

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

4. Jahrgang

BERLIN, 27. November 1931

Heft 24

Entwurfsbearbeitung und Festigkeitsberechnung für die Jannowitzbrücke (Spreerbrücke) in Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. W. Lentz, Berlin-Johannisthal.

I. Allgemeines.

1. Die Jannowitzbrücke im Rahmen anderer Brückenbauten der Stadt Berlin.

Die während des letzten Jahrzehnts in Berlin entstandenen Brückenbauten lassen sich, von ihrer räumlichen Lage im Stadtbilde Berlins ausgehend, im wesentlichen in zwei Gruppen einteilen¹⁾:

1. Brückenbauten zur Verbesserung der Verkehrsverhältnisse auf und über den Wasserstraßen (insbesondere der Spree);
2. Brückenbauten zur Verbreiterung der Zugänge zur Innenstadt am Ringbahngürtel.

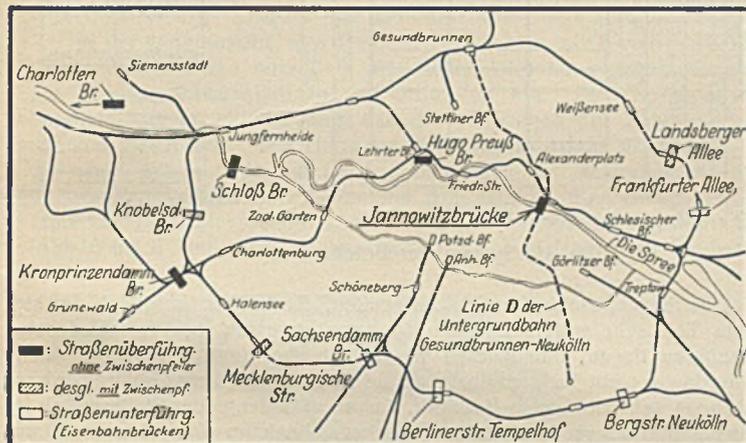


Abb. 1. Brückenbauten 1921 bis 1931.

Zu der ersten Gruppe gehören die Neubauten der Charlottenbrücke in Spandau, der Schloßbrücke in Charlottenburg, der Hugo-Preuß-Brücke am Humboldthafen, der Jannowitzbrücke sowie der geplanten Mühlendammbrücke. Zu der zweiten Gruppe gehören als Kreuzungsbauten mit dem Nordring die Knobelsdorffbrücke, die Brücken im Zuge der Frankfurter und Landsberger Allee, sowie als solche mit dem Südring die Brücken im Zuge der Bergstraße in Neukölln, der Berliner Straße in Tempelhof, des Sachsendamms in Schöneberg, der Mecklenburgischen Straße in Schmargendorf und des Kronprinzendamms in Halensee (Abb. 1). Alle diese Bauwerke wurden in Stahlkonstruktion ausgeführt, wie es bei der fast überall auftretenden Forderung einer möglichst geringen Bauhöhe kaum anders möglich war.

Die wachsenden Anforderungen des Straßenverkehrs haben sich nun in beachtenswerter Weise auf die Gestaltung der Straßenbrücken ausgewirkt. Während die Überbrückungen der Spree (Charlottenbrücke, Schloßbrücke und Hugo-Preuß-Brücke) noch eine gemeinsame Fahrbahn für den Verkehr in beiden Richtungen aufwiesen, zwang zunächst der Durchbruch der großen Ausfallstraßen durch den Ringbahngürtel bei den hier zu erneuernden Straßenüber- und -unterführungen mit Rücksicht auf die reibungslose Abwicklung des hier sehr bedeutenden Fahrzeugverkehrs zu einer Ausführung mit Richtungsfahrdämmen, die dann auch für andere, besonders wichtige Straßenzüge gefordert werden mußte. Von den Straßenüberführungen (Abb. 1) ist hier die westlich des Bahnhofes „Ausstellung“ über die Gleise der Reichsbahn führende Kronprinzendammbrücke zu erwähnen, die erstmalig ohne Zwischenstützen mit einer Stütz-

welte von 58 m ausgeführt wurde. Die erste Brücke in der Innenstadt, die bei einer Stützweite von 72 m einen Straßenkörper mit Richtungsverkehr überführen soll, ist die Jannowitzbrücke über die Spree in unmittelbarer Nähe des gleichnamigen Bahnhofs der Stadtbahn.

2. Die Spreebrücke im Rahmen des Gesamtentwurfes der Jannowitzbrücke.

Dieses Bauwerk ist ein verhältnismäßig kleiner Bestandteil eines fast fünfjährigen Umbauvorganges (1927 bis 1932), wie er in seiner Eigenart in Berlin kaum wieder vorkommen dürfte. Er wurde ausgelöst durch den Bau des Spreetunnels der neuen Untergrundbahnlinie Gesundbrunnen—Neukölln (Abb. 1). Dieser bedingte den Abbruch der alten Jannowitz-

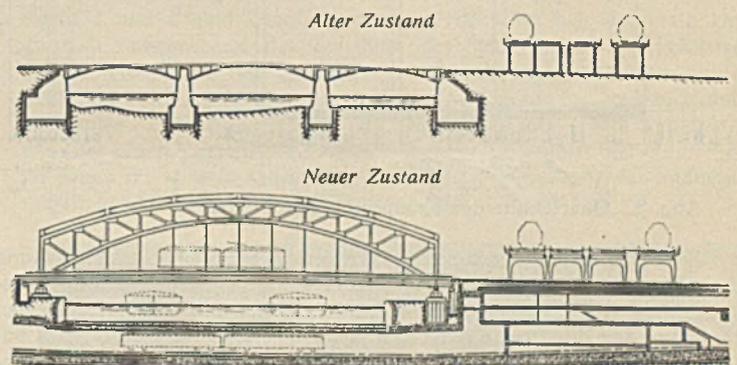


Abb. 2. Umbau der Jannowitzbrücke in Berlin, vier Verkehrswegen übereinander.

brücke, eines unter der Fahrbahn liegenden stählernen Tragwerkes mit zwei Stropfeilern, dessen Seitenöffnungen bereits im Gefälle lagen, um besonders auf der Nordseite die Straße unmittelbar hinter dem Brückenwiderlager unter den Brücken der Reichsbahn hindurchzuführen (Abb. 2). Infolge der für die Schifffahrt geforderten großen Durchfahrtsöffnung, die bis zur Uferlinie durchweg 4 m hoch ist, war die Kreuzung des Straßenzuges mit der Reichsbahn ohne eine Hebung der Reichsbahnbrücken unmöglich zu bewerkstelligen. Da außerdem infolge der neuen Baufluchtlinien und Straßeneinteilung auf der Brücke die Beseitigung bestehender Stützenreihen der Reichsbahnbrücken nicht zu umgehen war, wurde ein völliger Umbau des Reichsbahnviaduktes an dieser Stelle notwendig.

Dieser bedeutsame Bau, der durch Überschneidungen der alten und neuen Fundamente sowie durch die Tiefenlage der letzteren die Überwindung ganz besonderer Schwierigkeiten mit sich brachte, kann auch hier nicht unerwähnt bleiben. Es wurde zunächst unter völliger Aufrechterhaltung des Zugverkehrs eine stählerne Abfangkonstruktion sehr großen Ausmaßes eingebaut, die auf vorwiegend seitlich angeordnete Gruppen von Bohrpfehlen gelagert wurde. Im Schutze dieser Konstruktion wurden die alten Bogen und Pfeiler abgebrochen sowie die endgültigen Fundamente eingebracht und so die Möglichkeit für den Einbau des Untergrundbahntunnels und der endgültigen Stahlüberbauten der Reichsbahnbrücken von der Jannowitzbrücke bis zur Schicklerstraße geschaffen. Einen gewissen Maßstab für den Umfang dieser Arbeiten bildet der Stahlverbrauch, der sich einschließlich aller Behelfskonstruktionen sowie einschließlich der noch im Bau befindlichen Straßenbrücke auf über 7000 t beläuft.²⁾

¹⁾ Magistratsoberbaurat Usinger, Berlins Brückenbau in den letzten 10 Jahren, Bauing. 1931, Heft 4 bis 6.

²⁾ Magistratsoberbaurat La Raume, Die Umbauten am Bahnhof Jannowitzbrücke, Bautechn. 1931, Heft 18 u. 19.

II. Entwurfsbearbeitung der Straßenbrücke.

1. Gesichtspunkte für die Wahl des Systems.

Bei der Entwurfsbearbeitung der Straßenbrücke mußte mit der Klärung der Frage „zwei oder mehrere Hauptträger“ begonnen werden. Bei der großen Breite lag es zunächst nahe, ein System mit mehreren Hauptträgern in Erwägung zu ziehen, die wegen der außerordentlich geringen Bauhöhe (trotz Hebung der S.O. der Reichsbahnbrücken um 54 cm) naturgemäß über der Fahrbahn liegen mußten. Dies hätte eine Lösung nach der Art der Kronprinzendambrücke ergeben, bei der je zwei Hauptträger — Bogenträger ohne Zugband — einen Querträger der Fahrbahn aufnehmen und die Straßenbahngleise auf zwei innen liegenden, voneinander unabhängigen Konsolen ruhen, eine Bauart, die sowohl wirtschaftliche wie statische Vorteile gewährt (Abb. 3). Dabei kam das System der Hauptträger erst in zweiter Linie in Betracht.

Beispielsweise wurde neben Bogenträgern, die in ästhetischer Hinsicht eine wichtige Betonung dieses Verkehrsknotenpunktes bedeuten würden, vorübergehend eine Ausführung mit Langerschen Balken erwogen, deren leichte Stabbögen weniger auffallen, während die Versteifungsträger mehr die Waagrechte betonen. Auch hier hätte sich die statisch vorteilhaftere Lagerung des Straßenbahnkörpers auf zwei Konsolen ausführen lassen, zudem könnten die rd. 1,10 m über die Fahrbahn hinausragenden Blechträgerwände der Versteifungsträger schönheitlich in Kauf genommen werden, da sie den Vorteil einer eindeutigen Trennung des Verkehrs mit sich bringen, die nach den heutigen Ansichten erwünscht ist. Von der Wahl des Langerschen Balkens wurde indessen bald Abstand genommen, da eine einwandfreie Ausbildung des Anschlusses der über 5 m breiten Fußwegkonsolen, die städtische Rohrleitungen von sehr erheblichem Gewicht aufzunehmen haben, am Versteifungsträger nicht möglich war.

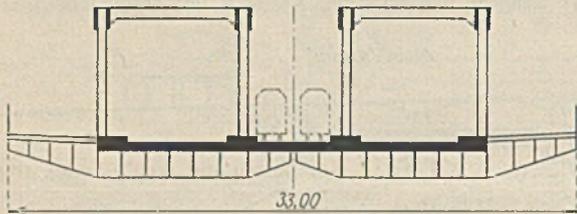


Abb. 3. Querschnitt der Kronprinzendambrücke.

Den Hauptgrund für die schließlich erfolgte allgemeine Verurteilung aller Überbauten mit mehreren Hauptträgern bildete jedoch die Gründungsmöglichkeit. In Ergänzung der im ersten Abschnitt gemachten Ausführungen über die Lage der Baustelle (Abb. 1) muß hier erwähnt werden, daß bereits während des Krieges ein Tunnel unter der Spree fertiggestellt wurde, der die sogenannte AEG-Schnellbahn aufnehmen sollte und, aus der Brückenstraße kommend (wie der jetzige Tunnel), in langgestreckter S-Kurve unter der Spree hindurch in die westlicher gelegene Neue Friedrichstraße führte. Dieser Tunnel, der vor einigen Jahren im Zusammenhang mit den neuen Schnellbahnplänen und der Zusammenführung mehrerer wichtiger Linien am Alexanderplatz sowie aus Gründen der Verkehrssicherheit aufgegeben wurde, zweigt gerade im Bereich der südlichen Fundamente der Straßenbrücke von der Hauptlinie ab, so daß hier nur ganz wenig Platz für den Einbau der Fundamente verblieb. Es war bei keiner Lösung der Brücke möglich, allen Hauptträgern ein unmittelbares Auflager auf den Fundamenten zu geben, vielmehr mußten in jedem Fall an einzelnen Stellen Abfangeträger aus Stahlfachwerk eingebaut werden, die die Brückenlast über den Tunnelkörper hinweg auf zwei Einzelfundamente verteilten. Es stellte sich nun bald heraus, daß diese Schwierigkeiten um so größer wurden, je mehr Hauptträger vorhanden waren.

Für die weitere Entwurfsbearbeitung kam daher nur ein Tragwerk mit zwei Hauptträgern in Frage. Mag eine Konstruktion der Brücke mit mehreren, insbesondere vier Hauptträgern hinsichtlich des Stahlverbrauchs für den Überbau wirtschaftlicher gewesen sein, die Mehrkosten der Fundamente, die ohnehin wegen der Tiefenlage des Untergrundbahntunnels einen weit höheren Anteil an den Gesamtkosten der Brücke haben als sonst (nahezu 50%), würden weit größer gewesen sein.

2. Beschreibung des gewählten Systems.

Die Bauhöhe durfte mit Rücksicht auf die Forderungen des Gesamtentwurfes das Maß von 1,37 m nicht überschreiten, was mit Rücksicht auf den Abstand der Hauptträger von 25,30 m bei normal ausgebildeten Querträgern nicht einzuhalten war. Auf Grund einer Anregung von Magistratsoberbaurat Usinger wurde deshalb im Sommer 1927 erstmalig das in Abb. 4 dargestellte System zur Ausführung bestimmt, das unabhängig hiervon später u. a. von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, für den

Bau der Rheinbrücke in Köln-Mülheim in dem Entwurf „Gespannter Bogen“, freilich in ungleich größeren Ausmaßen, in Vorschlag gebracht wurde.

Die Hauptträger — jetzt Fachwerk-Zweigelenkbögen mit Zugband — sind in den Knotenpunkten 2, 4, 6 durch Querrahmen verbunden; die Fahrbahn ist in der Längsachse der Brücke an diesen oberen Querrahmen mit einer dritten Reihe Hängestangen aufgehängt, die einen Fahrbahnlängsunterzug, im folgenden Hauptlängsträger genannt, tragen. Die Querträger in den Knotenpunkten 2, 4, 6 mögen Hauptquerträger, die Querträger in den Knotenpunkten 1, 3, 5, die in der Mitte auf dem Hauptlängsträger ruhen, Zwischenquerträger genannt werden. Freilich ist bei diesem System nur eine gerade Brücke möglich, was aber bei dem hier vorhandenen Winkel zwischen Straßenachse und der Lotrechten zur Stromachse von nur rd. 15° nicht sehr ins Gewicht fällt.

