

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule

Fernsprecher: C1 Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 13. Mai 1932

Heft 10

Der Stahlbau des neuen Verwaltungsgebäudes der Allgemeinen Ortskrankenkasse in Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin.

In der Altstadt Berlins, am Märkischen Museum, entsteht gegenwärtig in der Rungestraße ein neues Verwaltungsgebäude der Allgemeinen Ortskrankenkasse von Groß-Berlin, welches in stark gegliederten, die Umgebung beherrschenden Formen in die Höhe strebt (Abb. 1). Dieses Gebäude zeichnet sich ebenso sehr durch seine Größe und seine Gestaltung wie auch durch seine bemerkenswerte Stahlkonstruktion aus.

Für den Neubau, der zur Zeit seiner Vollendung entgegengeht, stand der Bauherrin ein Grundstück von etwa 1500 m² Größe zwischen Runge-

und Cöpenicker-Straße zur Verfügung, wobei auf eine spätere Erweiterungsmöglichkeit nach drei Seiten hin Rücksicht genommen werden konnte.

Die Berliner Ortskrankenkasse plante schon seit Jahren, alle bisher über den riesigen Stadtkreis Berlins zerstreuten Einzelkassen in einem großen Verwaltungsgebäude zusammenzufassen, um zu dem Ziele möglichst neuzeitlicher und sparsamer Verwaltung zu gelangen. Die Entwurfsbearbeitung und Bauoberleitung wurde dem bereits mehrfach mit der Errichtung von Bauten der sozialen Versicherung betrauten Berliner Architekten A. Gottheimer übertragen.

Zur Zeit gehören der Berliner Ortskrankenkasse etwa 550 000 Versicherungsnehmer an. Das neue Verwaltungsgebäude hat bei etwa 130 000 m³ umbautem Raum die Aufgabe, alle Büros und Räumlichkeiten für den Kassen- und Geschäftsverkehr zur Abfertigung der Mitglieder, für die Verwaltung und Direktion, für die Unterbringung aller Einrichtungen zur Untersuchung und ärztlichen Fürsorge, für die Druckerei, zur Aufnahme der hygienischen Einrichtungen für die Kassenangestellten, ferner für die Autogaragen und für die gesamten Betriebs-einrichtungen, wie Beleuchtung, Heizung, Lüftung, Be- und Entwässerung, in sich zusammenzufassen. Hierbei wird mit einer Gesamtbelegschaft von 800 Köpfen

gerechnet. — Bei der Größenbemessung und Gesamtgestaltung ließ sich der Schöpfer des Baues von dem Gedanken leiten, unter Berücksichtigung aller städtebaulichen und baupolizeilichen Anforderungen eine zwar monumentale und würdige, aber andererseits sparsame, einfache und übersichtliche Bauanlage zu schaffen.

Abb. 2 u. 3 erläutern den Grundriß und Aufbau, welcher sich folgendermaßen gliedert:

- a) in einen Hauptbau an der Rungestraße von 104 m Länge und 15 m Breite,
 - b) in einen linken Flügelbau A von 60 m Länge und 14 m Breite,
 - c) in einen mittleren Flügelbau B von 55 m Länge und 14 m Breite,
 - d) in eine Schalterhalle zwischen den Flügeln A und B von 19 m
- a) in einen rechten Flügelbau C an der Wassergasse von 36 m Länge und 13 m Breite.

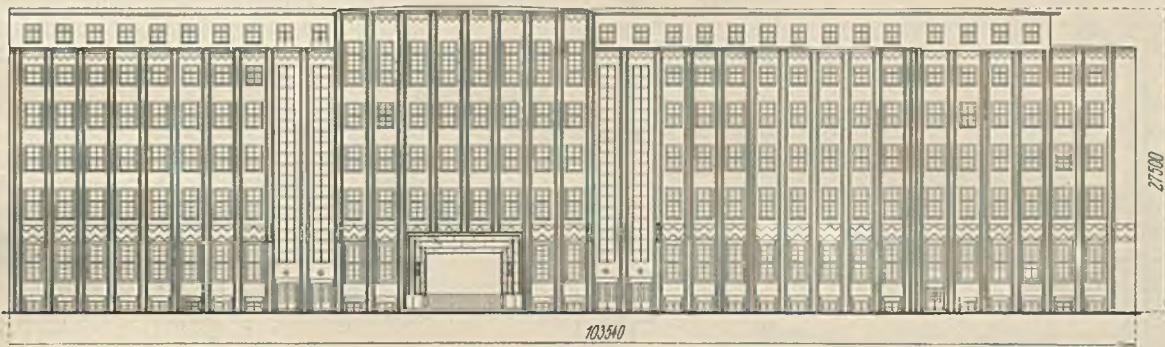


Abb. 1. Ansicht des Hauptbaues in der Rungestraße.

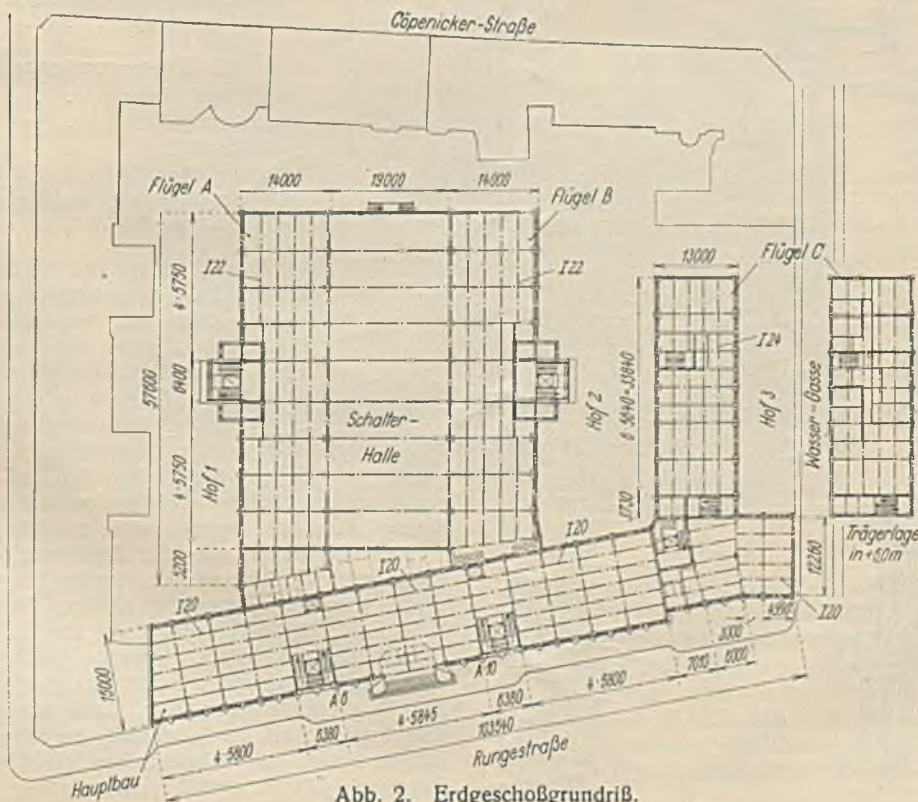


Abb. 2. Erdgeschoßgrundriß.

Diese Hauptgebäude-teile enthalten die einzelnen Zugänge nebst zwei Treppenhäusern, Aufzüge und die für die Schornsteine erforderlichen Zwischenbauten.

Das Hauptgebäude sowie die Flügel A und B enthalten je sieben Geschosse, deren Abmessungen aus Abb. 3 zu ersehen sind. Von dem Flügel C, welcher später so hoch wie die anderen Flügel ausgebaut werden kann, werden vorläufig nur Kellergeschoß, Erdgeschoß und Zwischengeschoß ausgeführt. Die Gesamthöhe der drei großen Baukörper beträgt rd. 28 m über Straße. Die zwischen den Gebäuden befindlichen Höfe, deren Größe sich der Rücksicht auf geeigneten Lichteinfall unterordnet und welche zwischen den Flügeln A, B und C etwa 18 m Lichtbreite aufweisen, sind sämtlich unterkellert. Ihre Decken sind so stark bemessen, daß sie befahren

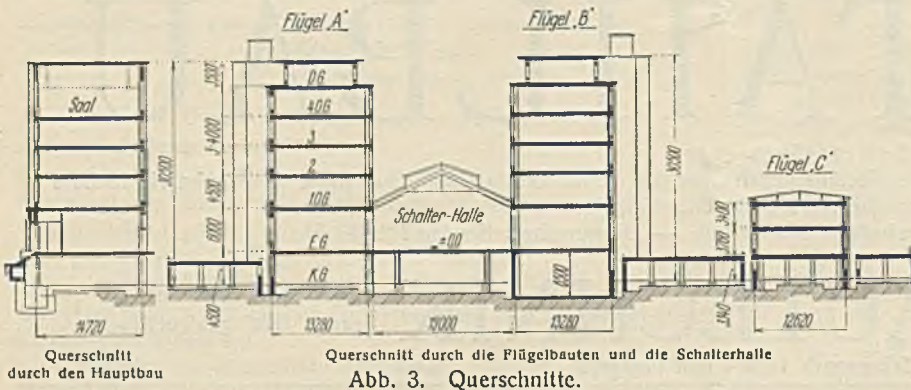


Abb. 3. Querschnitte.

werden können. Bei den Flügeln A und B springen die Außenwände des Dachgeschosses um 1,5 m von der Bauflucht zurück. Zwischen den Achsen A6 bis A10, welche die Schalterhalle begrenzen, ist die Frontwand des Hauptbaues im Dachgeschoß nicht zurückgesetzt. Hier ist im vierten und Dachgeschoß ein Sitzungssaal mit 7 m Raumhöhe untergebracht.

