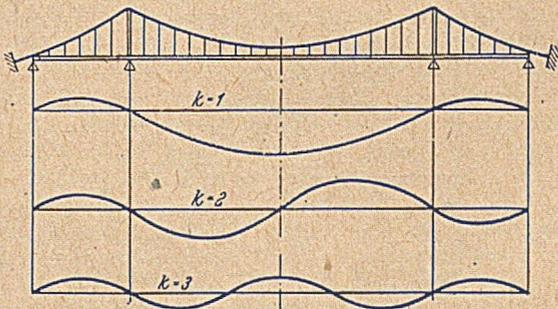


Abb. 8.

Für die Schwingungen sind die Eigenfunktionen maßgebend, Abb. 8. Die symmetrischen Eigenfunktionen  $k = 1, 3, 5 \dots$  bedingen Kabelkräfte, die den Formänderungen Widerstand leisten. Gefährlicher sind die antimetrischen Eigenschwingungen  $k = 2, 4, 6 \dots$ , weil durch sie die Kabelkräfte nicht berührt werden. Den antimetrischen Schwingungen konnte nur die Biegesteifigkeit der Versteifungsbalken in Verbindung mit dem Widerstand  $Hv(x)$  der Seile entgegenwirken, die infolge mangelnder Torsionssteifigkeit des Querschnittes das Verdrehungsmoment  $M_T$  mittels des Kräftepaars  $N \cdot b$  aufnehmen müssen (Abb. 8a). Dieser Widerstand war aber infolge der

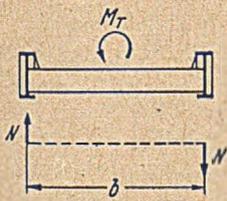


Abb. 8a.

geringen Trägerhöhe und des geringen Kabelzuges  $H_g$  unzureichend.

Durch konstruktive Maßnahmen ist man ohne weiteres in der Lage, auch ohne Verstärkung des Hauptkabels die Steifigkeit noch nachträglich zu erhöhen. Auf diese Maßnahmen komme ich in Abschnitt D noch zu sprechen.

## II. Hängebrücken für schwerste Verkehrslasten (Eisenbahnbrücken).

Bis heute hat sich die Hängebrücke für Eisenbahnverkehr nicht durchsetzen können. Die alten Eisenbahnhängenbrücken, wie z. B. die Brooklyn-Brücke in New-York und die Eisenbahnbrücke über den Niagara, haben sich nicht bewährt. Die neben den senkrechten Hängern verwendeten Schrägseile (Abb. 9) haben sich als völlig unwirksam erwiesen. Bei den modernen Hängebrücken wurden die architektonisch störenden Schrägseile weggelassen. Hängebrücken für Eisenbahnverkehr wurden in neuerer Zeit überhaupt nicht mehr erbaut.

In Deutschland wurde die Frage der Eisenbahn-Hängebrücken etwa vor einem Jahrzehnt wieder aufgegriffen, und

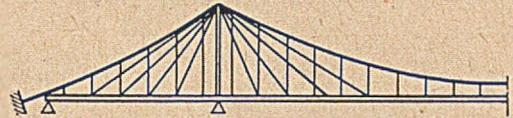


Abb. 9.

zwar 1938 bei der geplanten Hängebrücke über die Elbe in Hamburg (Spannweite etwa  $750 \text{ m}$ ), bei welcher auch ein Eisenbahngleis übergeführt werden sollte. Der Verfasser bearbeitete ein Gutachten und schuf ein neues Verfahren für die Berechnung der echten Hängebrücken, das damals schon einem größeren Kreis von Fachleuten bekannt wurde. Die Berechnung erfolgt danach wie bei den unechten Systemen mittels Verschiebungsgrößen, jedoch treten an die Stelle der Verschiebungsgrößen der normalen Elastizitätstheorie jetzt sog. „verformte Verschiebungsgrößen“. Für die verformten Verschiebungsgrößen wurde ein umfangreiches Tabellenwerk berechnet, welches gestattet, die echte Hängebrücke in etwa derselben Zeit zu berechnen wie eine unechte Hängebrücke.

1940 und 1941 bearbeitete der Verfasser zusammen mit der MAN-Gustavsburg das Projekt eines Ersatzes der Kölner Eisenbahn-Bogenbrücken durch architektonisch zuzagendere Hängebrücken. Untersucht wurden sowohl zweigleisige als auch dreigleisige Brücken für Vollbahnverkehr. Es zeigte sich, daß es sehr wohl möglich ist, Eisenbahn-Hängebrücken unter Einhaltung der in den Reichsbahn-Vorschriften festgelegten Durchbiegungsgrenzen herzustellen, allerdings nur bei entsprechender Herabsetzung der Seilspannungen und bei verhältnismäßig hohen Eigenwerten, d. h. bei großen Steifigkeiten der Träger. Es waren bei Symmetrie Eigenwerte von  $\nu_s = 1,25$  und bei Antimetrie  $\nu_a = 5,0$  erforderlich und demgemäß war der Stahlaufwand erheblich größer als bei Balken- oder Bogenbrücken.

Bei den Eisenbahn-Hängebrücken besteht in der Nähe der Pylonen die Gefahr, daß die Kabelschellen unter dynamischen Einwirkungen wandern. Die Kabelschellen müssen daher durch besondere Halteseile gesichert werden. Auch diese Schwierigkeit fällt bei den unten beschriebenen Hängewerkssystemen weg.

Im folgenden werden nun Wege gezeigt, wie die notwendige Steifigkeit der Hängebrücken bei einem tragbaren Materialaufwand auch für Eisenbahnverkehr erreicht werden kann. Zuvor soll noch die Entwicklung der weitgespannten Eisenbahnbrücken im Ausland kurz gestreift werden, für die fast durchweg Balkenbrücken zur Anwendung kamen.

Die beiden bemerkenswertesten Bauwerke sind die in den Jahren 1883–90 erbaute Firth-of-Forth-Brücke mit zwei Öffnungen von  $521,2 \text{ m}$  Spannweite (Abb. 10) und die große Brücke über den St. Lorenzstrom (Abb. 11) mit  $548,6 \text{ m}$  Spannweite. Beides sind Gerbersysteme mit sehr großer Konstruktionshöhe, die entsprechend lange Fachwerkstäbe erforderlich machte, nämlich bis  $104,3 \text{ m}$  bei der ersten Brücke und  $94,5 \text{ m}$  bei der zweiten. Die großen Stablängen zeigen auch, daß die obigen Brücken mit  $550 \text{ m}$  schon nahe am Maximum der mit Fachwerkbrücken überhaupt erreichbaren Spannweiten liegen.

Wesentlich größere Spannweiten lassen sich für Eisenbahnbrücken nur mittels Hängeträgerwerken erreichen, jedoch nicht mit den heute üblichen Systemen, sondern bei einer Kombination des Hauptkabels mit Schrägkabeln. Dadurch können Durchbiegungen und Biegemomente stark herabgesetzt und auch die Verankerungskräfte erheblich vermindert werden. Wir müssen uns deshalb zunächst mit der Theorie der Schrägkabel beschäftigen.

Die Gesamtverlängerung beträgt also

$$\Delta s = \Delta s_1 + \Delta s_2 = \frac{\sigma_p}{E_S} s \left[ 1 + \frac{\gamma^2}{24} \frac{s^2}{\cos^2 \alpha} \frac{E_S}{\sigma_g^2 (\sigma_g + \sigma_p)} \right] = \frac{\sigma_p}{E_{Si}} s \quad (4a)$$

Wir führen nun einen ideellen Seilmodul  $E_{Si}$  ein, der die

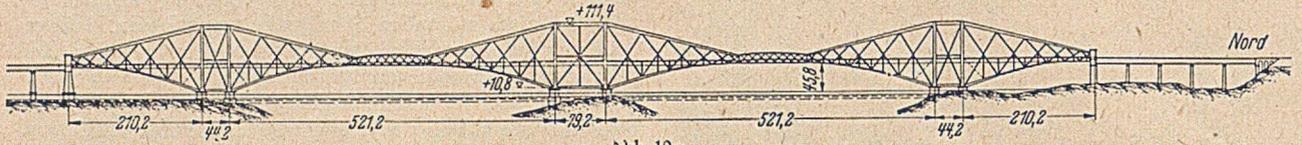


Abb. 10a.

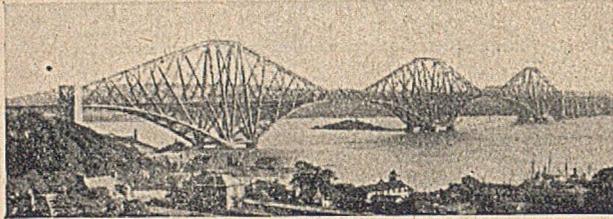


Abb. 10b.

A. Der ideale Elastizitätsmodul des durch Verkehr belasteten Schrägkabels und die Beeinflussung der Züge im Hauptkabel bei Anordnung von Schrägkabeln.

Hierzu betrachten wir nach Abb. 12 ein durch den Eigengewichtszug  $H_g = F_S \sigma_g$  beanspruchtes Schrägseil mit der Sehnenlänge  $s$  und der waagrecht Projektion  $a$ . Der maximale Durchhang  $f_0$  folgt aus

$$\frac{\gamma}{\cos \alpha} \frac{a^2}{8} = \sigma_g f_0 \cos \alpha.$$

Hierbei ist  $\gamma$  das spezifische Gewicht des Kabels. Es wird

$$f_0 = \frac{\gamma a^2}{8 \sigma_g \cos^2 \alpha} = \frac{\gamma s^2}{8 \sigma_g} \quad (4)$$

Wenn das Schrägkabel durch eine zusätzliche Kraft  $N_p$  aus Verkehr beansprucht wird, setzt sich die Verlängerung

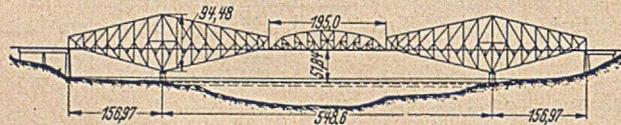


Abb. 11.

der Sehne  $s$  aus zwei Teilen zusammen. Der erste Anteil ist die elastische Dehnung

$$\Delta s_1 = \frac{N_p s}{E_S F_S} = \sigma_p \frac{s}{E_S}$$

Zweitens kommt eine Verminderung des Durchhanges um  $df$  auf den Wert  $f = f_0 - df$  hinzu:

$$\Delta s_2 = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \delta df = \frac{2}{3} \frac{4 f_0}{a} \frac{df}{f_0} \frac{f_0}{a} = \frac{8}{3} \frac{f_0^2}{a^2} \frac{df}{f_0} a$$

Nun ist nach Gl. 4  $\frac{f_0^2}{a^2} = \frac{\gamma^2}{64} \frac{a^2}{\sigma_g^2 \cos^4 \alpha}$  und

$$f (\sigma_g + \sigma_p) \cos \alpha = f_0 \sigma_g \cos \alpha, \\ (f_0 - df) (\sigma_g + \sigma_p) = f_0 \sigma_g$$

bzw.

$$\frac{df}{f_0} = \frac{\sigma_p}{\sigma_g + \sigma_p}$$

Damit erhalten wir für  $\Delta s_2$

$$\Delta s_2 = \frac{\gamma^2}{24} \frac{a^3}{\sigma_g^2 \cos^3 \alpha} \frac{\sigma_p}{\sigma_g + \sigma_p} = \frac{\gamma^2}{24} \frac{s^3}{\sigma_g^2 \cos \alpha} \frac{\sigma_p}{\sigma_g + \sigma_p}$$

gesamte Längenänderung aus der elastischen Dehnung und der Pfeilverminderung umfaßt ( $\Delta s = \frac{\sigma_p}{E_{Si}} s$ ) und lösen Gl. 4a nach  $E_{Si}$  auf:

$$E_{Si} = \frac{E_S}{1 + \frac{\gamma^2}{24} \frac{s^2}{\cos^2 \alpha} \frac{E_S}{\sigma_g^2 (\sigma_g + \sigma_p)}} = \frac{E_S}{1 + \frac{\psi}{\cos \alpha}} \quad (5)$$

$E_{Si}$  ist um so kleiner, je größer die Spannweite  $s$ , je stärker die Neigung  $\alpha$  und um so geringer die Vorspannung des Seiles durch Eigengewicht ist. Des weiteren ergeben sich die geringsten Werte von  $E_{Si}$  bei kleiner Verkehrslast  $\sigma_g + \sigma_p \approx \sigma_g$  und wir sehen, daß in diesem Falle die Abminderung von der dritten Potenz von  $\sigma_g$  abhängt. Um einen Überblick über den Einfluß der Vorspannung  $\sigma_g$  zu geben, sind die Größen  $\psi$  in der Tabelle 2 für eine Anzahl von Werten  $s$  und  $\sigma_g$  zusammengestellt. Wir setzen Paralleldrahtkabel mit  $E_S = 19 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$  voraus. Das spezi-

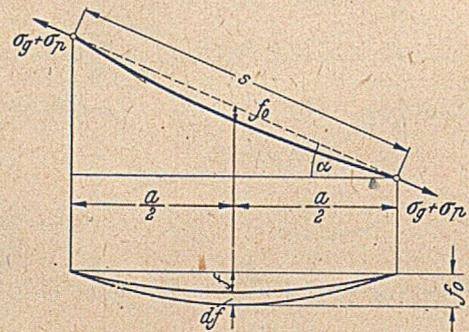


Abb. 12.

fische Gewicht des Kabels sei einschließlich Umwicklung  $\gamma = 8 \text{ t/m}^3$ .

Die Resultate sind in jeder Hinsicht überraschend. Die Abminderung von  $E_S$  infolge Änderung der Pfeilhöhe ist gewaltig groß. Wenn wir eine Abminderung auf  $E_{Si} =$

$0,75 E_S$  als tragbar betrachten ( $E_{Si} = \frac{E_S}{1 + \psi} = 0,75 E_S$  ergibt  $\psi = 0,33$ ), so fallen die Werte oberhalb der Stufenlinie aus und auch bei kurzen Schrägseilen sind Vorspannungen unter  $\sigma_g = 10\,000 \text{ t/m}^2$  unmöglich. Bei langen Seilen (z. B. mit  $s = 600 \text{ m}$ , wie sie bei Brücken mit  $2000 \text{ m}$  Spannweite in Frage kommen) muß die Eigengewichtsvorspannung sogar  $40\,000 \text{ t/m}^2$  betragen. Zu beachten ist weiter, daß auch noch eine Abminderung durch den Winkel  $\alpha$  eintritt.

Wenn das normale Eigengewicht nicht ausreicht, um derartige Vorspannungen zu erreichen, müssen an den Verankerungspunkten der Schrägkabel künstliche Belastungen aufgebracht werden. Mit der Steigerung der Spannung  $\sigma_g + \sigma_p > \sigma_g$  vermindert sich  $\psi$  langsam und  $E_{Si}$  wird etwas größer.

Bei den amerikanischen Hängebrücken mit Schrägseilen wurde, soweit mir bekannt ist, die Montage der Versteifungsbalken durch Anhängen mittels senkrechter Hänger getätigt. Die Schrägseile wurden erst nachträglich montiert und mittels Winden angespannt, womit sich nur eine Vorspannung von wenigen 100, kg/cm<sup>2</sup> erreichen läßt. Die früher verwendeten Schrägkabel konnten

sich die im Verankerungsblock aufzunehmenden Kräfte des Hauptkabels erheblich. Die schrägen Nebenkabel belasten den Verankerungsblock nicht, da ihre Kräfte für jedes Kabel gegeneinander ausgeglichen werden.

Die folgende einfache Rechnung anhand Abb. 13 zeigt die betreffende Abminderung der Züge des Hauptkabels. Bei Verkehrslast beträgt der statisch bestimmte Horizon-

Tabelle 2.

Beiwerte  $\psi$  zur Berechnung des ideellen Moduls  $E_{Si}$  für  $E_S = 19 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$  und  $\sigma_g + \sigma_p \approx \sigma_g$

$\sigma_g \backslash s$	50 m	100 m	200 m	300 m	400 m	500 m	600 m
1 000	126,8	507	2 028	4 560	8 100	12 680	18 250
2 000	15,8	63,3	254	570	1 012	1 583	2 280
3 000	1,02	4,06	16,25	36,5	64,8	101,5	146
10 000	0,13	0,51	2,02	4,56	8,1	12,68	18,25
15 000	0,037	0,15	0,60	1,35	2,4	3,75	5,40
20 000	0,016	0,063	0,254	0,57	1,01	1,58	2,28
25 000	0,008	0,032	0,13	0,24	0,52	0,81	1,17
30 000	0,005	0,019	0,08	0,17	0,30	0,47	0,68
35 000	0,003	0,015	0,05	0,11	0,19	0,29	0,43
40 000	0,002	0,008	0,03	0,071	0,13	0,20	0,28

t/m<sup>2</sup>

also keine wesentliche Verbesserung ergeben. Abgesehen von dem niedrigen Modul  $E_{Si}$  konnten sie aber auch nicht hinreichend wirksam sein, weil sie in den Seitenöffnungen an dem elastisch nachgiebigen Versteifungsbalken verankert waren (siehe Abb. 9). Die Versteifungsbalken dieser alten Hängebrücken besitzen geringes Trägheitsmoment und infolgedessen ergeben sich bei Belastung der Mittelöffnung erhebliche Aufbiegungen der Seitenöffnungen, wodurch die Wirksamkeit der Schrägseile stark abnimmt. Will man die Schrägseile in den Seitenöffnungen des Versteifungsbalkens wirksam verankern, so muß man den Seitenöffnungen gegenüber der Hauptöffnung ein mehrfach größeres Trägheitsmoment geben. Besser ist jedoch, die Schrägseile entsprechend den Projekten des Verfassers an Betonblöcken zu verankern.

Wie schon dargelegt wurde, sind die Durchbiegungen der Hängebrücken bei durchgehenden Belastungen fast ausschließlich eine Funktion des Kabelquerschnittes, während die wesentlich unangenehmeren Durchbiegungen bei antisymmetrischer Last von der Steifigkeit des Trägers und dem Kabelzug  $H_g$  abhängen. Will man nun bei einer Eisenbahn-Hängebrücke für die Durchbiegungen bei durchgehender und bei halbseitiger Last (Abb. 4) dasselbe Verhältnis zu den Spannweiten  $l$  bzw.  $l_1$  erreichen, so müßte der Träger nach den Vergleichsrechnungen so schwer werden, daß eine Ausführung aus wirtschaftlichen Gründen nicht in Frage kommen kann.

Viel einfacher erreicht man die erforderliche Steifigkeit gegenüber antisymmetrischen Belastungen durch Schrägkabel, die in den Seitenöffnungen starr verankert sind. Da die größte Durchbiegung in der Mittelöffnung frei aufliegender Träger bei antisymmetrischer Belastung am Viertelpunkt und bei durchlaufenden Trägern sogar noch mehr zur Feldmitte liegt, müssen die Schrägkabel bis zu den Viertelpunkten bzw. noch etwas weiter vorgezogen werden. Da die Schrägseile entsprechend den obigen Untersuchungen über  $E_{Si}$  eine hohe Vorspannung besitzen müssen, muß in dem Bereich der Schrägkabel die gesamte Last der Versteifungsbalken nur an dem Schrägkabel angehängt werden. Das Hauptkabel, mit dessen Hilfe die Montage durchgeführt wird, hat daher die Lasten des Versteifungsbalkens endgültig nur in den beiden mittleren Vierteln der Hauptöffnung zu übernehmen. Dadurch ermäßigen

talschub bei einer normalen Hängebrücke mit parabol-förmiger Scillinie

$$H_p' = p \frac{a^2}{2f}$$

Dagegen erhalten wir für eine Hängebrücke, bei welcher der Versteifungsbalken nur auf der Strecke  $2c = 2a\gamma$  an das Hauptkabel angehängt ist,

$$H_p = \frac{p a^2}{2f} [1 - (1 - \gamma)^2] = H_p' \varrho_p \quad (6)$$

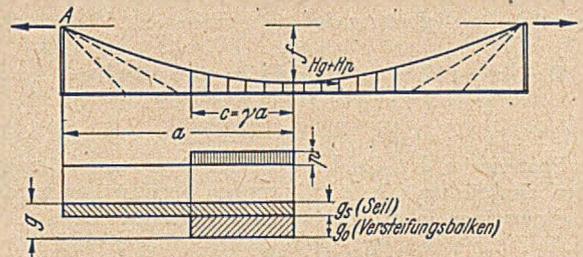


Abb. 13.

Eine davon abweichende Formel ergibt sich für die Hängebrücke, deren Eigengewicht  $g$  sich zusammensetzt aus der durchgehenden Last  $g_s$  des Hauptkabels und der Last  $g_0$  der Brücke auf der Strecke  $2c$ :

$$H_g f = g \frac{a^2}{2} - g_0 \frac{(a - c)^2}{2}$$

$$H_g = \frac{g a^2}{2f} \left[ 1 - \frac{g_0}{g} (1 - \gamma)^2 \right] = H_g' \varrho_g \quad (6a)$$

Hierbei ist  $H_g'$  der Zug der normalen Hängebrücke. In der Tabelle 3 sind die Werte  $\varrho_p$  und  $\varrho_g$  angegeben.

Die Tabelle 3 zeigt, daß die Seilzüge erheblich zurückgehen, und zwar um so mehr, je kleiner  $2c$  bzw.  $\gamma$  wird. Den geringen Zügen entspricht ein kleineres Eigengewicht  $g_s$  und damit auch ein geringerer Wert von  $g$ . Diese Verminderung des Eigengewichtes in Feldmitte ist sehr wichtig. Des weiteren wird aber das Eigengewicht des Versteifungsbalkens und damit der Wert  $g$  abgemindert, weil infolge der bis in die Nähe der Viertelpunkte vorgehenden Schrägkabel die Biegemomente aus Verkehr erheblich herabgesetzt werden. Durch diese Verminderungen von  $g_s$  und  $g_0$  geht der Kabelzug weiter zurück.

Die Verminderung des Seilzuges des neuen Hängebrückensystemes gegenüber den bisher üblichen ist also bedingt einerseits durch den geringeren Krümmungsradius des Hauptkabels, der durch die obigen  $\rho$ -Werte gegeben ist, und andererseits durch das geringere Eigengewicht von

Tabelle 3.

$\gamma$	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	
$\rho_p$	0,510	0,578	0,640	0,698	0,750	0,798	0,840	
$\rho_g$	$\frac{g_0}{g} = 0,9$	0,559	0,620	0,676	0,728	0,775	0,818	0,856
	$\frac{g_0}{g} = 0,8$	0,608	0,662	0,712	0,758	0,800	0,838	0,872
	$\frac{g_0}{g} = 0,7$	0,657	0,704	0,748	0,819	0,825	0,858	0,888
	$\frac{g_0}{g} = 0,6$	0,706	0,747	0,784	0,849	0,850	0,878	0,904

Kabel und Verstärkungsbalken. Welche Ausmaße diese Verminderungen annehmen können, wird ein Zahlenbeispiel zeigen.

Zwischen der Wirkungsweise der Schrägseile in Hängebrücken und derjenigen bei vorgespannten Betonkonstruktionen besteht eine auffallende Analogie. Mit vorgespannten Betonbalken können wir größere Spannweiten erreichen, wenn wir die durch ihr Eigengewicht belasteten Balken hoch vorspannen. Koenen führte schon im Jahre 1907 derartige Versuche durch, die aber keinen Erfolg hatten, weil er mit einer unzureichenden Vorspannung arbeitete. Das gleiche gilt auch für die Schrägseile. Weil man sie bei ihren ersten Anwendungen nur in geringem Maße durch das Eigengewicht der Brücke vorspannte, hatten sie gegenüber den Verkehrslasten nicht den gewünschten Erfolg. Erteilt man ihnen jedoch hohe Vorspannungen von 25 000 bis 40 000 t/m<sup>2</sup>, so werden sie gegenüber den Verkehrslasten äußerst wirksam und vermindern die Biegemomente und Durchbiegungen aus antimetrischer Belastung auf einen Bruchteil.

## B. Beschreibung der Hängebrücken nach System Dischinger.

Bei den folgenden vier Hängebrückensystemen wurde die Spannweite der Golden-Gate-Brücke zugrunde gelegt. Eisenbahnbrücken mit derartig großen Spannweiten werden im allgemeinen in dicht besiedelten Bezirken benötigt, wo das Bedürfnis vorliegt, auch Schnellbahnen und einen großen Kraftwagenverkehr überzuleiten. Die Zusammenfassung aller drei Verkehrsarten ist wirtschaftlich vorteilhaft, weil eine Brücke für Eisenbahn und Schnellbahn durch den Straßenverkehr nur noch in bescheidenem Maße zusätzlich beansprucht wird. Deshalb werden die Brückensysteme gemäß dem Querschnitt Abb. 14 für folgende Verkehrslasten durchgerechnet:

- |                            |                            |
|----------------------------|----------------------------|
| a) 2 Vollbahngleise mit    | $p_1 = 2 \cdot 9 = 18$ t/m |
| b) 4 Schnellbahngleise mit | $p_2 = 4 \cdot 2 = 8$ t/m  |
| c) Straßenverkehr mit      | $p_3 = 6$ t/m              |
|                            | 32 t/m.                    |

Die Brücken sind zweigeschossig. Im unteren Geschoss sind die beiden Vollbahngleise sowie die vier Schnellbahngleise, im oberen Geschoss die Kraftwagenstraße mit 18,0 m Breite und die beiden Fußwege untergebracht. Die Hauptträgerentfernung ist 28,0 m. Für die Vollbahngleise wurde das Schotterbett durchgeführt, nicht dagegen für die Schnellbahngleise.

Abgesehen von Entwurf I wurde darauf geachtet, daß in den Seitenöffnungen die Verstärkungsbalken aus Stahl wegfallen und, soweit dies infolge des Vorgeländes notwendig ist, durch billigere Stahlbetonkonstruktionen er-

setzt werden können. Schon die Besprechung der Golden-Gate-Brücke und der George-Washington-Brücke hat gezeigt, daß die Verstärkungsbalken in den Seitenöffnungen im wesentlichen nur wegen der Übertragung der Windkräfte notwendig werden. Selbstverständlich ist der Wegfall von durchlaufenden Verstärkungsbalken nur möglich bei Brückensystemen, bei welchen die Verstärkungsbalken an den Pylonen Pfeilern starr eingespannt sind, wodurch gegenüber den Windkräften noch eine größere Steifigkeit erzielt wird als bei Durchlaufträgern.

Durch Zugrundelegen der gleichen Spannweite bei allen vier Brückensystemen soll eine Bewertung bezüglich ihrer Wirtschaftlichkeit ermöglicht werden. Das Brückensystem 3 ist besonders für Eisenbahnbrücken großer Spannweite geeignet, es läßt ohne weiteres Weiten bis 2000 m zu. Das System 4 dagegen, durch das sich besonders starre Brücken erreichen lassen, ist für kleinere Spannweiten vorteilhaft.

