

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 ersten Jahrganges „Der Stahlbau“ 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang

BERLIN, 14. Dezember 1928

Heft 19

Kesselhaus für das Großkraftwerk Gersteinwerk der Vereinigten Elektrizitätswerke Westfalen in Dortmund.

In dem unter obiger Überschrift erschienenen Aufsatz von Herrn Oberingenieur Anton Müller der Firma Hein, Lehmann & Co. A.-G. in Düsseldorf in Heft 18 unserer Zeitschrift ist bei der Nennung der an der Ausführung beteiligten Firmen die Stellung nicht genügend betont, welche der Firma Hein, Lehmann & Co. A.-G. dabei zufallen war.

Nach dem vorliegenden Vertrag war genannte Firma Generalunternehmerin und für die Ausführung des Auftrages allein verantwortlich.

Auch die Montage der gesamten Stahlkonstruktion war ihr allein übertragen. Die Leitung des für Berechnung, Entwurf und gesamte technische Ausarbeitung eingerichteten Konstruktionsbureaus lag lediglich in den Händen der Firma Hein, Lehmann & Co. A.-G.

Die Firmen Aug. Klönne und C. H. Jucho in Dortmund waren an der Werkstattarbeit beteiligt.

Die Schriftleitung.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Stahlbauten auf dem Gelände der Frankfurter Messe.

Von Dr.-Ing. chr. Wilhelm Kitz, München.

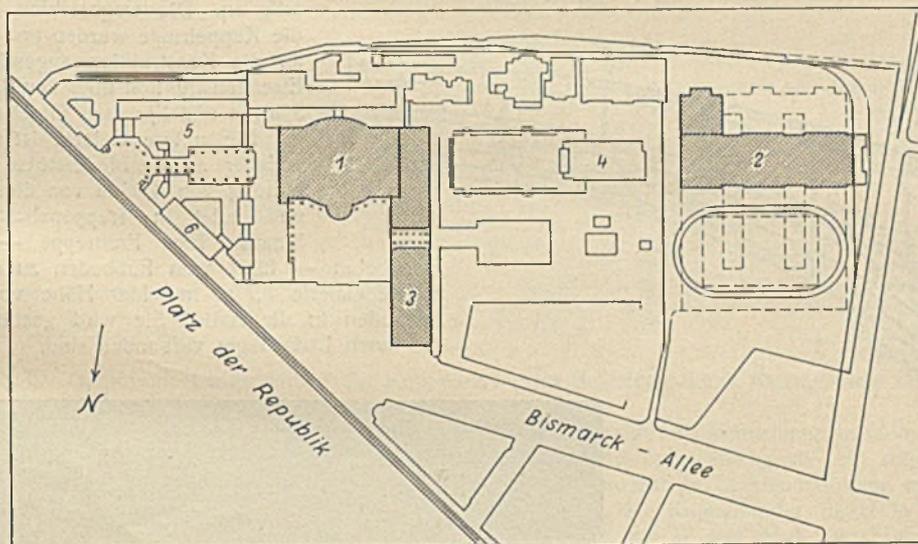
Wenn die Entstehung der Stahlbauten der Frankfurter Messe auch bereits eine dem schnellebigen Heute recht beträchtlich erscheinende Zeitspanne zurückliegt, so sei an dieser Stelle dennoch darüber berichtet, einmal in gerechter Würdigung des starken Wiederaufbauwillens, aus dem sie z. T. in schwerster Nachkriegszeit entstanden, nicht zuletzt aber deshalb, weil ihre Kenntnis einen beachtlichen Beitrag zur Entwicklungsgeschichte des neuzeitlichen Stahlbaues bildet.

Überaus fördernd wirkte die günstige Lösbarkeit der Platzfrage: Wie aus dem Übersichtsplan (Abb. 1) hervorgeht, stand in dem südwestlich an den heutigen 20 Hektar großen „Platz der Republik“ sich anschließenden Gelände der Messeleitung, in der Nähe des Hauptbahnhofs und des belebtesten Stadtteils, ein mit Bahnanschluß versehener Platz zur Verfügung, wie er für Messezwecke geeigneter kaum gefunden werden konnte. Das Hauptgebäude war zudem in der 1909 von der Stadt Frankfurt fertiggestellten und der Messeleitung zur Benutzung übergebenen Ausstellungs- und Festhalle bereits vorhanden, und es galt nur, das Bestehende durch Neubauten zu ergänzen und in energischer und zielbewußter Arbeit die Frühjahrs- und Herbstmessen zu organisieren. In Zusammenarbeit mit dem Werkbund gelang diese Aufgabe trotz der Schwere der Nachkriegszeit. Das Bedürfnis an Ausstellungsraum wuchs von Jahr zu Jahr, und es fanden sich schließlich Mittel und Wege, um die Kosten für neue Gebäude aufzubringen und nach und nach eine Reihe bemerkenswerter Hallenbauten entstehen zu lassen.

Es darf rühmend hervorgehoben werden, daß trotz dieses Nacheinanderbauens, trotz des Fehlens eines im voraus festgelegten Planes, der Eindruck des schließlich Gewordenen dennoch nicht der des Gestückelten, systemlos Aneinandergereihten ist. Es gelang, eine Anlage zu schaffen, die in ihrer Gesamtwirkung als befriedigend angesehen werden kann: Von den Gebäuden entstand zunächst (Abb. 1) das Werkbund-Gebäude, alsdann das Haus Offenbach, ein massiver Stockwerkbau, in dem auch die Verwaltungsräume untergebracht wurden; das Haus Leder wurde nördlich, die Südhalle südwestlich an diesen Bau angeschlossen. Weiterhin entstanden eine Reihe von Gaststätten, ebenso gärtnerische

Anlagen, im südwestlichen Teil des Parkes das Haus der Technik und — an den westlichen Teil der Festhalle sich anlehnend — das Haus der Moden.

Aufgabe dieses Aufsatzes soll es sein, Entwurf, Ausführung und Aufstellung der drei großen Stahlbauten zu beschreiben, die der Messe ihr hauptsächlichstes Gepräge verleihen, nämlich die Ausstellungs- und Festhalle, das Haus der Technik und das Haus der Moden. Diese drei in jeder Hinsicht hervorragenden Bauten sind vor und bald nach dem Kriege unter der Leitung von Magistratsbaurat Grörich von dem Werk Gustavsburg der M. A. N. errichtet worden. An Veröffentlichungen darüber besteht nur eine in beschränktem Kreise verbreitete Festschrift über das erste Bauwerk. Sie sei hiermit in verdiente Erinnerung gebracht und wird im folgenden mehrfach erwähnt werden.



1 Festhalle. 2 Haus der Technik. 3 Haus der Moden.

Abb. 1. Übersichtsplan.

Der Bau der **Ausstellungs- und Festhalle** begann sofort nach Auftragserteilung am 11. Juni 1907, die künstlerische Bauleitung lag in der Hand von Friedrich v. Thiersch, dem genialen Schöpfer des Entwurfs. Gründungs- und Maurerarbeiten lagen in Projekt und Ausführung in Händen der Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt a. Main.

Nach genau einjähriger Gesamtbauteilzeit, am 11. Juni 1908, konnte die gewaltige Halle mit fertiggestellter äußerer Verglasung und unterer Galerie der Deutschen Turnerschaft zur Abhaltung ihres glänzend verlaufenen Festes übergeben werden.

Das Bauwerk (Abb. 2 u. 3) stellt die Durchdringung eines nach Grund und Aufriß elliptischen Kuppelgewölbes und eines Tonnengewölbes von rechteckiger Grundrißform und im allgemeinen elliptischem Querschnitt dar. Bei einer Stützweite des Tonnengewölbes von 49 m und einer beiderseitigen Länge desselben von 29 m erhält die Halle eine Längenausdehnung von 112 m und eine größte Breite des Kuppelbaues von 67 m. Letzterer wird durch 20 Binder von im allgemeinen elliptischer Form gebildet. Ein Gratbinder trennt das Kuppelgewölbe von den Tonnengewölben und ist beiderseitig auf Stützen aufgelagert. Von den Kuppelbindern lagern zwölf auf Binderstützen auf, während acht in den Gratbinder eingebunden sind. Sämtliche Kuppelbinder sind gelenkartig an einen ellip-

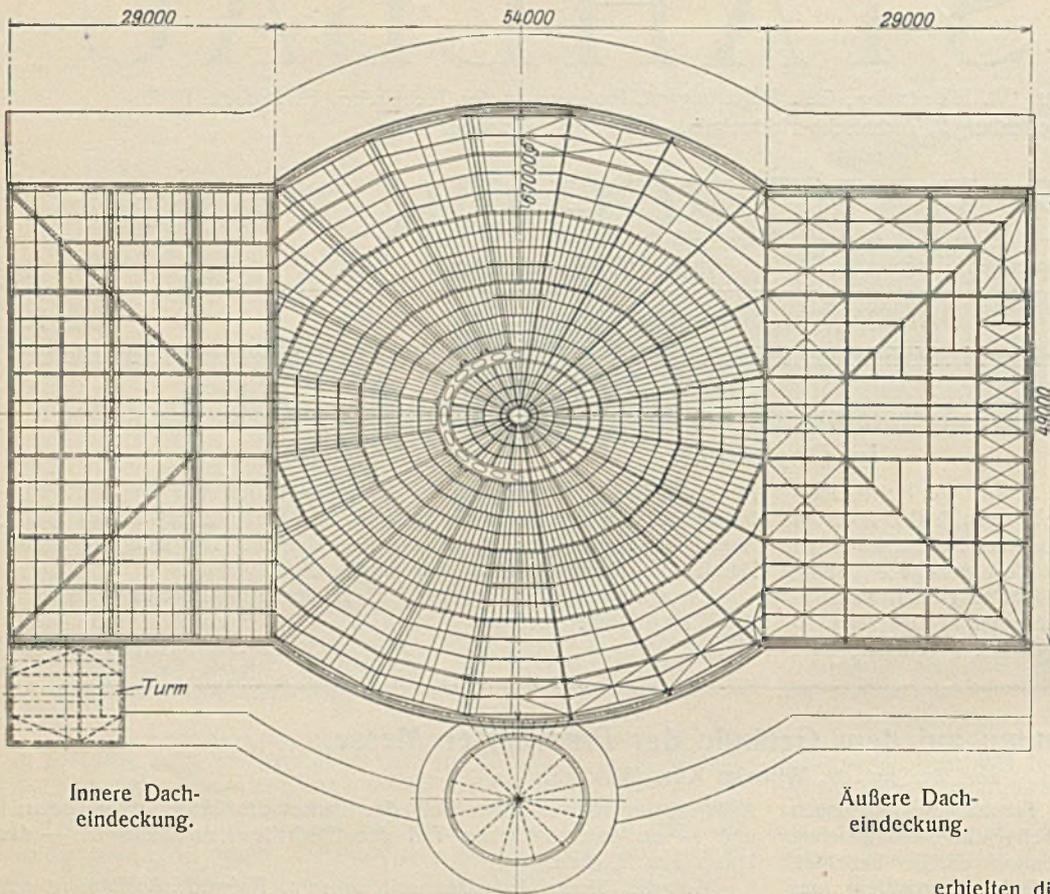


Abb. 2. Grundriß der Festhalle.

tischen Kuppelring angeschlossen, dessen außen gemessene Achsen 18 m und 15 m betragen. Auf diesem baut sich die Laterne auf, die einen besonderen oberen Kuppelring besitzt. Mit ihrem höchsten Punkt erreicht sie die Höhe von 38,5 m über Fußboden. In Form von geradlinig gebrochenen konzentrischen Ellipsen verbinden Pfetten die Kuppelbinder. Das beiderseitige Tonnengewölbe wird durch je drei Binder von gleicher Oberkurvensform wie die des Gratbinders gebildet. Gegen die Giebelwände sind die Tonnenbinder seitwärts abgewalmt und in der Mitte mit Stichkappen zur Aufnahme der großen Giebel Fenster durchsetzt. Die Pfetten übertragen den auf den Gratbinder ausgeübten Druck der Kuppelbinder auf die schrägen Eckbinder. Die Binderstützen, auf welchen die Binder mit Auflagergelenken ruhen, sind auf 3,67 m in die Tiefe einbetoniert und ragen 5,4 m freistehend in die Höhe.

Eigenartig ist die Ausbildung der Binder (Abb. 4): Die schlanken Binderfüße verbreitern sich zu den im Ober- und Untergurt nach fast durchwegs elliptischer Form gebildeten, gegen den Kuppelring sich verjüngenden Bindern, deren Gurte nicht durch Streben verbunden, sondern durch Winkelrahmen von achteckiger Form gegeneinander versteift sind. Durch diese Anordnung werden die Binder zur Aufnahme von Biegebbeanspruchungen befähigt. Dieselbe Art der Ausbildung

erhielten die Pfetten und die kastenförmigen, vierwändigen Kuppelringe. An letztere schließen sich die Binder gelenkartig an. Die wagerechten Anschlußbleche der Binder an die Kuppelringe wurden erst nach Belastung und Freisetzen an die Konstruktion angeschlossen. Aufsätze aus leichter Eisenkonstruktion über den Bindern dienen der Lagerung von Sparren und Sprossen für Dachdeckung und Verglasung.

Die untere Galerie ist unmittelbar unter dem Binderauflager an die Binderstütze gebunden, ruht in einer Entfernung von 4,66 m von dieser auf den Galeriestützen auf und ladet in Treppenabsätzen noch 3,5 m über diese hinaus. Eine Freitreppe — ebenso wie die Galerie in Eisenbeton — führt vom Fußboden zu dieser. Konsolartig ladet die zweite Galerie 5,7 m in einer Höhe von 11,5 m von Oberfläche bis Fußboden in die Halle. Sie wird gestützt durch stählerne Konsolen, die durch Längsträger verbunden sind.