Dieses System erwähnt später auch Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Herbst in seinem Aufsatz „Über die Beseitigung von Brückengerängen auf den Berliner Wasserstraßen (Erneuerung der Brücken mit Stahlüberbau)“³⁾, in dem u. a. auf die bei der allgemeinen Entwurfs-

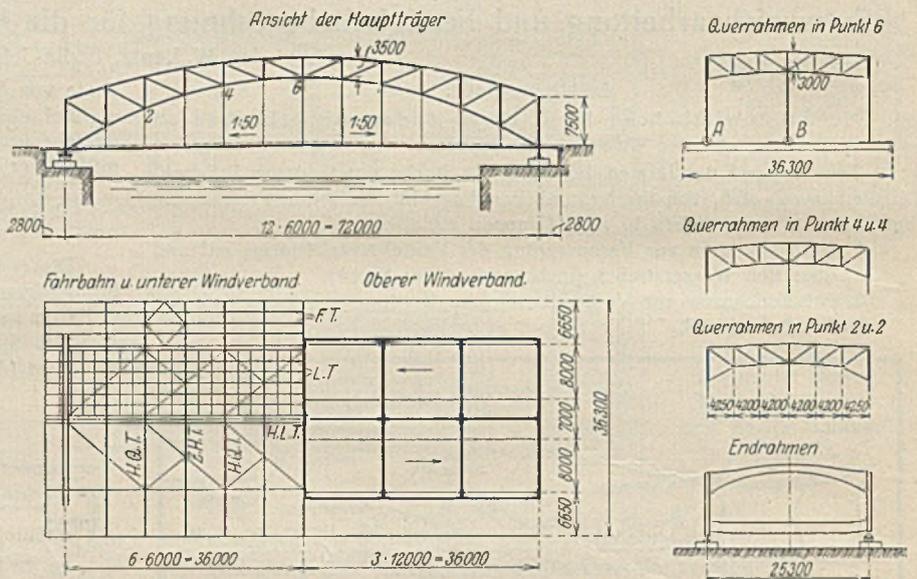


Abb. 4. System der Brücke.

bearbeitung entstehenden Schwierigkeiten, die in dem Ausgleich der sich zum Teil sehr widerstreitenden Verkehrsinteressen der verschiedensten Behörden liegen, hingewiesen wird, hält aber (vgl. S. 92) eine solche Anordnung nicht für vorteilhaft, da sie „weder schön noch verkehrssicher“ sei. Bei einem Bauwerk, das an so bedeutender Stelle mitten im Brennpunkt des großstädtischen Verkehrs steht, kann eine solche im voraus geübte Kritik nicht unwidersprochen bleiben. Gerade diese beiden Gesichtspunkte, Verkehrssicherheit und ästhetische Durchbildung, waren es, auf die bei der Entwurfsbearbeitung besondere Sorgfalt verwendet wurde.

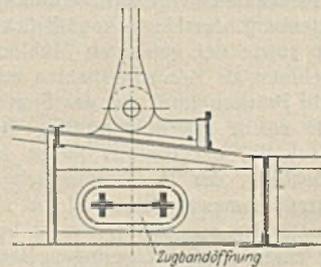


Abb. 4a. Seitliche Aufhängung (Punkt A).

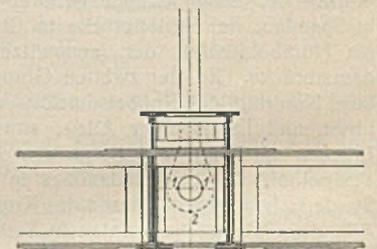


Abb. 4b. Mittlere Aufhängung (Punkt B).

Was die Verkehrssicherheit betrifft, mußte immerhin an die Möglichkeit des Anfahrens der mittleren Hängestangen etwa durch Entgleisen eines Straßenbahnwagens gedacht werden. Die Hängestangen, die im vorliegenden Falle, um einen freien Überblick über die ganze Fahrbahn zu gewähren, aus Rundstahl gewählt wurden, können keine erheblichen Stöße ohne Deformation aufnehmen. Der Hauptlängsträger wurde daher ohne ein wesentliches Mehrgewicht so bemessen, daß er im Falle des Außerkräfttretens einer Hängestange bei einer Stützweite von 24 m als Abfangeträger wirken kann, wobei natürlich eine höhere Beanspruchung als im Normalfall zugelassen wurde (vgl. unter IV, 2).

Das Anfahren einer seitlichen Hängestange liegt bei dem vorhandenen Schrammbord (Abb. 4) und der gewählten Bordsteinhöhe von 25 cm nicht

³⁾ Stahlbau 1928, Heft 8.

im Bereiche der Möglichkeit. Sollte es doch einmal geschehen, würden, da hier die Stützweite der Längsträger gegebenenfalls nur 12 m beträgt, für die Fahrbahnkonstruktion keine schwerwiegenden Folgen entstehen, da sie auch ohne Anordnung besonderer Abfangeträger, die hier ein Mehrgewicht von rd. 120 t erfordert hätten, steif genug ist und eine lastverteilende Wirkung in ausreichendem Maße durch die Fußwegträger F.T. 2 und F.T. 5, die ohnehin aus konstruktiven Gründen als Blechträger ausgebildet werden mußten, gewährleistet ist.

3. Ästhetische Durchbildung des gewählten Systems.

Die Entwicklung des neuzeitlichen Brückenbaues deutet an sich zweifellos auf die Bevorzugung vollwandiger Tragwerke hin und strebt eine glatte und straffe Linienführung an. Wenn nun die technischen Forderungen, deren Erfüllung oberstes Gesetz ingenieurmäßiger Arbeit bleiben muß, eine solche Linienführung bei den Hauptträgern nicht zulassen, bleibt nichts anderes übrig, als für diese ältere Formen, für alle anderen Bauteile aber solche Formen anzustreben, die dem Zeitgeist und



Abb. 5. Ansicht vom Märkischen Ufer.

den augenblicklichen Ansprüchen der Ästhetik entsprechen und so dem Gesamtbauwerk eine besondere Note verleihen. Das dürfte, wie aus dem Folgenden hervorgeht, hier gelungen sein.

In der Längsansicht, also längs des Flußlaufes, etwa von der benachbarten Waisenbrücke oder dem Märkischen Ufer aus gesehen, fügt sich das Bauwerk harmonisch in die Örtlichkeit ein. Die Gurtungen sind Parabeln, die so geführt sind, daß die Neigungen der Diagonalen annähernd gleich sind. Die Höhe des Endpfostens wurde so gewählt, daß sie etwa mit der Oberkante des Geländers des Reichsbahnviaduktes übereinstimmt (vgl. Modellaufnahme Abb. 5). In der Schrägsicht, also etwa von Bord eines Schiffes, zeigt sich das in Abb. 6 dargestellte Bild, (Abb. 6 bis 8 sind nach einem Modell im Maßstabe 1:40 hergestellt.

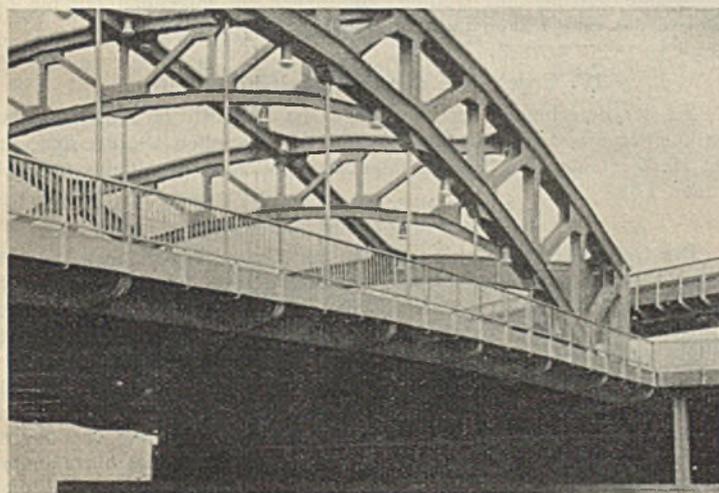


Abb. 6. Schrägsicht von unten.

welches auf der Deutschen Bauausstellung in Berlin ausgestellt war.) Die Querrahmen, für die ursprünglich Vierendeelträger vorgesehen waren, die aber in der Schrägsicht von unten sehr schwer wirkten, sind als geometrische Wiederholung der Mittelfelder des Hauptträgers gedacht.

Um in der Queransicht, d. h. längs der Straßenachse gesehen, den Durchblick so klar wie möglich zu gestalten, sind Schrägstäbe im oberen Windverband vermieden worden. Dieser wurde daher als doppelter Vierendeelträger mit einem mittleren Längsriegel ausgebildet. Dieser Verband hat, da der halbe Hauptträgerabstand mit 12,65 m fast gleich der doppelten Feldweite, also dem Rahmenabstand von 12 m ist, nahezu quadratische Felder. Diese wichtigen Quadrate und der vollkommen freie Durchblick dürften für den Beschauer eines gewissen ästhetischen Reizes nicht entbehren. Abb. 7 zeigt den oberen Windverband, auch sind die Saumwinkel der Obergurtprofile (vgl. spätere Querschnittskizzen,

Abb. 18 u. 20) gut zu erkennen. Die Überschneidungen der Querrahmen treten jedoch in Wirklichkeit nicht so stark in Erscheinung, da der für die Aufnahme gewählte Blickpunkt lediglich etwa dem Blick vom Bahnkörper der Stadtbahn aus entspricht.

In Abb. 8 endlich wird der Durchblick durch die Brücke gezeigt. Die Linienführung der Querrahmen ergab sich fast zwangsläufig aus der des Endrahmens und diese wiederum zwangsläufig aus der Höhenfestlegung des Obergurtpunktes 0 (= Geländeroberkante der Stadtbahn) und der Durchfahrthöhe von 4,50 m für Omnibusse an der äußeren Bordkante. Die Obergurte der Querrahmen verlaufen nach derselben leicht geschwungenen Linie wie die obere Begrenzung des Endrahmenriegels. Die Systemhöhe der Querrahmen beträgt 3 m in der Mitte. Der Hauptträger hat in

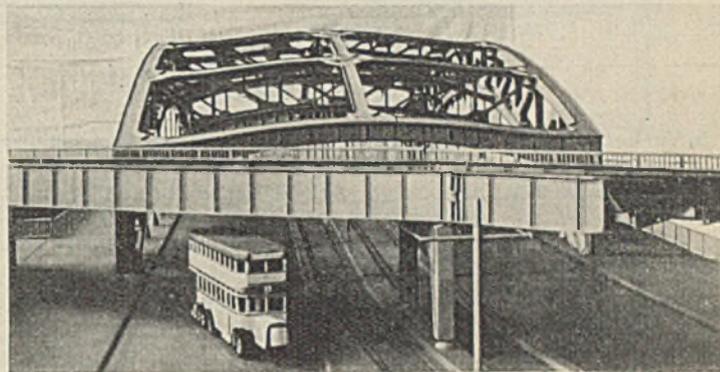


Abb. 7. Ansicht längs der Straßenachse.

Brückenmitte eine Systemhöhe von 3,50 m. Bei diesen Abmessungen ließ sich die Bedingung erfüllen, daß der Untergurt des mittelsten Querrahmens nach einer Parabel verläuft und die Höhen im Punkt 1 und 2 konstant und gleich derjenigen im Punkt 3 sind. Die Höhen der Querrahmen im Punkt 4 und 4 sind ebenfalls konstant, doch ist hier der erste Untergurtstab entsprechend der Zunahme der Systemhöhe des Hauptträgers etwas steiler. Bei den Querrahmen in Punkt 2 und 2 mußte die Höhe im Punkt 1 ein wenig vergrößert werden, um einen zu starken Knick zu vermeiden. Wie Abb. 8 zeigt (vgl. am besten die rechte Seite), dürfte das Ziel einer harmonischen Abwicklung der Untergurte der Querrahmen, zu denen die scharfe Krümmung der unteren Begrenzung des Endrahmenriegels gewissermaßen die Hüllkurve bildet, erreicht sein."

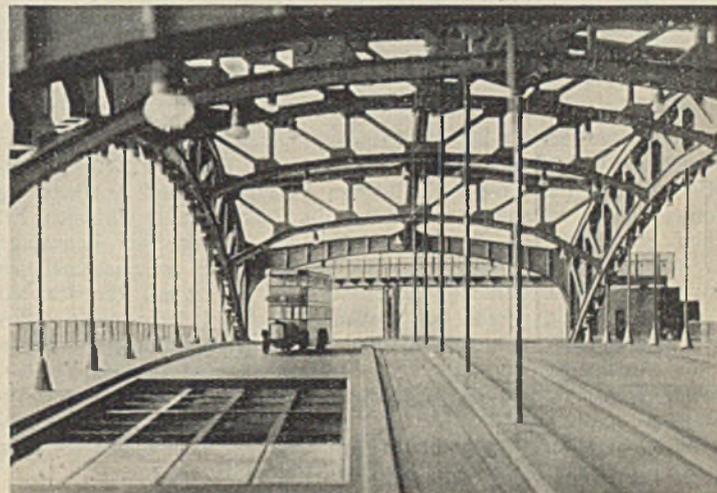


Abb. 8. Durchblick durch die Brücke.

III. Rechnungsannahmen für die Festigkeitsberechnung.

Obwohl die Festigkeitsberechnung in statischer Beziehung an sich keinerlei Neuigkeiten bietet, dürften doch mit Rücksicht auf die kleinen Besonderheiten gegenüber einer normalen Bogenbrücke einige Angaben über die Rechnungsannahmen und Ergebnisse von Interesse sein.

1. Belastungsannahmen.

a) Ständige Last. Das ungeachtet der Ausführung mit Asphaltdecke (Abb. 9a) der Rechnung zugrunde gelegte Gewicht (Abb. 9b) beträgt bei Annahme von 10 cm hohem Kleinpflaster, 9 mm starken Buckelplatten (3,3 m²) und deren Ausfüllung mit Bimsbeton ($\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$): $g_1 = 950 \text{ kg/m}^2$. Bei Verwendung von gewöhnlichem Beton an Stelle des Bimsbetons hätte sich $g_1 = 1040 \text{ kg/m}^2$, also 90 kg/m^2 (= rd. 10%) mehr ergeben. Das Gewicht des Straßenbahnkörpers (Abb. 10) beträgt bei Wahl einer

13 cm hohen Brückenschiene und sonst gleichen Annahmen einschließlich eines Zuschlages von rd. 70 kg/m² für die seitlichen Schutzinseln: $g_2 = 1100 \text{ kg/m}^2$. Bei Verwendung von gewöhnlichem Beton hätten sich wiederum 90 kg/m² mehr ergeben. Eine Überschlagsberechnung ergab, daß innerhalb gewisser Grenzen eine Erhöhung der ständigen Last der Fahrbahn um 10 kg/m² ein Mehrgewicht an Stahlkonstruktion von 4,8 t zur Folge hat. Durch die Wahl von Bimsbeton für die Ausfüllung der Buckelplatten wurden also rd. 45 t Stahl erspart.

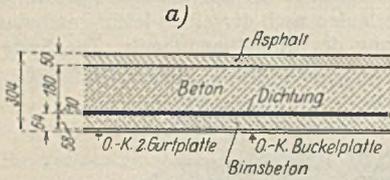


Abb. 9a u. 9b. Ausbildung des Fahrdammes.

