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 gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 27. Juli 1928 | Heft 9

Die Abraumförderbrücken der Gruben Hansa und Prinzessin Viktoria.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. C. Scharnow, Sterkrade.

Der Braunkohlenbergbau, der vor dem Kriege noch eine ziemlich unbedeutende Rolle spielte, hat unter dem Kohlenmangel während der Kriegsjahre einen glänzenden Aufschwung erfahren und durch neuzeitlichen Ausbau der Betriebsmittel seine Stellung behauptet und weiter ausgebaut. Die Gewinnung der Braunkohle erfolgt in der Hauptsache im Tagebau. Einen wesentlichen Anteil an den Förderkosten der Braunkohle bilden die Kosten für das Abräumen, Abfördern und Wiedervorkippen der über den Braunkohlenflözen lagernden Deckschichten. Aus diesem Grunde setzte gerade hier die Entwicklung der technischen Hilfsmittel am stärksten ein. An die Stelle von Schippe, Handkarre und Muldenkipper traten zunächst Bagger und Selbstentlader. Seit einigen Jahren hat nun die A. T. G. (Allgemeine Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig) ein neues Fördermittel eingeführt — die Abraumförderbrücke —, dem folgende technische Ideen zugrunde liegen.

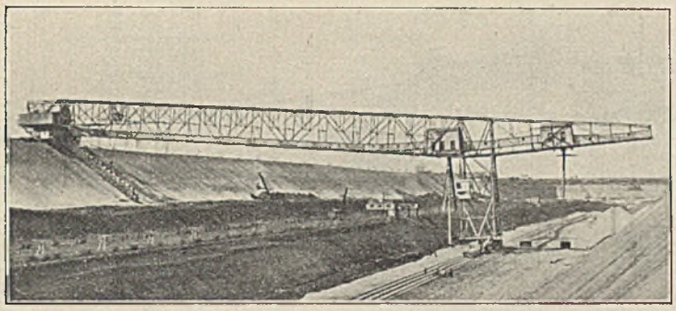


Abb. 1. Abraumförderbrücke für Grube „Prinzessin Viktoria" der Gewerkschaft Neurath in Bedburg, Bez. Köln.

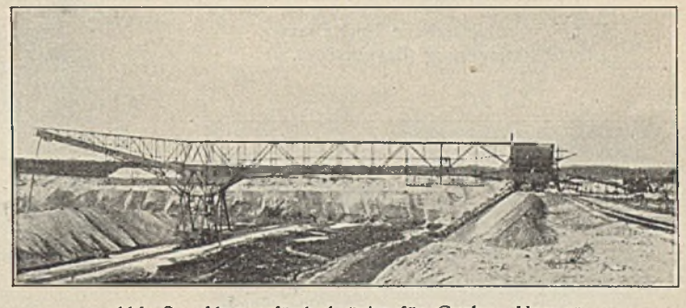


Abb. 2. Abraumförderbrücke für Grube „Hansa" der Neuen Senftenberger Kohlenwerke A.-G. in Tröbitz.

Das Abräumen der Deckschichten erfolgt durch einen Eimerkettenbagger, der unmittelbar mit einer Förderbrücke verbunden und mit dieser verfahrbar ist. Der Bagger schüttet den Boden auf ein Förderband, das in einem geschlossenen Laufgang über der Brücke läuft. Auf diese Weise wird der Abraum über die freigelegte Braunkohle hinwegbefördert und durch Schüttrohre in das ausgebeutete Grubenfeld geschüttet. Abb. 1 u. 2 lassen diesen Arbeitsvorgang deutlich erkennen.

Die besonderen Anforderungen des Betriebes bedingen in einzelnen Punkten eine eigenartige Ausbildung der Brücke, die von der üblichen Bauweise des allgemeinen Brückenbaues stark abweicht und sie deshalb einer kurzen Beschreibung wert macht.

