

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 13. Januar 1928.

Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Wilhelm Schachenmeier †.

In dem verflossenen Jahre 1927 hat der Tod unter den deutschen akademischen Lehrern des Bauingenieurwesens eine schmerzliche Lücke gerissen: Am 20. November 1927 ist der o. Professor für Statik und Eisenbau an der Technischen Hochschule München, Dr.-Ing. Wilhelm Schachenmeier, nachdem er eine schwere Operation überstanden hatte, im Alter von 45 Jahren gestorben. Aus einem glücklichen Familienleben, aus einer reichen und fruchtbaren Lehrtätigkeit, aus rastloser Arbeit als Forscher und Ingenieur ist er jäh und unerwartet hinweggerafft worden. Groß ist der Verlust, den seine Freunde und Kollegen, die Technische Hochschule München und die technische Wissenschaft durch den frühen Heimgang des vortrefflichen und bedeutenden Mannes erlitten haben. Sein nächster Weggenosse im beruflichen Leben will es in diesen Zeilen versuchen, ein Bild von seiner Entwicklung, von seinem Wesen und Wirken zu zeichnen.

Wilhelm Schachenmeier wurde 1882 zu Emmendingen in Baden als Sohn eines Oberreallehrers geboren. Vom Vater hatte er wohl die ausgesprochene Lehrbegabung geerbt, die ihn zu einem überaus beliebten und erfolgreichen Lehrer der akademischen Jugend gemacht hat. Er verstand es, in seinen Vorlesungen mit wissenschaftlicher Strenge eine einfache, anschauliche Darstellungsweise zu verbinden, er war ein Meister der Sprache, und es war ein Genuß, seine Vorträge zu hören. Gerade bei der Einführung der Studierenden in das für viele nicht leichte Gebiet der Statik hat sich sein Lehrtalent besonders gezeigt. Wegen des Wohlwollens und des lebendigen Interesses, das er seinen Schülern entgegenbrachte, besaß er ihre Zuneigung und ihr Vertrauen in hohem Maße. So trauert jetzt ein großer Kreis dankbarer Schüler um den geliebten Lehrer.

Seine wissenschaftliche Ausbildung erhielt Schachenmeier an der Technischen Hochschule in Karlsruhe. Hier war es Friedrich Engeßer, der den stärksten Einfluß auf seine berufliche Entwicklung ausgeübt hat. Zeitlebens blieb ihm dieser Mann ein leuchtendes Vorbild als Gelehrter und als Ingenieur. Schachenmeier war in Karlsruhe sein Schüler, sein Mitarbeiter und später sein Nachfolger. In die Karlsruher Assistentenzeit fallen die ersten wissenschaftlichen Arbeiten: „Über mehrfache elastische Gewölbe“ und „Die Berechnung von sechsfach statisch unbestimmten Gewölben“, zwei Abhandlungen, die ein großes statisches und mathematisches Können erforderten.

Schachenmeier erkannte aber bald, daß ihm zur Vervollkommnung in seinem Beruf weitere praktische Betätigung nötig sei. Die Ausbildungszeit im badischen Staatsbaudienst nach dem Studium hatte ihn wenig befriedigt; er ging jetzt zuerst nach Wien, wo er in der Brückenbauanstalt von Gridl tätig war, und dann zur Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg nach Gustavsburg bei Mainz. Vor Kriegausbruch arbeitete er noch kurze Zeit im Bureau von Lindenthal in Amerika und zog dann mit den Eisenbahntrouppen ins Feld. Noch während des Krieges erhielt er die Berufung nach Karlsruhe, konnte jedoch erst 1918 seine Lehrtätigkeit dort aufnehmen. Im Jahre 1920 folgte er dann dem Rufe als Nachfolger von Dietz an die Technische Hochschule München.

Während der Zeit in Gustavsburg durfte er an einer Bauaufgabe mitwirken, die entscheidend für seine ganze spätere Entwicklung wurde, an der Hängebrücke über den Rhein zwischen Köln und Deutz. Er führte für den erfolgreichen Wettbewerbsentwurf „Freie Bahn“ die statischen Voruntersuchungen sowie die endgültige Berechnung des Gesamtsystems und der einzelnen Konstruktionsglieder durch. Auch für die Ausführung war er mit der verantwortlichen Bearbeitung der gesamten statischen Berechnung betraut und überwachte überdies die Aufstellungsarbeiten an der Baustelle in statischer Hinsicht. So hat er überaus wertvolle Mitarbeit für

dieses Bauwerk geleistet, das noch heute als die schönste eiserne Brücke Deutschlands bewundert wird. Das Problem der Hängebrücke hat ihn seitdem nicht wieder losgelassen, ihm galt auch ein großer Teil der wissenschaftlichen und konstruktiven Arbeit seiner Mannesjahre. Als erste Veröffentlichung aus diesem Gebiet erschien 1915 in der Z. d. V. d. I. „Beitrag zur Theorie der Hängebrücken mit aufgehobenem Horizontalzug“, sechs Jahre später folgte: „Der Windverband von Hängebrücken sehr großer Spannweiten“ (Der Eisenbau 1921). Der originelle Gedanke, den Windverband durch vorgespannte Kabel auszubilden, wurde in Deutschland und Amerika patentiert. Aus neuester Zeit stammen „Untersuchungen und Betrachtungen über Hängebrücken“ (Der Bauingenieur 1926) und die letzte Arbeit „Beitrag zur Vervollkommnung der Drahtkabel-Hängebrücken“ („Die Bautechnik“ 1927, Heft 25, S. 373). Hierin schlug er vor, zur Verminderung der Nebenspannungen im Kabel den annähernd kreisförmigen oder sechseckigen Querschnitt über den Pylonen in einen breiten bandförmigen Querschnitt auseinanderzuziehen und die Pylonenköpfe gelenkig auszubilden, zweifellos zwei höchst beachtenswerte Anregungen.

Die Beschäftigung mit den Nebenspannungen in Fachwerkträgern und das allgemein zunehmende Interesse an den Materialfragen, insbesondere an dem Verhalten der Werkstoffe in den Baukonstruktionen selbst, veranlaßten Schachenmeier zu einer ausgezeichneten Versuchsarbeit, die er im Mechanisch-technischen Laboratorium der Münchener Hochschule durchgeführt hat. Hierüber hielt er unter dem Titel „Die Zähigkeit der Flußeisensorten als Sicherheitsfaktor bei Eisenbauten“ einen glänzenden Vortrag auf der Tagung des Deutschen Eisenbau-Verbandes 1922. Schachenmeier konnte nachweisen, daß die von anderer Seite gegen die Nietverbindungen der Eisenkonstruktionen und bezüglich

der Nebenspannungen erhobenen Bedenken unberechtigt sind und daß die Zähigkeit des Flußeisens und seine Verfestigungsfähigkeit bei Dauerbelastungen einen hohen Sicherheitsfaktor bilden. Mit dieser von echtem Forschergeist getragenen Arbeit hat er die Tradition Bauschingers an der Münchener Hochschule fortgeführt. In späteren Aufsätzen machte er die deutsche Fachwelt mit wichtigen amerikanischen und englischen Dauerversuchen über die Arbeitsfestigkeit des Flußeisens bekannt, die seine Versuchsergebnisse bestätigten und ergänzten.

Die Kenntnis des Materials und die sichere Beherrschung der Statik machen aber allein noch nicht den wahren Bauingenieur aus; es muß das konstruktive Gefühl und das praktische Können hinzutreten. Dies wußte Schachenmeier genau, und so hat er sich während der Zeit an der Münchener Hochschule fortlaufend auch mit der Lösung bedeutender Bauaufgaben befaßt. Als seine Arbeit über den Kabelwindverband sehr großer Hängebrücken in Amerika angegriffen wurde, schuf er kurzerhand mit erstaunlicher Energie einen eigenen Entwurf für die Hudson-Brücke in New York, der sein konstruktives Können glänzend offenbarte und die Möglichkeit großer Materialersparnis gegenüber den amerikanischen Entwürfen nachwies. Er hat diesen Entwurf wie eine Anzahl seiner späteren Arbeiten in der „Bautechnik“¹⁾ veröffentlicht. Weiter entstanden in den letzten Jahren prächtige Wettbewerbentwürfe für Hängebrücken über den Neckar bei Mannheim und über den Rhein bei Köln-Mülheim.²⁾ Er war schließlich einer der ersten Fachleute für Hängebrücken in Europa. Es war daher auch begreiflich, daß ihm die Stadt Köln im Sommer 1927 die Prüfung der statischen Berechnungen und der Konstruktionszeichnungen für die

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 23; 1926, Heft 41; 1927, Heft 37.

²⁾ Ebenda 1927, Heft 11, S. 138.



Ausführung ihrer neuen Hängebrücke übertrug. So sollte er nach langer Pause zum ersten Male wieder an einer großen Bauausführung mitwirken, und es war ein tragisches Geschick, daß er sich mit dieser Arbeit nur noch in den ersten Anfängen auf dem Krankenlager befassen konnte.

Sucht man nach dem Kennzeichnenden für Schachenmeier als Fachmann, so war es zweifellos die Vereinigung von scharfem theoretischen Denken und hohem konstruktiven Können. In dieser Hinsicht nahm er in seinem engeren Fachgebiet eine führende Stellung ein. Gerade hier lag auch seine Bedeutung für die Ausbildung der jungen Bauingenieure. Hiervon wird auch seine letzte größere Arbeit Zeugnis ablegen, die Neubearbeitung des Abschnittes „Brückenbau“ in dem demnächst erscheinenden Bande III der Jubiläumsausgabe der „Hütte“. Er hat darin eine wissenschaftlich und praktisch ausgezeichnete Darstellung aller konstruktiven Fragen der eisernen Brücken gegeben, die ein bleibendes Vermächtnis für die Fachwelt bilden wird.

Die glückliche Verbindung von Statiker und Konstrukteur war be-

gründet in Schachenmeiers doppelter Veranlagung: auf der einen Seite theoretischer Scharfsinn und eine ausgesprochene mathematisch-naturwissenschaftliche Begabung, auf der anderen eine schöpferische, ja fast künstlerische Gestaltungskraft. Letzten Endes entsprang diese Vereinigung aus der ganzen Art seines Wesens: einmal die tiefe Gründlichkeit, der Ernst, der sich zuweilen bis zur Verzagttheit und zur Schwermut steigerte, und sodann wieder die lebendige Schaffenslust, die fast kindliche Fröhlichkeit, die Freude an allem Schönen der Erde und seine ungewöhnliche musikalische Begabung.

Diese Züge seines Wesens, verbunden mit der Vornehmheit seiner Gesinnung, mit der Lauterkeit seines Charakters, mit seiner Güte und Offenheit machten ihn für alle, die ihm nahe standen, zu dem liebenswerten, unvergeßlichen Gefährten. So wird sein Bild in den Herzen der Seinen, der Freunde und der Schüler fortleben, wie sein Name einen Ehrenplatz in der technischen Wissenschaft behalten wird.

München.

H. Spangenberg.

Alle Rechte vorbehalten.

Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno.

Von Dr.-Ing. Franz Faltus, Pilsen CSR.

Im Herbst 1926 wurde vom litauischen Verkehrsministerium ein internationaler Wettbewerb für die Aufstellung eines Entwurfes einer ständigen Straßenbrücke in Kowno ausgeschrieben. Das Ergebnis wurde in der „Bautechnik“ 1927, Heft 17, S. 257, schon kurz mitgeteilt und auch

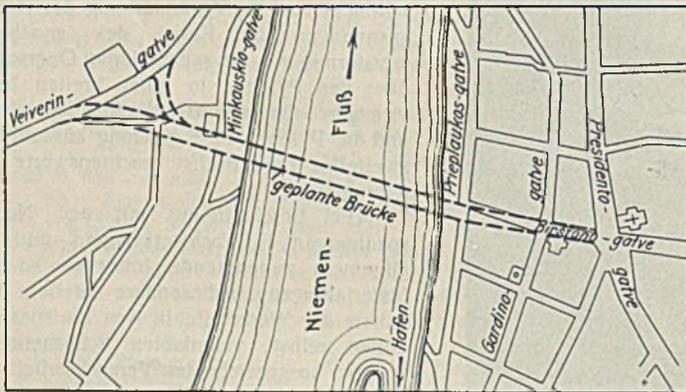


Abb. 1. Lageplan.

ein Bild des mit dem zweiten Preise ausgezeichneten Entwurfes veröffentlicht. Im folgenden soll nun der mit dem ersten Preise bedachte Entwurf der A.-G. vorm. Skodawerke in Pilsen beschrieben werden.

Ausschreibung. Die ziemlich eingehenden Ausschreibungsbedingungen legten die Achse der Brücke als Verlängerung der Birtono-gatve eindeutig fest (Abb. 1, Übersichtsplan). Für die Wahl der Höhe der Nivelette war

die Forderung maßgebend, daß die Brücke auch die beiden Uferstraßen mit Lichtweiten von rd. 20 m und Unterführung einer elektrischen Straßenbahn überbrücken sollte. Die Konstruktionsunterkante der eigentlichen Strombrücke sollte 11 m über Nullwasser liegen (Abb. 2, Längsschnitt). Die Brückenbreite war für zwei Straßenbahngleise, vier Wagenspuren und zwei seitliche Gehwege von je 3 m Breite zu bemessen. Die Wahl des Baustoffes und der Konstruktion der Brücke war den Entwerfenden vollständig freigestellt, doch war zu beachten, daß der Niemenfluß ein schiff- und floßbarer Strom ist und daß die Konstruktionshöhe zur Vermeidung großer Erdarbeiten tunlichst eingeschränkt werden muß. Die lichte Weite der ersten Öffnung an der Seite der Birtono-gatve war entsprechend dem Schiffsverkehr zum Hafen mit mindestens 60 m zu bemessen, in Brückenmitte eine bewegliche Öffnung mit 20 m lichter Weite und 11 m lichter Höhe über Hochwasser vorzusehen.

Die Bodenverhältnisse, die durch eine Reihe von Sonden belegt waren (Abb. 2), sind als ziemlich ungünstig zu bezeichnen. Als Nutzlast der Brücke waren vorgeschrieben: 500 kg/m² gleichmäßig verteilte Belastung, eine 23-t-Dampfwalze oder zwei Reihen Straßenbahnwagen von 18 t, zwei Reihen Autos von 9 t, Rest Menschengedränge. Für die Bemessung der Fahrbahn war überdies ein 26-t-Anhängelastwagen vorgeschrieben.

Von den zulässigen Inanspruchnahmen sei nur zur Kennzeichnung der Verhältnisse angeführt:

Eisenbeton (1 : 2 : 4) Biegedruckbeanspruchung bei Bogen- und Rahmenkonstruktionen, Handelszement 50 kg/cm², hochwertiger Zement 60 kg/cm², Eisenbewehrung St 37 1000 kg/cm², St 48 1250 kg/cm². Eiserne Konstruktionen aus Flußstahl St 37 (bzw. hochwertigem Baustahl St 48) bei Spannweiten bis 10 m 1000 kg/cm² (bzw. 1600 kg/cm²), bei Spannweiten von 80 m 1200 kg/cm² (bzw. 1800 kg/cm²), welche Spannungen bei Einbeziehung der Windkräfte um 20 % erhöht werden durften.