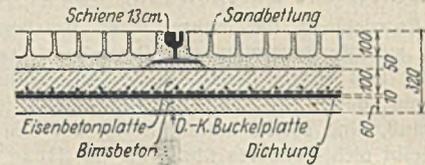
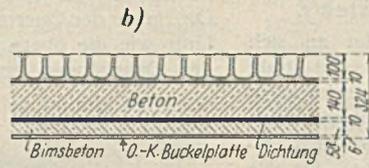


Abb. 10. Ausbildung des Straßenbahnkörpers.

b) Verkehrslast. Außer der 23 t-Walze von bekannten Abmessungen wurde ein Lastkraftwagen von 12 t Gesamtgewicht zugrunde gelegt, dessen Belastungsfläche $7,00 \cdot 2,50 \text{ m}$ beträgt. Auf die Vorderachse entfallen 4 t, auf die Hinterachse 8 t. Der Radstand beträgt 4 m, die Ersatzlast $0,688 = \text{rd. } 0,7 \text{ t/m}^2$. Das die Fahrzeuge umgebende Menschengedränge, das als Ersatz für rollende Lasten dient, wurde ungünstig mit

$$p = 700 \text{ kg/m}^2 \text{ (für die Fahrbahnteile)}$$

$$\text{und } p = 600 \text{ kg/m}^2 \text{ (für die Hauptträger)}$$

angenommen. Die Stoßziffern sind Din 1073 entnommen, jedoch wurde eine Herabsetzung, wie sie dort bei mehr als zweispurigen Brücken zugelassen wird, nicht vorgenommen. Schrägstellungen der Fahrzeuge wurden nicht angenommen, ein Hintereinanderfahren nur bei den Straßenbahnzügen. Der Lastenzug der Straßenbahn ist in Abb. 11 dargestellt.

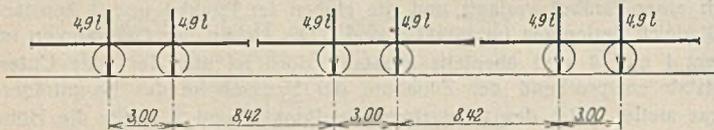


Abb. 11. Lastenzug der Straßenbahn.

Das Gesamtgewicht eines Triebwagens beträgt $4 \cdot 4,9 = 19,6 \text{ t}$. Die Verkehrslast auf den Fußwegen beträgt $p = 500 \text{ kg/m}^2$. Das Gewicht der zahlreichen Leitungen, die über die Brücke geführt werden müssen (Leitungen von Gas-, Wasser- und Elektrizitätswerken sowie des Telegraphenbauamtes, der Feuerwehr usw.) und die ausschließlich unter den Fußwegkonsolen verlegt werden sollen, beträgt auf jeder Seite durchschnittlich 2 t/m Brücke.

2. Zulässige Spannungen.

Da das Bauwerk bis auf die Buckelplattenträger und Fußwegkonsolen vollkommen in St 52 ausgeführt wird und dieser Stahl zur Zeit der Entwurfsaufstellung noch nicht die heutige Verbreitung und Anerkennung gefunden hatte, außerdem auf Grund der bisherigen Erfahrungen bei solchen großstädtischen Brücken infolge der Häufung der Fahrzeuge schwerster Bauart unbedingt mit einer Erhöhung der rechnermäßigen Ersatzlast gerechnet werden mußte, und nicht zuletzt mit Rücksicht auf die zahlreichen und gerade bei Straßenbrücken noch lange nicht restlos durchschauten, somit unkontrollierbaren dynamischen Wirkungen erschien bei der Festsetzung der zulässigen Spannungen eine erhöhte Vorsicht geboten. Daher wurden die bekannten Werte der Dinormen unter Anpassung an den Einfluß der Verkehrslast für die einzelnen Bauteile durchschnittlich um etwa 10% gekürzt. Die zulässigen Spannungen betragen demnach für St 37: für die Fußwege und Buckelplattenträger

$$\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2,$$

desgleichen bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte

$$\sigma_{zul} = 1600 \cdot \frac{1200}{1400} = 1370 \text{ kg/cm}^2;$$

für St 52: für die Fahrbahnträger einschließlich des unteren Riegels des Endrahmens

$$\sigma_{zul} = 1800 \text{ kg/cm}^2,$$

desgleichen bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte

$$\sigma_{zul} = 2400 \cdot \frac{1800}{2100} = 2060 \text{ kg/cm}^2;$$

für die Hauptträger sowie für die oberen Querrahmen und den oberen Riegel des Endrahmens

$$\sigma_{zul} = 1950 \text{ kg/cm}^2,$$

desgleichen bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte

$$\sigma_{zul} = 2400 \cdot \frac{1950}{2100} = 2230 \text{ kg/cm}^2.$$

Für das Zugband wurde auf Grund der bei bestehenden Bauten gemachten Erfahrungen eine Spannung von nur

$$\sigma_{zul} = 0,85 \cdot 1950 = 1650 \text{ kg/cm}^2$$

als zulässig erachtet. Für die Windverbände ist analog der Din-Vorschrift

$$\sigma_{zul} = 1,50 \cdot 1200 = 1800 \text{ kg/cm}^2.$$

Dieser Wert gilt jedoch praktisch nur für den oberen Längsriegel, während für den Fahrbahnwindverband, der eigentlich mehr ein Montageverband

ist und wegen der steifen Fahrbahntafel nur einen geringen Teil der errechneten Kräfte erhält, eine Spannung von $\sigma = 2100 \text{ kg/cm}^2$ zugelassen wurde. Die zulässige Scherbeanspruchung beträgt wie in den Dinormen $\tau_{zul} = 0,8 \cdot \sigma_{zul}$ und der zulässige Lochleibungsdruck

$$\sigma_{lzul} = 2,0 \cdot \sigma_{zul} \text{ (bei St 52)}$$

$$\text{bzw. } \sigma_{lzul} = 2,5 \cdot \sigma_{zul} \text{ (bei St 37).}$$

Die zulässige Durchbiegung wurde entgegen Din 1073 zu $\delta = \frac{1}{800} l$ festgesetzt.

3. Umfang der Festigkeitsberechnung.

Auf eines möge hier noch hingewiesen werden: Ist man einerseits gezwungen, die auftretenden Belastungen und zulässigen Spannungen aus den angegebenen Gründen verhältnismäßig ungünstig zu wählen, so ist dann aber im Interesse der Wirtschaftlichkeit die Rechnung unbedingt so durchzuführen, daß ein Minimum an Stahlverbrauch erzielt wird. Dies ist bei Bauwerken, die eine umfangreichere Rechenarbeit erfordern, erfahrungsgemäß nur dann möglich, wenn eine vollständige Festigkeitsberechnung von seiten des Bauherrn durchgeführt wird. Im vorliegenden Falle war es zu begrüßen, daß die Zeit für eine wirtschaftliche Durcharbeitung zur Verfügung stand, da die Ausführung des Baues mit Rücksicht auf die vorhergehenden Arbeiten an Untergrundbahntunnel und Fundamenten erst als letzter Abschnitt des Gesamtbauvorhabens in Angriff genommen werden konnte. Daher konnten u. a. für alle statisch unbestimmten Bauteile (Hauptträger, Querträger, Endrahmen) zwei Rechnungsgänge durchgeführt werden, von denen im folgenden nur die Ergebnisse des endgültigen Rechnungsganges besprochen werden.

IV. Ergebnisse der Festigkeitsberechnung.

Zu der Berechnung der Längsträger ist lediglich zu sagen, daß an den Querträgern durchgehende Zuglaschen vorgesehen worden sind, die eine Herabsetzung des Biegemomentes um 20% gestatten. Gewählt wurden I 38.

1. Querträger der Fahrbahn.

Die Querträger sind außer an den seitlichen Hängestangen, wo das Zugband des Hauptträgers durch eine Öffnung frei beweglich hindurchgesteckt ist, auch an den mittleren Hängestangen (Abb. 4a u. b) kontinuierlich durchgeführt (breite Zuglaschen greifen durch die Hauptlängsträger hindurch), sind also als Balken auf zwei relativ starren seitlichen Stützen und einer elastisch senkbaren Mittelstütze anzusehen. Dabei ist die Senkbarkeit der Mittelstütze bei den Zwischenquerträgern größer als bei den Hauptquerträgern, da bei ihnen zu der Durchbiegung des oberen Querrahmens noch die Durchbiegung des Hauptlängsträgers hinzukommt. Die Größe des mittleren Auflagerdruckes ergibt sich aus der Gleichung

$$1 \cdot \delta_a = P_m \cdot \delta_{ma} - X_a \cdot \delta_{aa} \text{ in bekannter Weise zu}$$

$$X_a = \frac{P_m \cdot \delta_{ma}}{\delta_a' + \delta_{aa}} \text{ (für Hauptquerträger),}$$

$$X_a = \frac{P_m \cdot \delta_{ma}}{\delta_a' + \delta_a'' + \delta_{aa}} \text{ (für Zwischenquerträger), wo}$$

$\delta_a = \delta_a' \cdot X_a =$ Durchbiegung des oberen Querrahmens infolge der Last X_a , d. h. wirkliche Auflagersenkung des Querträgers,

- $\delta_a' =$ Senkung des Querträgers infolge einer Last $X_a = -1$,
- $\delta_a'' =$ Senkung des Hauptlängsträgers infolge einer Last $X_a = -1$,
- $\delta_{ma} =$ Durchbiegung der Querträgerpunkte infolge einer Last $X_a = -1$ (Biegunslinie für den Zustand $X_a = -1$),
- $\delta_{aa} =$ Durchbiegung des Aufhängepunktes infolge einer Last $X_a = -1$ (Maximalordinate der Biegunslinie).

Die Durchführung der Rechnung ergab mit $\delta_a' = 0,0103$ cm und einem Trägheitsmoment von $J = 800\,000$ cm⁴ für den Hauptträger den Wert

$$X_a = \frac{\delta_{ma}}{0,0103 + 0,1961} = 4,845 \delta_{ma} \text{ (in cm)}$$

und für den Zwischenträger mit $\delta_a'' = 0,0028$ cm — einem Wert, der überschlägig ermittelt werden konnte —

$$X_a = \frac{\delta_{ma}}{0,0103 + 0,0028 + 0,1961} = 4,780 \delta_{ma} \text{ (in cm)}$$

Die größten Stützenmomente treten also beim H.Q.T. (Hauptquerträger), die größten Feldmomente beim Z.Q.T. (Zwischenquerträger) auf, die Unterschiede betragen bei Verkehrslast im Mittel etwa 10%.

Streng genommen ist der Wert δ_a zu trennen in

$$\delta_a = \delta_{a1} + \delta_{a2}, \text{ wo}$$

- δ_{a1} = Senkung infolge des Auflagerdruckes des Q.T.,
- δ_{a2} = Senkung infolge des Auflagerdruckes des H.L.T.

Dann ist zu setzen

$$\delta_{a1} = \delta_a' \cdot X_a,$$

$$\delta_{a2} = \delta_a'' \cdot X_b \text{ (für Eigengewicht } X_b = X_a).$$

Die Verfolgung dieser Einflüsse ergab jedoch nur einen Unterschied von 3% gegenüber den obigen Annahmen, und für den H.Q.T. wurde $X_a = 4,70 \delta_{ma}$ (in cm), was eine Spannungserhöhung im Feld von $\sigma_{\max} = 80$ kg/cm² zur Folge hatte.

Als Belastungsfälle für Verkehrslast sind folgende Fälle durch die ganze Rechnung hindurch zu verfolgen:

Belastungsfall 1 (Abb. 12) — einseitige Belastung — dient zur Berechnung des größten Auflagerdruckes A an den seitlichen Hängestangen, sowie der Feldmomente des Q.T. in der Nähe des Auflagers A. Für p_1' wurden durchweg 700 kg/m² angenommen, für p_3 dagegen nur 500 kg/m².

Belastungsfall 2 (Abb. 13) — symmetrische Belastung — dient zur Berechnung des größten Wertes X_a an den mittleren Hängestangen, sowie des Stützenmomentes des Q.T. Da genauere Vorschriften für die Belastungen einseitig benutzter Fahrdämme bislang nicht bestehen, wurde nur ein 12 t-Wagen außer der Walze angenommen, da die Begegnung von zwei 23 t-Walzen zugleich mit den anderen Lasten an ein und derselben Stelle kaum denkbar ist. Für p_1 wurden durchweg 700 kg/m² einschließlich Stoßzahl angenommen. Zu bemerken ist noch, daß in Abb. 13 die oberen Wagenlasten in der Fahrtrichtung umgekehrt gedacht sind, was an der Belastung nichts ändert. Man erhält $\varphi \cdot X_{ap} = 116,5$ t (für H.Q.T.).

Belastungsfall 3 — einseitige Belastung — dient zur Berechnung der größten Feldmomente des Q.T. und ist ähnlich dem Belastungsfall 1, nur steht jetzt die Walze in der Mitte zwischen zwei Lastkraftwagen, von denen der eine an die innere Bordkante herangerückt ist.

Belastungsfall 4 stellt die Konsolbelastung dar.

Nach Auswertung der X_a -Linie und Ermittlung der Momente $M_m = M_{om} - M_a \cdot X_a$ wurden die Grenzwerte max M und min M aufgetragen. Hierzu ist nur noch zu bemerken, daß bei einseitiger Belastung des Z.Q.T. der Stützdruck X_a nur auf eine Wandung des doppelwandigen H.L.T. übertragen werden kann. Da dieser an der Hängestange durch Bolzen gelenkig angeschlossen ist, muß jetzt der H.L.T. als auf dem H.Q.T.

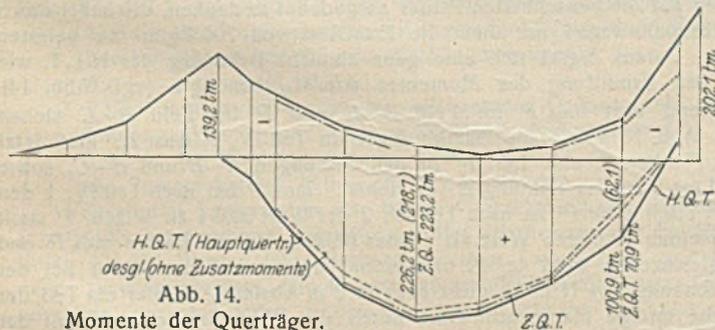


Abb. 14. Momente der Querträger.

gelagert aufgefaßt werden. Letzterer erhält hierdurch Zusatzmomente. Abb. 14 stellt die maßgebenden Momente der Querträger dar. Die ausgezogene Linie stellt die Momente des H.Q.T. einschließlich der Zusatzmomente (die punktierte Linie ohne die Zusatzmomente), die strichpunktierte Linie stellt die Momente des Z.Q.T. dar. Maßgebend bleiben also nur noch die Momente des H.Q.T. Die Höhe des Querträgers

wurde zu 1000 mm unter dem Straßenbahnkörper gewählt. Unter der Fahrbahn verringert sie sich dem Quergefälle der Fahrbahn (1:200) entsprechend auf 960 mm.

Die rechnerische Durchbiegung der Querträger infolge Verkehrslast beträgt

$$\delta_p = 1,11 \text{ cm } \left(= \frac{1}{1140} l \right).$$

Die rechnerische Hebung des Endpunktes der Konsole durch die Fahrbahnbelastung beträgt bei denkbar ungünstigen Annahmen (Unabhängigkeit von den Nachbarkonsolen usw.) nahezu 1 cm, wird aber unter Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Längsträger, des H.L.T., sowie insbesondere des Fußwegträgers 2 (Blechträger von rund 0,95 m Höhe) praktisch zu etwa 2 bis 3 mm geschätzt.

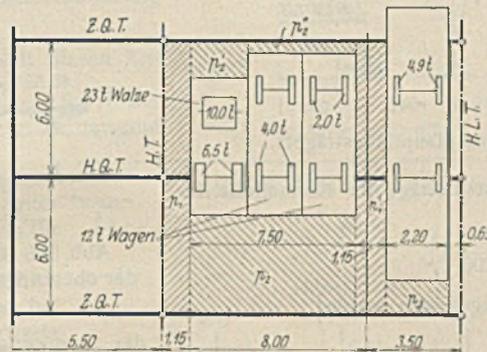


Abb. 12. Belastungsfall 1.