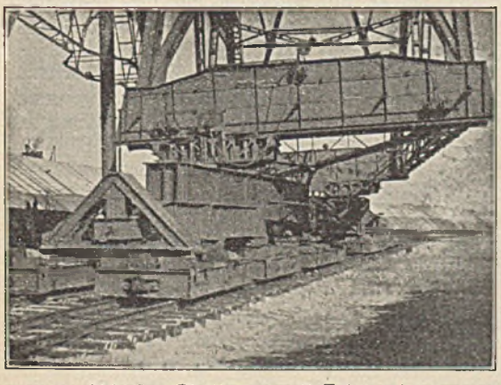


Abb. 3. Gleitträger mit Fahrwerk der Brücke „Hansa" (Haldenseite).

Es handelt sich um die Abraumförderbrücken für die Grube „Prinzessin Viktoria" der Gewerkschaft Neurath in Bedburg, Bez. Köln, und die Grube „Hansa" in Tröbitz der Neuen Senftenberger Kohlenwerke A.-G., Tröbitz. Für diese Gruben wurden von der A. T. G., Leipzig, nach deren grundlegenden Patenten den jeweiligen bergbaulichen Verhältnissen entsprechende, außergewöhnlich große Förderbrückenanlagen entworfen und von der genannten Firma als Generalunternehmerin die Gutehoffnungshütte mit der Berechnung, Lieferung und Aufstellung der Brückenkonstruktion betraut.

Die grundsätzliche Ausbildung ist bei beiden vorgenannten Bauwerken ungefähr die gleiche. Wie aus den Bildern ersichtlich, überspannen die Brücken mit nur einer Öffnung den gesamten Tagebau, und zwar die Brücke Neurath mit 160 m und die Brücke Hansa mit 130 m. Sie bewegen sich auf Gleissträngen, die einerseits auf der Halde, anderseits im ausgebeuteten Grubenfeld verlegt sind. Für den letzteren Gleisstrang schüttet sich die Brücke mittels eines Abfallrohrs selbst ihre Bahn. Bei beiden Brücken sind die Bagger in die Brücken eingebaut. Die Eimerleitern haben eine Länge von etwa 36 m und ein Gewicht von rd. 90 t. Sie hängen mit Flaschenzügen an der Brücke und werden durch Winden, die im Baggerhaus stehen, gehoben und gesenkt.

Die Gesamtlänge der Brücke Neurath beträgt etwa 218 m, die der Brücke Hansa etwa 215 m. Diese Brückenlängen bieten an sich nichts Ungewöhnliches. Außergewöhnlich für ein Bauwerk von solcher Größe sind die Bewegungsmöglichkeiten und die eigenartigen Konstruktionen, die durch die Art des Betriebes bedingt werden. Damit der Bagger fortlaufend einen gleichmäßigen Bodenstreifen abräumen kann, fährt die Brücke langsam auf zwei Gleisanlagen mit je vier Schienen an der Böschung entlang. Um die Halde gleichmäßig beschütten und auch die Ecken der Grube ausräumen zu können, müssen sich die Fahrwerke auf der Haldenseite und der Baggerseite unabhängig voneinander bewegen können. Jedes Fahrwerk kann gegen das andere vorausfahren oder zurückbleiben, so daß die Brücke in eine starke Schrägstellung gegen die Lotrechte zur gewöhnlichen Fahrt-

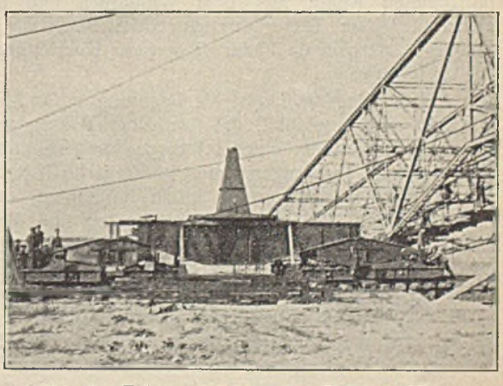


Abb. 4. Fahrwerksträger der Brücke „Hansa" mit Königsstuhl und Ringträger (Baggerseite).

richtung gebracht werden kann. Je nach der Stärke des Deckgebirges kann der Unterschied in der Höhenlage des Gleisstranges auf der Baggerseite und des Gleises auf der Haldenseite bis zu 13 m betragen; dabei kann das haldenseitige Fahrwerk bergauf fahren, während das baggerseitige Fahrwerk zur gleichen Zeit bergab fährt. Die gegenseitige Entfernung der beiden Gleisstränge kann um 8 m verringert oder vergrößert werden, so daß man nicht an ein unbedingt genaues Verlegen der Gleisstränge gebunden ist. Entsprechend dem Fortschreiten der Abraumarbeit werden die Gleise durch Gleisrückmaschinen in der Abbaurichtung seitlich verschoben.