Vorentwürfe. Die Vorstudien zu dem Entwurf der Skodawerke führten zu drei verschiedenen Entwürfen, die in Abb. 3a, b, c angedeutet sind. In allen drei Entwürfen wird die Überbrückung der beiden Ufer-

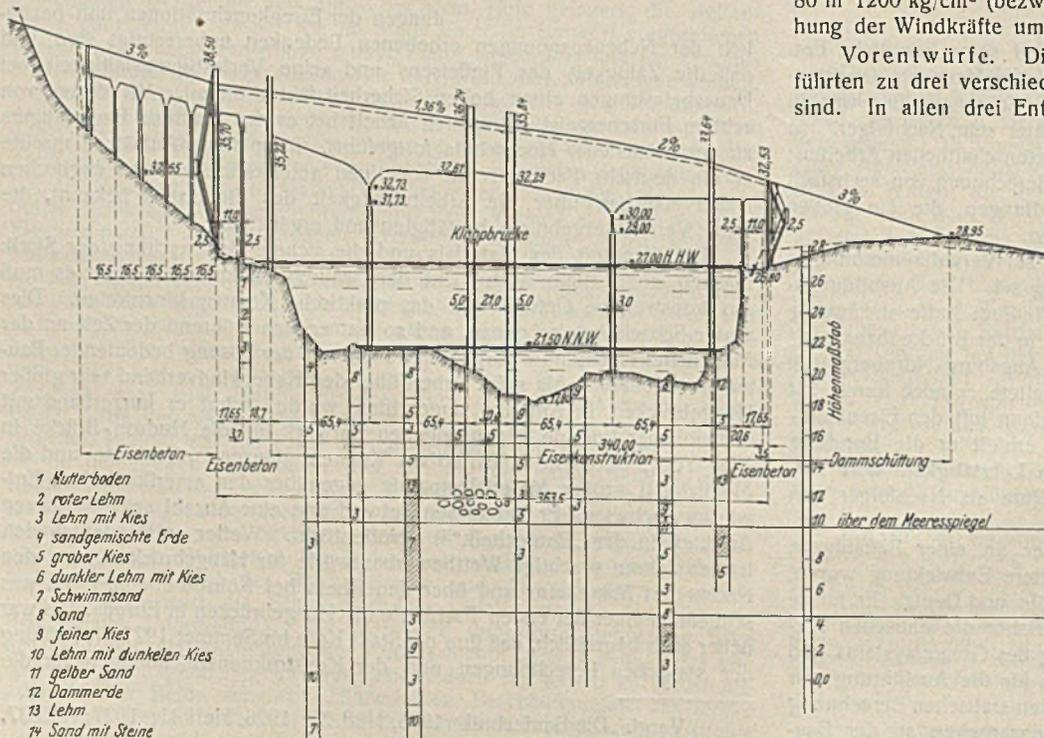


Abb. 2. Längenprofil der Brücke und geologischer Querschnitt.

straßen mit vollwandigen Balkenträgern durchgeführt und die Strombrücke als statisch bestimmtes Tragwerk ausgebildet, um den ungünstigen Gründungsverhältnissen Rechnung zu tragen. Der Entwurf a sieht vollwandige Gerberträger von etwa 65 m vor, die in der Mitte durch eine Hubbrücke von 20 m Lichtweite unterbrochen werden. Die Umrißlinien des Bauwerkes sind sehr ruhig und geschlossen. Die bewegliche Öffnung wird durch die vier schlanken Hubpfeiler kräftig betont, ohne daß jedoch die wagerechte Linie unterdrückt wird. Für die Ausführung einer Hubbrücke sprach vor allem der Umstand, daß bei den gegebenen Verhältnissen nur eine Hubhöhe von 6 m zu überwinden war und daß im Gegensatz zu einer Klappbrücke nur sehr schlanke Pfeiler notwendig waren.

Der Entwurf b zeigt zwei vollwandige Zweigelenkbogenbrücken mit Zugband von etwa 135 m Stützweite und eine zweiflügelige Klappbrücke in der Mitte.

Bei dem dritten Entwurf ist das Streben, die Pfeilerzahl tunlichst einzu-

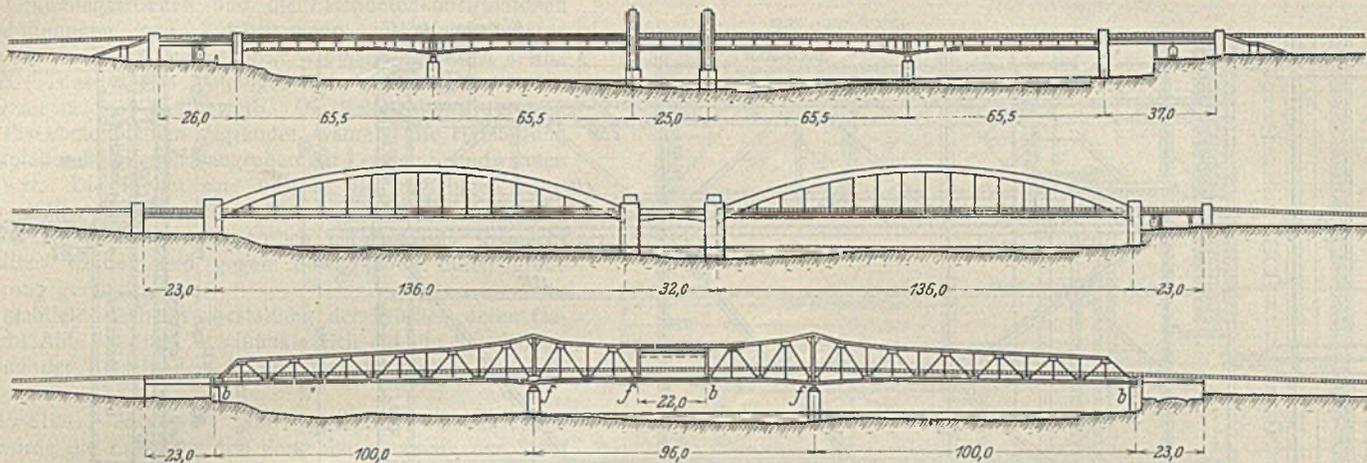


Abb. 3. Vorentwürfe a, b u. c.

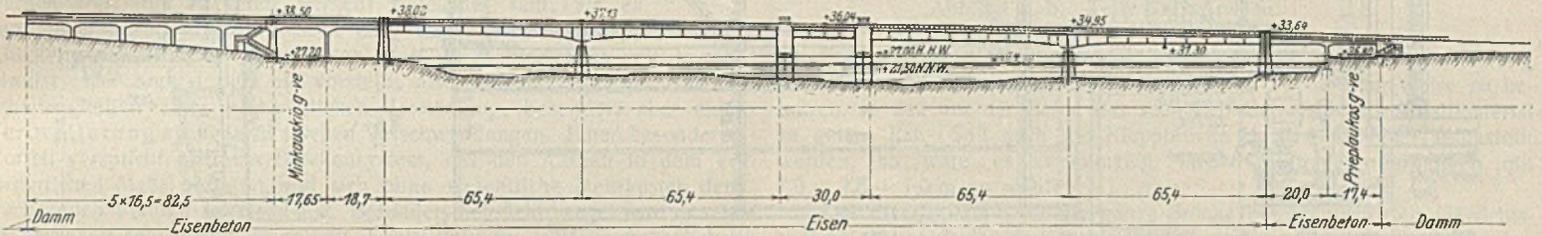
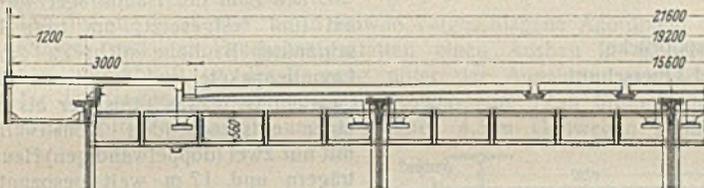
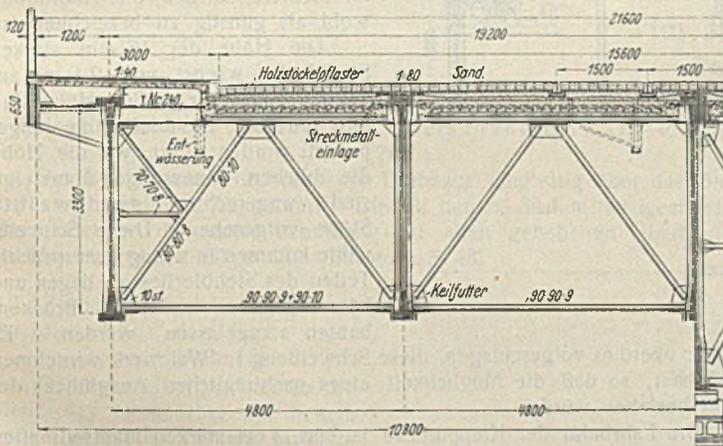


Abb. 4. Gesamtansicht.



a) Zwischenquerträger.



b) Lastverteilender Querträger.

Abb. 5a u. b. Querschnitte der festen Brücke.

schränken, aufs äußerste getrieben. Der Entwurf (Abb. 3c) weist zwei mächtige Fachwerkträger von 110 m Stützweite auf, die mit ihren Kragarmen von 37 m Länge im Mittelfeld eine Hubbrücke tragen. Der Antrieb ist in den beiden Endposten bzw. auf der Plattform, die die Kragträger verbindet, gelagert. Der Bewegungsmechanismus ist trotz der Notwendigkeit, die gegenseitige Beweglichkeit der Kragenden durch einseitige Belastung berücksichtigen zu müssen, nicht umständlich. An dem Entwurf läßt sich vom Schönheitsstandpunkte verschiedenes aussetzen, bezüglich der Kosten ist er jedoch den übrigen überlegen, wie folgende Zusammenstellung zeigt:

Entwurf:	Eisen- gewicht (geschätzt)	Zahl der Strom- pfeiler	Breite der Schiffahrt- öffnungen
a)	3150 t	4	4 × 60 m + 20 m
b)	4500 t	2	2 × 130 m + 20 m
c)	3330 t	2	2 × 100 m + 96 m

Hierbei ist zu beachten, daß die Pfeiler des Entwurfes c) einfach und schlank ausfallen würden, da sie keinerlei mechanische Teile aufzunehmen haben. Als besonderer Vorteil vom hydrologischen und schiffahrtstechnischen Standpunkte ist noch zu buchen, daß drei annähernd gleich große Öffnungen entstehen und nicht, wie in den übrigen Entwürfen, gerade die Mitte des Stromes durch zwei mächtige Pfeiler verstellt wird. Die Anordnung des Entwurfes c) ist meines Wissens noch nicht ausgeführt worden.

Wettbewerbentwurf. Von den beschriebenen drei Entwürfen wurde nach sorgfältigem Abwägen der Vor- und Nachteile der Entwurf a) zur genaueren Bearbeitung bestimmt. Maßgebend waren besonders ästhetische Rücksichten, da es sich doch um eine Brücke im Weichbilde einer Stadt handelt. Die hoch aufstrebenden Tragwerke der Entwürfe b) und c) hätten in das intime Bild der Stadt in flacher Landschaft sicherlich einen Mißton gebracht, während gerade das Unterstreichen der Wagerechten ihrem Charakter zuträglich schien. Um das Bild des flachen Bandes noch mehr hervortreten zu lassen, wurde auch von der Anordnung einer Hubbrücke abgesehen und eine Klappbrücke vorgeschlagen und so dem Entwurf ein noch ruhigeres Aussehen gegeben.

Den Einreichungsentwurf zeigen Abb. 2, 4 bis 8. Es ist zu ihnen nicht viel hinzuzufügen. Für die Höhenlage der Fahrbahn waren nicht die Schiffahrtöffnungen maßgebend, sondern die Höhenlage der rechten Uferstraße, deren Überbrückung zu der etwas ungewohnten Linienführung der Nivellette zwang (Abb. 2). Die Wahl einer Konstruktion mit Fahrbahn „oben“ war indes bei tunlichster Einschränkung der Konstruktionshöhe in den ersten Feldern nicht allzu schwierig. Für die Überbrückung der Uferstraßen wurde Eisenbeton gewählt, um ein Ausklagen der Eisen-

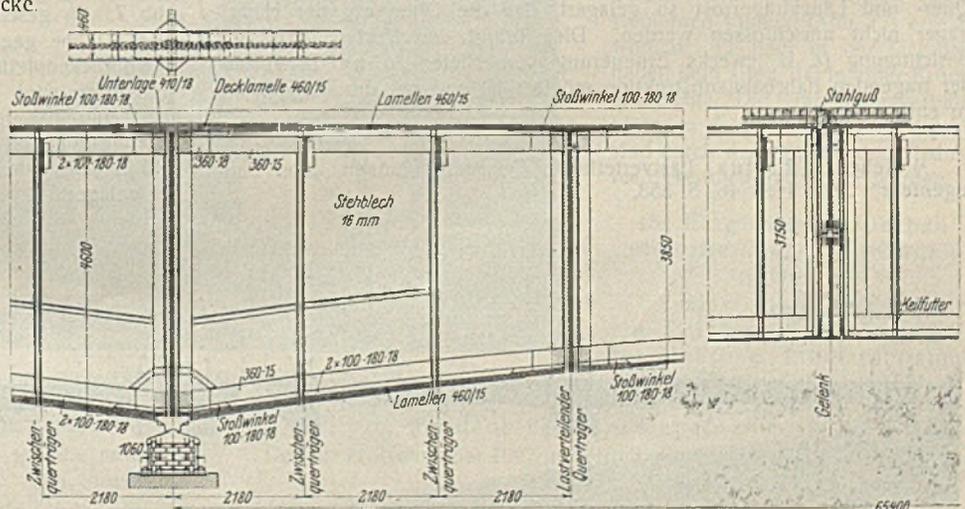


Abb. 6. Einzelheiten der Hauptträger.

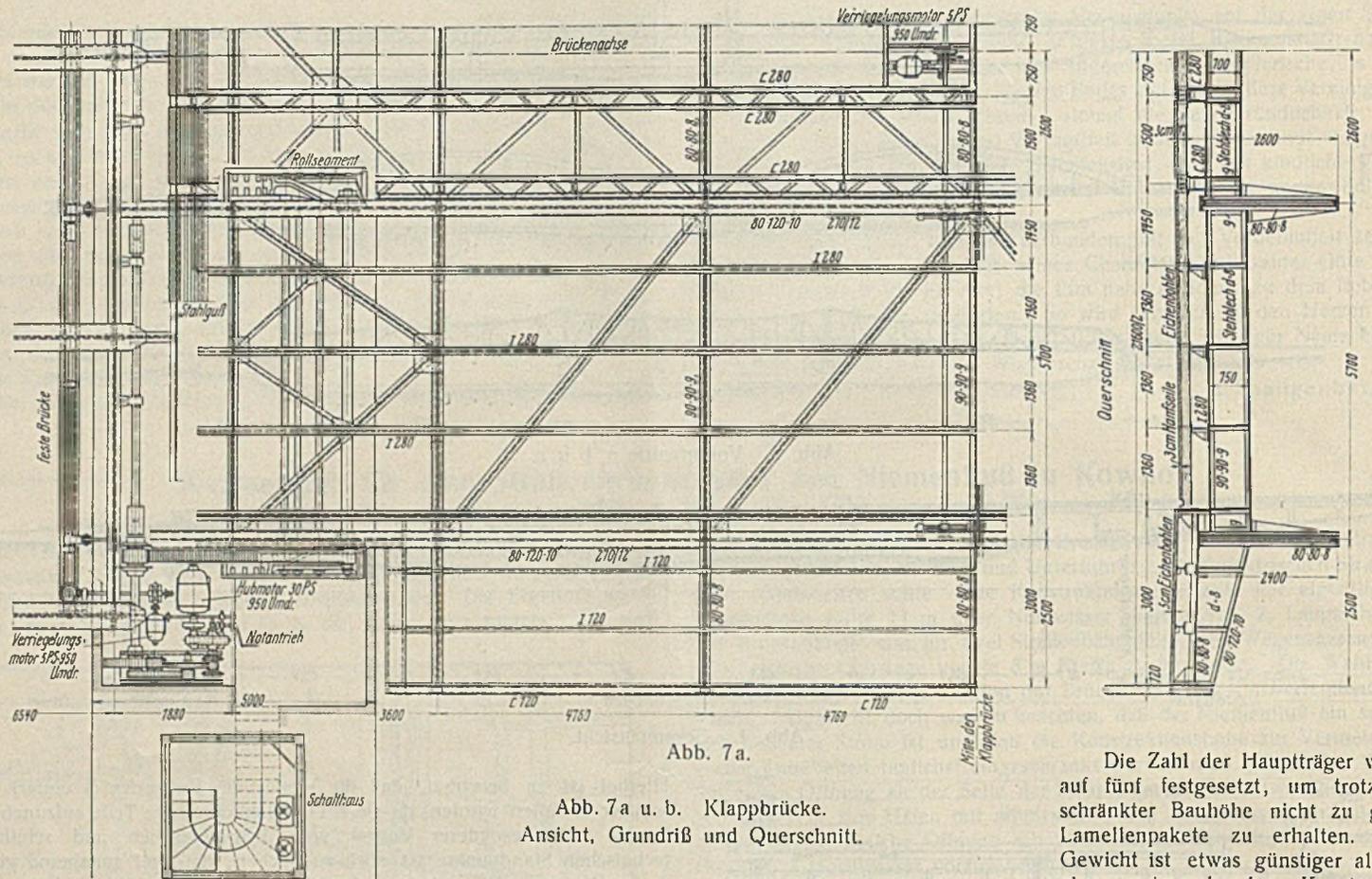


Abb. 7a.

Abb. 7a u. b. Klappbrücke.
Ansicht, Grundriß und Querschnitt.