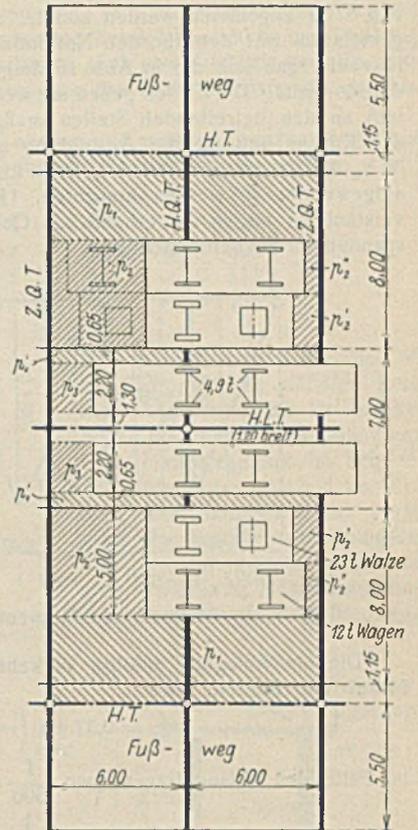


Abb. 13. Belastungsfall 2.

2. Hauptlängsträger der Fahrbahn.

Der Hauptlängsträger ist zugleich Abfangeträger für den Fall des Außerkräfttretens einer Hängestange (vgl. Abschnitt II, 2) und ist als doppelwandiger Blechträger mit 1,44 m Stehblechhöhe ausgebildet, der um rund 15 cm aus der Fahrbahn herausragt. Genau genommen hätten diese Träger als Balken auf sieben elastisch senkbaren Stützen berechnet werden müssen. Mit Rücksicht auf den schwer zu erfassenden Einfluß dieser Senkungen wurde jedoch eine einfachere Berechnung als Balken auf starren Stützen vorgezogen, welche im Zusammenhang mit dem Nachweis als Abfangeträger dem Wesen der Sache vollauf gerecht wird. In Abb. 15 sind die untersuchten Fälle dargestellt.

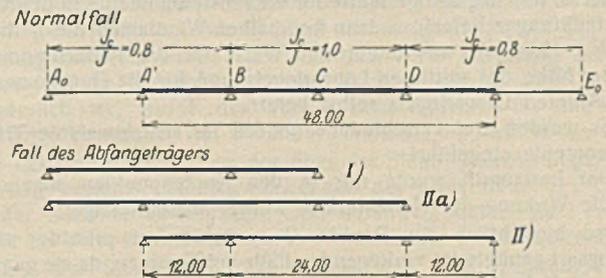


Abb. 15. Rechnungsfälle des Hauptlängsträgers.

Für den Fall des Abfangeträgers konnten dabei weitere Vereinfachungen angenommen werden (Balken auf drei bzw. vier Stützen). Bei Verkehrslast tritt nur eine Einzellast in Verkehrsmitte auf. Maßgebend ist der Belastungsfall 2 (Abb. 13), der jedoch nur die Höchstbelastung des Feldes, in dem die Fahrzeuge stehen, darstellt. Für die Nachbarfelder ergibt sich eine geringere Belastung, da hier außer den Straßenbahnwagen nur die gleichmäßige Ersatzlast von $p = 700$ kg/m² anzunehmen ist, was den Wert X_{ap} von 114,9 t für den Z.Q.T. im Belastungsfall 2 auf 90,6 t herabmindert. Man erhielt also sehr einfache Belastungsfälle, und zwar Lastgruppen von einer Last max P und zwei Lasten P in Feldmitte an den jeweils ungünstigsten Stellen, je nachdem min M_B , min M_C , max M_{A-B} oder max M_{B-C} bestimmt werden sollte. Als ungleichmäßige Temperaturänderung wurde ein Wert $\Delta t = t_o - t_u = 10^\circ$ C angenommen, was genügen dürfte, da der H.L.T. oben durch eine Asphaltdecke vor unmittel-

barer Sonnenbestrahlung geschützt ist. Ferner wurde mit gegenseitigen Stützenverschiebungen aus Montageungenauigkeiten gerechnet.

Die für den Fall des Abfangeträgers ermittelten Biegemomente wurden, da hier eine Spannung von $\sigma = 3600 \text{ kg/cm}^2$, also der Streckgrenze von St 52 zugelassen werden konnte, auf $\sigma = 1800 \text{ kg/cm}^2$ reduziert und gemeinsam mit den für den Normalfall ermittelten Werten aufgetragen. Hierbei ergab sich die in Abb. 16 dargestellte Kurve für die Grenzwerte der Momente. Die Zahlen geben an, welcher Fall der Abb. 15 ($N = \text{Normalfall}$) an den betreffenden Stellen maßgebend war. Man sieht auch aus der Kurve, daß für die Ausbildung als Abfangeträger schätzungsweise 30% des Gesamtgewichtes des H.L.T., das 97 t beträgt, also nur rd. 30 t aufgewendet zu werden brauchten. Bei der Bemessung waren selbstverständlich wegen der erheblichen Querkräfte (vgl. Abb. 15) die Schubspannungen zu berücksichtigen.

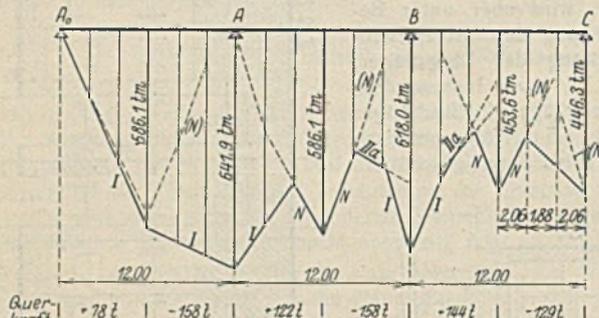


Abb. 16. Maßgebende Momente des Hauptlängsträgers.

Die Durchbiegung infolge Verkehrslast beträgt im Normalfälle im Mittel- und Endfeld etwa

$$\delta_p = 0,37 \text{ cm} \left(= \frac{1}{3200} l \right),$$

im Falle des Abfangeträgers (wo $\frac{1}{600} l$ zugelassen wurde)

$$\delta_p = 2,91 \text{ cm}, = \frac{1}{825} l \text{ für die Mittelfelder}$$

$$\text{bzw. } \delta_p = 3,65 \text{ cm}, = \frac{1}{655} l \text{ für die Endfelder.}$$

3. Oberer Windverband und obere Querrahmen.

Der untere Windverband, dessen Anordnung aus der Übersichtszeichnung (Abb. 4b) ersichtlich ist, dient — wie erwähnt — hauptsächlich als Montageverband. Der obere Verband (vgl. Teil II, 3), der einen doppelten Vierendeelträger darstellt, wurde nach dem Näherungsverfahren von Vieser*) unter folgenden vereinfachten Annahmen berechnet:

1. Der Träger ist eben. Als Feldweiten wurden die abgewickelten Maße eingesetzt.
2. Als Systemhöhe wurde einmal die ganze Höhe ($h = 25,30 \text{ m}$) angenommen (der mittlere Längsriegel ist also als nicht vorhanden gedacht, was ungünstige Werte für die Pfostenmomente in der Nähe der Hauptträger liefert), sodann bei halben Windlasten die halbe Höhe ($h = 12,65 \text{ m}$), was ungünstige Werte für die Pfostenmomente in der Nähe des mittleren Längsriegels und für die Gurtmomente des mittleren Längsriegels selbst liefert.
3. Es wurden drei verschiedene, jedoch für sich konstante Trägheitsmomente eingeführt.
4. Der Lastangriff wurde nur in den Knotenpunkten angenommen.
5. Die Wirkung der Normalkräfte wurde vernachlässigt.

Diese hinsichtlich des Punktes 2 zunächst fast primitiv wirkende Rechnungsart genügte im vorliegenden Falle vollkommen, da sie ungünstige Ergebnisse liefert, die bei einer statisch einwandfreieren Berechnung bestimmt unterschritten würden. Doch ist der etwaige Überschuß an Querschnitten nahezu belanglos, da bis auf den mittleren Längsriegel die Querschnittsgestaltung in weitaus größerem Maße von den Normalkräften im Obergurt der Querrahmen und des Hauptträgers, wenn nicht überhaupt von konstruktiven Gesichtspunkten abhängig ist, so daß durch eine eingehende Untersuchung kaum eine Baustoffersparnis zu erzielen gewesen wäre. Abb. 17 zeigt die Verteilung der Momente, Normal- und Querkräfte, auf einen halben Teil des Verbandes für Wind von 250 kg/m^2 . Für den mittelsten Pfosten, der nur bei ungleicher Belastung beider Trägerhälften beansprucht wird, wurden dabei die halben Werte der im Pfosten des Querrahmens in Punkt 4 auftretenden Momente in Rechnung gestellt.

Für die Obergurte der oberen Querrahmen wurden Querschnitte nach Abb. 18 verwendet. Die oberen Saumwinkel wurden zur konstruktiven

*) Dipl.-Ing. Dr. W. F. Vieser, Statische Berechnung der Vierendeelträger, Bautechn. 1927, Heft 18.

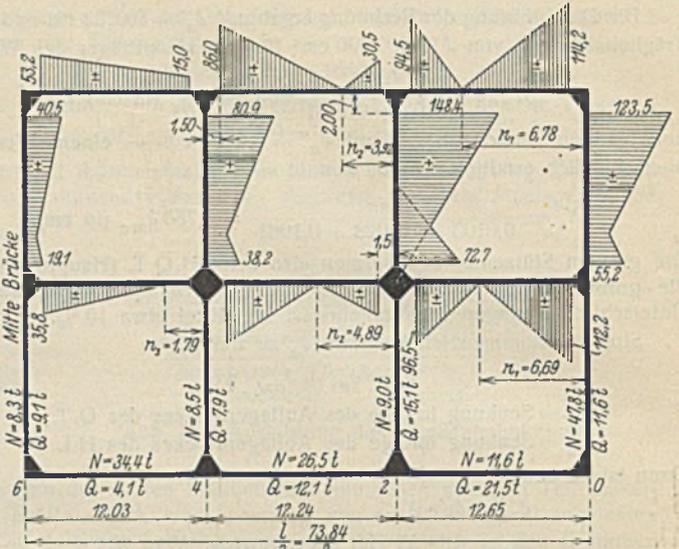


Abb. 17. Momente, Normal- und Querkräfte des oberen Rahmenverbandes.

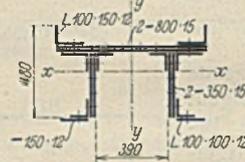


Abb. 18. Obergurt der oberen Querrahmen.

Durchbildung der Rahmenecken des oberen Verbandes benötigt (vgl. auch Abb. 7). Sie müssen ebenso wie die oberen Gurtwinkel bei den Rahmen in Punkt 2 und 4 auf die ganze Länge aus- bzw. eingewinkelt werden. Die größte Stabkraft im Stab 0_{III} beträgt 999 t, im Falle des Abfangeträgers (Rahmen in Punkt 4): 1460 t. Der Rahmen in Punkt 6 konnte der geringen Belastung entsprechend etwas schwächer bemessen werden. Wegen

der ungünstigen Annahmen bei der Ermittlung der Windmomente und der geringen Höhe des Querschnittes wurde für das Widerstandsmoment W_{yn} der volle Querschnitt in Rechnung gestellt. Der Spannungsnachweis wurde an mehreren Stellen mit dem jeweils auftretenden Moment geführt (Abb. 17). Die Knickzahl ω wurde dabei auf das mittlere Drittel des Stabes konstant und auf die seitlichen Stabdrittel nach einer Geraden von $\max \omega$ auf 1 abfallend angenommen, eine Annahme, die bei der Bemessung derartig beanspruchter Stäbe häufig gemacht wird. Meistens konnte eine gute Ausnutzung der Spannung erreicht werden (mit Wind $\sigma_{zul} = 2230 \text{ kg/cm}^2$). Für die Rahmen in Punkt 2 und 2 war mit Ausnahme von 0_{III} der Fall „Unbelastete Brücke“, für die Rahmen in Punkt 4 und 4 mit Ausnahme von 0_I der Fall „Belastete Brücke“ und für den Rahmen in Punkt 6 ausschließlich der Fall „Belastete Brücke“ maßgebend.

Für den mittleren Längsriegel wurden ganz ähnliche Querschnitte gewählt, deren Höhe aus ästhetischen Gründen mit rd. 63 cm als Mittelwert zwischen der Höhe der Obergurte der Querrahmen und des Hauptträgers gewählt wurde.

Die mittleren Hängestangen in Punkt 2 und 4 haben im Normalfälle eine ständige Last von 250 t aufzunehmen. In Punkt 6 ergaben sich infolge der bei der Berechnung des H.L.T. gemachten Annahmen nur 198 t. Für Verkehrslast war der Belastungsfall 2 maßgebend. Unter Beachtung der Fahrrichtungen ist jetzt einfach Abb. 13 für die Einzelasten auf die benachbarten Felder ausgedehnt zu denken, die außer durch Straßenbahnwagen nur durch die Ersatzlast von 700 kg/m^2 zu belasten sind. Daraus ergibt sich eine ganz ähnliche Belastung des H.L.T. wie die zur Ermittlung des Momentes $\min M_B$ benötigte (vgl. Abb. 14). Während dort $\max P$ im Feld A—B und P im Feld B—C stehen (vgl. Abb. 15 sowie die Ausführungen in Teil IV, 2, Abs. 2), muß jetzt $\max P$ über B, eine Last P' in den Öffnungen A—B und B—C, sowie die Last P in der Öffnung D—E stehen. $\max P$ hat nach Teil IV, 1 den Wert 116,5 t, für P' ist nach Teil IV, 2 der Wert 90,6 t zu setzen, P stellt aber einen kleineren Wert als P' dar (69,8 t), da die Lasten $\max P$ und P gleichzeitig wohl in 12 m Abstand auftreten können (wie bei der Berechnung des H.L.T.), nicht aber in 6 m Abstand, da hier ein Teil der Fläche infolge Inanspruchnahme durch die Wagenprofile nicht mit der Ersatzlast besetzt werden kann. Der Auflagerdruck $\max B$ ergibt sich mit diesen Lasten zu 210 t, der Auflagerdruck $\max C$ zu 200 t, so daß die Gesamtzugkraft der mittleren Hängestange in Punkt 2 und 4 = $230 + 210 = 440 \text{ t}$ und in Punkt 6 = $198 + 200 = 398 \text{ t}$ beträgt. Im Falle des Abfangeträgers entsteht im Punkt 4 $\max Z' = 407 + 226 = 633 \text{ t}$. Gewählt wurden Rundstahlstangen mit 18,1 cm Kerndurchmesser (20 cm Außendurchmesser), die eine Spannung von 1710 kg/cm^2 aufweisen.

Der Nachweis für das Auge der Hängestange erfolgte nach Bleich bzw. nach den Angaben von Bake, der das Auge als geschlossenen Ring auffaßt. Die Biegungsspannung am Innenrande (Punkt I der Abb. 4b) beträgt $\sigma = 1635 \text{ kg/cm}^2$, d. h. das 3,34fache der Spannung im unteren Teil der Hülse (Rechteck-Querschnitt 30 · 30 cm), liegt also weit unter dem zulässigen Werte der Elastizitätsgrenze, die für Stahlguß ungefähr zu $\frac{2800}{1,3} = 2150 \text{ kg/cm}^2$ angenommen werden kann.