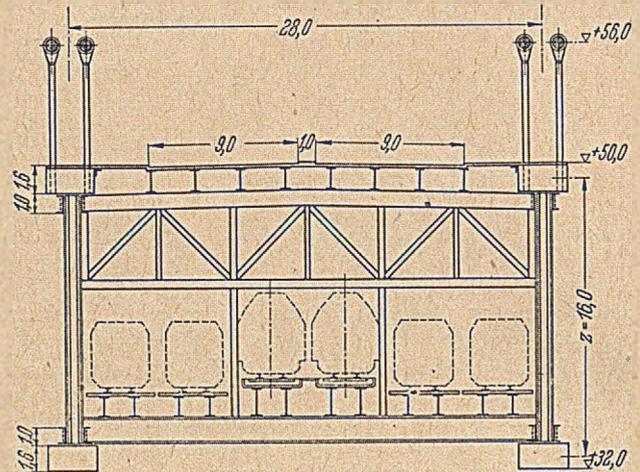


Abb. 14.

Die erreichbaren Größtspannweiten liegen hier bei etwa 1200 bis 1400 m. Die Systeme 2 bis 4, bei denen die Seitenöffnungen im allgemeinen nicht durch Stahl-, sondern durch Stahlbetonkonstruktionen überbrückt werden, sind gegenüber den Windkräften besonders steif.

### 1. Das erste Brückensystem (Abb. 15).

Bei diesem System ist der Verstärkungsbalken als über Haupt- und Nebenöffnungen durchlaufender Balken ausgebildet, der an der einen Pylone fest und an allen übrigen Stützpunkten beweglich gelagert ist. In dem mittleren Teil ist er auf 448 m Länge ( $\gamma = c/a = 224/640 = 0,345$ ) am Hauptkabel angehängt, während die restlichen Strecken durch Schrägkabel getragen werden. Infolge des geringen  $\gamma$ -Wertes ist der Zug des Hauptkabels verhältnismäßig klein und infolge des weiten Vorgeifens der Schrägkabel werden die Biegemomente bei einseitiger Belastung verhältnismäßig niedrig. Die Trägerhöhe konnte deshalb trotz der großen Verkehrslast von  $p = 32$  t/m auf  $z = l/80 = 16$  m eingeschränkt werden. Der Verstärkungsbalken ist demnach erheblich schlanker als derjenige der alten Köln-Mülheimer Straßenhängebrücke.

Da sich im Bereich der Pylonen die Züge der einzelnen Schrägkabel gegeneinander ausgleichen müssen, sind diese in den Pylonen (unterhalb des Sattellagers des Hauptkabels) auf Pendel gelagert. An den Verankerungsstellen der Schrägkabel im Verstärkungsbalken der Seitenöffnung ist der letztere durch Zwischenpfeiler unterstützt. Zwecks Verminderung der Biegemomente und der Durchbiegungen der Hauptöffnung wurden die Nebenkabel und das Hauptkabel durch lotrechte Seile an den erwähnten Zwischenpfeilern verankert. Diese Kabel haben bei Eigengewichtsbelastung großen Durchhang  $f_0$ , wodurch sich ein ent-

sprechend niedriger ideeller Seilmodul  $E_{Si}$  ergibt. Durch diese starre Verankerung wird die zusätzliche Dehnung im Bereich der Seitenöffnungen zum größeren Teil beseitigt. Man könnte nun daran denken, derartige Rückhaltungen auch in der Hauptöffnung anzuordnen. Die Untersuchung zeigt jedoch, daß mit der elastischen Verankerung am Versteifungsbalken der Mittelöffnung keine Vorteile erreicht werden.

Die Hängebrücke Abb. 15 ist eine echte, weil das Hauptkabel in Fundamentblöcken verankert ist. Der Zug der Schrägkabel dagegen wird durch Druckkräfte im Versteifungsbalken aufgenommen. Man könnte deshalb die Brücke für diesen Bereich auch als unechte ansprechen. Jedoch ist bei der Berechnung auch hier die Verformungstheorie maßgebend, weil sich bei einer Belastung des vorkragenden Teils des Versteifungsbalkens (im Bereich der Schrägkabel) der Hebelarm der inneren Kräfte mit dem Durchhang der Schrägkabel ständig ändert.

Die Druckkräfte des Versteifungsbalkens sind wie bei jeder echten Brücke gleich Null, soweit der betr. Brückenteil an das Hauptkabel angehängt ist. In dem Bereich der Schrägeisele dagegen ergeben sich gestaffelt nach den Pylonen zunehmende Druckkräfte, die auch zunehmenden Querschnitt erforderlich machen. Das dadurch bedingte Mehrgewicht hat aber in bezug auf die Pylonenlager geringen Hebelarm und bedingt nur kleine zusätzliche Kabelkräfte.

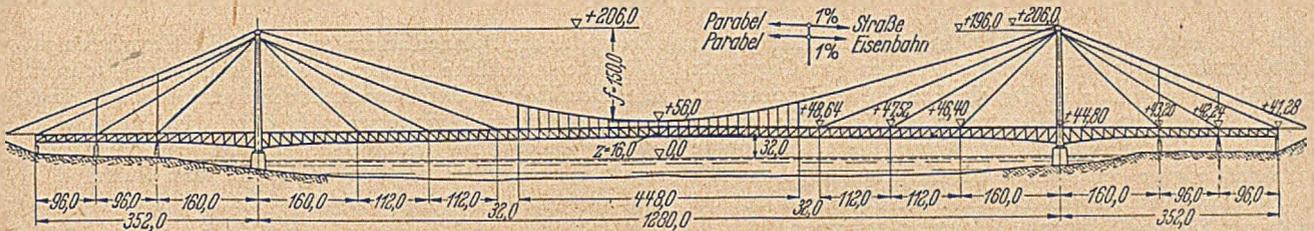


Abb. 15 (System 1).

Das Gesamtsystem ist hochgradig statisch bestimmt. Die Anzahl der statisch unbestimmten Größen beträgt dreizehn, ohne Berücksichtigung der oben erwähnten lotrechten Verankerungsseile in den Nebenöffnungen. Die Berechnung wird noch dadurch erschwert, daß an Stelle der linearen Elastizitätstheorie die Verformungstheorie der echten Hängebrücke tritt. Dabei ist zu berücksichtigen, daß sich bei Verkehrsbelastung in der Hauptöffnung nicht nur der Pfeil der Schrägkabel, sondern auch der Pfeil des Hauptkabels auf dessen lastfreien Strecken gegenüber der zugehörigen Sehne ändert. Es ist dem Verfasser jedoch gelungen, ein Verfahren zu entwickeln, mit dem sich ein derartiges System für die wichtigsten Belastungsfälle in wenigen Tagen überschlagen läßt. Die genaue Ermittlung der Einflußlinien erfordert selbstverständlich längere Zeit.

Gegenüber den Windkräften ist das Tragwerk sehr steif, weil die Hauptöffnung an den Pylonen infolge der geringen Spannweite der Seitenöffnungen fast starr eingespannt ist. Die Verankerungsblöcke müssen nur den Zug des Hauptkabels aufnehmen. Die Züge der Schrägkabel werden durch den Versteifungsträger ausgeglichen und der Zug des Hauptkabels ist, wie dargelegt, wesentlich geringer als bei einer Hängebrücke üblicher Bauart.

Ein gewisser Nachteil ist es, daß sich der Versteifungsbalken, der die Züge der einzelnen Schrägseile ausgleicht, auch auf die Nebenöffnungen erstrecken muß. Des weiteren sind die Temperaturverschiebungen groß. Die maßgebende Dehnungslänge beträgt  $1280 + 352 = 1632$  m, sie bedingt bei einer Temperaturänderung von  $\pm 25^\circ$  eine Fuge von etwa 40 cm. Diese Nachteile sind bei den folgenden Brückenarten ganz oder teilweise vermieden.

Die Montage der Brücke erfolgt in üblicher Weise mit Hilfe des zunächst montierten Hauptkabels. Sobald der Versteifungsbalken genügend weit vorgebaut ist und das

erste Schrägkabel eingebaut werden kann, werden die Lasten von dem Hauptkabel auf dieses Schrägkabel übergeleitet. Hierbei kann man verschiedene Wege gehen. Man kann die Überleitung mittels hydraulischer Pressen tätigen, man kann sie aber auch durch eine überhöhte Montage des Versteifungsträgers durchführen. Zu diesem Zweck muß an den Pylonen ein Gelenk angeordnet werden, um die entsprechende Winkeldrehung zu ermöglichen. Die weitere Montage erfolgt unter Zuhilfenahme des Hauptkabels mit nachträglicher Überleitung auf die anderen Schrägkabel, wobei wiederum die Anspannung durch Pressen oder durch Überhöhung bei gleichzeitiger Schaffung provisorischer Gelenke erfolgen kann. Die Montage des Versteifungsbalkens im mittleren, an das Hauptkabel angehängten Teil erfolgt in der üblichen Weise. Um die Verbindung mit den schon fertiggestellten, an den Schrägkabeln angehängten, vorkragenden Teilen des Versteifungsbalkens zu schaffen, kann man an diesen Punkten konzentrierte Lasten mittels Betonblöcken aufbringen.

## 2. Das zweite Brückensystem (Abb. 16).

Dieses besteht aus zwei Kragträgern und einem Einhängträger, der auf den Kragträgern elastisch gelagert ist. Die Eigengewichtslasten des Einhängträgers, der eine Länge von 480 m besitzt ( $\gamma = 0,375$ ), werden vom Hauptkabel getragen. Die Lasten der Kragträger, die 400 m vorkragen,

werden jeweils von zwei Schrägseilen übernommen. Die Züge der Schrägkabel werden hierbei nicht untereinander ausgeglichen, sondern die Schübe werden an die Pylonenpfeiler abgegeben, die sie bei Felsboden leicht aufnehmen können. In Abb. 16 wurde vorausgesetzt, daß das Gelände rasch ansteigt, so daß für die Seitenöffnungen nur einfache Stahlbetonbalkenbrücken geringer Spannweite erforderlich sind. In den Seitenöffnungen sind die einzelnen Kabel wiederum durch senkrechte Verankerungen festgelegt.

Die Temperaturverschiebungen des Systems 2 sind wesentlich kleiner als beim System 1. Die Verschiebungen am beweglichen Lager des Einhängträgers folgen aus der Gesamtweite von etwa 1255 m und bei  $25^\circ$  Temperaturänderung zu rd. 30 cm.

Der von dem Hauptkabel getragene Einhängträger ist auf den Kragträgern elastisch gelagert. Die größten Momente treten in ihm auf, wenn sich die Belastung nur auf den Einhängträger erstreckt, weil in diesem Falle die sehr steifen Kragträger der Durchbiegung entgegenwirken. Das Hauptkabel kann aber nur bei bestimmten Durchbiegungen zum Tragen kommen, und infolgedessen muß der Einhängträger einen erheblichen Teil seiner Verkehrslast durch Biegemomente nach den Kragträgern übertragen, um die Kragenden so weit zu senken, daß das Hauptkabel zur Wirkung kommt. Mit Rücksicht auf diese Trägerwirkung erhält der Einhängträger nur eine Länge von 480 m, so daß 400 m weit gespannte Kragträger erforderlich werden. Zugleich wurde die Trägerhöhe auf  $z = 1/70 = 18,0$  m erhöht.

Auf den ersten Blick könnte man glauben, daß der Eisenbahnverkehr durch die Unstetigkeiten der Biegelinie an den Gelenken beeinträchtigt werden könnte. Das ist aber nicht der Fall, weil die maßgebende Biegelinie für halbseitige Belastung viel günstiger ist als bei einer

üblichen Hängebrücke und die Unstetigkeiten an den Gelenken leicht durch längere Schleppträger ausgeglichen werden können.

Während die Schrägkabel bei System 1 in den Pylonen auf Pendeln gelagert sind, so daß ihre waagrechten Verschiebungen dauernd unabhängig von denen des Hauptkabels bleiben, ist es bei System 2 und den folgenden Systemen zweckmäßig, Pendel oder Rollenlager für die Schrägkabel nur provisorisch für die Zeit der Montage anzuordnen und nach Aufbringung der Eigengewichtslasten wieder auszuschalten. Damit ergeben sich große Vorteile bezüglich der Momente und der Durchbiegungen. Wenn z. B. nur die Kragarme belastet sind, werden die Züge der beiden Schrägkabel in der Nebenöffnung von allen drei Strängen, d. h. unter Mitwirkung des Hauptkabels aufgenommen. Das gleiche gilt auch bei Belastung des Einhängträgers. Die seitliche Ausbiegung der Pylonen

sind. Der Verankerungsblock muß bei System 2 schwerer als bei System 1 werden. Dieser Nachteil läßt sich vermeiden, wenn man nach Abb. 16a zwischen den Pylonen und den Verankerungsblöcken jeweils ein flaches Gewölbe einschaltet (Spannweite etwa 220 m), dessen Schub  $H_g$  von ungefähr gleicher Größe ist wie die Summe der Züge der beiden Schrägkabel. Dadurch werden die Horizontalkräfte auf die Verankerungsblöcke wesentlich herabgesetzt. Außerdem ergibt sich der Vorteil, daß von dem Gewölbe große Vertikalkräfte an den Verankerungsblock abgegeben werden, wodurch dieser in seinem Eigengewicht weiter herabgesetzt wird. Die Einschaltung der Gewölbe nach Abb. 16a ist allerdings vom Gelände abhängig.

Wenn dies nicht möglich ist, kann man auch nach Abb. 16b die Verbindung der Pylonenfundamente mit den Verankerungsblöcken durch schrägliegende, der Gelände-neigung angepaßte Druckbalken aus Stahlbeton herstellen.

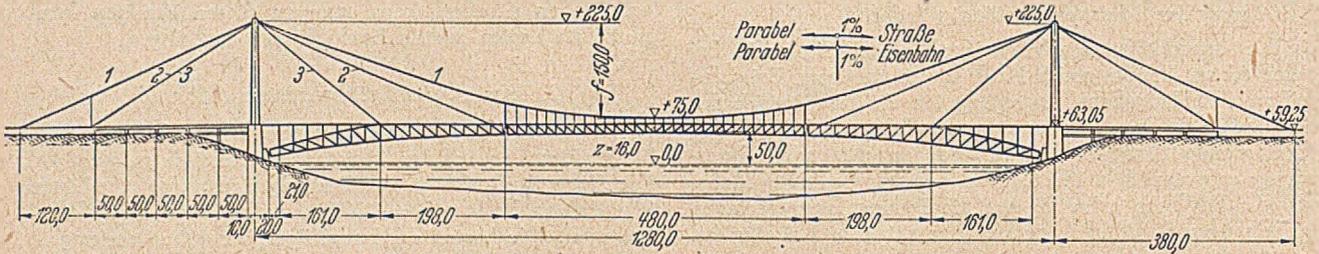


Abb. 16 (System 2).

wird entsprechend kleiner. Es ist nur notwendig, die Schnittpunkte aller Kabel an den Pylonen (im Gegensatz zu Abb. 15) ungefähr in der gleichen Höhe anzuordnen, wodurch auch in architektonischer Hinsicht eine befriedigendere Lösung gegeben ist. Wenn die Schnittpunkte in verschiedener Höhenlage liegen, dann ergeben sich Biegemomente in den Pylonen, die allerdings erst bei größeren Höhendifferenzen Bedeutung gewinnen.

Der Montagevorgang ist im Prinzip der gleiche wie bei System 1, er wird jedoch dadurch erleichtert, daß die Kragarme an den Pylonen gelenkig gelagert sind, so daß die Kragträger mittels des Hauptkabels überhöht montiert und die Schrägkabel durch Absenken des Kragträgers in Spannung gesetzt werden können.

Bezüglich der Übertragung der Windkräfte ist System 2 dem System 1 überlegen, weil die Einspannung des Versteifungsbalkens an den Pylonen starr ist, während bei System 1 immerhin eine gewisse elastische Nachgiebigkeit vorhanden ist. Durch die eingeschalteten Gelenke werden die Nullpunkte der Momente infolge Wind gegen die Feldmitte vorgeschoben, wodurch die positiven Windmomente verkleinert und die negativen vergrößert werden. In dem Bereich der negativen Momente, d. h. in den Kragträgern ist aber ein größeres Trägheitsmoment vorhanden, so daß die Durchbiegung geringer wird. Dazu kommt, daß in dem Bereich der Kragträger zwischen den Pylonen und der Verankerung des ersten Kabels, in welchem sich der Kragträger von der Fahrbahnkonstruktion ablöst, der waagrechte Abstand der beiden Tragwände beliebig vergrößert werden kann. Dieser Abstand beträgt in dem Bereich des Einhängträgers 28,0 m, es bereitet keine Schwierigkeiten, ihn bis zu den Pylonen auf 40 oder 50 m zu vergrößern. Die Durchbiegungen infolge Wind können so erheblich herabgesetzt werden. Die Verminderung der waagrechten Durchbiegung ist aber für Eisenbahnbrücken mindestens ebenso wichtig wie die Einschränkung der lotrechten Durchbiegungen. In dieser Hinsicht bietet demnach System 2 gegenüber System 1 gewisse Vorteile.

Wie schon erwähnt, haben wir bei der Brücke Abb. 16 die Schübe der Kragträger in die Pylonenfundamente eingeleitet. Die diesen Schüben das Gleichgewicht haltenden Zugkräfte müssen von den Verankerungsblöcken übernommen werden. Das Pylonenfundament erhält durch die Schrägkabel waagrechte Kräfte, die landeinwärts gerichtet

Da weder die Pylonenfundamente noch die Verankerungsblöcke eine seitliche Bewegung ausführen dürfen, müssen die Druckbalken durch hydraulische Pressen vorgespannt werden. Um das Auspressen nicht durch das Eigengewicht dieser Balken zu erschweren, sondern zu erleichtern, müssen die Pressen an dem höchstgelegenen Punkt, d. h. an dem Übergang zum Pylonenfundament angeordnet

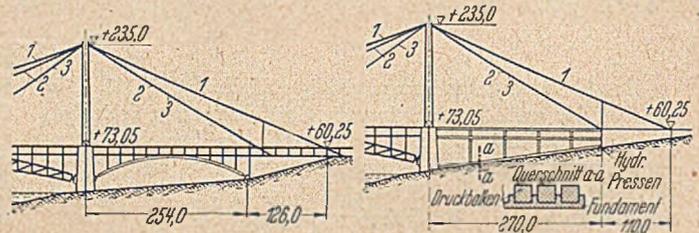


Abb. 16 a.

Abb. 16 b.

werden. Zum Zwecke einer mehrfachen Verwendung der hydraulischen Pressen ist es erforderlich, die gewaltigen Druckkräfte durch eine größere Anzahl von Druckbalken zu übertragen. Damit diese bei dem Auspressen in seitlicher Richtung nicht ausknicken können, werden sie zweckmäßig nach Abb. 16b in einem Fundament mit seitlichen Führungen betoniert. Zur Erleichterung der Gleitung gegenüber dem Fundament sind zwischen Druckbalken und Fundamentkörper bituminierte Pappen einzulegen. Da der Beton den Kriechwirkungen unterliegt, müssen die Druckbalken mehrfach nachgespannt werden.

### 3 Das dritte Brückensystem (Abb. 17 und 18).

Das dritte Brückensystem soll die Nachteile des Systems 2 ausschalten. Diese bestehen in den Gelenken des Einhängträgers und in den dadurch gegebenen Unstetigkeiten der Biegelinie. Außerdem erfordert System 2 an den Pylonen größere Konstruktionshöhe als System 1. Der Entwurf Abb. 17 erfordert zwar an den Pylonen eine ähnliche Konstruktionshöhe, diese ist aber bei dem Entwurf Abb. 18 geringer. Wir besprechen zunächst den Entwurf Abb. 17.

Bei diesem wird nur die Hauptöffnung durch eine Stahlkonstruktion überbrückt und auch hier werden mittels der Schrägkabel Kragträger vorgebaut. Der eigentliche

Versteifungsbalken wird nun auf diesen Kragträgern gestützt. Es entsteht damit ein durchlaufender Träger, der an den Pylonen starr und auf den beiden Kragträgern in je zwei Punkten elastisch gelagert ist und des weiteren im mittleren Bereich des Hauptkabels ebenfalls elastisch angehängt wird. Der Versteifungsbalken, der in sechs Punkten gelagert ist, ist demnach bei Berücksichtigung der Wirkung des Hauptkabels vierfach statisch unbestimmt. Jeder der Kragträger stellt für sich ein dreifach statisch unbestimmtes System dar, das zunächst mit Berücksichtigung der Verformung gelöst werden muß. Die Kabel

dargestellt. Von der Lösung Abb. 17 unterscheidet sie sich dadurch, daß sich der elastisch gelagerte Durchlaufträger nicht bis zu den Pylonen erstreckt, sondern zwischen den Verankerungspunkten der beiden Schrägkabel endigt. Das Mittelstück des Durchlaufträgers, das am Hauptkabel angehängt wird, ist 600 m lang, die Seitenöffnungen haben nur 78 m Spannweite, was genügend ist. Die Gurtungen des durchlaufenden Trägers und der beiden Kragträger haben auf der gemeinsamen Strecke dieselbe Höhenlage, so daß das Gesamtsystem eine bogenförmige gemeinsame untere Gurtlinie besitzt. Der Hauptträgerabstand beim

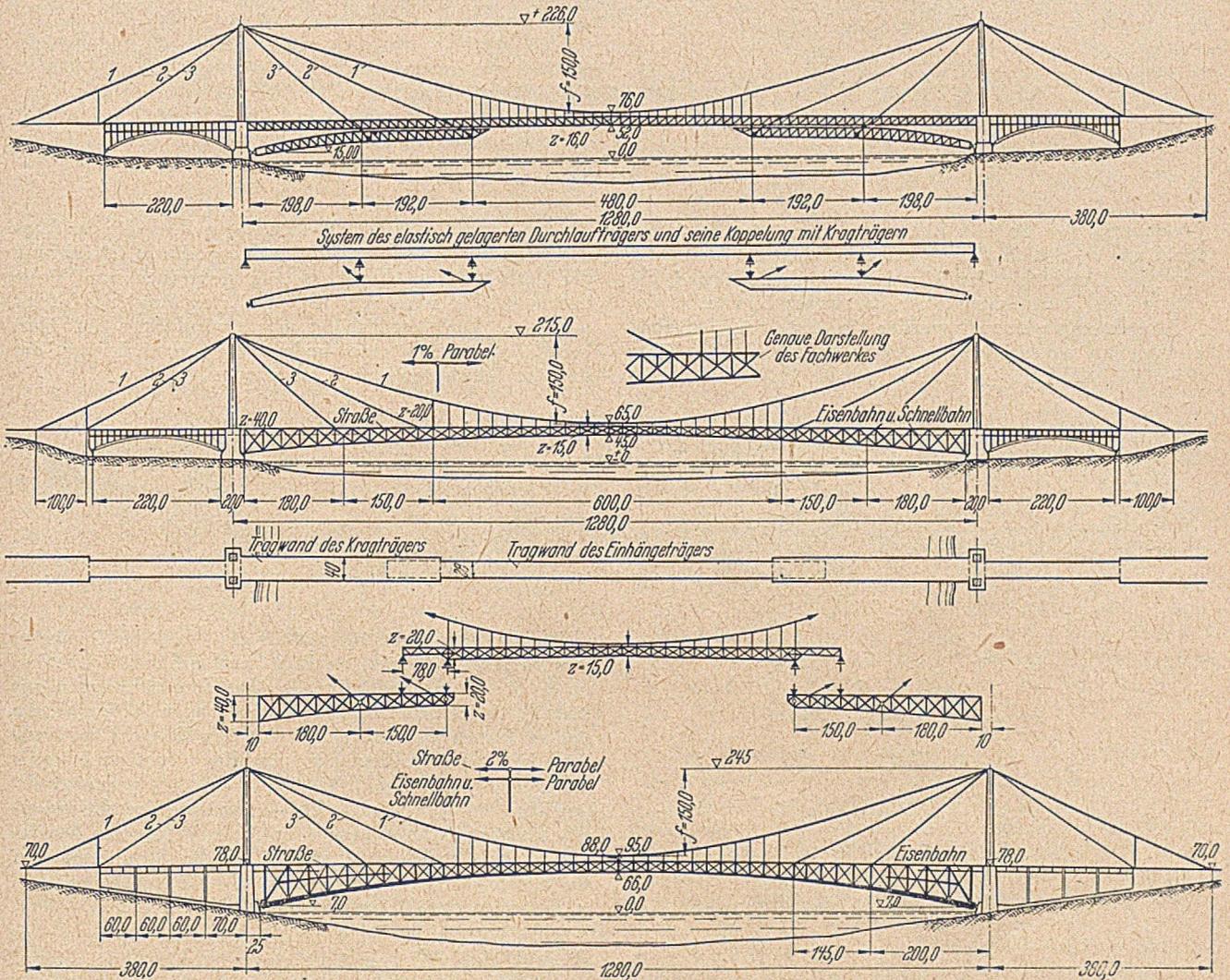


Abb. 17 (System 3), 18 (System 3a), 19 (System 4).

der Seitenöffnungen werden ebenso wie bei System 2 nach Aufbringen der Eigengewichtslasten durch Ausschalten der Rollenlager der Schrägkabel miteinander gekoppelt, um die Durchbiegungen und die Biegemomente des Versteifungsbalkens der Hauptöffnung zu vermindern. Ebenso werden zu dem gleichen Zweck die Kabel der Seitenöffnungen durch senkrechte Seile an den Fundamenten verankert, wodurch sich die Durchbiegungen der Hauptöffnung weiter vermindern und die Anzahl der statisch unbestimmten Größen weiter erhöht.

Biegemomente und Durchbiegungen dieses Brückensystems sind in jeder Hinsicht befriedigend. In architektonischer Hinsicht dagegen wird sich mancher an den Absätzen in der Seitenansicht stoßen, die sich allerdings durch ein Ineinanderschieben der beiden Tragwerke (Kragträger und durchlaufende Träger) in lotrechter Richtung wesentlich verbessern lassen.

Eine statisch gleichwertige und in architektonischer Hinsicht befriedigende Lösung ist als Variante in Abb. 18

Einhängträger ist 28 m, bei den Kragträgern dagegen 40 m. Da die Tragwerke in verschiedenen Ebenen liegen, bereitet die Überschneidung und die Lagerung des Einhängträgers auf den Kragträgern keine Schwierigkeiten. Der größere Hauptträgerabstand der Kragträger hat außerdem den schon erwähnten Vorteil, daß die Windkräfte mit geringeren Durchbiegungen und geringeren Spannungen übertragen werden können. Die Koppelung sämtlicher Kabel in den Seitenöffnungen, die Rückverankerung in den Fundamenten und die konstruktive Ausbildung der Seitenöffnungen ist die gleiche wie bei System 2. Auch bereitet es keine Schwierigkeiten, zwecks weiterer Erhöhung der Steifigkeit gegenüber Wind den Abstand der unteren Gurtungen des Kragträgers nach den Pylonen hin noch mehr zu verbreitern. In dem Entwurf einer Brücke mit 2000 m Spannweite wurde hiervon Gebrauch gemacht.