In sämtlichen Flügeln sind keinerlei Innenstützen vorgesehen, um breite, durchgehende Lichträume zu erzielen. Dadurch kann über die gesamten nutzbaren Grundflächen in den einzelnen Geschossen frei verfügt werden, wobei Rücksicht genommen ist, daß quer durchlaufende Wände beliebig eingezogen und versetzt werden können. Daraus ergab sich auch der konstruktive Aufbau, für dessen Ausführung die Bauleitung ein Stahlskelett mit Massivdecken wählte, teils mit Rücksicht auf den unsicheren Baugrund, teils aber auch, um die Vorzüge dieser Bauweise: schnelle Ausführungsmöglichkeit, Anpassungsfähigkeit, geringe Bauhöhe, Unempfindlichkeit gegen Erschütterungen, leichte Änderungsmöglichkeit u. a. m. ausnutzen zu können.

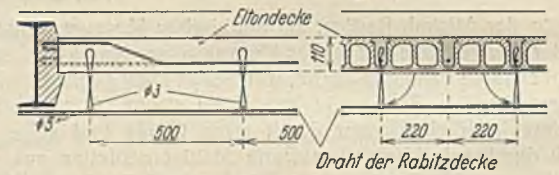


Abb. 6. Deckenausbildung.

Das über dem Fundamentunterbau aus Banketten, Mauerpfellern und Bohrpfehlen sich erhebende Stahlskelett ist statisch klar und einfach gegliedert. Es besteht im wesentlichen aus Stockwerkrahmen, welche die ganze Breite der einzelnen Flügel frei überspannen, mit besonderen Randträgern für die Aufnahme der Außenmauern, teilweise schweren, weitgespannten Abfangungsträgern und Deckenträgern. Zwischen den Deckenträgern sind in den Hauptgebäuden Steineisendecken in Form der Elton-Decken und unter den befahrbaren Höfen und dem Druckereibetrieb Eisenbetondecken ebenfalls zwischen Stahlträgern gespannt. Der Berechnung waren folgende Belastungswerte zugrunde gelegt:

I. Bewegliche Nutzlasten.

Höfe und Garagen	800 kg/m ²
Druckereibetrieb	1300 "
Schalterhalle	500 "
Dach (nicht begehbar)	75 "
Verwaltungsräume	275 "
Räume über Erdgeschoß sowie 1. bis 3. Obergeschoß	275 "

II. Eigengewichte der Massivdecken.

Höfe und Garagen	600 kg/m ²
Druckereibetrieb	700 "
Schalterhalle	290 "
Decken über Keller und 4. Obergeschoß	260 "
Decken über Erdgeschoß und 1. bis 3. Obergeschoß	255 "

Die sehr sinnreiche Konstruktion der Stockwerkrahmen ist aus Abb. 4 zu entnehmen. Diese Darstellung enthält eine der am schwersten belasteten Stützen. Sämtliche übrigen Rahmen sind unter entsprechender Anpassung der Querschnitte an die Lasten gleichartig ausgebildet. Vom bauleitenden Architekten waren ursprünglich für die Stützen die üblichen Doppelquerschnitte vorgesehen, zwischen welchen die Rahmenriegel eingespannt werden sollten. Später ergab sich, daß in Anpassung an die Fassadenbildung für Stützen mit Doppelprofilen nicht genügend Raum zur Verfügung stand, da zugleich auch möglichst an Baustoff gespart werden mußte. Da ferner auch die Forderung erhoben wurde, die Rahmenecken unter Verzicht auf voutenartige Einspannungen scharf auszubilden, wurde von der entwerfbearbeitenden Firma Krupp-Druckermüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, die zum DRP. angemeldete und in Abb. 4 dargestellte sinnreiche Konstruktion gewählt. Im Gegensatz zu den sonst üblichen durchlaufenden Stützensträngen werden hierbei die Stützen an den Rahmenunterzügen bzw. Rahmenriegeln unterbrochen und diese Riegel werden bis zur Außenkante der Stützen durchgeführt. Durch sorgfältiges Fräsen der Schnittflächen der Stützen und Auflagerflächen der Rahmenriegel wird zunächst sattes Aufliegen der Riegel an den Stielen ge-

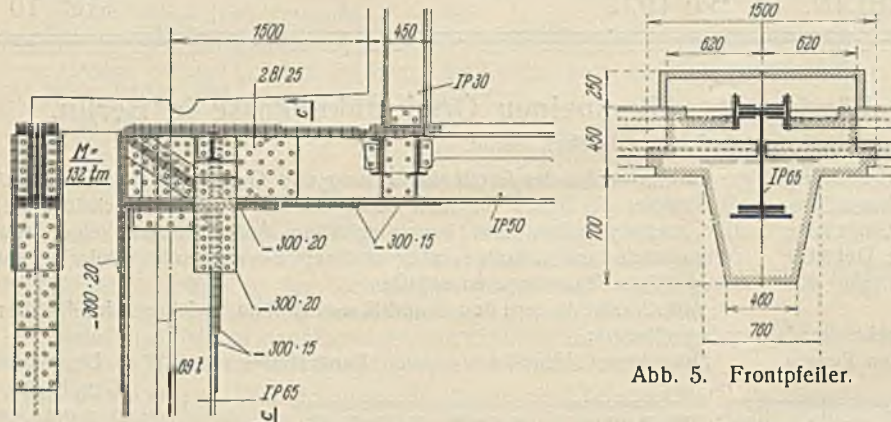


Abb. 5. Frontpfeiler.

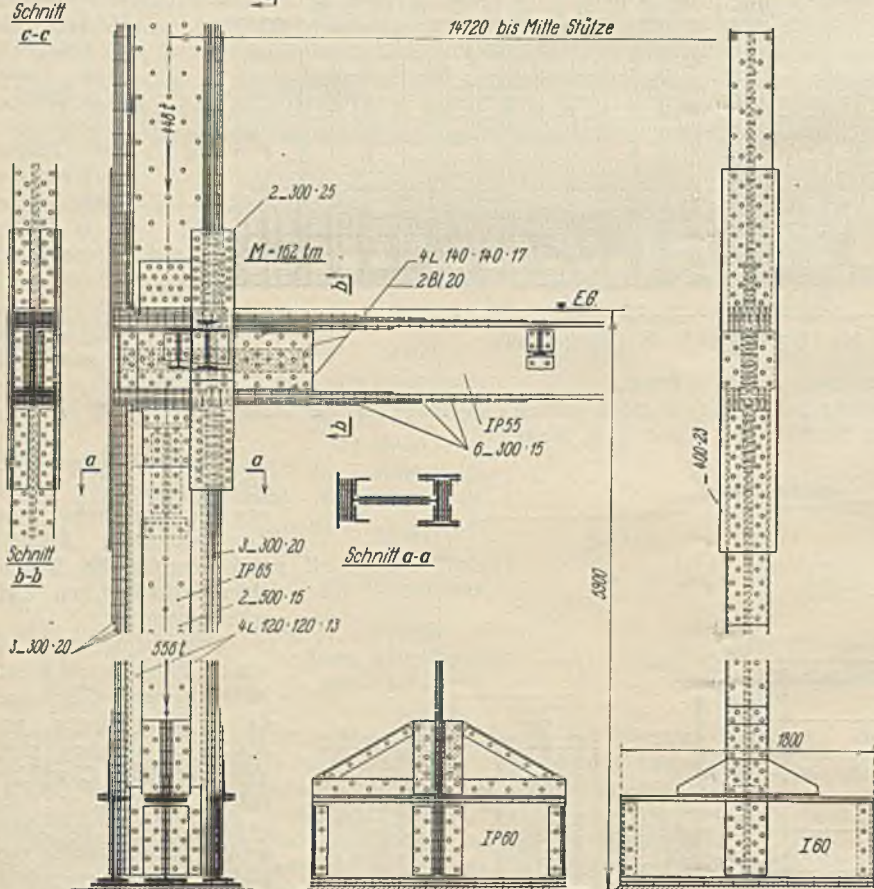


Abb. 4. Konstruktive Ausbildung der Stockwerkrahmen.

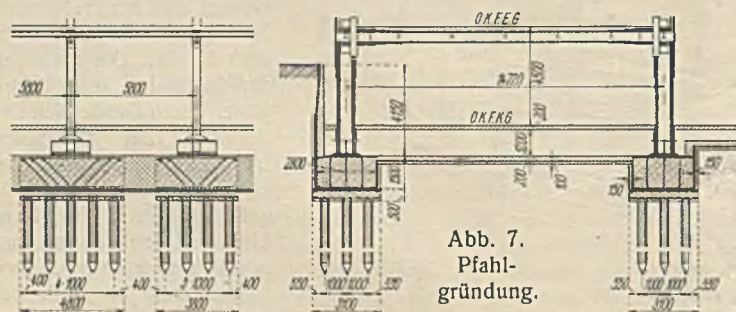


Abb. 7. Pfahlgründung.

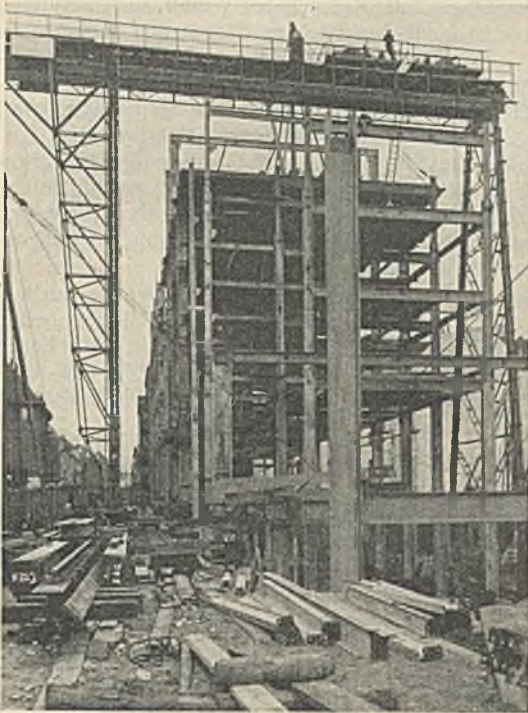


Abb. 8. Montage des Hauptbaues.

höhte Steifigkeit. Die Stützenstiele bestehen allgemein aus schweren Peiner Breitflanschprofilen, auf welche nach Bedarf noch Steg- und Flanschplatten aufgenietet sind. Auch die Riegel werden durch schwere Peiner Breitflanschprofile gebildet und in den Rahmenecken durch Platten auf den Flanschen verstärkt. Außerdem sind zur einwandfreien Überleitung der Querkkräfte auch die Stege durch eingeschweißte Platten und je zwei Winkel verstärkt.