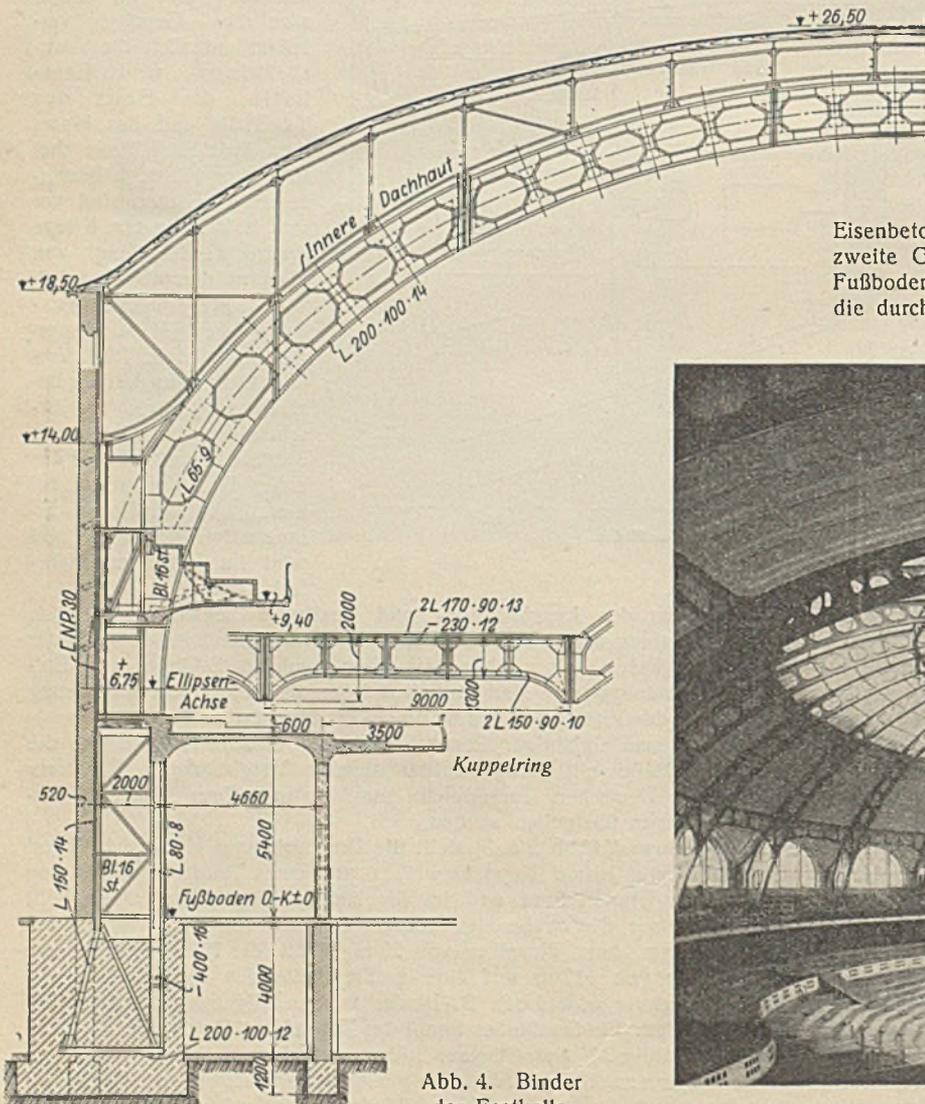


Abb. 4. Binder der Festhalle.

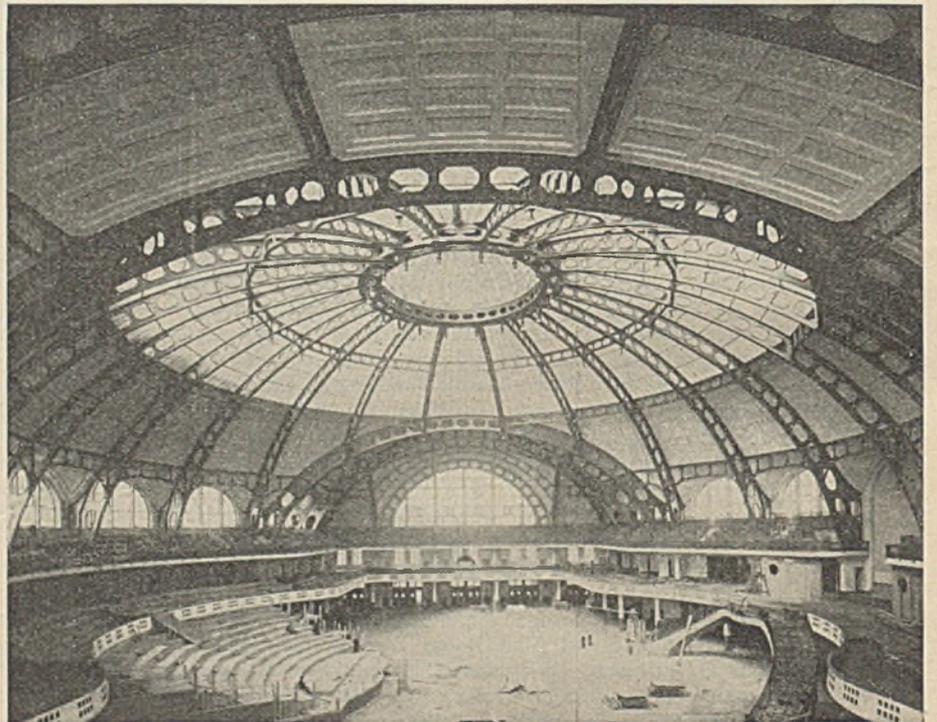
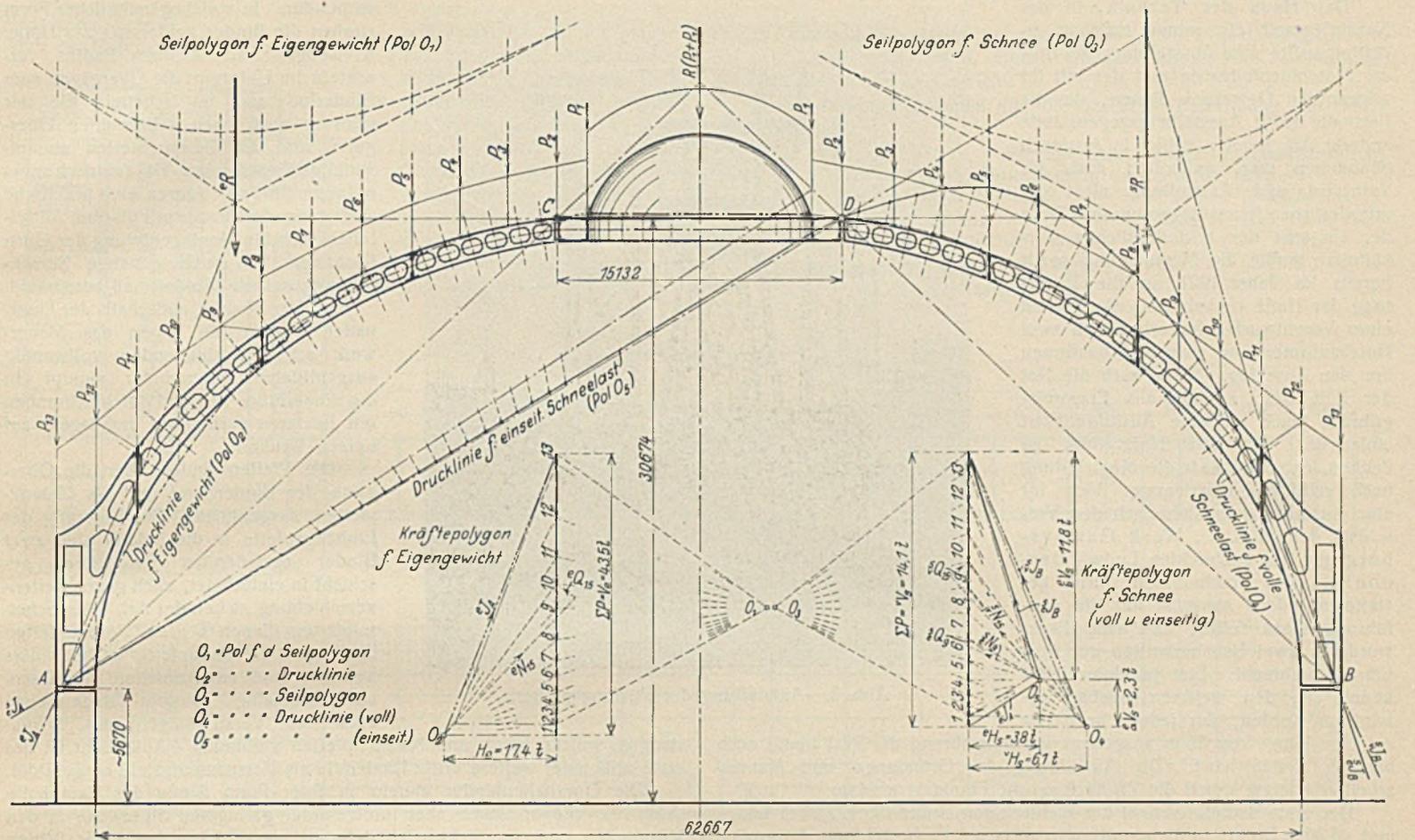


Abb. 3. Innenansicht der Festhalle.



- Pole für Seilpolygone und Drucklinien.
- ⊙ Gelenke des Viergelenkbogens.
- — — — — Drucklinie für Eigengewicht.
- · — · — · — Drucklinie für volle Schneelast.
- — — — — Drucklinie für einseitige Schneelast.

Die Mittelkräfte sind in jedem Querschnitt in die Normal- und Querkkräfte zu zerlegen. In obigen Kräftepolygonen ist dies bei Eigengewicht und voller Schneelast für Querschnitt 15, bei einseitiger Schneelast für Querschnitt 9 vorgenommen worden.

Knotenlasten aus Eigengewicht		Knotenlasten aus Schnee	
$P_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,2 \cdot 8,0 \cdot 2 \cdot (18 + 12 + 30) + 2,0 \cdot 350$	= 1760 kg	$P_1 = \frac{1}{2} \cdot 6,6 \cdot 2,2 \cdot 7,5 =$	550 kg
$P_2 = 2,0 \cdot 2,5 \cdot 2 \cdot (18 + 12 + 15) + 2,4 \cdot 2,8 \cdot (18 + 12) + (2,4 + 1,25) \cdot 350$	= 1930 "	$P_2 = 2,0 \cdot 2,5 \cdot 7,5 =$	380 "
$P_3 = 2,5 \cdot 3,3 \cdot 2 \cdot (18 + 12) + 3,3 \cdot (12 + 12) + 2,5 \cdot 350$	= 1450 "	$P_3 = 2,5 \cdot 3,3 \cdot 7,5 =$	620 "
$P_4 = 2,6 \cdot 4,1 \cdot 2 \cdot (18 + 12) + 4,1 \cdot (15 + 12) + 2,6 \cdot 400$	= 1790 "	$P_4 = 2,5 \cdot 4,1 \cdot 7,5 =$	770 "
$P_5 = 2,75 \cdot 4,9 \cdot 2 \cdot (18 + 12) + 4,9 \cdot (110 + 18) + 2,75 \cdot 400$	= 2540 "	$P_5 = 2,6 \cdot 4,9 \cdot 7,5 =$	960 "
$P_6 = 2,85 \cdot 5,8 \cdot 2 \cdot (18 + 12) + 5,8 \cdot (20 + 20) + 2,85 \cdot 400$	= 2400 "	$P_6 = 2,6 \cdot 5,8 \cdot 7,5 =$	1130 "
$P_7 = 2,95 \cdot 6,7 \cdot 2 \cdot (18 + 12) + 6,7 \cdot (24 + 25) + 2,95 \cdot 450$	= 2840 "	$P_7 = 2,6 \cdot 6,7 \cdot 7,5 =$	1310 "
$P_8 = 1,5 \cdot 7,3 \cdot 2 \cdot (18 + 12) + 7,6 \cdot 1 \cdot (18 + 12) + 1,3 \cdot 7,8 \cdot (30 + 6) + 1,4 \cdot 7,8 \cdot 45 + 7,6 \cdot 1,8 \cdot 45 + 7,6 \cdot (110 + 20 + 35) + 2,9 \cdot 450$	= 4900 "	$P_8 = 2,4 \cdot 7,6 \cdot 7,5 =$	1370 "
$P_9 = 2,6 \cdot 8,3 \cdot (30 + 6) + 2,8 \cdot 8,3 \cdot 45 + 8,3 \cdot (29 + 18) + 2,8 \cdot 500$	= 3620 "	$P_9 = 2,2 \cdot 8,3 \cdot 7,5 =$	1370 "
$P_{10} = 2,75 \cdot 9,1 \cdot (30 + 6) + 3,1 \cdot 9,1 \cdot 45 + 9,1 \cdot (34 + 20) + 3,1 \cdot 500$	= 4210 "	$P_{10} = 2,2 \cdot 9,1 \cdot 7,5 =$	1500 "
$P_{11} = 2,8 \cdot 9,8 \cdot (30 + 6) + 3,2 \cdot 9,8 \cdot 45 + 9,1 \cdot (40 + 150) + 3,5 \cdot 500$	= 5880 "	$P_{11} = 2,2 \cdot 9,8 \cdot 7,5 =$	1620 "
$P_{12} = 2,6 \cdot 10,4 \cdot (30 + 6) + 2,5 \cdot 10,4 \cdot 45 + 10,4 \cdot (42 + 30 + 27) + 11 \cdot 500$	= 8670 "	$P_{12} = 2,1 \cdot 10,4 \cdot 7,5 =$	1640 "
$P_{13} = 1,2 \cdot 11,0 \cdot (30 + 6) + 1,3 \cdot 11,0 \cdot 45 + 8 \cdot 50$	= 1520 "	$P_{13} = 1,1 \cdot 11,0 \cdot 7,5 =$	910 "
$V_e \approx 43\,500 \text{ kg}$		$V_s = 14\,100 \text{ kg}$	

Abb. 5. Graphische Untersuchung der Kuppelbinder für Belastung durch Eigengewicht und Schnee.