Das Tragsystem Abb. 18 wird in Abschnitt C noch ausführlich besprochen und mit den üblichen Hängebrückensystemen verglichen. (Schluß folgt)

## Die neue Brücke über die Mosel bei Schweich.

Von Dipl.-Ing. Franz Vaessen, Oberingenieur der Hochtief A.-G. Essen.

Die im Verlauf des letzten Krieges zerstörte Brücke über die Mosel bei Schweich bestand im Bereich des Stromes aus drei vollen Stahlbetongewölben, von denen jedes eine lichte Weite von 46,0 m überspannte. Auf dem linken Ufer schlossen sich sechs unbewehrte Betongewölbe als Flutöffnungen mit Spannweiten von 15 m an. Die

von 5,40 m auf 7,50 m und die beiden Fußwege von 0,60 m auf je 1,50 m verbreitert wurden. Insgesamt war also eine Verbreiterung der Brücke von 6,60 m auf 10,50 m vorgesehen. Dabei sollten die im Fluß erhalten gebliebenen Gründungen möglichst ohne kostspielige Verstärkung wieder benutzt werden. Das war um so schwieriger, als

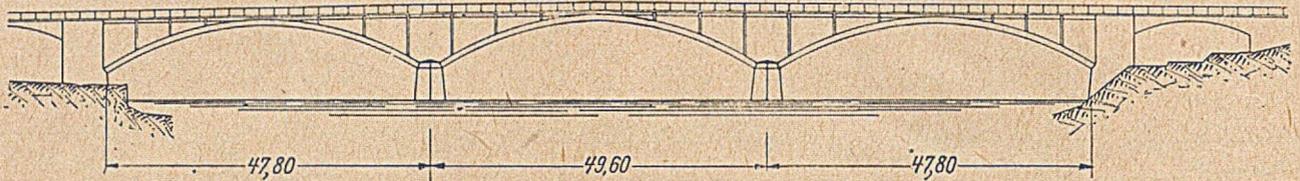


Abb. 1. Ansicht der Moselbrücke bei Schweich.

Fortsetzung der Strombrücke auf dem rechten Ufer bestand aus zwei kleineren Betongewölben, von denen das eine die Durchfahrt der Moseltalbahn freihielt und das andere die Überquerung eines Fahrweges bildete.

Die Sprengladungen wurden in den beiden Strompfeilern und am landseitigen Kämpfer des Gewölbes über der Moseltalbahn angelegt. So wurden durch die Spreng-

mit der Vergrößerung der Gesamtlasten durch die Brückenverbreiterung eine weitere Erhöhung durch Einführung der Verkehrslasten der Klasse IA verbunden war. Volle Betongewölbe nach Art der zerstörten Brücke schieden also aus. Die Verstärkung der Gründungen im Fluß konnte nur durch eine bedeutende Verminderung der Eigengewichtslasten vermieden werden.

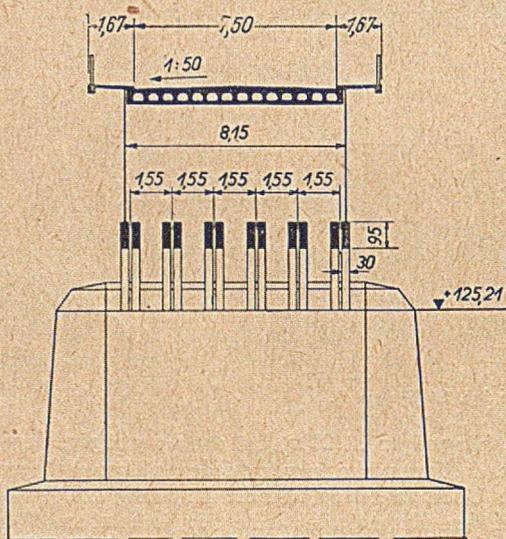
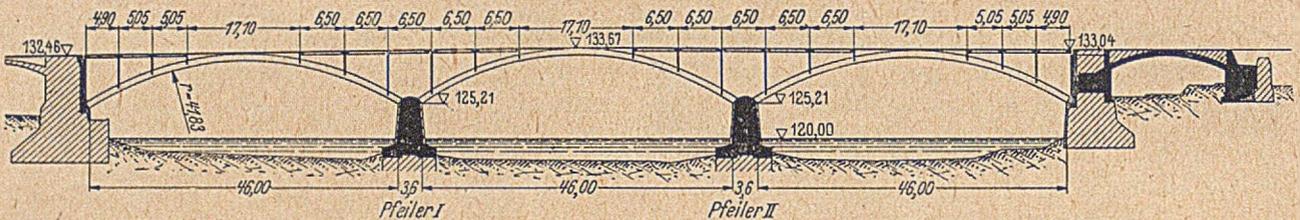


Abb. 2. Längs- und Querschnitt durch die Brücke.

ngung die Strombögen und die beiden Mittelpfeiler bis auf die Fundamentsockel in Trümmer gelegt, und von den zwei Durchlässen auf dem rechten Ufer blieben nur Fundamentreste bestehen. Dagegen wurden die beiden Landwiderlager nur leicht beschädigt, und die Flutbrücken auf dem linken Ufer blieben ohne Schaden.

### Die Konstruktion.

An diese Gegebenheiten hatte der Entwurf für die neue Brücke anzuknüpfen. Hierbei war zu berücksichtigen, daß die Fahrbahn gegenüber dem früheren Zustand

Ein weiterer Gesichtspunkt für die Wahl der Bauweise war durch den Mangel an Rüst- und Schalholz gegeben. Es mußte versucht werden, die drei Stromöffnungen mit einer Fertigbetonkonstruktion zu überbauen. Vorgespannte Balken kamen als Hauptträger nicht in Betracht, weil wegen der hochliegenden Landanschlüsse genügend Raum für eine unter der Fahrbahn verlaufende Bogenkonstruktion zur Verfügung stand. Da die statische Berechnung ergab, daß ungleiche Bogenschübe die unverstärkten Fundamente nicht gefährdeten, wurde für die Stromöffnungen ein Tragwerk aus je 6 leichten Zweigelenkbogenrippen in Fertigbetonausführung gewählt (Abb. 1 und 2).

Nun galt es, die 46 m weit gespannten Bögen so zu gliedern, daß die Teilstücke einerseits mit Rücksicht auf Herstellung und Einbau ein möglichst geringes Gewicht erhielten, andererseits im fertigen Bauwerk die einheitliche Wirkung der monolithischen Bauweise nicht vermissen lassen.

Eine statisch günstige Teilung der Bögen ergab sich zunächst in ihren Scheitelpunkten. Für den Zusammenschluß an dieser Stelle wurden einfache Betongelenke vorgesehen, die sogleich nach der Absenkung der nur durch ihr Eigengewicht belasteten Bögen geschlossen wurden. Trotz der einfachen Ausführung dieser Montagegelenke und der hierin begründeten unvollkommenen Wirkung traten in den Bögen keine nennenswerten Zusatzspannungen auf, da zur Zeit dieser Wirkung die Gelenkdrücke noch gering waren. Die Kämpfer wurden mit Panzergelenken nach dem System Dr. Burckhardt versehen.

Die so vorgenommene Teilung der Bögen genügte jedoch noch nicht, um für die Montage günstige Gewichte der einzelnen Stücke zu erzielen, da die Höchstgrenze mit Rücksicht auf das vorgesehene Montagegerät bei 20 t liegen sollte. Deshalb wurden die Rippen auch der Breite nach in 2 Lamellen mit einer Höhe von 92 cm und einer

Breite von 30 cm zerlegt. Auf diese Weise ergaben sich Montagegewichte von 17 t.

Für das ganze Bauwerk wurden 72 solcher Fertigteile benötigt, und es lag im Sinne einer serienmäßigen Herstellung, daß diese die gleiche Form erhielten. Wesentlich war hierbei, daß für alle Teile die Krümmungen die gleichen waren, da hierdurch die Schalarbeit sehr vereinfacht und die benötigte Menge des Schalungsmaterials beschränkt werden konnte. Deshalb wurde der Einfluß einer Abweichung der Bogensystemlinie von der Eigengewichtstützlinie untersucht. Es ergab sich, daß die Momente aus ständiger Last unerheblich sind, wenn die Stützlinie durch einen Kreisbogen ersetzt wird. Hierin ist diese leichte Bauart also im Vorteil gegenüber der Verwendung von vollen Gewölbequerschnitten, wo eine geringe Abweichung von System- und Stützlinie infolge der hohen Normalkräfte aus Eigengewicht bedeutende Momente hervorruft. So konnte für alle Bögen ein einheitlicher Kreisradius von 41,83 m gewählt werden.

Da die Bogenscheitel überall bis dicht unter die Fahrbahn reichen sollten, wurden die Höhenlagen der einzelnen Kämpfer dem Längsgefälle der Fahrbahn angepaßt.

Die Doppellamellen lassen im Bauwerk zwischen sich einen Abstand von 8 cm. An den Stellen der Fahrbahnauflagerung sind sie fest miteinander verbunden. Hierdurch verhalten sie sich hinsichtlich der Knicksicherheit fast genau so wie eine ungeteilte Rippe. Die für die Montage vorgenommenen Aufteilungen bedingen also gegenüber der monolithischen Bauweise keine ungünstigere Wirkung.

Der Abstand von 8 cm zwischen den Lamellen wurde angeordnet, um durch die so entstehende und deutlich sichtbare Schattenkante eine Belebung der Ober- und Unterflächen der Bögen zu erzielen und hierdurch zu erreichen, daß die an sich schon schlank gehaltenen Bögen noch leichter erscheinen.

Von besonderer Bedeutung für die Gestaltung der Brücke war die Durchbildung der Fahrbahnunterstützung, die sich der schlanken Art des Haupttragsystems anpassen hatte und auch auf die Strompfeiler abgestimmt werden mußte. Die schweren Pfeiler duldeten unmittelbar über ihren Köpfen keine Fortsetzung nach oben durch schlanke Stützen oder dünne Wände; aber auch eine breite Erhöhung bis hinauf zur Fahrbahn war mit Rücksicht auf die aufgelöste Art der seitlich anschließenden Konstruktionsglieder unmöglich. Deshalb wurden die Pfeiler von Aufbauten frei gehalten und die ersten Fahrbahnunterstützungen erst in einem Abstand von 1,50 m von den Kämpfern auf die Bögen gesetzt.

Für die Fahrbahnunterstützung bot sich neben der für die Ausführung gewählten vollwandigen Konstruktion die Möglichkeit einer Auflösung in Querrahmen. Von dieser Bauart wurde jedoch Abstand genommen, da ein Modell zeigte, daß die vielen Stützen die Geschlossenheit des Gesamteindrucks störten. Außerdem verteilen starre Querwände die großen Einzelkräfte aus den Verkehrslasten in viel günstigerer Weise auf mehrere Bögen, als dies durch elastische Rahmen möglich wäre. Die weitgehende Querverteilung war für die Bemessung der Bogenlamellen von entscheidender Bedeutung.

Die Querwände, die mittels Stahlschalung ortsfest betoniert wurden, reichen ungefähr bis zur Unterkante der Bögen hinab. An diesen Stellen wurden zur Herstellung einer Verbindung in den Lamellen kegelförmige Aussparungen gelassen, welche die Anordnung einer durchgehenden Bewehrung gestatteten. In ihren oberen Teilen sind die Querwände nur leicht senkrecht und waagrecht bewehrt.

Die Fahrbahnkonstruktion wurde zur Erzielung einer guten Steifigkeit gegen Winddruck ebenfalls ortsfest betoniert. Eine Möglichkeit, hierbei die zur Herstellung der Querwände benutzte Standardstahlschalung ohne viele Paßstücke wieder zu verwenden, bot wegen ihrer ebenen

Untersicht die Hohlplatte nach dem System Dr.-Ing. Olsen, die sich außerdem durch geringen Eisenbedarf auszeichnet. Eine obere Platte von i. M. 16 cm und eine untere von 10 cm Stärke sind durch Längs- und Querrippen zu kastenförmigem Querschnitt miteinander verbunden. Die Zwischenräume wurden beim Betonieren durch Hohlsteine freigehalten.

Da die Platte ohne besondere Abdeckung unmittelbar befahren werden soll, wurde ihre oberste Schicht bei einer Eisenüberdeckung von 3 cm aus gebrochenem Material hergestellt. Sie erhielt einen Zementzusatz von 350 kg/m<sup>3</sup> und wurde mit der Rüttelbohle abgezogen.

Die Bewegungsfugen der Fahrbahnkonstruktion liegen in Abständen von rd. 50 m über den Landpfeilern und im Bereich der Strompfeiler über den diesen benachbarten Querwänden der Mittelöffnung. Sie wurden nach Art von Gerbergelenken ausgebildet und erhielten zur Gewährleistung der horizontalen Beweglichkeit Stahlrollen zwischen Blechplatten. Die Abdeckung übernehmen Gummibänder, die zu beiden Seiten der Fugen zwischen Stahlbacken geklemmt sind.

Die neu erstellten Flußpfeiler wurden mittels bewehrter Vorkragungen an die bestehenden Fundamentreste angeschlossen, wobei die alten und die neuen Teile verzahnt ineinandergreifen. Bei den Landpfeilern war zur Herstellung des Anschlusses der neuen Fahrbahnkonstruktion und der Bogenkämpfer die Umklammerung der aufgehenden Schäfte mit einer rd. 60 cm starken Schale aus bewehrtem Beton erforderlich. Hierbei wurden die einer früheren Geschmacksrichtung entsprechenden Verzierungen beseitigt, so daß die Pfeiler nur noch schlichte, ebene Außenflächen zeigen.

Auch für die Landpfeiler genügte infolge des leichten Überbaues die alte Fundierung trotz der Verbreiterung der Brücke. Bei der Wiederherstellung der Durchlässe auf dem rechten Flußufer wurden die beiden Verkehrswege durch ein gemeinsames Stahlbetongewölbe überspannt. Eine Anwendung der Fertigbetonbauweise scheidet hier aus, da diese wegen der darüber liegenden Straßenabzweigung zu umständlich geworden wäre.

#### Statik.

Der statischen Berechnung liegen die Lastannahmen der Brückenklasse I A zu Grunde. Bei der Bemessung der Betonquerschnitte wurde nur mit den für B 225 zulässigen Spannungen gerechnet, obwohl der Mittelwert der bei der Ausführung erzielten Würfelsteifigkeit  $W_b 28 = 370 \text{ kg/cm}^2$  betrug. Die Bewehrung ist aus Betonstahl I, da die rechtzeitige Beschaffung von hochwertigem Stahl nicht möglich war.

Die Fahrbahnkonstruktion wurde außerhalb des Bereiches der Bogenscheitel als durchlaufende, über den Querwänden starr gestützte Platte berechnet. Hierbei wurde für den Einfluß der konzentriert angreifenden Verkehrslasten die querverteilende Wirkung der Platte mit Hilfe der von Olsen und Reinitzhuber aufgestellten Einflußflächen berücksichtigt. Die Berechnung wurde zunächst unter der Annahme einer massiven Platte durchgeführt, und hierauf wurden die so erhaltenen Schnittkräfte sinngemäß der Bemessung des aufgelösten Systems zu Grunde gelegt. Ein bei anderer Gelegenheit durchgeführter Großversuch hat die Berechtigung hierzu erwiesen. Die Hohlplatte ist im Verbrauch an Beton zwar etwas aufwendiger als ein Plattenbalkensystem mit Querverteilungsrippen, da zu der oberen Platte und den Rippen noch eine untere Platte hinzukommt. Aber letztere trägt soviel zur Torsionssteifigkeit und zur Lastverteilung bei, daß der Mehrverbrauch an Beton durch die Stahlersparnis ausgeglichen wird.

Die Lamellenrippen des Haupttragsystems wurden für die senkrechten Verkehrslasten als Zweigelenkbögen berechnet. Zur Berücksichtigung der verteilenden Wirkung der Querwände wurden diese und die 6 Doppellamellen

als Trägerrost erfaßt. Da die Querwände im Vergleich zu den Bogenrippen starr sind, stellen sich die Querverteilungslinien als gerade Linien dar (Abb. 3). Naturgemäß ist diese verteilende Wirkung für die mittleren Rippen stärker als für die Außenrippen, nach denen sich also der Spannungsnachweis zu richten hatte. Da aber alle Rippen mit Rücksicht auf Transport und Montage gleich stark beehrt wurden, enthält das Tragwerk im Ganzen eine zu-

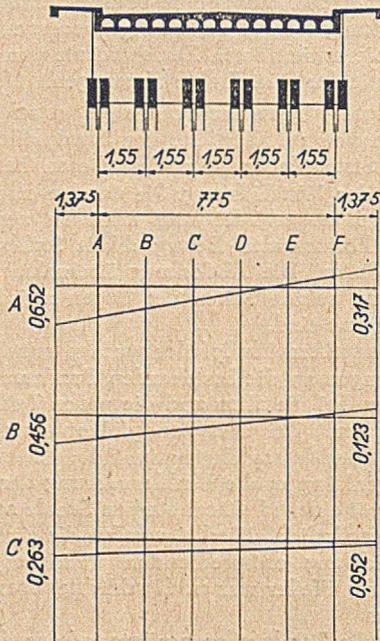


Abb. 3. Einflußlinien für die querverteilende Wirkung der Fahrbahnunterstützung.

sätzliche Sicherheit, die noch dadurch erhöht wird, daß die für die Montage errechneten Eisen etwas reichlicher sind, als es für die am stärksten beanspruchten Randrippen in eingebautem Zustand erforderlich gewesen wäre. Die zulässige Höchstbeanspruchung der Stähle wurde auch für den Montagezustand mit  $1400 \text{ kg/cm}^2$  angenommen. Nach der demnächst erscheinenden Neufassung der DIN 4225 (Teil E der amtl. Bestimmungen) sollen die Eisen in Fertigbetonteilen beim Transport bis zu 80 % des Streckgrenzwertes beansprucht werden dürfen, so daß künftig noch eine Einsparung an Bewehrung erzielt werden könnte.

Der auf die Fahrbahn entfallende Anteil des Winddrucks wird, wie in Abb. 4 für die Mittelöffnung darge-

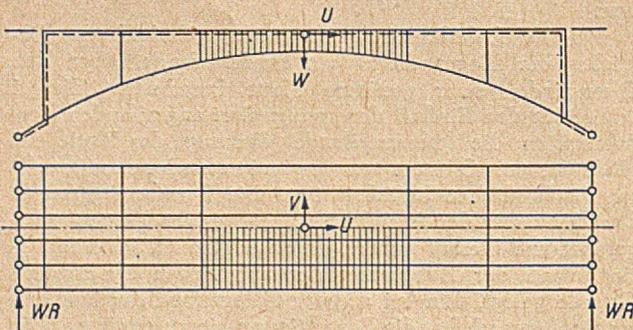


Abb. 4. Ableitung der Windkräfte aus der Fahrbahn in die Pfeiler.

stellt, gemäß der gestrichelten Linie in die Pfeiler geleitet. Die Fahrbahnplatte überträgt ihn als Scheibe auf die den Pfeilern benachbarten Querwände, wo eine weitere Fortleitung in waagrechter Ebene wegen der dort liegenden Bewegungsfugen nicht möglich ist. Nur durch diese Querwände gelangt die Windkraft in das Bogentragwerk, also erst in unmittelbarer Nähe der Kämpfer, so daß die Bögen hierbei keine großen Biegemomente erhalten. Diesen Weg nehmen die Windkraftanteile aus der Fahr-

bahn fast vollständig, weil bei einer auf alle Querwände verteilten Belastung die Formänderungsarbeit erheblich größer sein würde.

Eine gleichmäßig verteilte Belastung erhalten die Lamellen nur durch den auf sie selbst entfallenden Winddruck. Zur Aufnahme der Windkräfte wirken die Bogenrippen mit den unteren Teilen der Querwände und dem mittleren, massiven Teil der Fahrbahn zusammen als gekrümmtes, rostartiges Tragsystem.

Besonders beachtet wurden bei der Aufstellung der statischen Berechnung die Stabilitätsfragen, die sich für das fertige Bauwerk und für die beim Einbau der Rippen auftretenden Zwischenzustände ergaben. Die Untersuchung zeigte, daß die getroffenen Einrichtungen bei weitem genügten und die Ausführung hat dies bestätigt.

#### Ausführung.

Für die Herstellung der Fertigteile wurden auf dem linken Flußufer in unmittelbarer Nähe der Brücke die Betonierbühnen als Stampfbetonböden angelegt. Auf diesen hatten 3 Lamellenformen nebeneinander Platz und 3 solcher Bühnen lagen hintereinander, so daß der ganze Werkplatz von 2 leichten Portalkranen bestreicht werden konnte (Abb. 5).

Als untere Schalung für die liegend hergestellten Bogenstücke diente die glatt abgezogene Oberfläche des Stampfbetonfußbodens (Abb. 6). Die hier als Seitenwände auftretenden Ober- und Unterflächen der Lamellen wurden mit Stahlblechen eingeschalt, zu deren Befestigung im Fußboden die erforderlichen Vorkehrungen getroffen waren. Unten stießen die Tafeln an einbetonierte Fußwinkel, ihre oberen Kanten wurden durch Verstreben gehalten. Zur genauen Einhaltung des Abstandes der Oberkanten beim Betonieren wurden ferner über den Formen Stahlwinkel angelegt. Da auch die einzelnen Schalungstafeln dem Bogenradius angepaßt waren, erhielten die Werkstücke eine genaue Kreisform. Alle Schalungsbestandteile konnten leicht von den erhärteten

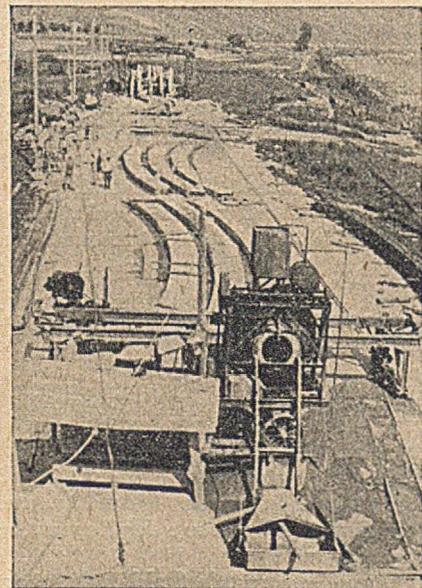


Abb. 5. Einrichtung des Werkplatzes zur Herstellung der Fertigbetonteile.

Betonwerkstücken abgerückt und für den weiteren Arbeitsgang auf der nächsten Bühne wieder aufgestellt werden.

Die konvex gekrümmten Stahlbleche der Panzergelecke an den Kämpfern wurden für die ganze Lamellenhöhe ausgebildet und dienten so gleichzeitig als Einschaltung der Stirnflächen. Sie wurden mittels Pratzen sogleich festbetoniert. Das andere Ende der Fertigstücke lag, da sich diese nur über die Länge einer halben Brückenöffnung erstrecken, im Bereich der Bogenscheitel.

Deshalb wurde hier die Schalungsform so eingerichtet, daß sowohl die Möglichkeit bestand, ein kurzes Montagegelenk einzubauen, als auch dieses Gelenk hinterher durch Verschweißen und Einbetonieren der zunächst auf die Länge von 1,10 m freiliegenden Längseisen zu schließen.

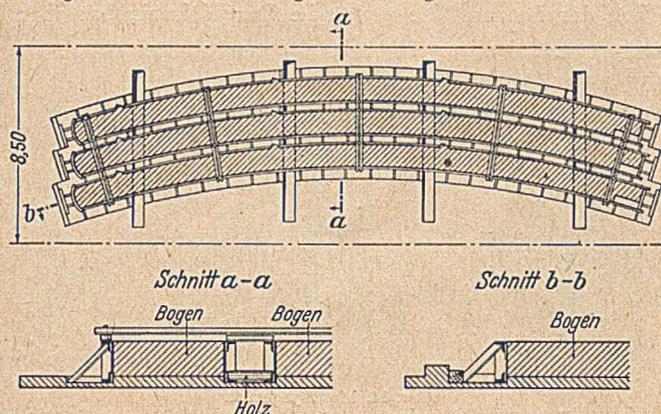


Abb. 6. Die Schalungsform für die Bogenstücke.

Quer zum Verlauf der Lamellenformen waren im Betonierboden an vier Stellen Kanäle ausgespart, durch die unter die fertigen Stücke die zu ihrem Aufheben erforderlichen Stahlschellen geschoben wurden.

Unmittelbar neben dem Betonierboden wurde die Bewehrung zu fertigen Körben geflochten und so in die Schalung gelegt. Das Betonieren erfolgte mit Hilfe eines rahmenartigen, auf den Krangleisen laufenden Fahrgestells, auf dem sich ein in Querrichtung fahrbarer Kübel befand. Mit dieser Vorrichtung konnte der Beton von der vor Kopf der Anlage stehenden Mischmaschine zu allen Stellen des Werkplatzes befördert werden.

Für die Herstellung des Betons wurde gut gekörntes Zuschlagmaterial und hochwertiger Zement verwandt. Die Mischung wurde ziemlich trocken gehalten, der Wasserzementfaktor betrug 0,47. Mit Hilfe von Tauchrüttlern wurde verdichtet, und an diesen angesetzte Schwerver sorgten dafür, daß der Beton alle Stellen gut ausfüllte. Nach 5 Tagen betrug die Würfel Festigkeit, die dauernd kontrolliert wurde, mindestens 250 kg/cm<sup>2</sup>, so daß die Werkstücke weiter behandelt werden konnten.

Die nun folgenden Arbeitsgänge, das Loslösen der Lamellen vom Betonierboden und das Drehen von der waagrechten Lage in die aufrechte Stellung, wurden mit besonderer Vorsicht durchgeführt, da die Stücke in der Ausgangslage eine geringe Steifigkeit besaßen. An den vorhin erwähnten Stellen wurden die vier in Abb. 7a mit s<sub>1</sub> bezeichneten Stahlrahmen angelegt und paarweise mit den darüber an den Kranen hängenden Stahltraversen in Verbindung gebracht. Die Verbindungsstellen lagen ge-

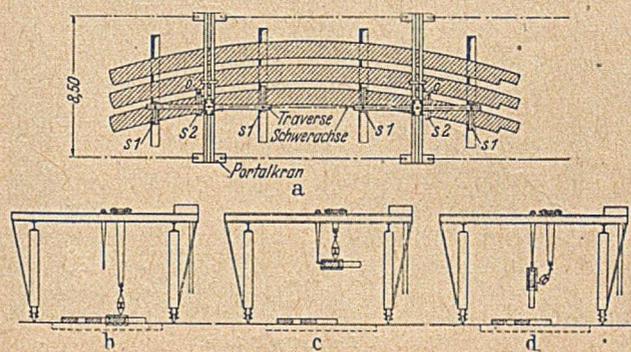


Abb. 7. Vorrichtung zum Aufheben und Drehen der Fertigbetonstücke.

nau über der Längsschwerachse der Lamellen, so daß beim Anheben kein Verkanten der Stücke einsetzen konnte. Dann wurden die Traversen von den Portalcränen wechselweise vorsichtig angezogen, bis eine

schmale Fuge als Zeichen für die vollständige Loslösung sichtbar war. Dieser Schlitz ließ sich leicht in der Größenordnung weniger Millimeter halten, so daß in dem flachen Betonstück auch im Falle einer nur einseitigen Lösung keine Biegespannung auftreten konnte.