4. Hauptträger und Endrahmen.

Die Ermittlung des Horizontalschubes geschah in der üblichen Weise nach der Methode der ω -Gewichte von Müller-Breslau. Für den ersten Rechnungsgang wurden dabei die Formänderungen der Füllungsstäbe vernachlässigt und die Querschnittsverhältnisse $\frac{F_c}{F_{om}}$ bzw. $\frac{F_c}{F_{um+1}}$ auf Grund einer Vorberechnung wie folgt angenommen:

$$\frac{F_c}{F_{o1}} = \frac{F_c}{F_{o2}} = 1,65; \quad \frac{F_c}{F_{o3}} = \frac{F_c}{F_{o4}} = 1,15; \quad \frac{F_c}{F_{o5}} = \frac{F_c}{F_{o6}} = 1,00;$$

$$\frac{F_c}{F_{u1}} = \frac{F_c}{F_{u2}} = 1,15; \quad \frac{F_c}{F_{u3}} = \frac{F_c}{F_{u4}} = 2,05; \quad \frac{F_c}{F_{u5}} = \frac{F_c}{F_{u6}} = 3,00.$$

Das Verhältnis $\frac{F_c}{F_z}$ wurde unter Berücksichtigung der geringen Ausnutzung des Zugbandquerschnitts zu $\frac{F_c}{F_z} = 1,10$ angenommen. Mit diesen Angaben ergab sich eine Mittelordinate der H-Linie von $\eta_0 = 0,941$. Die spätere Nachrechnung des Systems mit den wirklichen Querschnitten und mit Berücksichtigung der Füllungsstäbe ergab $\eta_0 = 0,987$.

Die Spannkraften infolge Eigengewicht wurden an sich rechnerisch ermittelt; jedoch wurden fast alle Einflußlinien unter rechnerischer Bestimmung aller Ordinaten zur Kontrolle auch für ständige Last ausgewertet. Hierbei möge erwähnt werden, daß sich beim Ablesen der Ordinaten in Fällen, wo die positive Beitragsfläche der negativen nahezu gleichkommt, selbst bei genauester zeichnerischer Auftragung sehr große Fehlerwerte ergeben können, welche bei den Füllungsstäben, bei denen der Multiplikator meist 0,2 bis 2,5 beträgt, bis zu 10%, bei den Gurtstäben, insbesondere beim Untergurt, bei denen der Multiplikator meist 2 bis 5 beträgt, jedoch bis zu 100% betragen können.

Zur Bestimmung der Knotenpunktlasten wurde das Gesamteigengewicht der Fahrbahntafel einschließlich Buckelplatten zu rd. 2280 t und das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion außer Lager und Buckelplatten zu rd. 1610 t ermittelt. Das ergab ein Gewicht von 26,1 t je m Hauptträger. Infolge der oberen Querrahmen ergeben sich an den Punkten 2, 4, 6 höhere Knotenpunktlasten als in den Punkten 1, 3, 5. Die Verfolgung der entsprechenden Auflagerreaktionen lieferte die Werte:

$$g \cdot \lambda = 95 \text{ t für den Zwischenknotenpunkt,}$$

$$g \cdot \lambda = 216 \text{ t für den Hauptknotenpunkt.}$$

Von den 95 t greifen 13,5 t an der oberen Gurtung und 81,5 t an der unteren Gurtung an, von den 216 t greifen 135,5 t an der oberen und 80,5 t an der unteren Gurtung an.

Als Knotenpunktlasten infolge Verkehrslast ergaben sich zunächst infolge der durchgehenden Ersatzlast von 600 kg/m² (Angaben einschließlich Stoßzahl):

$$43 \text{ t in jedem Zwischenknotenpunkt,}$$

$$105 \text{ t in jedem Hauptknotenpunkt.}$$

Dazu sind infolge der Streckenlasten, d. h. infolge des Mehrgewichtes der 23 t-Walze und des 12 t-Wagens sowie der Straßenbahnwagen, wie die genaue Verfolgung der Reaktionen der Querträger (maßgebend ist Belastungsfall 1, vgl. Abb. 12) zeigt, folgende zwei Lastgruppen möglich:

- 11,8 t in den Knotenpunkten mit ungerader Ordnungszahl (Zwischenknotenpunkten) und 8,5 t im Nachbarknotenpunkt; die Summe beträgt 28,8 t.
- 22,3 t in den Knotenpunkten mit gerader Ordnungszahl (Hauptknotenpunkten m) und 2,2 t im Nachbarknotenpunkt ($m+1$), ferner 1,1 t in den Knotenpunkten ($m+2$); die Summe beträgt $28,9 = \text{rd. } 28,8 \text{ t}$ (wie vor).

Von diesen Lastgruppen war bei der Auswertung der Einflußlinien jeweils die ungünstigere einzuführen. Bei der Auswertung der Einflußlinien für die Pfosten ist außerdem zwischen Lasten oben und Lasten unten zu unterscheiden. Die 43 t können lediglich an der unteren Gurtung angreifen, von den 105 t greifen 62 t an der oberen und 43 t an der unteren Gurtung an. An die Stelle der obigen Lastgruppe 1 und 2 treten dann die nachstehend dargestellten Lastgruppen (Abb. 19a u. b). Aus den Reaktionen für Belastungsfall 1 der Querträger wurden auch die Zugkräfte in den seitlichen Hängestangen ermittelt. Hierbei ergaben sich für die Hauptknotenpunkte naturgemäß höhere Werte, da hier eine Seitenkraft infolge des Knickes des Zugbandes, das nur über zwei Felder geradlinig durchläuft, entsteht. Ermittelt wurden

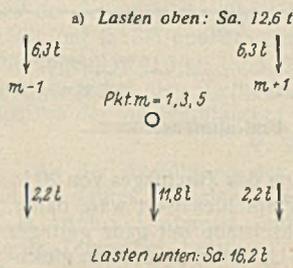
- für Punkt 1, 3, 5 $Z = 137 \text{ t}$
- " " " " " " $Z = 141 \text{ t}$
- " " " " " " $Z = 155 \text{ t}$
- " " " " " " $\text{max } Z = 158 \text{ t}$.

Gewählt wurden Rundstahlstangen mit 14,3 cm Kerndurchmesser und 16 cm Außendurchmesser. Die Spannung beträgt nur 980 kg/cm² (zulässig 1800 kg/cm²). Die Stangenquerschnitte sind also reichlich gewählt, was mit Rücksicht auf das bessere Aussehen der mittleren Hängestangen angebracht erschien.

Nachstehend seien noch die oberen und unteren Grenzwerte der mit den angegebenen Lasten sich ergebenden Spannkraften angegeben:

$$\begin{array}{ll} \text{min } O_{v1} = -1987 \text{ t} & \text{min } O_1 = -347 \text{ t} \\ \text{min } U_{v1} = -268 \text{ t} & \text{min } U_1 = -2025 \text{ t} \\ \text{max } D_4 = +599 \text{ t} & \text{max } D_5 = +396 \text{ t} \\ \text{min } D_6 = -37 \text{ t} & \text{max } V_6 = +111 \text{ t} \\ \text{min } V_2 = -444 \text{ t} & \text{min } V_6 = -108 \text{ t} \\ \text{max } S \text{ (Zugband)} = +1741 \text{ t} & \end{array}$$

Von diesen Werten entfallen 60 bis 65% auf die ständige Last. Eine Ausführung als Dreigelenkbogen für einen Teil der ständigen Last (Montagegelenk im Scheitel des Untergurtes während der Wirkung des Stahlgewichtes) ergab zwar eine bessere Ausnutzung der mittleren Untergurtstäbe und eine sehr erwünschte Herabminderung der ohnehin wegen der Biegungs-



b) Lasten oben: Sa. 12,7 t (≅ 12,6)

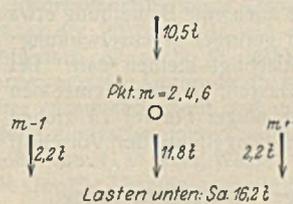


Abb. 19a u. 19b. Zusätzliche Lastgruppen zur Auswertung der Einflußlinien.

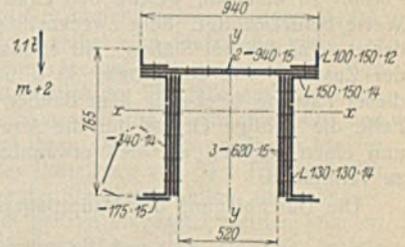


Abb. 20. Obergurt des Hauptträgers.

momente sehr hohen Beanspruchungen des Obergurtes, mußte aber wegen des konstruktiv schwierigen Anschlusses des mittlsten Querrahmens im statisch bestimmten System (also ohne den Stab O_{v1}) fallen gelassen werden. Auch wäre dabei nicht die sonst zu erreichende Gewichtsersparnis (vgl. u. a. Norderelbebrücke in Hamburg) erzielt worden, da das Gewicht des Zugbandes wegen der hier vorgenommenen Spannungsherabsetzung um 15% (vgl. Teil III, 2) infolge des höheren Horizontalschubes stärker zunimmt, als das Gewicht des Fachwerkbogens abnimmt.

Die Querschnittsgestaltung des Obergurtes ist derjenigen beim Querrahmen ganz ähnlich. Abb. 20 stellt den Größtquerschnitt O_{v1} dar. Der Spannungsnachweis wurde auch hier mit einer Abstufung der ω -Werte geführt. Da die Gurtkraft auf der Knicklänge von rd. 12 m sprunghaft veränderlich ist, wurde der Wert ω nach Bleich⁵⁾ für eine reduzierte Knicklänge bestimmt. Als Widerstandsmoment W_{yn} wurde hier wegen der Höhe des Querschnitts nur der über der Stehblechmitte liegende Teil in Rechnung gestellt. Die Abweichungen der Schwerlinie des Obergurtes von der mittleren Schwerachse sind durchweg kleiner als 1 cm und betragen bei den am meisten durch Normalkräfte ausgenutzten Stäben O_v und O_{v1} nur 0,35 cm. Trotzdem war eine gute Spannungsausnutzung möglich. Für die Untergurtstäbe U_1 und U_2 mußten H-Querschnitte verwendet werden, da ein Anschluß der Bindebleche nicht mehr möglich war. Für das Zugband wurde ein doppelter Kreuzquerschnitt gewählt.

Hingewiesen werden möge noch auf den Fall der Wechselstabwirkung, der hier bei den Stäben U_5, U_6, V_6 auftritt. Bei D_6 ist beispielsweise

$$\text{max } D_6 = 417 \text{ t; min } D_6 = -37 \text{ t.}$$

Nach Din 1073 (Berechnungsgrundlagen für Straßenbrücken) ist für den Anschluß eine Nietfläche von

$$F_s = \frac{1}{0,8} \cdot 1,20 \cdot \frac{\text{max } D_6}{\sigma_{zul}}$$

erforderlich. Der Stab selbst ist offenbar ohne Wechselwirkung zu berechnen, was aber nicht klar ausgesprochen wird. Die Rücksichtnahme auf den ganz unwesentlichen Wert $\text{min } D_6 = -37 \text{ t}$ ergibt hier infolge des Zuschlages von 20% ein besonders langes Knotenblech. Dieser Nachteil

⁵⁾ Vgl. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 183 ff., Berlin, Jul. Springer.

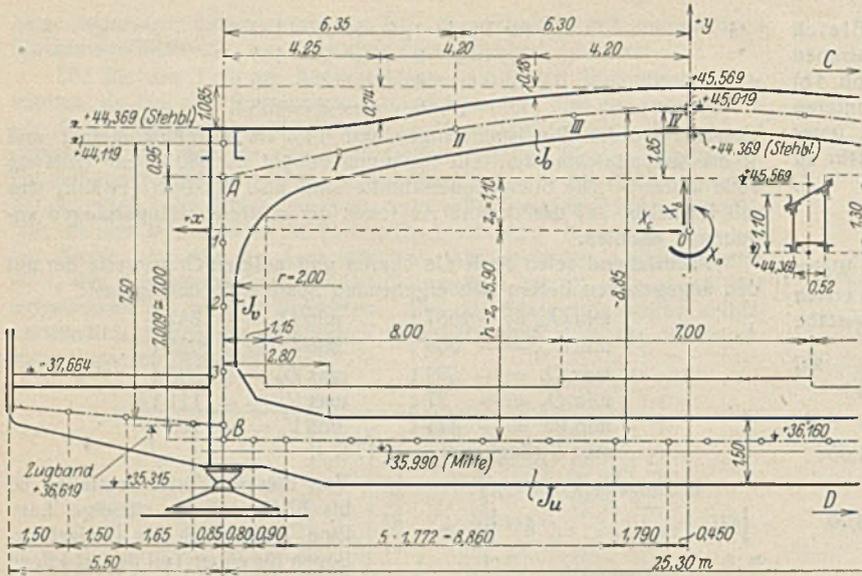


Abb. 21. System des Endrahmens.

würde bei der für St 52 beabsichtigten Erhöhung des Zuschlages von 20% auf 30% noch mehr in Erscheinung treten. Empfehlenswert wäre daher, diese Bestimmung der Din 1073, welche Wechselstäbe mit ganz geringer und solche mit sehr starker Wechselwirkung zu Unrecht vollkommen gleichartig behandelt, durch eine nach Art der Reichsbahnvorschrift gebildete Formel zu ersetzen, welche den Grad der Wechselwirkung in einfacher Weise berücksichtigt. Sehr zweckmäßig würde auch eine Bemerkung etwa derart sein, daß bei Stäben „mit offensichtlich geringer Wechselwirkung“ der Zuschlag von 20% bzw. 30% unberücksichtigt bleiben darf. Bei dieser Fassung bliebe es dem Bauherrn überlassen, in jedem einzelnen Falle die richtige Grenze für die Anwendung obiger Formel zu ziehen und einen Nachteil wie den erwähnten ohne Umgehung der Vorschrift zu vermeiden.

Die Durchbiegung des Hauptträgers infolge Verkehrslast beträgt

$$\delta_{max} = 4,18 \text{ cm} \left(= \text{rd. } \frac{1}{1720} l \right),$$

die Durchbiegung infolge Eigengewicht beträgt einschließlich Längenänderung der mittelsten Hängestange

$$\delta_g = 9,53 \text{ cm} \left(= \frac{1}{760} l \right).$$

Für die Überhöhung der Träger war folgende Überlegung maßgebend: Die Unabhängigkeit zwischen Fahrbahn und Zugband hat zwar den großen Vorteil, daß die Fahrbahntafel in keiner Weise als Zugband mitwirken kann, ergibt aber Schrägstellungen der Hängestangen bei ungleichmäßiger Erwärmung von Bogen und Fahrbahn, sowie bei lotrechter Belastung, d. h. schon bei Übernahme des Eigengewichtes nach dem Absetzen der Brücke. Die Schrägstellung wirkt sich hier besonders ungünstig bei der sehr kurzen Hängestange in Punkt I aus, also in der Nähe des beweglichen Auflagers, wo die einzige Fahrbahnunterbrechung vorgesehen wurde. Das ganze System der Hauptträger wurde daher so viel kürzer ausgeführt, daß die Hängestangen bei Aufnahme des wesentlichsten Teils der ständigen Last und eines Viertels der Verkehrslast senkrecht stehen, und zwar wurde von dem wirklich vorhandenen Eigengewicht (Abb. 9a) von 810 kg/m² ausgehend für die Verkehrslast der sonst übliche Wert von 1/2 deshalb auf 1/4 herabgesetzt, weil bei den vorhandenen Breitenabmessungen und Rechnungsannahmen die am häufigsten auftretende Belastung kaum höher sein dürfte. Dies ergab eine gegenseitige Verkürzung der Entfernung zwischen den Punkten 1 und I von 20 mm und eine Verkürzung der Stützweite von 26,1 mm. Für diesen veränderten Zustand wurden die zugehörigen Überhöhungen bestimmt, die also auch für die wirkliche ständige Last und 1/4 der Verkehrslast gelten. In der Mitte ergab sich eine Überhöhung von 8,02 cm einschließlich Längenänderung der mittelsten Hängestange.