Um allen diesen Anforderungen zu genügen, mußte eine Auflagerung in drei Punkten gewählt werden. Die Stütze auf der Haldenseite ist in zwei Punkten auf die Fahrwerke gelagert. Zur Ermöglichung der Drehbarkeit um 50° und der Verschieblichkeit um 8 m wurde die Auflagerung im einzelnen wie folgt durchgeführt:

Den unteren Abschluß der Stütze bildet auf jeder Seite ein Trägerpaar mit je einer Kranbahnschiene an der Unterseite. Die Kranbahnschienen verschieben sich auf Rollen. Die Auflagerdrücke werden auf jeder Seite durch einen Kugelzapfen auf die Fahrwerke übertragen, so daß an der Stütze zwei Punktlager vorhanden sind. Abb. 3 zeigt die Gleitträger der Brücke Hansa. Zur Aufnahme der recht bedeutenden horizontalen Kräfte aus dem Winddruck und den Bremskräften ist zwischen jedem Trägerpaar ein volles Blech als Horizontalträger vorgesehen. Horizontale Räder dienen zur Überleitung der Horizontalkräfte auf die Fahrwerke.

Auf der Baggerseite ist die Lagerung unter Ausnutzung des Baggerrahmens so ausgebildet, daß sie einer Punktlagerung entspricht. Die Fahrwerke tragen hier einen schweren Königsstuhlträger mit einem Zapfen, über den sich der Baggerrahmen glockenartig legt. Die lotrechten Lasten von rd. 500 t werden an der Spitze des Zapfens durch eine Kugelschale aufgenommen. Die aus Horizontalkräften und Momenten entstehenden Kräftepaare nehmen die Kugelschale und einen Stahlgußring auf. Um diesen Stahlgußring, der am Königsstuhl befestigt ist, dreht sich ein genieteter Ringträger des Baggerrahmens. Abb. 4 zeigt den Fahrwerksträger mit Königsstuhl und Ringträger, der außerhalb der Brücke zusammengebaut und dann untergeschoben wurde. Der Ringträger wurde nachträglich an den Baggerrahmen angenietet.

Das Tragwerk des Baggers besteht aus zwei Gitterträgern mit Querträgern und Verbänden. Die gegenseitige Entfernung der Gitterträger beträgt 2,2 m. Sie liegen zwischen den Hauptträgern der Brücke, die einen gegenseitigen Abstand von 9 m haben. In Abb. 5 ist die grundsätzliche Anordnung dargestellt, durch die eine Punktlagerung erreicht wurde.

Im letzten und vorletzten Querrahmen lagert sich die Brücke durch je einen Gelenkzapfen auf den Baggerrahmen. Diese Gelenkzapfen wurden so hoch wie möglich gelegt, um die Torsionskräfte auf das Hauptträgersystem zu verringern. Die Resultierende der Windauflagerdrücke liegt ungefähr in Höhe der Zapfen. Der Baggerrahmen stülpt sich mit seinem Ringträger über den Königszapfen des schon beschriebenen großen Fahrwerksträgers. Der Baggerantrieb arbeitet in einem geschlossenen Maschinenhaus, das am Ende der Brücke liegt. Die übrigen Maschinenhäuser auf der Brücke enthalten den Antrieb der Bänder bezw. die Umladestationen. Das Transformatorenhaus, das auch die gesamten Schaltanlagen enthält, ist seitlich an der Brücke aufgehängt.

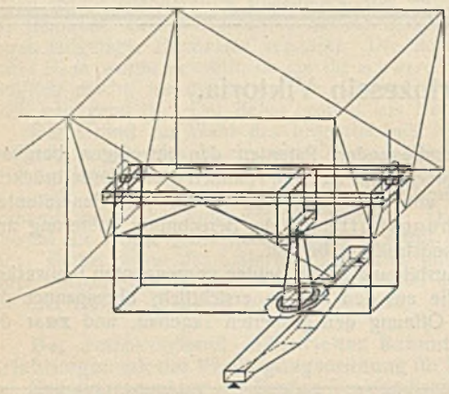


Abb. 5. Grundsätzliche Darstellung der Punktlagerung (Baggerseite).

