

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 23. August 1929

Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hudson-River-Brücke im Zuge der 178. Straße, New York.

Von Ernest Rothenburg, C. E., Newark, N. J.

I. Allgemeines.

Der durch das Automobil bedingte Riesenverkehr läßt die Stadt New York ihre geographische Lage auf mehreren Inseln schwer empfinden, und sie versucht die natürlichen Fesseln durch Bau von Tunneln und großen Brücken zu sprengen und den Verkehr im Innern der Stadt zu entlasten.

Die von den Staaten New York und New Jersey ins Leben gerufene „Port of New York Authority“ hat u. a. ein umfangreiches Brückenbauprogramm unternommen. Der beigefügte Lageplan zeigt die

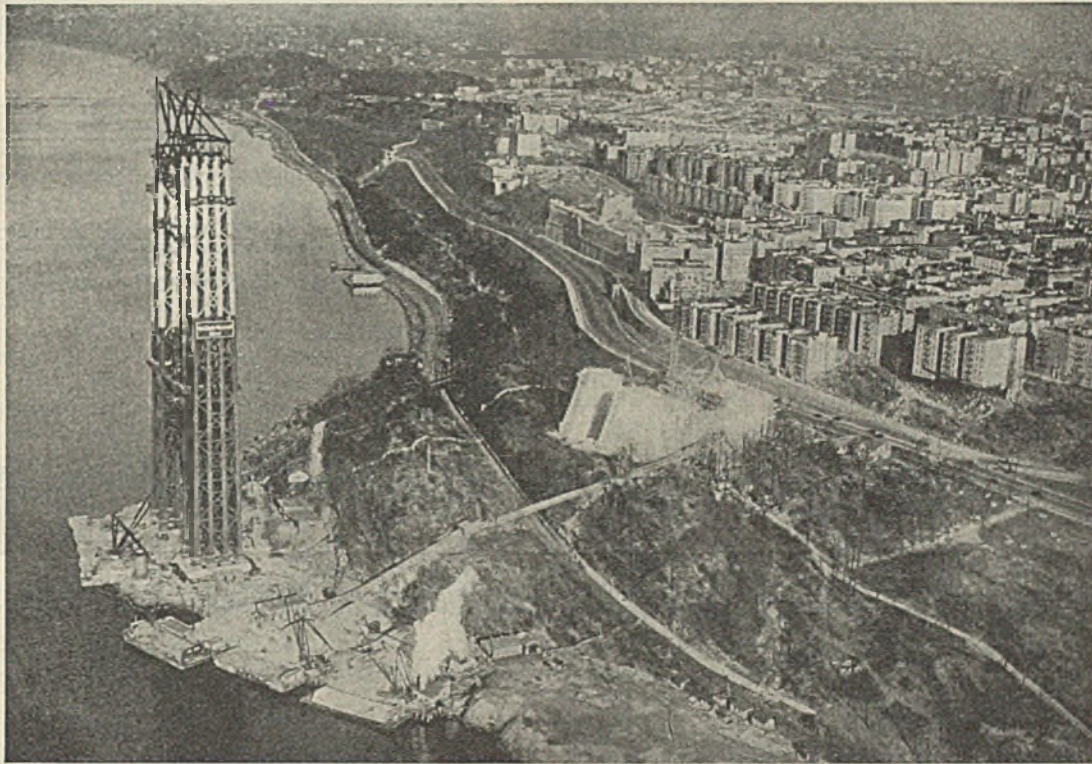


Abb. 1.

unteren Teil dieses Flusses¹⁾. Ein Hauptvorteil dieses größten Plans der „Port of New York Authority“ ist, daß der Verkehr im Stadtinneren nicht belastet, sondern im Gegenteil fühlbar entlastet werden wird.

Brückenpfeiler in der Mitte des Hudson wurden behördlich nicht zugelassen, welche Bedingung zu der großen Mittelöffnung von 1066,8 m führte. Zwei Seitenöffnungen von 185,9 und 198,1 m bringen die Gesamtlänge der eigentlichen Brücke ohne Zufahrtrampen auf 1450,8 m. Die Brückenbreite zwischen den Mittellinien

vollendeten und im Bau begriffenen Brücken von New Jersey nach Staten Island sowie im Norden die Hudson-River-Brücke.

Die Stadt New York plant den Bau der Triborough-Brücke über den East River und einen Tunnel unter den Narrows von Brooklyn nach Staten Island. Nach Fertigstellung dieser Bauten kann aller Verkehr von Long Island nach dem Festlande und umgekehrt mit Umgehung von Manhattan Island abgewickelt werden.

Die im Zuge der 178. Straße in New York den Hudson kreuzende Brücke (Abb. 1 bis 5) ist das erste Brückenbauwerk über den

beider Kabelpaare beträgt 32,30 m. Ein oberes Deck dient dem Automobilverkehr und ist in drei Streifen geteilt. Der mittlere Streifen von 12,19 m Breite ist für langsam fahrende, schwere Lastwagen in beiden Richtungen bestimmt, während die beiden seitlichen Streifen von je

¹⁾ Vergl. hierzu „Die Bautechnik“ 1925, Heft 14, S. 194.

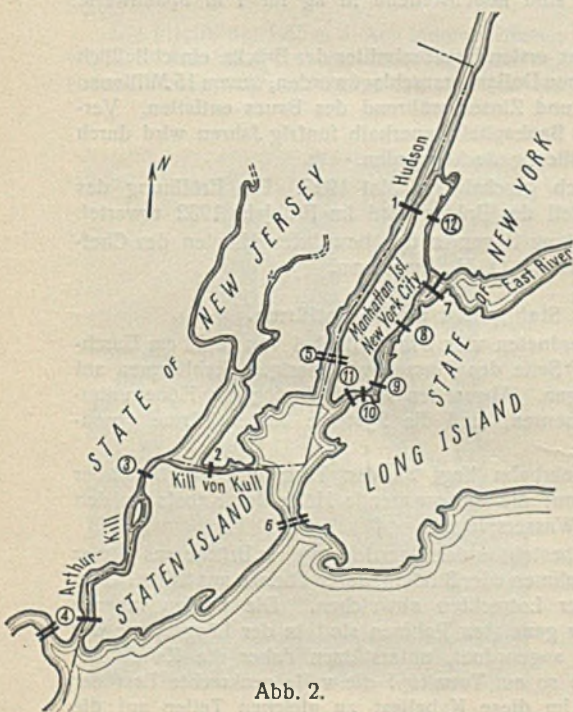


Abb. 2.

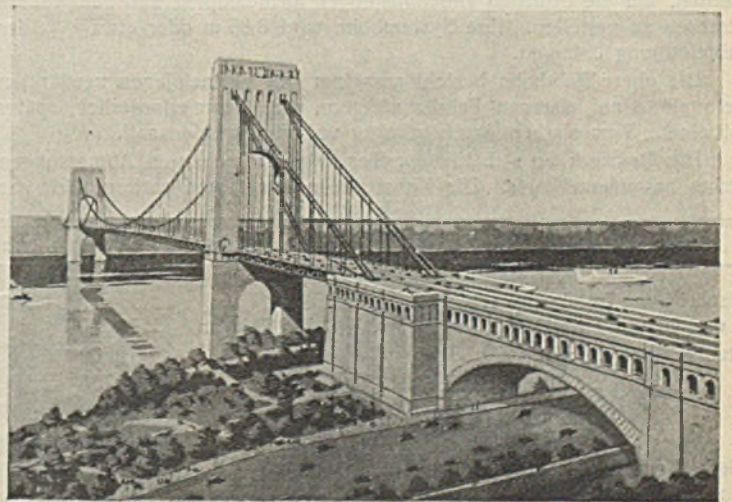


Abb. 3.

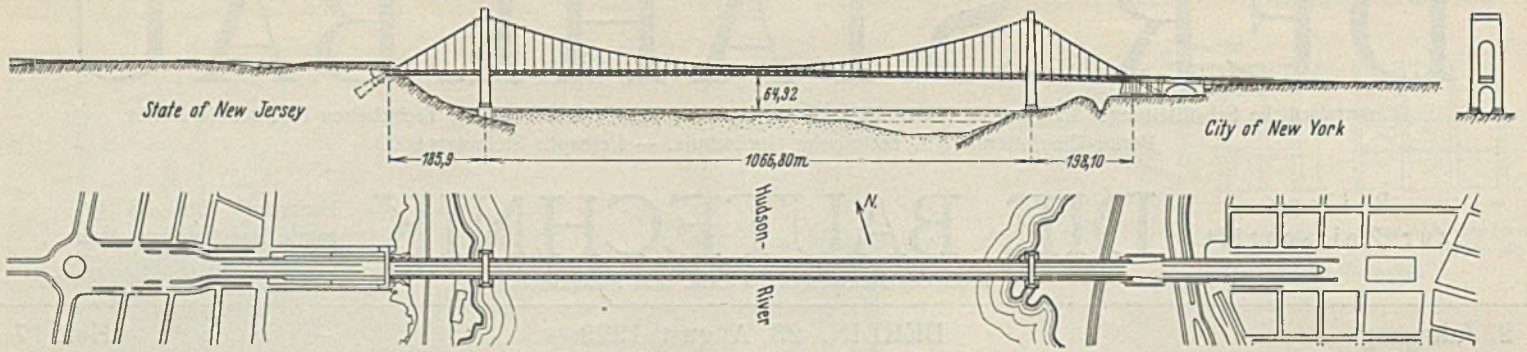


Abb. 4.

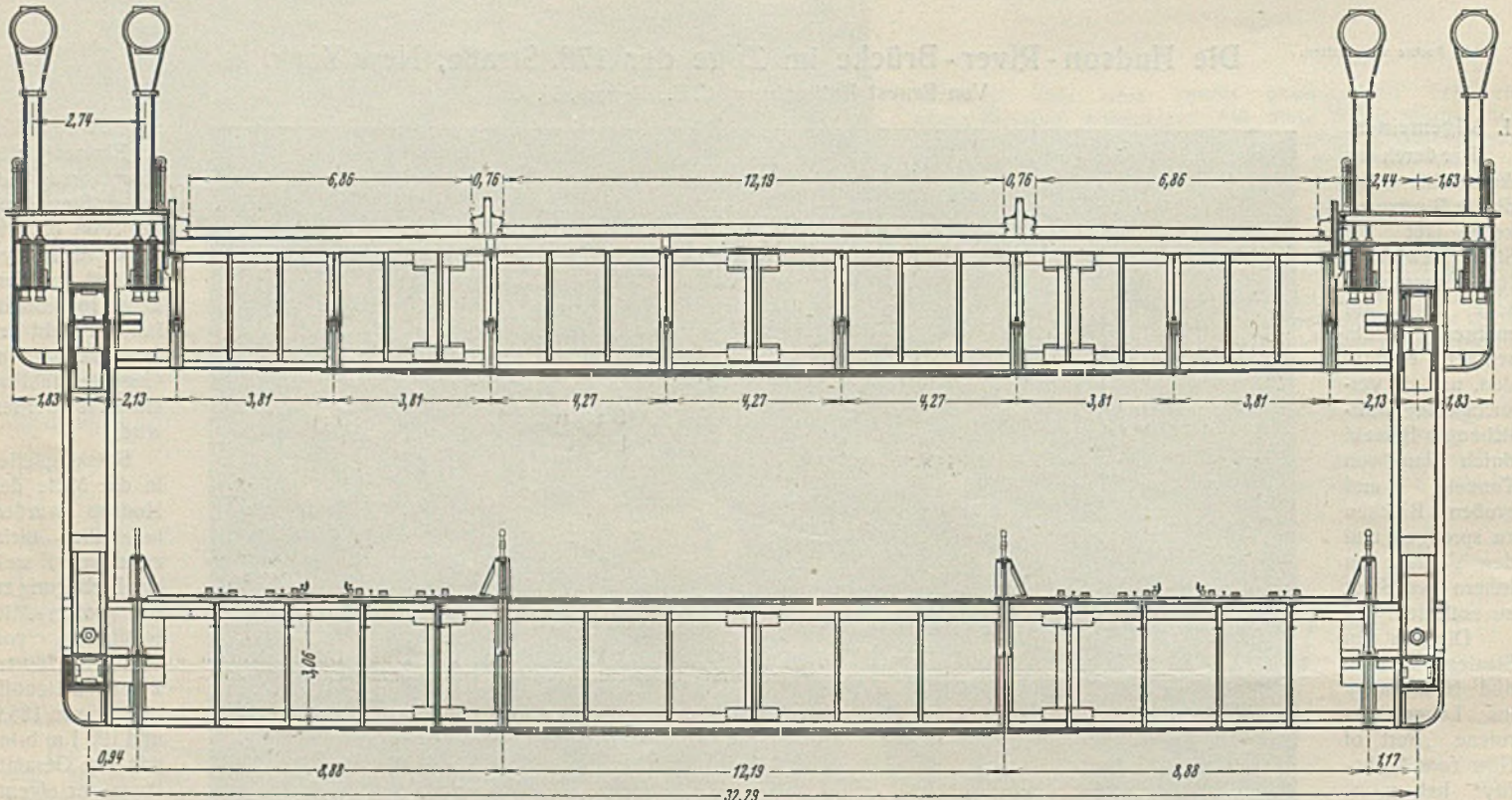


Abb. 5.

6,86 m Breite schnell fahrenden Personenwagen dienen. Das untere Brückendeck wird vorläufig noch nicht gebaut. Es soll späterem Vorortverkehr mit elektrischen Zügen auf vier Gleisen dienen. Die freie Durchfahrhöhe für Schiffe beträgt 60 m, so daß die größten Seedampfer die Brücke durchfahren können.