Die Berechnung des Endrahmens (vgl. Abb. 21) erfolgte nach der hierfür üblichen Methode von Castigliano. Auf Grund eines ersten Rechnungsganges wurde angenommen:

$$\frac{J_u}{J_o \cdot \cos \varphi} = 4,5 \text{ und } \frac{J_u}{J_o} = 3,5.$$

Der zweite Rechnungsgang ergab fast völlige Übereinstimmung mit diesen Werten. In Abb. 22 sind die größten Momente aufgetragen, wie sie sich aus der Summierung der einzelnen Belastungsfälle ergeben. Aus Abb. 22 geht auch hervor, daß der Fall des Abfangeträgers (für den H.L.T.) die Querschnittsgestaltung an keiner Stelle beeinträchtigt. Für den unteren Riegel und die Pfosten mußten in der Mitte recht erhebliche Querschnitte

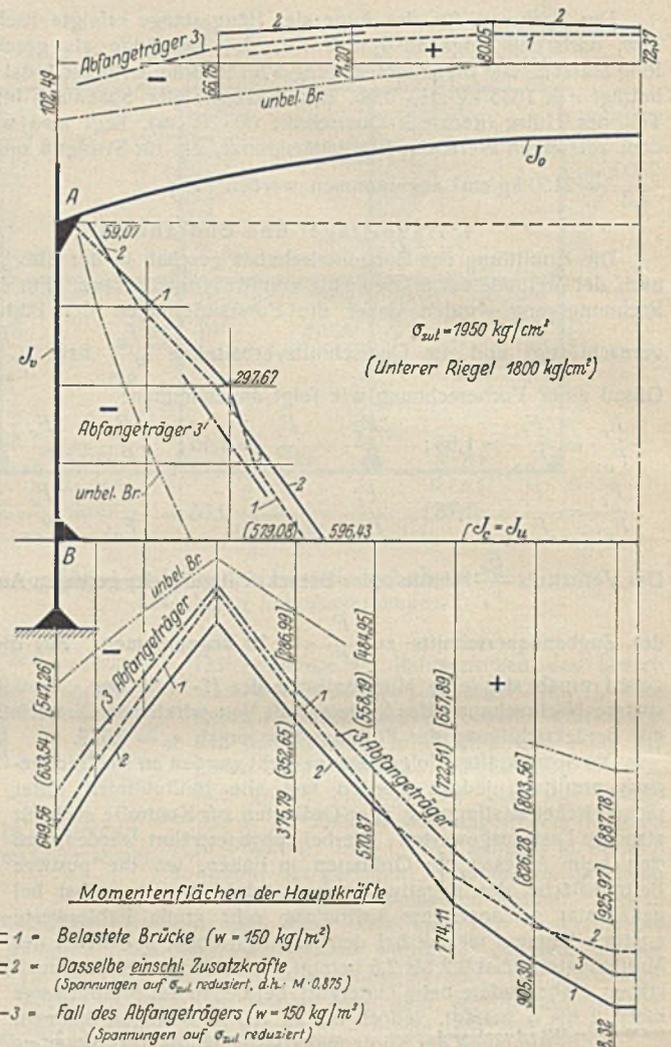


Abb. 22. Maßgebende Momente des Endrahmens.

aufgewendet werden (Abb. 23 u. 24). Die im Interesse der Unterhaltung dringend erforderliche Zugänglichkeit des Pfostenquerschnittes (Abb. 24) wurde an einem Holzmodell in natürlicher Größe erprobt. Die Öffnungen in den Schottwänden betragen 34 · 34 cm, höhere Einsteigöffnungen genügen mit 28 cm Breite. Eine Aufhängung des unteren Querriegels an dem oberen Riegel durch eine Zugstange ähnlich den anderen Querrahmen dürfte zweifellos einen bedeutenden Ausgleich der Biegemomente durch Erhöhung der Momente des oberen und Herabsetzung der Momente des unteren Riegels bei geringerem Gesamtgewicht zur Folge gehabt haben, doch wurde hiervon mit Rücksicht auf das gute Aussehen des Endrahmens und der freien Übersicht über die Fahrbahn gerade an dieser Stelle Abstand genommen.

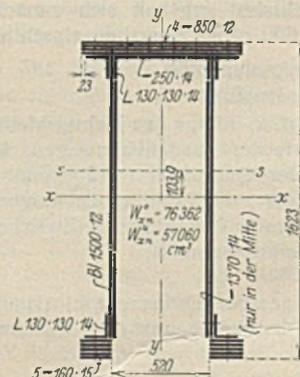


Abb. 23. Unterer Riegel des Endrahmens (Größtquerschnitt).

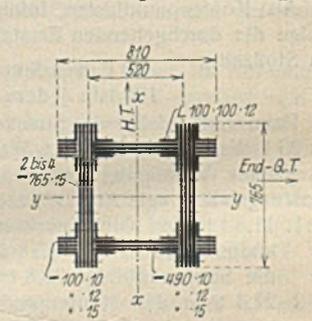


Abb. 24. Pfosten des Endrahmens (Größtquerschnitt).

momente durch Erhöhung der Momente des oberen und Herabsetzung der Momente des unteren Riegels bei geringerem Gesamtgewicht zur Folge gehabt haben, doch wurde hiervon mit Rücksicht auf das gute Aussehen des Endrahmens und der freien Übersicht über die Fahrbahn gerade an dieser Stelle Abstand genommen.

5. Gewichte.

Nachstehend sind die Stahlgewichte der einzelnen Bauteile nach dem Angebot zusammengestellt. Verhältnismäßig hohe Werte lieferten die fünf Querrahmen sowie die Endrahmen.

Buckelplatten und Flachbleche (St 37)	113 + 15 =	128 t	
Konsolen, Fußsteigträger (St 37)	170 t		
Schleppträger (einschließlich Verankerungen usw. (St 37)	25 t	} 225 t	
Abschlußträger an der Schildmauer (St 37)	30 t		
Querträger (St 52)	133 t		
Fahrbahnträger (St 52)	94 t	} 342 t	
Unterer Windverband (St 52)	18 t		
Hauptlängsträger (H.L.T.) (St 52)	97 t		
Endquerträger (St 52)	57 t		
Endpfosten (St 52)	52 t		
Obere Querrahmen (St 52)	179 t		
Hauptträger (ohne Zugband) (St 52)	437 t		
Zugband (St 52)	150 t	} 990 t	
Oberer Windverband (St 52)	43 t		
Endrahmen, oberer Riegel (St 52)	41 t		
Seitliche Hängestangen (22 Stück) (St 52)	19 t		
Mittlere Hängestangen (5 Stück) (St 52)	12 t		
Stahlgußteile (Stg 52-81 S), Lager der Hauptträger (ein festes, zwei einseitig bewegliche und ein allseitig bewegliches) ohne Rollen	19 + 2 · 24 + 27 =	94 t	
Lager des H.L.T. auf dem Endquerträger sowie der Schleppträger auf der Schildmauer	2 + 2 =	4 t	} 130 t
Obere Aufhängungskörper der seitlichen Hängestangen	6 t		
Dilatationskörper der Fahrbahn (Fingerkonstruktion) sowie Führungskörper des Zugbandes in den Q.T.-Öffnungen	24 + 2 =	26 t	
Geschmiedeter Stahl (St C 35-61), Augen für seitliche Hängestangen (unten) einschließlich Bolzen	10 t		} 35 t
Augen für mittlere Hängestangen (unten und oben) einschließlich Bolzen	9 t		
Lagerrollen f. bewegl. Lager d. Hauptträger (6 · 4 = 24 Stück)	16 t		
		Summe	1850 t

f) Hauptträger (einschließlich Endpfosten zur Hälfte) und seitliche Hängestangen einschließlich Stahlgußteilen bzw. geschmiedetem Stahl (587 + 26 + 19 + 6 + 10 = 648 t) (davon Zugband 150 t = 0,055 t/m ²)	Übertrag 0,387 t/m
Summe (1740 t):	0,616 t/m ²
Lager (Stahlguß) einschließlich Rollen (geschmiedeter Stahl) (94 + 16 = 110 t):	0,039 t/m ²
Summe	0,655 t/m ²

Bei Wahl von St 37 würden sich etwa 0,760 t/m² (rd. 2150 t) ergeben, bei Berechnung nach der in einzelnen Punkten abweichenden Din 1073 und ebenfalls St 37 wiederum rd. 0,680 t/m² (rd. 1930 t), bei Din 1073 und St 52 rd. 0,600 t/m² (rd. 1700 t). Ein Vergleich mit den bisher ausgeführten Brücken kann höchstens mit dem Wert 0,680 t/m² erfolgen, auch darf ihm mit Rücksicht auf die jeweils ganz anders gelagerten Verhältnisse, insbesondere die Längen- und Breitenabmessungen, naturgemäß nur ein bedingter Wert zugeschrieben werden. Beispielsweise beträgt das Gewicht der Kronprinzen-dammbrücke (vier vollwandige Hauptträger ohne Zugband) 0,420 t/m² (St 37), das der Schloßbrücke Charlottenburg (vollwandiger Bogen mit Zugband) 0,590 t/m² (St 37) und das der Hugo-Preuß-Brücke (Hängebrücke mit drei Öffnungen) rd. 1 t/m² (St 37, Kette St 48). Ganz abgesehen von den Ersparnissen bei den Tiefbauarbeiten kann also das gewählte System hinsichtlich des Stahlverbrauches nicht als unwirtschaftlich bezeichnet werden.

V. Schlußbemerkung.

An der Ausführung des Bauwerkes wurden auf Grund einer Ende vorigen Jahres erfolgten öffentlichen Ausschreibung die Stahlbaufirmen C. H. Jucho, Dortmund, und Steffens & Nölle Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof, beteiligt. Zur Zeit ist gerade die Errichtung der über die ganze Spree freitragenden Montagerüstung beendet, die ein Arbeiten ohne eine Beeinträchtigung der Schifffahrt ermöglicht und zudem jegliche Leitwerkskonstruktionen erspart. Die 8 m hohen, fachwerkartigen Hauptträger der Rüstung, die wie die Brücke selbst eine Stützweite von 72 m aufweisen (Gewicht je 180 t), mußten hierbei mit Rücksicht auf den fertiggestellten Untergrundbahntunnel seitlich der Baustelle am nördlichen Ufer zusammengebaut und mit Hilfe von zwei Finowkähnen an Ort und Stelle eingeschwommen werden. Auf ihren Obergurten läuft ein bis zur Höhe von 41 m über Wasser ragender Portalkran von 35 t Tragkraft, der die Gewähr für eine schnelle Montage der Stahlkonstruktion, insbesondere auch der oberen Querrahmen, die im ganzen eingesetzt werden können, bietet. Eine nähere Erläuterung dieser interessanten Montage, sowie eine Beschreibung der konstruktiven Besonderheiten des Bauwerkes und der umfangreichen Gründungsarbeiten im Zusammenhang mit dem Bau des Spreeunnens, der Ufermauern und des neuen Reichsbahnviaduktes konnte nicht Inhalt dieses Aufsatzes sein. Die im Interesse des Gesamtvorhabens wünschenswerte Würdigung dieser vielseitigen Bauvorgänge dürfte Gegenstand eines späteren Aufsatzes in der „Bautechnik“ sein.

Von Interesse ist noch die Zusammensetzung der Einheitsgewichte, die sich bei einer Grundrißfläche von 36,30 · (72,00 + 2 · 2,80) = rd. 2820 m² wie folgt ergibt:

a) Buckelplatten und Flachbleche (128 t)	0,045 t/m ²
b) Fahrbahn und Fußwege einschließlich Endquerträger und Stahlguß für die Dilatation (567 + 57 + 4 + 26 = 654 t)	0,232 t/m ²
c) Oberer Windverband (43 t)	0,015 t/m ²
d) Obere Querrahmen und mittlere Hängestangen einschließlich geschmiedetem Stahl (179 + 12 + 9 = 200 t)	0,071 t/m ²
e) Endrahmen (einschließlich Pfosten zur Hälfte) ohne Endquerträger (41 + 26 = 67 t)	0,024 t/m ²
Zu übertragen 0,387 t/m ²	

Einige Bemerkungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten (DIN 4100).

Alle Rechte vorbehalten.

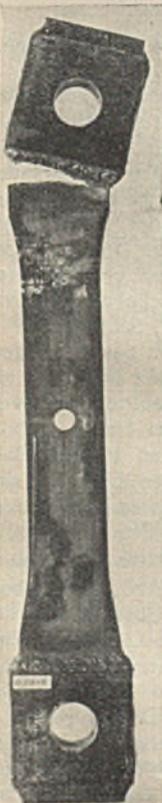
Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

Nach den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten vom 10. Mai 1931¹⁾ (DIN 4100, Abschn. I, § 4, Ziff. 4) ist die durch das Einbrennen der Schweiße hervorgerufene Werkstoffänderung nicht

¹⁾ Heftausgabe 0,80 RM. Berlin 1931. Wilh. Ernst & Sohn. Vgl. a. Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. 3. Aufl. Berlin 1931. Wilh. Ernst & Sohn.

als Schwächung des Querschnitts anzusehen. Nun haben aber die von Professor Graf, Stuttgart, angestellten Dauerversuche mit geschweißten Stahlbauteilen ergeben, daß die Schwächung der Stabquerschnitte beim Anschluß durch das Einbrennen der Schweiße unter Umständen außerordentlich groß sein kann.

Bei dem in Abb. 1 dargestellten Prüfkörper, der zur Feststellung der Dauerfestigkeit des gelochten Stabes aus St 37 dienen sollte und an den Einspannstellen durch Aufschweißen von Blechen verstärkt war, ist beim Dauerzugversuch in der Pulsationsmaschine der Bruch durch Anrisse an der Schweißstelle eingeleitet worden, während in dem durch das Nietloch ver-



$F_2 = 8,78 \text{ cm}^2$
 $\sigma_2 = 995 \text{ kg/cm}^2$

$F_1 = 5,14 \text{ cm}^2$
 $\sigma_1 = 1700 \text{ kg/cm}^2$

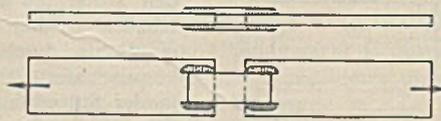


Abb. 2. Prüfkörper nach DIN 4100, § 8.

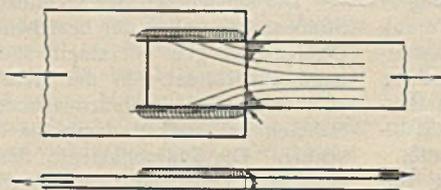


Abb. 4. Ungleichmäßige Spannungsverteilung.