Die Fußkonstruktion der Stützen besteht aus einem Rost mit einem schweren Breitflanschprofil in der Mitte und zwei seitlichen Normalprofilen von gleicher Höhe. Auch dadurch ist eine räumlich äußerst gedrängte und sehr günstige Konstruktion erzielt.

Abb. 4 zeigt außerdem noch die ebenfalls sehr sinnreich durchgebildete obere Rahmenecke unter dem Dachgeschoß und die gegen die Front zurückgesetzten Stiele der Dachrahmen.

Die 45 cm starken Frontwände werden von Geschoß zu Geschoß durch besondere Randträger aufgenommen (vgl. Abb. 4). Neben den senkrechten Lasten haben die in 6 m Regelabstand angeordneten Stockwerkrahmen auch die Windlasten aufzunehmen und verleihen dem Gebäude zweifellos gegen die auftretenden Kräfte und Erschütterungen eine große Steifigkeit. Die Deckenträger in den Gebäuden sind dem Rahmenabstand entsprechend etwa 6 m weit gestützt und in etwa 2,4 m bis 2,7 m Abstand angeordnet.

Ein besonders starker Deckenrost, zwischen welchen Eisenbetondecken eingespannt sind, liegt unter der Plattform der unterkellerten, 50 bzw. 60 m langen und 18 m breiten Höfe zwischen den Flügeln A und B und B und C. Hier werden die senkrechten Lasten durch quer gespannte und in 3 m Abstand verlagerte, 18 m lange Unterzüge aufgenommen, welche zu beiden Seiten an die Randlängsträger der Flügelbauten angeschlossen sind. In 3 m Entfernung werden diese Unterzüge auf beiden Seiten durch besondere Mauerwerkpfiler unter-

stützt und haben in der Mitte der Höfe 12 m Spannweite. Eine kräftige Abfangekonstruktion von 12 m Stützweite ist noch über dem mit einer 1,5 m hohen Freitreppe versehenen, zur Schalterhalle führenden Eingangshauptportal in der Front der Rungestraße angeordnet. Die schweren Rahmenstützen dieses Gebäudes verkörpern die nur dem Stahlbau eigene Möglichkeit der Zusammenfassung großer Kräfte auf äußerst gedrängtem Raum. Sie bilden in der Front der Rungestraße auch die Grundlage der Fassadengliederung.

währleistet. Die Kraftübertragung wurde außerdem durch Anordnung besonderer Keile, welche nach dem Anziehen mit den Stielen verschweißt wurden, gesichert. Zugkräfte werden durch die Flanschen der Stützen mittels besonderer, beiderseits der Rahmenriegel angeordneter Zuglaschen übertragen. Durch diese aus Breitstählen bestehenden Zuglaschen wird außerdem die Überleitung der Stützenquerschnitte an der Unterbrechungsstelle erreicht. Sie geben zugleich dem Rahmen erhöhte

Die zwischen den Stahlstützen gespannten, 45 cm starken Außenwände werden in Ziegelmauerwerk mit Klinkerverblendung ausgeführt. Die die Fensterbänder umschließenden Frontmauerpfiler sollen in 3 m Abstand angeordnet und bis zum 6. Stockwerk durchgeführt werden. Sie sind durchweg der aus Abb. 5 ersichtlichen, die Stahlstützen ummantelnden Keilvorlage angepaßt. Vor der aufsteigenden Außenwand bleibt im Kellergeschoß noch ein Lichtschacht von 1,2 m Breite bestehen, welcher zugleich Verkehrserschütterungen vom Gebäude abzuhalten vermag. Stützwände trennen die Straße vom Geländekörper bzw. vom Gebäude.

Die Lichtschacht- und Hofkellerwände sind in Eisenbeton bis zur Straße hochgeführt und biegesteif mit den Fundamenten bzw. mit dem entsprechend verstärkten Fußboden verbunden.

Die Anordnung eines Deckenfeldes mit der Eltonplatte zeigt Abb. 6. Diese von der Firma Elektrische Tonwerke Oberlangenöls in Liegnitz ausgeführte und in Preußen amtlich zugelassene Decke ergibt eine sehr tragfähige und feuerbeständige Deckenplatte mit sehr guter Versteifung. Bei 500 kg/m² Nutzlast und 2,5 m Spannweite ist diese vorteilhafte Deckenplatte nur 11 cm stark und wiegt nur etwa 100 kg/m². In den Büros und Verwaltungsräumen ist Linoleum-Fußboden mit den üblichen schall- und wärmeisolierenden Zwischenlagen vorgesehen.

Eine eingehende Beschreibung der Gründung soll einem späteren Aufsatz vorbehalten bleiben. Mit Rücksicht auf Lagerung und Schichtung des anstehenden, aus Sand bestehenden Baugrundes wurde seitens der Baupolizei nur eine Bodenpressung von 2,5 bis 3 kg/m² zugelassen. Damit ergaben sich erhebliche Pfeilergrundflächen, die zweckmäßigerweise unter den Stützenreihen zu durchlaufenden Streifenfundamenten zusammengefaßt wurden. Der zwischen den Fundamentstreifen verbleibende Kellerfußboden liegt unter dem höchsten Grundwasserstand. Er wurde daher in die unter Grundwasserhaltung hergestellte Dichtung, eine 2- bis 3fache Biehnsche Pappdichtung, mit einbezogen und durch entsprechende Bewehrung mit den Fundamenten verbunden, um ein Abreißen der Dichtungshaut an den Übergangstellen zu vermeiden. Im östlichen Teile des Frontbaues war der Baugrund von moorigen Schichten überlagert, so daß hier eine Pfahlgründung notwendig wurde, wofür Ramppfähle System Mast verwendet wurden (s. Abb. 7).

Eine wertvolle Ergänzung der Beschreibung der Stahlkonstruktion zeigen die Lichtbildaufnahmen der Abb. 8 bis 10, welche zugleich einen interessanten Einblick in die bemerkenswertesten Bauzustände vermitteln.

Die gesamte, 3000 t Stahl umfassende Montage dieses großen Skelettbauwerks konnte in der Zeit vom 18. Juni 1931 bis zum 15. August 1931 fertiggestellt werden. Die Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion war einer Arbeitsgemeinschaft, und zwar den Firmen Krupp-Drucken-

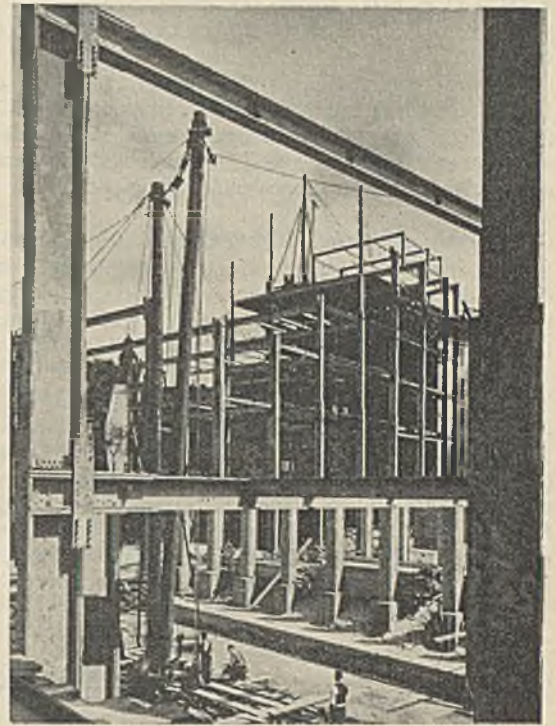


Abb. 9. Montage der Flügelbauten.

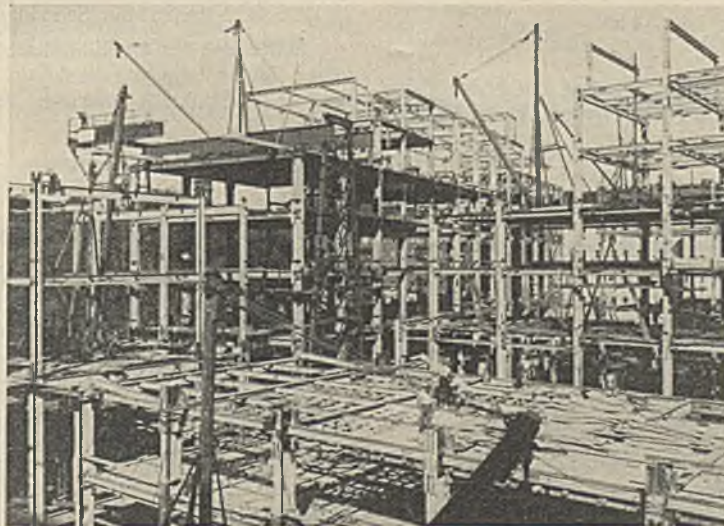


Abb. 10. Montage der Flügelbauten.

müller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, Breest & Co., Berlin-Tempelhof, D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, unter Führung der erstgenannten Firma übertragen.