Der Pfeil der vier 91 cm dicken Hauptkabel beträgt 99 m in der Mittelöffnung, was einem Pfeilverhältnis von 1:10,75 entspricht. Versteifungsträger sind infolge des riesigen Eigengewichtes so lange nicht erforderlich, als das obere Deck allein im Gebrauch ist. Sie werden später mit dem für Zugverkehr bestimmten unteren Deck fertiggestellt werden, um die örtlichen Durchbiegungen abzdämpfen und auf größere Strecken zu verteilen. Ihre Systemhöhe wird 8,85 m oder etwa $\frac{1}{120}$ der Mittelöffnung betragen.

Die obere Fahrbahn besteht aus einer mit Eiseneinlagen verstärkten Betonplatte auf eisernen Fahrbahnträgern, die, wenn erforderlich, später mit einem 5 cm starken Asphaltplaster versehen werden soll.

Das Bauwerk an sich bietet außer seinen ungeheuren Abmessungen nichts besonders Neues. Die Konstruktion der Türme entfernt sich von

den üblichen, massiven Stahltürmen früherer Brücken, indem eine aufgelöste Fachwerkkonstruktion gewählt worden ist.

Die rechnermäßigen Eigengewichte und Verkehrslasten dürften von Interesse sein; sie sind nebenstehend in kg für 1 m Spannweite gegeben.

Die Gesamtkosten des ersten Bauabschnittes der Brücke einschließlich Rampen sind auf 60 Millionen Dollar veranschlagt worden, wovon 15 Millionen Dollar auf Grunderwerb und Zinsen während des Baues entfallen. Verzinsung und Tilgung des Baukapitals innerhalb fünfzig Jahren wird durch Erhebung von Brückenzöllen gedeckt werden.

Der erste Spatenstich geschah im Mai 1927. Die Eröffnung des Verkehrs für den Mittelteil der Brücke wird im Frühjahr 1932 erwartet.

Entwurf und Oberleitung liegen in den bewährten Händen des Chefingenieurs für Brücken, Herrn O. H. Ammann.

II. Das Stahlgerüst der Haupttürme.

Die in Paaren angeordneten vier Drahtseilkabel von je 91 cm Durchmesser werden auf jeder Seite des Flusses von riesigen Stahltürmen auf Betonfundamenten getragen. Abgesehen von geringfügigen Höhenunterschieden in den Fundamenten, sind die Systeme beider Türme grundsätzlich dieselben.

Die obere Brückenfahrbahn liegt an den Türmen etwa 70 m über Wasserspiegel des Hudson; die entsprechende Höhe des Kabels an den Türmen ist 181 m über Wasserspiegel.

Jeder Turm (Abb. 6) besteht in der Querrichtung der Brücke aus je vier mehrstöckigen Fachwerkrahmen oder Bindern, deren Ebenen aus ästhetischen Gründen etwas von der Lotrechten abweichen. Die beiden inneren Pfosten jedes dieser vier geneigten Rahmen sind in der Längsebene der beiden Hauptkabelpaare angeordnet, unterstützen daher die Kabelsättel unmittelbar und erhalten so am Turmkopf die volle senkrechte Last der aufgehängten Brücke. Um diese Kabellast zu gleichen Teilen auf die

	Mittelöffnung	Seitenöffnungen
Gewicht von Fahrbahnplatte, Fußweg und Leitungen	16840 kg/m	16840 kg/m
Stahlgewicht der Fahrbahnträger . .	20040 "	19800 "
" Hängeseile	1100 "	1700 "
" Versteifungsträger	3870 "	4020 "
" Kabel	16840 "	19080 "
Theoretische Verkehrslast für Kabel und Türme	11910 "	11910 "
Rechnermäßiges Gesamtgewicht . .	70600 kg/m	73350 kg/m

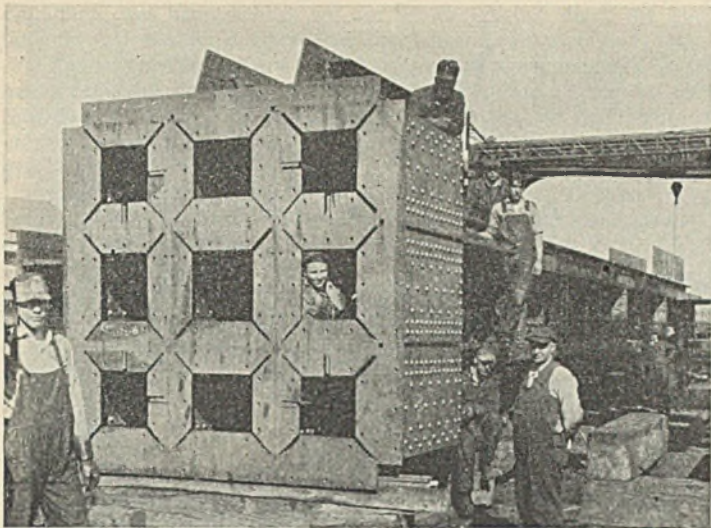


Abb. 8.

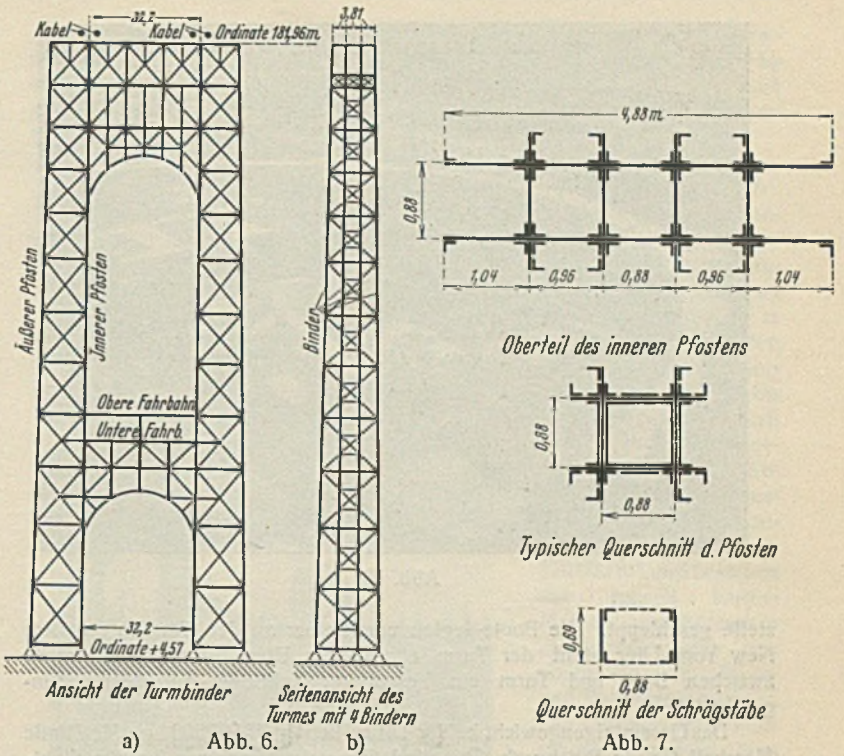
oberen Glieder der vier inneren Pfosten zu übertragen, sind mächtige Blechträger-Querverbindungen zwischen den Pfosten parallel mit dem Kabel vorgesehen worden. Unterhalb dieser Querverbindungen sind die vier Rahmen in der Längsrichtung der Brücke durch gekreuzte Schrägstäbe und wagerechte Pfosten verbunden. Jeder Turm widersteht daher den Längskräften mit vier senkrechten, unten eingespannten Fachwerk-Kragträgern. Die größten wagerechten Längsbewegungen der Türme betragen 12 cm flußwärts und 25 cm uferwärts.

Die große Höhe der Türme bedingt eine verhältnismäßig große elastische Formänderung in senkrechter Richtung. Durch passend gewählte Querschnittsänderungen der senkrechten Stäbe werden die am Turmkopf angreifenden Brückeneinzelasten gezwungen, von den inneren Pfosten eines jeden Querrahmens durch die Schrägstäbe nach den äußeren, etwas geneigten Pfosten abzuwandern. Am unteren Pfeilerfuß beträgt der Anteil der inneren Pfosten 52%, der der äußeren Pfosten 48% der vom Kabel abgegebenen senkrechten Lasten. Bei Wind auf die Brücke wird eine vollständig gleiche Verteilung der Lasten auf innere und äußere Pfosten erzielt.

Die vorliegende Konstruktion wurde mit Rücksicht auf spätere architektonische Verkleidung der Türme mit Beton und Granit gewählt. Diese 1 bis 1,50 m dicke Verkleidung trägt sich selbst und beteiligt sich natürlich an der Aufnahme der Verkehrslasten und Spannungen aus Wind und Turmbewegung.

Das Material für Pfosten und stark beanspruchte Füllungs- und Rahmenglieder ist Silconstahl mit 3550 kg/cm² Mindeststreckgrenze und 5650 kg/cm² Mindestbruchgrenze. Für alle niedrig beanspruchten Stäbe wird gewöhnlicher Flußstahl verwendet. Abb. 7 zeigt die typischen Querschnitte der einzelnen Stäbe.

Die Fläche der 1,65 m dicken inneren Pfosten wechselt von 4500 cm² bis 8370 cm², die der ebenso dicken äußeren Pfosten von 1800 cm² bis



a) b) Abb. 6.

Abb. 7.

4635 cm². Die etwa 70 cm breiten Schrägstäbe sind in jedem Felde gekreuzt und haben Doppelquerschnitt von 345 bis 667 cm² Gesamtfläche. Die Stoßflächen der Pfosten sind sorgfältig bearbeitet und zusammengepaßt worden; die Stoßlaschen dieser Stäbe sind für die Übertragung von etwa 50% der senkrechten Lasten bemessen.

Die Lagerschuhe der Pfosten sind aus Platten und Winkeln zusammengenietet. Abb. 8 u. 9 veranschaulichen diese untersten Pfosten und deren Schuhe in der Werkstatt, sowie auf der Baustelle montiert. Über die Riesengröße der Türme dürften Abb. 10 u. 11 guten Aufschluß geben; der auf dem Werkplatz aufgelegte große Bogen scheint am Bauwerke zu einem bescheidenen Band zusammengeschrumpft zu sein.

Abb. 11 u. 12 zeigen sehr deutlich die hier angewandte Art der Montage und ihre Einzelheiten. Zwei große Ausleger von 100 t Tragkraft zur Bedienung der beiden Turmbeine werden von einem Raumbauwerk getragen, das zwischen beiden Beinen in die Höhe kriecht. Abb. 13 zeigt die Buden mit den elektrisch angetriebenen Kabelwinden, die sowohl die bis zu 77 t schweren Stahlteile, als auch die ganze 300 t schwere Plattform nach oben ziehen, wenn bei fortschreitender Montage eine Höhenänderung notwendig wird.

Die Einzelteile wurden vom Werk bis nach dem Hafen von New York auf Eisenbahnwagen befördert, dort mit den Frachtwagen auf Fähre geschoben und stromaufwärts bis zur Bau-

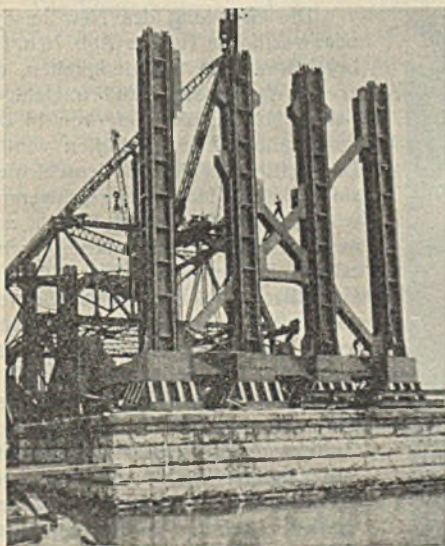


Abb. 9.

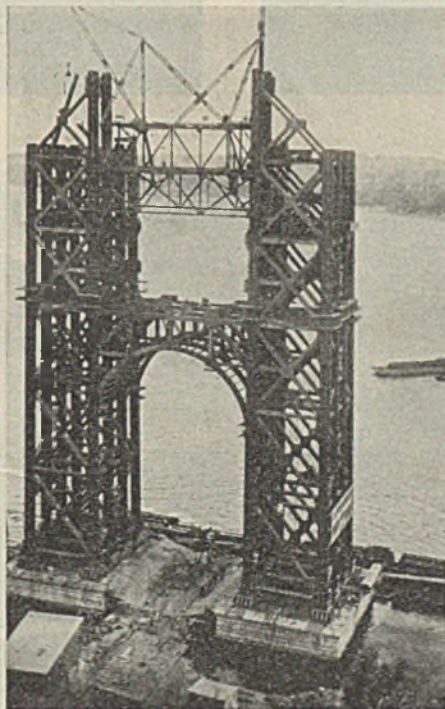


Abb. 11.

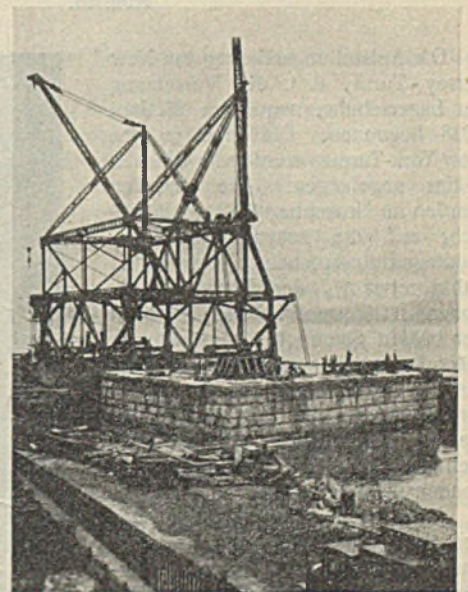


Abb. 12.