Hierauf wurden die Lamellen in die für den Transport günstigere aufrechte Stellung gebracht, für die eine Stützung in 2 Punkten genügte, während in der Flachlage die Aufhängung in 4 Punkten erforderlich war. Ein Versuch, die Drehung so durchzuführen, daß sich die Betonstücke mit ihren Enden auf die Unterlage abstützten, hätte wegen der hierbei auftretenden unkontrollierbaren Spannungszustände und wegen der an einem Ende frei herausragenden Eisen zu Schwierigkeiten geführt. Die Drehung ließ sich in der folgenden Weise viel einfacher durchführen.

Die von der Unterlage gelösten Lamellen wurden horizontal schwebend zunächst noch etwas weiter hochgezogen, so daß die beiden in der Abb. 7a mit s<sub>2</sub> bezeichneten Schellen angelegt werden konnten. Wesentlich war, daß die zum Anfassen bestimmten Ösen (Ö) außerhalb der Lamellenschwerachse lagen. Danach wurden

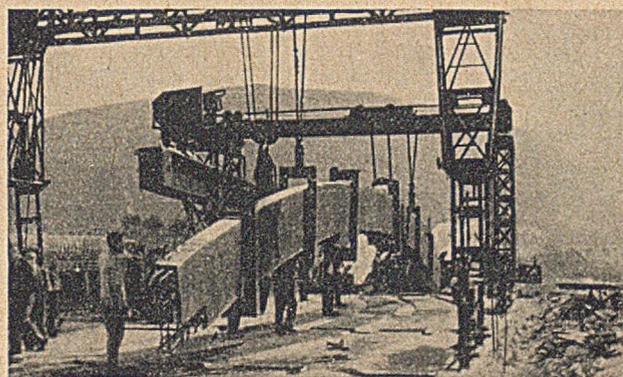
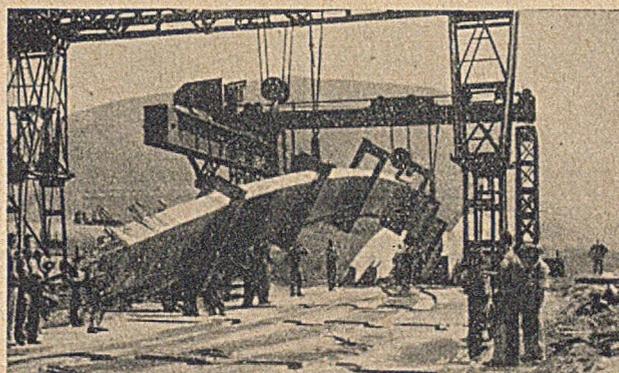
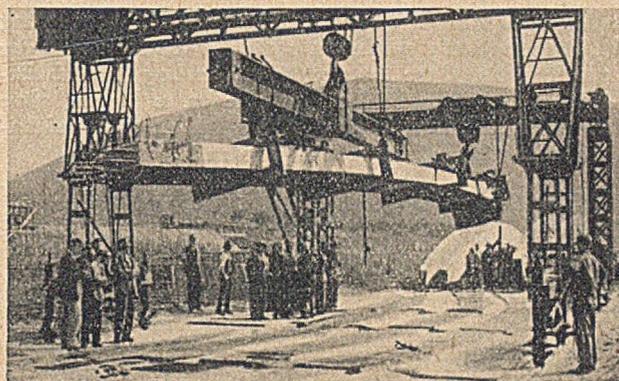


Abb. 8 bis 10. Drehung der Fertigstücke.

die Stücke auf die höchste Hakenstellung gezogen. Dort wurden die Ösen Ö der Drehschellen s<sub>2</sub> mit den Riegeln der Portalcrane durch ein Halteseil von fester Länge verbunden (s. Abb. 7c, 7d und 8). Beim Nachlassen der Hub-

vorrichtungen konnten sich nun die Betonstücke nicht mehr in horizontaler Lage abwärts bewegen, weil sie daran das Halteseil hinderte, sondern sie mußten sich um die exzentrisch liegenden Ösen der Schellen drehen (Abb. 9 u. 10). Hierbei wechselten die Stützkräfte allmählich von den Aufhebeschellen  $s_1$  zu den Drehschellen

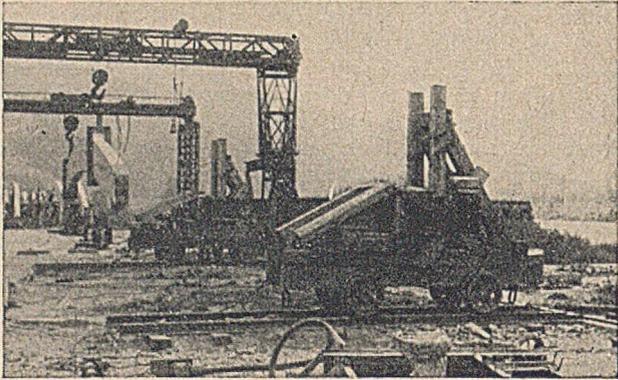


Abb. 11. Verladen der Werkstücke auf die Hunde der Ablaufbahn.

$s_2$  hinüber. Mit der hierdurch bedingten Vergrößerung der Biegemomente wuchs auch die Widerstandskraft der Lamellen, bis diese in vertikaler Stellung statisch bestimmt nur an den beiden Drehschellen  $s_2$  hingen, ohne daß zu irgendeinem Zeitpunkt der Drehung die zulässigen Spannungen überschritten wurden.

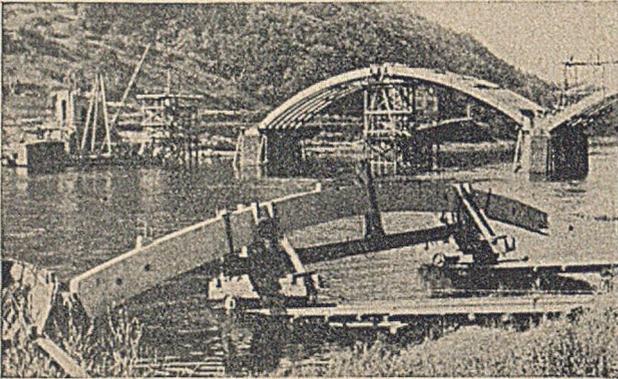


Abb. 12. Das Werkstück ist am Wasser angekommen.

Nach Entfernung der Aufhebeschellen wurden die Lasthaken der Krane an den Drehschellen befestigt und die Werkstücke zum Einbau in die Brücke abgefahren. Mittels zweier Hunde, die sich auf einer Ablaufbahn zwischen den Betonierbühnen und dem Flußufer bewegen, wurden die Stücke zu Wasser gebracht. Dort an-

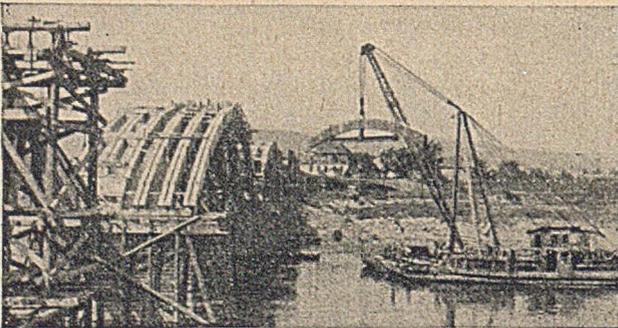


Abb. 13. Versetzen eines Werkstückes durch den Schwimmkran.

gekommen, wurden sie mit Hilfe einer Traverse vom Schwimmkran aufgenommen und zur Einbaustelle verfahren (Abb. 11, 12, 13).

Vor Beginn der Arbeiten wurde erwogen, die Bogenstücke in stehender Form herzustellen, um das Aufheben und Drehen zu vereinfachen. Als Nachteile wären je-

doch damit verbunden gewesen die Notwendigkeit einer gekrümmten Schalungsunterlage, Mehrbedarf an Schalungsmaterial und schwierigere Schalungsausführung, sowie vor allem wegen der dann oben liegenden Längseisen schlechtere Einbringungs- und Verdichtungsmöglichkeit des Betons. Die praktische Durchführung hat aber

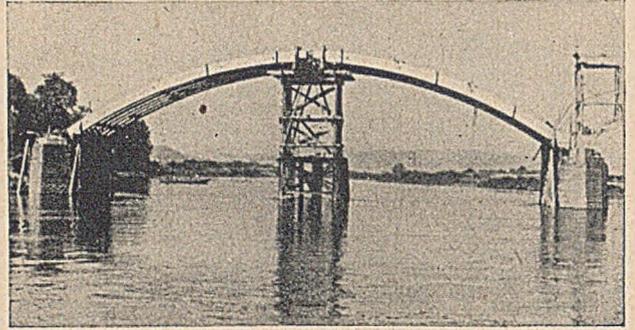


Abb. 14. Montagegerüst.

zeigt, daß das Aufheben und Drehen der Lamellen keine Schwierigkeiten machte.

Für den Einbau der Bogenlamellen in das Bauwerk wurden in der Mitte der Stromöffnungen Montagegerüste aufgeschlagen, die aus stählernen Rammpträgern und über Wasser aus 8 gegenseitig verschwerteten Holzstempeln bestanden. Während die Rammpträger gleich zu Beginn der Arbeiten in allen 3 Öffnungen auf die ganze Brückenbreite vorgesehen wurden, erstreckten sich die Holzböcke nur auf die halbe Brückenbreite. Sie nahmen zunächst die auf ihren Bereich entfallenden 3 Doppelrippen auf und wurden nach deren Montage und Absenkung in die andere Brückenhälfte geschoben, so daß sie mehrfache Verwendung fanden (Abb. 14).

An den Kämpfern wurden die Bögen auf Holzrahmen abgesetzt, die sich gegen die Pfeiler lehnten. Nach der Ausrichtung der Lamellen wurden in den Scheiteln die Montagegelenke aus Beton hergestellt, die unteren Teile der Querwände betoniert und die Kämpfergelenke vergossen. Für diese Arbeiten wurde höchstwertiger Zement verwandt. Die Festigkeit des damit hergestellten Betons

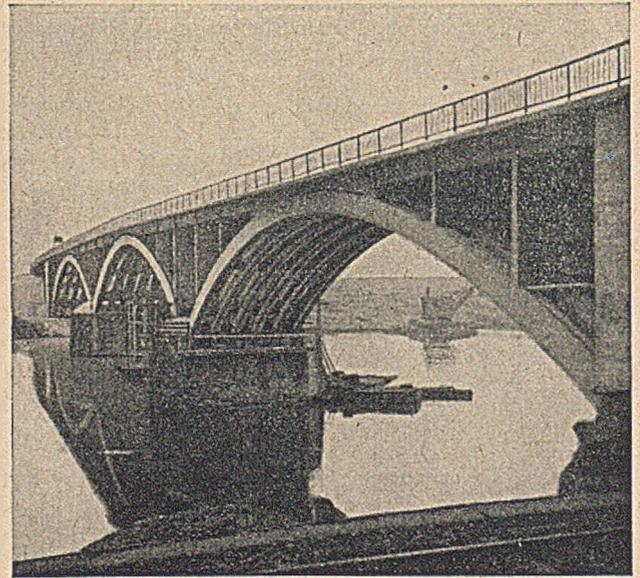


Abb. 15. Die fertige Brücke.

betrug bereits nach 2 Tagen mehr als  $200 \text{ kg/cm}^2$ , so daß alsbald die Absenkung der Bögen vorgenommen werden konnte. Das geschah mittels Schraubenspindeln, die über den Holzböcken eingebaut waren.

Nach der Absenkung wurden in den Scheiteln die frei liegenden Eisen verschweißt und vergossen, und das

Bogentragwerk stand zur Aufnahme der Fahrbahnaufbauten zur Verfügung.

Der Neubau wurde betreut durch die Straßenverwaltung des Ministeriums für Wirtschaft und Verkehr des Landes Rheinland-Pfalz, deren Dezernent, Herr Oberregierungs- und Baurat Dr. Wahl in anerkannter Weise das Wagnis eines neuartigen Bauverfahrens übernahm.

Entwurfsbearbeitung und Ausführung lagen in Händen der Hochtief A.-G. Mit der Herstellung der ersten Fertigbetonstücke wurde im März 1948 begonnen, der letzte Bogen wurde am 25. August eingebaut. Das Ein-

schalen von 3 Bogenformen auf dem Werkplatz nahm mit dem Einlegen der Bewehrungskörbe 5 Stunden in Anspruch, das Betonieren 6 Stunden. Es konnten an einem Tage bis zu 3 Lamellenstücke vom Betonierboden aufgenommen und im Bauwerk abgesetzt werden.

Die Fahrbahnplatte der letzten Öffnung wurde am 7. September betoniert. Da inzwischen auch die Landbögen hergestellt worden waren, konnte anfangs November die Brücke bereits für den Fußgängerverkehr benutzt werden. Am 29. November 1948 wurde die Brücke dem öffentlichen Verkehr übergeben.

## Über die Dehnung von Drahtseilen für Hängebrücken.

### Der scheinbare Elastizitätsmodul von verschlossenen Stahldrahtseilen und ihre bleibende Reckung. Bemerkungen über das Vorrecken und die Längenmessung.

Von Professor Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 2 und Schluß.)

Bei bekanntem Wert  $\Delta r_{Fed}$  errechnet sich die zugehörige Vergrößerung der elastischen Längsdehnung nach Gl. (1) aus

$$\varepsilon_{h Fed} = -\gamma \left( \frac{\Delta r}{r} \right)_{Fed} \quad (11)$$

Im Bereich der Verkehrsbelastungen  $\sigma_0 > \sigma_0^*$  (vgl. Abb. 13) ist die Querverfederung im allgemeinen aufgebraucht, und es sind in  $\Delta r$  nur die Einflüsse Nr. 3 und 4 von Abschnitt 3 wirksam. Aus den Gleichungen von Abschnitt 4 und 5 erhält man dafür nach einfacher Rechnung die Gesamtänderung zu

$$\min \left( \frac{\Delta R'}{R} \right) = -\frac{\mu + (1 + \mu)\gamma}{\sqrt{1 + \gamma}} \varepsilon_0 \quad (12')$$

$$\min \left( \frac{\Delta R''}{R} \right) = -\frac{\mu + \gamma}{\sqrt{1 + \gamma}} \varepsilon_0 \quad (12'')$$

Beispiel:

s	$\min \left( \frac{\Delta R'}{R} \right)$	$\min \left( \frac{\Delta R''}{R} \right)$
8	-0,466 · $\varepsilon_0$	-0,422 · $\varepsilon_0$
10	-0,408	-0,379
12	-0,375	-0,355
16	-0,343	-0,331

Zwischen den Werten I und II besteht also kein grundsätzlicher Unterschied. Wir rechnen unten mit  $\Delta R'$ .

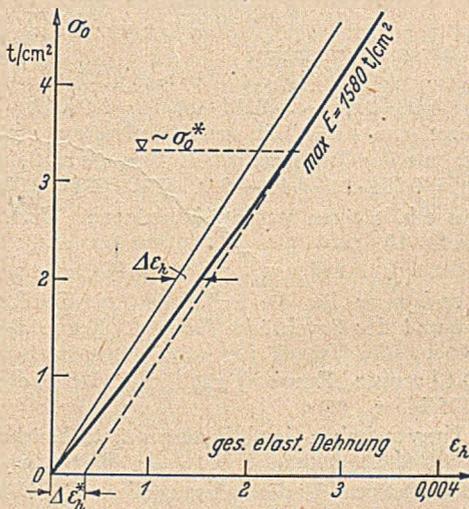


Abb. 12. Die elast. Längsdehnung  $\varepsilon_h$  und die Hooke'sche Gerade für den „Bereich der Verkehrslasten“. (schematisch für  $s = 10,25$ .)

Alle vorstehenden Werte sind natürlich nur für das entsprechende Spannungsintervall ( $\sigma_0 - \sigma_0^*$ ) zu berechnen,

wenn das Elastizitätsgesetz unterhalb einer gewissen Grenze  $\sigma_0^*$  durch Eintritt der Federung geändert wird.

Das Diagramm der gesamten elastischen Dehnungen ist in Abb. 12 schematisch dargestellt. Die dort angegebenen Werte entsprechen etwa den Köln-Mülheimer Seilen. Der Unterschied  $\Delta \varepsilon_h$  zwischen der Hooke'schen Geraden im Bereich der Verkehrslast und den tatsächlich beobachteten Dehnungen ist in Abb. 13 besonders wiedergegeben.

In Abb. 13 sind zwei Kurven eingezeichnet, nämlich für fallende und für steigende Belastung. Die Breite dieser Hystereseschleife ist erheblich, weil die Reibung zwischen den Spiraldrähten groß ist; Querverfederungen ohne Relativverschiebungen zwischen den einzelnen Drähten sind nicht möglich. Die Höhe der Spannung, bei der sich beide Äste wieder decken, sowie der Spannung  $\sigma_0^*$ , für die der geradlinige Verlauf erreicht ist, hängt von vielerlei Umständen ab.

Sie kann für die üblichen Seile zu etwa  $\sigma_0 = 3$  bis  $4$  t/cm<sup>2</sup> angenommen werden. Eine genauere Kenntnis der Zusammenhänge fehlt noch.

Modell. Um die Wirkungsweise zu veranschaulichen, betrachten wir zunächst eine einzelne Drahtlage „i“ mit Querverfederung, die über einen festen Kern geschlagen ist. Bei der Belastung sind dann zwei Stadien zu unterscheiden, nämlich abgehobene Lage ( $\sigma_0 < \sigma_i$ ) und aufliegende Drähte ( $\sigma_0 > \sigma_i$ ). An der Übergangsstelle  $\sigma_0 = \sigma_i$  wechselt das statische System, im elastischen Verhalten ist also eine Unstetigkeit vorhanden.

Für beide Stadien ist die Verlängerung der Spirale eine lineare Funktion von  $\sigma_0$ , da es sich ja um kleine Werte  $\Delta r_i/r_i$  handelt. Die Zusammenhänge und die verschiedenen Größen sind in Abb. 14 angegeben.

Es erscheint somit die Hypothese berechtigt, daß die Abweichungen von der Hooke'schen Geraden in erster Linie aus der Querverfederung der Drähte stammen.

Der Knickwinkel  $\beta_i$  kann theoretisch aus den Drahtabmessungen usw. berechnet werden. Für die Höhe von  $\sigma_i$  hat man zunächst keinen Anhalt, sie ändert sich jedenfalls, außer mit den Herstellungsbedingungen, auch mit  $r_i$ . Sie nimmt mit zunehmendem  $r_i$  rasch ab.

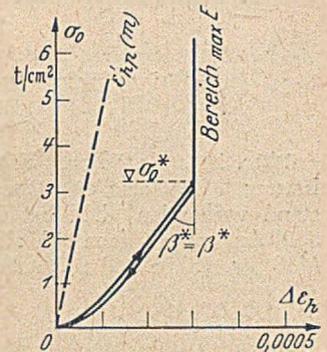


Abb. 13. Schematische Darstellung der Dehnungsunterschiede.

$$\Delta \varepsilon_h = \varepsilon_h - \sigma_0 / \max E$$

$$\text{Zum Vergleich } \varepsilon_{hp}'(m).$$

Betrachtet man ein entsprechendes Modell mit mehreren Drahtlagen, so treten mehrere Knickpunkte auf. Bei der großen inneren Reibung der Seile sind die Unstetigkeitspunkte  $\sigma_i$  der einzelnen Lagen natürlich stark verschoben und die Kurve wird entsprechend gekrümmt.

Ein gleichmäßiges Klaffen aller Lagen, d. h. konstante Werte  $\Delta r_i/r_i$ , würde eine ganz bestimmte Gesetzmäßigkeit für die Drahtsteifigkeiten voraussetzen. Diese ist aber nicht vorhanden, sondern die inneren Drähte sind viel dicker als dafür erforderlich wäre. Die Querverfederung der äußeren Drahtlagen ist deshalb zuerst erschöpft. Der Widerstand der innersten Drahtlage gegen Zusammen-

Man erkennt, daß die von der Querverfederung verursachte Dehnung proportional  $1/s^2$  ist.

Nach der Denkschrift [13] S. 94 wurde bei den Seilen der Köln-Mülheimer Hängebrücke für  $\sigma_{01} = 3,53 \text{ t/cm}^2$ , entsprechend  $\epsilon_{01} = 0,00184$ , rund  $\Delta R_1 = -0,15 \text{ mm}$  gemessen. Davon ist die Querkontraktion der Drähte  $\epsilon_{q0}$  abziehen mit

$$\Delta R_{01} = -0,3 \cdot 1,047 \cdot 0,00184 \cdot 40 = -0,000577 \cdot 40 = -0,023 \text{ mm.}$$

Als Anteil der Querverfederung verbleibt also etwa

$$\Delta R_{Fed1} = -0,15 + 0,023 = -0,127 \text{ mm.}$$

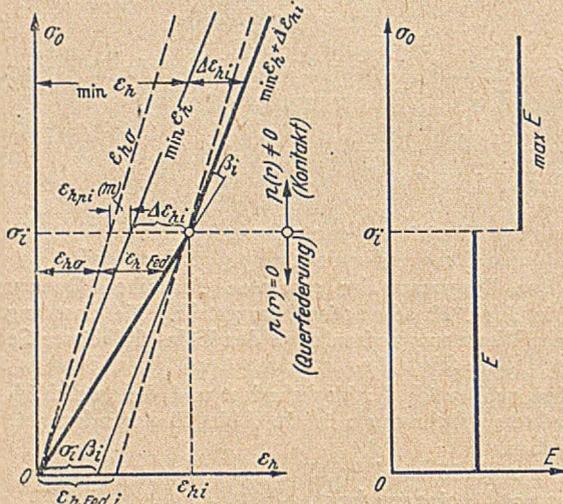


Abb. 14. Dehnungen und Elastizitätsmodul für eine einzelne Drahtlage - mit Querverfederung. Gesamte Längsfederung

$$\epsilon_{h Fed i} = \Delta \epsilon_{hi} + \epsilon_{hp}'(m)_i.$$

drücken ist am größten. Unterhalb einer bestimmten Belastung  $\sigma_0^*$  ist also etwa der in Abb. 15 dargestellte Zustand vorhanden, d. h. bei den kleineren und mittleren Seilbelastungen öffnen sich alle Lagen etwa um das gleiche Maß  $\Delta r$ . Sobald die Querverfederung erschöpft ist (Span-

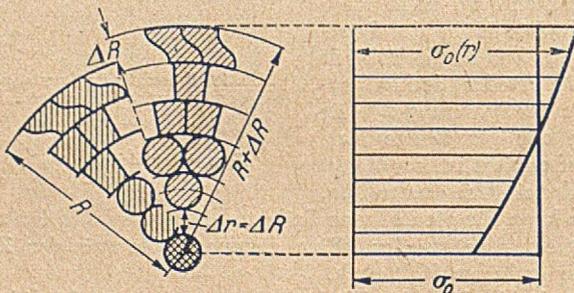


Abb. 15. Links: Querverfederung. Rechts: Spannungumlagerung für  $\sigma_0 < \sigma_0^*$ .

nung  $\sigma_0^*$ ), tritt eine deutlich ausgeprägte Unstetigkeit auf. Der Knickwinkel  $\beta^*$  bzw. der zugehörige Dehnungsunterschied  $\beta^* \sigma_0^*$  kann mit dieser Hypothese aus der gemessenen Durchmesseränderung errechnet werden. Entsprechend Abb. 14 gilt

$$\beta^* \sigma_0^* = \epsilon_{h Fed}^* - \epsilon_{hp}^*(m) = -\gamma \left( \frac{\Delta R}{R} \right)_{Fed}^* - \epsilon_{hp}^*(m)$$

Nimmt man gemäß Abb. 15 an, daß  $\Delta r_{Fed} = \Delta R_{Fed}$  ist, so sind die zugehörigen Dehnungen  $\epsilon_{h Fed}(r)$  je nach der Lage  $r$  verschieden. Da die Dehnungen über den ganzen Querschnitt gleich groß sein müssen, tritt eine Spannungumlagerung ein. Sichtbar wird der Mittelwert

$$\epsilon_{h Fed}(m) = -\gamma \frac{\Delta R}{F} \int_0^R \frac{dF_i}{r_i} = -\gamma \frac{\Delta R}{r_m}$$

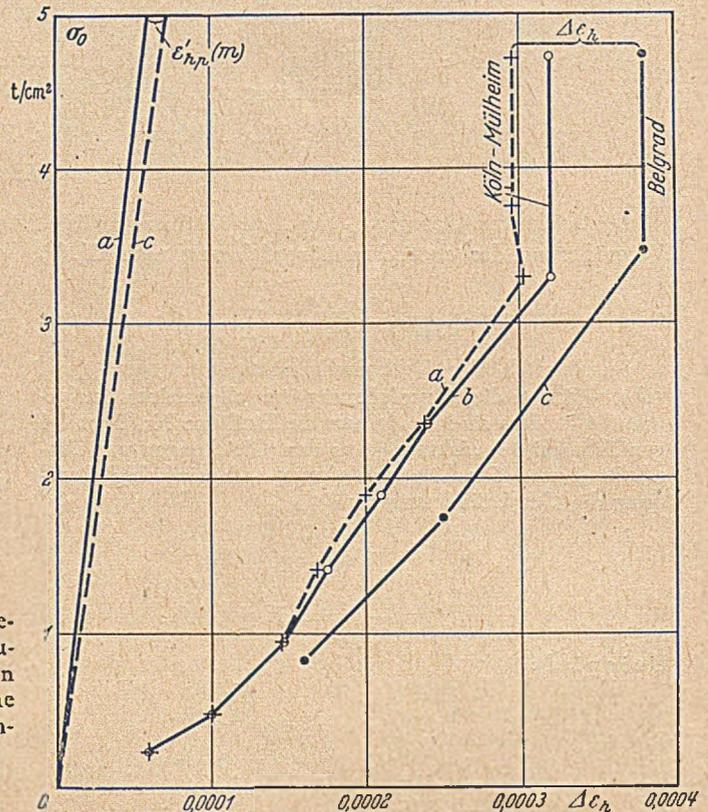


Abb. 16. Abschätzung der Querverfederung.

$$\epsilon_{h Fed} = \Delta \epsilon_h + \epsilon_{hp}'(m).$$

Für das Seil nach Abb. 2 a. ist  $r_m = 22 \text{ mm}$ , so daß folgt

$$\epsilon_{h Fed1}(m) = 0,094 \cdot 0,127/22 = 0,000543.$$

Dem Knickwinkel entspricht

$$\beta \sigma_{01} = \epsilon_{h Fed1}(m) - \epsilon_{hp1}'(m) = 0,000543 - 0,00184 \cdot 0,0274 = 0,00049.$$

Rechnet man nicht mit den Mittelwerten  $\epsilon(m)$ , sondern nur mit der Dehnung der Außenlage  $\epsilon(R)$ , dann ist  $\beta_R \sigma_{01} = 0,094 \cdot 0,127/40 - 0,00184 \cdot 0,0084 = 0,00028$ ,

d. h. man erhält einen wesentlich kleineren Wert.