Der an der Rungestraße gelegene Hauptbau wurde von Krupp-Druckenmüller mit Hilfe eines Portalkranes von 20 m Stützweite und 26 m Höhe über Fahrschieneoberkante und zwei darauf arbeitenden elektrischen Winden von je 7,5 t Tragfähigkeit in raschem Baufortschritt aufgestellt. Der Kran überspannte diesen Bauteil in seiner ganzen Breite (Abb. 8).

Der Anschluß des Stahlskeletts an das vorhandene Gebäude wurde hiervon abweichend mittels eines großen Stahlschwenkmastes hergestellt, da der Portalkran mit seinem verhältnismäßig langen Fahrgestell nicht dicht genug an die bestehenden Gebäude heranfahren konnte. Zur Entladung der vom Werk angefahrenen Bauteile wurde ein kleinerer Schwenkmast verwendet.

Die anderen Bauteile, und zwar die Flügel A, B und C sowie die Hofkellerdecken I, II und III wurden von den Firmen Breest & Co. und D. Hirsch mittels leichterer Holzschwenkmaste etagenweise aufgestellt (vgl. Abb. 9 u. 10). An jedem Flügel arbeiteten zwei Masten derart, daß der erste die untere Etage in Richtung von der Cöpenicker-Straße zur Rungestraße aufstellte, während der zweite jeweils nach Fertigstellung der ersten Hälfte die Aufstellung der darüber befindlichen Etage begann. So konnten die Aufstellungsarbeiten in einem Zuge ununterbrochen durch-

geführt werden. Die Bauleitung hatte dadurch den Vorteil, auch an diesen Bauabschnitten jeweils schon mit den übrigen Bauarbeiten beginnen zu können, ohne erst auf die Fertigstellung der gesamten Stahlskelettkonstruktion warten zu müssen. Während also an einem Teil des betreffenden Flügels noch montiert wurde, konnten an dem anderen Teil bereits die Decken eingespannt und die Mauern hochgeführt werden. Dadurch wurde erreicht, daß die Flügel A, B und C sowie die Hofkellerdecken fast gleichzeitig mit dem Hauptbau fertiggestellt wurden. Zuletzt wurde das Dach der Schalterhalle aufgestellt. Aus den Abb. 9 u. 10 sind auch die bereits beschriebenen Einzelheiten der Stahlkonstruktion, namentlich die Rahmenecken deutlich zu ersehen.

An der Ausführung des Baues waren ferner noch folgende Berliner Unternehmen beteiligt: Berliner Bauhütte G. m. b. H. (Maurerarbeiten und Decken), A. Stapf (Deckenausführung), Raebel-Werke, Berlin (Deckenausführung), Müller & Mattheus (Maurerarbeiten), Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. (Gründungsarbeiten einschließlich Pfahlgründung), Schrefeld & Frömming (Erdaushub).

Mit der statischen Durcharbeitung der Stahlkonstruktion war Dipl.-Ing. F. Domany betraut.

Auch dieser große, den Hochstand der deutschen Stahlbautechnik besonders zum Ausdruck bringende Neubau läßt deutlich erkennen, daß produktive, verständnisvolle Gemeinschaftsarbeit von Architekt und Ingenieur zu hervorragenden Leistungen im Bauwesen zu führen vermag.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Schwingungsproblem des Stabbogens.

Von Prof. E. v. Pistolkors, z. Zt. Kowno, Litauen.

Bei der Beliebtheit, deren sich der Stabbogen bei der Anwendung für Straßenbrücken erfreut, dürfte es angebracht sein, näher auf die Eigenschwingungen derartiger Brücken einzugehen. Der Stabbogen oder Längersche Balken unterscheidet sich grundsätzlich vom gewöhnlichen Bogenträger in dem Sinne, daß die waagerechte Komponente im Bogen bei jeder Belastung über die ganze Länge konstant bleibt. Ist die Belastung aber halbsymmetrisch und entgegengesetzt, wie es bei Schwingungen mit einem Knotenpunkt in der Mitte der Fall ist, so wird die Spannung im Bogen 0 und man hat es einfach mit Schwingungen des Versteifungsbalkens zu tun.

Infolgedessen läßt sich das Schwingungsproblem nicht wie bei einem Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment behandeln und man hat auf das Verfahren zurückzugreifen, welches zur Aufstellung von Integralgleichungen führt.

Hat man eine schwingende Last von der Masse P/g , wo P das Gewicht und g die Beschleunigung durch die Schwerkraft bedeutet, und bezeichnet man die größte Auslenkung aus dem Gleichgewicht mit y_0 , so ist bei einer Schwingungsdauer T die jeweilige Auslenkung und die entsprechende Beschleunigung:

$$y = y_0 \sin 2\pi \frac{t}{T}, \quad \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = -\frac{4\pi^2}{T^2} y_0 \sin 2\pi \frac{t}{T}.$$

Bezeichnet man die der Last 1 entsprechende Senkung mit k , so ist im Augenblick der größten Auslenkung bei $t = T/4$ die dynamische Belastung und die ihr entsprechende Senkung:

$$Q = \frac{P}{g} \frac{4\pi^2}{T^2} y_0, \quad y = kQ = \frac{P}{g} \frac{4\pi^2}{T^2} k y_0.$$

Die Schwingungsperiode ergibt sich danach zu:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P}{gk}}.$$

Sind mehrere Lasten $P_1, P_2 \dots P_n$ an einem Balken aufgebracht, so daß die Trägheitsbelastungen in den Punkten 1, 2 ... n sich zu:

$$P_1 \frac{4\pi^2}{gT^2} y_1, \quad P_2 \frac{4\pi^2}{gT^2} y_2 \dots P_n \frac{4\pi^2}{gT^2} y_n$$

ergeben, und bezeichnet man die Senkungen, die eine Last 1, in den Punkten 1, 2 ... n angebracht, im Punkte 1, oder umgekehrt, hervorruft, mit

$$k_{11}, k_{12} = k_{21} \dots k_{1n} = k_{n1},$$

so hat man unmittelbar:

$$y_1 = P_1 \frac{4\pi^2}{gT^2} y_1 k_{11} + P_2 \frac{4\pi^2}{gT^2} y_2 k_{12} + \dots + P_n \frac{4\pi^2}{gT^2} y_n k_{1n}$$

$$y_2 = P_1 \frac{4\pi^2}{gT^2} y_1 k_{21} + P_2 \frac{4\pi^2}{gT^2} y_2 k_{22} + \dots + P_n \frac{4\pi^2}{gT^2} y_n k_{2n}$$

Setzt man zur Vereinfachung alle Lasten gleich $P_1 = P_2 \dots = P$ und setzt man ferner

$$\lambda = \frac{gT^2}{4\pi^2} \frac{1}{P},$$

so erhält man eine Anzahl von Gleichungen, die der Zahl der Unbekannten entspricht:

$$(1) \begin{cases} (k_{11} - \lambda)y_1 + k_{12}y_2 + \dots + k_{1n}y_n = 0 \\ k_{21}y_1 + (k_{22} - \lambda)y_2 + \dots + k_{2n}y_n = 0 \\ \dots \dots \dots \\ k_{n1}y_1 + k_{n2}y_2 + \dots + (k_{nn} - \lambda)y_n = 0. \end{cases}$$

Damit diese Gleichungen eine Lösung für die Unbekannten $\lambda_1, \lambda_2 \dots \lambda_n$ außer der trivialen 0 zulassen, muß die aus den Beiwerten gebildete Determinante gleich 0 gesetzt werden:

$$(2) \begin{vmatrix} (k_{11} - \lambda) & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & (k_{22} - \lambda) & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & (k_{nn} - \lambda) \end{vmatrix} = 0.$$

Damit erhält man die sogenannte Frequenzgleichung, von der bewiesen werden kann, daß sie n verschiedene reelle positive Wurzeln besitzt, $\lambda_1, \lambda_2 \dots \lambda_n$, denen die Schwingungsperioden $T_1, T_2 \dots T_n$ entsprechen.

Sollte sich für die Einflußzahlen k eine algebraische Form $K(x, \xi)$ angeben lassen, die die Senkung im Punkte x , hervorgerufen von einer Last 1 im Punkte ξ , darstellt, so käme man auf eine Integralgleichung

$$(1a) \quad y(x) = \frac{1}{\lambda} \int_0^l K(x, \xi) y(\xi) d\xi$$

mit dem Kern $K(x, \xi)$ und den Eigenwerten $\frac{1}{\lambda_1}, \frac{1}{\lambda_2} \dots$ in unbegrenzter

Anzahl. Bekanntlich läßt sich aus der angegebenen Integralgleichung durch Differentieren eine Differentialgleichung herleiten, wobei die Randbedingungen der Auflösung der letzteren unmittelbar die gesuchten Eigenwerte ergeben.

Bei der Behandlung des vorliegenden Problems des Stabbogens wird man im allgemeinen einzelne, dem Gewicht der Brücke entsprechende Lasten in den Knotenpunkten aufzubringen haben und die durch sie ebenfalls in den Knoten entstehenden Einsenkungen berechnen. Dabei wird man sich damit begnügen, die Lasten paarweise symmetrisch zur Mitte aufzubringen, um die Schwingungen zu ermitteln, die einer ungeraden Anzahl von Schwingungsbüchen entsprechen. Bei einer geraden Anzahl letzterer spielt, wie oben erwähnt, der Bogen als solcher gar keine Rolle, und man hat nur die Schwingungen des Versteifungsträgers nach dem gewöhnlichen Verfahren für einen Balken konstanten Querschnittes zu behandeln, was bedeutend schneller zum Ziele führt, als das Rechnen mit Einzellasten.

Die sich durch eine beliebige Belastung des Stabbogens ergebenden Einsenkungen erhält man bekanntlich ohne weiteres, wenn man die ganze Länge mit der entsprechenden Momentenfläche belastet, wobei es vorteilhaft erscheint, auch diese Fläche zuvor in Einzellasten nach der Simpsonschen Regel aufzulösen.