Abb. 10.

stelle geschleppt. Die Boote legten unmittelbar an den Türmen an. Am New York-Ufer steht der Turm etwas vom Ufer zurück; hier wurde zwischen Boot und Turm ein besonderer Zubringer-Entladekran eingeschaltet.

Das Gesamtgewicht beider Türme beträgt 37 500 000 kg. Mc Clintic Marshall Co. in Pittsburgh, Pa., sind Generalunternehmer für die Stahlarbeiten und besorgen die Aufstellung. Ein Teil der bedeutenden Werkstattarbeiten wurde von der Bethlehem Steel Co. und American Bridge Co. ausgeführt.

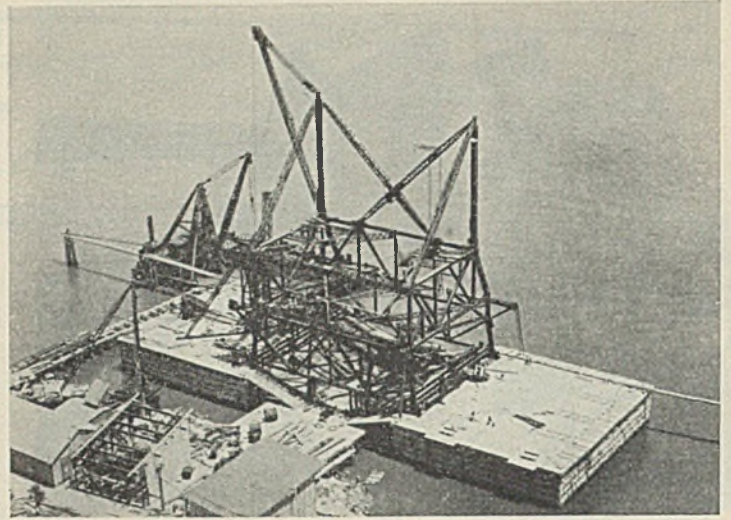


Abb. 13.

die geringen Einfluß aufeinander haben, wurde die umfangreiche Rechenarbeit bedeutend vereinfacht.

III. Gründung der Türme.

Der Turm auf der New York-Seite steht auf dem Lande nahe dem östlichen Ufer des Hudson. Da Felsen dort zu Tage trat, war es nur notwendig, die losen und verwitterten Schichten zum Teil unter Wasserhaltung abzutragen. Abb. 14 zeigt das zur Aufnahme der Stahlkonstruktion fertiggestellte östliche Turmfundament.

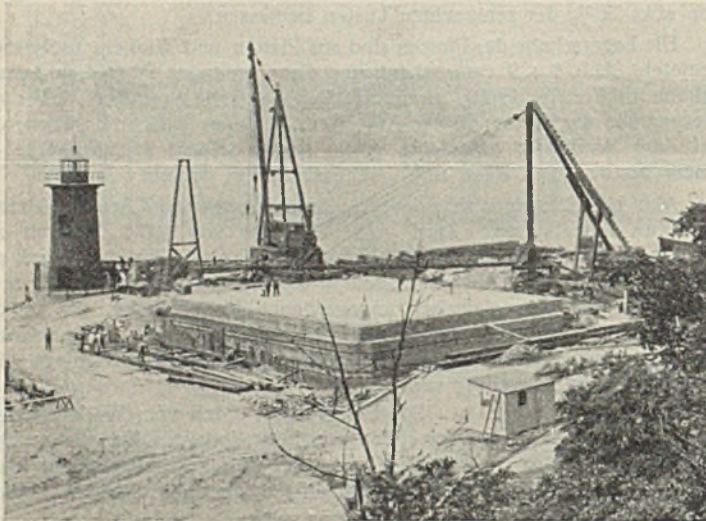


Abb. 14.

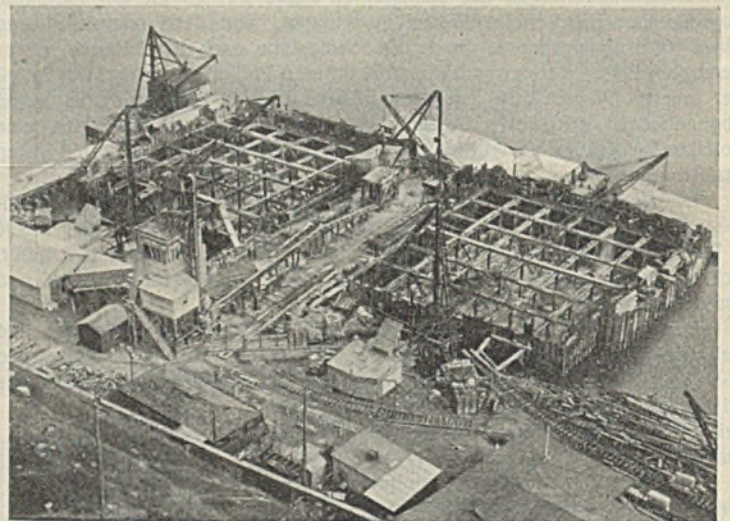


Abb. 15.

Die Aufstellungsarbeiten am New Jersey-Turm, d. i. die Versetzung der Lagerschuhe, wurde am 23. Juni 1928 begonnen. Die Montage des New York-Turmes wurde vier Wochen später angefangen. Die Arbeiten wurden im November 1928 mit Rücksicht auf die schwierige Wintermontage unterbrochen. Es waren bis dahin etwa $\frac{1}{8}$ der Turmkonstruktion fertiggestellt. Die Montage der beiden oberen Felder wurde im März d. J. wieder aufgenommen, und die völlige Fertigstellung der Stahltürme wurde zum 1. Juli d. J. erwartet, worauf sofort mit der Herstellung der vier Riesenkabel begonnen werden sollte.

Die statische Berechnung des hochgradig statisch unbestimmten Raumbauwerkes wurde vom Verfasser geleitet. Durch Trennung der Unbekannten in mehrere Gruppen,

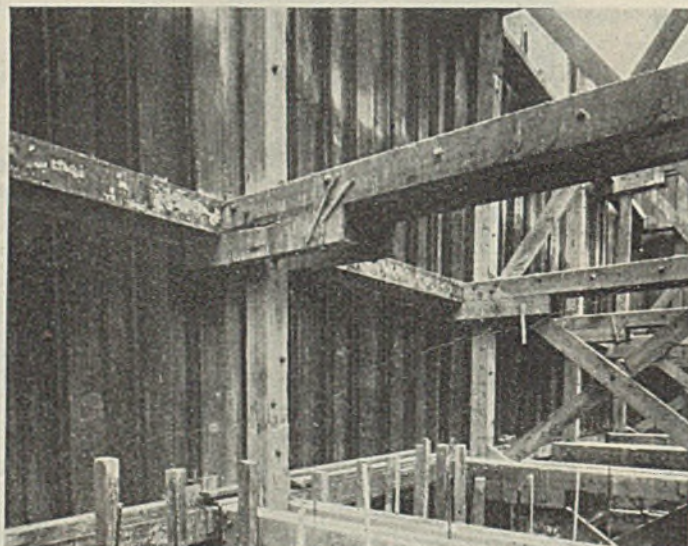


Abb. 16.

Die Gründung des New Jersey- oder westlichen Turmes (Abb. 15 u. 16) bot etwas mehr Schwierigkeiten, da er im Wasser steht und tragfähiger Felsen erst in einer Tiefe von 14 bis 25 m unter WS angetroffen wurde. Die nicht tragfähigen Bodenschichten sind durch den Hudson angeschwemmt worden. Das Fundament besteht aus zwei im Plane symmetrischen, rechteckigen Pfeilern von je $27,1 \times 29,9$ m Grundfläche des Unterteiles und von $23,2 \times 26,5$ m Grundfläche des Obertheiles, der 4,5 m unter WS beginnt und sich 4,5 m über WS erhebt.

Bei der Ausschreibung war den Unternehmern die Wahl zwischen Gründung mit offenen Fangedämmen und Luftdruckgründung mit geschlossenen Senkkästen gelassen worden. Bei der Verdingung ergab sich, daß Luftdruckgründung sich 20 bis 25% teurer stellte als offene

Gründung, was hauptsächlich auf die Schwierigkeiten durch die steil abfallende und zerrissene Oberfläche des Felsens zurückzuführen ist.

Zuerst wurden in etwa zwanzig Arbeitstagen ungefähr 58000 m³ nasser Schlamm ausgebagert; hierauf wurde die Aussteifung der eisernen Spundwände durch vier Schwimmkrane versetzt, und dann wurden die eisernen Spundwände nach Bauweise Larssen mittels Dampfkränen eingeschlagen.

Die durch die inneren Spundwände begrenzte Fläche ist an jeder Seite 1,5 m größer als die Fläche des unteren Fundamentklotzes. Auf drei Seiten eines jeden Pfeilers wurden die Spundwände im Abstände von etwa 2,4 m verdoppelt und die Spundwandtaschen mit Beton oder anderem undurchlässigen Material gefüllt.

Je ein auf dem Lande aufgestellter, feststehender, elektrisch angetriebener Schwenkran für jeden Pfeiler mit einem Ausleger von 39 m Länge und 20 t Hubfähigkeit diente mit zum Versetzen der Aussteifung, zum Erdaushub mittels Greifbagger und Eimer und zum Einbringen des Betons mittels Kübel von 1,5 m³ Fassung.



Abb. 18.

Auf der New York-Seite betragen die Massen der östlichen Turmfundamente: 2900 m³ trockener Felsaushub, 4200 m³ Beton und 105000 kg Eiseneinlagen. Die Gründungsarbeiten für diesen Ostturm sind zusammen mit den Mauerwerkarbeiten für die New Yorker Verankerung der Brückenkabel vergeben worden.

IV. Die Verankerung der Hauptkabel und die westliche Zufahrt.

Die sogenannten „Pallisaden“, eine etwa 100 m hohe steile Felsenwand, bilden nahe der Baustelle das Westufer des Hudson. Zur Durchführung der Brückenzufahrt muß hier ein etwa 230 m langer, 45 m breiter Einschnitt, der, bis zur unteren Fahrbahn gerechnet, bis zu 25 m tief ist, durch diese Felswand gesprengt werden (Abb. 17). Die zu lösenden Felsmassen belaufen sich auf etwa 170000 m³ und bestehen aus äußerst hartem Material, sogenanntem „trap rock“, der sich vorzüglich zu Wege- und Betonbauten eignet. Die losgesprengten Felsstücke werden vom Unternehmer nach einer Steinbrechanlage, die neben dem Einschnitt errichtet wurde, gebracht,



Abb. 19.

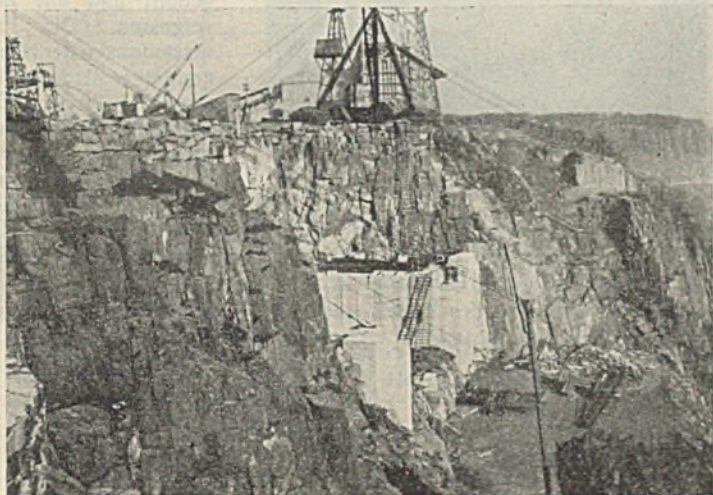


Abb. 17.

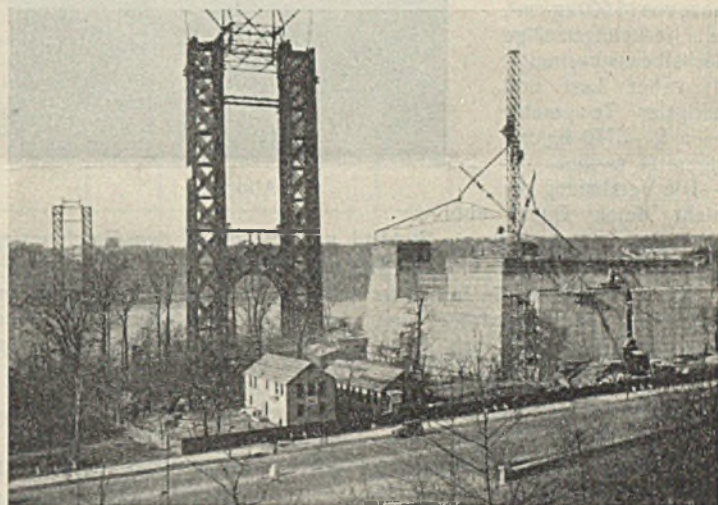


Abb. 20.

Die Wasserhaltung und das Ausspülen der weichen Bodenschichten geschah durch Kreiselpumpen, die ebenfalls elektrisch angetrieben wurden.

Nachdem die verwitterten und losen Schichten der Fundamentsohle entfernt waren, wurde die Felsoberfläche sorgfältig abgewaschen; die Spundwände wurden, wo es nötig war, gedichtet, und dann wurde der Beton der Fundamente im Mischungsverhältnis 1:2,2:3,7 trocken eingebracht. Dieses Gewichtsmischungsverhältnis ergab sich aus Versuchen und den Vertragsbedingungen, die eine Mindestfestigkeit von 140 kg/cm² für 28 Tage alte Probezylinder von 20 × 40 cm Größe vorschrieben. Der Wasserzusatz betrug 26 l für jeden Sack Zement von 42,7 kg Gewicht und 28,3 dm³ Inhalt. Die Festigkeit nach 28 Tagen betrug 165 kg/cm².