In Abb. 16 sind die Abweichungen  $\Delta \epsilon_h$  von der Hook'schen Geraden  $\min \epsilon_h$  nach Messungen aufgetragen, und zwar für die Seile der Rheinbrücke Köln-Mülheim und der Savebrücke Belgrad. Kurve a) ist auf die Hook'sche Gerade für Belastungen zwischen 160 und 200 t bezogen, Kurve b) gilt für 140/200 t, die Kurve c) für 105/143 t.

Alle Kurven haben deutlich ausgeprägte Knicke, es erscheint jedenfalls kaum möglich, die Werte  $\Delta \epsilon_h$  durch Linien mit stetigem Verlauf darzustellen. Die Versuchswerte reichen allerdings nicht aus, um die Höhe von  $\sigma_0^*$  zuverlässig anzugeben. Aus Abb. 16 entnimmt man für  $\beta^* \sigma_0^* = \text{rd. } 0,0003$ , d. h. die Übereinstimmung mit der theoretischen Abschätzung ist ausreichend. Wir schließen daraus, daß unsere Hypothese über die Querverfederung für eine erste Abschätzung brauchbar ist.

Die stärkere Krümmung der  $\Delta \varepsilon_h$ -Kurven im Anfangsbereich dürfte hauptsächlich aus der Querverfederung der äußeren Lagen stammen. Mit einer zusätzlichen Dehnung dafür um 0,0001 muß man rechnen. In Abb. 16 ist noch  $\varepsilon_{hp}'(m)$  eingetragen, so daß man die Einflüsse vergleichen kann.

Eine besonders große Querverfederung war bei dem Seil von Hudler [10] S. 277 vorhanden. Für  $\sigma_0 = 0$  bis  $5,7 \text{ t/cm}^2$  ist etwa

$$\varepsilon_{h \text{ Fed}} - \varepsilon_{hp}'(m) = \Delta \varepsilon_h = 5,7/1240 - 5,7/1510 = 0,00460 - 0,00377 = 0,00083,$$

und der Anteil der Querverfederung etwa

$$\varepsilon_{h \text{ Fed}} = \Delta \varepsilon_h + \varepsilon_{hp}'(m) = 0,00083 + 0,0174 \cdot 5,7/1900 = 0,00088.$$

Dem entspricht (bei  $s = \text{rd. } 12$ ) eine Dickenänderung um etwa

$$\Delta R_{\text{Fed}} = -\frac{r_m}{\gamma} \varepsilon_{h \text{ Fed}} = -\frac{16}{0,0685} \cdot 0,00088 = -0,21 \text{ mm.}$$

Es ist bemerkenswert, daß die Querverfederung auch beim Dauerversuch deutlich zu erkennen ist. Nach Graf und Brenner [6] S. 312 waren die Dehnungszahlen von verschlossenen Seilen ( $2R = 65 \text{ mm}$ ,  $s = 10,1$ ) bei der  $N = 10\,000$ ten Belastung und für das Spannungsintervall  $0,15$  bis  $2,8 \text{ t/cm}^2$  im Verhältnis  $1510/1410 = 1,07$  größer als für  $\sigma_0 = 3,8$  bis  $5,7 \text{ t/cm}^2$ . Eine weitergehende Auswertung der betreffenden Zahlen ist schwer möglich, weil die Formänderungen im Konus der Seilverankerung unbekannt sind. Es müßte übrigens in diesem Zusammenhang besonders interessant sein, den Leistungsaufwand beim Dauerversuch näher zu verfolgen.

Die statischen Versuche von Graf und Brenner zeigen weiter, daß die Querverfederung mit der Dicke der Drahtseile bzw. mit der Zahl der Drahtlagen merklich zunimmt; man vgl. hierzu Abschnitt 8, Ziffer 3.

Wir schließen daraus, daß die Spannung  $\sigma_0^*$  (vgl. Abb. 13) mit dem Seildurchmesser steigt und mindestens für die dickeren Seile über  $3 \text{ t/m}^2$  liegt. Es ist also anzunehmen, daß die Querverfederungen bei dicken Seilen noch bis in das Intervall der Verkehrslastspannungen hincreichen.

#### 10. Die bleibende Reckung.

Alle bisher betrachteten Formänderungen bezogen sich auf gestreckte Seile, deren Gefüge keinen Störungen ausgesetzt ist. Seile, die von den zum Transport benutzten Haspeln abgerollt werden, haben jedoch immer gestörtes Gefüge. Eine Gefügestörung tritt auch bei bereits geradegestreckten Seilen von neuem ein, wenn diese bei der Montage gebogen werden.

Bei gestörtem Seilgefüge haben wir nicht nur eine vergrößerte Querverfederung, sondern auch Relativverschiebungen der Spiraldrähte infolge von wellenförmigen Verbiegungen, wie sie in Abb. 17 schematisch dargestellt sind.



Abb. 17.

Wegen der mit  $\sigma_0$  schnell wachsenden inneren Reibung sind große Spannkkräfte erforderlich, um diese Gefügestörungen völlig rückgängig zu machen. Der zugehörige Anteil der Längsdehnungen  $\varepsilon_{h \text{ Reck}}$  heißt bleibende Reckung, weil er bei der Entlastung des Seiles nicht mehr verschwindet, im Gegensatz zu den in Abschnitt 9 betrachteten elastischen Querverfederungen  $\varepsilon_{h \text{ Fed}}$ . Es ist bemerkenswert, daß die einzelnen Drähte auch bei der bleibenden Reckung im wesentlichen elastisch verformt werden.

Es ist praktisch kaum möglich, ungestörte Drahtseile in eine Hängebrücke einzubauen, man vgl. die Abb. 18. Man muß daher — auch bei vorgereckten Seilen — damit rechnen, daß ein erheblicher Teil der Reckung erst in der fertigen Brücke eintritt. Es sei in diesem Zusammenhang

erwähnt, daß die innere Reibung von sehr unterschiedlicher Größe sein kann, je nach der Schmierung durch die bei der Fabrikation eingebrachte Bleimennige, dem Alter der Seile usw. Besonders bei Straßenbrücken, deren rechnerische Vollbelastung sehr selten erreicht wird, wird oft ein gewisser Rest der bleibenden Reckung erst nach langer

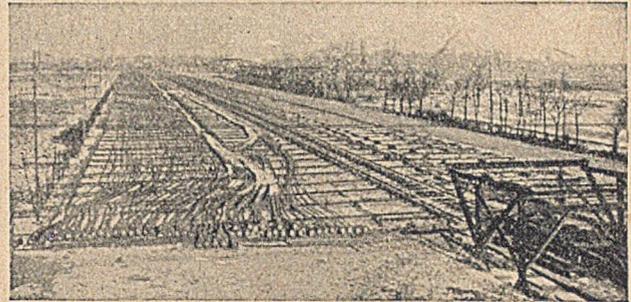


Abb. 18a. Seilreckbahn Köln-Mülheim. (Nach Schleicher [1] S. 846).

Zeit eintreten, was in manchen Fällen entsprechende bauliche Maßnahmen erforderlich machen kann.

Wichtig ist, daß die Reckung nicht über eine bestimmte Größe hinausgeht. Solange  $\sigma_0$  die festgesetzte Grenze nicht überschreitet, wird die Längsdehnung schließlich rein elastisch sein. Die bleibende Dehnung der einzelnen Drähte ist im allgemeinen belanglos.

Zu dem vorstehend betrachteten sogenannten Fabrikationsreck tritt noch eine gewisse echte plastische Verformung, weil sich die Runddrähte an den Kreuzungsstellen

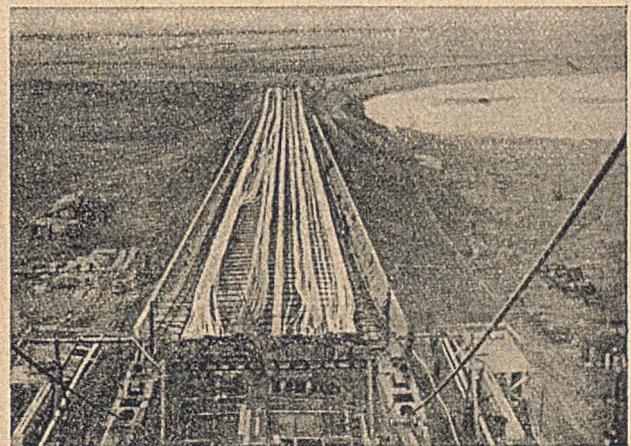


Abb. 18b. Seilreckbahn Savebrücke Belgrad. (Nach Roß [12] Abb. 145.)

unter der Wirkung der Umlenkkräfte  $p(r)$  abplatteten. Vgl. die Bemerkung in Abschnitt 5. Wird das Seilgefüge wieder aufgelockert, so daß sich die Abplattungsstellen relativ zu den Kreuzungspunkten verschieben, dann kann auch dieser Anteil an der bleibenden Dehnung, trotzdem er auf echt plastischen Verformungen beruht, wieder mehr oder weniger verschwinden. Es tritt dann in gleicher Höhe erst wieder auf, wenn die frühere Spannungshöhe erreicht wird.

Die bleibende Reckung von Brückenseilen ist aus den erwähnten Gründen von unregelmäßiger Größe. Für Seile einer bestimmten Bauart dürften zwar die herstellungstechnisch bedingten Unterschiede gering sein. Erhebliche Schwankungen sind dagegen in den durch Montagemaßnahmen bedingten, mehr zufälligen Gefügestörungen möglich.

1. Rheinbrücke Köln-Mülheim: Die Seile zeigten beim Vorrecken eine bleibende Dehnung von  $\varepsilon_{h \text{ Reck}} = 0,00060$  bis  $85$ , i M.  $0,00072$ . Es ist zu vermuten, daß diese Unterschiede zum großen Teil erst beim Abladen der Seile und beim Einbau in die Reckvorrichtung entstanden sind. Durch die mit den Montagemaßnahmen verbundenen Bie-

gungen verminderte sich diese Reckung unter  $\sigma_0 = 0,3$  t/cm<sup>2</sup> auf schätzungsweise 0,00040 bis 43. Am Ende der Montage war die Reckung unter  $\sigma_0 = 3,4$  t/cm<sup>2</sup> bereits auf etwa 0,00048 gestiegen. Auf eine weitere Zunahme in der fertigen Brücke kann aus der im Betrieb beobachteten Durchgangsänderung geschlossen werden.

2. Savebrücke Belgrad. Nach Roš [12] S. 17 war beim Vorrecken mit  $\sigma = 1,0$  t/cm<sup>2</sup> schätzungsweise  $\epsilon_{h\text{Reck}} = 0,00020$ .

3. Versuche von Graf und Brenner [6] S. 412. Die 49 bis 79 mm dicken Seile reckten sich für Spannungen bis rd. 3 t/cm<sup>2</sup> um  $\epsilon_{h\text{Reck}} = 0,00012$  bis 21 und von rd. 3 bis 5 t/cm<sup>2</sup> um  $\epsilon_{h\text{Reck}} = 0,00037$  bis 49.

Die Angaben von [6] S. 413 über die Zunahme der bleibenden Dehnungen beim Dauerversuch sind nicht zu verallgemeinern, da die Rolle der Verformungen im Seilkonus nicht voll geklärt ist.

4. Hudler [10] S. 277 berichtet über einen Versuch ( $2R = 58$  mm,  $s = 12$ ), bei dem der Fabrikationsreck sogar zu 0,00108 gemessen wurde.

Drehung. Die Erfahrung hat gezeigt, daß die Drehung von gut aufgebauten Drahtseilen auch bei der ersten Belastung gering ist. Bei der Hängebrücke Köln-Mülheim drehten sich die mit  $\sigma_0 = 5,6$  t/cm<sup>2</sup> vorgereckten Drahtseile bei der völligen Entlastung, an den Enden nur um wenige mm. In der Mitte zwischen den Seilköpfen, also in je 275 m Entfernung von den Verankerungen, drehten sich die gleichen Seile bei  $\sigma_0 = 5,2$  t/cm<sup>2</sup> Spannungsunterschied am Seilumfang um etwa 30 mm. Vgl. Schleicher [1] S. 836.

Die Seile mit Drehung sind für die Zwecke des Freileitungsbaus und des Kranbaus untersucht worden. Es sei auf folgende Aufsätze verwiesen: Dreher [14], Gröbl [15] und [16] sowie Heinrich [17].

## 11. Das Vorrecken von Drahtseilen und die Längenmessung.

Unter Vorrecken versteht man die Beseitigung der Gefügestörungen durch Ausübung einer genügend hohen Belastung.

Im Falle der Rheinbrücke Köln-Mülheim wurden die Seile zwei Stunden lang mit  $\sigma_0 = 5,6$  t/cm<sup>2</sup> vorgereckt. Die Längenmessung der 551 m langen Seile erfolgte anschließend bei  $\sigma_0 = 3,45$  t/cm<sup>2</sup> entsprechend der ständigen Belastung der Brücke. Die erreichte Genauigkeit wird in der Größenordnung von  $\pm 10$  mm angegeben. Einzelheiten vgl. Denkschrift [13] S. 90, Schleicher [1] S. 846 und Pinkel [18] S. 56.

Wie schon im Abschnitt 10 erwähnt wurde, ging ein Teil der Vorreckung während der Montage wieder zurück. Durch das Vorrecken konnten in diesem Falle immerhin etwa  $\frac{2}{3}$  der bleibenden Dehnung vorweggenommen werden. Der Rest stellte sich erst später allmählich wieder ein. Soweit die Reckung erst eintrat, nachdem das statisch unbestimmte Tragsystem der Brücke hergestellt war, ist damit eine entsprechende Umlagerung der ständigen Belastung verbunden gewesen.

Wenn die Montagemaßnahmen mit einer besonders großen Auflockerung des Seilgefüges verbunden sind, hätte ein Vorrecken natürlich geringen Wert. Es könnte vorkommen, daß ein Seil nach starken Biegungen während der Montage sogar kürzer geworden ist, als es vor dem Vorrecken war. Der Nutzen des Vorreckens mit hohen Belastungen kann also nur in Verbindung mit der Behandlung der gereckten Seile beurteilt werden.

In manchen Fällen hat man sich deshalb auf die Längenmessung unter einer mäßigen Spannung von z. B. 0,5 bis 1,0 t/cm<sup>2</sup> beschränkt. Ohne eine gewisse Streckung der Seile wäre eine brauchbare Längenmessung nicht möglich.

Gegen die Reckung mit kleinen Spannungen hat man eingewendet, daß diese noch nicht einmal ausreichen, um ein Seil richtig gerade zu spannen. Es trifft auch zu, daß Seile, die bei der Längenmessung unter z. B.  $\sigma_0 = 0,5$

t/cm<sup>2</sup> gleich lang sind, bei höheren Spannungen Dehnungsunterschiede aufweisen. Bei gleichen Dehnungen hat man entsprechende Unterschiede in den Spannungen. Nach den in Abschnitt 10 mitgeteilten Zahlen betragen diese Unterschiede bei den üblichen Verhältnissen nur wenige Prozent, sie sind deshalb für die Tragfähigkeit belanglos.

Die Längenmessung bereitet bei Stahlkonstruktionen im allgemeinen keine Schwierigkeiten. Da der Elastizitätsmodul ausreichend bekannt ist und nennenswerte bleibende Dehnungen nicht auftreten, kann die vorausgesetzte geometrische Form (Überhöhung) des Tragwerkes leicht eingehalten werden.

Eine gewisse Genauigkeit der Längenmessung von Drahtseilen ist schon mit Rücksicht auf die begrenzten und teureren Regulierungsmöglichkeiten zu fordern. Die Festlegung der erforderlichen Überhöhung für Hängebrücken wird durch folgende Umstände erschwert: Die elastische Dehnung ist viel größer als bei sonstigen Stahlkonstruktionen (0,0035 gegenüber 0,001 bei St 52), hinsichtlich der bleibenden Reckung besteht eine erhebliche Unsicherheit; die Berücksichtigung der Temperaturunterschiede bei der Längenmessung setzt besondere Maßnahmen voraus (z. B. ein gleichartiges Seil als Maßstab). Zu beachten ist auch die erhebliche Reibung zwischen Seil und Unterlage. Man vergleiche Denkschrift [13] S. 90 und Pinkel [18] S. 41 und 59.

Eine Längenmessung begrenzter Genauigkeit ist übrigens auch schon in der Seilerei möglich, nämlich beim Ausziehen des Seiles aus der Verseilmaschine. Dieser Weg hat den Vorteil der Messung an einem ziemlich ungestörten Seil. Er ist z. B. für die Ablängung der Tragseile für die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen mit Erfolg beschränkt worden. Die Längen wurden dabei jeweils von einem Stahlband auf das Seil übertragen.

## 12. Schluß.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß das elastische Verhalten von verschlossenen Drahtseilen nicht auf ebenso einfache Weise zu beschreiben ist wie bei einheitlichen Bauelementen.

Es ist bemerkenswert, daß ein Seil als ganzes erhebliche bleibende Dehnungen aufweisen kann, ohne daß die einzelnen Drähte plastische Verformungen erleiden. Die Größe der bleibenden Dehnungen ist nicht fest, sondern mit verschiedenen Umständen veränderlich, diese können außerdem bei Auflockerung des Seilgefüges wieder ganz oder teilweise zurückgehen.

Die vorstehenden Betrachtungen zeigten das Schlagverhältnis  $s$  als wichtigste Kenngröße zur Beurteilung der Dehnungen. Diese Erkenntnis darf jedoch nicht dazu verführen, aus statischen Gründen übertrieben flach geschlagene Seile zu verlangen. Den Gesichtspunkten der Herstellung, des guten Schlusses der Decklage und der bequemen Handhabung der Seile bei der Montage kommt meist ebenso große Bedeutung zu wie den Dehnungseigenschaften. Mit zunehmendem  $s$  werden die Seile nämlich schnell steifer, für den Transport sind größere Haspel notwendig, die Seile werden viel empfindlicher gegen die bei der Montage unvermeidlichen Verbiegungen. Die äußerste Drahtlage springt bei flach geschlagenen Seilen viel leichter auf, so daß Schäden entstehen können, die schwer zu beseitigen sind. Wichtig ist also die Behandlung der Seile beim Einbau, die Montagemaßnahmen dürfen bei der Beurteilung der Eignung von verschlossenen Drahtseilen niemals unberücksichtigt bleiben.

Die im Text angegebenen Erfahrungswerte sind als Beispiele zu werten. Eine Übertragung auf Seile anderer Bauart oder Herstellungsweise ist nicht ohne weiteres zulässig. Für verschlossene Seile normaler Bauart und Herstellungsbedingungen reichen aber die Angaben von Abschnitt 7 völlig aus, um den Elastizitätsmodul  $E_{\max}$  im Bereiche der Verkehrslast zu ermitteln.

Von großer Bedeutung ist, daß die einzelnen Drahtlagen richtig bemessen und gut maßhaltig sind. Der Querschnitt der Drähte muß sich z. B. mit dem Steigungswinkel ändern. Verschlossene Drahtseile stellen im ganzen sehr große Ansprüche an die Seilerei. Die aufgewendete Mühe lohnt hier jedoch besonders durch gute Eigenschaften und hohe Gleichmäßigkeit: Die verschlossenen Drahtseile zählen zu den hochwertigsten Bauelementen, die für den Brückenbau zur Verfügung stehen.

Literatur.

1. F. Schleicher: Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. Bauing. 10 (1929) S. 825—850.
2. Engng. News Record 104 (1930) S. 717.
3. Schwegler: Bautechnik 8 (1930) S. 112.
4. Transactions American Soc. Civ. Eng. 97 (1933) S. 109 u. 363.
5. The Golden Gate Bridge, Report, San Francisco 1938, S. 205.
6. O. Graf und E. Brenner: Versuche an Drahtseilen für eine Hängebrücke, Bautechnik 19 (1941) S. 410—415.
7. Werkstoff-Handbuch Stahl und Eisen. 2. Aufl. Nachdruck 1944, Düsseldorf 1944.

8. W. Dick: Werkstoffliche Probleme bei der Weiterentwicklung des Baustoffes Stahl. Mitt. Forsch. Anst. GHH-Konzern 9 (1942) S. 150—160.
9. A. Pomp: Stahldraht. Düsseldorf 1941.
10. S. Hudler: Der Elastizitätsmodul des Drahtseiles. Wasserwirtschaft und Technik (1937) S. 271—279.
11. G. Heinrich: Zur Statik des Drahtseiles. Wasserwirtschaft u. Technik (1937) S. 267—271.
- 11a. J. A. L. Matheson: The mechanics of locked-coil wire ropes. Engineering 165 (1948) S. 581 und 601.
12. M. Roß: Die Straßenbrücke König Alexander I. über die Save zwischen Belgrad und Zemun. Zürich 1940.
13. Denkschrift: Straßenbrücke Köln-Mülheim 1927—1929. Berlin 1929. Vgl. auch G. Kapsch: Bautechnik 7 (1929) S. 683 uf.
14. F. Dreher: Ein Beitrag zur Theorie der Drehung und Spannungsverteilung bei zugbelasteten Litzen. Die Wasserwirtschaft (1934) S. 57.
15. J. Gröbl: Die Drehungsarbeit an Seilen. Elektr. Bahnen 8 (1930) S. 65—73.
16. J. Gröbl: Die Dehnungsarbeit an Seilen. ETZ 51 (1930) S. 1669 bis 1673 u. 1713—1716.
17. G. Heinrich: Über die Verdrehung bei zugbelasteten Litzen. Stahlbau 15 (1942) S. 41—45.
18. O. Pinkel: Ablängung der Tragkabel der Köln-Mülheimer Hängebrücke. Dissertation T. H. Braunschweig 1930.

## Die Montage der Stahlüberbauten der neuen Rheinbrücke bei Worms.

Von Oberingenieur H. Ackermann, Gustavsburg.

Im Zuge der späteren Eisenbahnlinie Berlin—Paris wurde um die Jahrhundertwende bei Worms eine zweigleisige Eisenbahnbrücke errichtet, welche den Rhein bei Flusskilometer 445,450 überquerte. Während die Strombrücke aus drei Öffnungen mit über der Fahrbahn liegendem Fachwerkbogen mit Zugband von 102,2 m, 116,8 m und 102,2 m Stützweite bestand, war die Flutbrücke auf der rechten Rheinseite in 17 Öffnungen mit unter der Fahrbahn liegenden Strebfachwerkbalken mit Zwischenvertikalen und parallellaufenden Gurtungen von je 35,25 m Stützweite unterteilt. Man vgl. Deutsche Bauzeitung (1900), S. 562, 563, 569, 573—575, 585—587 und Bautechnik 13 (1935) S. 539—554.

Auf ihrem Rückzug über den Rhein haben die deutschen Truppen diese Brücke im März 1945 gesprengt, derart, daß die drei Strombrückenüberbauten und die Überbauten der beiden anschließenden Flutöffnungen vollständig zerstört wurden. Schon im Januar 1946 hat die französische Militärregierung in Baden-Baden der MAN Gustavsburg Auftrag erteilt auf Räumung der eingestürzten alten Eisenbahnbrücke und auf Montage einer neuen, kombinierten Eisenbahn- und Straßenbrücke, 28 m oberhalb der ehemaligen Eisenbahn-

brücke, nach einem von der Militärregierung aufgestellten Entwurf. (Abb. 1)

Die Lieferung der Überbauten für die neue Brücke oblag in der Hauptsache der MAN Gustavsburg. Zwei Strombrückenüberbauten von je 60,0 m Stützweite wurden von der Firma Seibert, Saarbrücken, angefertigt.

Maßgebend für die Anordnung der neuen Brücke war die Überlegung, daß an der Stelle der eingestürzten Eisenbahnbrücke Stütz- oder Hilfsgerüste nicht gerammt werden konnten, solange die Trümmer der alten Eisenbahnbrücke nicht restlos beseitigt waren. Die Richtigkeit dieser Überlegung wurde bei Ausführung der Arbeiten auf der Baustelle bestätigt.

Die Räumung des Flussbettes von den restlichen Trümmern der eingestürzten Eisenbahnbrücke wurde ab Mitte September 1946 mit einem 100-t-Schwimmkran und mit einem 30-t-Schwimmkran durchgeführt und die Grobräumung in wesentlichen Ende April 1947 beendet. Mit dem Rammen der Pfeiler für die neue Brücke hat die Firma Hochtief, Frankfurt, Anfang Juli 1946 begonnen, so daß schon Ende Januar 1947, drei Monate vor beendeter Räumung des Flussbettes von den Trümmern der alten Eisenbahnbrücke, die Montage der neuen Überbauten in Angriff genommen werden konnte.

Für die neue Strombrücke wurde ein Strebfachwerkbalken mit untenliegender Fahrbahn, Zwischenvertikalen und parallelen Gurtungen gewählt und für die neue Flutbrücke ein 1,70 m hoher, unter der Fahrbahn liegender, geschweißter Vollwandbalken. Die Strombrücke ist in sechs Öffnungen aufgeteilt mit  $1 \times 48,0 \text{ m} + 5 \times 60,0 \text{ m}$  weitgespannten Fachwerkbalken. Die Stützweite der neuen Flutbrückenüberbauten dagegen beträgt durchweg 23,4 m, bis auf das letzte Brückenfeld, das eine Stützweite von nur 15,6 m hat.

Die neue Brücke ist eine kombinierte ein- und zweigleisige Eisenbahn- und Straßenbrücke. Ihre Hauptträger haben eine Systemhöhe von 7,5 m und sind 7,42 m voneinander entfernt. (Abb. 2) Die Brücke ist bemessen für den Lastenzug E und für einspurigen Straßenverkehr. Für die Straßenbelastung war der französische Lastenzug maßgebend.