Das Dach besitzt in seinem undurchsichtigen Teil zwei Decken, eine äußere Kupferdecke auf Holzschalung und eine innere Rabitz- bzw. Rohrputzdecke (Abb. 2 u. 4). Die Belichtung des Innenraumes erfolgt durch die reichlich angeordneten Seiten- und Giebelwandfenster sowie durch ein in der Kuppel angebrachtes zentrales Oberlicht von elliptischer Grundrißform mit 54 m und 34 m Achsenlänge. Eine über den Druckring sich erhebende Glaskuppel krönt dieses Oberlicht. Die besondere Eigenart der Anordnung von Decken und Oberlichtern besteht darin, daß das stählerne Tragwerk der Binder und Pfetten sich völlig unverdeckt den Augen des Beschauers darbietet: Die Schönheit der Formen tritt dadurch so recht zutage; sie wird wesentlich durch die Rahmenaussteifungen der Tragkonstruktionen gehoben, welche an Stelle des unruhigen Bildes von Verstrebrungen einen harmonischen, ruhigen, der Bogenform sich anpassenden Anblick gewähren. Die zentralen Oberlichter vermitteln eine gute Belichtung des Halleninnern bei Tage, während die künstliche Beleuchtung durch reichliche Verteilung von Bogenlampen gesichert ist.

Mit etwa 6000 m² Grundrißfläche erreicht die Halle einschließlich der Galerien ein Fassungsvermögen von 18000 Personen. — Der statischen Berechnung lagen folgende Belastungsannahmen zugrunde:

Für die Dachkonstruktion neben dem Stahlgewicht der einzelnen Konstruktionsteile:

- für das innere Oberlicht . . . 30 kg/m²,
- für das äußere Oberlicht . . . 36 kg/m²,
- für die innere Rabitzdecke . . . 45 kg/m².

Hierzu kommen als zufällige Belastung:

- Schnee 75 kg/m² — Grundfläche und Winddruck 150 kg/m² senkrecht getroffener Fläche,
- für die obere und untere Galerie eine Nutzlast von 500 kg/m².

Als zulässige Beanspruchung wurden 1200 kg/cm² bei Gesamtbelastung ohne Wind und 1600 kg/cm² bei solcher mit Wind angenommen. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion ermittelte sich mit 1850 t. Der Berechnung der Kuppelbinder liegt die Annahme eines Viergelenkbogens zugrunde, wie er sich durch die Gelenke der Binderhälften, am Stützensauflager und Kuppelring ergibt. Bei voller Belastung bewirken diese Gelenke ein besseres Anschmiegen der Drucklinie; bei einseitiger Belastung schließt sich ein Mittelgelenk und wird dadurch der Dreigelenkbogen hergestellt. Tonnenbinder und Gratbinder sind ebenfalls als Vier- bzw. Dreigelenkbogen berechnet (Abb. 5).

Das Aufstellungsverfahren (Abb. 6 u. 7) war durch die Art des Bauwerks von selbst gegeben. Parallel mit der Montage der Binderstützen ging die Einrichtung eines stählernen Turmpfeilers in der Mitte der Halle, der den Druckring in etwas erhöhter Lage stützte. Es folgte die Aufstellung der Tonnen- und Gratbinder in drei Teilen bei vorläufiger Unterstützung der Seitenteile durch leichte Pfeilergerüste. Nach Aufstellung der Binderfüße wurden in sie und die Gratbinder einerseits, in den Kuppelring andererseits die Kuppelbinderteile eingesetzt, Pfetten und Verspannungen angeschlossen. Schließlich erfolgte die Montage der Laterne und der Binderaufsätze und das Freisetzen der Konstruktion durch Ablassen der Hebeschrauben unter dem Kuppelring. Als Montagegeräte dienten stählerne Ausleger-Standbäume, „Galgengerüste“ genannt, und Derricks, von denen einer auf dem Pfeilergerüst seine Aufstellung fand. Schwierig war die Einschalung und das Betonieren von Galerie und Freitreppe im Rahmen der anderen Arbeiten. Immerhin konnte in geschlossenem Ineinandergreifen aller Gruppen die am 2. Januar 1908 begonnene Montage des Haupttragwerks bis zum 13. Mai 1908 vollendet und die übrigen Dachdecker-, Verglasungs- usw. Arbeiten rechtzeitig zum Abschluß gebracht werden.

Das Haus der Technik, in der Nachkriegszeit als reiner Nutzbau errichtet, sollte dem Ausstellungsbedürfnis der Maschinenindustrie und des mit ihr verwandten Gewerbes dienen, da die Festhalle durch Ausstellungsgegenstände anderer Art bereits völlig in Anspruch genommen war, außerdem auch für Transport und Aufstellung nicht die erforderlichen Krananlagen besaß. Trotz der Ungunst der wirtschaftlichen Verhältnisse mußte die Messeleitung somit bereits im Jahre 1921 an die Errichtung der Halle herantreten. Auf Grund eines Vorentwurfes bewarben sich zwei Holzbaufirmen und zwei Stahlbaufirmen um den Zuschlag. Wenn auch die Not der Zeit dazu zwang, aus Ersparnisgründen auch an eine Ausführungsart einfachster Art aus Holzgebälk zu denken, entschied sich die Messeleitung nach reiflicher Überlegung doch für eine Ausführung in Stahl nach dem Vorschlag der M. A. N., Werk Gustavsburg und des Architekten Ludwig Bernoulli. Die beschränkten Mittel gestatteten jedoch zunächst nur die Ausführung eines Teiles, und auch dieser wurde in zwei Bauabschnitten zur Ausführung gebracht. Erst im Jahre 1924 konnte an den weiteren Ausbau geschritten werden, der jedoch auch nur auf eine Länge von 38 m ausgebaut wurde, während der Rest heute noch besserer Zeiten harret. Die Ausführung der Gründungs- und Maurerarbeiten erfolgte durch die Firma Eurich, Frankfurt a. Main.

Der erste Bauteil (Abb. 8) hat rechteckigen Grundriß, 172,24 m Länge und 48,30 m Breite, in Mauermitte gemessen. Er besteht aus der großen Mittelhalle von 28,98 m und den beiden Seitenhallen von je 9,66 m Spannweite. Die erstere hat an den Seiten eine lichte Höhe von 10,0 m, in der Mitte von 16,5 m und ist auf die ganze Ausdehnung ohne jeden Einbau. Die Seitenhallen erfahren in ihrer Normalhöhe von etwa 9,53 m wiederholte, das Bild belebende Abwechslung durch die drei Querhallen, von denen die erstere ihre Fortsetzung in der Querhalle des zweiten Bauteiles findet. Jede dieser Querhallen besteht aus einer Mittelhalle von 19,32 m Stützweite und etwa 12 m freier Scheitelhöhe sowie zwei Seitenhallen von 9,66 m Spannweite und 9,53 m mittlerer Höhe. Die Querhallen sind durch je zwei Normalfelder voneinander getrennt. Mit Ausnahme des Mittelbaues der ersten Querhalle durchlaufen Galerien in 5,245 m Höhe der Decke über den Fußboden alle Seitenhallen.

Die Entfernung der Binder beträgt 9,66 m, nur das nördliche, hauptsächlich der Unterbringung von Nebenräumen dienende Abschlußfeld ist auf 8,18 m Länge beschränkt und tritt zudem auf die Breite des Mittelfeldes von 2,5 m zurück.

Mit ihren schlanken Füßen ruhen die Mittelbinder (Abb. 9) auf 100 mm starken Auflagerplatten und sind durch vier Anker mit den Fundamenten

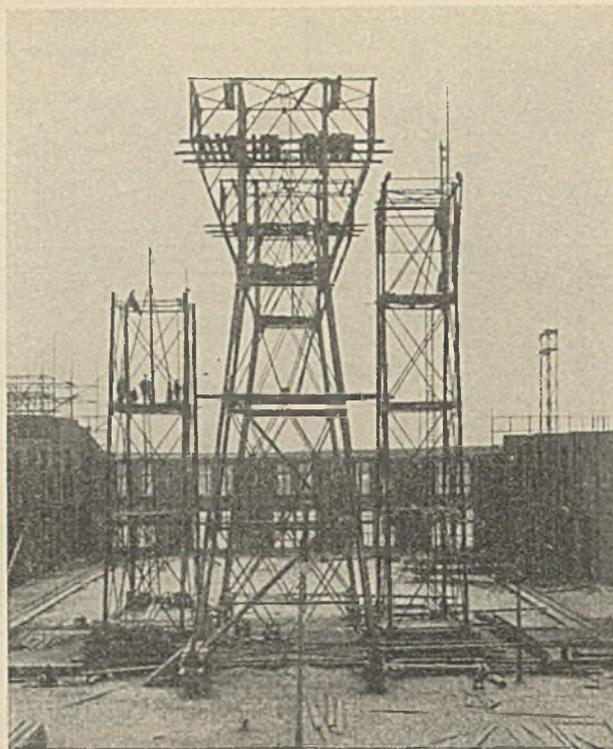


Abb. 6. Aufstellung der Rüstungspfeiler.

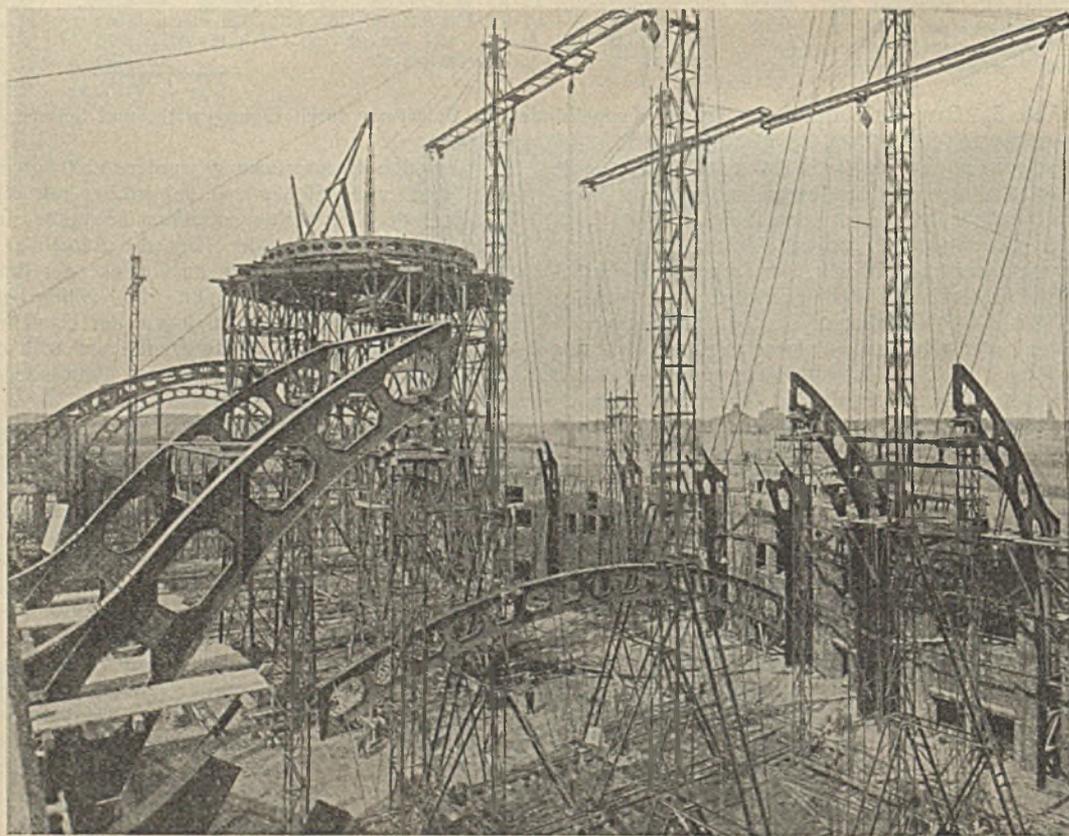


Abb. 7. Aufstellung der Kuppelbinder für die Festhalle.

verbunden. In spitzbogenähnlicher Form streben die Binder beiderseits zur Höhe, Kreisbogen mit kleinem Radius vermitteln im Untergurt die Übergänge zum Binderfuß und im Scheitel; die nur schwach nach oben gekrümmten Obergurte sind an diesen Stellen stumpfwinklig angeschlossen. Die zentrisch angeordneten Stöße gewähren eine praktische Zerlegung der Binder in Fuß- und Mittelteile; auch die Montagenietung der Gurtflacheisen ist durch günstige Stoßanordnung auf ein Mindestmaß beschränkt.

In den Feldern außerhalb der Querhallen stoßen die gegen das Mauerwerk schwach abfallenden vollwandig ausgebildeten Seitenbinder stumpf an die Binderfüße. Sie sind durch Schrauben mit letzteren verbunden und lagern auf kurzen Winkeln.

Die Pfetten laufen über die Obergurte der Binder und sind als Gelenkpfetten ausgebildet. Die Lagerung der Einhängpfette in die beiden über zwei Binder ausladenden Kragpfetten geschieht in einfachster, auch gegen Seitenverschiebung sichernder Art. Als Scheitelpfetten dienen I-, als Normalpfetten C-Träger, die Randpfette ist besonders verstärkt und zur Aufnahme des Dachschubes befähigt. Diesem Zweck dienen auch die Verstrebungen aus Spann-

stangen, welche Rand- und Nachbarpfetten verbinden. Außerdem ist das erste und jedes weitere dritte Binderfeld als Verspannungsfeld ausgebildet.

Die Querhallenbinder ähneln in ihrer Form denen der Haupthalle (Abb. 10). Sie erreichen aber infolge ihrer geringeren Stützweite in den Mittelteilen nur eine lichte Scheitelhöhe von 12,15 m bei einer lichten Weite von 18,76 m. Mittelbinder und Seitenbinder sind hier organisch miteinander verbunden und durch Übergangsbogen des Untergurtes an die Füße angeschlossen. Die Seitenarme des Binders ruhen, in einem Steigerungsverhältnis 1 : 90 abfallend, auf kurzen Quermauern. Im übrigen wirken die Querhallenbinder, ähnlich wie die der Haupthalle, portalartig. Die Binderstöße sind zentrisch angeordnet und zerlegen den Binder nach Seitenarm, Binderstütze und Mittelbogenstück in für den Eisenbahntransport geeignete Montageeile. Die Pfetten haben gleichen Querschnitt wie

die der Haupthalle und verschneiden sich in den Seitenfeldern rechtwinklig mit denen des Hauptbaues durch Anschlüsse an eine Kehlpfette. Fußpfetten begrenzen die seitlichen Oberlichte; sie sind mit den Nachbarpfetten der mittleren Querhalle durch Verspannungen verbunden. Am zweiten Ausbau sind die Großhallenbinder durch vier Felder durchgeführt, ein Vorbau weist verkürzte Seitenarme der Binder auf, die Abschlußwand bei 5 entfällt bei späterer Fortsetzung des Baues. Bei den Querhallenbindern tragen die Füße ebenso wie in der Haupthalle die Anschlüsse für die Galerieträger und eine Kranbahn.