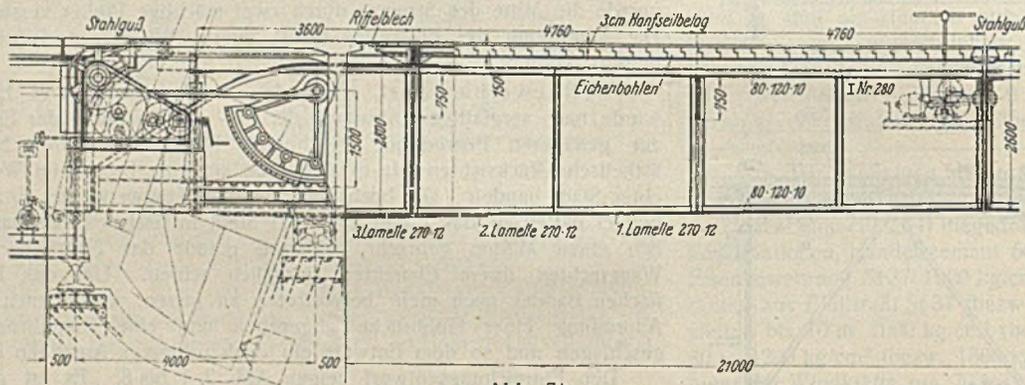


Abb. 7b.

konstruktion an die Umgebung zu erreichen. Die eigentliche Strombrücke bilden vier Felder von 65,4 m Spannweite mit vollwandigen Gerberträgern und einem kleinen Mittelfelde mit einer Klappbrücke. Im Querschnitt der festen Brücke sind fünf Hauptträger angeordnet, deren lastverteilende Wirkung berücksichtigt wurde.¹⁾ Die Eisenbetonfahrbahnplatte ist auf einem Quer- und Längsträgerrost so gelagert, daß die Obergurte der Hauptträger nicht umschlossen werden. Dies bringt den Vorteil, daß eine Besichtigung (z. B. zwecks Erneuerung von Nieten) ohne Zerstörung der tragenden Fahrbahnkonstruktion möglich ist und nur der Magerbeton zu entfernen ist.

¹⁾ Siehe Dr. Faltus, Lastverteilende Querverbindungen, „Der Bauingenieur“ 1927, Heft 46, S. 853.

wurde überdies vorgeschlagen, diese Schweißung im Walzwerk vornehmen zu lassen, so daß die Möglichkeit eines nachträglichen Ausglühens der Naht bestehen würde.

Die Fahrbahn der Klappbrücke ist aus 3 cm starken Hanfseilmatten auf durchtränkten Holzbohlen gebildet. Die allgemeine Anordnung des Trägergerippes der nach Scherzer-Bauart entworfenen Klappbrücke zeigt Abb. 7. In geschlossenem Zustande stützt sich das Gegengewichtsende jeder Klappe gegen kräftige Querträger der festen Brücke, die auf dem Klappbrückenpfeiler ihr festes Lager hat. Der nach aufwärts gerichtete Stützdruck wird selbst bei Versagen des mittleren Riegelmechanismus mit Sicherheit aufgenommen, so daß eine besondere Verankerung der festen Brücke in den Pfeilern überflüssig ist. Die Antriebsvorrichtungen sind in dem vom Bedienungshause zugänglichen Pfeilerkeller hochwasserfrei gelagert.

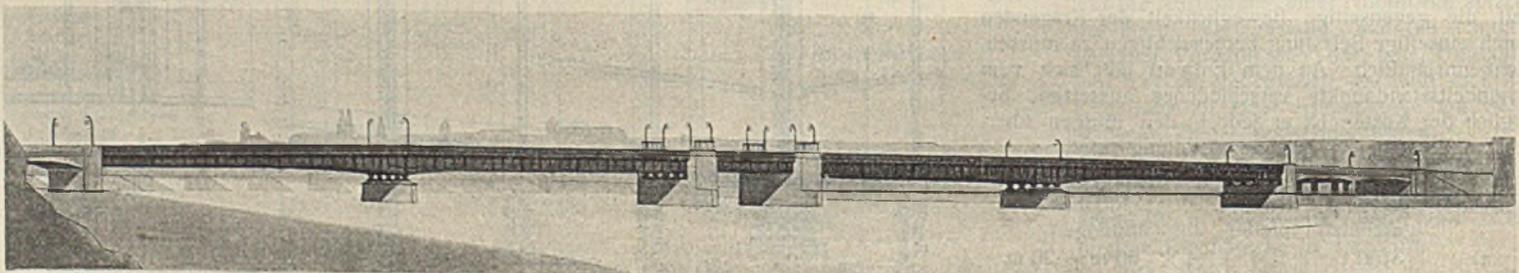


Abb. 8. Schaubild.

Die Zahl der Hauptträger wurde auf fünf festgesetzt, um trotz beschränkter Bauhöhe nicht zu große Lamellenpakete zu erhalten. Das Gewicht ist etwas günstiger als das einer entsprechenden Konstruktion mit nur zwei (doppelwandigen) Hauptträgern und 17 m weit gespannten Querträgern. Auch die Anstrichfläche ist kleiner, so daß die Anordnung wohl als günstig zu bezeichnen ist.

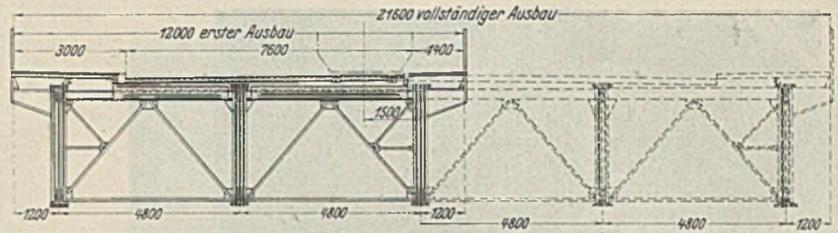
Die Höhe der 16 mm starken Stehbleche wächst von 2,1 m auf 4,6 m. Trotz der großen Höhe sind nur lotrechte Stehblechstöße angeordnet worden; dort, wo die Höhe die üblichen Abmessungen übersteigt, sind wagerechte, geschweißte Stöße vorgesehen. Diese Schweißnähte kommen in wenig beanspruchte Teile des Stehbleches zu liegen und können daher auch bei Brückenbauten zugelassen werden. Es

Die Gründungsarbeiten und die Eisenbetonkonstruktionen der Landöffnungen und Zufahrtrampen zur Veiveriugatve wurden von der Firma Dyckerhoff & Widmann, Bleibich a. Rh., entworfen. Diese Firma beteiligte sich gemeinsam mit den Skodawerken an dem Wettbewerb. Die Rahmenkonstruktionen sind auf Eisenbetonpfählen gegründet, während die Herstellung der Strompfeiler in offenen Baugruben mit Larsen-Spundwänden geplant war. Die Pfeiler sind bis auf die tragfähigen Kies-schichten geführt. Die in größerer Tiefe vorhandenen Schwimmsandpartien wurden als unwesentlich erachtet, da sie nicht angeschnitten werden und gegen Bewegungen durch große Überlagerung geschützt sind.

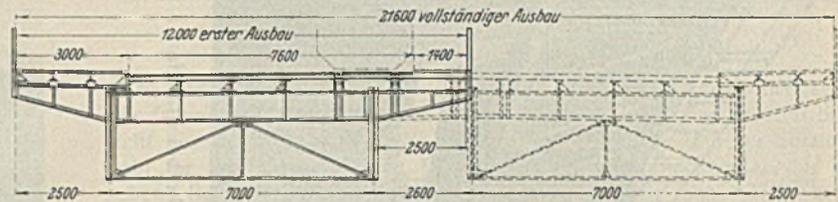
Die architektonische Ausgestaltung der Brücke, deren Gesamtansicht Abb. 8 bringt, beschränkte sich auf die verständige Einordnung der Einzelheiten in den Hauptgedanken des Entwurfes.

Teilweiser Ausbau. Die vorstehend beschriebene Brücke würde die Erfüllung des Verkehrsprogramms der Stadt Kowno auf lange Zeit hinaus bedeuten. Ein Brückenbau muß, wenn er nicht durch den wachsenden Verkehr bald überholt werden soll, für stärkeren Verkehr berechnet sein, als es den augenblicklichen Bedürfnissen entspräche. Ihre Leistungsfähigkeit ist daher in der ersten Zeit ihres Bestehens nicht ausgenutzt, das Kapital, das sie vorstellt, also schlecht angelegt. Nur die Schwierigkeiten einer nachträglichen Verstärkung, besonders aber einer Verbreiterung zwingen zu solchen Verschwendungen. Einen besonderen Vorteil verspricht also ein Brückensystem, das den Ausbau in dem erforderlichen Maße gestattet und sich ohne wesentliche Mehrkosten dem wachsenden Verkehr anpassen läßt. Besonders bei Geldmangel wird es sehr zu begrüßen sein, wenn es gelingt, Kapital nur in dem unumgänglichen Ausmaße zu binden, die Beistellung der Mittel für spätere Bedürfnisse auch späteren Zeiten vorzubehalten.

Die für die Straßenbrücke in Kowno vorgeschlagene Anordnung der Hauptträger und der Fahrbahn gestatten einen Ausbau in mehreren Etappen. In Abb. 9 ist der Vorgang unter der Annahme geschildert, daß für den jetzigen Verkehr der Stadt Kowno eine 12 m breite Brücke mit einem Straßenbahngleis und zusammen 4,5 m Gehwegen genüge.



a) Feste Brücke.



b) Klappbrücke.

Abb. 9 a u. b. Teilweiser Ausbau.

Die Erweiterung auf die endgültige Breite geschieht ohne Verkehrsstörung und ohne die Fahrbahn des ersten Ausbaues in irgend einer Weise zu berühren, so daß nur der Beton des schmalen Gehweges als Abfallmaterial zu gelten hat. Soll auch die Klappbrücke in zwei Etappen aufgestellt werden, so wäre es zweckmäßig, ihre Hauptträgerentfernungen mit $7,0 + 2,6 + 7,0$ m zu wählen.

Der Eisenaufwand für die ganze Brücke beträgt nach dem Gewichtsausweis 2740 t; ²⁾ für den ersten Ausbau sind nur 1630 t erforderlich, so daß die augenblickliche Ersparnis reichlich 40 % betragen würde. Der Ersparnis an Material stehen nur die nicht sehr beträchtlichen Mehrauslagen für die mehrmalige Einrichtung der Baustelle für die späteren Etappen entgegen, so daß die Wirtschaftlichkeit des Vorschlages gegeben scheint.

²⁾ Die oben angegebenen Gewichte umfaßten auch die ursprünglich in Eisen gedachten Landöffnungen.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1927.

Alle Rechte vorbehalten.

im Jahre 1927.

Von Schaper.

(Schluß aus Heft 1.)

9. Oderbrücke bei Frankfurt a. O., Gleis Frankfurt a. O.—Reppen (Abb. 12).

Der Betrieb wurde während des Umbaus eingleisig über das Gleis Reppen—Frankfurt a. O. geführt. Die elf neuen, 39,4 m weitgestützten Überbauten wurden unter Benutzung der alten gehobenen Überbauten als Montagegerüste aufgestellt. Baustoff: St 48.

10. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Oder bei Opehn (Abb. 13).

Der neue Überbau, der an die Stelle des alten, aber auf neuen, anders gestellten Pfeilern errichtet wurde, zeigt abgestufte Parallelträger. Die Stützweite des Stromüberbaues beträgt 59,2 m. Der Betrieb wurde während des Umbaus über eine Notbrücke geleitet. Baustoff: St Si.

11. Zweigleisige Saalestrombrücke bei Bernburg (Abb. 14).

Die acht neuen eingleisigen Überbauten über den vier Hauptöffnungen haben unter der Fahrbahn liegende Parallelfachwerkträger mit mittiger Lagerung auf den Zwischenpfeilern (Abb. 14). Die Stützweite beträgt 34 m. Baustoff: St 37.



Abb. 14. Zweigleisige Saalestrombrücke bei Bernburg.

12. Zweigleisige Saaleflutbrücke bei Bernburg (Abb. 15).

Diese Brücke hat ganz ähnliche neue Überbauten wie die unter 11 genannte erhalten; auch der Baustoff ist der gleiche. Die Stützweite jeder der zehn eingleisigen Überbauten beträgt 33,5 m.

13. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Ahr bei Sinzig, Strecke Köln—Koblenz.

Ein zweigleisiger, 78 m weit gestützter Überbau mit tiefliegender Fahrbahn ist an die Stelle eines gewölbten Viaduktes mit sieben Öffnungen von je 9,5 m Lichtweite getreten. Für die Wahl eines solchen Überbaues waren wirtschaftliche und betriebliche Gründe ausschlaggebend. Baustoff: St 48.

14. Ravennaviadukt im Schwarzwald (Abb. 16 u. 17).

Hier ist man in der Wahl der Bauweise den umgekehrten Weg wie bei der unter 13 genannten Brücke gegangen. Der alte eiserne Viadukt (Abb. 16) ist durch einen steinernen Viadukt (Abb. 17) ersetzt worden. Er liegt in der Geraden neben dem alten, der in einer Krümmung lag. Die Krümmungsverhältnisse an dieser Stelle der Strecke sind durch den Neubau des Viaduktes wesentlich verbessert worden.

15. Eingleisiger Überbau über die Drage bei Kreuz⁴⁾ (Abb. 18).

Erster aus Siemens-Martin-Siliziumstahl hergestellter Überbau. Inbetriebnahme 2. April 1927. Stützweite 38 m.

16. Muldenbrücke bei Döbeln (Abb. 19).

Der am 1. November 1927 in Betrieb genommene eingleisige Überbau

⁴⁾ S. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 46.

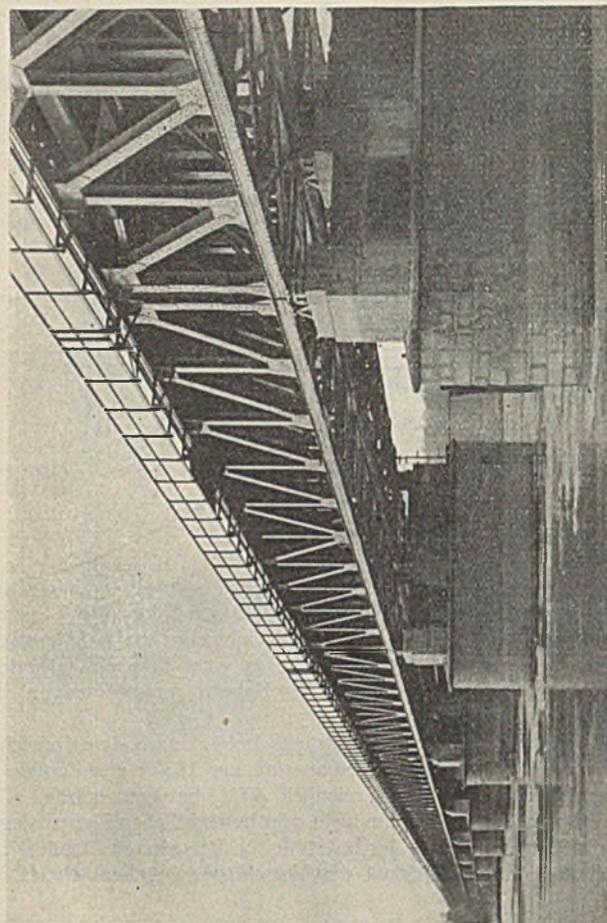


Abb. 12. Oderbrücke bei Frankfurt a. O.

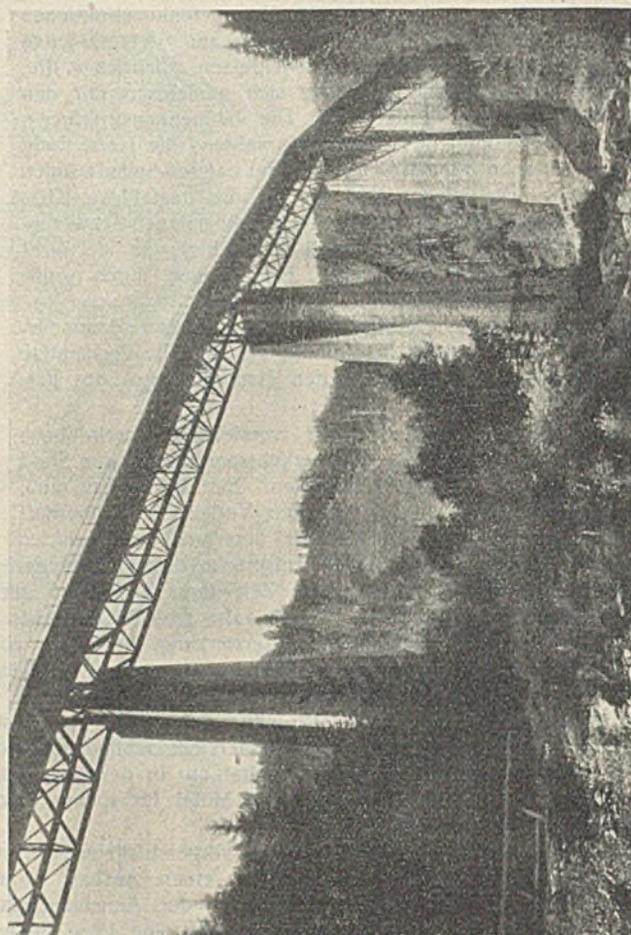


Abb. 16. Alter Ravennaviadukt.