Das Betonmaterial für die Fundamente des Westturmes wurde auf dem Wasserwege auf Kähnen bis unmittelbar an die Pfeiler geschafft, mit besonderem Schwenkkran und Greifeimer entladen und durch Förderband und senkrechte Eimerkette nach dem Mischer befördert.

Die Fundamente des New Jersey-Turmes enthalten etwa 4650 m³ Felsaushub unter Wasser; etwa 18000 m³ Beton unterhalb Ordinate 3 m; etwa 9500 m³ Beton über Ordinate 3 m; 1075 m³ Granitverkleidung 60 cm stark und 275000 kg Eiseneinlagen. Die Gesamtkosten dieser Gründung beliefen sich auf 1 058 700 Dollar. Die Gründungsarbeiten für den Westturm wurden von der Firma Silas B. Mason in New York ausgeführt. Sie wurden am 1. Juni 1927 begonnen und am 8. Juni 1928 ohne größeren Unfall fertiggestellt.

dort zerkleinert, auf verschiedene Größen gesiebt und in Silos zum Verkauf aufgespeichert.

Die günstige Bodengestaltung des Westufers wurde für die New Jersey-Verankerung der Brückenkabel ausgenutzt (Abb. 18). Zwei Ankertunnel wurden schräg nach unten in die Felswand vorgetrieben und die Stahlteile der Verankerung in diesen Tunneln einbetoniert. Die vorerwähnten Arbeiten liegen in den Händen der Firma Foley Bros. Inc.

Auf der Ost- oder New York-Seite (Abb. 19 u. 20) liegt die Brückenzufahrt bedeutend über Gelände. Hier wurden für jedes Kabelpaar mächtige Betonblöcke als Ankergewicht auf die zu Tage tretende Felssohle aufgesetzt. Das Mauerwerk umfaßt einen Riesenklötz von etwa 88 × 61 m Grundfläche und 40 m Höhe. Die Granitverkleidung der Verankerung ist vorläufig weggelassen und wird später hergestellt.

Die aus leicht gehärtetem Stahl bestehenden Augenstäbe beider Verankerungen haben einen Querschnitt von 25 × 4,5 bis 25 × 4,75 cm, eine Mindest-Streckgrenze von 3500 kg/cm², eine Bruchgrenze von 5250 kg/cm² und eine rechnungsmäßige Beanspruchung von 2300 kg/cm². Die Verbindung der Kabel und Augenstäbe geschieht durch Stahlguß-Kabelschuhe von 60 cm Durchmesser und 15 cm Dicke für jede Kabelstange von 11 1/2 cm Durchmesser und je zwei Augenstäbe. Die Verankerungsbalken bestehen aus je zwei miteinander verbundenen Blechträgern von 1,50 m Stegblechhöhe und 19,1 mm Stegdicke. Die gehärteten Gußstahl-

bolzen der Augenstäbe haben einen Durchmesser von 25 bis 29 cm. Die Ankerkraft für jeden Balken beträgt etwa 6 000 000 kg. Für den Beton der Verankerung war eine Mindestfestigkeit von 140 kg/cm² für 28 Tage alte Probezylinder gefordert. Das Betonmaterial der New York-Verankerung wurde auf dem Wasserweg an die Baustelle gebracht, am Ostufer vorübergehend gelagert und von dort durch zwei etwa 220 m lange Förderbänder nach zwei Mixchern von je 765 l Fassung befördert, die gegenüber einem Mauerschütz in der Verankerung aufgestellt waren. Der fertige Beton wurde in einen Ausgleichbehälter geleert, der das Gießen regelte, und von dort durch ein schnell laufendes Band nach einem zweiten Behälter am Fuße eines 80 m hohen Gießturmes befördert. Dieser Stahlurm, der zwei schwenkbare Auslagerrinnen besitzt, war in der Mitte des Betonklotzes errichtet und bestrich die gesamte Fläche der Verankerung. Die größte tägliche Leistung der Beförderungs- und Mischanlage betrug etwa 900 m³ für eine 16stündige Arbeitsschicht.

Die New York-Verankerung enthält 2300000 kg Ankerstahl, 80000 m³ Beton, 12000 m³ Felsaushub und 350000 kg Eiseneinlagen. Die Ostverankerung ist mit den Fundamenten des Ostturmes an die Firma Arthur McMullen Co. in New York für die Gesamtvertragssumme von 1 150 000 Dollar vergeben.

V. Hauptkabel und Hänger.

Die Brücke wird von vier Kabeln von je 91 cm Durchmesser getragen. Die Kabel sind in Paaren, nebeneinander liegend, angeordnet. Jedes

Kabel besteht aus 61 Litzen, die wiederum je 434 parallele, kaltgezogene und verzinkte Drähte von 4,98 mm Durchmesser enthalten. Die Einzeldrähte haben eine Streckgrenze von 10 550 kg/cm² und Bruchgrenze von 15 500 kg/cm². Die rechnermäßige Höchstbeanspruchung bei voller Last und niedrigster Temperatur ist auf 5770 kg/cm² festgesetzt worden.

Die Verzinkung geschieht durch Durchziehen der Drähte durch ein Zinkbad und vergrößert den Durchmesser der unverzinkten Drähte von 4,88 mm auf 4,98 mm.

Die Kabel werden in bekannter Weise an Ort und Stelle gesponnen, maschinell zusammengedrückt und mit einer Drahtumwicklung zum Wetterschutz versehen. Abb. 21 u. 22 zeigen Probestücke des Kabels im Werk des Unternehmers.

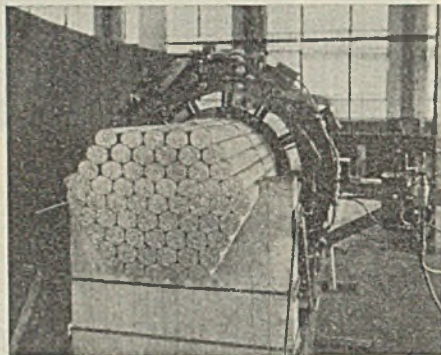


Abb. 21.

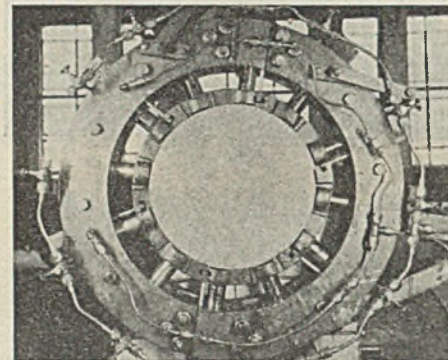


Abb. 22.

Auf den Türmen ist das Kabel in Stahlguß-Sätteln gelagert, die während der Montage auf Gußstahl-Rollen verschiebbar sind. Die Verschieblichkeit wird später durch Vergießen der Rollen mit Hartblei aufgehoben. Die Längenänderungen der Kabel durch Verkehrslast und Wärmewechsel haben dann pendelnde Bewegungen der Turmspitzen zur Folge.

Die 18,3 m voneinander entfernten Querträger der Fahrbahn werden an jedem Ende durch 8 geflochtene Drahtseile von 7,3 cm Durchmesser an die Hauptkabelpaare gehängt. Jedes dieser Drahtseile enthält 283 verzinkte, kaltgezogene Drähte von 2,2 bis 4,55 mm Durchmesser.

Um die Tragfähigkeit der Hänger zu bestimmen, wurden Probelastungen vorgenommen. Die über eine Scheibe von 100 cm Durchmesser gezogenen Seile brachen bei einer Bruchlast von 604 000 kg, was einer Beanspruchung von etwa 12 000 kg/cm² entspricht. In den Bedingungen war eine Bruchlast von etwa 11 000 kg/cm² gefordert.

Trotz aller Bemühungen ist es noch nicht einwandfrei gelungen, Drahtseile mit parallelen Drähten fabrikmäßig herzustellen; solche Seile haben eine hohe Elastizitätszahl und geringe Dehnung. Es mußten daher geflochtene Drahtseile mit kleinem E verwendet werden. Da die geflochtenen Seile sich anfänglich bedeutend dehnen, werden sie maschinell gereckt. Ein großer Teil der Hänger wird zu Tragseilen der Arbeitsbühnen vorübergehend gebraucht, wodurch die Elastizitätszahl erhöht wird.

Die Verbindung der Haupttragkabel und Hänger geschieht in bekannter Weise durch kräftige Stahlgußschellen, die aus zwei Teilen bestehen und mit starken Bolzen an das Kabel gepreßt werden. Die Hänger werden über diese Schellen geschlungen und durch Rillen in richtiger Lage gehalten.

Die aufgespleißten unteren Enden der Hänger werden in konische Löcher zylindrischer Gußstücke eingeführt und mit Zink vergossen. Die Endverstellungen der Hauptquerträger sitzen auf diesen 22,5 × 30 cm großen Stahlgußzylindern unmittelbar auf.

Die Lieferung der Kabel und Hänger liegt

in den bewährten Händen der Firma Roebling & Sons in Trenton, New Jersey, die durch den Bau der Brooklyn Bridge sowie zahlreicher anderer Hängebrücken weltbekannt ist.

Mit dem Spinnen des Kabels sollte im Juli d. J. begonnen werden. Man nimmt an, daß diese Arbeit einen Zeitraum von zehn Monaten in Anspruch nehmen wird.

Herstellung einer Flugzeughalle aus einer niedergelegten Luftschiffhalle.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur Heinrich Schoeme, Dortmund.

Die Luftschiffhalle in Löwental bei Friedrichshafen am Bodensee, welche in der Kriegszeit den Zeppelinfahrzeugen des Heeres Schutz und Unterkunft gewährt hatte, war überflüssig geworden, da dem Deutschen Reiche der Besitz von Kriegszeppelinern nicht mehr gestattet ist. Es wurde deshalb vom Reiche der Beschluß gefaßt, die Halle niederzulegen. Dieser Beschluß wurde noch unterstützt durch die Tatsache, daß der Grund und Boden, auf welchem die Luftschiffhalle stand, einen wertvollen Teil des Geländes darstellte, auf welchem ein neuer Flugplatz errichtet werden sollte.

Ungefähr zu gleicher Zeit, als der Abbruch der Halle erfolgte, entstand bei der Flughafen Friedrichshafen G. m. b. H. die Absicht, eine neue Unterkunftsmöglichkeit für ihre Flugzeuge zu schaffen. Es wurden zu diesem Zwecke mehrere Stahlbauanstalten zur Abgabe eines Angebotes für eine geeignete Flugzeughalle aufgefordert. Eine derartige Anfrage erhielt auch die Firma C. H. Jucho in Dortmund. Hier entstand nun der Gedanke, die Stahlkonstruktion und, soweit wie möglich, auch die übrigen Konstruktionselemente der zerstörten anheimgelassenen Luftschiffhalle (Abb. 1) zum Wiederaufbau der neuen Flugzeughalle zu verwenden. Dieser Gedanke fand bei allen Beteiligten verständnisvolle Aufnahme, da die neue Halle in unmittelbarer Nähe der alten errichtet werden sollte.

Es wurden von der Firma C. H. Jucho zwei Entwürfe aufgestellt (Abb. 2 u. 3), welche die Wiederverwendung eines großen Teiles des Altmaterials der Luftschiffhalle vorsahen. Die Hauptmenge der Stahlkonstruktion, die für die Wiederverwendung in Betracht kam, war bei der

alten Luftschiffhalle in den Bindern und Pfetten enthalten. Die Binder waren als Dreigelenkbogen konstruiert, welche mit ihren Fußgelenken auf stählernen Wandböcken ruhten (s. Abb. 1). Die Pfetten bestanden aus

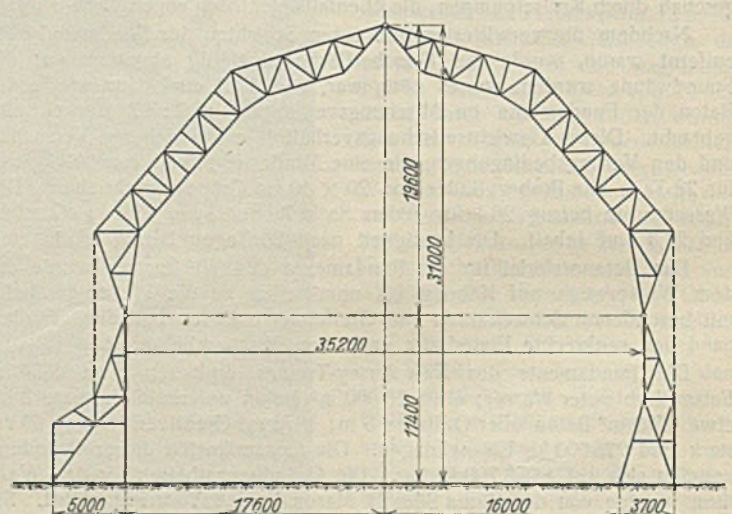


Abb. 1. Binder der alten Luftschiffhalle.

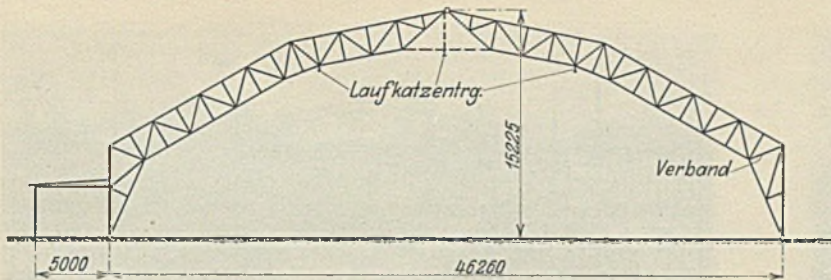


Abb. 2. Binder der neuen Flugzeughalle.