Die Galerieträger aus I NP 36 stützen sich im ersten Bau-

Wagerechter Schnitt über der Galerie.

Dachaufischt.

teil einerseits auf das Mauerwerk, andererseits auf die Binderstützen und besondere Zwischensäulen. Sie sind in einer Entfernung von 3,76 m vom Mauerwerk auf Galeriestützen derselben einfachen Art zwischengelagert. Längs den Binderstützen laufende, mit Geländern versehene Randträger begrenzen die Galerie und sind mit den Kranträgern

der Beförderung von Lasten auf die Galerie. Elektroflaschenzüge, die in eigenen Katzbahnen laufen, dienen dem Transport von Ausstellungsobjekten bis zu 500 kg Gewicht.

Die Belastungsannahmen für die statische Berechnung der Halle waren folgende:

- Dachkonstruktion. Eigengewicht (außer Stahlkonstruktion):
- Dachpappe auf Holzschalung und Sparren: 45 kg/m²,
- zufällige Last: Schnee 75 kg/m²,
- Wind 100 kg/m² bis zu 15 m Höhe, 125 kg/m² über 15 m Höhe senkrecht getroffener Fläche.
- Galerie. Eigengewicht: 150 kg/m²,
- Nutzlast: 500 kg/m².

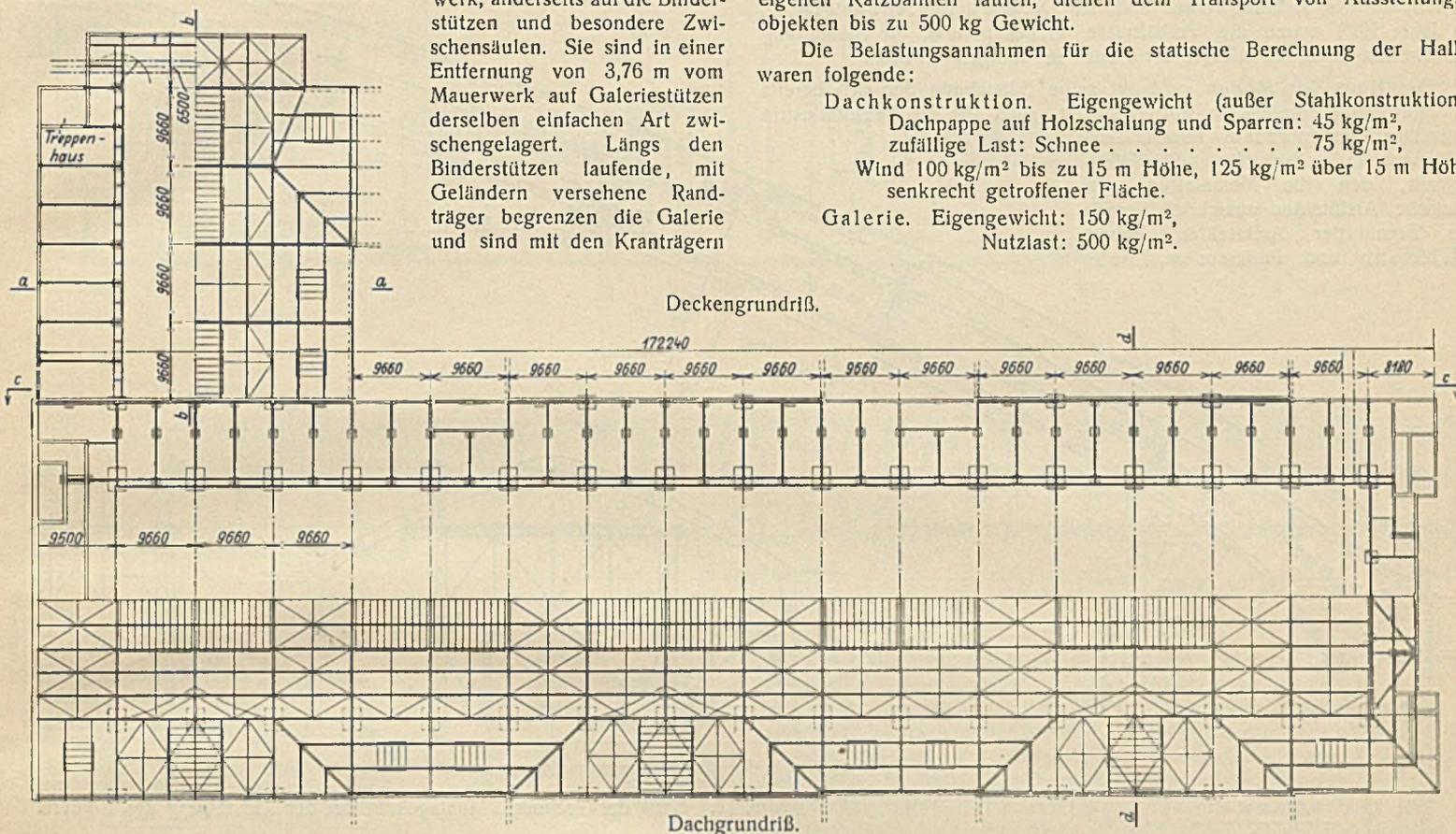
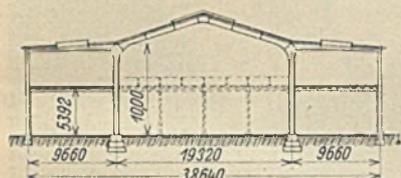
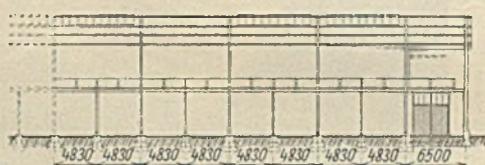


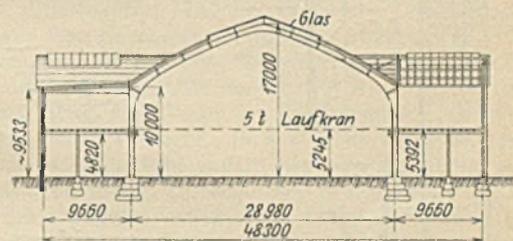
Abb. 8a. Haus der Technik. Grundrisse.



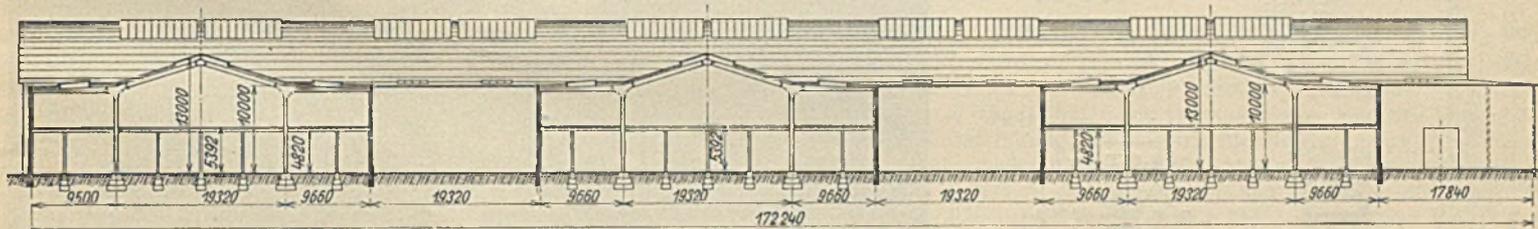
Schnitt a-a.



Schnitt b-b.



Schnitt d-d.



Schnitt c-c.

Abb. 8b. Haus der Technik. Querschnitte.

der Mittelhalle durch Querverbindungen verspannt. — Die Dachhaut besteht aus Pappe auf Holzschalung und Holzsparren. Auch die Galerien sind durch Holzdielen auf Holzbohlen abgedeckt. Die Oberlichter sind mit 6- bis 8mm-Drahtglas auf Rinnensprossen, also kittlos, eingedeckt. Sie gewähren für beide Bauteile zusammen eine Belichtungsfläche von etwa 2000 m².

Die Fundamente der Binder und Galeriestützen sind auf eine Tiefe von etwa 2 m hinuntergeführt und in Stampfbeton hergestellt. Die Umfassungsmauern sind in die in sie hineinragenden Binder und Pfetten verankert.

Zu den Nebenanlagen, deren Lieferung der M. A. N. oblag, gehört vor allem der in der Mittelhalle des Hauptbaues laufende stählerne 5-t-Bockkran: Die Stützweite dieses elektrisch betriebenen Laufkrans beträgt 27,5 m, die Geschwindigkeiten:

- für Lastheben: 5 m in der Minute,
- für Katzfahren: 20
- für Laufbewegung: 60

Auch für die mittlere Querhalle des Ausbaues 2 wurde ein Laufkran mit 2 t Nutzlast vorgesehen. Außerdem dienen zwei an den Binderfüßen drehbar befestigte Schwenkkrane von 4 m Ausladung und 2000 kg Nutzlast

Die Halle wurde aus Thomaseisen von 3700 bis 4400 kg/cm² Bruchfestigkeit hergestellt. Hierfür waren als zulässige Beanspruchungen zugelassen: $\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$ für die Gesamtbelastung ohne Wind und $\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$ für diese mit Wind. Der Binderausführung entsprechend erfolgte deren Berechnung als Zweigelenkbogen mit Fußgelenken. Das gesamte Stahlgewicht beträgt 750 t.

Die Aufstellung des Mittelbaues (Abb. 11), d. h. des ersteren Bauteiles, erfolgte von einem fahrbaren Stahlgerüst aus, das zugleich Schutzgerüst für die Arbeiterkolonnen war, mittels umlegbarer Ständerbäume in der Weise, daß gleichzeitig zwei unten zusammengelegte und genietete Binder aufgezogen und mit Kragpfetten und Verspannungen versehen wurden. Die Einhängepfetten wurden erst nach Aufstellung eines links und rechts von ihnen gelegenen Binderfeldes angeschlossen. Seiten- und Querhallen des ersten Bauteiles, der zweite Bauteil sowie sämtliche Galerien wurden mit einfachen Ständerbäumen aufgestellt. Unliebsame Vorgänge im Jahre 1921 verzögerten Werkarbeit und Montage. Ein lang andauernder Streik der Metallarbeiterschaft von Mainz-Wiesbaden und ein Eisenbahnerstreik im unbesetzten und Montageunterbrechung. Nur ein Drittel des ersten Bauteiles konnte zunächst aufgestellt werden. Die energische Bau-

leitung entschloß sich rasch zu einer behelfsmäßigen Ergänzung des Baues in Holz. Nach Beendigung des Streiks und der Messe bot die rasche Vollendung des Stahltragwerkes und des Daches keine Schwierigkeiten. Im Jahre 1924 waren die Verhältnisse wieder normal, die Aufstellung des zweiten Bauteiles erfolgte dann auch in wenigen Wochen.

Das Haus der Moden verdankt seine Entstehung der sich bereits im Jahre 1924 ergebenden Notwendigkeit, auch für die Textilindustrie und ihre Fertigprodukte neuen Ausstellungsraum zu schaffen. Ein Wettbewerb, den die Messeleitung für deutsche Architekten ausschrieb, ergab die Frankfurter Architekten Robert Wollmann und Professor v. Loehr

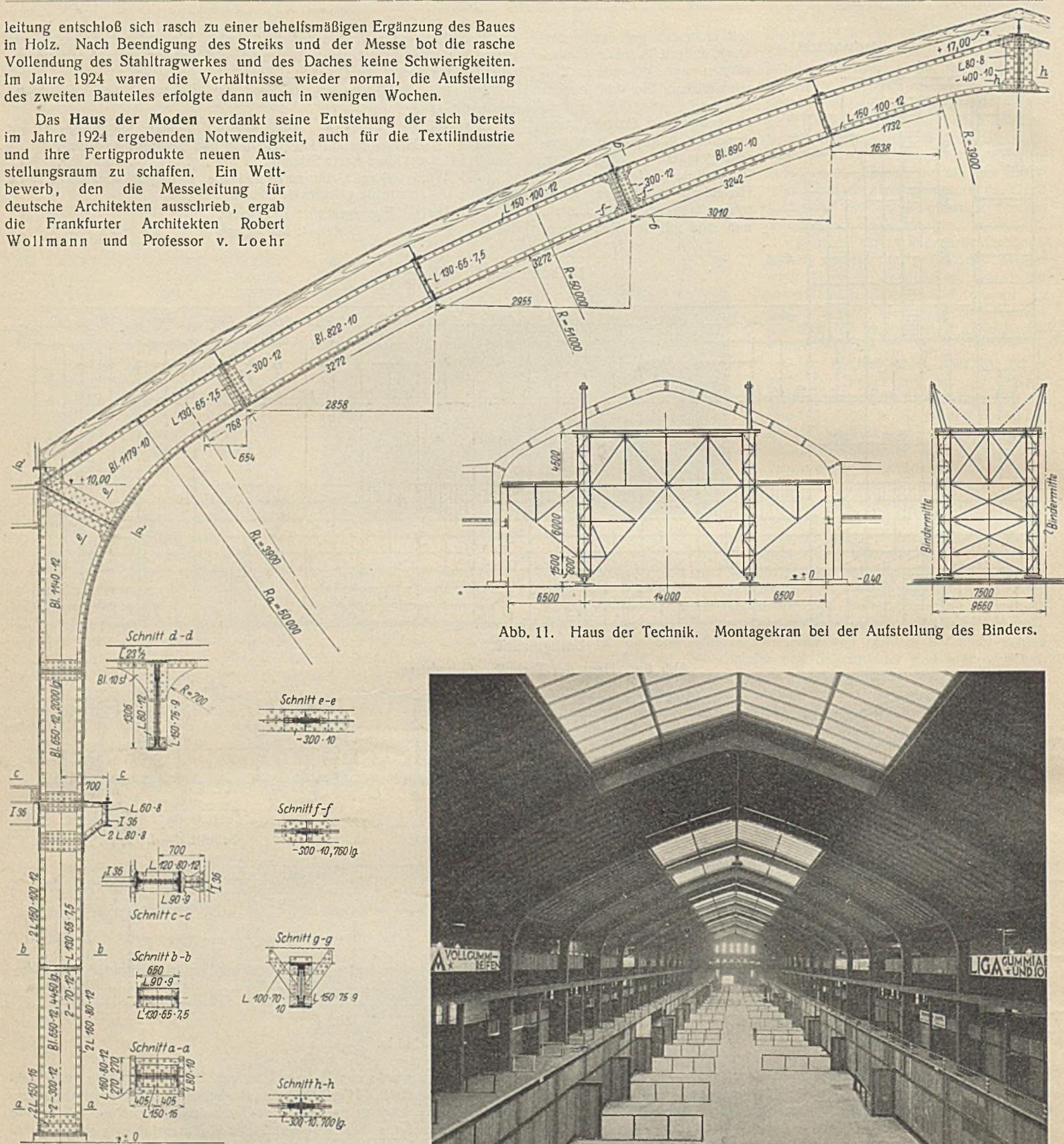


Abb. 11. Haus der Technik. Montagekran bei der Aufstellung des Binders.