Von besonderem Interesse ist die Montage der 354,0 m langen Strombrücke, die ganz im Freivorbau durchgeführt wurde, ausgenommen die landseitige Hälfte des 48,0 m Überbaues auf

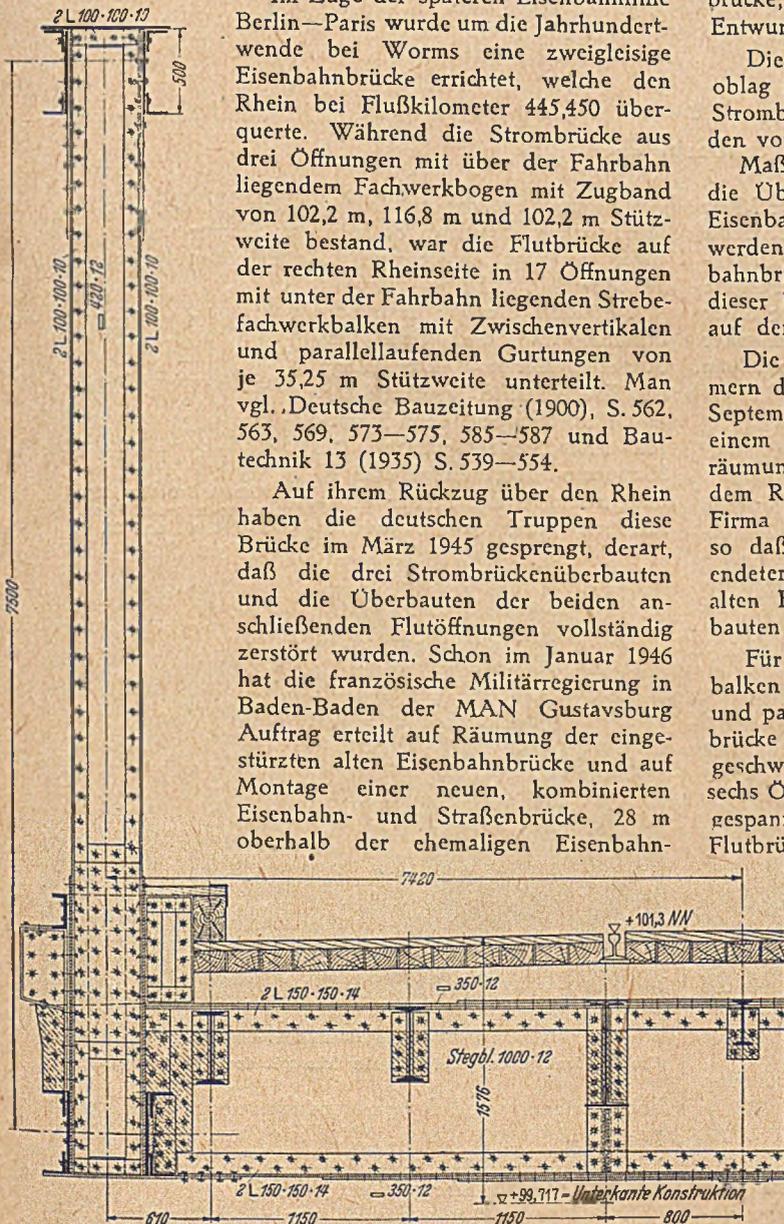


Abb. 2. Normaler Brückenquerschnitt.

der linken Rheinseite. Dieser Teil der Brücke wurde mit 19,70 m hohem Montageportalkran auf festem Gerüst zusammengebaut und in seiner Höhenlage auf vier hydraulischen Pressen unter den beiden Vertikalen in der Mitte des 48,0 m Überbaues so ausreguliert, daß der Überbau bei einer errechneten Durchbiegung seiner frei vorkragenden zweiten Hälfte von 2,57 cm in vorgeschriebener Höhe auf dem ersten Strompfeiler ankam, d. h. er wurde unter Berücksichtigung der Überhöhung von 6,2 cm und einer Zusammendrückung des hölzernen Stützbockes von 1,0 cm unter den Vertikalen in der Mitte des Überbaues 8,49 cm höher angelegt. (Abb. 3)

Für den Freivorbau bis zum zweiten Strompfeiler wurde der 48,0 m Überbau in dem linken Brückenwiderlager für die Aufnahme von  $2 \times 150$  t Zugkraft verankert. Die vertikalen Pfosten im Tragwerk mit „gerader“ Nummerierung wurden zur Aufnahme der Drücke durch den Freivorbau derrick vorübergehend behelfsmäßig ausgesteift. (Abb. 4)

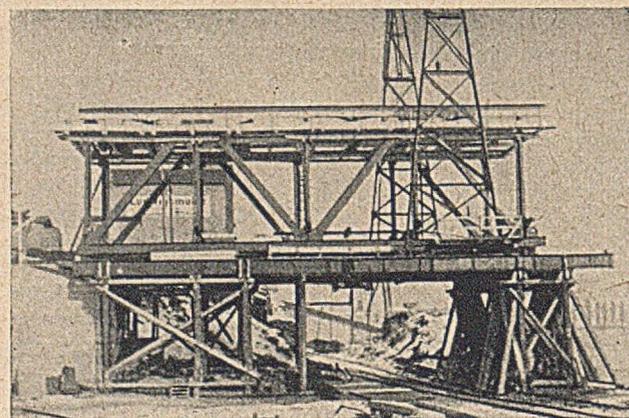


Abb. 1. Übersicht der neuen Brücke.

eigens für die Montage der Wormser Brücke geschaffenes Montagegerät mit zwei schwenkbaren Auslegern von je 15,0 m Ausladung und je 7,5 t Tragkraft bei maximaler

Ausladung. Heben und Senken der Last und der Ausleger wurden elektrisch betätigt, das Schwenken der Ausleger und das Fortbewegen des Derricks dagegen mit Handbetrieb. (Abb. 5)

Mit dem Derrick fest verbunden war ein klappbares Schutzpodium von 20 m Länge und 8,92 m Breite, bestehend aus acht Einzelklappen. Beim Passieren eines Pfeilers wurden die Klappen nacheinander abgelassen und, nachdem der Pfeiler überschritten war, sofort wieder

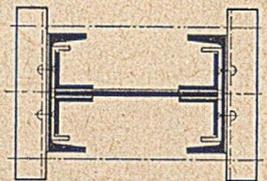


Abb. 4. Behelfsmäßige Aussteifung der Pfosten 2, 4, 4', und 2'.

Abb. 3. Montage der landseitigen Hälfte des 48-m-Überbaus auf festem Gerüst.

hochgehoben, so daß immer mindestens zwei Klappenpaare geschlossen waren. Windkräfte auf die abgelassenen Podiumsklappen wurden mittels Drahtseilen auf den Brückenuntergurt übergeleitet. (Abb. 6)

Mit dem Freivorbau derrick wurde der Rest der Brücke (354—24=330 m Länge) montiert. Dabei war die Frei-

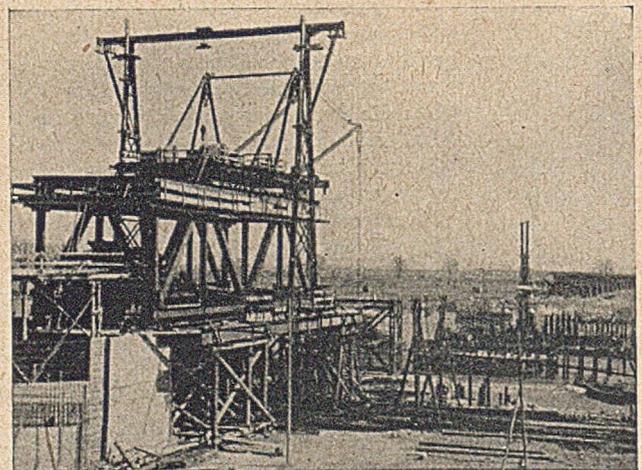


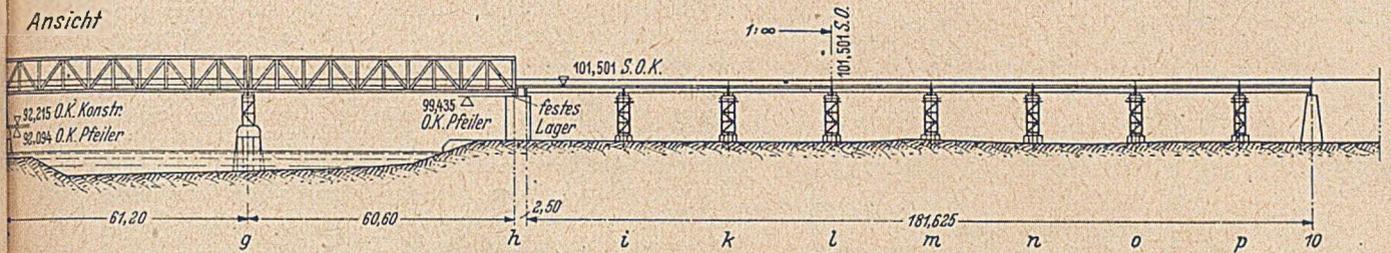
Abb. 5. Montage des Freivorbau derrick mit dem Montageportalkran.

Freivorbau derrick wurde der Rest der Brücke (354—24=330 m Länge) montiert. Dabei war die Frei-

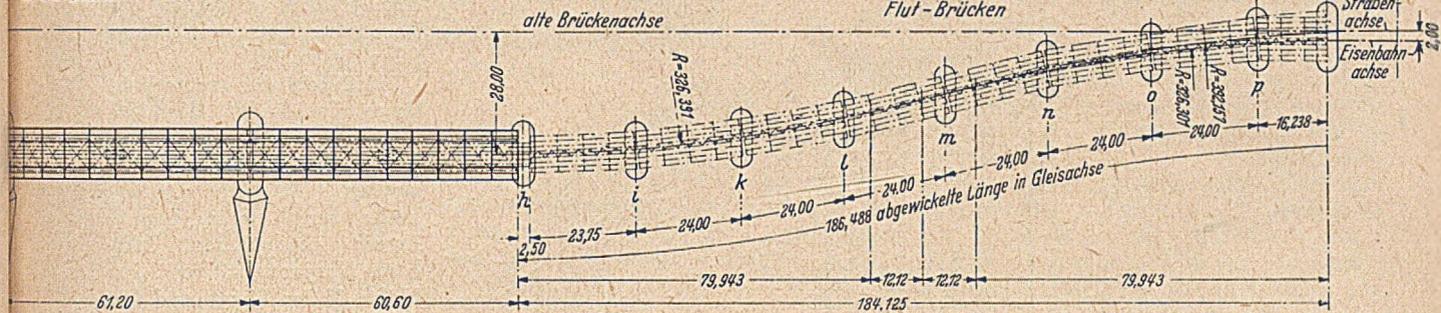
vorbaukolonne nie weiter von dem Montageschutzpodium entfernt, als wenn die ganze Brücke auf festem Gerüst montiert worden wäre.

eigens hierfür geschaffenen Hilfsdiagonale verankert (Abb. 7) und dann nacheinander Querträger, unterer Windverband, Pfosten und Diagonalen eingebaut. Jeweils

Ansicht



Draufsicht



Zu Abb. 1.

Es war notwendig, die Brückenkonstruktion dem gewählten Montagevorgang anzupassen, d. h. auf den Freivorbau bei Ausbildung der Unter- und Obergurttöße Rücksicht zu nehmen. Die Gurttäbe erstrecken sich durchweg über zwei Brückenfelder. Nach der Montage von jeweils zwei Brückenfeldern mußte das Brückensystem geschlossen sein. Die Stöße der Gurttäbe lagen deswegen

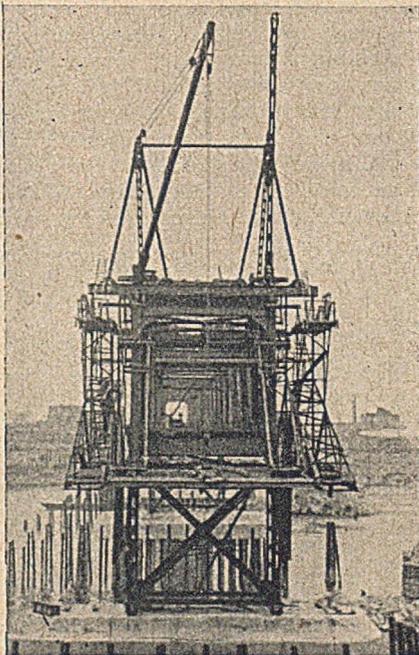


Abb. 6. Der Freivorbauerrück mit Montageschutzpodium beim Überschreiten eines Pfeilers.

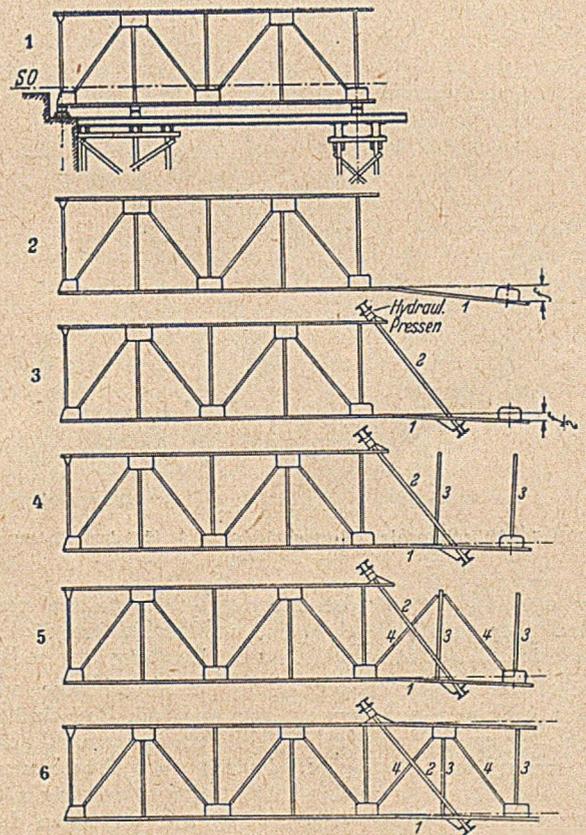


Abb. 8. Schematische Darstellung der Montagefolge eines doppelten Brückenfeldes.

im Obergurt 1425 mm und 1146 bzw. 1246 mm im Unter-gurt vom Knotenpunkt entfernt, fortschreitend in der Montagerichtung. Beim Freivorbau wurden die Unter-gurtstäbe zuerst eingebaut. Sodann wurden sie am Ober-gurt des bereits fertig montierten Brückenteils mit einer

zum Schluß erfolgte der Einbau der Obergurtstäbe und des oberen Windverbandes (Abb. 8).

An ihrem oberen Ende befindet sich in der Hilfsdiagonale eine hydraulische Presse für 70 t Tragkraft, die vor dem Zusammenschluß des Obergurtstoßes soweit ausge-

drückt wurde, bis die Bolzen in die Stoßlaschen und die zusammenschließenden Obergurtstäbe zwanglos eingesteckt werden konnten. Die Montagestöße und die

Lage waren, Dreifünftel eines 60-m-Überbaues mit dem Freivorbauderrick an der Montagespitze freivorkragend zu halten, während zwischen die Stirnflächen der Untergurte eine Keilverbindung eingebaut war, welche die Druckkräfte, hervorgerufen durch das Gewicht des ganzen freivorkragenden 60-m-Überbaues, sowie das des Montage-derricks mit Schutzpodium, aufzunehmen hatte.

Jeweils zu Beginn der Montage eines neuen Überbaues wurden die Untergurtstäbe der beiden ersten Brückenfelder zuerst durch die vorerwähnte Keilverbindung mit den Untergurten des vorhergehenden Überbaues verbunden und dann mit der früher schon erwähnten Hilfsdiagonale am Obergurt des vorhergehenden Überbaues aufgehängt. Zu diesem Zwecke erhielt die Hilfsdiagonale einen abnormen Kopf, in den aus konstruktiven Gründen zwei statt eine hydraulische Pressen eingebaut waren. Die Montage der ersten beiden Brückenfelder wurde dann genau wie die der übrigen Brückenfelder durchgeführt, d. h. in der bereits beschriebenen Reihenfolge (Abb. 9).

Nachdem die Freivorbaulänge Dreifünftel der Gesamtlänge eines 60-m-Überbaues überschritten hatte, mußten die Obergurtzugkräfte durch ein zu diesem Zweck geschaffenes, fahrbares Abspanngerät von 7,5 m Höhe, 37,2 m Länge und 65 t Gewicht von einem zum anderen Überbau übergeleitet werden (Abb. 10).

Im Betrieb war das Abspanngerät starr mit dem bereits montierten und dem zu montierenden Überbau verbunden.

Der obere, horizontal liegende Zugstab des Abspanngerätes über jedem Hauptträger bestand aus zwei Teilen. An dem freien, der Mitte des Abspanngerätes zugekehrten Ende jeder Zugstabhälfte waren Querhäupter angeschlossen, an welche oben und unten hydraulische Pressen angriffen. Auf der Gegenseite stützten sich die hydraulischen Pressen ebenfalls auf Querhäupter, die — je zwei unter sich — durch entsprechend bemessene Zuglaschen miteinander verbunden waren und spannschloßartig die Verbindung zwischen den beiden Zugstabhälften einer Hauptträgerseite des Abspanngerätes herstellen (Abb. 11).

Insgesamt waren 8 hydraulische Pressen für je 300 t Druck in das Abspanngerät eingebaut. Beim Ausdrücken der Preßkolben wurden die beiden Zugstabhälften in der Mitte des Abspanngerätes gegeneinander gedrückt. Auf

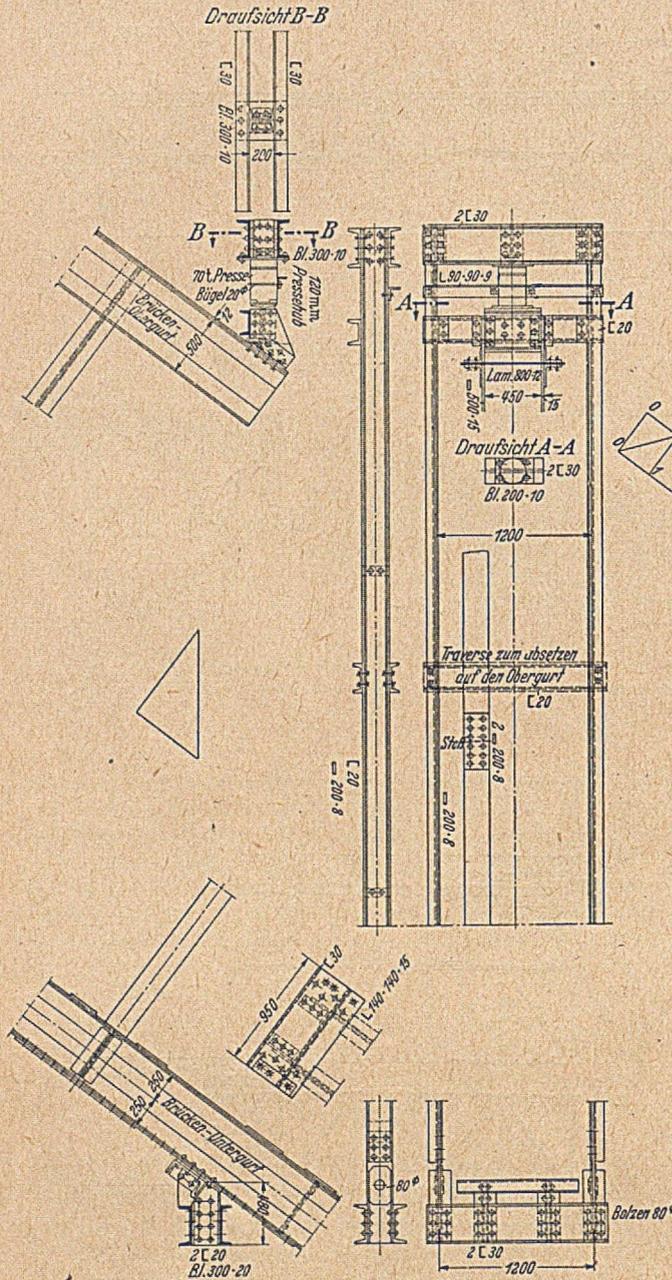


Abb. 7. Hilfsdiagonale (Montagerückhaltung) für den Einbau der Untergurtstäbe.

Montageanschlüsse wurden nicht genietet, sondern verbolzt. Der Anschluß eines jeden Konstruktionsgliedes wurde jeweils sofort nach Einbau betriebsfertig hergestellt.

Auf beiden Widerlagern liegt die Strombrücke auf festen Auflagern auf, von wo aus auch die Bremskräfte abgeleitet werden; auf den fünf Pfeilern dagegen ruht sie auf beweglichen Auflagern. Jeweils drei Überbauten links und rechts sind an den Untergurten gelenkartig miteinander verbunden. Die gegenseitigen Bewegungen der beiden Überbaugruppen infolge Temperatureinfluß wirken sich daher nur auf dem Mittelpfeiler aus.

Da die Montage der ganzen Brücke im Freivorbau durchgeführt wurde, mußte zu Beginn der Montage einer neuen Öffnung diese vorübergehend mit der vorhergehenden kontinuierlich verbunden werden. Die Obergurte wurden jeweils über dem Pfeiler durch entsprechend bemessene Zuglaschen miteinander verbunden, die in der

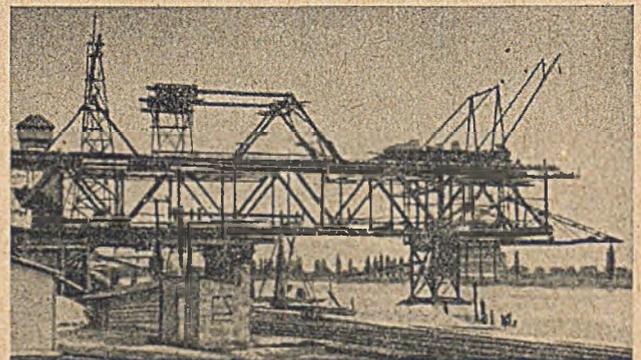


Abb. 9. Montage der beiden ersten Felder des ersten 60-m-Überbaues und Montage des Abspanngerätes über dem 48-m-Überbau.

diese Weise wurde jeder der beiden Zugstäbe verkürzt und der freivorkragende, sich in Montage befindliche Teil des Überbaues an der Montagespitze angehoben.

Bei 36 m Freivorbaulänge und dem Derrick an der Montagespitze waren die Zuglaschen zwischen den Obergurten zweier Überbauten mit 424 t je Hauptträger belastet. Der freivorkragende Teil des 60-m-Überbaues war

in diesem Bauzustand an der Montagespitze 100 mm nach unten durchgebogen, was mit der errechneten Durchbiegung übereinstimmte.

Bevor das Abspanngerät voll in Tätigkeit treten konnte, mußten die Zuglaschen an den Obergurten zwischen den beiden in Frage stehenden Überbauten ausgebaut werden. Um diese spannungslos zu machen, wurde die Bauspitze

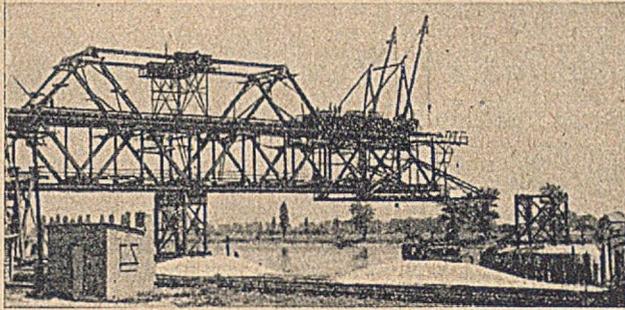


Abb. 10. Das Abspanngerät in Tätigkeit.

des 36 m langen, freivorkragenden Teiles des 60-m-Überbaues mit dem Abspanngerät um 124 mm angehoben, wobei je die beiden Zugstabhälften des Abspanngerätes mit den hydraulischen Pressen  $\approx$  etwa 50 mm gegeneinander gedrückt wurden. Die Zugkraft in den Verbindungslaschen an den Obergurten zwischen den beiden Brückenüberbauten von 424 t je Hauptträger war dabei mit  $424 : 2 =$

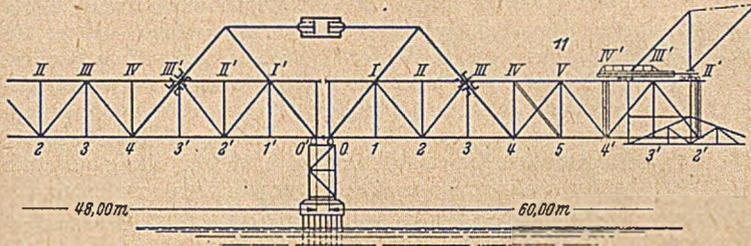


Abb. 11. Schematische Darstellung des Abspanngerätes.

212 t je Hauptträger in den Zugstab des Abspanngerätes übergegangen und die Zuglaschen konnten ohne Zwang ausgebaut werden.

Um mit der Bauspitze am Ende des 60-m-Überbaues in Auflagerhöhe anzukommen, wurde vor dem Weiterbauen mit dem Abspanngerät der freivorkragende Teil des Überbaues in seinem jetzigen Bauzustand, d. h. mit 36 m Freivorbaulänge, um weitere 171 mm angehoben und dabei der obere horizontalliegende Zugstab des Abspanngerätes über jedem Brückenhauptträger um weitere  $\approx 80$  mm

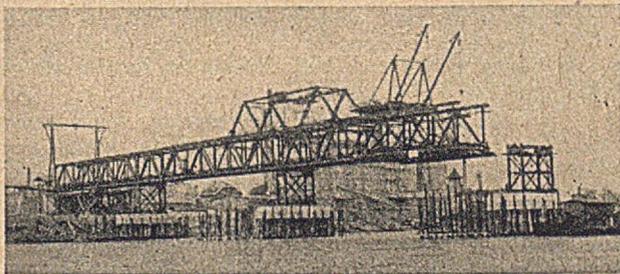


Abb. 12. Die Montagespitze kurz vor Erreichen eines Pfeilers.

gekürzt. Die Zugkraft in jedem der beiden Zugstäbe des Abspanngerätes ist bei diesem Vorgang mit 212 t je Hauptträger konstant geblieben. Der Querträger an der Bauspitze lag jetzt 195 mm über dem Auflagerquerträger.

Die Montage der restlichen 24 m des 60-m-Überbaues wurde mit dem Freivorbauderrick in der bekannten, schon beschriebenen Weise durchgeführt. Am Montageende ist

der 60-m-Überbau in der vorgeschriebenen Höhe, d. h. in Auflagerhöhe, angekommen (Abb. 12).