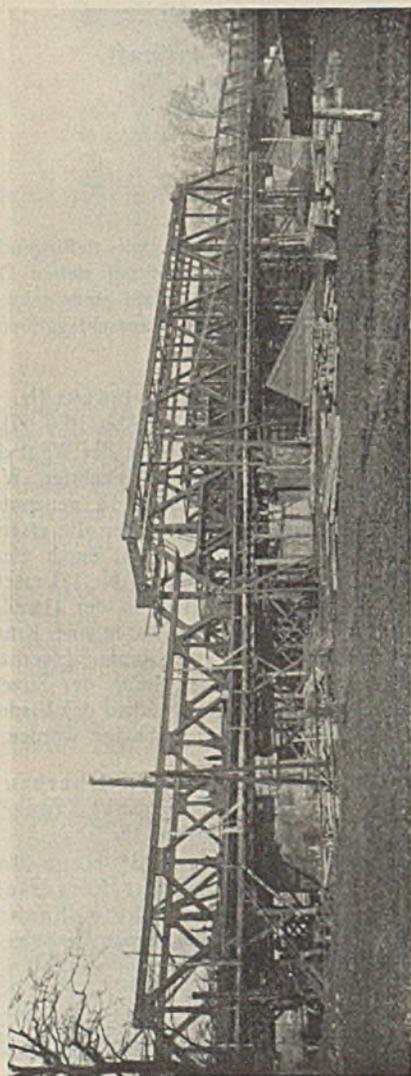


Abb. 13. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln.

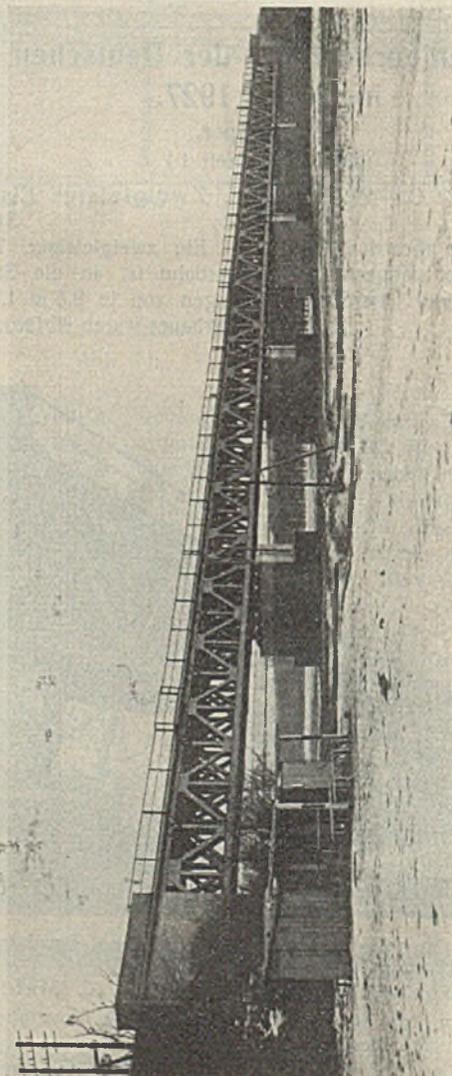


Abb. 15. Zweigleisige Saalefloodbrücke bei Bernburg.

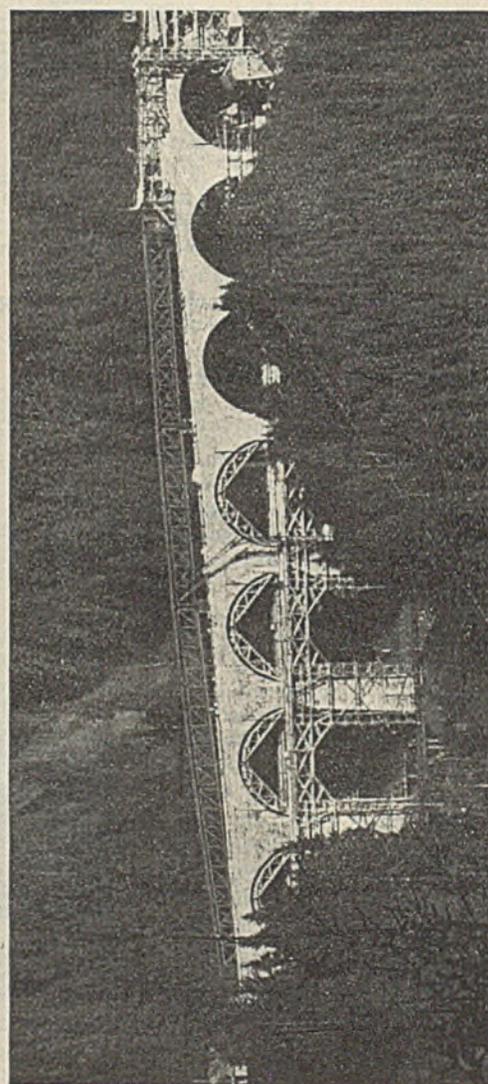


Abb. 17. Neuer Ravennaviadukt, im Hintergrunde der alte Viadukt.

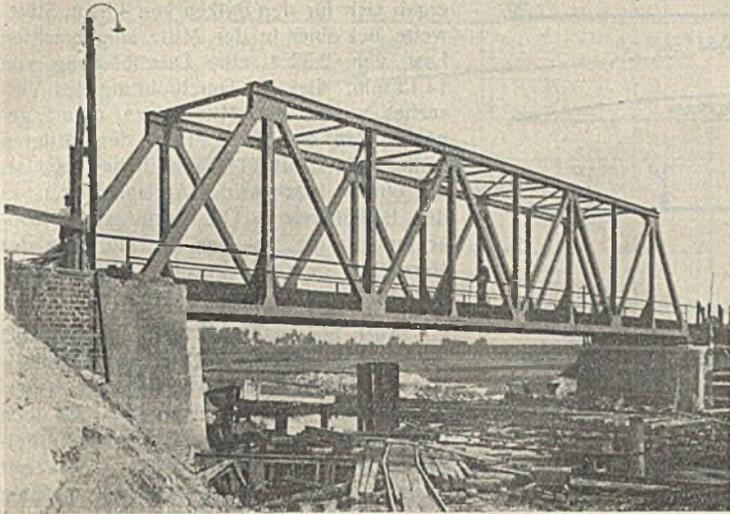


Abb. 18. Dragebrücke bei Kreuz.

ist der erste aus Boßhardt-Siliziumstahl hergestellte. Seine Hauptträger laufen ohne Gelenke über drei Öffnungen durch. Die Stützweiten betragen 27,3, 27,9 und 27,3 m.

17. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Westoder bei Stettin (Abb. 20).

Diese Brücke wurde im Anfang des vergangenen Jahres fertiggestellt. Die Stützweiten der einzelnen Überbauten betragen 60, 120 und 60 m. Über den Bau der Brücke ist im Heft 1 der „Bautechnik“ 1927 schon das Nötige gesagt. Baustoff: St 48.

An beweglichen Brücken, deren zu schwache Überbauten durch neue und mit modernen Bewegungsvorrichtungen ausgerüstete ersetzt wurden, seien genannt die Drehbrücke über die Oder in Stettin und die Hunte-drehbrücke bei Elsfleth.

Bei den eiserne neuen Überbauten wurden die Schienenstöße in der Regel geschweißt oder durch Exzenterbolzen ganz dicht zusammen geschlossen, um die dynamische Beanspruchung der Überbauten herabzumindern.

Für Brücken und Ingenieurhochbauten wurden im Jahre 1927

im ganzen rd. 95 000 t eingebaut, davon in St 37 45 800 t, in St 48 36 700 t und in St Si 12 500 t.

Die bei den Bauten mit Siliziumstahl gemachten Erfahrungen sind im allgemeinen günstig. Schwierigkeiten, die sich anfangs beim Bilden des Schließkopfes der Niete ergaben, können als überwunden angesehen werden. Die Schweißbarkeit des Siliziumstahles ist nur gering; deshalb

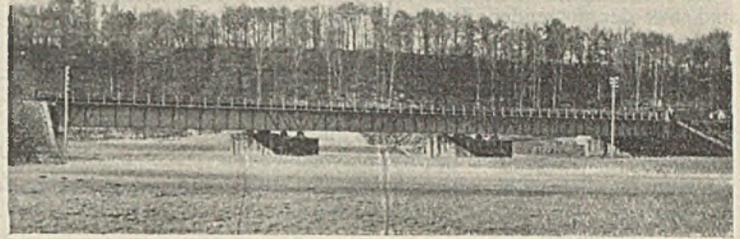


Abb. 19. Muldenbrücke bei Döbeln.

ist es auch nötig, beim Gießen der Kokillen aufzupassen, daß sich keine Überlappungen bilden, die sich beim Auswalzen mit dem anderen Stoff nicht zusammenschweißen. Es gewinnt den Anschein, daß der Siliziumstahl für mittlere und große Brücken und Ingenieurhochbauten der gegebene Baustoff ist. Sollten sich die Hoffnungen, die man auf ihn setzt, weiter erfüllen, so wird er den St 48 bald verdrängen. Es ist nicht ausgeschlossen, daß der Siliziumstahl unsere Brückenbauanstalten wieder wettbewerbsfähig im Auslande machen wird. Das Ausland hat offenbar großes Interesse an dem deutschen Siliziumstahl. Die ostchinesischen Eisenbahnen und die Schweizerischen Bundesbahnen haben bereits Brücken in deutschem Siliziumstahl im Bau. Die Sowjetunion hat die Absicht, zwei neue große vereinigte Eisenbahn- und Straßenbrücken über den Dnjepr in deutschem Siliziumstahl zu bauen. Dem Vernehmen nach soll auch in den Vereinigten Staaten von Nordamerika die Absicht bestehen, den amerikanischen Siliziumstahl, der unserem St 48 sehr ähnlich ist, zu verlassen und zum deutschen Siliziumstahl überzugehen.

Der 10-t-Boßhardt-Ofen im Werke Gröditz der Lauchhammer Akt.-Ges. wird für einen größeren Fassungsraum umgebaut, da sich gezeigt hat, daß die Heizstoffe bei dem Fassungsraum von 10 t nicht voll ausgenutzt werden können. Die Frage, ob der Siliziumstahl aus dem Boßhardt-Ofen oder aus dem Siemens-Martin wirtschaftlicher und besser ist, ist noch nicht entschieden.

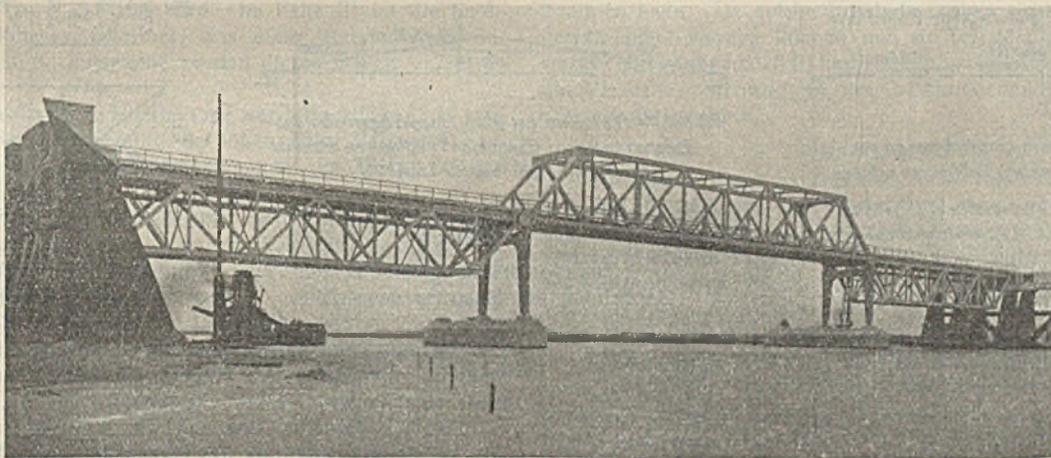


Abb. 20. Brücke über die Westoder bei Stettin.

Die besten der beim Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers eingereichten und mit höheren Geldpreisen ausgezeichneten Apparate sind von den Erfindern nach den Anregungen des Preisrichterausschusses teilweise verbessert und weiter auf ihre Zuverlässigkeit geprüft worden. Auch das

Reichsbahn-Zentralamt hat neuerdings einen Spannungsmesser konstruiert und bauen lassen, der den Anforderungen an einen zuverlässigen Apparat zu entsprechen scheint. Es besteht die berechtigte Hoffnung, daß bald je ein wirklich geeigneter und zuverlässiger Spannungs- und Schwingungsmesser zur Verfügung stehen wird. Dann sollen sofort die dynamischen Untersuchungen der eisernen Brücken beginnen.

Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 1.)

Versuch III. Der dem Versuch unterworfenen Träger zeigt dieselbe Anordnung wie der des Versuches II (s. Abb. 3). Verwendet wurden dabei die Stäbe B und E, für die gilt:

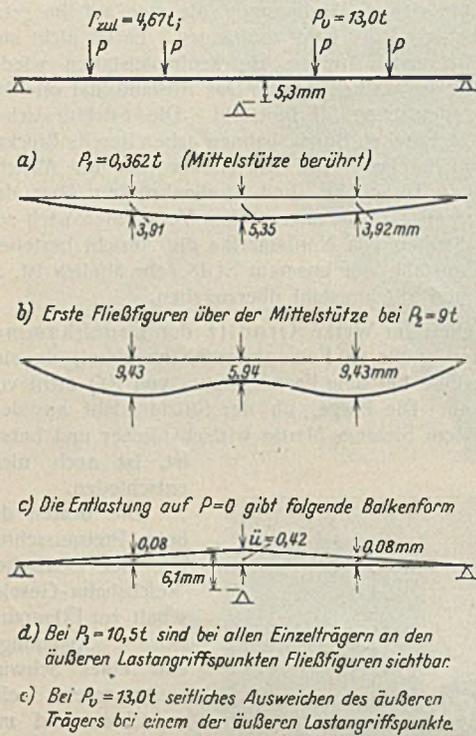
Stab	F in cm ²	J in cm ⁴	W in cm ³	σ _s in t/cm ²
B	21,6	902	112	3,05
E	22,0	936	116	2,70

Zur Bestimmung der Senkung der Mittelstütze wurde der Versuchsträger auf zwei Auflager im Abstände von 4,80 m frei aufgelegt und in der Mitte mit einer Last von 1 t belastet. Die Durchbiegung von zwei Meßstellen in 200 mm Abstand von der Mitte gegenüber zwei Punkten über den Auflagern ergab sich dabei zu 5,84 mm. Bei der Durchführung des Versuches wurde die Mittelstütze soweit gesenkt, daß zwischen der Unterfläche des Balkens und der Auflagerplatte ein Abstand von 5,30 mm (also etwas größer, als in der Zusammenstellung Nr. 1 angegeben ist)

entstand. Die wichtigsten Beobachtungen, die bei der Durchführung des Versuches gemacht wurden, sind aus der folgenden Zusammenstellung Nr. 3 zu ersehen:

Da auch bei diesem Versuch zuerst Fließfiguren über der Mittelstütze entstanden, trat auch hier eine bleibende Überhöhung, d. h. eine Balkenkrümmung nach oben ein. Die Durchbiegungen in der Mitte der Balkenöffnungen sind in der Abb. 7 aufgetragen. Sie sind bis zu einer Laststufe $P = 12\text{ t}$ gemessen.

Versuch IV. Dieser Versuchskörper zeigte ebenfalls dieselbe Bauart wie die der Versuche II und III (Abb. 3). Verwendet wurden dabei die Stäbe C und D, für die gilt:



Zusammenstellung Nr. 3. Darstellung des Hauptversuches III.

Stab	F in cm ²	J in cm ⁴	W in cm ³	σ_s in t/cm ²
C	21,7	891	110	2,83
D	21,6	877	108	2,66

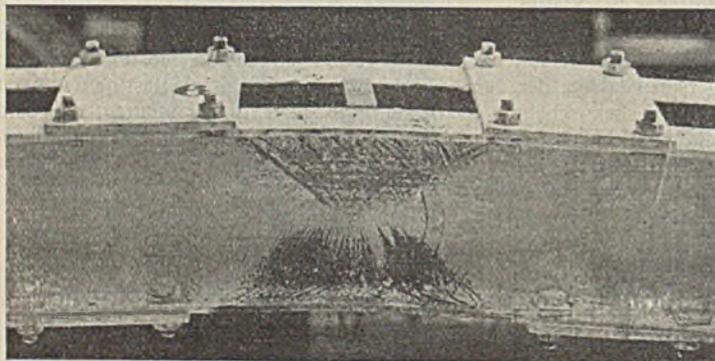


Abb. 6b. Biegeversuch IV.