Abb. 9. Haus der Technik. Einzelheiten der Binder für die Mittelhalle.



Abb. 10. Haus der Technik. Innenansicht der Mittelhalle.

als Preisträger. Unter Zugrundelegung ihres Vorschlages wurde von ihnen in Gemeinschaft mit Professor Peter Behrens ein Ausführungsprojekt verfaßt, welches eine Halle in Eisenbeton vorsah. Das zur Abgabe eines Angebotes aufgeförderte Werk Gustavsburg der M.A.N. reichte einen Sonderentwurf ein, der sich wohl an die grundlegende Anordnung des Vorprojektes angeschlossen, in der Art der Ausführung aber wesentlich andere Vorschläge brachte und namentlich im Obergeschoß Stahl an die Stelle des Eisenbetons setzte. Dieser Plan fand die Zustimmung der Messeleitung und in der zweiten Hälfte des Jahres 1924 erfolgte der Zuschlag für Stahlkonstruktions- und Eisenbetonarbeiten an das Werk Gustavsburg, für Gründungs- und Mauerungsarbeiten sowie den Bau des Kellergeschosses an die Firma Eulich in Frankfurt a. M.

Bedingung für die Auftragserteilung war, daß der Bau für die Frühjahrsmesse bezugsbereit sein müsse.

Der Bau (Abb. 12), welcher sich mit einer einspringenden Ecke von 66 m Länge und 9 m Breite an die westliche Front der Ausstellungshalle anschließt, hat in sonst rechteckiger Grundrißform eine Breite von 36 m und eine Gesamtlänge von 204 m. Er gliedert sich durch alle Stockwerke in eine Mittelhalle von 18 m und zwei Seitenhallen von je 9 m Breite. Eine in der Mitte der Halle angeordnete Durchfahrt mit 6 m Breite dient dem Ausstellungsverkehr von West nach Ost. Im Aufriß teilt sich das Gebäude in drei Geschosse, in ein Kellergeschoß, das sich — dem ansteigenden Terrain entsprechend — nur auf 48 m Länge des nördlichen Halienteiles erstreckt, ferner in ein Erd- und ein Obergeschoß. Das Erd-

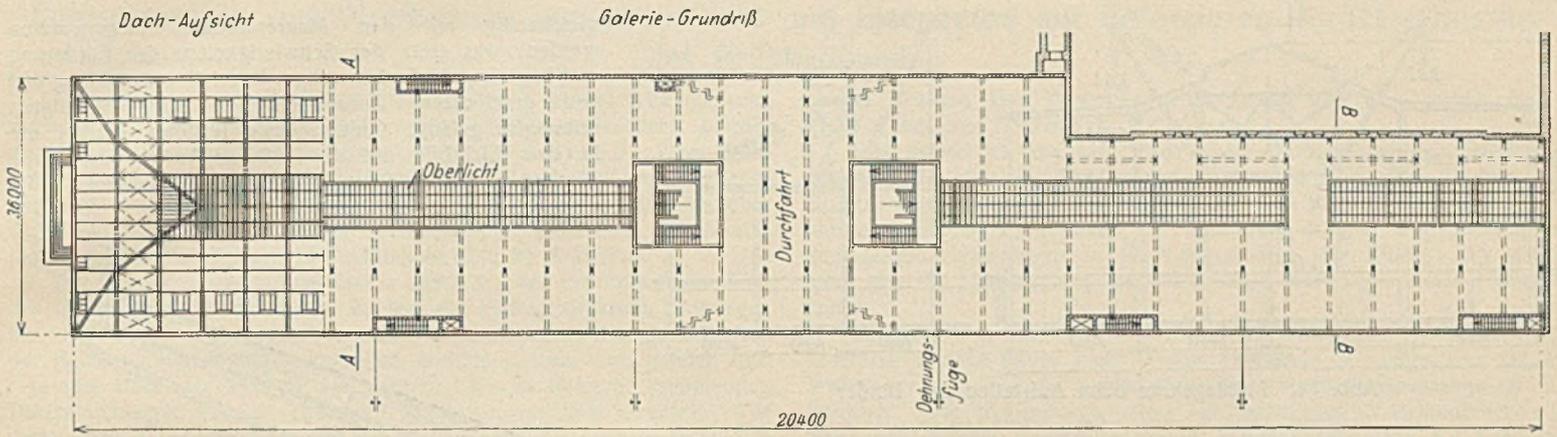


Abb. 12a. Grundriß.

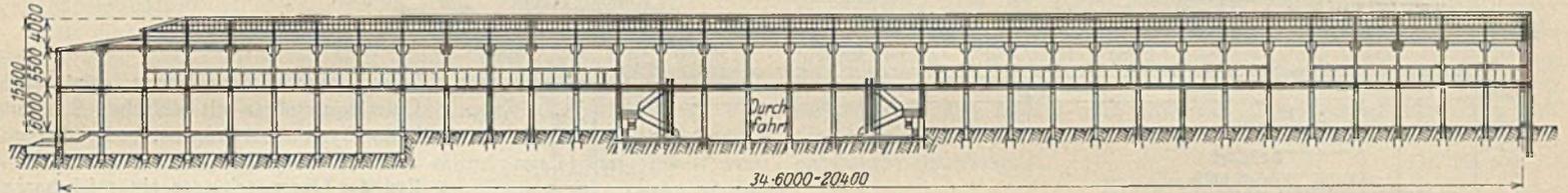


Abb. 12b. Längsschnitt.

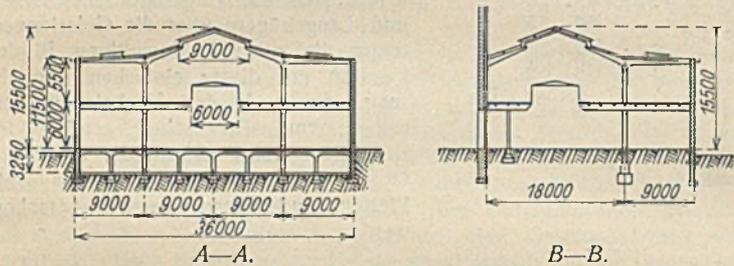


Abb. 12c. Querschnitte.

Abb. 12a bis c. Haus der Moden. Grundriß und Schnitte.

geschoß weist eine freie Höhe von etwa 5,5 m, das Obergeschoß seitlich dieselbe Höhe und im Scheitelpunkt eine solche von 9,5 m auf.

Seitliche Galerien und ein auf 6 m Grundrißbreite mit Unterbrechungen durchlaufendes erhöhtes inneres Oberlicht trennen Erd- und Obergeschoß. Die Dachfläche enthält seitliche und ein bis zu den nördlichen Endfeldern durchlaufendes äußeres Oberlicht von 9 m Grundrißbreite. Zwei gegen die Hallenmitte zwischen 13 und 15 sowie 18 und 20 angeordnete Haupttreppen führen vom Erd- zum Obergeschoß. Verschiedene Durchgänge dienen dem Querverkehr des Publikums.

Die Säulen des Erdgeschosses, welche unmittelbar der Galerie und mittelbar den Bindern des Obergeschosses zur Stütze dienen und die Mittelhalle von den Seitenhallen trennen, sind aus Eisenbeton und haben einen Querschnitt von 350 × 600 mm. Stählerne Kopfplatten und Lager-schuhe begrenzen den Betonkörper der Säulen, deren Abstand in der Längsrichtung der Binderteilung von 6 m entspricht. Auf den Säulen einerseits und dem Umfassungsmauerwerk andererseits ruhen die Galerien mit ihren Querträgern. Diese sind als stählerne Fachwerkträger von 900 mm Höhe aus kräftigen, durch Diagonalen verspannten, stellenweise mit Stehblechen versteiften Winkelgurtungen ausgebildet, ragen dort, wo sie die inneren Oberlichter tragen, beiderseits 6 m weit in die Mittelhalle und laufen sonst durch die ganze Hallenbreite. Eine Betonummantelung von 400 mm Breite umgibt sie; an der Unterfläche sind sie durch Rabitz verkleidet. An den Manteibeton der Querträger schließt sich der Eisenbeton der Galerie in 80 mm Stärke an.

Die Stahlkonstruktion des inneren Oberlichtes, das eine Gesamtfläche von rd. 864 m² überdeckt, ruht auf zwei senkrechten Monierwänden von 2230 mm Höhe und 65 mm Stärke. Diese sind oben durch die aus Winkelisen und C-Profilen zusammengesetzte Oberlichtfußpfette sowie durch längslaufende Winkel begrenzt, und durch Pfosten aus Winkel- und C-Profilen an die Galeriequerträger angeschlossen. Zwischenpfetten versteifen die Wände in Abständen von 1,50 m. Auf Felderweite voneinander entfernt lagern auf den Hauptpfosten die Oberlichtbinder. Gegen die Hallenmitte beiderseits schwach ansteigend, bestehen sie aus Blechträgern leichtester Konstruktion und unterstützen ihrerseits drei Pfettenstränge aus I-Trägern, welche in Gemeinschaft mit den Oberlichtfußpfetten den Glassparren zur Auflagerung dienen.

Die Stahlkonstruktion des Obergeschosses (Abb. 13) ist in durchaus schlanken Formen gehalten: Einstielige Binder ruhen mit den Seitenarmen

auf den Umfassungsmauern und tragen am äußersten Ende ihres in die Mittelhalle hineinragenden, in einem Neigungsverhältnis von 1:2,5 ansteigenden Schenkels das äußere Oberlicht, dessen Stahlkonstruktion zugleich die Verbindung der Binder bildet. Der geschlossene einfache Blechträgerquerschnitt der letzteren wächst beiderseits aus dem Stiele heraus und ist im Untergurt kreisbogenförmig an diesen angeschlossen, beide Binderarme verschmälern sich gegen die Mauerwerksauflager und die Hallenmitte zu. Auch bei diesen Bindern ist die Verteilung der zentrierten Stöße beiderseits der Binderstützen günstig gewählt. Die Lamellen haben nur kurze Länge, ihre Baustellennietung ist unwesentlich. Eine in der Längsachse durchgehende, aus schwachen Blechträgern bestehende Längsverbindung ist durch ovale Bleche an die Binder angeschlossen. Über dieser Verbindung läuft eine Pfette aus horizontalen C-Trägern, für die übrigen Pfetten dienen I-Träger. In den nördlichen Endfeldern ist das Dach abgewalmt, das Oberlicht entfällt hier und die Binder sind an dieser Stelle durchlaufend und zweistielig. Bei dem an die Festhalle anschließenden Teil des Bauwerks entfällt der rechte Seitenarm des Binders, die verschmälerten Binderstiele sind hier unmittelbar an das Mauerwerk angeschlossen. Vier Binderfelder sind als Verspannungsfelder ausgebildet.

Das äußere Oberlicht bietet mit kleinen seitlichen Oberlichtern eine Belichtungsfläche von rd. 2100 m². Mit 9 m Stützweite auf den Bindern ruhend, läuft es bis zum vorletzten nördlichen Binderfeld durch und ist im letzten Feld abgewalmt. Die Oberlichtbinder sind der Dachneigung entsprechend sattelförmig aus leichten Blechträgern ausgebildet. Längspfetten und Abschlußpfetten unterstützen in Gemeinschaft mit drei Pfettensträngen aus I-Trägern die Glassprossen und begrenzen die Oberlichter. Sie sind als Blechträger von 750 mm Höhe ausgebildet und mit Absteifungen und Zierkonsolen versehen, die seinen äußeren Eindruck lebhafter gestalten. Rechteckige, mit Holzklappen geschlossene Ausschnitte dienen der Entlüftung.

Äußeres und inneres Oberlicht sind mit Drahtglas eingedeckt, das erstere kittlos auf Rinnensprosse, das letztere eingekittet auf \perp -Sparren. Die Dacheindeckung besteht aus Pappe auf Holzschalung und Holz-sparren.

Die Gründung erfolgte in Stampfbeton. Keller- und aufgehendes Außenmauerwerk sind aus Schlackenbetonsteinen System Eurich hergestellt. Ein Teil der Außenwände ist mit 2 cm-Marmorplatten verkleidet, ein Zierband in Zickzackform gibt damit der Ansichtfläche ein lebhafteres Gepräge.

Ein Vergleich des Ausführungsplanes mit dem in Eisenbeton aufgestellten Vorentwurf bestätigt die Richtigkeit der Entscheidung der Messeleitung: In der allgemeinen Anordnung gleichen sich beide Projekte, was bei der durchaus zweckmäßigen Wahl derselben nur begrüßt werden kann. Geschoß- und Feldereinteilung, inneres und äußeres Oberlicht, Treppenaufgänge, Durchfahrten und Quergänge, schließlich auch die Wahl des Erfrischungsraumes zwischen den beiden Treppen entsprechen den an ein Ausstellungsgebäude dieser Art zu stellenden Anforderungen und geben eine gute Gesamtlösung. Anders liegt es jedoch mit der Wahl des Baustoffes. Wohl ist für das Erdgeschoß in beiden Fällen Eisenbeton vorgesehen: Während jedoch im Vorprojekt versucht

Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues.

Alle Rechte vorbehalten.