Die Verankerung des 48-m-Überbaues im linken Brückenwiderlager wirkte nur bis zum zweiten Strompfeiler, d. h. solange, bis der erste 60-m-Überbau fertig montiert war. Für den Freivorbau der restlichen vier 60-m-Überbauten mußten daher andere Vorkehrungen

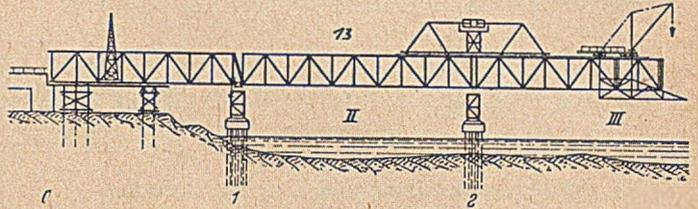


Abb. 13. Schematische Darstellung der Verbindung zwischen Überbau I und II über dem Pfeiler 1.

getroffen werden, so daß die bereits montierten Überbauten als Gegengewicht für den weiteren Freivorbau herangezogen werden konnten. Zu diesem Zwecke wurde nach beendeter Montage des ersten 60-m-Überbaues zunächst die kontinuierliche Verbindung zwischen den beiden ersten Brückenüberbauten gelöst. Die hydraulischen Pressen in dem Abspanngerät, welches bis dahin die Verbindung der Obergurte zwischen dem 48,0-m- und dem ersten 60-m-Überbau herstellte, wurden entlastet und die Keilverbindung zwischen den Stirnflächen der Untergurte beider Brückenüberbauten ausgebaut. Anstelle der Keilverbindung wurde zwischen die Untergurte eine Verbindung nach

Abb. 13 eingebaut, welche auf der Seite des 60-m-Überbaues die Auflagerung für einen Rundholzpfosten von 36 cm  $\varnothing$  trug. Der Rundholzpfosten griff an seinem oberen Ende am Obergurt des 48-m-Überbaues an und verhielt sich so den ersten 60-m-Überbau am Aufkippen, der später mit dem ganzen freivorkragenden, zweiten 60-m-Überbau fest verbunden und belastet war. In der gleichen Weise wurde verfahren bei der Montage der Überbauten IV, V und VI.

Da das Eigengewicht des 48-m-Überbaues als Ballast am ersten Pfeiler allein nicht ausreichte, war er noch mit 2 langen  $7/8''$  Schrauben je Hauptträger mit dem Stützbock auf dem Pfeiler verbunden, derart, daß der Überbau ungehindert seine Bewegungen infolge Temperatureinfluß ausüben konnte. Außerdem waren über dem ersten Pfeiler auf beide Überbauten zusätzlich 20 t Ballast aufgebracht. In der gleichen Weise wurde verfahren bei der Montage der restlichen drei 60-m-Überbauten, mit der einen Ausnahme, daß an der ersten Verankerungsstelle zwischen zwei 60-m-Brücken nicht mehr

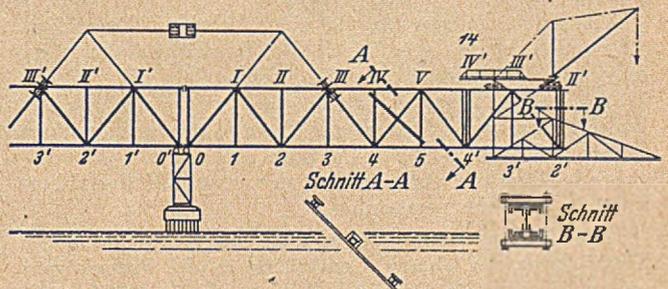


Abb. 14. Unterteilung der Knicklänge der Diagonale 4-V und Aussteifung der Pfosten 4' und 2'.

20 t, sondern nur 5 t zusätzlicher Ballast aufgebracht wurden.

Nicht nur in den Gurtstäben, sondern auch in den Füllstäben der Hauptträger sind die Kräfte ihrer Größe und Richtung nach während der Montage wesentlich anders als im fertigen Zustande der einzelnen Überbauten. Im fertigen Zustande sind die einzelnen Überbauten Träger

auf zwei Stützen, während bei der Montage sogar der 60-m-Überbau auf seine ganze Länge als Kragträger wirkt. Die Querschnitte aller Tragwerkstäbe, die für den endgültigen Zustand der Brücke bemessen sind, genügen auch dem Montagezustand, ausgenommen die Pfosten zur Unterbindung der Knicklänge der Obergurtstäbe, d. s. diejenigen Pfosten, an welche sich nur unten Diagonalen anschließen und die Diagonale 4—V (Abb. 14).

Diese Diagonale mußte während der Montage provisorisch ausgesteift, d. h. ihre Knicklänge unterteilt werden.

Am 2. Dezember 1947 hat die Montagespitze der Strombrücke das rechte Widerlager erreicht. Die Montage der Flutbrücke wurde dagegen erst Ende Mai 1948 beendet und der Bolenbelag bis Ende September 1948 fertig auf die Brücke aufgebracht, so daß sie am 15. Oktober 1948 feierlich dem Verkehr übergeben werden konnte.

## Erhöhung der Druckfestigkeit von Weichholz quer zur Faser durch Nagelung.

Von Dr.-Ing. Carl Justus Hoppe, Frankfurt/Main.

### 1. Aufgabestellung und Ziel der Versuche.

Die geringe Druckfestigkeit quer zur Faser ist bei Holzkonstruktionen oft für die Bemessung bestimmend. Die zulässigen Beanspruchungen sind bekanntlich für luftgetrockenes Holz bei Druck quer zur Faser

bei Weichholz  $\sigma_{zul} = 25 \text{ kg/cm}^2$

bei Hartholz  $\sigma_{zul} = 40 \text{ kg/cm}^2$ .

Es drängt sich hieraus die Aufgabe auf, zu prüfen, ob sich die Druckfestigkeit von Weichholz quer zur Faser nicht durch einfache Mittel erhöhen läßt. Da diese Beanspruchung bei üblichen Holzbauwerken meist als Druck auf eine räumlich begrenzte Fläche vorkommt, liegt es nahe, eine Art Verfestigung der gedrückten Fläche durch Nagelung vorzusehen. Hierüber sind vor mehreren Jahren einige Versuche durchgeführt, über deren Ergebnisse erst jetzt berichtet werden kann.

Die Versuche verfolgten das Ziel, festzustellen, in welchem Ausmaße die Festigkeit von quer zur Faser gedrücktem Weichholz durch Nagelung zu erhöhen ist. Es wurde dabei stets an den Fall: Druckübertragung eines Jochstieles auf den Holm gedacht und die Ausbildung der Versuchsstücke und der Versuchsanordnung danach eingerichtet.

Da ja im fertigen Bauwerk im allgemeinen größere bleibende Verformungen ausgeschaltet sein sollen, erscheint es richtig, die entscheidenden Folgerungen aus dem Verhalten der Probekörper im Bereich der ersten kleinen, im wesentlichen federnden Eindrückungen zu bestimmen. Als maßgebend wurden auf Grund der Beobachtung die Eindrückungen von 3 und 5 mm Größe angenommen. Um die Wirkung der verschiedenen Nagelungsarten recht augenscheinlich zu machen, wurden die Versuche stets bis zu einer Eindrückung von 30 mm fortgeführt; die Tragfähigkeit der Probekörper war dann in allen Fällen erschöpft.

### 2. Versuchsanordnung und Vorversuche mit ungenagelten Probekörpern.

Die Versuche wurden mit einer behelfsmäßigen 50-t-Prüfeinrichtung durchgeführt. Die Druckübertragung erfolgte an der Unterseite der Probekörper auf eine größere Fläche, an der Oberseite durch eine Druckplatte, die mit quadratischer oder kreisrunder Form der Wirkung eines Stieles auf einen Jochholm entsprechen sollte. Die maßgebende Druckeinwirkung trat also stets auf der Oberseite des Probekörpers ein.

Die Meßanordnung ermöglichte die Feststellung der Eindrückung der oberen Druckplatte in die Probekörper bis auf  $\frac{1}{10}$  mm, ein Genauigkeitsgrad, der für die Messungen im unteren, federnden Lastbereich erforderlich war. Als Anfangsbelastung wurden stets 4 t beibehalten, um Ablesungsfehler durch Verschiebungen nach völliger Entlastung auszuschalten. Die Drucksteigerung erfolgte in Stufen von 2 zu 2 t, jede Laststufe einmal wiederholt, so daß über jede Stufe zwei Messungen vorliegen.

Als Probekörper wurden Stücke von 75 cm Länge, 18 bis 20 cm Höhe und 20 cm Breite gewählt. Als Stoff stand Kiefer gewöhnlicher Güte zur Verfügung. Es hat sich bei

den Versuchen mehrfach als störend erwiesen, daß das Holz nicht astrein war, da durch die Aststellen die Meßergebnisse rein zufällig beeinflusst wurden. Um zu erreichen, daß die beiden Druckflächen genau parallel waren, wurden die Stücke an den Druckflächen durch eine Dikten-Hobelmaschine bearbeitet.

Holz weist große Unterschiede durch Wachstumseinflüsse auf. Um daher die Versuchsergebnisse vergleichen zu können, wurden die Probestücke einer Versuchsreihe, deren Ergebnisse in zusammengefaßten Diagrammen dargestellt sind, stets aus einem größeren Balken herausgeschnitten. Soweit in der Versuchsauswertung Ergebnisse verglichen werden, sind sie grundsätzlich aus Probekörpern eines Balkens gewonnen. Es hat sich gezeigt, daß es nicht gleichgültig ist, ob ein Probekörper aus Fußende, mittlerer Stammhöhe (Beginn der Äste) oder Zopfende eines Stammes entnommen ist. Durch wechselweise Wahl sind diese Faktoren, die — wenn übersehen — leicht ein erheblich falsches Bild der Ergebnisse vortäuschen können, weitgehendst ausgeschaltet. Jedenfalls wird darauf hingewiesen, daß nur die in der späteren Auswertung gegenübergestellten Ergebnisse vergleichsfähig sind. Allgemeine Rückschlüsse lassen sich nur durch Mittelbildung aus einer größeren Anzahl von Versuchsergebnissen gewinnen.

Für die Nagelung wurden durchweg Drahtstiftnägeln von 8 cm Länge verwendet. Über ihre Anordnung wird weiter unten berichtet.

Als Vorversuche wurden mehrere ungenagelte Probekörper untersucht. Es sollte hierbei das Verhalten des Holzbalkens unter wachsenden Laststufen genau beobachtet werden, um aus den Verformungs- und Zerstörungsvorgängen Rückschlüsse auf die zweckmäßigste Anordnung der Nagelung, ggf. auch auf noch sonstige Maßnahmen zur Erhöhung der Festigkeit zu ziehen.

Die Vorversuche ermöglichten folgende Feststellungen:

a) Die Elastizität des Holzes ist je nach der Güte sehr unterschiedlich. Die ersten bleibenden Eindrückungen treten auf, sobald die äußeren Fasern durch die Druckplatte abgeschert werden. Das Abbiegen der folgenden Fasern am Übergang zwischen dem gedrückten und dem außerhalb der Druckzone liegenden Teil ist deutlich erkennbar. Dieser Vorgang setzt sich bei wachsenden Lasten schnell zunehmend fort.

b) Bei mittleren Belastungen beginnt das Holz in der Druckzone seitlich auszuweichen, so daß die vorher lotrechten Seitenflächen sich zunehmend wölben bzw. aufsplintern.

c) Gleichfalls bei mittleren Belastungen treten Spaltreisse an den Balkenenden auf, die bei zunehmenden Lasten rasch anwachsen und das Holz schließlich unter lautem Krachen auseinanderreißen.

Aus diesen Beobachtungen wurden nachstehende Folgerungen gezogen:

Zu a) Die Elastizität hängt vor allem von der Festigkeit und dem Zusammenhalt der einzelnen Holzfasern ab. Solange diese durch eine Belastung nicht gestört werden, zeigen sich nach der Entlastung keine bleibenden Eindrückungen. Wird der Druck weiter gesteigert, so entsteht durch das Abscheren der Fasern der äußeren Schichten eine bleibende Eindrückung. Diese nimmt mit weiter wach-

senden Lasten sehr schnell zu, da nach Zerstörung der ersten Fasern eine ständig geringer werdende Schicht noch gesunder Fasern zur Aufnahme des Druckes und damit auch für die Verteilung der Spannungen im ganzen Holzkörper zur Verfügung steht. Der beschriebene Vorgang erklärt die Tatsache, daß bei sämtlichen Probekörpern (ungenagelten und später auch genagelten) die Spannungs-Eindrückungs-Diagramme bei wachsenden Laststufen immer flacher werden.

Es ist zu erwarten, daß durch Nagelung der Druckfläche eine Erhöhung der Festigkeit zu erzielen ist. Die Nägel werden die äußeren Schichten entlasten, indem sie einen Teil des Druckes unmittelbar auf tiefer liegende Schichten abgeben. Hier wirkt in der Hauptsache die Mantelreibung der Nägel und nur in geringem Maße der Spitzenwiderstand. Die Mantelreibung geht allerdings verloren, sobald bei höheren Laststufen das Holz seitlich auseinandergequetscht wird. Als Folge der Nagelung wird der Beginn der Zerstörungsvorgänge erst bei einer höheren Belastung eintreten als bei ungenageltem Holz. Es ist darauf zu achten, daß die Nagelung genügend weit über die gedrückte Fläche hinaus fortgesetzt wird, um auch diese Übergangszone, in der die Fasern abgebogen werden, zu sichern.

Zu b) Es ist zu erwarten, daß sich die Festigkeit erhöhen läßt, wenn das seitliche Ausweichen des Holzes bei zunehmendem Druck behindert wird. Die einfachste Maßnahme, um dies zu erreichen, wird sein, den Balken auch seitlich zu nageln.

Zu c) In gleicher Weise dürfte eine Behinderung des bei höheren Druckbelastungen auftretenden Spaltens der Balkenenden eine Erhöhung der Festigkeit bewirken. Als Maßnahme hierzu kommt Nagelung von allen Seiten, Umspannung durch Bügel mit Bolzen oder Umfassung der Enden durch Bandstahl in Frage.

### 3. Versuchsprogramm und Ergebnisse.

Die Vorversuche führten zu folgendem Versuchsprogramm:

Versuch 1. Balken ungenagelt,

2. obere Druckfläche genagelt,
3. obere und untere Druckfläche genagelt,
4. beide Seitenflächen genagelt,
5. beide Druckflächen sowie beide Seitenflächen genagelt,
6. wie 5., außerdem die Balkenenden allseitig genagelt,
7. wie 5., außerdem die Balkenenden mit Bügeln umfaßt,
8. wie 5., außerdem die Balkenenden mit Bandstahl umfaßt.

Wie bereits vermerkt, wurden Stücke von 75 cm Länge, 18 bis 20 cm Höhe und 20 cm Breite gewählt. Bei der Nagelung im Bereiche der Druckplatte wurden die Flächen auf 30 cm Länge durch ein quadratisches Netz von 2 cm Linienabstand überzogen und die Nägel in den Netzpunkten in diagonaler Anordnung, jeweils eine Reihe überspringend, eingeschlagen. Bei der Nagelung der Balkenenden für den 6. Versuch wurde ein doppelt so weiter Nagelabstand gewählt. Die Bügel an den Balkenenden (Versuch 7) wurden durch kräftiges Anziehen der Bolzen unter Vorspannung gesetzt. Der Bandstahl 1·20 mm (Versuch 8) wurde in fünffacher, spiralförmiger Anordnung durch

80 mm lange, diagonal zueinander versetzte Nägel befestigt. Das Band wurde sehr sorgfältig angepaßt; eine Vorspannung ließ sich nicht mehr erreichen.

Entsprechend den im Abschnitt 2 dargelegten Gründen wurden die Versuchskörper einer Reihe (Versuche 1 bis 8) jeweils aus einem Balken entnommen.

Die Abb. 1, 3 und 5 lassen die Ausbildung der Versuchskörper erkennen; die nicht gezeigten Versuchskörper sind ohne weiteres vorstellbar.

Die Spannungs-Eindrückungs-Diagramme einer charakteristischen Versuchsreihe sind in Abb. 7 aufgetragen. Insgesamt sind vier Versuchsreihen durchgeführt, die im wesentlichen stets die gleichen Ergebnisse erbrachten.

Versuch 1. Balken ungenagelt.

Es ergaben sich keine neuen Beobachtungen gegenüber

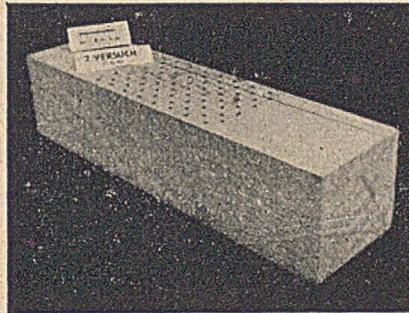


Abb. 1: Probekörper zu Versuch 2: Obere Druckfläche genagelt.

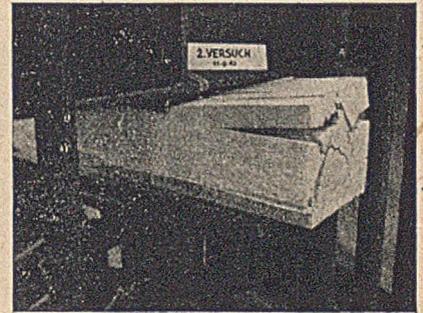


Abb. 2: Versuch 2 bei 30 mm Eindrückung.

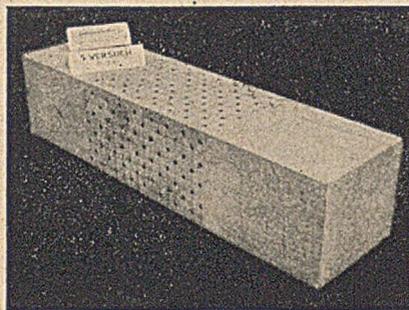


Abb. 3: Versuch 5: Beide Druckflächen und beide Seitenflächen genagelt.



Abb. 4: Versuch 5 bei 30 mm Eindrückung.

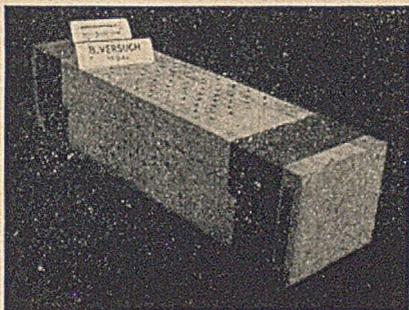


Abb. 5: Beide Druckflächen und beide Seitenflächen genagelt, Balkenenden mit Bandstahl umfaßt.

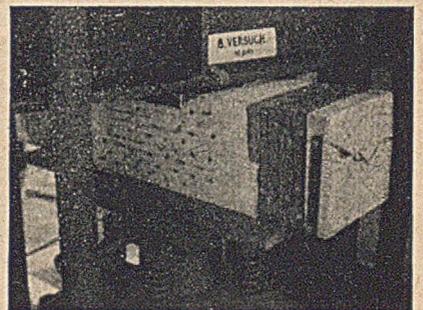


Abb. 6: Versuch 8 bei 30 mm Eindrückung.

den Vorversuchen. Die dort festgestellten Vorgänge wurden in allen Fällen bestätigt, wenn sie auch, der unterschiedlichen Holzgüte entsprechend, bei Druckbeanspruchungen verschiedener Größe auftraten. Die Diagramme lassen deutlich den federnden Bereich erkennen, nach dessen Überschreitung die Eindrückungen immer stärker zunehmen. Bei 30 mm Eindrückung wurden die Versuche abgebrochen, da die Tragfähigkeit erschöpft war.

Versuch 2. Obere Druckfläche genagelt (Abb. 1).

Die erwartete Erhöhung der Druckfestigkeit gegenüber dem ungenagelten Balken trat ein. Es zeigte sich ferner,

daß das seitliche Ausweichen des Holzes im Bereiche der Druckplatte durch die Nagelung der Druckfläche nicht vermindert wurde. Bei höheren Lasten spalteten die Balkenenden wie bei Versuch 1 auf (Abb. 2). Die zugehörige Kurve in Abb. 7 läßt erkennen, daß der Nutzen der Nagel-

die Kurve zeigt, derjenigen des Balkens mit genagelter Druckfläche (Versuch 2) gleichzusetzen. Auch hier war etwa bei 5 mm Eindrückung der Nutzen der Nagelung voll erreicht. Die Beobachtung der Seitenflächen ließ deutlich den Einfluß der Nagelung erkennen. Die Nagelköpfe fraßen sich bei höheren Lasten tief in das Holz ein, das zwischen den Reihen in kleinen Wulsten herausgepreßt wurde, ein Zeichen dafür, daß die Haftfähigkeit der Nägel mit wachsendem Druck ständig zunahm. Die Seitenflächen als Ganzes wölbten sich auch bei den höchsten Laststufen nicht aus. Die Balkenenden spalteten schließlich wie bei Versuch 1 auf.

Versuch 5. Beide Druckflächen sowie beide Seitenflächen genagelt (Abb. 3).

Die hier festgestellte Erhöhung der Druckfestigkeit gegenüber dem ungenagelten Balken betrug etwa die Summe der Steigerungen aus Nagelung der Druckflächen (Versuch 2) und aus Nagelung der Seitenflächen (Versuch 4). Da diese beiden Nagelungsarten auf verschiedene Holzschichten des gedrückten Balkens einwirken, war dies Ergebnis zu erwarten. Die Beobachtungen ergeben im Vergleich zu den Versuchen 2 und 4 nichts Neues. Bei höheren Lasten trat auch hier eine starke Aufsplitterung der Balkenenden ein (Abb. 4).

Versuch 6. Beide Druckflächen sowie beide Seitenflächen, außerdem die Balkenenden allseitig genagelt.

Die Druckfestigkeiten lagen etwa wie bei Versuch 5, wie die Kurven zeigen. Das Aufsplittern des Holzes an den Balkenenden bei höheren Lasten wurde durch deren Nagelung zwar verzögert, aber nicht verhindert. Da diese Risse im allgemeinen vom Kern des Balkens ausgingen, bis zu dem die Nägel nicht hineinreichten, ist das Ergebnis, das keine wesentliche Besserung gegenüber dem Versuch 5 erbrachte, verständlich.

Versuch 7. Beide Druckflächen sowie beide Seitenflächen genagelt, außerdem die Balkenenden mit Bügeln umfaßt.

Es ergaben sich etwa die gleichen Werte wie bei den Versuchen 5 und 6. Bei höheren Lasten platzte die Schicht zwischen der Druckplatte und den Einspannungen der Balkenenden durch die Bügel, wodurch der erhoffte Vorteil dieser besonderen Maßnahme wieder verloren ging. Daß die Bügel sehr starken Kräften ausgesetzt wurden, zeigten ihre erheblichen Verformungen. Gleichwohl konnte ein merklicher Nutzen dieser Maßnahme gegenüber Versuch 5 nicht festgestellt werden.

Versuch 8. Beide Druckflächen sowie beide Seitenflächen genagelt, außerdem die Balkenenden mit Bandstahl umfaßt (Abb. 5).

Das Ergebnis entspricht dem Versuch 7, die Beobachtungen waren gleichfalls dieselben (Abb. 6).

#### 4. Folgerungen, neues Versuchsprogramm und dessen Ergebnisse.

Die bisher beschriebenen Versuche haben klar erwiesen, daß je durch Nagelung der Druckflächen und der Seitenflächen eine beachtliche Erhöhung der Druckfestigkeit zu erreichen ist. Diese Erhöhung addiert sich bei gleichzeitiger Anwendung beider Maßnahmen, sie ist bereits im Bereiche geringer Eindrückungen, die ja für die Nutzbelastung entscheidend sind, voll wirksam und bleibt bis zur Erschöpfung der Tragfähigkeit erhalten. Die Versuche, eine weitere Erhöhung der Lastaufnahme durch Behandlung der Balkenenden gegen Aufsplittern (allseitiges Nageln, Umfassen

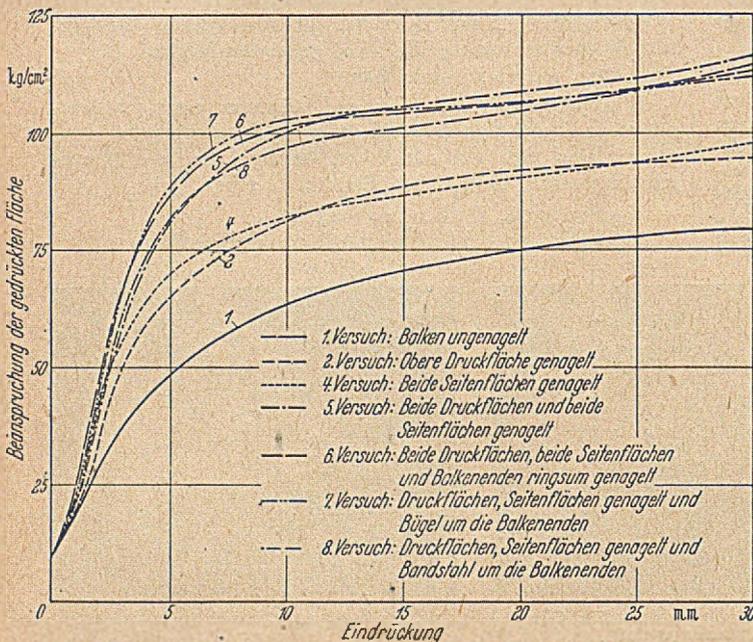


Abb. 7: Spannungs-Eindrückungs-Diagramme einer Versuchsreihe (8 Versuche mit verschiedenen Anordnungen).

lung bei etwa 5 mm Eindrückung voll erreicht ist; von hier ab laufen die Kurven 1 und 2 parallel.

Versuch 3. Obere und untere Druckfläche genagelt.

Dieser nur einmal durchgeführte Versuch erbrachte gegenüber dem Versuch, nur die durch die Druckplatte belastete obere Druckfläche zu nageln (Versuch 2), keine neuen Erkenntnisse. Bei der Größe der unteren Auflagerfläche traten hier keinerlei Verformungen auf, die weiteren Versuche 3 wurden daher unterlassen.

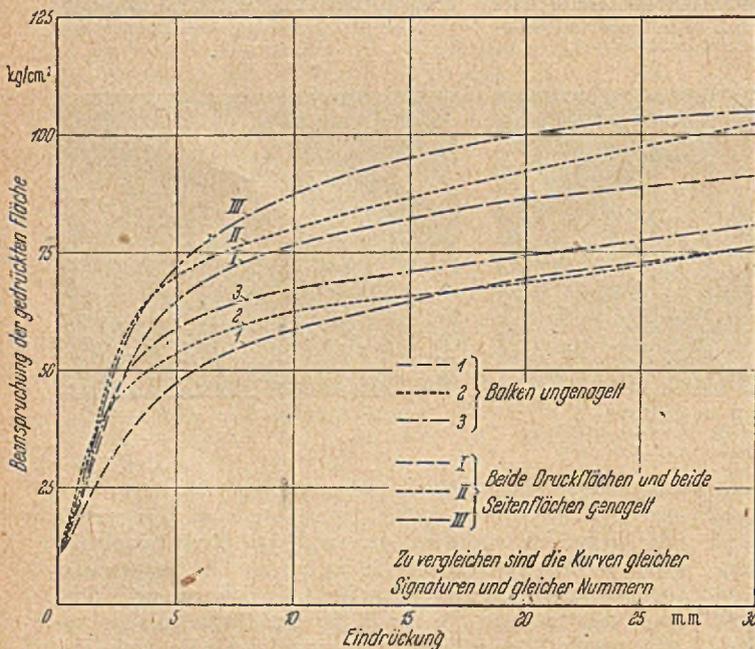


Abb. 8: Spannungs-Eindrückungs-Diagramme von vergleichsfähigen ungenagelten und allseitig genagelten Probekörpern.