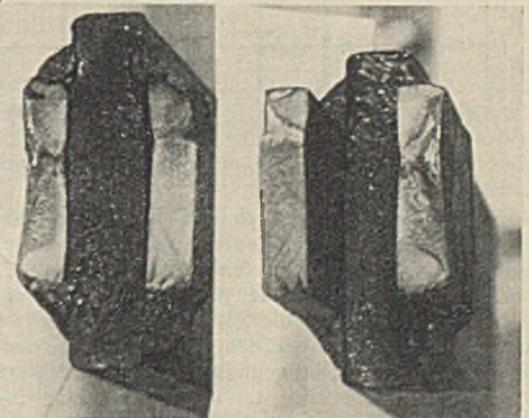


Abb. 3. Dauerbrüche der Versuchskörper nach Abb. 2.

Abb. 1. Zerstörung nach 1821 400 Lastwechseln.

schwächten Querschnitt noch kein Schaden zu erkennen war. Der Bruch des Stabes ist nach 1821400 Lastwechseln zwischen $P_u = +250$ kg und $P_o = +8740$ kg erfolgt. Die mittlere Spannung im Bruchquerschnitt errechnet sich zu $\frac{8740}{8,78} = 995$ kg/cm², betrug also nur rd. 50% der Ursprungsfestigkeit des gelochten Stabes. Hieraus geht unzweideutig hervor, daß der Prüfstab St 37 durch das Aufsetzen der Decklaschen nicht nur nicht verstärkt, sondern durch das Einbrennen der Schweißbe zu beiden Seiten des Bleches außerordentlich verschwächt worden ist. Die Querschnittsverchwächung betrug im vorliegenden Fall zwischen 50 und 70%.

Bei dem in Abb. 2 dargestellten Prüfkörper aus St 37 (Probstück der Zulassungsprüfung für den Auftragnehmer entsprechend DIN 4100, § 8) waren die Laschen durch Flankennähte angeschlossen. Der Körper wurde in der Amslerschen Pulsationsmaschine der Dauerprüfung unterworfen. Der Bruch erfolgte nach 280 400 Lastwechseln zwischen $\sigma_u = +0,5$ kg/cm² und $\sigma_o = +1200$ kg/cm² (Abb. 3). Die Anrisse in den Laschen gingen von den Einbrandstellen an den Enden der Flankenschweißnähte aus. Die Flankennähte bedingen durch die Kraftübertragung an den Rändern der

Laschen eine ungleichmäßige Spannungsverteilung im Anschlußquerschnitt, wie in Abb. 4 angedeutet, außerdem treten infolge des einseitigen Anschlusses der Laschen Biegungsspannungen und Randspannungserhöhungen auf. An der höchstbeanspruchten Stelle hat der Werkstoff durch das Einbrennen eine Veränderung erfahren. So ist zu erklären, daß der Dauerbruch ziemlich tief unter der nach der üblichen Rechnung ermittelten zulässigen Belastung auftrat. Infolge des ungenügenden Anschlusses konnte die Ursprungsfestigkeit der Laschenquerschnitte nur mit 50% ausgenutzt werden.

Aus den Versuchen ist zu ersehen, daß die Vorschriften für geschweißte Stahlbauten eine betriebssichere Ausbildung und Ausführung von dynamisch beanspruchten Stahlbauten nicht gewährleisten. Auf jeden Fall muß versucht werden, die ungünstigen Auswirkungen des Einbrennens der Schweißbe hinsichtlich der Querschnittsverchwächung auf ein Mindestmaß zu beschränken. Schon die wenigen Dauerversuche, die von Professor Graf durchgeführt sind und deren grundsätzliche Ergebnisse durch Versuche anderer Forschungsstellen bestätigt worden sind, beweisen die Notwendigkeit, die Berechnungsgrundlagen DIN 4100 recht bald einer entsprechenden Nachprüfung zu unterziehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Neubau der Knabenberufsschule in Hindenburg (O.-S.).

Von Dipl.-Ing. E. Wachsmann, Hindenburg (O.-S.).

Mitte 1929 erfolgte durch den Magistrat der Stadt Hindenburg (O.-S.) die Ausschreibung für die Stahl-, bzw. Betonskelettkonstruktion dieses Gebäudes nach den Plänen des Architekten Prof. Dominikus Böhm in Köln.

Auf der inneren (Ost-)Seite sind diesen Flügeln zwei Treppenhäuser vorgelagert. Auf der Südseite grenzt der Längsbau an die bestehende Oberrealschule. Hier mußte in den unteren beiden Geschossen des Längsbauens Raum für die Durchführung eines Straßenzuges geschaffen werden

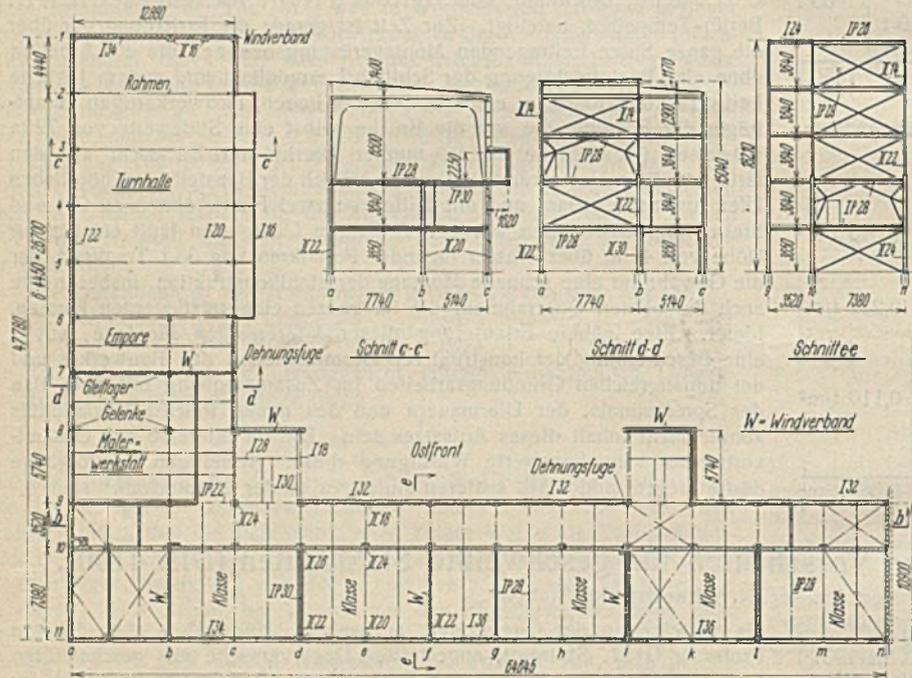


Abb. 1. Grundriß und Querschnitte.

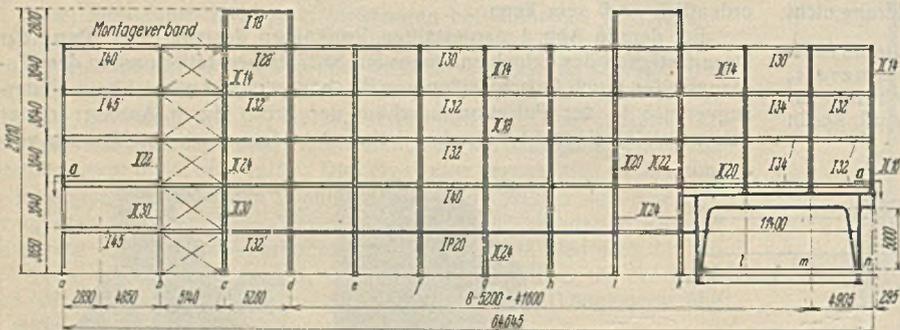


Abb. 2. Längsschnitt.

Nach scharfem Wettbewerb gegen Eisenbeton und Ziegelbau gelang es der Vereinigte Oberschlesische Hüttenwerke Akt.-Ges., Werk Donnersmarkhütte, Hindenburg (O.-S.), diesen Bau in Stahlskelettkonstruktion in Auftrag zu nehmen. Bestimmend für diese Entscheidung des Bauausschusses war die Rücksicht auf den teilweise schlechten Baugrund und etwaige Bergschäden, da man sich von den Vorzügen der Stahlkonstruktionen bei derartig ungünstigen Verhältnissen überzeugt hatte.

Das Gebäude besteht im wesentlichen aus zwei rechtwinklig aufeinanderstoßenden Flügeln (Abb. 1), einem Längs- und einem Querbau. Der nicht unterkellerte Längsbau weist über dem Boden insgesamt fünf Geschosse mit oberer Flachdachbegrenzung auf (Abb. 1, Schnitt e—e).

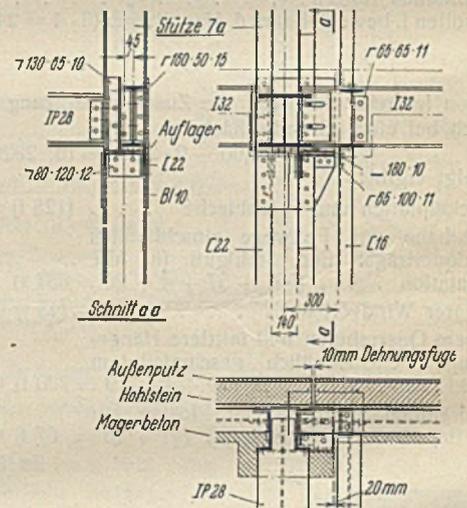


Abb. 3. Konstruktive Durchbildung der Dehnungsfuge.

(Abb. 2). Außerdem wird dieser Bau zwischen den beiden Treppenhäusern ungefähr rechtwinklig durch das Beuthener Wasser gekreuzt (Abb. 6), in dessen Bereich die Fundamente für die Stützen unabhängig von den Kanalwänden durchgeführt wurden, um diese nicht zu belasten und um beide Bauwerke unabhängig voneinander zu gründen. Der Querbau ist unterkellert und hat vier Obergeschosse (Abb. 1, Schnitt d—d). Er enthält neben verschiedenen Gebrauchsräumen in den beiden Obergeschossen auf etwas über 22 m Länge die Turnhalle (Abb. 1, Schnitt c—c).

Die Stützen des Stahlskeletts sind in beiden Flügeln nur bis zum Gelände herabgeführt. Mit Rücksicht auf den schlechten Baugrund und etwa auftretende Bergschäden ist der Gesamtbau durch zwei bis zur Fundamentsohle durchgeführte Dehnungsfugen in drei Baukörper unterteilt. Diese Dehnungsfugen befinden sich in der Stützenreihe i_0-i_1 des Längsbauens und in der Stützenreihe 7_a-7_c des Querbauens. Die konstruktive Ausbildung der Dehnungsfuge an der Stütze 7_a der nördlichen Längswand des Querbauens ist aus Abb. 3 zu ersehen.

Die auf Wunsch des Architekten sichtbar bleibende Überbrückung des Straßenzuges neben der bestehenden Oberrealschule im Längsbau ist als Zweigelenkbogen mit einem südlich anschließenden Kragarm und Zugband ausgebildet. In der Tiefe des Längsbauens sind insgesamt vier solcher Zweigelenkrahmen nebeneinander angeordnet. Der Kragarm der Rahmen war bedingt durch die Rücksicht auf die benachbarte Oberrealschule. Die Südfundamente der Rahmen sind in etwa 3 m Entfernung von der Giebelwand der Oberrealschule angeordnet, damit diese bei der Herstellung der Fundamente unberührt bleiben konnte und beim Rammen der Pfähle für die Fundamente nicht beschädigt wurde. Da die Rahmenfundamente außerdem mit Rücksicht auf den schlechten Bau-

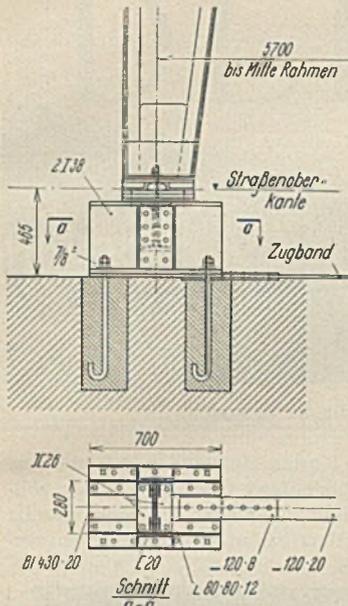


Abb. 4. Fußpunkt des Rahmens mit Anschluß des Zugbandes.

grund keinen Horizontalschub aufnehmen sollten, war die Anordnung eines Zugbandes geboten. Dieses Zugband ist, wie Abb. 4 zeigt, in Höhe der Fundamentkrone, also etwa $\frac{1}{2}$ m unterhalb der Straßenoberkante, angeordnet. Die im Lichten etwa 13 m breite Turnhalle im Quergebäude wird ebenfalls von Zweigelenkrahmen überspannt, die nach Fertigstellung des Gebäudes sichtbar blieben (Abb. 1, Schnitt c-c und Abb. 6).

Die Decken sind als gestelzte Hohlsteindecken zwischen Stahlträgern ausgebildet und sind oberhalb der Trägerflansche mit einer Auffüllung aus Schlacke und Sand zur Schalldämpfung versehen. Aus dem gleichen Grunde wurden alle Unterzüge auf den Stützen mittels Antivibrationsplatten verlagert. Im Querbau und in den anschließenden Korridoren sind Decken mit glatter Unterseite gewählt, da diese Räume eine besondere architektonische Ausstattung erhalten.

konstruktion zwischen den Stützen zur Befestigung der Stahl-Fensterrahmen wurde geschweißt, da diese in der Turnhalle und in den Treppenhäusern unverkleidet bleibt und auf gefälliges Aussehen der Stahlkonstruktion an diesen Stellen besonderer Wert gelegt werden mußte.

Zur Aufnahme der Windkräfte sind in geeigneten Ebenen reichlich Windverbände eingebaut (Abb. 1).

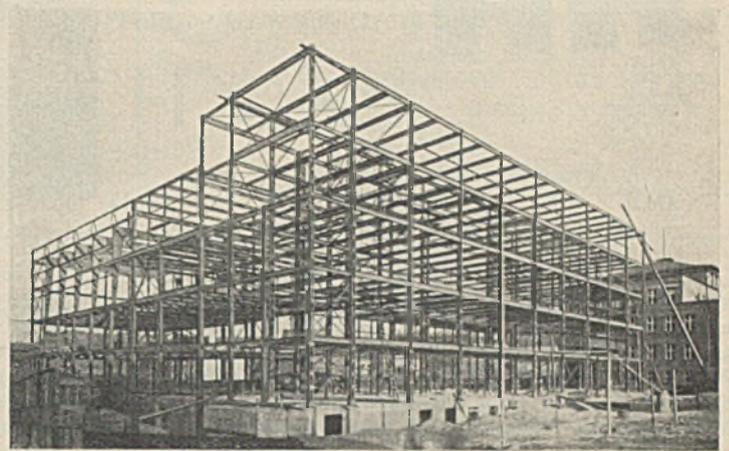


Abb. 5. Ansicht nach beendeter Montage des Stahlskeletts.