Unter dieser Überschrift hat Herr Dipl.-Ing. Ernst Ackermann, Bochum, in Heft 8 dieser Zeitschrift einen Aufsatz veröffentlicht, welcher den Einsturz zweier Massivbrücken in Serbien behandelt. Über diese beiden Brückeneinstürze berichtet Dipl.-Ing. Antonije Kowač (ebenso wie über den Einsturz einer weiteren — dritten — Straßenbrücke über denselben Fluß) im Heft 8 des „Techniklist“, Zeitschrift des Vereins jugoslavischer Ingenieure und Architekten vom 30. 4. 1927.

Da von der projektverfassenden Behörde, der Brückenbauabteilung des Ministeriums für öffentliche Bauten, die hydrographischen Unterlagen der einzelnen Projekte weder bei der Angebotsausschreibung noch nach der Katastrophe veröffentlicht wurden, werden in dem vorliegenden Aufsatz mit Hilfe der Formel von Kresnik die in Betracht kommenden Durchflußmengen für die einzelnen Brückenquerschnitte ermittelt. Für diese größten Durchflußmengen werden die mittleren Geschwindigkeiten im Flußprofil vor und nach Einbau der Brücken errechnet und einander gegenübergestellt.

Für die von Ackermann als erstes Beispiel angeführte Stampfbeton-Bogenbrücke in km 156 + 250 (soll richtig heißen: km 126 + 520) errechnet Kowač bei einem Einzugsgebiet von 56 km² und einem Abflußkoeffizienten $\alpha = 1,50$ eine größte Durchflußmenge von 315 m³/Sek. Vor Errichtung der Brücke stand für diese Wassermenge ein Durchflußprofil von 135 m² zur Verfügung, was einer mittleren Geschwindigkeit von 2,30 m/Sek. entsprechen würde. Durch den Einbau der Brücke wurde das Profil auf 36 m² verengt, so daß zur Abfuhr der gesamten Hochwassermengen eine Geschwindigkeit von 8,75 m/Sek. erforderlich gewesen wäre.

Als zweites Beispiel nennt Ackermann in seinem Aufsatz die Eisenbetonbrücke in km 146 + 800. Seine Darlegungen und die gezeigten Lichtbildaufnahmen beziehen sich jedoch auf die in Stampfbeton ausgeführte Straßenüberführung mit drei Öffnungen von je 17,0 m bei Draginac. Nach den von Kowač für dieses Bauwerk angestellten Berechnungen ergibt sich für $\alpha = 1,25$ bei einem Einzugsgebiet von 657 km² eine Hochwassermenge von 940 m³/Sek. Das Durchflußprofil hatte vor Brückeneinbau 875 m² und es herrschte eine Geschwindigkeit von 1,1 m/Sek. Nach Errichtung der Brücke stand jedoch nur ein Querschnitt von 170 m² zur Verfügung, in welchem zur Abfuhrung des Hochwassers eine Geschwindigkeit von 5,5 m/Sek. hätte auftreten müssen.

Besonders beachtenswert ist auch die Balkenbrücke in km 146 + 800, welche ebenfalls eingestürzt ist, obgleich ihre Unterkante an keiner Stelle die Hochwasserlinie unterzieht. Für dieses Bauwerk wird von Kowač bei einem Einzugsgebiet von 520 km² eine Hochwassermenge von 840 m³/Sek. ermittelt, für welche vor Errichtung der Brücke ein Durchflußquerschnitt von 410 m² zur Verfügung stand. Dieser Querschnitt wurde nach Erbauung der Brücke auf 130 m² eingeengt und bedingte somit eine Steigerung der Durchflußgeschwindigkeit auf 6,45 m/Sek.

Der bei den vorstehenden Berechnungen gewählte Abflußkoeffizient von $\alpha = 1,50$ bzw. 1,25 ist jedoch für das Einzugsgebiet des Jardar viel zu günstig. Bei Verwendung eines $\alpha = 2,0$ errechnen sich für die ein-

zelnen Brücken Hochwassergeschwindigkeiten von 11,60 m/Sek. bzw. 10,30 m/Sek. und 8,90 m/Sek.

Daß tatsächlich die ungeheuer großen Durchflußgeschwindigkeiten und die mit denselben auftretenden Kolkbildungen den Einsturz der Brücken durch Unterspülung der Pfeiler und Widerlager herbeigeführt haben, veranschaulicht Kowač durch Eintragung der nach den Katastrophen gemessenen Sohlenlagen in die Längsschnitte der Brücke, aus denen dann klar die Unterspülung der Pfeiler und Widerlager erschen werden kann.

Die drei besprochenen Fälle zeigen eindeutig, daß die Ursache der Einstürze in allen Fällen nicht in dem Umstande zu suchen ist, daß die Widerlager und Kämpfer der Bogen zu weit in das Hochwasserprofil eintauchten. Alle drei Brücken hätten bei Ausbildung als Balkenbrücken in Stahl bei gleichen Spannweiten und gleicher Höhenlage der Fahrbahn unter denselben katastrophalen Umständen unbedingt dasselbe Schicksal erfahren, da sich die rechnungsmäßigen Hochwassergeschwindigkeiten durch die Wahl eines anderen Baustoffes nur um ein geringes Maß ermäßigt hätten. Die von den Projektverfassern von vornherein zu gering bemessenen Durchflußöffnungen sowie das Fehlen jeglicher Sicherung der Sohle in den flußauf- und abwärtsanschließenden Flußstrecken sind die Gründe für die Einstürze dieser mit bedeutendem Kostenaufwand errichteten Bauwerke.

Dr. Petry.

Erwiderung.

Zunächst danke ich Herrn Dr. Petry für die wertvollen Ergänzungen meiner kurzen Mitteilung, geht doch aus ihnen unzweideutig hervor, daß die beiden erwähnten Betonbogenbrücken infolge Hochwassers zum Einsturz kamen. Mangels näherer Mitteilungen konnte ich damals nur eine dahingehende Vermutung aussprechen.

Wenn auch die Sparsamkeit der Baubehörde bei den erwähnten Brücken an sich zu unzulänglich kleinen Durchflußquerschnitten führte, so bleibt immer noch dahingestellt, ob dies nicht mit auf das Bestreben zurückzuführen war, die Errichtung von Betonbrücken überhaupt zu ermöglichen.

Der Zweck meines Hinweises war der, für die Gefahren weitgehender Einengung der Durchflußquerschnitte weitere Beweise zu erbringen, zumal bekanntlich gewisse Auffassungen diese Gefahren als unerheblich hinzustellen versuchen. Ob dabei grundlegende fehlerhafte Bemessungen großen Ausmaßes oder nachträgliche weitere Einengungen durch Einbauen von Kämpfern das ausschlaggebende Merkmal bilden, ist weniger von Belang. Herr Dr.-Ing. Weiss hat ja auch bereits in seinem Aufsatz in Heft 2 des „Stahlbau“ eine Reihe von Einstürzen von Massivbrücken angeführt, bei welchen ein besonderes Mißverhältnis zwischen Durchflußquerschnitten und Durchflußmengen offenbar nicht bestanden hätte, wenn der Einbau tiefliegender Kämpfer vermieden wäre. Im übrigen beweist auch die Tatsache, daß die jugoslavische Baubehörde die eingestürzten Betonbogenbrücken durch Stahlbrücken ersetzte, zur Genüge, welche Bedeutung sie der Freihaltung der Durchflußquerschnitte von einengenden Widerlagern beimißt.

E. Ackermann.

Versuche und Berechnung von elektrisch verschweißten I-Trägern.

(Eine Ergänzung zu dem gleichlautenden Artikel des Herrn Dipl.-Ing. E. G. Stelling, Hamburg, in Heft 3 dieser Zeitschrift vom 4. Mai 1928, Seite 31 ff.)

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. C. J. Hoppe, Darmstadt.

Das Interesse, das die auf den konstruktiven Stahlbau angewendete moderne Schweißtechnik berechtigterweise beanspruchen darf, gab in letzter Zeit mehrfach Veranlassung, Ergebnisse von Versuchen auf diesem Gebiet der gesamten Fachwelt mitzuteilen. In diesem Sinne ist auch der vorbezeichnete Artikel des Herrn Dipl.-Ing. Stelling sehr begrüßenswert, da er der Allgemeinheit neue Erkenntnisse vermittelt.

Die im Zusammenhang mit den beschriebenen Versuchen angestellten theoretischen Erwägungen sind jedoch in der vorgelegten Form nicht in allen Punkten zutreffend. Es scheint daher geboten, diese theoretischen Ableitungen zu berichtigen bzw. zu ergänzen.

Nach St. beträgt das Verbundträgheitsmoment der teilweise geschweißten Träger

$$(1) \quad J_s = (J_o + J_u) + [F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2] \cdot \varphi$$

wobei der „Verbundfaktor“ φ bei durchlaufend geschweißten Trägern = 1 wird. Für φ ist auf versuchstechnischem Wege die Beziehung gefunden:

$$(2) \quad \varphi = \sqrt{\frac{8 \cdot 2 l s}{l}}$$

Mit Recht weist St. auf die Abhängigkeit zwischen den durch Biegung erzeugten Scherkräften und den Längen der Schweißnähte hin. Die der

Klärung dieser Frage dienende Ableitung enthält aber einen Irrtum, den ich richtigstellen möchte.

Theoretisch ergibt sich eine Durchbiegung infolge P in Trägermitte a) für den unverbundenen Träger, dessen beide Profile reibungslos aufeinanderliegen:

$$(3) \quad f_1 = P \cdot \frac{l^3}{48 \cdot E \cdot (J_o + J_u)}$$

b) für den verbundenen Träger, dessen Verbundwirkung durch die Kraft P_s dargestellt ist:

$$(4) \quad f_2 = P \cdot \frac{l^3}{48 \cdot E \cdot J_s} = P \cdot \frac{l^3}{48 \cdot E \cdot (J_o + J_u)} - f_2'$$

Hierbei ist J_s das Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes und f_2' derjenige Anteil, welcher durch die kombinierte Wirkung entsteht. Dieser Anteil berechnet sich wie folgt: Der kombinierte Träger wird in die beiden Einzelprofile zerlegt und die Verbundwirkung (Reibung oder Schweißung) als äußere Kraft P_s angebracht.

Die hieraus folgernde Durchbiegung f_2' ist nach Mohr:

$$f_2' = \frac{P_s \cdot \frac{h_o}{2} \cdot l + P_s \cdot \frac{h_u}{2} \cdot l}{E \cdot (J_o + J_u)} \cdot \frac{l}{8} = P_s \cdot \frac{l^2 \left(\frac{h_o}{2} + \frac{h_u}{2} \right)}{8 E (J_o + J_u)}$$

Da P_s von der Art der Verbindung abhängig ist, setzen wir:

$$(5) \quad f_2' = \frac{1}{k} \cdot P_s \cdot \frac{l^2 \left(\frac{h_o}{2} + \frac{h_u}{2} \right)}{8 E \cdot (J_o + J_u)}$$

wobei $\frac{1}{k}$ der „Wirkungsfaktor“ von P_s sei.

Gl. 4 schreibt sich nun:

$$(6) \quad f_2 = P \cdot \frac{l^3}{48 E \cdot J_s} = P \cdot \frac{l^3}{48 E \cdot (J_o + J_u)} - \frac{1}{k} \cdot P_s \cdot \frac{l^2 \left(\frac{h_o}{2} + \frac{h_u}{2} \right)}{8 E (J_o + J_u)}$$

hieraus folgt:

$$(7) \quad \frac{1}{k} \cdot P_s \cdot \frac{1}{8} \cdot \frac{(h_o + h_u)}{(J_o + J_u)} = P \cdot \frac{l}{48} \cdot \left[\frac{1}{J_o + J_u} - \frac{1}{J_s} \right]$$

$$P_s = P \cdot \frac{1}{3} \cdot k \cdot \frac{l}{h_o + h_u} \cdot \left[\frac{J_s - (J_o + J_u)}{J_s} \right]$$

(Im Artikel St. sind in diesen Formeln einige Druckfehler unterlaufen.)

Das Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes J_s läßt sich ausdrücken als:

$$J_s = (J_o + J_u) + \Delta J,$$

wobei ΔJ der Zuwachs an Trägheitsmoment infolge der Verbundwirkung ist.

Damit geht Gl. 7 über in

$$(7a) \quad P_s = P \cdot \frac{1}{3} \cdot k \cdot \frac{l}{h_o + h_u} \cdot \left[\frac{(J_o + J_u) + \Delta J - (J_o + J_u)}{(J_o + J_u) + \Delta J} \right]$$

$$P_s = P \cdot \frac{1}{3} \cdot k \cdot \frac{l}{h_o + h_u} \cdot \left[\frac{\Delta J}{(J_o + J_u) + \Delta J} \right]$$

Für die Ermittlung des Wirkungsfaktors k wird der unsymmetrische Querschnitt (als allgemeiner Fall) zugrunde gelegt.

Bei einer Last P in Trägermitte wird im Verbundträger

$$(8) \quad P_s = \frac{Q \cdot S_s}{J_s} \cdot \frac{l}{2} = P \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{F_o \cdot h_{o_s}}{(J_o + J_u) + \Delta J}$$

P_s nach Gl. 7 a u. 8 müssen einander gleich sein, also

$$P \cdot \frac{1}{3} \cdot k \cdot \frac{l}{h_o + h_u} \cdot \left[\frac{\Delta J}{(J_o + J_u) + \Delta J} \right] = P \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{F_o \cdot h_{o_s}}{(J_o + J_u) + \Delta J}$$

$$(9) \quad k = \frac{3}{4} \cdot \frac{F_o \cdot h_{o_s} (h_o + h_u)}{\Delta J}$$

Man erkennt, daß k bei irgendwie gewählten Querschnitten eine Funktion von ΔJ ist; ΔJ ist aber, wie die Versuche erwiesen haben, von der Länge der Schweißnähte abhängig. So ergibt sich, daß auch k ein mit der Schweißlänge veränderlicher Koeffizient ist.

Grenzwert von k bei Vollschweißung,

Hierbei wird die Verbundwirkung so wirksam angenommen, daß

$$J_s = (J_o + J_u) + \Delta J = (J_o + J_u) + (F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2); \text{ oder}$$

$$\Delta J = (F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2)$$

Mit $h_{u_s} = \frac{F_o (h_o + h_u)}{(F_o + F_u) \cdot 2}$ und $h_{o_s} = \frac{F_u (h_o + h_u)}{(F_o + F_u) \cdot 2}$ wird

$$(9a) \quad k = \frac{3}{4} \cdot \frac{F_o \cdot F_u (h_o + h_u)^2 \cdot 4 \cdot (F_o + F_u)^2}{(F_o + F_u)^2 \cdot (F_o \cdot F_u^2 + F_u \cdot F_o^2) (h_o + h_u)^2} = \frac{3}{2}$$

Dieses Ergebnis stimmt mit dem von St. gefundenen Resultat überein, ist aber vom symmetrischen Querschnitt vorstehend auf jeden unsymmetrischen Querschnitt erweitert.