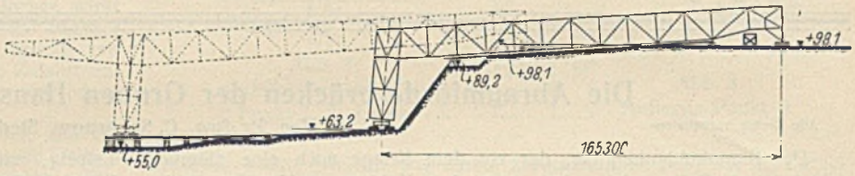


Abb. 6. Montagestellung der Brücke „Neurath". (Punktiert: Stellung nach dem Verschieben.)

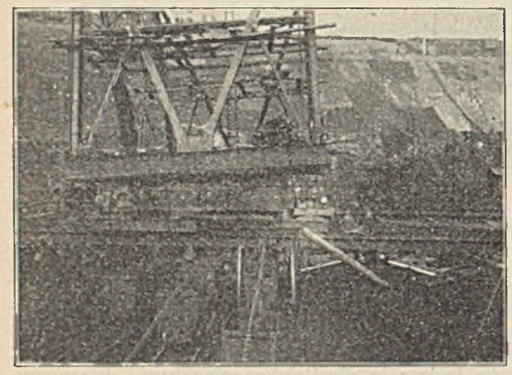


Abb. 7. Stützenfuß und Verschiebewagen beim Überschreiten der Kettenbahnen.

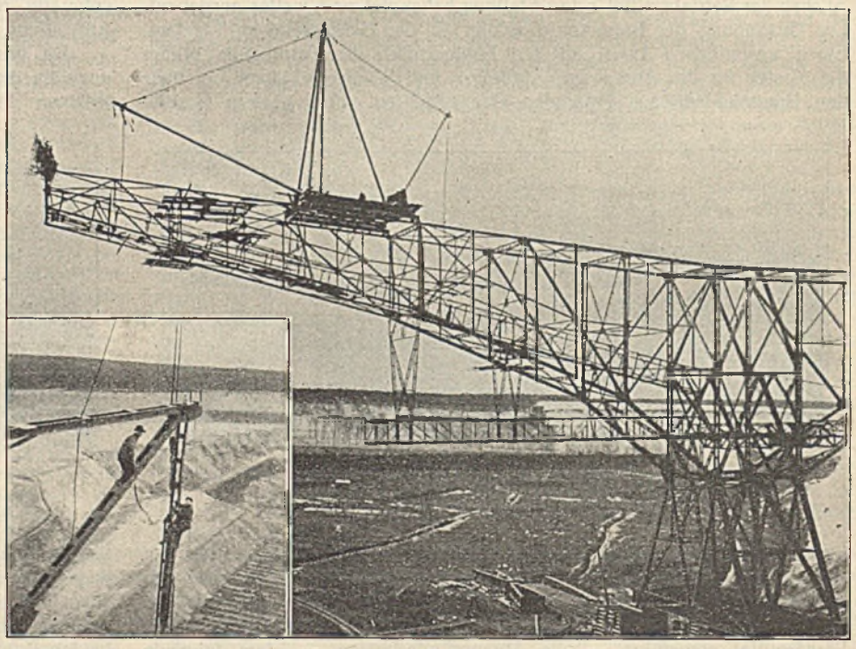


Abb. 8. Freivorbau der Brücke „Hansa".