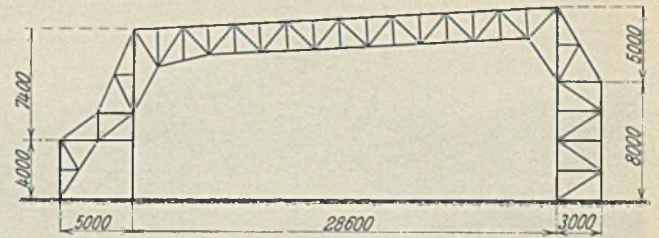


Abb. 3. Entwurfs-Variante.

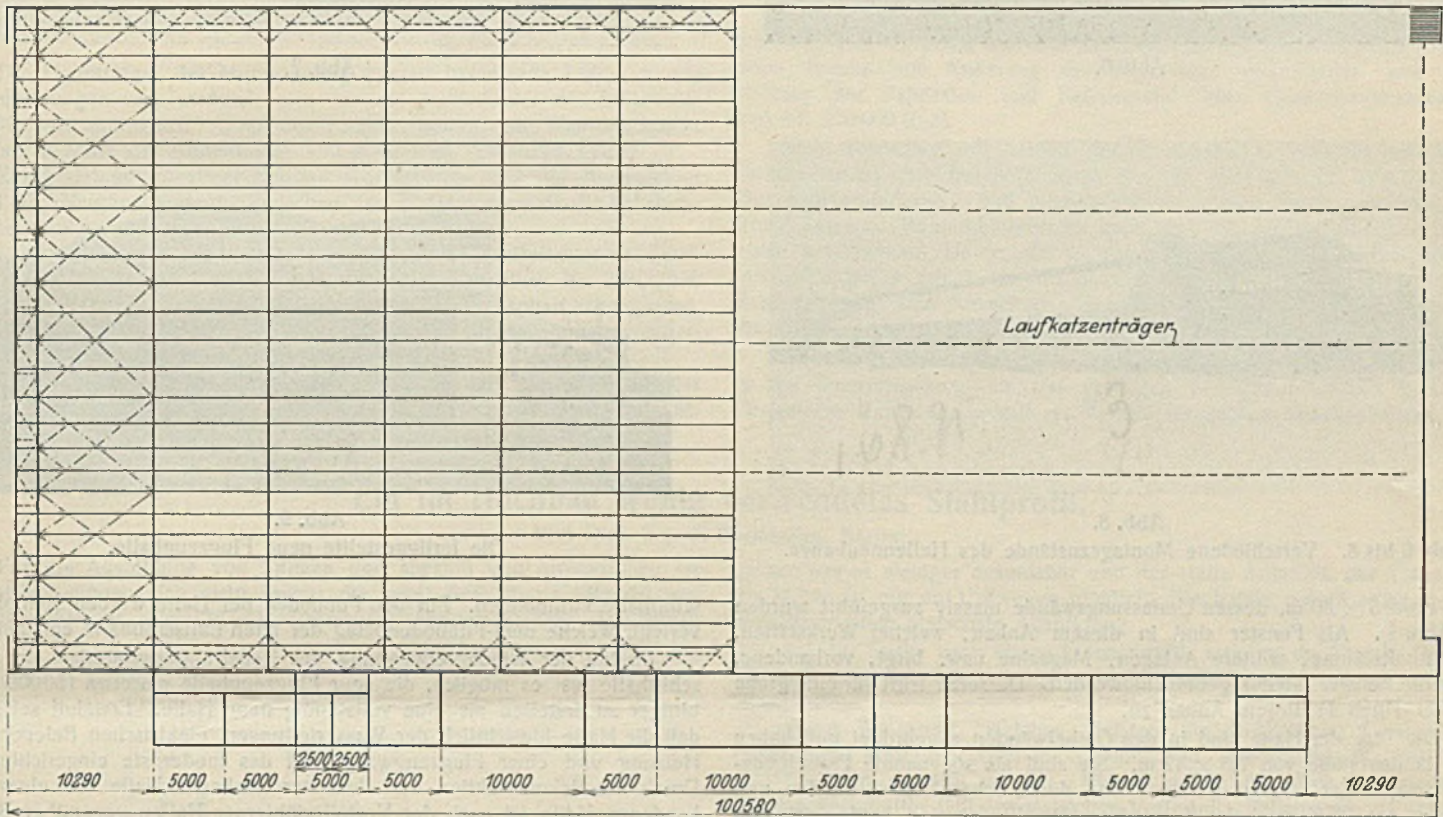


Abb. 4. Grundriß der neuen Halle.

Z-Profilen, welche mittels \perp -Sprossen die Dacheindeckung aus Bimsbeton-Kassettenplatten trugen. Um die Neukonstruktion der Halle wirtschaftlich zu gestalten, mußte darauf gesehen werden, die Elemente möglichst ohne große Umarbeitungen bzw. Verstärkungen benutzen zu können. Dadurch lag von vornherein in großen Zügen die Form der Binder in der neuen Halle fest, nämlich entweder ebenfalls der Dreigelenkbogen oder der Träger auf drei Stützen, weil sich nur bei diesen Binderformen die Spannkkräfte hinsichtlich Größe und Sinn ungefähr als dieselben ergaben, wie bei den Bindern der alten Luftschiffhalle.

Auf Grund dieser Erwägungen entstanden die neuen Formen der Halle, wie sie in Abb. 2 u. 3 dargestellt sind. Die Halle nach Abb. 2 wurde vom Auftraggeber zur Ausführung bestimmt, da bei dieser die Möglichkeit bestand, in beiden Giebelwänden Tore anzuordnen und somit den Raum der Halle vorteilhaft auszunutzen. Die einzelnen Binderscheiben wurden unverändert übernommen. Nur an den Verbindungsstellen mußten einige Knotenbleche und Stäbe neu eingezeichnet werden, da infolge der Anordnung von drei Laufkatzenträgern einige Verstärkungen notwendig waren. Diese Arbeiten konnten ohne größere Kosten auf der Baustelle ausgeführt werden. Die Hauptmenge der Pfetten, Sprossen und Oberlichter konnten ohne jede Bearbeitung wieder eingebaut werden,

da als Binderentfernung die gleiche angenommen war wie bei der alten Halle. Lediglich in den Endfeldern war eine Änderung der Pfetten erforderlich, weil sie hier der Konstruktion der Giebelwände angepaßt werden mußten. Ferner konnten die Dachverbände in der alten vorhandenen Form übernommen und wieder eingebaut werden. Für die Wände und Torkammern sowie für die Dachkonstruktion des Anbaues und für die Laufkatzenträger wurden ebenfalls vorhandene, geeignete Stahlkonstruktionsteile wieder gebraucht. Hierbei ist zu erwähnen, daß bei der Anordnung der Lichtflächen darauf Rücksicht genommen wurde, daß

auch ein Teil der mehrteiligen, vorhandenen schmiedeeisernen Fenster ohne Umarbeitung wieder eingebaut werden konnte. Die Ausmauerung der zum größten Teil $\frac{1}{2}$ Stein starken Umfassungs- und Zwischenwände geschah in der Hauptsache mit aus dem Hallenabbruch stammenden Ziegelsteinen.

Lediglich die vertikalen und horizontalen Tragkonstruktionen der Giebelwände, die Führungen für die Falttore, einige Vertikalverbände und die Binderverankerung mußten zur Vollendung des Ganzen neu hergestellt werden. Von den 254 t Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion waren 63 t Neukonstruktion, während der Rest von 191 t aus vorhandenen Teilen entnommen wurde. Die Halle hat eine nutzbare Größe von 46×96 m und eine Torhöhe von 7,5 m. Hierzu kommt noch ein Anbau

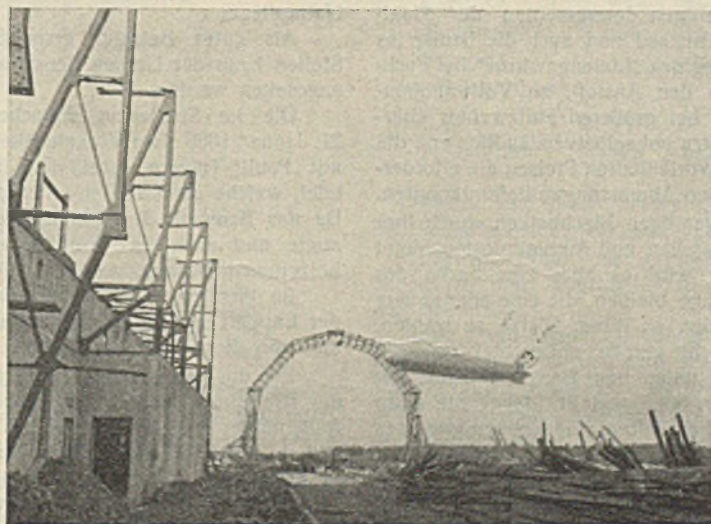


Abb. 5. Luftschiffhalle beim Abbruch.

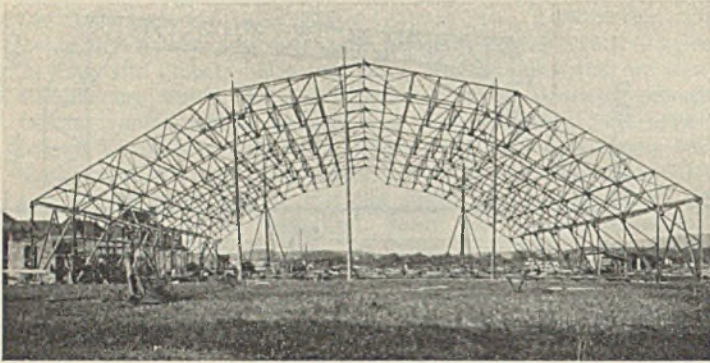


Abb. 6.

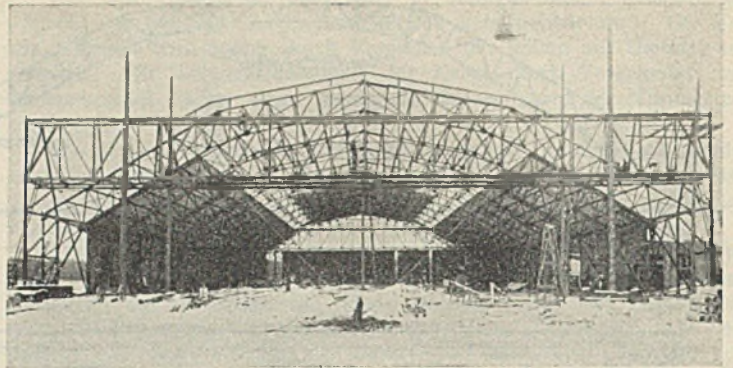


Abb. 7.

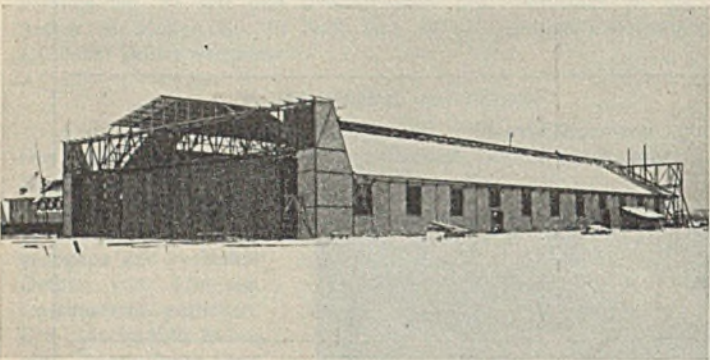


Abb. 8.

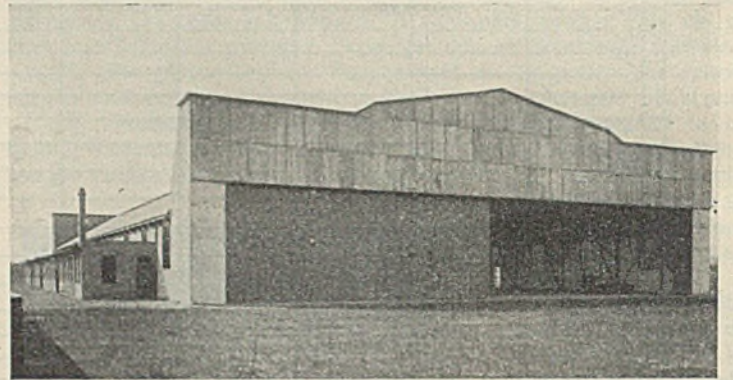


Abb. 9.

Abb. 6 bis 8. Verschiedene Montagezustände des Hallenneubaus.

Die fertiggestellte neue Flugzeughalle.

von etwa 5×80 m, dessen Umfassungswände massiv ausgeführt wurden (s. Abb. 4). Als Fenster sind in diesem Anbau, welcher Werkstätten, Aufenthaltsräume, sanitäre Anlagen, Magazine usw. birgt, vorhandene, hölzerne Fenster wieder gebraucht worden. Dasselbe trifft für eine große Anzahl Türen in diesem Anbau zu.

Die Tore der Halle sind in den Giebelwänden angeordnet und haben eine lichte Größe von $7,5 \times 42$ m. Sie sind als sogenannte Faltschiebetore ausgebildet. Je zwei Flügel sind durch Scharniere verbunden und können um 90° geschwenkt werden. Die Flügel sind beiderseitig mit Blech verkleidet und werden in der Mitte unten durch eine gefederte Rolle abgestützt, welche auf einer Führungsschiene läuft. Oben werden die Flügel ebenfalls durch Rollen und Führungswagen in einer besonderen Laufschiene geführt. Oberhalb der Tore ist die Hallenwand mit Eternit auf Holzschalung verkleidet. Die Eternitplatten sind den Toren der Luft-

schiffhalle entnommen. Für den Fußboden der Halle wurden Steinplatten verlegt, welche dem Fußbodenbelag der alten Luftschiffhalle entstammen.