Der Rückschluß, den St. über die mutmaßliche Veränderung von k bei nur teilweiser Schweißung zieht, beruht auf einem Irrtum. Das erweist der Grenzwert von k bei unverbundenen Trägern.

$$J_s = (J_o + J_u) + \Delta J = (J_o + J_u) + 0$$

$$\Delta J = 0.$$

$$(9b) \quad k = \frac{3}{4} \cdot \frac{F_o \cdot h_{o_s} (h_o + h_u)}{0} = \infty.$$

Dieser Wert wird in Wirklichkeit natürlich nicht erreicht, da infolge der Reibung zwischen den beiden Trägern stets eine gewisse Verbundwirkung besteht, also $\Delta J > 0$.

Die Abhängigkeit des Faktors k von der Schweißlänge ergibt sich übrigens ohne weiteres auch aus der Gl. 9, wenn man setzt:

$$\Delta J = [F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2] \cdot \varphi,$$

wobei φ der mit der Schweißlänge veränderliche Verbundfaktor gemäß Gl. 2 ist, also

$$k = \frac{3}{4} \cdot \frac{F_o \cdot h_{o_s} (h_o + h_u)}{[F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2] \cdot \varphi}$$

Mit $h_{u_s} = \frac{F_o (h_o + h_u)}{(F_o + F_u) \cdot 2}$ und $h_{o_s} = \frac{F_u (h_o + h_u)}{(F_o + F_u) \cdot 2}$ wird

$$(10) \quad k = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{F_o \cdot F_u (h_o + h_u)^2 \cdot 4 \cdot (F_o + F_u)}{(F_o + F_u)^2 \cdot (h_o + h_u)^2 \cdot F_o \cdot F_u} = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{3}{2}$$

Mit diesem Ergebnis stimmen auch die oben entwickelten Grenzfälle für k (Gl. 9a und 9b) überein.

Bei Vollschweißung:

$$(10a) \quad \varphi = \sqrt{\frac{8 \cdot 2 l_s}{l}} = 1,00; \text{ also } k = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{3}{2} = \frac{3}{2}$$

Bei unverbundenen Trägern:

$$(10b) \quad \varphi = 0; \text{ also } k = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{3}{2} = \infty.$$

Die Schubkraft für den verbundenen Träger berechnet sich also mit Bezug auf Gl. 7 a:

$$P_s = P \cdot \frac{1}{3} \cdot k \cdot \frac{l}{h_o + h_u} \cdot \left[\frac{\Delta J}{(J_o + J_u) + \Delta J} \right]$$

$$= P \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{l}{h_o + h_u} \cdot \left[\frac{(F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2) \cdot \varphi}{J_s} \right]$$

$$(11) \quad P_s = P \cdot \frac{l}{2 (h_o + h_u)} \cdot \frac{F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2}{J_s},$$

wobei die Abhängigkeit zur Schweißlänge durch J_s (nach Gl. 1) ausgedrückt ist.

Für den symmetrischen Querschnitt ist demnach:

$$(12) \quad P_s = P \cdot \frac{l}{2 \cdot 2 \cdot h} \cdot \frac{2 \cdot F \cdot \frac{h^2}{4}}{J_s} = P \cdot \frac{l \cdot F \cdot h}{8 \cdot J_s}$$

oder, um mit den Bezeichnungen des St. zu schreiben:

$$(12a) \quad P_s = \varrho \cdot \frac{S_s}{J_s}$$

Dieses Resultat ist zunächst nur theoretisch zu werten, da — wie ohne weiteres vorauszusehen und durch die von St. beschriebenen Versuche auch bestätigt — die Reibung zwischen den Flanschen mit steigenden Laststufen einen wachsenden Einfluß auf die Verbundwirkung ausübt. Ob die Verhältnisse bei großen Stützweiten in dieser Hinsicht die gleichen bleiben, ist zu bezweifeln. Dieselben Bedenken gelten bezüglich der Gültigkeit der Formel

$$\varphi = \sqrt{\frac{8 \cdot 2 l_s}{l}}$$

deren versuchstechnische Ableitung mit nur einer Stützweite (nämlich 2 m) durchgeführt ist. Auch bleibt zu prüfen, wieweit anders geartete Belastungsfälle die Ergebnisse beeinträchtigen. Hier weitere Klärung zu schaffen, dürfte die Aufgabe neuer Versuche sein.

Zur Ergänzung des Herrn Dipl.-Ing. C. J. Hoppe.

Es freut mich, daß Herr Dipl.-Ing. C. J. Hoppe, Darmstadt, eine Ergänzung zu meiner Arbeit „Versuche und Berechnung von verschweißten I-Trägern“ geliefert hat, wobei er auf einen Druckfehler aufmerksam macht. Es muß auf Seite 34 heißen:

$$P_s \cdot \frac{1}{k} \cdot \frac{(h_o + h_u)}{8 (J_o + J_u)} = P \cdot \frac{l}{48} \left[\frac{1}{(J_o + J_u)} - \frac{1}{J_s} \right]$$

oder

$$P_s = P \cdot \frac{1}{6} \cdot k \cdot \frac{l}{h} \left[\frac{J_s - (J_o + J_u)}{J_s} \right]$$

Ich habe in meiner Ableitung des Wertes k absichtlich eine Lösung für die Zwischenstadien zwischen den über den Auflagern nur in den Endpunkten und den über ganze Trägerlänge verschweißten Trägern vermieden, da die Anwendung des Mohrschen Verfahrens zur Ermittlung der elastischen Durchbiegung nur für die beiden Endstadien Gültigkeit behält. Für die Zwischenstadien mit teilweiser Verschweißung sind die statischen Verhältnisse ganz andere. Die Beibehaltung der statischen Verhältnisse der Endstadien auf die Träger mit teilweiser Verschweißung führt dann auch zu dem eigenartigen Ergebnis, daß für unverbundene Träger der Wert k und damit auch die Schubkraft P_s unendlich groß wird, wo doch die Schubkraft, abgesehen von dem Restbetrag aus der Reibung zwischen den Trägern, zu Null werden muß. Vielmehr muß die

von mir in meinem Aufsatz geäußerte Meinung berechtigt sein, daß mit kleinerer Schweißnahtlänge auch die Durchbiegung größer und somit auch der Wert k und die Schubkraft P_s kleiner wird. Die Kenntnis der Zwischenwerte für k ist zur Klärung des theoretischen Vorganges zwar wissenswert, aber für die Praxis nicht so bedeutungsvoll, da die Schweißnaht zur Sicherstellung der Verbundwirkung beider Träger eine größere Länge erfordert, als für die Aufnahme der Schubkräfte nötig ist. Es möge hier noch vermerkt werden, daß der aus den Versuchen an Trägern gleicher Höhe gefundene Verbundfaktor

$$\gamma = \sqrt[8]{\frac{2 l_s}{l}}$$

doch nur Geltung haben kann für Träger mit gleicher oder annähernd gleicher Höhe, wie es in der Baupraxis auch allgemein üblich sein wird. Inwieweit die Werte des Verbundfaktors aus der Formel von den tatsächlichen Ergebnissen bei gleichmäßiger oder bei teilweiser Belastung gegenüber einer Einzellast in Trägermitte abweichen wird, müssen weitere Versuche aufklären.
Dipl.-Ing. E. G. Stelling, Hamburg.

Verschiedenes.

Baunfälle. Die in den letzten Monaten mehrfach vorgekommenen Einstürze von Eisenbetonbauten haben zu verschiedenartigen Erklärungen interessierter Kreise in der Fach- und Tagespresse geführt. Wenn hierbei in gleicher Weise — wie dies schon seit Jahren bei solchen Anlässen der Fall ist — die Behauptung, „daß jene Einstürze mit dem Eisenbeton als solchen nichts zu tun hätten“, auch in diesen Veröffentlichungen wiederkehrt, so mag sich die Fachwelt selbst ein Urteil bilden, ob ein eingestürzter Eisenbetonbau mit der Eisenbetonbauweise als solcher etwas zu tun hat oder nicht.

Verschiedentlich ist aber bei diesen neuesten Berichten davon gesprochen worden, daß, namentlich in Prag, auch andere Bauten eingestürzt seien, u. a. in der Form, daß das tschechische Bauförderungsgesetz nicht nur zu dem einen großen Einsturz eines Eisenbetonbaues, sondern zu sehr vielen Einstürzen von Bauten der verschiedensten Bauarten und Baustoffe geführt habe. Um falschen Vermutungen vorzubeugen, sei hier festgestellt, daß gegenwärtig auch in Prag, dem Schauplatz der großen Eisenbetonkatastrophe, verschiedene große Stahlbauten errichtet werden,¹⁾ und daß dort kein Stahlbau vom Einsturz betroffen wurde.

noch einen 37 m hohen Leuchtsignal-turm aus Stahl, dessen Spitze sich also rd. 203 m über der Straße erhebt.

Eine Gesamtansicht dieses nach neuzeitlichen Grundsätzen errichteten Gebäudes ist in Abb. 1, das System des Stahlskeletts in Abb. 2, Grundriß und Einzelheiten desselben in Abb. 3 u. 4 dargestellt.

Das Gebäude hat vom sechsten Stockwerk an die typische Form eines H-Querschnitts mit zwei Lichthöfen von 9,75 m Breite und rund 12 bis 15 m Tiefe. Unter diesem Teil des Hauses befindet sich ein großer, freier Raum von 12 x 30 m Fläche und rd. 13,4 m Höhe, durch Säulenstellung nicht beengt, aber überspannt von besonderen Hänge-tragwerken, die in sehr kräftiger Konstruktion die Säulen der darüberliegenden Stockwerke tragen und abfangen.

Die Höhe der unteren Stockwerke wechselt zwischen 3,65 bis 5,20 m, die oberen haben im Mittel etwa 3,35 m Höhe. Vom 41. Stockwerk des Gebäudes an sind die Außenwände, wie bei solcher Höhe üblich, zurückgesetzt.



Abb. 1. Gesamtansicht des neuen Penobscot-Hauses in Detroit.

Das Stahlskelett im heutigen amerikanischen Hochhausbau. Bei Gestaltung und Ausbau solcher für die heutige Wirtschaft Amerikas unentbehrlichen oder jedenfalls kennzeichnenden Gebäude allergrößten Ausmaßes ist in der Zeit sparsamen Bauens eine einfache, betriebssichere und wirtschaftliche, konstruktiv einwandfreie und materialgerechte Bauweise mindestens ebenso wichtig wie die rein architektonische Durchdringung des ganzen Bauobjektes. Ingenieurhaftes Denken und künstlerisches Gefühl müssen sich beim Hochbau solcher Art glücklich vereinen, wenn ein reifes Bauwerk im Sinne unserer Zeit entstehen soll. Es ist im Interesse von Bauherrn und Baukünstler also mehr als je zuvor unter anderem die geeignete Auswahl des Baustoffes für das Tragwerk solcher Riesenbauten wichtig.

Ihr aus biegungs- und knickfesten Rahmen bestehendes, vom Fundament bis zum Dach aufsteigendes und alle Kräfte aufnehmendes Skelett gibt dem Ganzen zusammen mit dem wagerechten Verband der Decken den einzigen Halt, ist also der wichtigste Teil des ganzen Bauwerks und die Wahl des Baustoffes dafür von denkbar größter Bedeutung.

Die Bauweise in Stahl, für die hier ein weiteres und besonders bemerkenswertes Beispiel aus Amerika genannt werden soll, ist im „Stahlbau“ bereits früher sehr ergiebig — und zwar auch in der Hauptsache auf Grund amerikanischer Erfahrungen — behandelt worden,²⁾ der Verfasser seinerseits hat den Gegenstand u. a. in der Zeitschrift „Deutsches Bauwesen“ vom 1. Oktober 1928 in seinem Aufsatz „Die Architektur und Konstruktion moderner Zweckbauten“ besprochen.

Eng. News-Rec. vom 20. September 1928 bringt die eingehende Beschreibung der stählernen Tragkonstruktion für das 47 Stockwerke umfassende Penobscot-Haus an der Fort- und Griswold-Straße in Detroit. Es ist im Grundriß etwa viereckig gestaltet, etwa 42 m breit und 44 bis 47 m tief, hat eine Höhe von 172 m und über dem Dache

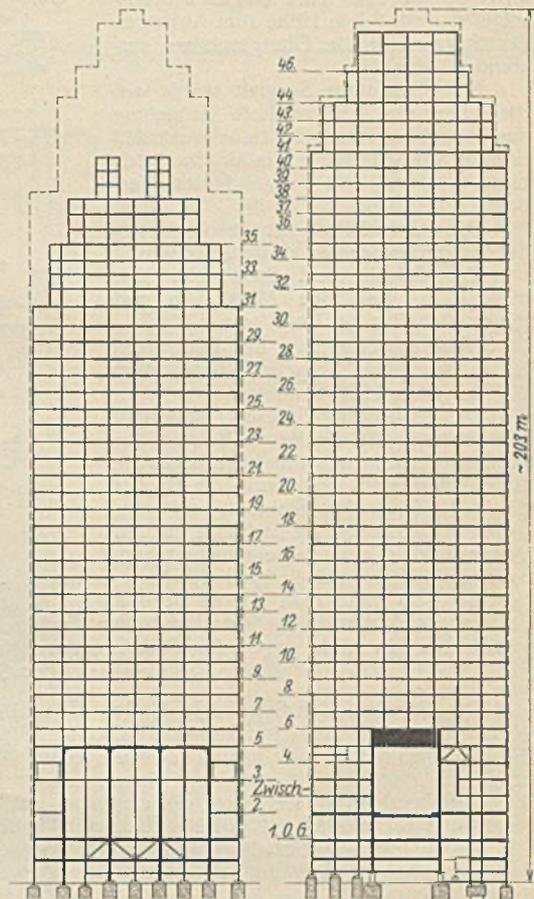


Abb. 2. Schema des Tragskeletts.