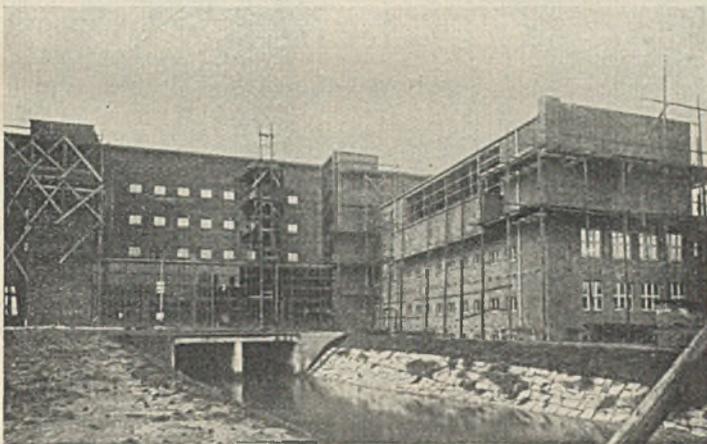


Abb. 6. Rückansicht.



Abb. 7. Vorderansicht.

Die Ausmauerung der Umfassungswände erfolgte in 12 cm-Hohlsteinen bzw. -Klinkern mit einer 25 cm starken Schicht Schlackenziegeln zusätzlich Außen- und Innenputz.

Das Gesamtgewicht einer solchen Wand beträgt 480 kg/m^2 , die Zwischenwände sind durchweg in porösen Hohlsteinen gemauert. An den Außenstützen sind außerdem zur Isolierung noch Korkplatten vorgesehen.

Der Berechnung sind folgende Nutzlasten zugrunde gelegt:

- für gewöhnliche Klassenräume 350 kg/m^2 ,
- für die Turnhalle, die Flure, die Treppenpodeste und Läufe, die begehbare, horizontale Dachfläche des Längsbauwerks 500 kg/m^2 .

Die Dacheindeckung erfolgte in Ziegeln auf hölzernen Sparren und Pfetten. Wie aus Abb. 6 ersichtlich ist, sind für die Treppenhäuser und die Turnhalle durchgehende Fensterflächen vorgesehen. Die Unter-

Die statische Berechnung der Stahlkonstruktion erfolgte im übrigen nach den Hochbauvorschriften vom 25. Februar 1925; die Deckenträger und Stützen usw. wurden mit 1400 kg/cm^2 ohne Winddruck beansprucht. In den über 7 m tiefen Klassenräumen wurden mit Rücksicht auf die zur Verfügung stehende geringe Bauhöhe Breitflanschträger als Deckenträger verwendet. — Die Montage wurde Ende Januar 1930 begonnen und im April 1930 beendet, ein Beweis, daß Stahlskelettbauten unabhängig von Frost usw. aufgestellt werden können.

Die Abb. 5, 6 u. 7 geben einen Überblick über den Gesamtbau vor und nach der Ausmauerung.

Der gesamte, umbaute Raum betrug 24700 m^3 , das Gesamtgewicht der Stahlskelettkonstruktion 475 t , also das Gewicht für 1 m^3 umbauten Raum $19,2 \text{ kg}$.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Zentralmarkthalle der Stadt Riga (Lettland). (Wiederverwendung abgebrochener Luftschiffhallen.)

Von Oberingenieur E. Möckel, Saarbrücken.

An Stelle des alten Düna-Marktes, welcher seiner Lage und der inneren Einrichtung wegen unzuverlässig und veraltet war, wurde in den letzten Jahren von der Stadtverwaltung Riga eine Anzahl Markthallen zwischen zwei großen Verkehrsadern (der Gogol- und der Moskauer Straße) in unmittelbarer Nähe der Düna errichtet. Durch den Anschluß des Marktes an den städtischen Kanal und das Eisenbahnnetz haben sich für den Umschlag und die Beförderung der Waren große Vorteile ergeben (Abb. 1). Der Zentralmarkt umfaßt insgesamt 60000 m^2 Grundfläche mit fünf geschlossenen Markthallen mit etwa 14800 m^2 überbauter Fläche. Etwa 10000 m^2 entfallen auf offene Marktplätze, der Rest auf Straßen und sonstige Anlagen. Von den Markthallen dienen eine für den Großhandel und die Fleischkontrolle und vier Hallen für den Kleinhandel. Sämtliche Hallen sind mit Keller-, Lager- und modernen Kühlräumen ausgestattet und miteinander sowie mit dem Kanal durch Tunnels verbunden. Für die Beförderung der Waren in die Lager- und Kellerräume sind 15 elektrische Aufzüge eingebaut. Zur Beheizung und Lüftung der Hallen

dient eine Zentralwarmwasserheizung und eine besondere Lüftungsanlage. Die vier nachstehend beschriebenen Hallen mit je 2500 m^2 Grundfläche dienen dem Kleinhandel, und zwar getrennt nach den einzelnen Waren: Fleisch, Fische, Milchprodukte und Gemüse. In diesen Hallen befinden sich insgesamt 975 Verkaufsstände von je 4 bis 6 m^2 Grundfläche. In den Längs- und Querachsen sind 5 und $6,5 \text{ m}$ breite Straßen angeordnet, so daß der Zu- und Abgang der Waren und der Publikumsverkehr sich reibungslos abwickeln können (Abb. 2). Diese vier Kleinhandels-hallen weisen je eine lichte Länge von 70 m und eine lichte Breite von $35,6 \text{ m}$ auf und sind durch je zehn Dreigelenkbinder von $\sim 20 \text{ m}$ Scheitelhöhe überdacht (Abb. 3). Die Längs- und Giebelmauern bestehen aus massivem Mauerwerk. Die Belichtung der Hallen erfolgt durch große Fenster in den Seitenwänden und durch Lichtflächen in der untersten Mansarde des Daches. Auch die Giebelwände sind besonders reichlich mit Fensterflächen versehen, so daß sich eine ausreichende Belichtung und ein gutes Aussehen der Hallen ergibt (Abb. 4).

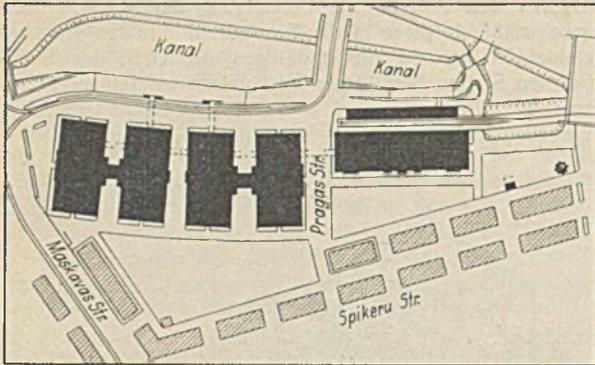


Abb. 1. Lageplan.

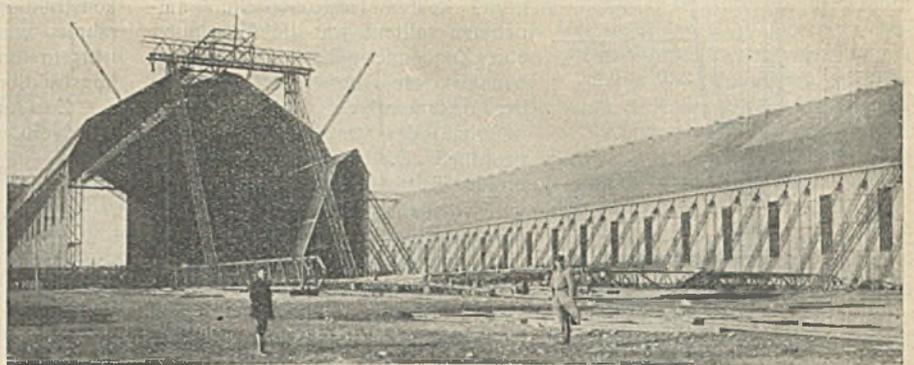


Abb. 5. Montage der 2. Luftschiffhalle in Vainoden.

Zum Bau der Stahlkonstruktion für die vier kleinen Hallen, welcher von der Firma B. Seibert G. m. b. H., Saarbrücken, durchgeführt wurde, fanden die ebenfalls von der vorgenannten Firma während des Krieges erbauten beiden Luftschiffhallen in Vainoden (Lettland) Verwendung (Abb. 5). Eine Luftschiffhalle wurde von einer einheimischen Firma niedergelegt, wobei sich allerdings mehrere Unglücksfälle ereigneten. Die zweite Halle wurde von der Firma Seibert ohne jeden Zwischenfall

für die Markthallen erheblich größere Kosten entstanden wären. Aus Abb. 3 geht hervor, wie die Dreigelenkbogenbinder der Markthallen vollständig aus einzelnen Teilen der Luftschiffhallenbinder zusammengesetzt werden konnten. Die Aufstellung der Markthallen selbst wurde so vor-

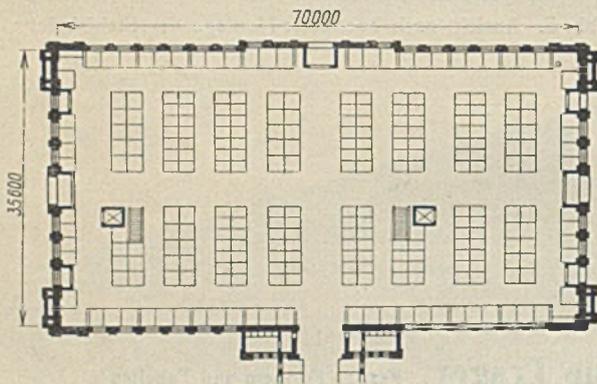


Abb. 2. Grundriß der Markthalle.

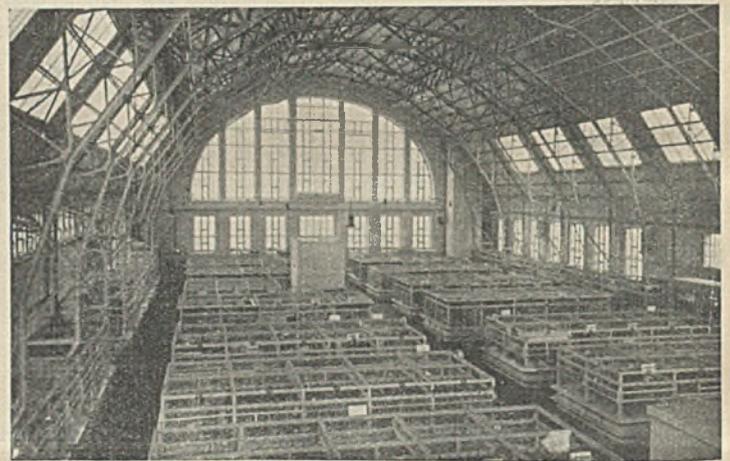


Abb. 4. Innenansicht der Markthalle.

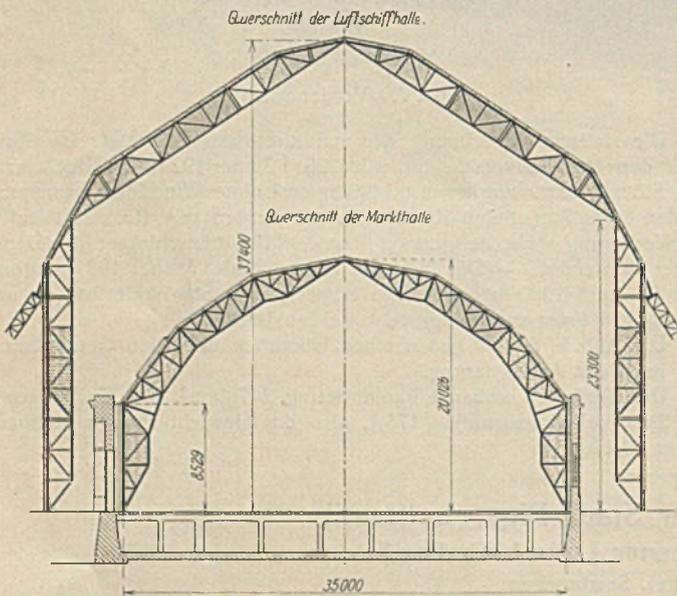


Abb. 3. Querschnitt der abgebrochenen Luftschiffhalle und der neuen Markthalle.

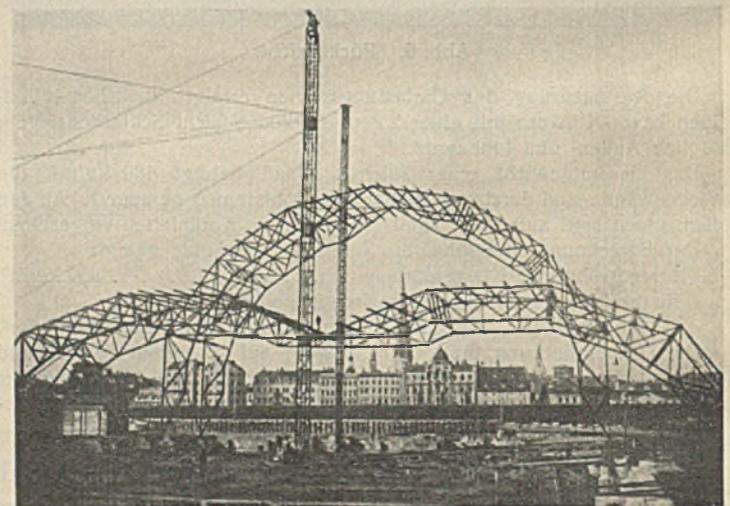


Abb. 6. Montage der Markthallenbinder.

und ohne Verwendung von besonderen Hilfsgerüsten abgebrochen. Die Bauteile wurden an Ort und Stelle in Riga für die Markthallen umgearbeitet. Größere Mengen der alten Hallenkonstruktion blieben übrig und fanden in dem eisenarmen Lettland für alle möglichen Zwecke Verwendung. Hierbei ist noch zu erwähnen, daß die beiden Luftschiffhallen ohne Betonfundamente während der kalten Jahreszeit auf Erdböcken aus Stahl errichtet waren. Auch diese Erdböcke wurden ausgegraben und wieder verwendet, auch fand man für die hölzerne Dacheindeckung, die Rinnen, Abfallrohre, Verglasung, Laufstegbeläge usw. Abnehmer, da fast sämtliche Teile gut erhalten waren. Eingehende Kostenberechnungen ergaben, daß durch die Wiederverwendung der Luftschiffhallen bedeutende Ersparnisse im Bau der Markthallen erzielt werden konnten, da durch die hohen Zolkkosten Lettlands für die Einfuhr von Stahl bzw. fertiger Neukonstruktionen

genommen, daß die Binder auf dem Boden zusammengebaut und mittels Montagemaste hochgezogen wurden (Abb. 6). Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion für die beiden Luftschiffhallen betrug 3600 t, das Gewicht der vier Markthallen 535 t, das ist somit für eine Halle = ~ 134 t und je m² Grundfläche = $\frac{134000}{70 \cdot 35,6} = \sim 54$ kg. Für die vier Markthallen wurden insgesamt nur 22 t neue Konstruktion benötigt.

Die fertiggestellte Anlage wurde im November 1930 eröffnet und der allgemeinen Benutzung übergeben.

INHALT: Entwurfsbearbeitung und Festigkeitsberechnung für die Janowitzbrücke (Sprebrücke) in Berlin. — Einige Bemerkungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten (DIN 4100). — Der Neubau der Knabenberufsschule in Hindenburg (O. S.). — Die neue Zentralmarkthalle der Stadt Riga (Lettland).

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.