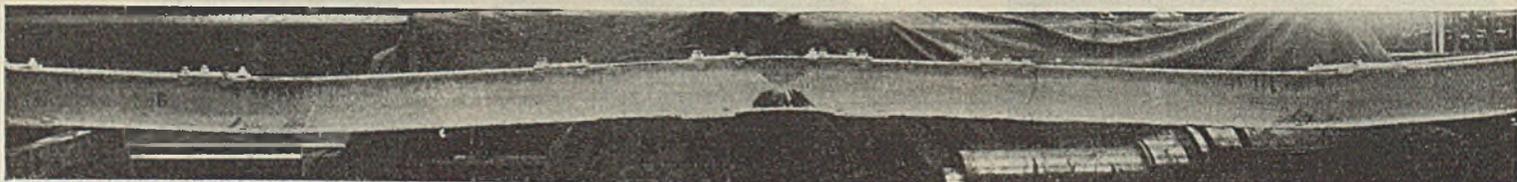
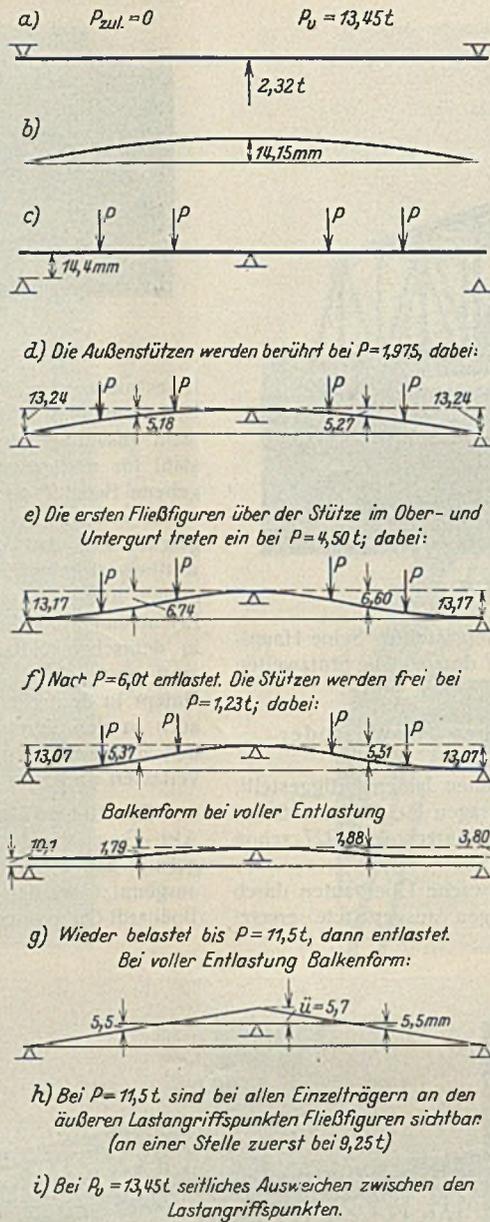


Abb. 6a. Biegeversuch IV.



Zusammenstellung Nr. 4. Darstellung des Hauptversuches IV.

In ähnlicher Weise wie beim Versuch III ergab sich für den Balken von 4,80 m Stützweite bei einer in der Mitte aufgebrachten Last von 2,32 t eine Durchbiegung von 14,15 mm. Bei der Durchführung des Versuches wurde die Mittelstütze derart gehoben, daß die obere Fläche der mittleren Auflagerplatte um 14,4 mm höher lag, als die oberen Flächen der Auflagerplatten an den Balkenenden. Die wichtigsten Beobachtungen, die bei der Durchführung des Versuches gemacht wurden, zeigt die folgende Zusammenstellung Nr. 4.

Auch hier zeigt sich (siehe bei g), daß nach Belastung bis $P = 11,5\text{ t}$ bei der Mittelstütze selbstständig eine dauernde Überhöhung $\bar{u} = 5,7\text{ mm}$ eintritt. Der nach oben gekrümmte Träger kann sich an der Mittelstütze so weit senken, daß er dort erst versagt, nachdem an der Stelle des größten

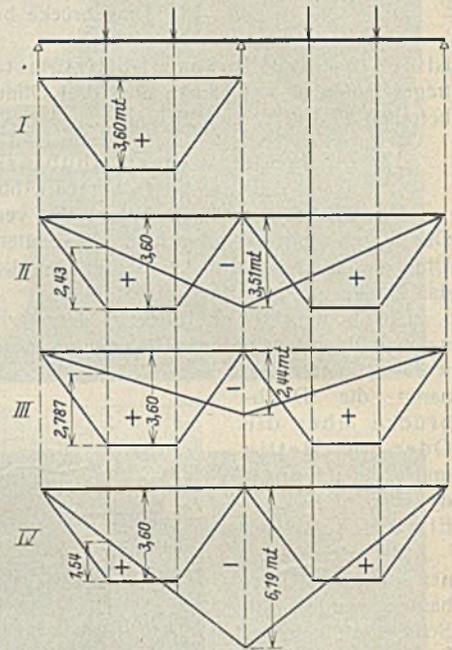


Abb. 8. Momentenflächen bei $P = 4,50\text{ t}$.

Feldmomentes unzulässig große Verformungen eingetreten sind, die eine weitere Verwendung des Trägers als Bauteil ausschließen. Den Träger nach dem Versuch zeigen die Abb. 6a und 6b. Dauernd verformt hat er ungefähr dasselbe Aussehen wie die Träger der Versuche II und III. Die bei der Durchführung des Versuches in der Mitte der Balkenöffnungen gemessenen Durchbiegungen sind in der Abb. 7 zusammen mit den der anderen drei Versuche aufgetragen.

Vergleich der Werte P_v der Versuche II, III und IV. Aus dem vorhergehenden folgt, daß gilt:

	Versuch III	Versuch II	Versuch IV
$P_v =$	13,00	13,10	13,45 t
$W =$	228	211	218 cm ³
$\sigma_s =$	2,88	2,51	2,75 t/cm ²

Obwohl, was Widerstandsmoment und Streckgrenze anbelangt, der im Versuch III geprüfte Träger die größten Werte aufweist, hat er doch die kleinste Kraft P_v ergeben. Dies scheint davon herzurühren, daß durch die künstliche Senkung der Mittelstütze die für das Versagen des

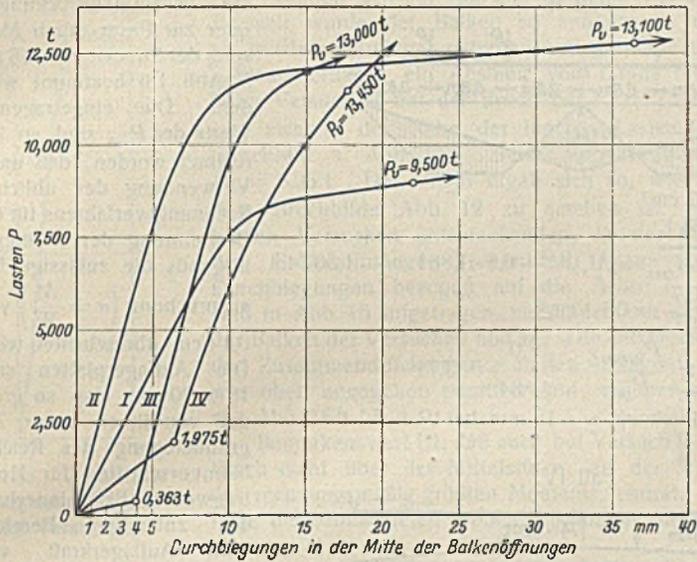


Abb. 7.

Trägers maßgebenden Feldmomente mit dem Anwachsen der Lasten P rascher wachsen, als in den beiden anderen Fällen. Daß im Falle II in der Nähe der Gebrauchslasten die Feldmomente am größten sind, zeigt die folgende Zusammenstellung der Momentenflächen (Abb. 8), die für den Fall berechnet sind, daß auf alle vier Träger Lasten von $P = 4,50$ t wirken. Für die Berechnung der Momente gilt: Im Falle I ergibt sich $M_F = 0,80 \cdot 4,50 = 3,60$ tm. Im Falle II ist die beobachtete Stützensenkung gleich 0,47 mm. Unter Benutzung der vor Anstellung des Versuches III (siehe dort) gefundenen Werte ergibt sich bei Berücksichtigung der tatsächlichen Trägheitsmomente durch diese Stützensenkung eine Verminderung des Stützenmomentes um 0,091 tm, so daß dieses, wie in Abb. 8 eingetragen ist, zu $-3,51$ tm wird. Im Falle III ist die beobachtete Mittelstützensenkung = 5,68 mm, was einer Verminderung des Stützenmomentes von 1,16 tm entspricht, so daß dieses sich zu $-2,44$ tm ergibt.

Im Falle IV ist die beobachtete Überhöhung der Mittelstütze 13,17 mm. Dem entspricht unter Berücksichtigung der oben unter Versuch IV angegebenen Werte eine Erhöhung des Stützenmomentes um 2,59 tm, so daß dieses sich zu $-6,19$ tm ergibt.

Bemerkenswert ist noch die folgende mit dem Vorhergehenden zusammenhängende Beobachtung beim Versuch IV. Von der Laststufe $P = 11,5$ t an, bei der überall Fließfiguren unter den äußersten Lastangriffspunkten am Obergurt erschienen waren, erweiterte sich deren Bereich bei wachsender Last den inneren Lastangriffspunkten zu, bis P_v ungefähr mit dem Erscheinen der Fließfiguren in deren Nähe eintrat.

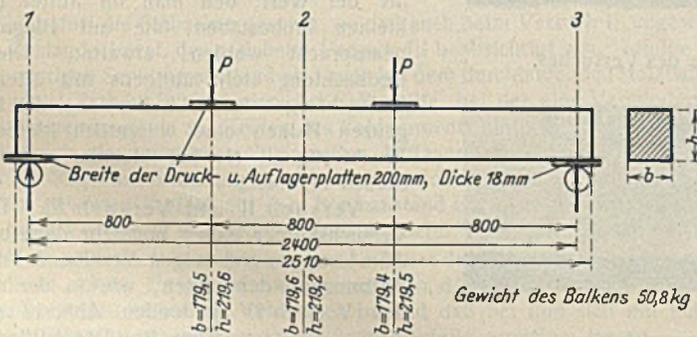


Abb. 9. Biegeversuch I.

Bei den oben erwähnten Vorversuchen wurde bei der gleichen Versuchsanordnung wie bei den beschriebenen Hauptversuchen nur je ein I-Träger NP 16 verwendet. Zu diesem wurde der Stab A benutzt, für den gilt: $F = 21,0$ cm², $J = 818$ cm⁴, $W = 103$ cm³, mittleres $\sigma_s = 3,10$ t/cm².

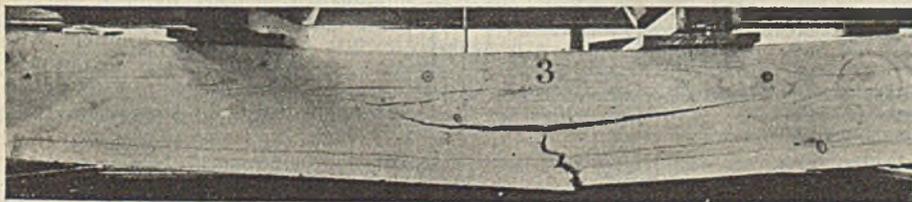


Abb. 10. Biegeversuch I. Vordere Seitenfläche des Balkens unmittelbar nach dem Versuch.

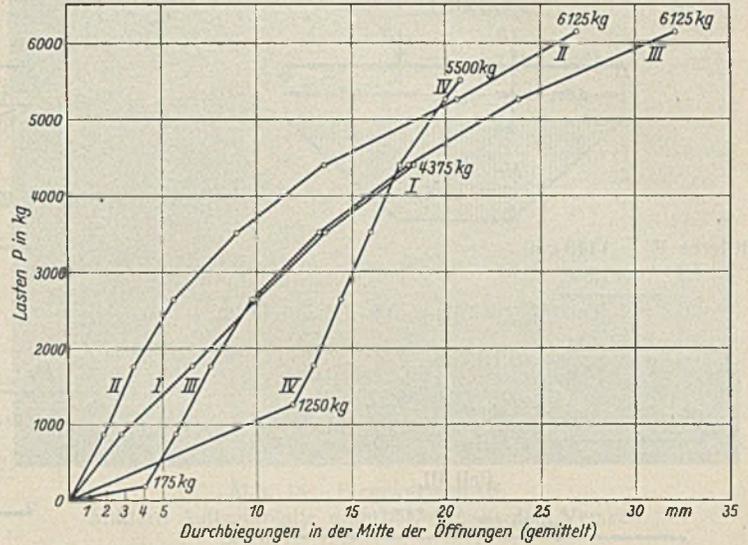


Abb. 15. Belastung und Durchbiegung. Versuch I—IV.

Der Träger bog sich beim Erreichen von $P = 3,90$ t langsam seitlich aus. Er wurde deshalb entlastet und an den Auflagerstellen einseitig unterlegt. Nach mehrmaliger Wiederholung dieses Vorgehens war es möglich, die Belastung bis $P = 4,65$ t zu steigern. Beim Hauptversuch I wurde mit zwei I-Trägern ein $P_v = 9,5$ t erreicht, dabei war das gesamte Trägheitsmoment $J = 1793$ cm⁴ und die mittlere Streckgrenze $\sigma_s = 2,94$ t/cm². Berücksichtigt man, daß die P_v den Werten der J und der σ_s proportional sind, so erhält man aus dem P_v des Vorversuches das des Hauptversuches zu $\frac{4,65 \cdot 1793 \cdot 2,94}{818 \cdot 3,10} \approx 9,6$ t. Man sieht daraus, daß man unter günstigen Umständen auch mit einfachen Trägern zu einem richtigen Ergebnis P_v kommen kann. Da solche Ergebnisse aber nicht unter allen Umständen gewährleistet werden können und sie bei dem zweiten Vorversuch (entsprechend Hauptversuch II) herbeizuführen überhaupt nicht gelang, wurden die Versuche durchweg in der beschriebenen Weise mit gekuppelten Trägern durchgeführt.

Zusammenfassung.

Auf Grund der Versuche und ihrer vorstehend gegebenen Deutung läßt sich für die den Versuchen zugrunde gelegte Belastung des durchlaufenden Trägers mit zwei gleichen Öffnungen schließen, daß 1. kleinere Stützensenkungen ohne Einfluß auf die Tragfähigkeit sind, 2. daß nicht das Stützenmoment für die Tragfähigkeit maßgebend ist, sondern ein Feldmoment, das zu $P \cdot l/4$ statt zu $P \cdot l/3$, dem bisherigen Werte eines Stützenmomentes, angenommen werden darf.

Weiter ist zu vermuten, daß bei durchlaufenden Trägern mit auf die ganze Länge gleichbleibendem Querschnitt bei beliebigen Verhältnissen von p und q nur diejenigen maßgebenden Biegemomente für die Querschnittsbemessung ausschlaggebend sind, die sich nach der bisherigen Theorie günstigstenfalls durch Stützensenkungen erzielen lassen. Dadurch ergeben sich z. B. beim Träger mit zwei gleichen Öffnungen, wie schon Mohr a. a. O. nachgewiesen hat, Ersparnisse am Biegemoment von 16 bis 31 %, je nach der Größe des Verhältnisses von p zu q .

Weiter erscheint es notwendig, bei der Wahl und Auswahl der Trägerarten (z. B. zwischen einfachen und durchlaufenden Balken, Gelenkbalken) und der Trägersysteme bewußt auf die Möglichkeit der Selbsthilfe des plastischen Baustoffs (Baustahl) Rücksicht zu nehmen und sich diese zur Verbilligung der Konstruktionen dienstbar zu machen. Diese Forderung wurde in letzter Zeit auch von Grüning in seiner Schrift über die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung ausgesprochen. Hier klärend mitzuwirken, wäre sicher eine dankbare Aufgabe eines deutschen Ausschusses für Versuche im Eisenbau.

B. Versuche mit Holz.

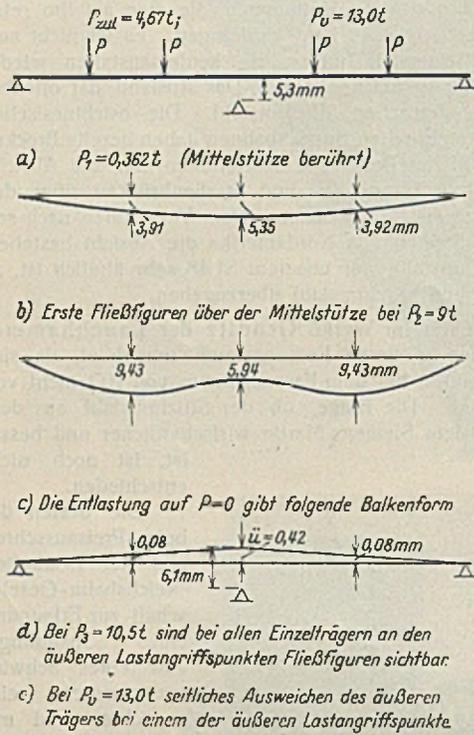
Zu diesen Versuchen wurden zwei Balken aus Fichtenholz verwendet, von denen der eine rd. 7,5 m, der andere 10 m lang war. Die Balken waren auf allen Seiten gesägt. Sie erfuhren keine weitere Bearbeitung. Ihr Querschnitt betrug ungefähr 18×22 cm, wies also ungefähr dieselbe Tragfähigkeit wie ein I NP 16 auf.