Die Gliederung der Brückenhauptträger ist einfach und klar. Zur Gewichtsverminderung wurde durch Zwischenfachwerk die Knicklänge der langen Druckstäbe unterteilt. In jedem Hauptknotenpunkt wurde ein Querrahmen angeordnet, der gleichzeitig die Bandbrücke trägt. Diese besteht aus leichten Gitterträgern von etwa 2 m Höhe und 12 bis 13 m Stützweite und ist mit Holzschalung verkleidet. Im ganzen wurde danach gestrebt, das Gewicht der Brücke mit Rücksicht auf die beschränkte Tragfähigkeit des Untergrundes möglichst gering zu halten. Es wurde deshalb bis auf einige untergeordnete Teile St 48 verwandt, der im günstigsten Falle mit 2080 kg/cm² beansprucht wurde. Die Windverbände bestehen aus gekreuzten Diagonalen, die nur für die Zugkraft bemessen wurden. Da sich die Hauptträger der Brücke beim Fahren in geneigtem Gelände bis zu 3° schrägstellen können und am baggerseitigen Ende nur ein Punktlager vorhanden ist, so haben die Verbände erhebliche Kräfte aus der Torsion der Hauptträger aufzunehmen.

Wie oben schon erwähnt, ruht die Brücke in der Grube mit der Stütze beiderseits auf einem um etwa 8 m parallel zur Brückenlängsachse verschieblichen Auflagerpunkt. Das Netz der Stütze ist aus den Abbildungen zu ersehen. Der obere und untere Windverband laufen durch die Stütze zum Ausleger hindurch. In der untersten wagerechten Ebene wurde ein dritter Wagerechtverband angeordnet. Damit wurde das System der Stütze innerlich einfach statisch unbestimmt unter der Annahme, daß von den gekreuzten Diagonalen nur der Zugstab wirkt. Beim Schwenken der Brücke kommt eine schiefe Auflagerung zustande, derart, daß die

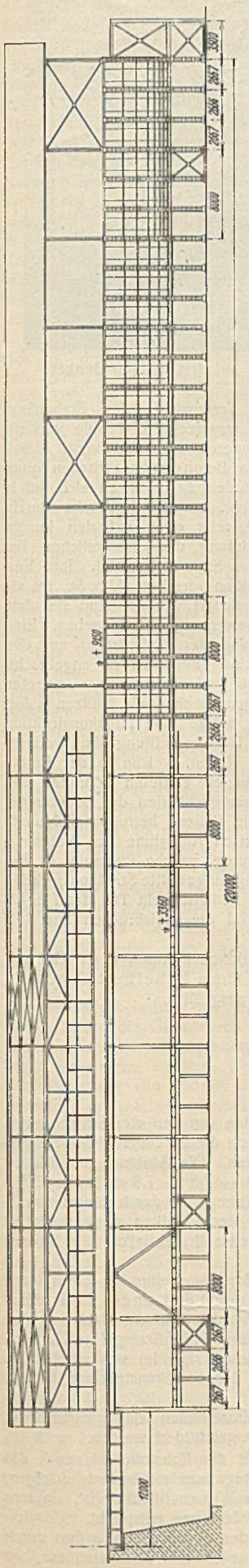


Abb. 1. Längenschnitt und -ansicht.

Stützpunkte unter den diagonal gegenüberliegenden Ecken der Stütze liegen (Abb. 3). Sie ergibt zusammenwirkend mit der Dreipunktlagerung eigenartige Kräfte in der Stütze, so daß für die statische Berechnung das räumliche Fachwerk untersucht werden mußte.

Die Aufstellung der Brücke Neurath bot einige Schwierigkeiten. Mit Rücksicht auf den Grubenbetrieb, der nicht gestört werden durfte, wurde die Brücke in der auf Abb. 6 dargestellten Lage zusammengebaut. Begonnen wurde gleichzeitig an der Stütze und am baggerseitigen Ende. Die unmittelbar an der Stütze liegenden Trägerfelder wurden frei vorgebaut. Dann wurde die Brücke in Richtung ihrer Achse in die Arbeitsstellung geschoben und auf die Fahrwerke abgesetzt. Um die Lasten beim Verschieben möglichst gering zu halten, wurden Kragarm und Baggerrahmen erst später eingebaut. Beim Verschieben durfte der Grubenbetrieb nicht unterbrochen werden; dazu mußten einige Kettenbahnen überfahren werden. Abb. 7 zeigt den Stützenfuß mit den Verschiebewagen beim Überschreiten einer Kettenbahn. Zum Verschieben wurde ein Teil der Wagen der Brückenfahrwerke benutzt. Nachdem die Brücke in ihre endgültige Lage gefahren war, mußte das baggerseitige Ende auf die Höhenlage gebracht werden, damit der Bagger eingebaut und die Fahrwerke untergeschoben werden konnten.