Versuch 4. Beide Seitenflächen genagelt.

Es trat eine merkbare Erhöhung der Druckfestigkeit gegenüber dem ungenagelten Balken ein. Diese war, wie

durch Bügel oder Bandstahl) zu erreichen, haben keine Vorteile erbracht, die den Aufwand dieser Maßnahmen rechtfertigen.

Diese letzteren Versuche sind daher als unfruchtbar nicht weiter verfolgt worden. Hierfür war auch der Gedanke bestimmend, daß Holme zwischen zwei Stielen, bei denen also keine freien Enden vorhanden sind, den untersuchten Proben nicht recht entsprechen.

Dagegen wurden zur genaueren Erforschung der erreichbaren Laststeigerung durch Nageln innerhalb des Druckbereiches weitere Versuche angesetzt, die also nur noch den Versuchen 1 und 5 des ersten Programms entsprachen. Als Erweiterung wurden nun neben den wie bisher rechteckigen Druckplatten von 20 · 20 cm noch runde Druckplatten von 20 cm  $\phi$  eingeführt.

Die Ergebnisse einzelner Versuchsreihen aus diesem Programm sind in Abb. 8 aufgetragen. Die Probekörper sind so aus den Balken herausgeschnitten, daß jeweils die gleichartig signierten Versuchskurven miteinander zu vergleichen sind. Die Ergebnisse bestätigen überzeugend diejenigen der im Abschnitt 3 beschriebenen Versuche.

#### 5. Auswertung.

Für die Auswertung sind die Kurven der ungenagelten und allseitig genagelten Probestücke zu vergleichen

(Abb. 8). Man erkennt, daß ungenageltes Kiefernholz bei einer zulässigen Beanspruchung von 25 kg/cm<sup>2</sup> quer zur Faser Eindrückungen von 1,0 bis 1,6 mm erfährt; die Elastizität läßt meist bei etwa 35 kg/cm<sup>2</sup> sichtbar nach (die Kurven werden flacher). Bei allseitig genageltem Holz sind gleichgroße Eindrückungen erst bei einer Beanspruchung von etwa 35 kg/cm<sup>2</sup> zu finden. Die Elastizität reicht bis zu einer Beanspruchung von etwa 50 kg/cm<sup>2</sup> und höher (die Kurven sind bis hierher gerade).

Die Versuche haben erwiesen, daß die Druckfestigkeit von quer zur Faser gedrücktem Weichholz durch Nageln der Druck- und Seitenflächen wesentlich erhöht werden kann. Die Versuche haben noch kein abgeschlossenes Ergebnis zu bringen vermocht; ihre Vertiefung war s. Z. nicht möglich. Neue Versuche müßten noch Klarheit darüber schaffen, welche Nagellängen und Nagelanordnungen sowie Nagelabstände die günstigsten Ergebnisse zeitigten, und wie sich andere Weichholzarten verhalten. Hinsichtlich der ersteren Fragen scheint eine weitere Verbesserung durchaus möglich. Mit Fichte und Tanne sind ungünstigere Ergebnisse als mit Kiefer, die bekanntlich sehr spaltrissig ist, nicht zu erwarten, so daß mit den Kieferversuchen wahrscheinlich die maßgebenden unteren Grenzwerte ermittelt sein dürften.

## Versuche mit Fußbodenbelägen in den Schuppen des Hamburger Hafens.

Von Baudirektor Wolfgang Pohle, Hamburg.

Wie allgemein das Bauwesen in Deutschland, wird auch der Wiederaufbau des Hamburger Hafens stark durch den Holzangel beeinfußt. Während für den Bau von Kaimauern und Hochbauten aller Art, insbesondere der Schuppen, erprobte und auch wirtschaftliche Bauweisen in Stahl und Stahlbeton zur Verfügung stehen, ist dieses auf dem Gebiet der Pfahlwerke — hierunter seien hier die Dalben, Reibepfähle und Fender verstanden — und bei den Fußbodenbelägen der Kaischuppen nicht der Fall. Bei den Pfahlwerken und Fußbodenbelägen sind die Ersatzbauweisen in Stahl, Beton und Stahlbeton den früheren Holzbauweisen nicht als absolut gleichwertig anzusprechen. Sie sind bis jetzt keineswegs in großem Maßstab erprobt und außerdem unwirtschaftlicher.

Im nachfolgenden soll über Versuche gesprochen werden, die im Hamburger Hafen hinsichtlich der Fußbodenbeläge der Kaischuppen im Laufe des Jahres 1948 gemacht wurden. Es sei von vornherein unterstrichen, daß es sich um Versuche handelt, deren Bewährung abzuwarten bleibt. Über sie wird erst nach längerer Zeit abschließendes gesagt werden können.

Zum Verständnis der Lage im Hamburger Hafen sei folgendes vorausgeschickt: Das gesamte Hafengelände liegt auf aufgehöhtem, also unsicherem Baugrund. Deshalb müssen alle schwereren Bauwerke, wie Kaimauern, Schuppen und dergleichen auf Pfählen gegründet werden, wenn nicht gar auf Senkkästen. Es sind also auch die Hochbauten der Kaischuppen durchweg auf Pfählen gegründet. Die Fußböden der Schuppen dagegen, die sehr hohe Stapellasten aufzunehmen haben, sind ganz von der eigentlichen Schuppenkonstruktion getrennt und bestanden bisher aus 7 cm starken Holzbohlen, die auf Lagerhölzern in den Sand der Schuppenfläche verlegt waren. Auch den Fußboden auf Pfählen zu gründen und die Lasten durch freitragende Konstruktionen auf diese Pfahlgründungen zu übertragen, wäre unwirtschaftlich gewesen. Es war viel billiger, den hölzernen Fußbodenbelag nach der sich regelmäßig im Laufe der Jahre vollziehenden Setzung, wenn diese Setzungen für den Schuppenverkehr

zu stark wurden, aufzunehmen, den Fußboden durch Sandauffüllung wieder auf seine alte Höhe zu bringen und dann den hölzernen Fußbodenbelag wieder neu zu verlegen.

Der Holzfußboden macht die Bewegungen des Untergrundes ohne weiteres mit, er hat eine geringe Wärmeleitung, schwitzt also unter der Ware nie, ist der starken Beanspruchung durch die Stahlräder der Stichkarren gewachsen — die Karrbahnen wurden mit Blechen belegt oder aus besonders zähen ausländischen Hölzern hergestellt — und beging sich gut für den Arbeiter, da er nie glatt wurde. Außerdem war er verhältnismäßig billig. Er ist der idealste Fußbodenbelag.

Ein Ersatzstoff, der alle diese guten Eigenschaften in sich vereint, ist bis jetzt noch nicht gefunden worden. Als einziger Ausweichstoff stand nur Beton und Stahlbeton mit verschiedenen Oberflächenbehandlungen zur Verfügung. Ein Pflaster aus Kupferschlackensteinen o. ä., das im kleineren Umfange schon vor dem Kriege auf Schuppenrampen mit gutem Erfolg angewandt worden war, ließ sich nicht beschaffen.

Bei der Wahl des neuen Fußbodenbelages war, nachdem der Stoff, nämlich Beton, als gegeben anzusehen war, zu entscheiden über

1. Art des Belages, nämlich geschlossene Decke oder Pflaster aus Steinen oder Platten,
2. Stärke des Belages,
3. Ausbildung und Form der Fugen,
4. Art der Oberflächenbehandlung,
5. Bewehrung.

Die geschlossene Decke in Form von Beton oder Asphalt kam nicht in Frage, weil sie durch die Bewegungen des Untergrundes sehr bald zerstört worden wäre. So blieb nur ein Pflaster aus Steinen oder Platten übrig. Die Einzelteile dieses Pflasters mußten so bemessen werden, daß sie nach dem Absacken möglichst leicht wieder aufgenommen werden können, sei es von Hand, mit besonderen Hebevorrichtungen, oder durch Unterpressen von Mörtel.

Am einfachsten läßt sich die Neuverlegung nach dem Absacken natürlich mit Pflasterungen aus Pflastersteinen oder -platten kleinerer Abmessungen vornehmen, die leicht von Hand gehandhabt werden können. An Belägen dieser Art wurden auf den Versuchsfeldern verwandt:

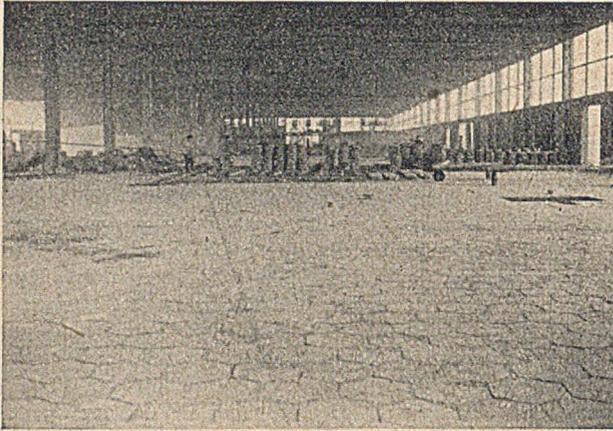


Abb. 1. Fertiger Belag aus Sechseckplatten.

1. Betonsteine  $25 \times 25$  cm, 15 cm stark, mit Oberflächenhärtung durch Duromit,

2. Betonplatten  $30 \times 30$  cm, 8 cm stark, mit Oberflächenhärtung durch Duromit,

3. Basaltinplatten  $30 \times 30 \times 6$  cm,

4. sechseckige Betonplatten, Außendurchmesser 60 cm, Stärke 6 cm Beton mit 2 cm Asphaltauflage,

5. sechseckige Betonplatten, Außendurchmesser 50 cm, Stärke 10 cm Beton mit 2 cm Asphaltauflage (Abb. 1). Bei größeren Abmessungen der Beläge ist das Aufnehmen und Wiederverlegen nur mit besonderen Einrichtungen möglich. Es ist beabsichtigt, dies mit den im Schuppen verwandten Stapelkränen zu tun, die bis zu 1 t heben können, oder ein Unterpressen mit Mörtel



Abb. 2. Sechseckplatten. Aufbringen des Kaltasphaltanstriches.

anzuwenden, wie dies bei der Hebung von versackten Autobahnbelägen mit gutem Erfolg getan wurde. An großflächigen Belägen wurden eingebaut:

6. Betonplatten  $1,50 \times 1,50$  m, 12 cm stark, mit unterer Bewehrung aus Baustahlgewebe Nr. 14 und Oberflächenhärtung durch Duromit,

7. Betonplatten  $1,25 \times 2,00$  m, 15 cm stark, mit oberer und unterer Bewehrung aus Baustahlgewebe Nr. 14 und Oberflächenhärtung durch Diabassplitt,

8. Betonplatten  $1,50 \times 1,50$ , 15 cm stark, mit oberer und unterer Bewehrung aus Baustahlgewebe in Sonderanfertigung und Oberflächenhärtung durch Basaltsplitt,

9. Betonplatten  $3,0 \times 3,0$  m, 15 cm stark, mit unterer Bewehrung aus Baustahlgewebe Nr. 14 und 2 cm Asphaltauflage.



Abb. 3. Sechseckplatten. Aufbringen des Heißasphaltanstriches.

Die Beläge der Pos. 2 und 3 wurden auf stark eingewalzter 25 cm starker Packlage aus Trümmerschutt in 2 cm Pflastergrand, die Sechseckplatten der Pos. 5 in 5 cm Pflastergrand, alle anderen Beläge direkt auf den Sand des Schuppenfußbodens verlegt. Die Steine und Platten der Pos. 1 bis 5 wurden in Betonwarenfabriken hergestellt und fertig an die Baustelle geliefert, wobei der Asphaltbelag der Pos. 4 und 5 auf der Baustelle vor dem Verlegen der Steine aufgebracht wurde. Sie erhielten zunächst einen Anstrich mit Kaltasphalt, um ein besseres Hafnen des Asphaltbelages zu erzielen (Abb. 2). Dann wurde eine sechseckige Stahlform auf den Stein aufgesetzt, die 2 cm über die Oberfläche herausstand und dann der Heißasphalt eingebracht und über die Stahlform ab-

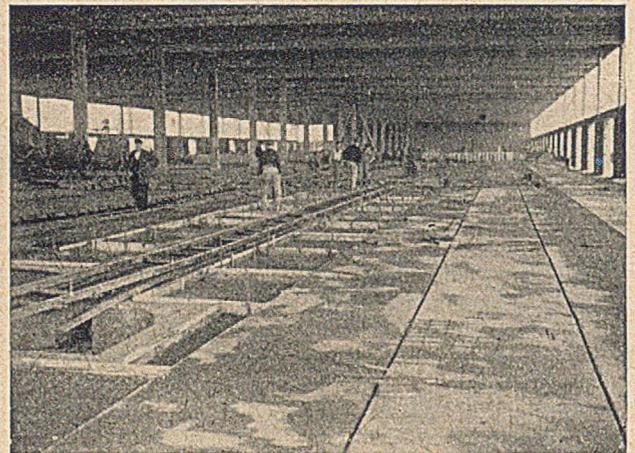


Abb. 4. Fußbodenplatten  $1,50 \times 2,00$  m.

gestrichen (Abb. 3). Um sie später leicht heben zu können, erhielten die Platten der Pos. 6 und 7 zwei durch Blechtüllen ausgesparte Öffnungen von  $3 \times 7$  cm, durch die beim Anheben später eine Hammerkopfschraube mit Öse zur Aufnahme des Kranhakens eingebracht werden soll. Die Platten der Pos. 8 erhielten drei einbetonierte 2"ige Gasrohre zum gleichen Zweck oder zum Anschluß von Pumpen, falls die Platten durch Unterpressen von Mörtel gehoben werden sollen. Durch Anordnung der



Anwendung und Weiterentwicklung gerade dem Ingenieur am Herzen liegen sollte. Es folgt die Wirtschaftlichkeit der Verkehrsmittel, jener Aufgabenbereich, der angesichts der Notwendigkeit, die Selbstkosten aus dem Arbeitsprozeß herzuleiten und die Tarife entsprechend zu entwickeln, in hohem Maße ein Anliegen der Ingenieure ist. Die Gliederung der Kosten einmal in feste und veränderliche (in Abhängigkeit von der Verkehrsarbeit) und sodann in Stations- und Streckenkosten (über der Entfernung) sowie die Grundsätze der Tarifgestaltung werden in diesem Sinne durch Grundsatzformeln und zeichnerische Darstellungen einleuchtend dargestellt. Entsprechend werden auch Fragen der Verkehrscheiden (Wettbewerbsgrenzen), z. T. an Beispielen, rechnerisch behandelt. Das Gleiche gilt von Problemen der wirtschaftlichen Trassierung, die hier hineinspielen (Satz vom Anschluß und vom Knotenpunkt) und z. B. von der wirtschaftlich günstigsten Höhenlage eines Verkehrsweges bei einer Talüberschreitung. Der letzte Abschnitt handelt von der Bewirtschaftung der Straßen mit ihren besonderen von den Eisenbahnen abweichenden Merkmalen. Umfangreiches Zahlenmaterial über die Selbstkosten der Fahrzeuge mit Beispielsrechnung und die Preisbildung im Straßenverkehr sowie statistische Angaben stellen die Verbindung zur Praxis her. Auch dieser Druck enthält einprägsame Abbildungen sowie Schrifttums- und Sachverzeichnis.

Die beiden Arbeiten von Prof. R i s c h seien dem Studenten und dem Praktiker auf das Wärmste empfohlen.

E. Reuleaux, Darmstadt.

Beyer, Kurt, Dr.-Ing., Professor an der Technischen Hochschule Dresden: Die Statik im Stahlbetonbau. Zweite Aufl., berichtigter Neudruck. XII und 804 Seiten. Mit 1372 Abb. im Text, zahlreichen Tabellen und Rechenvorschriften. Berlin: Springer-Verlag 1948. Preis Halbleinen gebunden DM. 66,—.

Das bekannte Beyer'sche Buch war seit Jahren vergriffen. Der Verfasser trug sich mit der Absicht, das Werk in der dritten Auflage neu zu bearbeiten mit dem Ziel, Aufgaben des Stahl- und Stahlbetonbaues gemeinsam zu behandeln. Der Krieg hat die Vorbereitungen hierzu gestört. Die Fachwelt wird es daher dankbar begrüßen, daß die zweite Auflage als berichtigter Neudruck wieder zur Verfügung steht.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Graf, Otto, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart: Die Baustoffe, ihre Eigenschaften und ihre Beurteilung. XII und 191 Seiten. Mit 94 Textabbildungen und 12 Zahlentafeln. Stuttgart. Verlag Konrad Wittwer 1947. Preis geb. DM 9,—.

Das Buch will dem Studierenden und dem berufstätigen Architekten und Bauingenieur einen Leitfaden und eine Darstellung der wichtigsten Erkenntnisse geben. Behandelt werden die Bauhölzer, die natürlichen und die gebrannten Steine, die Bindemittel (Kalke, Zemente, Magnesia, die Gipse) sowie ihre Mörtel, der Beton, die metallischen Werkstoffe (Gußeisen, die Baustähle, der Stahlguß, die schweren Nichteisenmetalle, Aluminium und Magnesium nebst Legierungen), Bauglas, Bitumen und Teer, die organischen Kunststoffe und Anstriche. Die Baustoffe werden auch hinsichtlich des Wärmeschutzes und der Schalldurchlässigkeit beurteilt, und abschließend werden einige Angaben über die Materialprüfung gebracht.

Das Buch vermittelt trotz seines verhältnismäßig geringen Umfanges einen vortrefflichen Einblick in das behandelte Wissensgebiet. Die Darstellung ist knapp, erfaßt aber überall das Wesentliche. Das Buch darf zu den wertvollsten Erscheinungen der Literatur auf dem Gebiet der Baustoffe gezählt werden, da es der Verfasser verstanden hat, seine durch jahrzehntelange Forschungen und praktische Erfahrungen fundierten Kenntnisse für den Leser fruchtbar zu machen.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Prange-Koppensfels. Vorlesungen über Integral- und Differentialrechnung. Bd. 1: Funktionen einer reellen Veränderlichen. XVI. + 436 Seiten. Gr. 8°. Mit 140 Abbildungen. Berlin: Springer-Verlag 1943. Preis geh. DM 27,—.

Die Vorlesungen, die G. Prange an der TH. Hannover als Einführung in die höhere Mathematik für Studierende der Ingenieurwissenschaften gehalten hat, sind von seinem Schüler und langjährigen Mitarbeiter W. v. Koppensfels, zuletzt Professor an der TH. Brünn, für den Druck bearbeitet worden. Ihr erster Band, der die Funktionen einer reellen Veränderlichen behandelt, war bereits 1943 fertig, ist aber erst jetzt im Buchhandel erschienen. Da der Herausgeber 1945 in russischer Kriegsgefangenschaft gestorben ist, nach dem Vorwort aber das Manuskript des zweiten, abschließenden Bandes, der die Funktionen mehrerer Veränderlicher enthalten soll, fertig gestellt hatte, ist zu hoffen und zu wünschen, daß auch dieser zweite Band bald erscheint.

Schon dieser vorliegende Band läßt das Urteil zu, daß hier eine für die Bedürfnisse des Ingenieurs besonders geeignete Einführung in die Analysis vorliegt, die ohne auf die heute auch im Mathematikunterricht einer TH. zu fordernde Strenge in der Begründung der Grundbegriffe zu verzichten, doch überall von dem Ingenieur naheliegenden Fragestellungen ausgeht. Darüber hinaus wird das mathematische Rüstzeug an weiteren zahlreichen Anwendungsbeispielen aus Mechanik, Hydraulik, Festigkeitslehre und Elektrotechnik erprobt und von anderen Blickpunkten her beleuchtet. Im einzelnen wird der Stoff in fünf großen Teilen behandelt. Zunächst werden nur die ganzen rationalen Funktionen untersucht und an ihnen die grundlegenden Begriffe der Analysis entwickelt, wobei überall zunächst das Integrationsproblem unter Benutzung des Schachtelungsverfahrens im Vordergrund steht. Ein Abschnitt über die Elemente der Differenzenrechnung schließt das Kapitel ab; als Anhang wird eine strenge Begründung des Grenzwertbegriffs und der aus ihm entspringenden grundlegenden Sätze gegeben. Der zweite Teil behandelt nach denselben Prinzipien die gebrochenen rationalen Funktionen und ihre Integrale, wobei die Diskussion des Logarithmus, der e-Funktion und des arcus-tangens einschließlich ihrer Taylor-Entwicklungen ausführlich und pädagogisch sehr geschickt durchgeführt wird. Im dritten Teil erfolgt der weitere Ausbau der allgemeinen Theorie; erst hier wird die übliche Leibniz'sche Bezeichnung des Integrals und des Differentialquotienten als Vereinfachung der Schreibweise eingeführt. Im vierten Teil werden wieder spezielle Funktionen untersucht: Quadratwurzeln und ihre Integrale, die Kreis- und Hyperbelfunktionen und einfachste Differentialgleichungen, während der letzte Abschnitt die Theorie der Fourier-Reihen einschließlich des Konvergenzbeweises von Dirichlet bringt.

Der von Prange konsequent verfolgte Gedanke, den Stoff nach dem Grade der Schwierigkeit der untersuchten Funktionen zu gliedern, bringt es mit sich, daß manche Dinge, die beim üblichen Aufbau der Analysis schon früh auftreten, hier erst verhältnismäßig spät in den Gesichtskreis des Lesers treten. Insbesondere gilt das für die Behandlung der Kreisfunktionen; daß es eine Funktion  $\sin x$  gibt, erfährt der Leser erst auf S. 366! Aber da andererseits durch den Aufbau des Buches der Schock, der den unvorbereiteten Studenten gemeinhin bei der Einführung der arcus-Funktionen trifft, weitgehend vermieden wird, hat die Methode des Verfassers manches für sich, um so mehr, als man hoffentlich bald an den deutschen Technischen Hochschulen wieder in der Anfängervorlesung die Kenntnis der Kreisfunktionen und ihrer wichtigsten Eigenschaften wird voraussetzen können. (Daß man das in den letzten zwölf Jahren nicht konnte, hat der Referent zur Genüge erfahren.) Noch ein kleiner Nachteil des sonst so erfreulichen Werkes sei angemerkt: es finden sich keine vom Leser zu bearbeitenden Aufgaben. Nun gibt es zwar zahlreiche Aufgabensammlungen, aber wirklich gute und originelle Aufgaben sind trotzdem selten. Und da sicher ist, daß G. Prange im Laufe seiner jahrzehntelangen Vorlesungstätigkeit manche Aufgabe gefunden hat, die über das Normalmaß der Sammlungen hinausragt, ist es sehr schade, daß das Buch diese Aufgaben original-Prangescher Prägung nicht enthält.

S c h m i e d e n - Darmstadt.

# NORDDEUTSCHER EISENBAU

G. M. B. H.

WILHELMSHAVEN

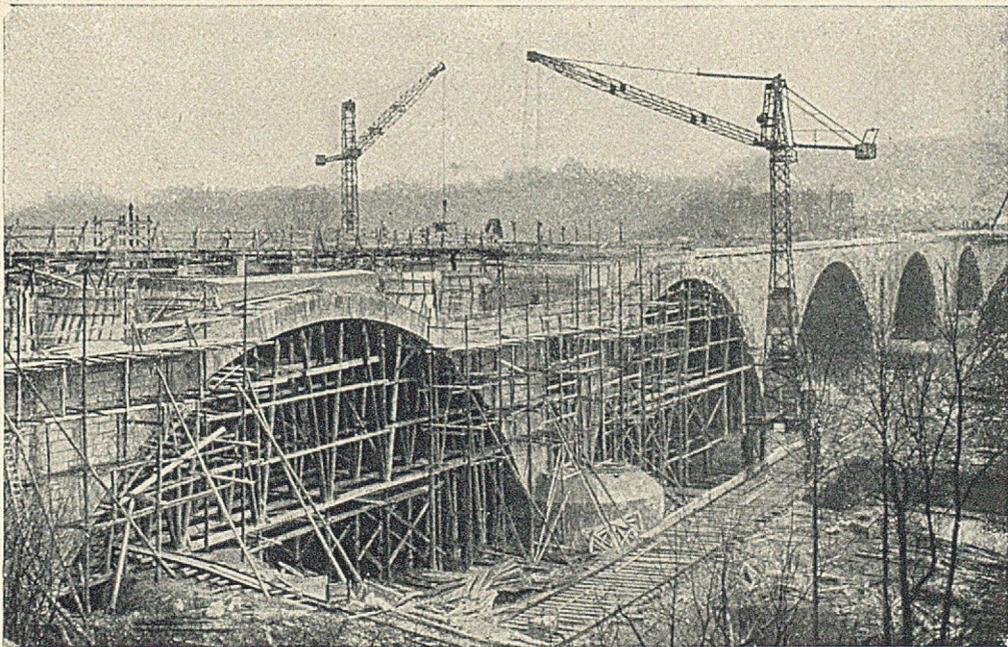
STAHLBAUTEN aller ART  
genietet oder geschweißt



GOTTLIEB **T E S C H** G. M. B. H.  
BAUUNTERNEHMUNG

FÜR BETON- UND STAHLBETON-AUSFÜHRUNGEN DES HOCH-  
UND TIEFBAUES / GRÜNDUNGEN / ERD- UND RAMMARBEITEN  
Berlin-Grünwald, Bettinastraße 4

Fernruf: 87 4671-72



## STATIK DER TRAGWERKE

Von

Dr.-Ing. habil. **Walther Kaufmann**

o. Professor an der Technischen Hochschule zu München

(Handbibliothek für Bauingenieure. Begründet von Rob. Otzen. IV. Teil, 1. Band)

Dritte, ergänzte und verbesserte Auflage

Mit 364 Textabbildungen

VIII, 314 Seiten. 1949. DMark 25.50

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

# TECHNISCHE STATIK

Ein Lehrbuch zur Einführung ins technische Denken

Von

Dipl.-Ing. D. Dr. phil. **Wilhelm Schlink**

Professor an der Technischen Hochschule Darmstadt

Unter Mitarbeit von

**Heinrich Dietz**

Dr.-Ing. habil., Dozent an der Technischen Hochschule Darmstadt

Vierte und fünfte Auflage

Mit 511 Abbildungen im Text. X, 431 Seiten. 1948. DMark 27.60

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



Der Bau der Rheinbrücke  
Duisburg-Rheinhausen  
hat begonnen. DEMAG-Anteil:  
Federführung und 50% der  
Gesamtleistung.

**DEMAG**  
**DUISBURG**