Das Versuchsprogramm, das nach denselben Gesichtspunkten aufgestellt wurde, wie das der unter A beschriebenen Versuche mit Baustahl, geht aus der Zusammenstellung Nr. 5 hervor. Es sind darin auch die wichtigsten Versuchsergebnisse eingetragen. Die eingeschriebenen Werte z beziehen sich auf die Mittelstützen, bei denen

entstand. Die wichtigsten Beobachtungen, die bei der Durchführung des Versuches gemacht wurden, sind aus der folgenden Zusammenstellung Nr. 3 zu ersehen:

Da auch bei diesem Versuch zuerst Fließfiguren über der Mittelstütze entstanden, trat auch hier eine bleibende Überhöhung, d. h. eine Balkenkrümmung nach oben ein. Die Durchbiegungen in der Mitte der Balkenöffnungen sind in der Abb. 7 aufgetragen. Sie sind bis zu einer Laststufe $P = 12\text{ t}$ gemessen.

Versuch IV. Dieser Versuchskörper zeigte ebenfalls dieselbe Bauart wie die der Versuche II und III (Abb. 3). Verwendet wurden dabei die Stäbe C und D, für die gilt:



Zusammenstellung Nr. 3.
Darstellung des Hauptversuches III.

Stab	F in cm ²	J in cm ⁴	W in cm ³	σ_s in t/cm ²
C	21,7	891	110	2,83
D	21,6	877	108	2,66

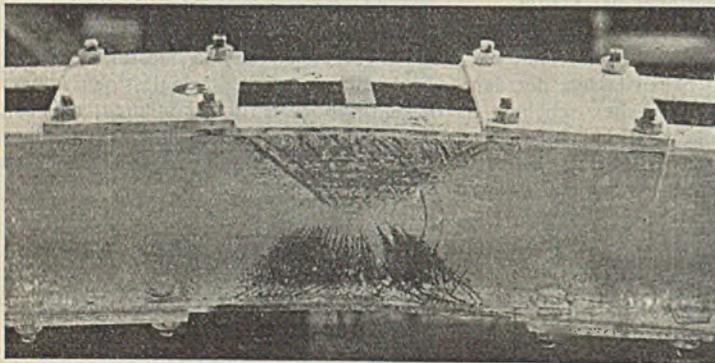


Abb. 6b. Biegeversuch IV.

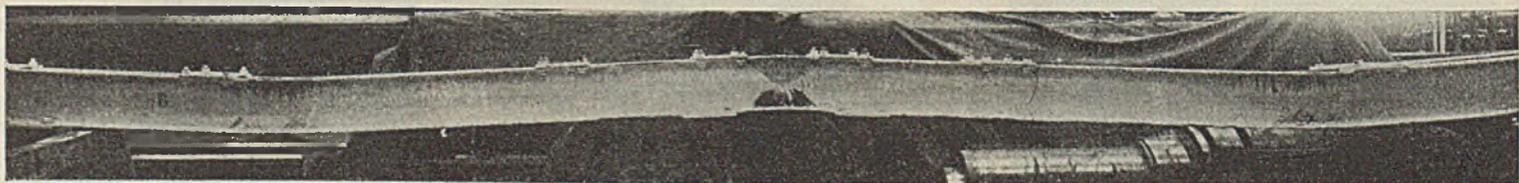
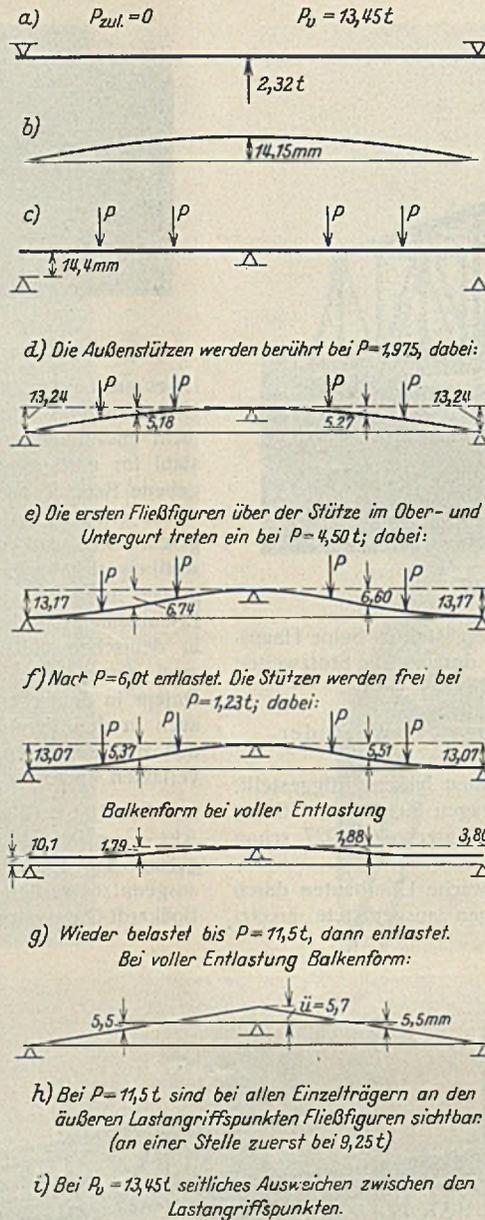


Abb. 6a. Biegeversuch IV.



Zusammenstellung Nr. 4.
Darstellung des Hauptversuches IV.

In ähnlicher Weise wie beim Versuch III ergab sich für den Balken von 4,80 m Stützweite bei einer in der Mitte aufgetragenen Last von 2,32 t eine Durchbiegung von 14,15 mm. Bei der Durchführung des Versuches wurde die Mittelstütze derart gehoben, daß die obere Fläche der mittleren Auflagerplatte um 14,4 mm höher lag, als die oberen Flächen der Auflagerplatten an den Balkenenden. Die wichtigsten Beobachtungen, die bei der Durchführung des Versuches gemacht wurden, zeigt die folgende Zusammenstellung Nr. 4.

Auch hier zeigt sich (siehe bei g), daß nach Belastung bis $P = 11,5\text{ t}$ bei der Mittelstütze selbstständig eine dauernde Überhöhung $\bar{u} = 5,7\text{ mm}$ eintritt. Der nach oben gekrümmte Träger kann sich an der Mittelstütze so weit senken, daß er dort erst versagt, nachdem an der Stelle des größten

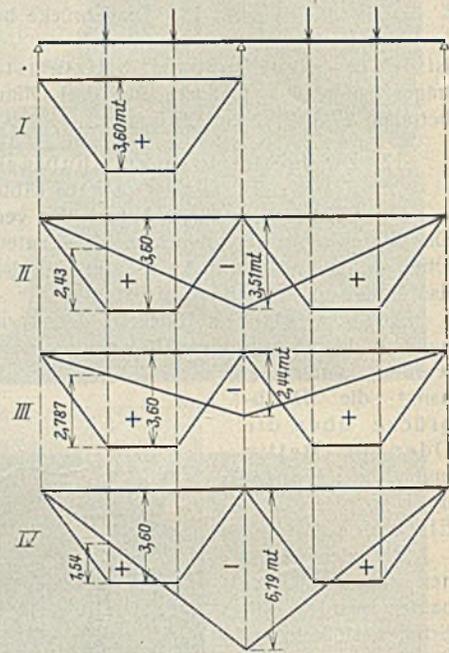


Abb. 8.
Momentenflächen bei $P = 4,50\text{ t}$.

Feldmomentes unzulässig große Verformungen eingetreten sind, die eine weitere Verwendung des Trägers als Bauteil ausschließen. Den Träger nach dem Versuch zeigen die Abb. 6a und 6b. Dauernd verformt hat er ungefähr dasselbe Aussehen wie die Träger der Versuche II und III. Die bei der Durchführung des Versuches in der Mitte der Balkenöffnungen gemessenen Durchbiegungen sind in der Abb. 7 zusammen mit den der anderen drei Versuche aufgetragen.

Vergleich der Werte P_v der Versuche II, III und IV. Aus dem vorhergehenden folgt, daß gilt:

	Versuch III	Versuch II	Versuch IV
$P_v =$	13,00	13,10	13,45 t
$W =$	228	211	218 cm ³
$\sigma_s =$	2,88	2,51	2,75 t/cm ²

Obwohl, was Widerstandsmoment und Streckgrenze anbelangt, der im Versuch III geprüfte Träger die größten Werte aufweist, hat er doch die kleinste Kraft P_v ergeben. Dies scheint davon herzurühren, daß durch die künstliche Senkung der Mittelstütze die für das Versagen des

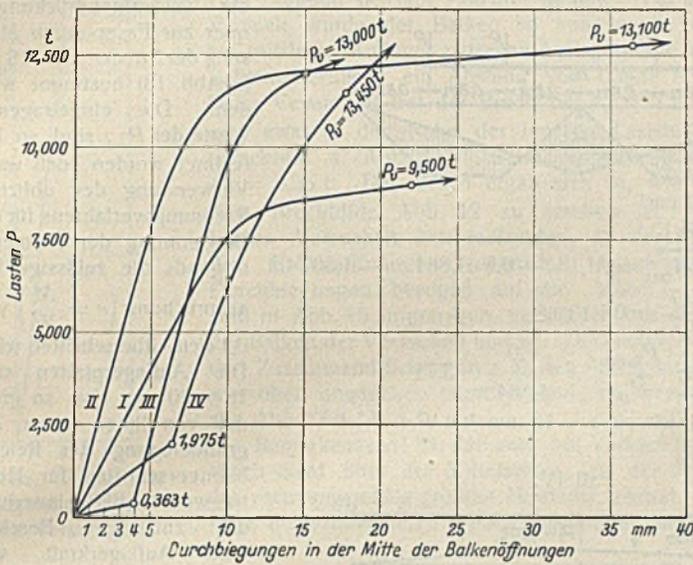


Abb. 7.

Trägers maßgebenden Feldmomente mit dem Anwachsen der Lasten P rascher wachsen, als in den beiden anderen Fällen. Daß im Falle II in der Nähe der Gebrauchslasten die Feldmomente am größten sind, zeigt die folgende Zusammenstellung der Momentenflächen (Abb. 8), die für den Fall berechnet sind, daß auf alle vier Träger Lasten von $P = 4,50$ t wirken. Für die Berechnung der Momente gilt: Im Falle I ergibt sich $M_F = 0,80 \cdot 4,50 = 3,60$ tm. Im Falle II ist die beobachtete Stützensenkung gleich $0,47$ mm. Unter Benutzung der vor Anstellung des Versuches III (siehe dort) gefundenen Werte ergibt sich bei Berücksichtigung der tatsächlichen Trägheitsmomente durch diese Stützensenkung eine Verminderung des Stützenmomentes um $0,091$ tm, so daß dieses, wie in Abb. 8 eingetragen ist, zu $-3,51$ tm wird. Im Falle III ist die beobachtete Mittelstützensenkung $= 5,68$ mm, was einer Verminderung des Stützenmomentes von $1,16$ tm entspricht, so daß dieses sich zu $-2,44$ tm ergibt.

Im Falle IV ist die beobachtete Überhöhung der Mittelstütze $13,17$ mm. Dem entspricht unter Berücksichtigung der oben unter Versuch IV angegebenen Werte eine Erhöhung des Stützenmomentes um $2,59$ tm, so daß dieses sich zu $-6,19$ tm ergibt.

Bemerkenswert ist noch die folgende mit dem Vorhergehenden zusammenhängende Beobachtung beim Versuch IV. Von der Laststufe $P = 11,5$ t an, bei der überall Fließfiguren unter den äußersten Lastangriffspunkten am Obergurt erschienen waren, erweiterte sich deren Bereich bei wachsender Last den inneren Lastangriffspunkten zu, bis P_v ungefähr mit dem Erscheinen der Fließfiguren in deren Nähe eintrat.

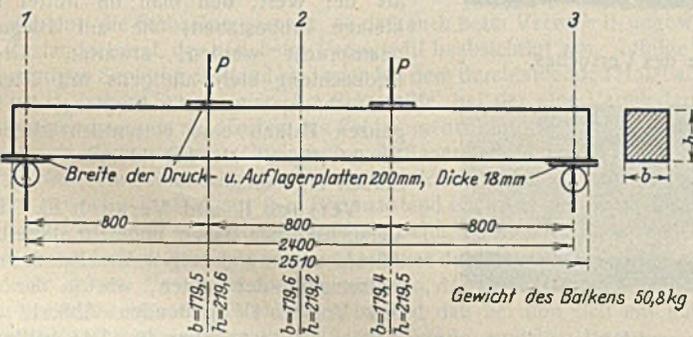


Abb. 9. Biegeversuch I.

Bei den oben erwähnten Vorversuchen wurde bei der gleichen Versuchsanordnung wie bei den beschriebenen Hauptversuchen nur je ein I-Träger NP 16 verwendet. Zu diesem wurde der Stab A benutzt, für den gilt: $F = 21,0$ cm², $J = 818$ cm⁴, $W = 103$ cm³, mittleres $\sigma_s = 3,10$ t/cm².



Abb. 10. Biegeversuch I. Vordere Seitenfläche des Balkens unmittelbar nach dem Versuch.

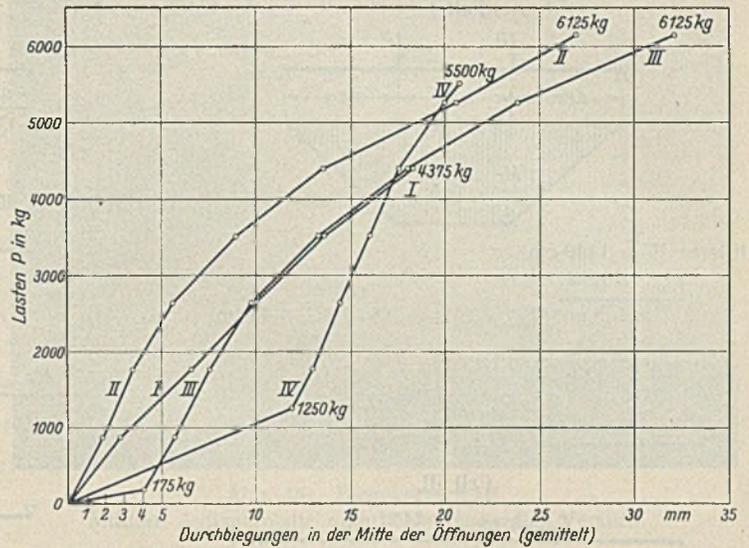


Abb. 15. Belastung und Durchbiegung. Versuch I—IV.

Der Träger bog sich beim Erreichen von $P = 3,90$ t langsam seitlich aus. Er wurde deshalb entlastet und an den Auflagerstellen einseitig unterlegt. Nach mehrmaliger Wiederholung dieses Vorgehens war es möglich, die Belastung bis $P = 4,65$ t zu steigern. Beim Hauptversuch I wurde mit zwei I-Trägern ein $P_v = 9,5$ t erreicht, dabei war das gesamte Trägheitsmoment $J = 1793$ cm⁴ und die mittlere Streckgrenze $\sigma_s = 2,94$ t/cm². Berücksichtigt man, daß die P_v den Werten der J und der σ_s proportional sind, so erhält man aus dem P_v des Vorversuches das des Hauptversuches zu $\frac{4,65 \cdot 1793 \cdot 2,94}{818 \cdot 3,10} \approx 9,6$ t. Man sieht daraus, daß man unter günstigen Umständen auch mit einfachen Trägern zu einem richtigen Ergebnis P_v kommen kann. Da solche Ergebnisse aber nicht unter allen Umständen gewährleistet werden können und sie bei dem zweiten Vorversuch (entsprechend Hauptversuch II) herbeizuführen überhaupt nicht gelang, wurden die Versuche durchweg in der beschriebenen Weise mit gekuppelten Trägern durchgeführt.

Zusammenfassung.

Auf Grund der Versuche und ihrer vorstehend gegebenen Deutung läßt sich für die den Versuchen zugrunde gelegte Belastung des durchlaufenden Trägers mit zwei gleichen Öffnungen schließen, daß 1. kleinere Stützensenkungen ohne Einfluß auf die Tragfähigkeit sind, 2. daß nicht das Stützenmoment für die Tragfähigkeit maßgebend ist, sondern ein Feldmoment, das zu $P \cdot l/4$ statt zu $P \cdot l/3$, dem bisherigen Werte eines Stützenmomentes, angenommen werden darf.