Die Aufstellung der Brücke Hansa war einfacher. Die Aufstellung erfolgte hier in ähnlicher Lage wie bei Neurath mit Hilfe eines Schwenkkrans, der auf dem Obergurt lief. In dieser Lage wurde die Brücke fertig zusammengebaut, der Kragarm im freien Vorbau. Alsdann wurde sie auf die Fahrwerke abgesetzt und durch Schwenken und Verschieben senkrecht zu ihrer Achse in die Arbeitsstellung gebracht. Abb. 8 zeigt den freien Vorbau in schwindelnder Höhe.

Das Gewicht der Hauptträger mit Stütze beträgt bei der Brücke Neurath etwa 560 t und bei der Brücke Hansa etwa 570 t.

Die ganze Aufstellung vollzog sich ohne größere Unfälle und das Eisenbauwerk arbeitet bei beiden Brücken vom Tage der Inbetriebnahme an zur vollen Zufriedenheit. Bis heute sind bereits viele Millionen Kubikmeter Erde über die Brücken geflossen; dabei hat sich die ganze Anlage vorzüglich bewährt.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein 20000-Tonnen-Bunker.

Von Oberingenieur **Julius Hirtzel**, Saarbrücken.

Ein Hüttenwerk im Saargebiet erbaute im Jahre 1905/06 einen Erzbehälter von 120 m Länge und 17,3 m Breite in Stahlkonstruktion. Der Bunkerboden bestand aus einer Trägerlage mit Betonkappen, die seitlichen Abschlußwände bildeten versteifte Stahlbleche. Die Erzzufuhr erfolgt mittels dreier auf die ganze Bunkerlänge durchgehender Gleisbrücken. Die Entwicklung des Werkes erforderte nun den Bau eines weiteren Erzbehälters, dessen Aufstellungsort unmittelbar neben dem vorerwähnten Behälter sein sollte.

Im Wettbewerb standen Eisenbeton- und Stahlkonstruktionen: Im Laufe der Verhandlungen und während der Prüfung der einzelnen eingegangenen Vorschläge zeigten sich an verschiedenen Stellen des Werkes Bodenbewegungen, die ihre Ursache nur in Senkungen, wie sie durch Grubenbetrieb hervorgerufen werden, haben konnten. Diese Tatsache war die Veranlassung, in eine Prüfung darüber einzutreten, ob es ratsam ist, ein so großes und wichtiges Bauwerk bei den gegebenen Bodenverhältnissen in Eisenbeton auszuführen. Um ein genaues Bild zu bekommen, wie der seit 23 Jahren bestehende große Stahlbunker sich bei den beobachteten Bodensenkungen verhalten hat, wurden genaue Messungen angestellt, und es ergab sich, daß an einzelnen Stellen Senkungen bis zu 25 cm eingetreten waren. Die Oberkanten der Bunkerwände, die bei der Errichtung des Bauwerkes selbstverständlich eine wagerechte Linie bildeten, sind jetzt leicht gewellt. Nachdem dies festgestellt war, wurde der Behälter selbst in seinen einzelnen Konstruktionsteilen einer genauen Besichtigung unterzogen, und man konnte feststellen, daß trotz der Senkungen und der erheblichen Verschiebungen keinerlei Beschädigungen an der Konstruktion eingetreten waren. Die Stahlkonstruktion hatte infolge ihrer Elastizität also den Bodensenkungen folgen können und sich mithin vorzüglich bewährt. Auch eine weitere Untersuchung des Bunkers ergab ein sehr befriedigendes Bild: Meßbare Anrostungen und Verminderung der Blechstärken sind nicht vorhanden. Die Außenhaut des Behälters war gut in Anstrich gehalten worden, und die Innenflächen der Stahlbleche und der Ausläufe waren blank, wie dies durch die dauernde Benutzung und das dauernde Füllen mit Erz zu erwarten war.