Dabei hat man sowohl die aufgebrachten Lasten, als auch die von der zuvor ermittelten Bogenspannung durch die Hängestangen übertragenen und nach oben gerichteten Kräfte zu berücksichtigen.

Ohne auf diese vorläufige Ermittlung der Einsenkungen unter statisch aufgebrachten Lasten näher einzugehen, wollen wir diese Einsenkungen für einen gegebenen Fall als schon bekannt annehmen und uns der Berechnung der Eigenschwingungen der Brücke zuwenden¹⁾.

Die Länge des Überbaues betrage $4,75 \cdot 11 = 52,25$ m und das Elngengewicht je Hauptträger $6,5$ t/m, was einer Knotenbelastung von $P = 6,5 \cdot 4,75 = 30,875$ t entspricht. Mit $g = 9,81$ m/sec² hat man

$$\lambda = \frac{g T^2}{4 \pi^2} \frac{1}{P} = \frac{9,81}{4 \pi^2 \cdot 30,875} T^2, \quad T = 11,2 \sqrt{\lambda}.$$

Das Trägheitsmoment des Versteifungsträgers betrage $0,01553$ m⁴, und wenn man noch die Biegesteifigkeit des Bogens mit $0,00034$ m⁴ berücksichtigt, so hat man $J = 0,01587$ m⁴ zu setzen. Der Elastizitätsmodul sei wie gewöhnlich $E = 2,1 \cdot 10^7$ t/m². Die Ordinaten h des Bogens betragen

n	0—0'	1—1'	2—2'	3—3'	4—4'	5—5'
h	0,40	3,60	5,08	6,64	7,68	8,20 m,

und die von einer in den Knotenpunkten aufgebrachten Last l hervorbrachte waagerechte Komponente der Bogenspannung X sei

n	1—1'	2—2'	3—3'	4—4'	5—5'
X	0,3449	0,6566	0,9112	1,0908	1,1836.

Berechnet man, wie oben angedeutet, die Einflußzahlen k , so kommt man auf das folgende Schema:

	1—1'	2—2'	3—3'	4—4'	5—5'
1—1'	1,48	1,58	0,84	-0,06	-0,65
2—2'	1,58	2,58	2,04	0,94	0,16
3—3'	0,84	2,04	2,98	2,90	2,52
4—4'	-0,06	0,94	2,90	4,90	5,78
5—5'	-0,65	0,16	2,52	5,78	8,30

wo alle Zahlen in m ausgedrückt mit 10^{-4} zu multiplizieren sind.

Die Determinante (2) ergibt bekanntlich eine Auflösung in der Form:

$$(-\lambda)^n + S_1(-\lambda)^{n-1} + S_2(-\lambda)^{n-2} + \dots + S_{n-1}(-\lambda) + S_n = 0,$$

worin S_1, S_2, \dots, S_{n-1}

die Summen der Hauptminoren von der Ordnung $1, 2, \dots, (n-1)$ (für die Glieder der Hauptdiagonale) und S_n die aus den Beiwerten k_{nm} gebildete Determinante darstellen, wie sie oben zahlenmäßig angeführt ist.

Die Ausrechnung der Determinante, wie auch der einzelnen Minoren läßt sich leicht bewältigen, wenn man nach dem Gaußschen Eliminationsverfahren alle Glieder auf der einen Seite der Hauptdiagonale auf 0 bringt. Man erhält auf diese Weise z. B. für die Determinante selbst:

1,48	1,58	0,84	-0,06	-0,65	= 1,48 \cdot 0,90 \cdot 1,06 \cdot 1,16 \cdot 0,86 = 1,41.
0	0,90	1,14	1,00	0,85	
0	0	1,06	1,67	1,81	
0	0	0	1,16	1,95	
0	0	0	0	0,86	
0	0	0	0	0,86	

Die Berechnung der Summen der Hauptminoren ergibt:

$$S_4 = 21,27; \quad S_3 = 85,48; \quad S_2 = 92,48; \quad S_1 = 20,24,$$

so daß die zu lösende Gleichung lautet:

$$\lambda^5 - 20,24 \lambda^4 + 92,48 \lambda^3 - 85,48 \lambda^2 + 21,27 \lambda - 1,41 = 0.$$

Da diese Gleichung, wie man weiß, lauter reelle positive Wurzeln haben soll, so dürfte zu ihrer numerischen Auflösung das sogenannte Graffesche Verfahren²⁾ am geeignetsten sein.

Bekanntlich besteht letzteres darin, daß aus der gegebenen Gleichung mit den zu bestimmenden Wurzeln a_1, a_2, \dots, a_n

$$f(x) = (x - a_1)(x - a_2) \dots (x - a_n)$$

durch Multiplikation mit

$$f(-x) = (-1)^n (x + a_1)(x + a_2) \dots (x + a_n)$$

eine neue Gleichung zu bilden ist:

$$f(x)f(-x) = (-1)^n (x^2 - a_1^2)(x^2 - a_2^2) \dots (x^2 - a_n^2) = g(z)$$

mit den Wurzeln:

$$z_1 = a_1^2, \quad z_2 = a_2^2, \quad \dots, \quad z_n = a_n^2.$$

¹⁾ Die Angaben entsprechen den Überbauten zweier kürzlich in Kowno, Litauen, von der Firma Højgaard & Schultz, Kopenhagen, erbauten Straßenbrücken.

²⁾ H. v. Sanden, Praktische Analysis. Kap. IX, 3.

Fährt man in derselben Weise fort, so ziehen sich die Wurzeln der Größe nach allmählich so auseinander, daß in der entsprechenden Gleichung

$$W^n + p_1 W^{n-1} + p_2 W^{n-2} + \dots + p_{n-1} W + p_n = 0$$

in den zwischen den Beiwerten derselben und ihren Wurzeln bestehenden Abhängigkeiten nur das erste jeweilige Glied von Belang ist:

$$W_1 + \dots = -p_1, \quad W_1 W_2 + \dots = p_2 \dots W_1 W_2 \dots W_n = (-1)^n p_n.$$

Infolgedessen zerfällt die Gleichung zur Bestimmung der Wurzeln in eine Reihe einzelner Gleichungen:

$$W_1 = -\frac{p_1}{1}, \quad W_2 = -\frac{p_2}{p_1}, \quad \dots, \quad W_n = -\frac{p_n}{p_{n-1}}.$$

Die ganze Berechnung läßt sich sehr einfach und schnell nach dem bei v. Sanden angegebenen Schema ausführen, und man kommt in unserem Fall nach vier Schritten mit $W = \lambda^{10}$ auf die Gleichung:

$$W^5 - 2,24 \cdot 10^{18} W^4 + 3,60 \cdot 10^{20} W^3 - 8,28 \cdot 10^{27} W^2 + 6,01 \cdot 10^{17} W - 2,56 \cdot 10^4 = 0.$$

Man hat infolgedessen für die Wurzeln:

$$W = 2,24 \cdot 10^{18}, \quad \frac{3,60}{2,24} \cdot 10^{11}, \quad \frac{8,28}{3,60} \cdot 10^{-2}, \quad \frac{6,01}{8,28} \cdot 10^{-10}, \quad \frac{2,56}{6,01} \cdot 10^{-13},$$

und durch wiederholtes Ausziehen von Quadratwurzeln mit dem Rechenschieber gewinnt man für λ die Werte:

$$\lambda = 14,05; \quad 5,02; \quad 0,790; \quad 0,233; \quad 0,147.$$

Bedenkt man, daß diese Größen von λ , wie alle Beiwerte k_{nm} oben in m ausgedrückt, mit 10^{-4} zu multiplizieren sind und daß die Schwingungszeit dann

$$T = 11,2 \sqrt{\lambda} 10^{-4} = 0,112 \sqrt{\lambda}$$

beträgt, so hat man für die entsprechenden Schwingungszeiten:

$$T = 0,42; \quad 0,25; \quad 0,10; \quad 0,054; \quad 0,043 \text{ sek.}$$

von denen allerdings nur die erste Grundschwingung als stabil in Betracht kommt.

Was den etwas auffallenden ungleichmäßigen Gang der Wurzeln λ und der entsprechenden Schwingungszeiten T anbetrifft, so wäre zu bemerken, daß die Durchbiegungen K_{15} und K_{14} selbst sich unregelmäßig verhalten und infolge des nicht zentrischen Anschlusses des Bogens an den Stab im gegebenen Fall nach oben gerichtet waren.

Weiter wird sich jedoch zeigen, daß selbst eine Schwingung des Stab Bogens nach der Grundperiode in der Praxis nicht in Frage kommt, sondern daß vielmehr eine derartige Brücke immer in Halbwellen schwingen wird. Wendet man sich jetzt der Ermittlung derartiger halbseitig symmetrischer Schwingungen zu, so hat man, wie oben schon angedeutet, lediglich mit den Schwingungen des Versteifungsträgers zu tun. Die Schwingungsgleichung ist in diesem Falle bei konstantem Querschnitt

$$EJ \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = \frac{p}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad 3)$$

Indem man die Lösung mit $y = X(u) T(t)$ ansetzt und die Randbedingungen $y_0 = y_l = 0, y_0'' = y_l'' = 0$ in Betracht zieht, erhält man für die Schwingungsperiode

$$T_n = \frac{1}{n^2} \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{p l^4}{g E J}}$$

In unserem Falle hätte man mit $n = 2$

$$T_2 = \frac{1}{2^2} \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{6,5 \cdot 52,25^4}{9,81 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \cdot 0,01587}} = 0,61 \text{ sek}$$

für die erste halbsymmetrische Schwingung.

Diese Schwingungsperiode ist bedeutend größer als die oben gefundene für die Grundschwingung der ganzen Brücke, so daß die Brücke das Bestreben haben wird, in Halbwellen zu schwingen.