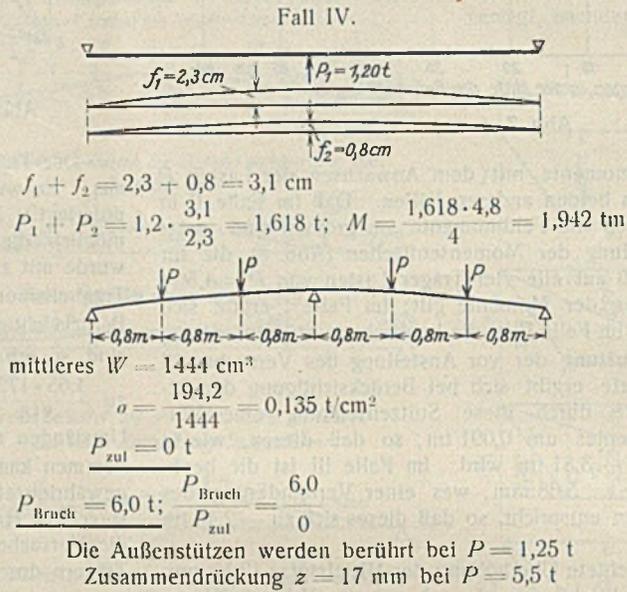
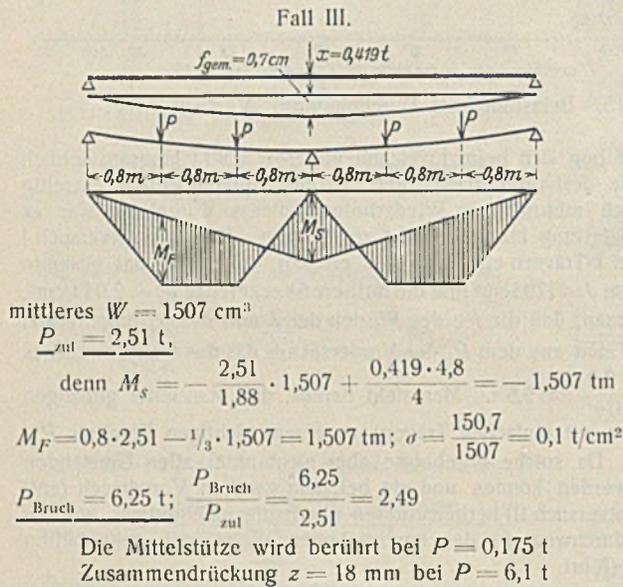
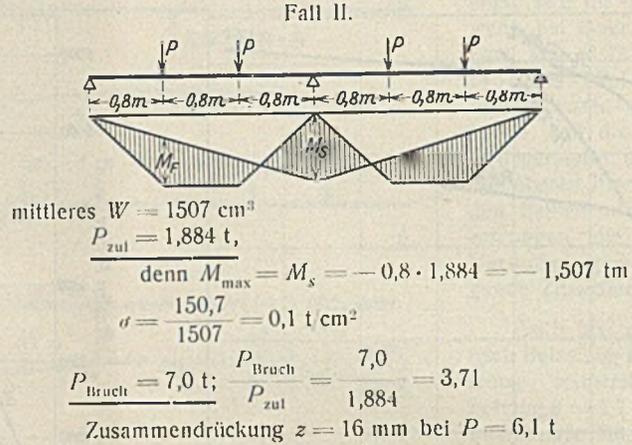
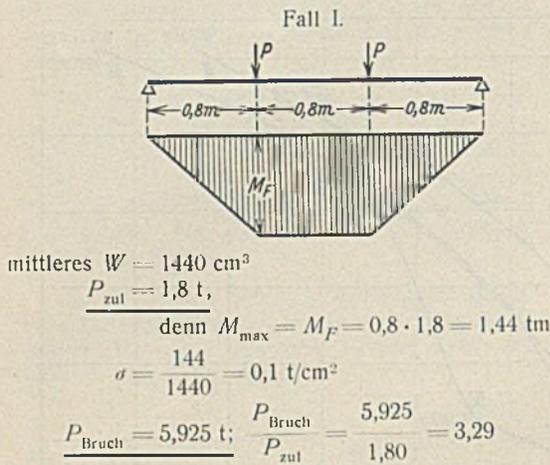
Weiter ist zu vermuten, daß bei durchlaufenden Trägern mit auf die ganze Länge gleichbleibendem Querschnitt bei beliebigen Verhältnissen von p und q nur diejenigen maßgebenden Biegemomente für die Querschnittsbemessung ausschlaggebend sind, die sich nach der bisherigen Theorie günstigstenfalls durch Stützensenkungen erzielen lassen. Dadurch ergeben sich z. B. beim Träger mit zwei gleichen Öffnungen, wie schon Mohr a. a. O. nachgewiesen hat, Ersparnisse am Biegemoment von 16 bis 31%, je nach der Größe des Verhältnisses von p zu q .

Weiter erscheint es notwendig, bei der Wahl und Auswahl der Trägerarten (z. B. zwischen einfachen und durchlaufenden Balken, Gelenkbalken) und der Trägersysteme bewußt auf die Möglichkeit der Selbsthilfe des plastischen Baustoffs (Baustahl) Rücksicht zu nehmen und sich diese zur Verbilligung der Konstruktionen dienstbar zu machen. Diese Forderung wurde in letzter Zeit auch von Grüning in seiner Schrift über die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung ausgesprochen. Hier klärend mitzuwirken, wäre sicher eine dankbare Aufgabe eines deutschen Ausschusses für Versuche im Eisenbau.

B. Versuche mit Holz.

Zu diesen Versuchen wurden zwei Balken aus Fichtenholz verwendet, von denen der eine rd. 7,5 m, der andere 10 m lang war. Die Balken waren auf allen Seiten gesägt. Sie erfuhren keine weitere Bearbeitung. Ihr Querschnitt betrug ungefähr 18×22 cm, wies also ungefähr dieselbe Tragfähigkeit wie ein I NP 16 auf.

Das Versuchsprogramm, das nach denselben Gesichtspunkten aufgestellt wurde, wie das der unter A beschriebenen Versuche mit Baustahl, geht aus der Zusammenstellung Nr. 5 hervor. Es sind darin auch die wichtigsten Versuchsergebnisse eingetragen. Die eingeschriebenen Werte z beziehen sich auf die Mittelstützen, bei denen



Zusammenstellung Nr. 5. Vier Biegeversuche mit Holzbalken etwa $18 \times 22 \text{ cm}$.

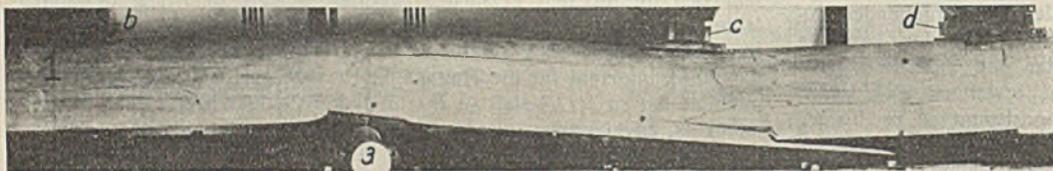


Abb. 11. Biegeversuch II.
 Mittlerer Teil der vorderen Seitenfläche (Laststellen *b*, *c* und *d*) am Ende des Versuches.

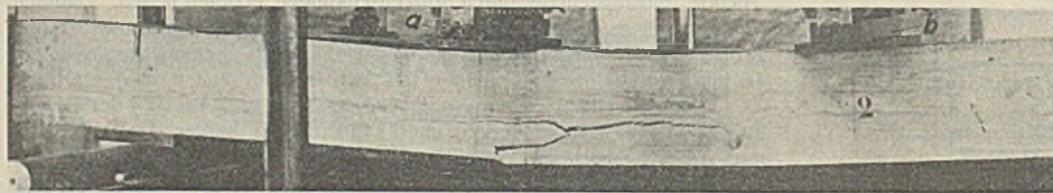
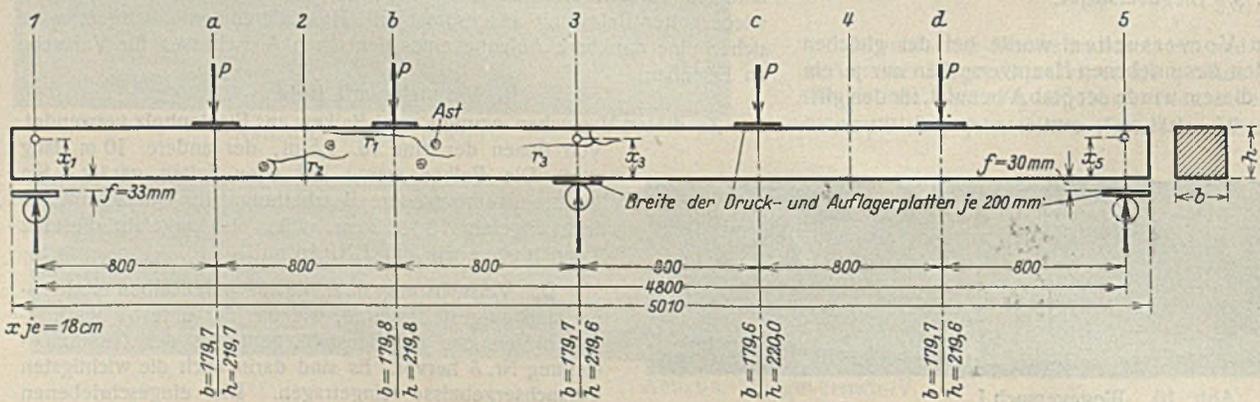


Abb. 12. Biegeversuch III.
 Vordere Seitenfläche unmittelbar nach dem Versuch (Laststellen *a* und *b*).



die Zusammendrückungen quer zur Faser durch Messung der Strecke $x_3 = 18 \text{ cm}$ (s. Abb. 13) bestimmt wurden. Die eingetragenen Werte der P_{zul} sind so berechnet worden, daß unter Verwendung des üblichen Rechnungsverfahrens für die Bestimmung der Momente nirgends die zulässige Beanspruchung ($\sigma = \frac{M}{W}$) von $0,1 \text{ t/cm}^2$ überschritten wird. Die Auflagerplatten sind $18 \times 20 \text{ cm}$, also so groß, daß von ihnen unter Zugrundelegung der Reichsbahnvorschriften für Holztragwerke (BH) innerhalb des zulässigen Bereichs eine Auflagerkraft von $18 \cdot 20 \cdot 15 \text{ kg} = 5,4 \text{ t}$ übertragen werden kann.

Zu den einzelnen Versuchen ist folgendes zu bemerken:

Versuch I. Die Abmessungen des Versuchskörpers und die Art des Aufbringens der Lasten ist aus Abb. 9 zu ersehen. Durch den Versuch wurden außer der Last $P_b = 5,925 \text{ t}$, bei der der Bruch des Balkens eintrat (Bruchbild s. Abb. 10), die senkrechten Verschiebungen der auf der oberen Balkenfläche befindlichen Punkte 1, 2 und 3 gegenüber einem über dem Balken angebrachten Meßtisch bestimmt.

Die Durchbiegungen des Punktes 2 (der Balkenmitte) sind in der Abb. 15 aufgetragen. Sie wurden bis zu der Laststufe $4,375 \text{ t}$ gemessen. Die der Bruchlast entsprechende rechnermäßige Biegespannung von $0,329 \text{ t/cm}^2$ ist kleiner als der Wert, den man im Mittel bei kleinen Probestäben, die auf Biegung beansprucht werden, erwartet. Diese Beobachtung steht übrigens mit älteren Versuchsergebnissen im Einklang, die bei ganzen Balken eine wesentlich kleinere Bruchfestigkeit als bei kleinen astfreien Stäben ergaben.

Versuch II und Versuch III. Die Versuchskörper haben ungefähr dieselben Abmessungen und zeigen dieselbe Art des Aufbringens der Lasten, wie in der für den Versuch IV geltenden Abb. 13 angegeben ist.

Die mittleren Widerstandsmomente betragen bei den Stäben der Versuche II und III je 1510 cm^3 . Bei dem Versuch II wurden gleich hohe Stützen verwendet, bei dem Versuch III wurde die Mittelstütze gesenkt. Die rechnerisch ermittelte Last von $0,419 \text{ t}$ (s. Zusammenstellung Nr. 5) hatte in der Mitte des Gesamtbalkens von $4,80 \text{ m}$ Stützweite unmittelbar nach Aufbringen der Last eine Durchbiegung von $7,05 \text{ mm}$ ergeben, die nach einer Lastdauer von

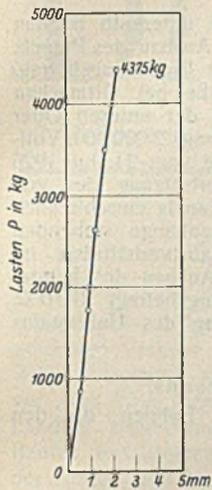


Abb. 16a. Gemittelte Auflagersenkungen beim Versuch I.

zwei Stunden sich auf 7,38 mm erhöhte. Vor dem Versuch wurde der Balken so aufgelagert, daß am mittleren Auflager zwischen Auflagerplatte und Balkenunterfläche ein Abstand von 6 mm blieb. Beim Versuch II trat der Bruch bei $P_b = 7$ t ein, und zwar in der Nähe der inneren Laststelle c (Bruchbild s. Abb. 11). Beim Versuch III war $P_b = 6,25$ t. Der Bruch ergab sich so, wie aus dem Bruchbilde Abb. 12 zu ersehen ist. Die beiden Versuchen entsprechenden, in der Mitte der Balkenöffnungen (vermittelt) gemessenen Durchbiegungen bezogen auf die Achse 1 — 5 sind in Abb. 15 aufgetragen, zusammen mit denen der Balken der Versuche I und IV. Die entsprechenden Zusammendrückungen z an den Auflagern, die wie oben angegeben ermittelt sind, ergeben sich aus Abb. 16b bis d.

Bemerkenswert ist, daß auch bei Versuch II der Bruch nicht über der Mittelstütze, an der Stelle des rechnermäßig größten Moments, eintrat. Infolge der beobachteten großen Zusammendrückung

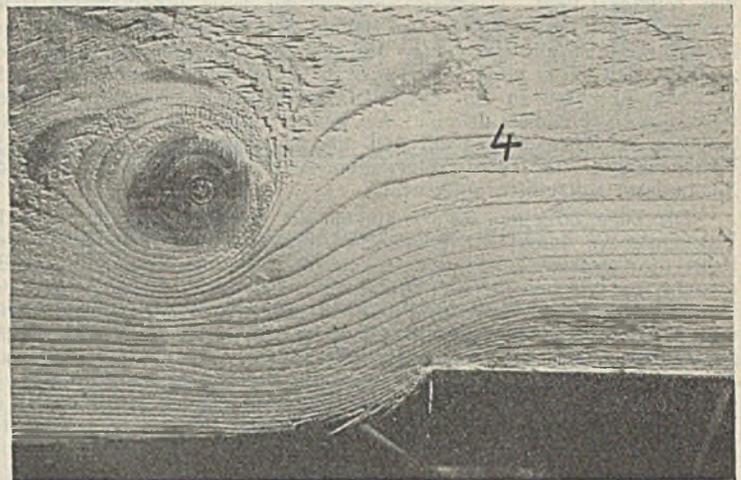


Abb. 14. Biegeversuch IV. Mittlere Auflagerplatte unmittelbar nach dem Versuch.

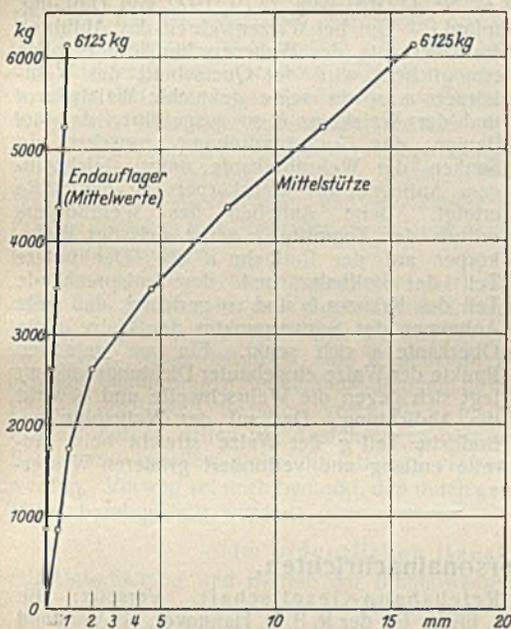


Abb. 16b. Zusammendrückungen beim Versuch II.

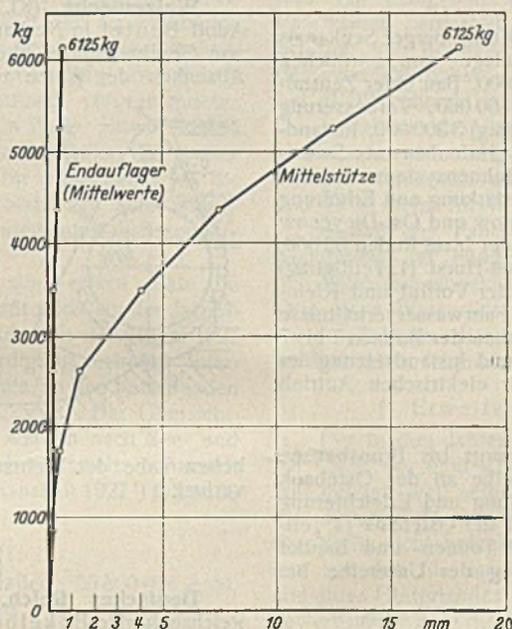


Abb. 16c. Zusammendrückungen beim Versuch III.