Infolge der Wiederverwendung des Konstruktionsmaterials der Luftschiffhalle war es möglich, die neue Flugzeughalle um etwa 150000 Mark billiger zu erstellen als eine vollständig neue Halle. Erwähnt sei noch, daß die Halle hinsichtlich der Wasserleitungen, elektrischen Beleuchtung, Heizung und einer Flugzeugwaage auf das modernste eingerichtet ist. Durch die Rekonstruktion der oben beschriebenen Halle aus einer vorhandenen Halle ist auch der Vorteil stählerner Hallen gegenüber Betonkonstruktionen deutlich erkennbar. Diejenigen Stahlkonstruktionen der alten Halle, welche nicht wieder gebraucht werden konnten, wurden noch zu dem nicht unerheblichen Schrottwert verkauft. Die nachstehenden Bilder lassen den Bauvorgang erkennen. Abb. 5 stellt den Abbruch der Zeppelinhalle dar, Abb. 6 bis 9 den Neubau der Flugzeughalle.

Alle Rechte vorbehalten.

Ästhetik im Stahlbrückenbau.

Ludwigsbrücke über den Inn bei Rosenheim (Bayern).

Von Karl Protzmann, Ingenieur, Würzburg.

Mit dem Schlagwort „Einpassung in die Umgebung“ oder „Störung des Landschaftsbildes“ wird von einseitigen Interessenten der Stahlbrückenbau vielfach bekämpft. Dieser Umstand und auch die häufig ins Treffen geführte Ansicht unruhiger Wirkung des „Liniengewirres“ bei Fachwerkbrücken gab in geeigneten Fällen den Anstoß, zu Vollwandkonstruktionen der Brückenhauptträger auch bei größeren Stützweiten überzugehen. Die praktische Möglichkeit hierzu bot selbstverständlich erst die Entwicklung der Walzwerke, die bald zu vorteilhaften Preisen die erforderlichen Wandbleche in den benötigten großen Abmessungen liefern konnten.

Die natürliche Gliederung der vollwandigen Blechbalken durch ihre mit Nietreihen belebten Gurtungen, Stoßlaschen und Aussteifpfosten bietet ohnehin gute Flächenwirkung. Immer wird es aber eine Sache des gesunden Geschmacks und der Kostenfrage bleiben, die eine oder andere Bauart, also durchbrochen oder vollwandig, an ihrem Platze zu wählen. Die Unterhaltungsfrage dürfte dabei nicht gerade unbeachtet gelassen werden. Vielfach wird bei der Wahl unter den Bauvorschlägen der ästhetische Gesichtspunkt in den Vordergrund gestellt, dabei die gute Ausbildung der Brückentafel und die Unterhaltungsmöglichkeit weniger gut zugänglicher Stellen der Tragwerke bei Bewertung der Qualität der Entwürfe zu wenig berücksichtigt.

Die Oberste Baubehörde in Bayern hat schon frühzeitig bei Neu- und Umbauten von Brücken den Standpunkt der Ästhetik mit in den Vordergrund gestellt. Diese Bestrebung wurde zudem noch unterstützt

durch die Tätigkeit des in Bayern bestehenden Landesausschusses für Naturpflege.

Als gutes Beispiel ersprießlicher Zusammenarbeit der genannten Stellen kann der Umbau der Straßenbrücke über den Inn bei Rosenheim angesehen werden.

Die im Straßenzug München—Rosenheim—Salzburg liegende, am 21. Januar 1866 dem Verkehr übergebene Brücke war in Eisenkonstruktion mit „Pauli“-Trägern erstellt und hatte eine mit Holz abgedeckte Fahrtafel, welche etwa 1,20 m unter den Hauptträgerstützpunkten lag (Abb. 1). Da das Bauwerk den gesteigerten Verkehrsbelastungen nicht mehr genügte und auch im Hinblick auf die hohen Unterhaltungskosten der hölzernen Fahrtafel, war der völlige Abbruch nötig.

Im engeren Wettbewerb wurde für die Ersatzbrücke zur Ausführung der Entwurf der Brückenbauanstalt Gg. Noell & Co., Würzburg, gewählt, und von dieser Firma im Jahre 1914 der Umbau durchgeführt (Abb. 2).

Für die neue Brücke wurde unter Benutzung der bestehenden Pfeiler die Dreiteilung beibehalten mit Stützenabständen von 39,80 m für die Außenfelder und 40,16 m für das Mittelfeld. Durch fünf Hauptträgerzüge, die als vollwandige Gerberträger ausgebildet und mittels Querrahmen gekuppelt sind, wird die 6,5 m breite, oben liegende Fahrtafel getragen. Die beiderseitigen 1,8 m breiten Fußwege sind konsolartig ausgekragt, unter welchen die städtischen Wasser- und Soleleitungsrohre der Saline, sowie Telefon- und Starkstromkabel zugänglich gelagert sind.

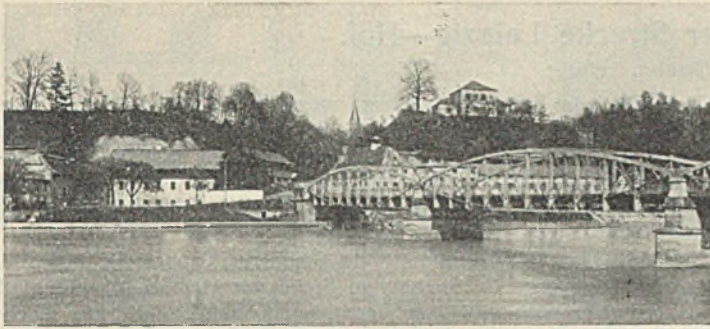


Abb. 1. Die alte Schweißisenbrücke aus dem Jahre 1866.

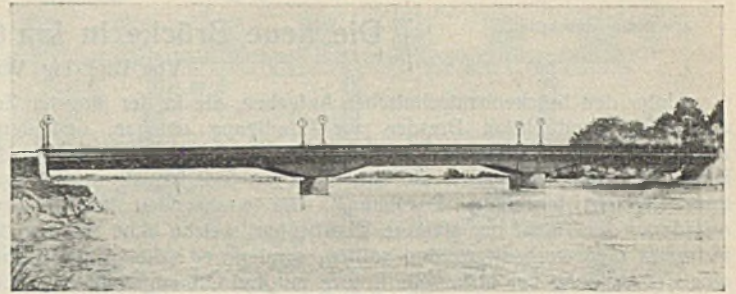


Abb. 2. Die neue Brücke.

Die Hauptträger der Mittelöffnung kragen beiderseits 7,96 m in die Seitenöffnungen vor, wodurch sich für die Außenfelder die Stützweite auf 31,84 m abmindert. Über den Pfeilern beträgt die Wandblechhöhe 3,68 m, in Mitte der Außenfelder 1,73 m und im Mittelfeld 2,25 m.

Zur Erzielung günstiger Steigungsverhältnisse sind die Außenfelder mit 1,5‰ Neigung verlegt. Zwischen den Pfeilern verläuft die Fahrbahn parabelförmig mit 0,15 m Pfeil.

Die Fahrbahndecke besteht aus 15 cm starkem Granitpflaster auf Sandbettung mit Betonunterlage, welche durch Belagprofile Burb. Nr. 120 × 240 getragen wird. Die Fugen der Pflasterung sind mit Asphalt ausgegossen, wodurch eine gute Isolierung erreicht ist. Die 10 cm starken Monierplatten der Fußwege haben 2 cm Asphaltaufstrich.

Das Gewicht der neuen Stahlkonstruktion beträgt rd. 500 t und der Brückenumbau erforderte mit Erstellung einer Notbrücke zur Aufrecht-

erhaltung des Verkehrs während der Bauzeit, einschließlich Abbruch der alten Brücke mit Änderung der Widerlager und Pfeiler, und Herstellung der Fahrbahn- und Fußwegtafel einen Gesamtaufwand von rd. 220 000 R.-M.

Nicht unerwähnt soll bleiben, daß die abgebrochene Eisenkonstruktion (Schweißisen) nach fast 50jährigem Bestand noch sehr gut erhalten war. Die Stoßverbindungen und Nietanschlüsse zeigten durchwegs einwandfreien Zustand. Bemerkenswert ist auch, daß die aus sieben Lagen Breit-eisen bestehenden Untergurte in ganzer Länge mit konischen Bolzen gebunden waren und beim Auseinandernehmen nicht die allergeringsten Rostbildungen zum Vorschein kamen. Die überdeckten Eisenflächen waren mit Bleimennige gestrichen.

Wie das Schaubild der neuen Brücke erkennen läßt, kann der Umbau in der Gesamtwirkung als gut gelungen bezeichnet werden und die Grundform diene wiederholt als Vorbild für spätere Brückenbauten.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein im Hochbau wenig verwendetes Stahlprofil.

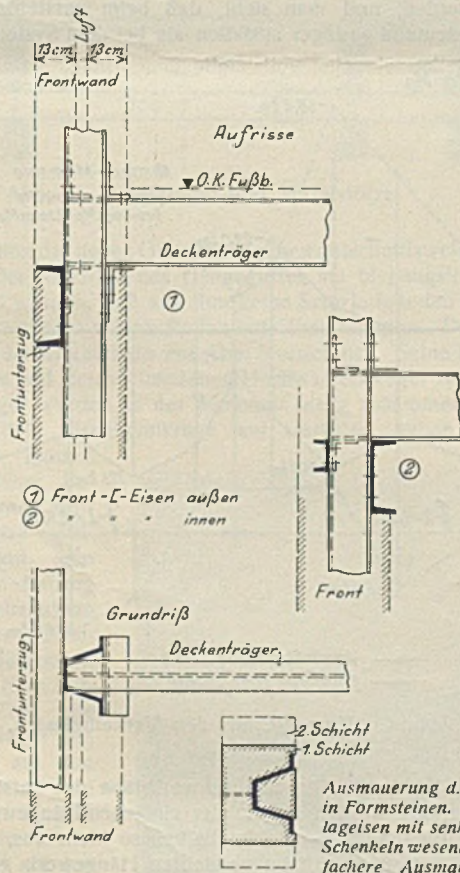
Von Dipl.-Ing. J. H.-Schaim, Berlin.

Für die Ausbildung von Stützen und speziell von Außenstützen im Skelettbau eignen sich nicht immer die sonst benutzten C-Profile und Breitflanschträger. Der \square -Querschnitt ist sehr zweckmäßig. Die Stütze

gefähr wegen weniger ausnutzbar und der steife Anschluß der Träger an die Stütze ist nur auf Umwegen möglich. Sie haben jedoch einen großen Vorteil, nämlich einfachste Ausbildung.

Auf der Suche nach einem Stützenprofil, welches die Vorteile beider Stützenformen vereinigt, stößt man im Profilbuch auf die polygonalen Belagprofile.

Dieses Walzprofil, welches meistens im Brückenbau Verwendung findet, kann vorteilhaft auch im Stahlhochbau, insbesondere als Stütze in Außenwänden gewählt werden. Ein Vergleich der drei verschiedenen Stützenquerschnitte läßt den statischen Vorteil des Belagprofils als Stützenquerschnitt erkennen:



Profil	Gew. kg/m	F cm ²	J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	i _x cm	i _y cm	$\frac{J_{min}^1)}{g}$
\square 12 (Spreizung 10 cm)	26,8	34,0	728	1565	4,62	6,80	21,0
IP 12	27,2	34,6	852	276	4,96	2,82	10,1
Λ 120 · 240	19,7	25,1	541	1110	4,64	6,64	27,5
\square 14 (Spreizung 10 cm)	32,0	40,8	1210	1980	5,45	6,98	29,0
IP 14	34,1	43,4	1490	480	5,86	3,32	14,1
Λ 130 · 260	26,7	34,1	866	1780	5,05	7,23	32,4
\square 16 (Spreizung 10 cm)	37,6	48,0	1850	2410	6,20	7,08	38,0
IP 16	45,8	58,4	2630	958	6,71	3,82	20,9
Λ 150 · 300	34,9	44,5	1490	3040	5,80	8,28	42,7

Leider sind diese Belagprofile nur in drei Größen vorhanden und mit verhältnismäßig kleinem Querschnitt.

Ein Λ -Profil mit geringerer Schenkelnneigung oder senkrechten Schenkeln und in größeren Abmessungen wäre ein großer Gewinn für den Skelettbau.

Das Profil bietet die Möglichkeit, mit geringstem Gewicht und geringster Werkstattarbeit eine Stütze herzustellen, welche sowohl die Erzielung steifer Anschlüsse für die anzuschließenden Träger, als auch eine Vereinfachung der Ausmauerung erlaubt. (Siehe Abbildung.)

läßt sich gleich steif nach beiden Richtungen ausbilden; die anschließenden Träger lassen sich auch durchstecken und steif mit der Stütze verbinden. Der einzige Nachteil, der diesen Stützen anhaftet, ist, daß sie mehr Werkstattarbeit erfordern.

Die Stützen aus Breitflanschträgern haben nach der y-Achse geringeres Trägheitsmoment. Infolgedessen sind sie auch weniger steif, der Knick-

¹⁾ Die Werte $\frac{J_{min}}{g}$ beziehen sich auf den lfdm fertige Stütze. (Bei \square sind 30 % für Bindungen zugeschlagen.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Brücke in km 64,9 der Strecke Leipzig—Hof.