Da dasselbe auch bei anderen Brücken dieses Systems bei den üblichen Abmessungen der Fall sein wird, so genügt es bei der Untersuchung ihrer Schwingungssteifigkeit, nur die Halbschwingungen ihres Versteifungsträgers in Betracht zu ziehen.

So erhält man z. B. bei einer leichten Straßenbrücke⁴⁾ mit Holzbelag von 76,25 m Länge und 1,6 t/m je Hauptträger Eigengewicht mit einem Versteifungsträger von $J = 0,0230$ m⁴ eine Halbschwingung von der Periode

$$T_2 = \frac{1}{2^2} \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{1,6 \cdot 76,25^4}{9,81 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \cdot 0,0230}} = 0,54 \text{ sek.}$$

³⁾ Siehe z. B.: S. Timoshenko, Vibration problems in engineering.

⁴⁾ In Taugoggen, Litauen, von der Firma Mitteleutsche Stahlwerke A.-G., Lauchhammer, erbaut.

Desgleichen hat man bei einer anderen Straßenbrücke⁵⁾ von 106,96 m Länge und 3,0 t/m je Hauptträger Eigengewicht mit einem Rhombenfachwerk als Versteifungsträger, für den man im Mittel $J=0,106 \text{ m}^4$ ansetzen kann, eine Periode für die Halbschwingung von etwa

$$T_2 = \frac{1}{2^2} \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{3,0 \cdot 106,96^4}{9,81 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \cdot 0,106}} = 0,67 \text{ sek.}$$

Das sind alles recht langsame Schwingungen, die im Bereich des Rhythmus des Verkehrs von Fußgängern und Fuhrwerken liegen, weshalb sich leicht Resonanzerscheinungen ausbilden, die den Eindruck einer ungenügenden Steifigkeit der Brücke hervorrufen können.

⁵⁾ Bei Raudondvaris, Litauen, von der Firma Flender Akt.-Ges., Düsseldorf-Benrath, erbaut.

Alle Rechte vorbehalten.

Geschweißte Stahlkonstruktion für eine Ortspackkammer. (Postamt I Wuppertal-Elberfeld.)

Von Oberingenieur Rudolf Ulbricht, Düsseldorf-Benrath.

Die Anordnung der Stahlkonstruktion für den Neubau der Ortspackkammer des Postamtes I in Wuppertal-Elberfeld zeigt Abb. 1 im Grundriß und Querschnitt.

Die unregelmäßige Aufteilung von Bindern und Stützen war durch die besonderen örtlichen Verhältnisse bedingt.

Das Vordach, die steilen Flächen des Hauptdaches (Sägedach) und die flache Dachfläche am vorhandenen aufgehenden Gebäude (Reihe F) sind mit Drahtglas, kittlos auf eingestiegen Sprossen, eingedeckt. Die übrigen Dachflächen erhielten doppelte Eindeckung mit Stegzementdielen. Die erste Lage ruht auf den unteren Flanschen der Pfetten, die zweite liegt

zwischen der Eindeckung liegende Verbände aufgenommen. Die 26,185 m weit gestützten Hauptbinder sind aus konstruktiven Gründen aus Breitflanschträgern gebildet und ohne Bleche in den Knotenpunkten verschweißt. An dem Untergurt kann an beliebiger Stelle eine zusätzliche Einzellast von 1 t angehängt werden. Um Baustellenschweißungen zu vermeiden, sind die Stöße der Binder mit eingepaßten Schrauben verschraubt. Den Auflagerpunkt *a* des Binders zeigt Abb. 4. Die besonderen Versteifungen waren erforderlich, da wegen Durchführung der Dachrinne der Obergurtstab nicht nach dem Systempunkt geführt werden konnte.

Besondere Sorgfalt wurde auf die Dichtung an den Durchbruchpunkten

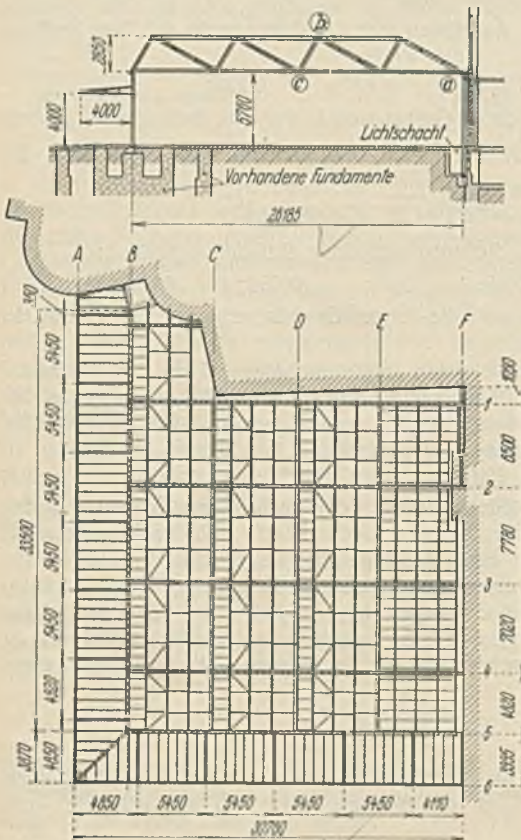


Abb. 1. Grundriß und Querschnitt der Halle.

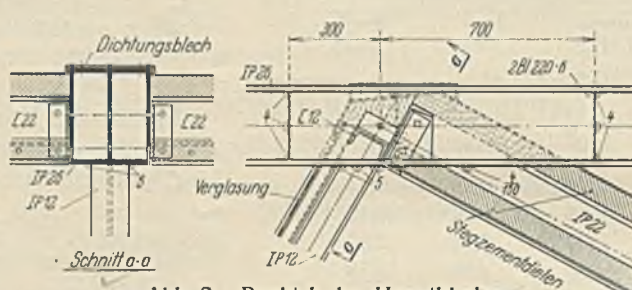


Abb. 2. Punkt *b* der Hauptbinder (s. Abb. 1).

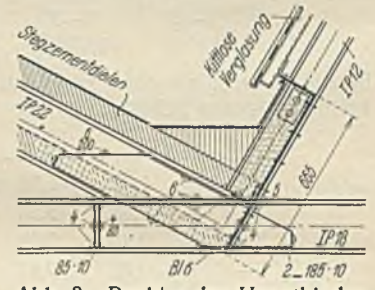


Abb. 3. Punkt *c* der Hauptbinder (s. Abb. 1).

auf den oberen Flanschen auf und wird mit Dachpappe und teerfreier Pappe versehen.

Zwischen den beiden Dachflächen befindet sich ein isolierender Luftraum von etwa 10cm Höhe (s. Abb. 2 u. 3).

Die Umfassungswände werden auf zwei Seiten durch vorhandene Gebäude gebildet, die beiden anderen (Reihe B und 5) sind als Stahlfachwerkswände ausgebildet, welche im oberen Teil mit einer innen und außen verputzten einhalbsteinstarken Leichtsteinverkleidung abgeschlossen werden.

des Obergurtes durch die Dachhaut verwendet. Durch Einschweißen von seitlichen Platten zwischen die Flanschen des Gurtes wurde ohne Schwierigkeit eine glatte seitliche Anschlußfläche erreicht. Der Punkt *b* ist aus Abb. 2, die auch weitere Einzelheiten der Ausführungen wieder gibt, ersichtlich.

Abb. 3 zeigt die Ausbildung des Untergurtnotens *c*. Die anschließende 665 mm hohe Traufenpfette wurde aus 6 mm-Blech gekantet und durch aufgeschweißte Längs- und Querstäbe versteift. Sie trägt die doppelte Dachhaut, die Verglasung eine gute Ausbildung der Rinne. Außerdem ergibt sich eine gute Innenansicht, auf die bei der Ausbildung des ganzen Bauwerks besonders geachtet wurde.

Die Stützen sind aus IP 22 hergestellt. Fuß und Kopf ließen sich durch Schweißen einfach ausbilden.

Die Vordach-Kragbinder sind vollwandig; Ober- und Untergurt bestehen aus getrennten I-Eisen mit zwischengeschweißtem Stehblech¹⁾.

Der Zusammenbau der Konstruktion im Werk und deren Schweißung bot keine besonderen Schwierigkeiten. Verwendet wurden blanke Elektroden.

Die Aufstellung und das Anschließen an die vorhandene Konstruktion erfolgte in 23 Arbeitstagen. Abb. 5 läßt das Innere der fertigen Halle und die gute Raumwirkung erkennen.

Für den durchgehenden Streifen von $\frac{7,78 + 7,02}{2} = 7,4 \text{ m}$ Breite (s. Abb. 1) ergaben sich folgende Gewichte:

¹⁾ S. Bautechn. 1931, Heft 18, S. 263 u. 264, und Heft 33, S. 497 u. 498.

Den unteren Teil dieser Außenwände bilden Stahlfalltüre, die am oberen Teil in Führungen aufgehängt sind. Der Neubau liegt in einem Hofe, der ringsum von hohen Gebäuden eingeschlossen ist, so daß Windkräfte bei der Berechnung der Konstruktion nicht besonders zu beachten waren.

Die Pfetten sind als halbeingespannte Träger berechnet, deren Lasten die als Zweistützträger ausgeführten Dachbinder auf die unten eingespannten Stützen übertragen. Der Dachschub der steilen Flächen wird durch besondere Pfetten und der flachen durch

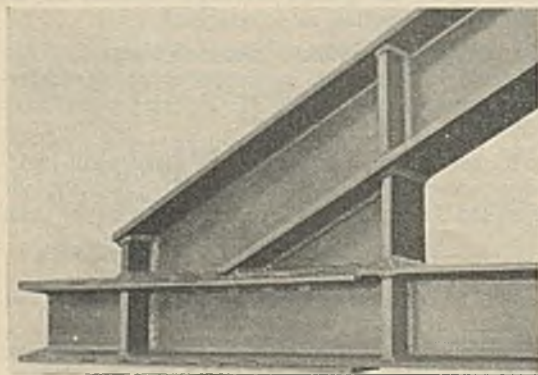


Abb. 4. Auflagerpunkt *a* der Hauptbinder (s. Abb. 1).