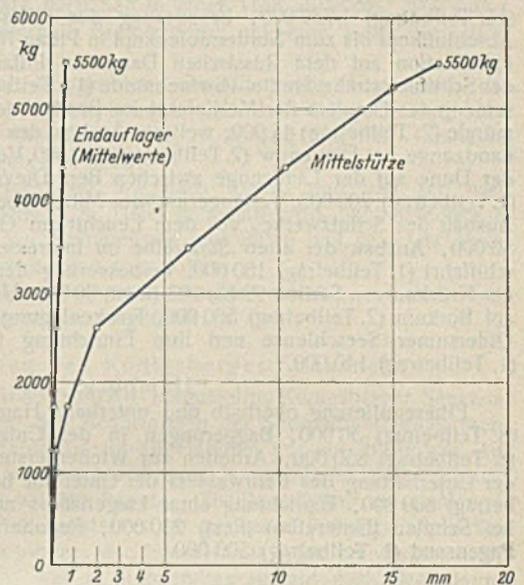


Abb. 16d. Zusammendrückungen beim Versuch IV.

hat sich dort die Stabachse gesenkt, so daß auch beim Versuch II ungewollt ein Zustand eintrat, der erst beim Versuch III beabsichtigt war. Infolge der selbsttätigen Senkung entstand also auch bei dem durchlaufenden Holzbalken auf gleich hohen Stützen eine Art Selbsthilfe, bei der eine Verminderung des Stützenmoments auf Kosten des Feldmoments eintrat. Zu beachten ist, daß durch die verhältnismäßig großen Auflagerplatten namentlich an der Mittelstütze eine Änderung des Momentenbildes eintritt, die ebenfalls von einem gewissen Einfluß auf den Bruchzustand ist. Aus der Tatsache, daß P_b beim Versuch II sich größer ergab als beim Versuch III, lassen sich bei der Verschiedenheit des anatomischen Aufbaues des Holzes keine zwingenden Schlüsse ziehen. Es scheint aber festzustehen, daß der durchlaufende Träger dem einfachen keinesfalls unterlegen ist und daß bei ihm sich mit künstlichen Stützensenkungen praktisch keine Vorteile erreichen lassen.

Versuch IV. Die Versuchsanordnung und die Abmessungen des Versuchskörpers zeigt Abb. 13. Zunächst wurde der Balken auf zwei Auflagern im Abstände von 4,80 m gelagert und in der Mitte mit 1,2 t be-

lastet, eine Last, der für den ganzen Balken eine Beanspruchung von $0,1$ t/cm² entspricht. Dabei fand sich als Durchbiegung in der Mitte 22,3 mm (nach zwei Stunden 23,7 mm). Um den Einfluß der auf die Größe der Bruchlast vermindert wirkenden Zusammendrückung an der Mittelstütze auszuschalten, wurde die Senkung der Außenstützen um die Hälfte der schätzungsweise zu erwartenden Zusammendrückung auf im Mittel 31,5 mm (s. Abb. 13) erhöht. Damit wurde kurz vor dem Bruch eine Hebung der Stabachse angestrebt, der allein eine Balkenbeanspruchung von $0,1$ t/cm² (= der zulässigen Beanspruchung) entspricht. Eine Minute nach dem Aufbringen der Last $P = 6$ t entstand der Riß r_1 , dann Riß r_2 , hierauf brach der Balken bei r_3 (Abb. 13). Ein anschauliches Bild der starken Zusammendrückung an der Mittelstütze gibt Abb. 14. Aus dem Versuch IV kann geschlossen werden, daß erst sehr starke Senkungen der Außenstützen einen durchlaufenden Holzbalken gefährden. Immerhin ist aber im Gegensatz zu den Balken aus Baustahl mit der Möglichkeit einer Zerstörung des Balkens über der Mittelstütze zu rechnen.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Stedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 10. Januar ausgegebene Heft 1 (I R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Zum Beginn des 10. Jahrgangs. — Dr.-Ing. H. Bahn: Das Heim eines Baukünstlers. — Dipl.-Ing. H. Rühle: Die Kriegsbeschädigten-Siedlung in Berlin-Wilhelmshagen. — Neue Möbel.

Die Grenzbrücke über den Niagara. Zwischen Bridgeburg auf seinem westlichen und Buffalo auf seinem östlichen Ufer bildet der Niagara die Grenze zwischen Kanada und den Vereinigten Staaten, zwischen der Provinz Ontario und dem Staate New York. Zwischen die amerika-

nischen Eisenbahnen auf der einen und die kanadischen auf der anderen Seite schiebt sich ein etwa 1200 m langes Stück mit der Niagarabrücke ein, das der International Bridge Company, einer Tochtergesellschaft der Kanadischen Staatsbahnen gehört. Auf kanadischer Seite laufen vier Gleise der Staatsbahn und drei der Michigan Central-Eisenbahn in eins zusammen, das in 580 m Länge über die Brücke führt. Der Mittelpfeiler des 107 m langen ausschwingbaren Teils dieser Brücke steht genau auf der Grenze der beiden Staaten. Auf der Ostseite mündet das Gleis auf die Squaw-Insel aus, die, gegen 370 m breit, auf der einen Seite vom Niagara, auf der anderen vom Erie-Kanal begrenzt wird. Über diese Insel führt die Eisenbahn mit zwei Hauptgleisen, neben denen noch ein Abstellgleis für

den Zolldienst liegt. Der Erie-Kanal und der daran anschließende Hafen von Black Rock, einem Vorort von Buffalo, werden auf einer 130 m langen Drehbrücke überschritten, hinter der sich die Gleise fächerartig so verzweigen, daß 230 m hinter der Brücke 32 Gleise nebeneinander liegen, die teils den Anschluß zu den die Brücke benutzenden Eisenbahnen bilden, teils als Abstellgleise dienen. An beiden Enden der Brückenstrecken befinden sich Dienststellen der Zoll- und Einwanderungsbehörden für die Personenzüge; die leeren Güterwagen werden bei der Fahrt über die Squaw-Insel zollamtlich untersucht.

Die Züge erhielten bis vor kurzem die Erlaubnis zum Befahren der Brückenstrecke durch eine schriftliche Anweisung; sie durften bei dieser Fahrt die Geschwindigkeit von 10 km/Std. nicht überschreiten. Zur Bedienung der Weichen und der Drehbrücke, von denen die Gleise über den Erie-Kanal und den Hafen von Black Rock noch eine Fahrbahn südlich und eine Gangbahn nördlich der Gleise besitzt, waren zehn Mann nötig. Neuerdings sind, wie die Zeitschrift Railway Signaling mitteilt, die Weichen in die Häuser, von denen aus die Brücken bewegt werden, eingebunden worden, wodurch eine erhebliche Ersparnis an Arbeitskräften erzielt wird. Der ganze Betrieb wird vom Bahnhof Bridgeburg aus geleitet, in dessen Stellwerk der Fahrdienstleiter für die Brückenstrecke seinen Dienst versieht. Wkk.

Aus dem Reichshaushalt 1928. (Schluß aus Heft 1.)

Seewasserstraßen.

Preußen.

Vertiefung, Verbreiterung und Befahrung des Königsberger Seekanals (11. Teilbetrag) 1 750 000, Erneuerung der Gleisanlage vom nördlichen Abschlußkopf bis zum Nordermolenkopf in Pillau 70 000, Bau einer Zentralkanalisation auf dem Russischen Damm in Pillau 60 000, Verbesserung der Schifffahrtstraße Stettin—Swinemünde (14. Teilbetrag) 3 300 000, Instandsetzung des Ostufers der Mellinfahrt im Bezirke des Hafenbauamts Swinemünde (2. Teilbetrag) 45 000, weiterer Ausbau des Buhnsystems vor der Landzunge bei Dievenow (2. Teilbetrag) 100 000, Verstärkung und Erhöhung der Düne auf der Landzunge zwischen Berg-Dievenow und Ost-Dievenow (1. Teilbetrag) 200 000, Verlängerung der Mittelrippe der Insel Ruden 62 000, Ausbau des Schutzwerkes vor dem Leuchtturm Groß-Horst (1. Teilbetrag) 50 000, Ausbau der alten Süderelbe im Interesse der Vorflut und Kleinschifffahrt (1. Teilbetrag) 160 000, Verbesserung der Fahrwasserhältnisse der Krückau von Station 92 bis 103 (Rest) 30 000, Umbau der Buhnen 1 bis 7 auf Borkum (2. Teilbetrag) 560 000, Trockenlegung und Instandsetzung der Oldersumer Seeschleuse und ihre Einrichtung für elektrischen Antrieb (1. Teilbetrag) 140 000.

Hamburg.

Elberegulierung oberhalb und unterhalb Hamburgs bis Brunshausen (8. Teilbetrag) 50 000, Baggerungen in der Unterelbe an der Ostebank (8. Teilbetrag) 850 000, Arbeiten zur Wiederherstellung und Erleichterung der Unterhaltung des Fahrwassers der Unterelbe bei der Ostebank (4. Teilbetrag) 800 000, Einrichtung eines Liegehafens mit Tonnen- und Bauhof bei Schulau (Unterelbe) (Rest) 230 000, Regulierung der Unterelbe bei Pagensand (1. Teilbetrag) 500 000.

Mecklenburg-Schwerin.

Bau eines Lotsenboothafens für die Lotsenstation Timmendorf a. Poel 172 000.

Oldenburg.

Verlängerung des Dünenschutzwerkes auf Wangerooge 110 000.

Bremen.

Ausbau des Fedderwarder Armes zum Hauptfahrwasser der Außenweser (Rest) 1 965 000, Baggerungen für die weitere Vertiefung und Verbreiterung der Unterweser (8. Teilbetrag) 3 000 000.

Binnen- und Seewasserstraßen.

Verstärkung der Ersatzbeschaffung abgängigen Gerätes der Reichswasserstraßenverwaltung (3. Teilbetrag) 2 250 000.

Vermischte Ausgaben.

Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues (7. Ergänzungsbetrag) 15 000, Kostenbeitrag für den Fachausschuß für Anstrichtechnik 10 000, Beitrag zur Errichtung einer „Deutschen Forschungsstelle für Bodenmechanik“ 43 350, Erweiterung des Betriebsgebäudes des Seezeichenversuchsfeldes in Friedrichshagen 75 000.

Außerordentlicher Haushalt: Reichswasserstraßenverwaltung.

Beteiligung des Reiches an der Neckar-Aktiengesellschaft durch Übernahme von Aktien und Gewährung von Darlehen 3 273 000, Maßnahmen zur Verbesserung der Hochwasserhältnisse am Neckar in den Gemarkungen Stuttgart-Cannstatt und Münster (Rest) 300 000, Beteiligung des Reiches an der Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft durch Übernahme von Aktien und Gewährung von Darlehen 5 671 000, Beteiligung des Reiches an der Teltowkanal-A.-G. durch Ankauf von Stücken der Teltower Kreis-anleihe, Ausgabe X 50 000, Staubecken in dem oberen Quellgebiete der Weser 310 000, Lippe-Kanal Wesel—Datteln 6 400 000, Lippe-Kanal Hamm—Lippstadt 500 000, Herstellung einer zweiten Fahrt im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals an dessen Kreuzung mit der Lippe und Stever bei Olfen (2. Teilbetrag) 1 600 000, Hohenzollern-Kanal (Preuß. Wasserstraßengesetz vom 1. April 1905, § 1 Nr. 2), 2. Abstieg bei Niederfinow (Lippe) (8. Teil-

betrag) 3 500 000, Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau (Preuß. Ges. v. 30. Juni 1913) (8. Teilbetrag) 1 000 000, Ausbau des Pregels zwischen Insterburg und Groß-Bubainen (nachträglicher Ergänzungsbetrag) 180 000, Bau eines Staubeckens an der Glatzer Neiße bei Ottmachau (3. Teilbetrag) 2 500 000, Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder (Preuß. Ges. vom 4. August 1904, § 1 Nr. 1) (8. Teilbetrag) 2 000 000, Vollendung des Mittellandkanals nach dem Staatsvertrage vom 24. Juli 1926 ohne Ausbau des Oder-Spree-Kanals 24 500 000, Fortsetzung des von Preußen 1919 begonnenen Ausbaues des Oder-Spree-Kanals einschließlich des mit dem Bauzweck im wirtschaftlichen Zusammenhange stehenden Grunderwerbes sowie für Verbesserungen der Schifffahrtverhältnisse im äußeren Fürstenberger See (8. Teilbetrag) 1 487 000, Ausban des Hunte-Ems-Kanals von Oldenburg bis Kampe (2. Ergänzungsbetrag) 310 000, Küstenkanal (3. Teilbetrag) 1 500 000, Umkanalisierung des Untermain (3. Teilbetrag) 3 000 000.

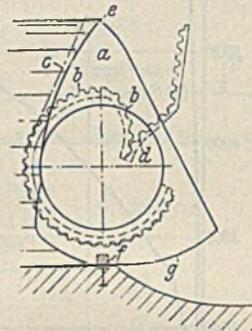
Angelegenheiten des Eisenbahnwesens.

Unterstützung des Baues von Kleinbahnen und Bahnen, die den Kleinbahnen gleichzuachten sind, 5 000 000.

Patentschau.

[Bearbeitet von Regierungsrat Donath.]

Walzenwehr. (Kl. 84 a, Nr. 442 920 vom 22. 9. 1922 von Dipl.-Ing. Adolf Beutel in Neckargemünd.) — Um bei Walzenwehren das Abführen von Geschwemmsel über die Oberkante des Wehrschlußkörpers ohne Absenken der Walze zu ermöglichen, wird der Querschnitt des Wehrkörpers *a* sowie seine geknickte Wälzbahn *d* und der Wälzkranz *b* so ausgeführt, daß bei Beginn der Aufwärtsdrehung zunächst ein Senken der Wehrberkante unter gleichzeitigem Anliegen des Wehrkörpers an der Sohle erfolgt. Beim Anheben des Wehrkörpers mittels der Zugmittel *c* wälzt sich der Wehrkörper auf der Rollbahn *d* ab. Der untere Teil der Rollbahn und der entsprechende Teil des Kranzes *b* sind so gerichtet, daß trotz Anhebens des Schwerpunktes der Walze *a* die Oberkante *e* sich senkt. Ein am untersten Punkte der Walze eingebauter Dichtungsbalken *f* legt sich gegen die Wehrschwelle und bewirkt die Abdichtung. Der auf der Wehrsohle befindliche Teil *g* der Walze streicht beim Anheben nahe der Wehrschwelle entlang und verhindert größeren Wasserverlust.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Bokelberg, bisher bei der R. B. D. Hannover, als Vorstand zum R. B. A. Stendal 2, Grasselt, bisher bei der R. B. D. Oepeln, zur R. B. D. Breslau, Arnold, bisher bei dem Reichsbahn-Neubauamt Flensburg 1, zur R. B. D. Altona und Ebersbach, Leiter des bautechnischen Reichsbahn-Neubauamts beim R. A. W. Braunschweig, zum R. B. A. Wittenberg sowie der Reichsbahnassessor Hacker, bisher bei der R. B. D. Altona, zur R. B. D. Erfurt.]

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnamtänner Vogel, Verwalter des Bahnhofs Ehrang und Karl Stephan, Vorstand der Güterabfertigung Chemnitz Hauptbahnhof.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Lüdicke, Mitglied der R. B. D. Frankfurt (Main).

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Friedemann Schwichow, Theodor Schmitz, Johann Clausen, Hermann Kageler, Dr. phil. Ernst Grisse (Wasser- und Straßenbau); — Ernst Kampf, Emil Recker und Otto Flöttmann (Eisenbahn- und Straßenbau).

Veränderungen im Technischen Oberprüfungsamt. Als Mitglieder ausgeschieden: Geheimer Baurat Volk im Reichsverkehrsministerium und Ministerialrat Heyden im Ministerium für Handel und Gewerbe; — zum Mitglied ernannt: Oberregierungsbaurat Krieg im Reichsverkehrsministerium.

Württemberg. Der Staatspräsident hat den Baurat Hufnagel, Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Rottweil, mit seinem Einverständnis auf eine Bauratstelle im Geschäftskreis der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau versetzt.

INHALT: Wilhelm Schachenmeyer †. — Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno. — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1927. (Schluß.) — Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Grenzbrücke über den Niagara. — Aus dem Reichshaushalt 1928. (Schluß.) — Patentschau. — Personalnachrichten.