Von Dipl.-Ing. Walter Kaufmann, Leipzig.

Unter den brückenbautechnischen Aufgaben, die in der jüngsten Zeit der Reichsbahndirektion Dresden zur Erledigung oblagen, und deren Lösung nur dem Stahlbrückenbau überlassen werden konnte, verdient die Erneuerung der Überbauten der Brücke in km 64,9 Leipzig—Hof wegen ihrer Eigenart besondere Erwähnung. Die wachsenden Betriebslasten erforderten hier nicht nur stärkere Überbauten, welche ohne Störung des Betriebes eingewechselt werden sollten, sondern es sollte zugleich auch eine Umwandlung der bisherigen Brücke mit drei Öffnungen in eine neue mit zwei Öffnungen vollzogen werden. Diese letzte Forderung ergab sich aus den Verkehrsverhältnissen auf der unterführten Straße. Wie

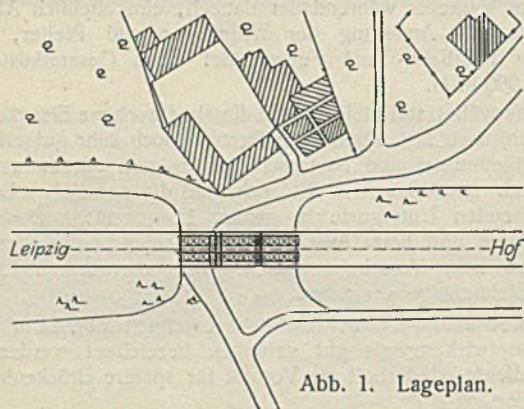


Abb. 1. Lageplan.

man aus vorstehender Skizze Abb. 1, welche die Brückenstelle vor dem Umbau darstellt, ersieht, teilt sich unmittelbar an der Brücke die unterführte Straße scharf nach rechts und links. Jedoch war dem Verkehr auf der Straße durch die vorhandenen massigen zwei Pfeiler aus Ziegelmauerwerk alle Sicht genommen, und es war dringend geboten, die Mauerpfeiler, welche sich zudem in schlechtem baulichen Zustande befanden, zu beseitigen. Man hat diese Aufgabe in der Weise gelöst, die Brücke in nur zwei Öffnungen zu unterteilen und den verbleibenden einen Pfeiler in Stahlfachwerk auszuführen, der zur Entlastung der hohen ebenfalls aus Ziegelmauerwerk bestehenden Widerlager die Bremskräfte aufnehmen sollte. Die Straßenöffnung gewann durch die Umbildung der Brücke an lichter Weite, was selbstredend willkommen war. Der für diese Öffnung vorgesehene Überbau mußte, um den darunter hindurchgehenden Straßenverkehr vor Tropfwasser usw. zu schützen, eine dichte Fahrbahn erhalten, welche außerdem mit Rücksicht auf die Anwohner ein möglichst geräuschloses Befahren durch die Eisenbahnfahrzeuge verbürgen sollte. Ferner blieb für die Wahl der neuen Überbauten noch maßgebend, daß die Auflager der neuen Gleisträger, um kostspielige Veränderungen des Widerlager-Mauerwerks zu vermeiden, in dieselbe Höhe zu liegen kamen wie bisher, und daß eine glatte Einwechslung in knappen Betriebspausen möglich war.

Die Brücke ist zweigleisig und bestand bisher aus Blechbalken-Gleisträgern von je 10,75 m Stützweite mit obenliegender offener Fahrbahn. Für die Ausführung des Neubaus wurden vier Gleisträger aus Stahl St 37 und zwar mit 16,3 m Stützweite gewählt. Die Fahrbahn liegt bei den neuen Gleisträgern ebenfalls oben und besteht wie vorher aus Querschwellen. In der Straßenöffnung wurde die Fahrbahn jedoch außerdem durch Tonnenbleche, die sich unter den Querschwellen von Obergurt zu Obergurt ziehen und mit etwa 2 cm Kies ausgefüllt wurden, abgedichtet.

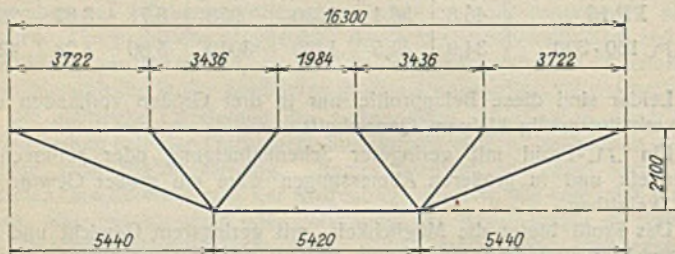


Abb. 2. Gewähltes Hauptträgersystem.

Bei den weiteren Entwurfsarbeiten wurden für die Ausbildung der Hauptträger etwa 1,6 m hohe Blechträger, deren Untergurte an den Auflagern hochzuziehen waren, und, da genügend Bauhöhe zur Verfügung stand, Hängewerke mit 2,10 m Systemhöhe in Betracht gezogen. Erfahrungsgemäß geben hohe Blechträger einen guten Resonanzboden für

die Geräusche beim Befahren ab, zumal wenn Tonnenbleche die Fahrbahn abschließen, und befinden sich damit gegenüber einem Hängewerk, dessen biegungsfester Balken nur geringe Höhe erfordert, im Nachteil. Andererseits besitzt ein Hängewerk, das üblicherweise als Wandstäbe nur Pfosten aufweist, die unangenehme Eigenschaft, daß es bei Verkehrsbelastung große Durchbiegungen erfährt.

Man hat daher zur Ausführung ein neuartiges Hängewerk bestimmt, das durch Anordnung von Streben an Stelle der Pfosten versteift wird und dadurch fast noch geringere Durchbiegung aufweist als ein Blechträger. Das System ist aus Abb. 2 zu ersehen. Die Ausführung hat er-

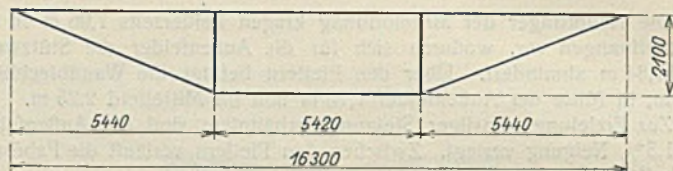


Abb. 3. Bisher übliche Form des unterspannten Balkens.

wiesen, daß dieses Hängewerk gegenüber dem Blechträger 8% Gewichtsersparnis bringt, und daß es auch leichter wird als die üblichen Systeme unterspannter Balken (s. Abb. 3), zeigen die Kurven der Momente aus den Verkehrslasten. Die Bestimmung der Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE), daß bei Wechselmomenten sein muß

$$\left. \begin{aligned} & \frac{\max M + 0,3 \min M}{W_n} \\ \text{bzw.} & \frac{\min M + 0,3 \max M}{W_n} \end{aligned} \right\} = \sigma_{zul} \leq 1400 \text{ kg/cm}^2,$$

spielt hierbei eine besondere Rolle. Auf der rechten Hälfte des Balkens in Abb. 4 sind die Werte $\max M_p + 0,3 \min M_p$ oder $\min M_p + 0,3 \max M_p$ aufgetragen worden, und man sieht, daß beim versteiften Hängewerk diese Werte bedeutend geringer ausfallen als bei dem System nach Abb. 3.

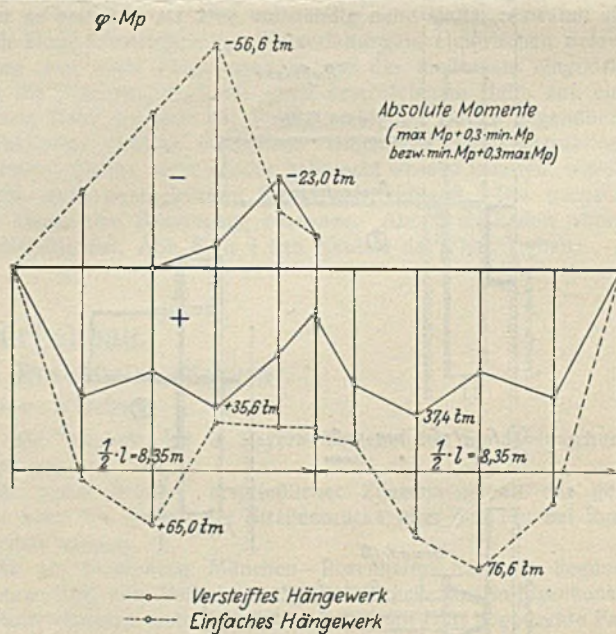


Abb. 4. Momente aus den Verkehrslasten.

Wenn auch die Stabkräfte für die Fachwerkstäbe des versteiften Hängewerkes etwas größer werden als die der einfachen Hängewerke, so fallen doch dafür die Biegemomente im Balken so klein aus, daß der Vorteil einer Gewichtsersparnis beim versteiften Hängewerk gegenüber den einfachen Hängewerken offensichtlich ist.

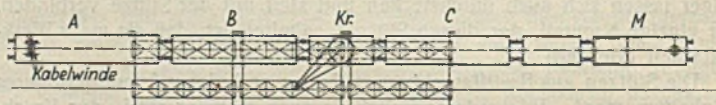


Abb. 7. Montagevorgang.

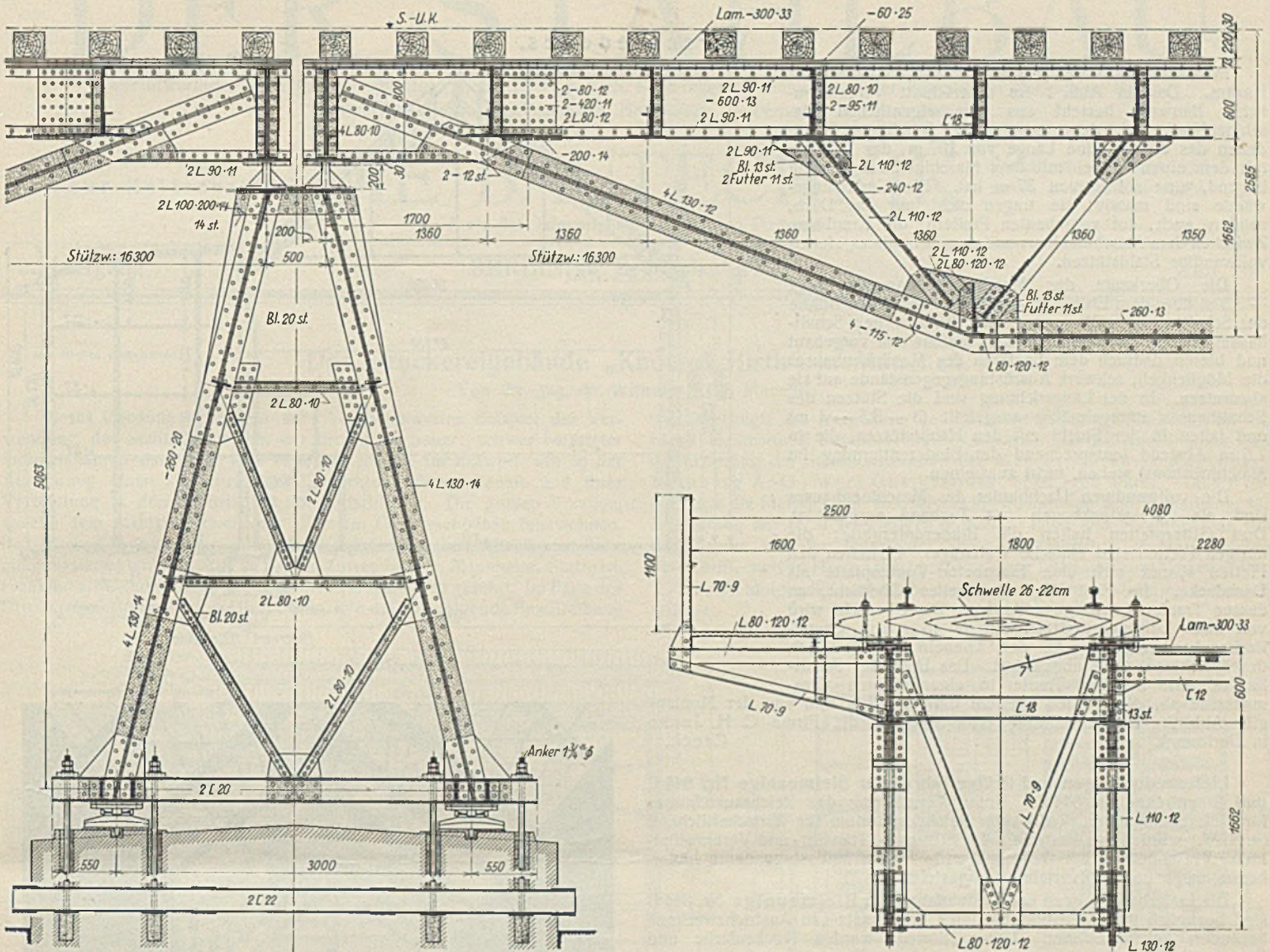


Abb. 5. Hauptträger und Mittelstütze.

Abb. 6. Querschnitt.

Die Konstruktion der neuen Gleisträger geben ausschnittsweise die Abb. 5 und 6 wieder. Der Anschluß des Hängegurtes am biegefesten Balken ist so ausgebildet worden, daß aus ihm keine Schwierigkeiten bei der Einwechslung der Gleisträger mittels Rollen entstehen konnten. Die Konstruktion der Mittelpfeiler ist ebenfalls aus Abb. 5 ersichtlich. Seine Fundamente sind mit Rücksicht auf den vorhandenen Hochwasserspiegel hoch gezogen.