Die Pfetten sind als halbeingespannte Träger berechnet, deren Lasten die als Zweistützträger ausgeführten Dachbinder auf die unten eingespannten Stützen übertragen. Der Dachschub der steilen Flächen wird durch besondere Pfetten und der flachen durch



Abb. 5. Blick in die Halle.

- a) Pfetten mit Verbänden und Aufhängung . . . 4 765 kg
- b) ein Dachbinder 26,185 m lang 5 500 „
- c) $\frac{7,4}{5,45} = 1,36$ Vordachbinder 4 m lang, $1,36 \cdot 180$. . . 245 „
- d) Unterzug und Wandkonstruktion 1 495 „
- e) 1,36 Stütze 6,4 m lang, Reihe B, $1,36 \cdot 600$. . . 815 „
- f) 1 Stütze 8,5 m lang, Reihe A 460 „

13 280 kg

oder für 1 m² überdachte Fläche rd. 59,5 kg.

An Schweißnähten erforderten:

1. 1 Hauptbinder: 33,0 m Naht 4 mm
8,5 „ „ 5 „
14,5 „ „ 6 „
3,5 „ „ 7 „
2,5 „ „ 8 „
1,5 „ „ 10 „

63,5 m Naht
= theoretisches Nahtgewicht 6,84 kg.
2. 1 Vordachbinder: 15,2 m Naht 3,5 mm
3,3 „ „ 4 „
1,0 „ „ 6 „
0,3 „ „ 8 „

19,8 m Naht
= theoretisches Nahtgewicht 1,15 kg.

3. 1 Stütze B: 1,52 m Naht 4 mm
1,30 „ „ 5 „
3,30 „ „ 7 „

6,12 m Naht
= theoretisches Nahtgewicht 0,85 kg.

Für 1 t Konstruktion ergibt sich:

	lfd. Naht	theoretisches Gewicht der Naht
1. beim Hauptbinder	11,5 m	1,25 kg
2. beim Vordachbinder	110,0 „	6,40 „
3. bei Stütze B	10,2 „	1,42 „

Der Entschluß der maßgebenden Herren der Oberpostdirektion Düsseldorf, das durch seine Binderstützweite von 26,185 m und die sonstige Ausbildung beachtenswerte Stahlbauwerk zu schweißen, ist zu begrüßen; denn je mehr geschweißte Bauwerke ausgeführt werden, desto eher wird sich ihre Zweckmäßigkeit zeigen und desto leichter werden sich die wirklichen Kosten solcher Bauwerke feststellen lassen.

Der Entwurf des Bauwerks ist durch die Oberpostdirektion Düsseldorf aufgestellt, Sachberater war Herr Postbaurat Agatz. Die örtliche Bauleitung lag in den Händen des Herrn Regierungsbaumeisters Maler. Die Lieferung und Aufstellung erfolgte durch die Firma Flender Akt.-Ges., Düsseldorf-Benrath.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Formgebung geschweißter Fachwerkgerüngen.

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt, Berlin.

Während sich beim geschweißten Blechträger sehr bald der ideale Querschnitt aus Stehblech und Gurtplatten einbürgerte, hat sich bis jetzt ein bestimmtes Profil für Fachwerkstäbe noch nicht allgemein durchsetzen können. In statischer Hinsicht ist der Rohrschnitt am günstigsten; seiner Verwendung steht jedoch der hohe Werkstoffpreis entgegen. Auch die Frage der Knotenpunktausbildung erscheint trotz verschiedener dahinzielender Vorschläge noch nicht endgültig geklärt. Das bei genieteten Fachwerkstrukturen übliche Profil aus zwei Winkeln ist an sich wohl zweckmäßig, jedoch geht das Bestreben bei Anwendung des Schweißverfahrens dahin, die Gesamtlänge der Nähte an einem Bauwerk nach Möglichkeit zu beschränken; das führt dazu, tunlichst einteilige Querschnitte zu verwenden. Diesem Wunsch kommt ein \perp -förmiges Profil recht gut entgegen, da hier ein zusammenhängender Querschnitt vorliegt, also die Futter fortfallen; überdies können die Füllungsstäbe häufig unmittelbar an die Stege der Gurtungen angeschlossen werden, so daß besondere Knotenbleche entfallen. Bei größeren Stabkräften bestehen jedoch Bedenken, dem vielleicht schon voll ausgenutzten Steg des Gurtes auch noch den Ausgleich der Stabkräfte am Knotenpunkt zuzuweisen.

Bei Verwendung von \perp -Profilen stört die konische Form des Steges, und auch die Abstufungsmöglichkeit ist sehr beschränkt. Besser eignen sich halbe I-Profile. Im Handel sind auch schon halbierte IP-Träger erhältlich, jedoch beginnt deren Reihe erst mit $\frac{1}{2}$ IP 40. Bei den diesem Querschnitt entsprechenden Stabkräften wird man kaum mehr ohne Knotenbleche auskommen. Alle diese Querschnitte erfüllen außerdem nur unvollkommen die aus statischen und wirtschaftlichen Gründen zu stellende Forderung, daß die Trägheitsmomente für beide Achsen möglichst gleich groß sein sollen.

Der Gedanke liegt nahe, die I-Normalprofile nicht in der Stegmitte zu spalten, sondern derart, daß für den zu gewinnenden Gurtquerschnitt $J_x = J_y$ wird. Die Höhe h eines solchen Profils ist um ein gewisses Maß „ a “ kleiner als die halbe Trägerhöhe h_{Tr} . Dann kann man dieses Maß zur Ausbildung von „Knotenblechen“ benutzen. Trifft man die Anordnung so, daß beim Auftrennen des Trägers diese „Knotenbleche“ nebeneinander liegen, so erhält man als Knotenblechhöhe — abgesehen von den wenigen durch den Schnitt verlorengehenden Millimetern — den Wert $\frac{1}{2} h_{Tr} + a = h + 2a$ (Abb. 1).

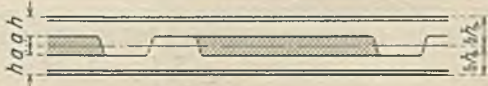


Abb. 1. Neuartige Teilung eines I-Trägers.

Für das gewonnene Profil (Abb. 2) ist

$$(1) \quad e' = \frac{S_x - \frac{d a^2}{2}}{\frac{1}{2} F_{Tr} - a d}$$

$$(2) \quad J_x = \frac{1}{2} J_{Tr} - \frac{d a^3}{3} - \frac{(S_x - \frac{d a^2}{2})^2}{\frac{1}{2} F_{Tr} - a d}$$

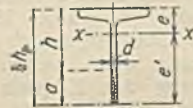


Abb. 2. Gurtquerschnitt.

Hierin ist S_x das aus Tabellen zu entnehmende statische Moment des halben Trägers, bezogen auf Trägermitte. J_y kann genau genug gleich dem halben Trägheitsmoment J_y des Trägers gesetzt werden. Mit $J_x = J_y$ erhält man dann aus (2) für a die Bestimmungsgleichung vierten Grades

$$(3) \quad a^4 - a^3 \cdot \frac{2 F}{d} + a^2 \cdot \frac{12 S}{d} - a \cdot \frac{6 (J_x - J_y)}{d} + \frac{3 F (J_x - J_y)}{d^2} - \frac{12 S^2}{d^2} = 0.$$

F, S, J_x, J_y beziehen sich hierin auf den ungeteilten Träger. Für einige I-Profile sind nachstehend die Werte a nach (3) angegeben:

I 20	I 30	I 40	I 50
23	49	74	100

Man erkennt, daß der Zusammenhang zwischen a und der Trägerhöhe nahezu linear ist, und zwar

$$(4) \quad a \approx \frac{h_{Tr} - 100}{4}$$

Mit dieser Vereinfachung sind in Tafel 1 für die Profile I 20 bis I 60 die Werte a nebst allen weiteren erforderlichen Zahlenangaben zusammengestellt (vgl. Abb. 2).

Tafel 1.

I	a	F	J	i	e
20	25	14,9	58	1,97	18
22	30	17,4	81	2,16	19
24	35	20,0	110	2,35	20
26	40	22,9	144	2,51	21
28	45	26,0	182	2,65	22
30	50	29,2	225	2,78	24
32	55	32,6	277	2,92	25
34	60	36,1	337	3,06	26
36	65	40,1	409	3,19	28
38	70	43,9	487	3,33	29
40	75	48,2	580	3,47	31
42 ^{1/2}	81	53,6	720	3,66	32
45	87	59,4	865	3,82	33
47 ^{1/2}	94	65,4	1045	4,00	35
50	100	72,0	1240	4,15	37
55	112	85,2	1745	4,53	40
60	125	100,0	2335	4,83	44

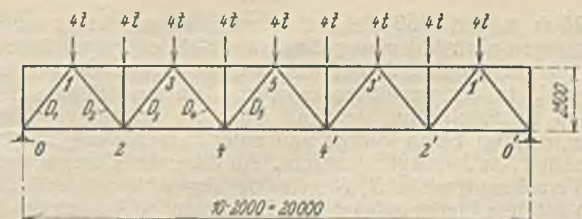


Abb. 3. Systemskizze.

Tafel 2.