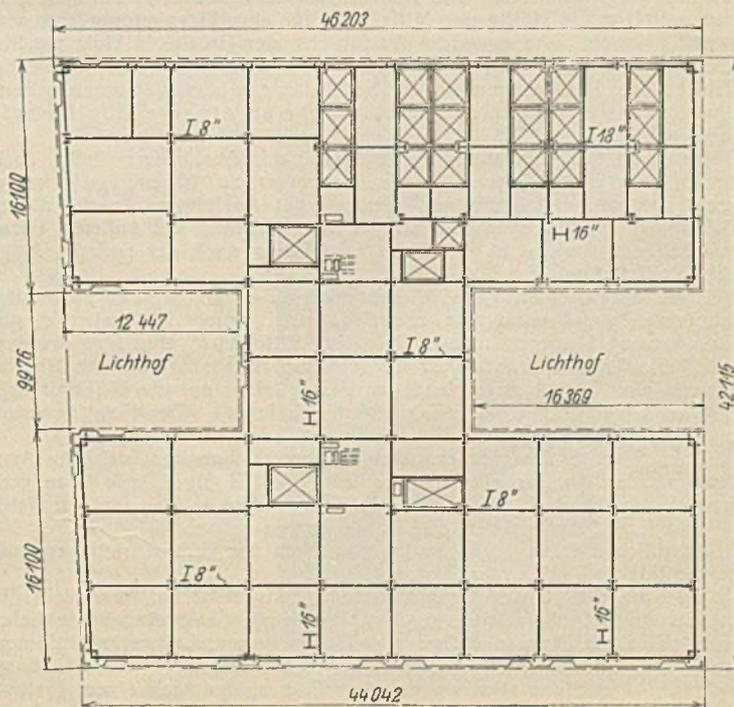


Abb. 3. Grundriß.

¹⁾ Vergl. u. a. „Stahlbau“ 1928, S. 35 u. 70.

²⁾ Vergl. „Der Stahlbau“ 1928, Heft 1, S. 12: Baustahl und Eisenbeton im Ingenieurbau; ebenda Heft 3, S. 35: Baustoffwahl und Baugeldverzinsung; ebenda Heft 4, S. 38: Grenzen für die Lebensdauer des Baustahls; ebenda Heft 4, S. 48: Baustahl, Bank- und Geschäftshausbau.

Das Stahltragwerk des Gebäudes hat sehr große Belastungen in senkrechter und wagerechter Richtung (Wind) aufzunehmen und zu übertragen; es ist also in allen Einzelheiten, bei der Abfangkonstruktion über der großen Halle sowie in bezug auf die Eckversteifungen entsprechend sorgfältig, z. T. sehr bemerkenswert ausgebildet.

Von den z. T. durch mehrere Stockwerke durchgehenden Stützen sind im Innern der genannten Bankhalle einige eingebaut worden, die bis zu 2300 t beansprucht werden. Hier sind auch Blechträger von rd. 3,7 m Höhe zum Abfangen der Stützen für die Obergeschosse verwendet (Abb. 2).

Eine besondere Sorgfalt wurde auf die klare und einwandfreie Aufnahme des bei solcher Haushöhe zu bedeutenden Werten anwachsenden Winddrucks durch einen entsprechend ausgebildeten Verband verwendet.

Das Stahlskelett wurde im Werk der American Bridge Co. hergestellt und von der Detroit Steel Construction Co. aufgestellt, die Ende März 1928 mit diesen Arbeiten zu Ende war.

Über die Gründung des Bauwerkes ist in derselben Zeitschrift unter dem 29. Dezember 1927 berichtet.

Die Errichtung dieses modernen Riesenhauses ist ein neuer Beweis des großen Vertrauens, das amerikanische Architekten und Ingenieure für Bauten dieses Umfangs dem Stahlbau entgegenbringen: Wenn in Deutschland Bauten dieser Größe aus verkehrstechnischen, topographischen und wirtschaftlichen Gründen auch kaum in Frage kommen, so kann man daraus doch auch bei uns die Erkenntnis mitnehmen, daß die in gewissen deutschen Fachkreisen gelegentlich noch geäußerten Einwände gegen den Stahlbau gegenstandslos sind.

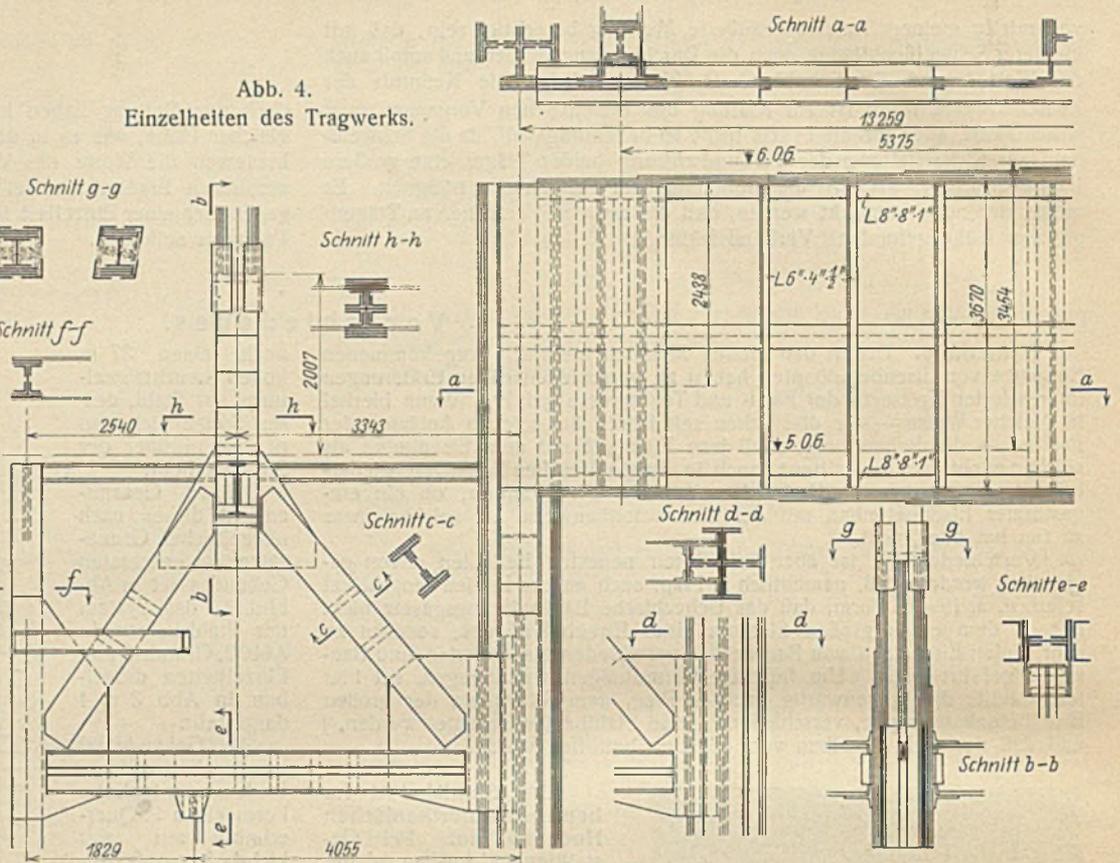


Abb. 4. Einzelheiten des Tragwerks.

Zusammenfassend: Nicht jedes Bauwerk aus Eisenbeton eignet sich für die Veröffentlichung. Und wenn man es trotzdem im Interesse der Eisenbeton-Ästhetik tut, soll man aus anderen Gründen über die Kosten schweigen. Czech.

Vom Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. Zu diesem in Nr. 15 des „Stahlbau“ veröffentlichten Bericht wird uns mitgeteilt:

Die alte Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld ist in den Jahren 1872/73 durch die Gutehoffnungshütte-Oberhausen nach dem Entwurf von Hartwich, der etwa zehn Jahre vorher schon die formschöne alte Koblenzer Rheinbrücke entworfen hatte, erbaut worden. Sie hatte vier Stromöffnungen von je 97 m Stützweite, anschließend zwei doppelarmige Drehbrücken und eine Anzahl Flutöffnungen im Mauerwerk. Der Baustoff war Schweißeisen, das Gewicht der eisernen Überbauten betrug 2600 t. Mit dem Bau der beiden genannten Rheinbrücken, der Koblenzer und der Duisburg-Hochfelder, beginnt der Aufschwung im Bau von Bogenbrücken. Sie zeigten zum ersten Male Fachwerk zwischen gekrümmten konzentrischen Gurten.

Berichtigung, Die zu dem Aufsatz „Der Umbau des Berliner Wintergartens“ in Heft 14 gehörende Zahlentafel (Seite 168) enthält leider einige Unrichtigkeiten. Sie bezieht sich außerdem nicht auf Abb. 6, sondern auf Abb. 7. Wir geben sie nachstehend in berichtigter Form wieder:

Zahlentafel.

Stab	Vom Dreigelenkbogen:							Eigen- gewicht der Konsole + t -	Größte Stabkraft t	
	Eigen- gewicht		Schnee			Wind			+	-
	+	-	rechts	links	voll	rechts	links			
1	2,95	.	+ 0,30	+ 1,50	+ 1,8	+ 0,20	+ 1,95	3,50	.	9,20
2	.	4,40	- 1,00	- 2,25	- 3,25	- 0,60	- 1,05	.	3,80	12,50
3	.	3,80	- 0,85	- 1,95	- 2,8	- 0,52	- 0,95	.	3,30	10,85
4	.	5,50	- 1,20	- 2,80	- 4,0	- 0,75	- 1,30	.	4,70	15,50
5	3,10	.	+ 0,70	+ 1,55	+ 2,25	+ 0,43	+ 0,70	2,60	.	8,65
6	1,00	.	- 0,13	+ 0,45	+ 0,32	- 0,05	+ 1,50	1,80	.	4,75
7	.	2,85	- 0,62	- 1,45	- 2,07	- 0,38	- 0,70	.	2,50	8,12

Ergänzend sei außerdem noch mitgeteilt, daß die statische Untersuchung der alten Dachkonstruktion von Herrn Dipl.-Ing. Johannes Rosenthal, Ber. Ing., Berlin, durchgeführt wurde und daß sich deren Ergebnisse mit den eigenen statischen Untersuchungen und Nachprüfungen von Geh. Baurat Dr. Friedrich decken.

INHALT: Ergänzung zu dem Aufsatz in Heft 18: Kesselhaus für das Großkraftwerk Gerstehwerk der Vereinigten Elektrizitätswerke Westfalen in Dortmund. — Die Stahlbauten auf dem Gelände der Frankfurter Messe. — Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues. — Versuche und Berechnung von elektrisch verschweißten I-Trägern. — Verschiedenes: Bauunfälle — Stahlskelett im heutigen amerikanischen Hochhausbau. — Forstwerder Brücke in Halle. — Vom Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. — Berichtigung.

Die Forstwerder Brücke in Halle. Über dieses Bauwerk berichtet in der Deutschen Bauzeitung vom 20. Oktober Stadtbaurat Prof. Dr.-Ing. Heilmann in Halle. Es handelt sich um einen beschleunigten Fußgängersteg von 2 m Breite, der das auf einer Insel errichtete Freibad mit dem Festlande verbindet. Der Steg, ein eingespannter Bogen mit 47 m Spannweite und 6,7 m Pfeil, ist in Eisenbeton ausgeführt worden.

Es ist interessant zu hören, von welchen wirtschaftlichen und schiffahrtstechnischen Erwägungen man sich beim Bau dieses Steges leiten ließ:

„Es drängte sich die Frage auf, ist es vertretbar, die nicht unbeträchtlichen Kosten für eine feste Eisenbetonbrücke auszugeben oder ist es richtiger, im Hinblick auf den vielleicht nur kurzen Bestand des Bades und der Brücke sich mit einer Holzbrücke zu begnügen. — Zwei Planungen wurden aufgestellt und unter den Fachfirmen zur Angebotsabgabe ausgeschrieben. Die Kosten für die Holzbrücke beliefen sich auf ungefähr die Hälfte der Mittel, die für eine Eisenbetonbrücke notwendig waren. — Gegen die Ausführung der Brücke in Holz machte die Strompolizei Bedenken geltend, weil durch die sichtverbauende Holzbrücke die Gefahren für die Schifffahrt erheblich geworden wären. Damit war der Bau einer Eisenbetonbrücke als einzige Möglichkeit übriggeblieben.“

Es bleibt noch eine andere Möglichkeit der Ausführung übrig, doch scheint man diese überhaupt nicht erwogen zu haben, geschweige denn, daß man bei Firmen, denen die Ausführung nach dieser Möglichkeit liegt, angefragt hätte. Unter Wahrung der äußeren Form des Eisenbetonsteges sieht dann die Ausführung nach der anderen Möglichkeit so aus:

Zwei durch einen Verband gekuppelte I-Träger werden an beiden Widerlagern zur Freimontage ausgelegt und, durch Rückhaltselle gehalten, so weit vorgeschoben, daß das Mittelstück eingelegt werden kann. Die Tragkonstruktion ist fertig. Der Holzbelag, an den Bogenenden in eine Treppe auslaufend, wird unmittelbar auf die I-Träger aufgelegt, das Geländer an den Trägerstegen befestigt. Der Fußgängersteg ist fertig.

Nach Angabe des vorgenannten Verfassers belaufen sich die Ausführungskosten des Eisenbetonsteges auf 40 000 R.-M. (Dafür kann man schon ein respektables städtisches Wohnhaus bauen.) Also für den sichtverbauenden Holzsteg, der die Hälfte kosten sollte, 20 000 R.-M. Ich weiß wirklich nicht, wo ich für den Steg nach der vorbeschriebenen Ausführung 20 000 R.-M. unterbringen soll!

Was die Kosten des Eisenbetonsteges aufgezehrt hat, war nicht die Eisenbetonmasse als solche, sondern das in die Saale eingebaute Lehrgerüst mit allem Drum und Dran (Schiffahrtsöffnung, Leitwerke). „Motorlose Kähne wurden mit Hilfe eines Bugsierbootes durch diese Öffnung gezogen“ — und das alles wegen eines Steges, der nach einem Freibad führt, das von vornherein mit einem „vielleicht nur kurzen Bestand“ in Rechnung gesetzt ist.