Die Gleisträger wurden in der Werkstatt fertig zusammgebaut und an Baustelle mittels Eisenbahnkrane auf Gerüsten neben den alten Gleisträgern im ganzen abgesetzt. In einer Betriebspause, während welcher beide Gleise stilllagen, wurde auf dem einen Strang ein Bauzug mit einem Eisenbahnkran und zwei leeren Eisenbahnwagen aufgestellt (s. Abb. 7). Der Kran hob in kürzester Zeit die drei alten Gleisträger des andern Stranges aus den Lagern und ver lud sie auf die leeren Wagen. Dabei wurde ein Gleisträger erst einmal auf den Wagen B abgesetzt und dann mittels einer Winde auf den Wagen A hinüber gerollt, so daß der Wagen B für die Verladung eines anderen Gleisträgers frei

wurde. Nach der Aushebung gingen Abbruch-Kolonnen daran, die Köpfe der alten Mauerpfeiler so weit herunterzubrechen, bis die neuen Gleisträger von seitwärts einfahren konnten. Die Einwechslung zweier neuer Gleisträger einschließlich Abbruch der Pfeilerköpfe war in etwa sieben Stunden beendet; hierbei lagen beide Gleise gleichzeitig zwei Stunden still.

Bei Inbetriebnahme der neuen Gleisträger hat sich erwiesen, daß beim Befahren entstehende Geräusch bedeutend geringer ist als bei anderen Brücken aus Vollwand-Blechträgern. Zu einem gewissen Teile mag die geräuschdämpfende Zwischenlage zwischen Schiene und Rippenplatte dazu beitragen, in der Hauptsache ist die Milderung des Geräusches aber darauf zurückzuführen, daß der biege-feste Balken dank dem gewählten Hauptträger-system sehr niedrig gehalten werden konnte.

Abb. 8 stellt eine photographische Aufnahme der neuen Brücke dar.

Die neuen Gleisträger wurden im Jahre 1928 von der Firma Franz Mosenthin, Leipzig, hergestellt und eingewechselt.

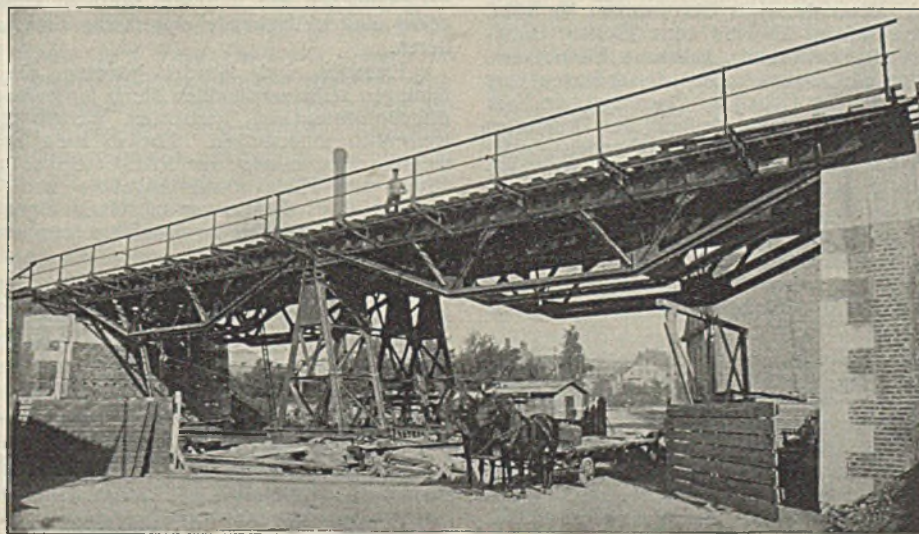


Abb. 8. Die neue Brücke unmittelbar nach ihrer Fertigstellung.

Verschiedenes.

Maschinenhaus der Zeche Sachsen in Ahlen bei Hamm. Das in Abb. 1 im Querschnitt veranschaulichte Bauwerk besteht aus dem eigentlichen Maschinenhaus und dem angebauten Schaltheis, von denen das erstere eine Länge von 107 m, das letztere, mit dem einen Giebel mit dem Maschinenhaus bündig liegend, eine solche von 37 m hat. Die Umfassungswände sind massiv; sie tragen nicht nur das Dach, sondern auch, auf vorgebauten Pfeilern, die Kranbahn. Zwischen dem Maschinenhaus und dem Schaltheis stehen vollwandige Stahlstützen.

Die Oberkante der Maschinenfundamente liegt — 5,5 m über dem Erdboden — in Höhe der ersten Bühne des Schaltheises. Die ersten zwei Bühnen des Schaltheises sind in das Maschinenhaus stufenweise vorgebaut und bieten dadurch dem Laufkran des Maschinenhauses die Möglichkeit, schwere Ausrüstungsgegenstände auf sie abzusetzen. In der Längsrichtung sind die Stützen des Schaltheises unregelmäßig ausgeteilt (3 — 3,5 — 4 m) und fallen in der Flucht mit den Hauptstützen, die in 7,5 m Abstand (entsprechend der Binderentfernung im Maschinenhaus) stehen, nicht zusammen.

Die vollwandigen Dachbinder des Maschinenhauses sind als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildet. Drei Gitterpfetten halten die Binderuntergurte; die übrigen Pfetten sind einfache Walzträger. Zwischen den Pfetten spannt sich eine Eisenbeton-Voutenplatte als Dachdecke. Im First liegt ein breites Oberlicht, an dessen Traufen Laufstege umlaufen. Das Oberlicht wird von zwei Lüftungsaufsätzen mit je 15×5 m Grundfläche durchbrochen. An den Giebeln ist das Dach des Maschinenhauses abgewalmt. Das Dach des Schaltheises fällt an der Traufe in einer flachen Glasmansarde ab, die an den Giebeln umläuft. Ein Bild von der Montage gibt Abb. 2. Die Ausführung erfolgte durch die Firma C. H. Jucho in Dortmund.

Lieferbedingungen und Prüfverfahren für Bleimennige Nr. 844 B und Eisenocker Nr. 844 E. Unter Vermittlung des Reichsausschusses für Lieferbedingungen (RAL) beim Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit (R. K. W.) wurden von Vertretern der Erzeuger-, Händler- und Verbraucherkreise einschließlich der Behörden und Wissenschaft vorgenannte Lieferbedingungen und Prüfverfahren aufgestellt.

Die Lieferbedingungen und Prüfverfahren für Bleimennige Nr. 844 B sind bezüglich ihrer Verwendung durch den Zusatz „zu Anstrichzwecken“ besonders gekennzeichnet. Unter „Sorten“ werden Trockenfarbe und Ölpaste als Hauptgruppen genannt, von denen die erstere wieder in vier und die letztere in zwei Untergruppen aufgeteilt sind. Dementsprechend sind auch die „Eigenschaften“ der Hauptgruppen Trockenfarbe und Ölpaste getrennt behandelt und ausführlich erklärt. Bleimennige wird zwar im allgemeinen nicht nach Muster gekauft, jedoch ist der Begriff des evtl. in Frage kommenden Typenmusters ausdrücklich vereinbart. Hierauf folgen Angaben über „handelsübliche Verpackung“ im Groß- und Einzelhandel für Trockenfarbe und Ölpaste, sowie Vorschriften über die „Probenahme aus der Lieferung“. Die „Prüfverfahren“ umfassen Untersuchungen der Trockenfarbe und der Ölpaste, von denen die erstere Prüfvorschriften auf Schönungsmittel, Bestimmungen des Trocknungsverlustes, der Gesamtverunreinigung und des Bleisuperoxyds sowie des Absitzvolumens enthält.

Die Lieferbedingungen und Prüfverfahren für Eisenocker Nr. 844 E haben den gleichen schematischen Aufbau. Es wird unter „Sorten“ unterschieden zwischen „Eisenocker“ allgemein und „kalkarme Eisenocker“. In besonderen Abschnitten werden die „Eigenschaften“ dieser Sorten kurz gekennzeichnet, d. h. es wird jeweils der Gehalt an Eisenoxyd, an Kalk usw. angegeben. Da es sich bei der Verschiedenheit der Ockerarten empfiehlt, nur nach Muster zu kaufen, sind die entsprechenden Muster (Ausfallmuster und Typenmuster) besonders definiert. Nach Angaben über die „handelsübliche Verpackung“ folgt eine genaue Vorschrift über die Methode der „Probenahme“ und der hierzu erforderlichen Mengen. Schließlich sind in einem besonderen Abschnitt genaue „Prüfverfahren“ zusammengestellt, die sich auf Farbenvergleich, Bestimmung des Eisenoxydgehaltes und Kalkbestimmung erstrecken. Bei den Vorschriften über die Bestimmung des Eisenoxydgehaltes sind die entsprechenden Reagenzien wiedergegeben.

Diese Lieferbedingungen und Prüfverfahren, die nunmehr im Druck erschienen und durch den Beuth-Verlag, Berlin S 14, Dresdener Str. 97 zu beziehen sind, stellen die Vorläufer weiterer, teilweise schon festgelegter Vereinbarungen auf dem Gebiete der Pigmente für Rostschutzfarben dar. Die dahinter stehenden Kreise, die sich an den Arbeiten betätigen, die Vereinbarungen durch Unterschrift anerkannt und auf deren Anwendung hinzuwirken sich verpflichtet haben, setzen sich aus mehr als 80 Körperschaften der maßgeblichsten Erzeuger-, Handels- und Verbraucherkreise, sowie den Behörden, gesetzlichen Berufsvertretungen, Prüf- und Forschungsanstalten und einigen anderen Organisationen zusammen. Sie sind in einer besonderen Liste den eigentlichen Lieferbedingungen und Prüf-

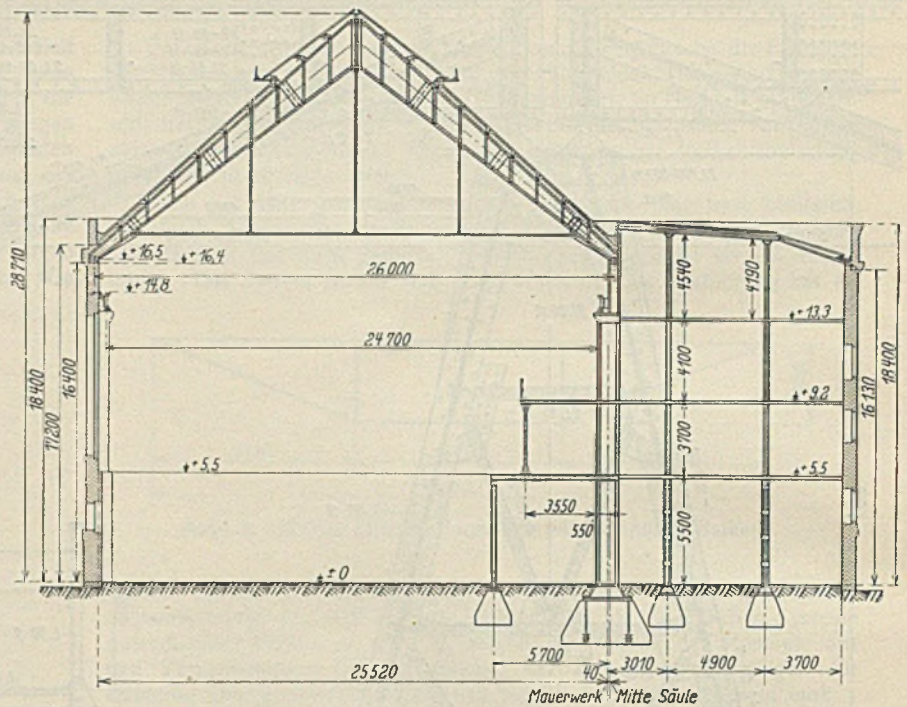


Abb. 1.



Abb. 2.

verfahren vorangestellt, um die Allgemeingültigkeit dieser Vorschriften hervorzuheben, sie in ihrem Wert zu erhöhen und ihnen damit gleichzeitig eine weitgehende und rasche Einführung in die Praxis zu garantieren.

Erzeuger und Handel könnten die Einführung dieser Vereinbarungen selbstverständlich durch fortlaufende entsprechende Hinweise in Angebotsformularen, Preislisten, Werbeblättern, Inseraten und Auslagen wesentlich unterstützen. Ebenso kann auch der Verbraucher zu vermehrter Anwendung der RAL-Vereinbarungen beitragen, wenn er im Groß- und Kleinverkauf Angebote nach RAL-Lieferbedingungen anfordert. Dies liegt sogar in seinem eigensten Interesse, da ihm hierdurch eine Garantie für Qualitätserzeugnisse und wirtschaftlichen Verbrauch geboten wird.

Berichtigung. Das neue Geschäftshaus der „DEBEWA“ in Mannheim. In dem unter dieser Überschrift in Heft 15 „Der Stahlbau“ veröffentlichten Aufsatz von Oberingenieur Moosbrucker sind durch ein bedauerliches technisches Versehen die Unterschriften der Abb. 10 und 11 vertauscht und die Abb. 10 auf den Kopf gestellt worden.

INHALT: Die Hudson-River-Brücke im Zuge der 178. Straße, New York. — Herstellung einer Flugzeughalle aus einer niedergelegten Luftschiffhalle. — Ästhetik im Stahlbrückenbau. — Ein im Hochbau wenig verwendetes Stahlprofil. — Die neue Brücke in km 64,9 der Strecke Leipzig—Hof. — Verschiedenes: Maschinenhaus der Zeche Sachsen in Ahlen bei Hamm. — Lieferbedingungen und Prüfverfahren für Bleimennige Nr. 844 B und Eisenocker Nr. 844 E. — Berichtigung.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.