Stab	S	Querschnitt	F	s _K	i	λ	ω	σ	Anschlußnähte ¹⁾	Tragkraft des Anschlusses ²⁾
O	- 38,4	aus I 34 nach Tafel 1	36,1	2,0	3,06	65,4	1,33	1415	—	—
U	+ 40,0	aus I 30 nach Tafel 1	29,2	—	—	—	—	1370	—	—
D ₁	- 23,0	∟ 80 · 120 · 8 a = 20	31,0	3,2	3,61	88,6	1,83	1360	2 × $\frac{6}{190}$ + 2 × $\frac{4}{140}$ ²⁾	16,0 + 7,8 = 23,8
D _{2,3}	+ 17,9	∟ 50 · 50 · 7	13,1	—	—	—	—	1370	2 × $\frac{7}{140}$ + 2 × $\frac{4}{90}$	13,7 + 5,0 = 18,7
D ₃	- 12,8	∟ 65 · 100 · 7 a = 22	22,4	3,2	3,17	101	2,41	1380	2 × $\frac{5}{125}$ + 2 × $\frac{4}{80}$	8,7 + 4,5 = 13,2
D ₅	- 2,56	∟ 55 · 75 · 7 a = 12	12,6	3,2	2,37	135	4,30	875	—	—
V	- 4,00	∟ 55 · 75 · 7	12,6	2,5	2,37	105,5	2,63	835	2 × $\frac{8}{45}$ + 2 × $\frac{4}{40}$	5,0 + 2,2 = 7,2

¹⁾ Die Schwerlinie des Anschlusses fällt mit der Stabachse zusammen.

²⁾ Stärkere Nähte als 4 mm lassen sich wegen der Abrundung der Winkelkanten kaum anordnen.

³⁾ Berechnet für $\tau_{zul} = \frac{1}{2} \cdot 1400 = 700 \text{ kg/cm}^2$.

Die Brauchbarkeit des vorgeschlagenen Querschnitts möge kurz an einem Zahlenbeispiel gezeigt werden. Zu bemessen sei der in Abb. 3 dargestellte Fachwerkträger. Tafel 2 enthält die erforderlichen Zahlenwerte.

Abb. 4 zeigt den fertigen Binder, die Teilung des I 34 und des I 30, sowie in größerem Maßstab einzelne Knotenpunkte. Man erkennt, daß die Größe und Stärke der entstehenden „Knotenbleche“ in gutem Einklang

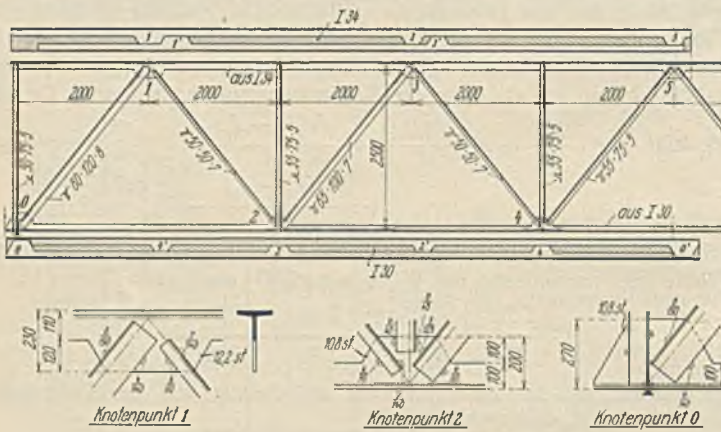


Abb. 4. Ausführung des Binders (Abb. 3).

mit den Stabkräften dieses normalen Durchschnittsbinders stehen; alle Anschlüsse lassen sich zwanglos, d. h. ohne übermäßig starke Nähte, Schlitzschweißungen u. dgl. m. ausbilden. Der Auflagerpunkt erhielt, wie das oft zweckmäßig sein wird, ein besonders hohes „Knotenblech“.

Das Gesamtgewicht des einbaufertigen Binders beträgt, reichlich gerechnet, etwa 1850 kg. Legt man eine Belastung von 250 kg/m² zugrunde, so entspricht der angenommenen Knotenlast eine Binderentfernung von

8,0 m. Das Gewicht des Binders beträgt dann nur 11,6 kg/m². Hierzu kommen noch die in Abb. 4 schraffierten Abfälle der I-Träger in Höhe von etwa 10% des Bindergewichtes. In diesem hohen Prozentsatz könnte ein Nachteil des Vorschlages erblickt werden; hierzu wäre aber zu bemerken, daß man bei der bisher üblichen Halbierung der I-Träger mindestens¹⁾ das gleiche Profil wie nach Tafel 1 und überdies vielleicht noch besondere, an den Steg anzuschweißende Knotenblechansätze benötigt. So betrachtet, stellt der Abfall einen kostenlosen und mit konstruktiven Vorteilen verbundenen Gewinn an anderweitig verwertbaren Futterstücken, Unterlagsplatten usw. dar. Die etwas höheren Kosten des Schneidens spielen bei Anwendung der modernen Schneidverfahren keine ausschlaggebende Rolle.

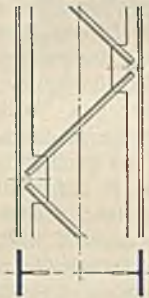


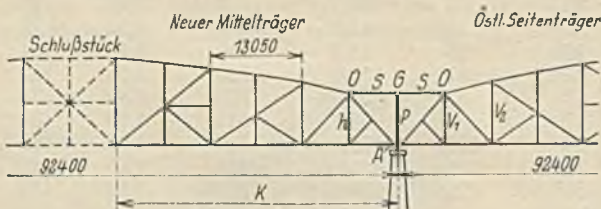
Abb. 5. Fachwerkstütze mit Stielen aus einem geteilten I P-Träger.

Abschließend sei noch bemerkt, daß die vorstehenden Anregungen in ähnlicher Weise auch auf Fachwerkstützen übertragen werden können. Hier ist aber für Knicken aus der Fachwerkebene ein erheblich größeres Trägheitsmoment erforderlich als für die andere Achse. Für diesen Zweck empfehlen sich daher IP-Träger, die in ähnlicher Weise zu zerlegen wären wie die Normalprofile. Abb. 5 zeigt schematisch einen Teil einer solchen Stütze.

¹⁾ Z. B. sei: $S = 27,6 \text{ t}$, $s_K = 3,0 \text{ m}$; nach Tafel 1 gewählt: I 36, $\lambda = \frac{800}{3,19} = 94$, $\omega = 2,04$, $\sigma = \frac{2,04 \cdot 27\ 600}{40,1} = 1400 \text{ kg/cm}^2$. Für $\frac{1}{2}$ I 36 ist $\lambda = \frac{300}{2,90} = 103,5$, $\omega = 2,53$, $\sigma = \frac{2,53 \cdot 27\ 600}{48,6} = 1438 \text{ kg/cm}^2$. Erforderlich also $\frac{1}{2}$ I 38! Hier liegt ein weiteres Beispiel vor für die vom Verfasser im Stahlbau 1929, S. 270, behandelte Frage: „Kann durch Zugabe von Material eine Erhöhung der Beanspruchung eintreten?“

Verschiedenes.

Wiederherstellung einer gesprengten Straßenbrücke. Die Instandsetzung der im September 1930 mutwillig gesprengten Straßenbrücke über den Red River bei Garland City, Ark., drei gleiche Fachwerkträger von 91,4 m Stützweite (s. Abb.), wobei das mittlere Tragwerk aus einer Höhe



von rd. 25 m in den Fluß fiel, erfolgte in den nur wenig beschädigten Seitenöffnungen nach Abfangung durch aus Holz oder zum Teile aus dem Rückgewinne hergestellte Joche, die in der östlichen Öffnung unter der Vertikalen V₂, in der westlichen zwischen dem zweitelligen Pfeiler, also nächst den Brückenlagern, standen. Über die Mittelöffnung wurde ein neues Tragwerk im freien Vorbau und unter Heranziehung der bereits instandgesetzten Nachbarträger gespannt. An die ersten Obergurtnoten O, O wurden Verankerungsstäbe S, S gelenkig angeschlossen und diese auch über dem auf dem Pfeiler aufgesetzten Presseständer P durch ein Gelenk G verbunden. Durch Betätigung einer unter G vorgesehenen Hubvorrichtung ließ sich zwangläufig eine vertikale Verschiebung der auskragenden

Brückenden erzielen. Unter Berücksichtigung der Längen h und S war eine Hebung des Punktes G um $\delta = 45 \text{ cm}$ notwendig, um die durch Montageungenauigkeiten, Wirkung der Eigenlast usw. eingetretene Senkung der schwebenden Kragträgerenden von rd. $\delta = 15 \text{ cm}$ aufzuholen. Die Größe der Anhebung δ läßt sich bei gegebenem δ annähernd aus:

$$\delta = \frac{S \delta}{2K} + \left(\frac{S \delta h}{K} \right)^{1/2}$$

berechnen; K ist die Länge des Kragarmes.

Am beweglichen Ende A des Mittelträgers wurde zwecks Einpassen des Schlußstückes eine provisorische Keillagerung (Stahlguß) mit einer gegen die Pfeilerachse fallenden Neigung vorgesehen, die beim Lüften der Keile nach beendetem freien Vorbau eine horizontale Verschiebung um das gewünschte Maß von etwa 20 mm zuließ. Vorerst wurde der mittlere Untergurtnast nur einerseits angeschlossen, während die Verbolzung des zweiten Endes unmittelbar nach entsprechender Verkürzung des Kragarmes infolge Temperaturabfall erfolgte. (Stahlbau-Technik 1932, Nr. III.) Herzka.

INHALT: Der Stahlbau des neuen Verwaltungsgebäudes der Allgemeinen Ortskrankenkasse in Berlin. — Das Schwingungsproblem des Stabbogens. — Geschweißte Stahlkonstruktion für eine Ortspackkammer. — Zur Formgebung geschweißter Fachwerkurtungen. — Verschiedenes: Wiederherstellung einer gesprengten Straßenbrücke.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.