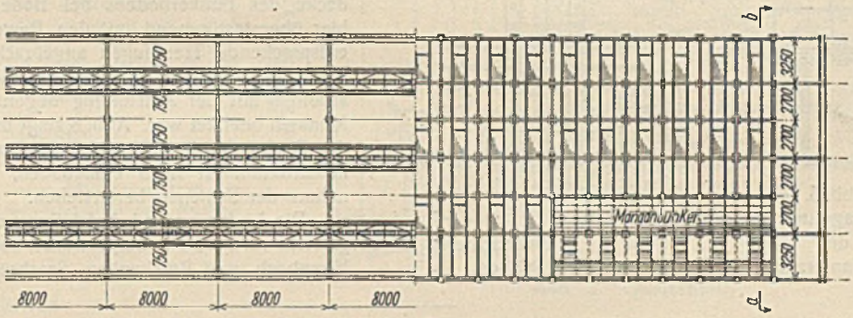


Abb. 2. Grundriß.

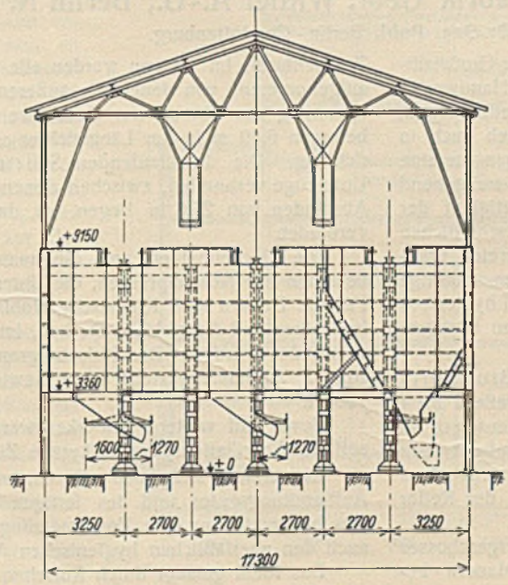


Abb. 3. Querschnitt.

Da nun anzunehmen ist, daß die Bewegungen in dem Gelände noch nicht zum Stillstand gekommen sind, war es fraglich, ob unter den gegebenen Verhältnissen die Ausführung des Bauwerkes in Eisenbeton empfehlenswert sei. Auf Grund des vorzüglichen Zustandes der Stahlkonstruktion des alten Bunkers entschloß man sich, auch den neuen Bunker in Stahl auszuführen; insbesondere da von der mit dem Auftrag betrauten Firma noch Vorschläge gemacht wurden, die dahin gingen, die Konstruktion in ihren einzelnen Teilen so durchzubilden, daß sie senkrechten Boden-

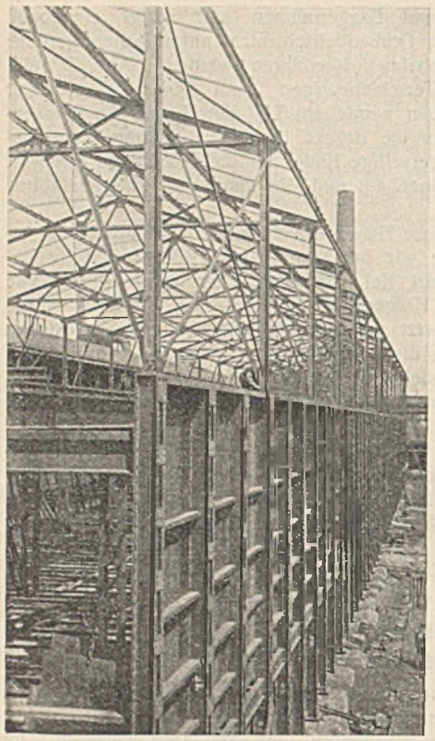


Abb. 4. Bunkeraußenwand und Dach.

bewegungen ohne weiteres folgen konnte.

Der neue große, hauptsächlich zur Lagerung von Minette bestimmte Bunker hat bei 12 250 m³ Inhalt ein Fassungsvermögen von rd. 20 000 t Erz. Sein allgemeiner konstruktiver Aufbau ist aus den Abbildungen 1 bis 3 zu ersehen. Die Beschickung des Bunkers erfolgt durch Talbotwagen mit seitlicher Entleerung, welche auf drei über den Bunker hinweggeführten Gleisbrücken laufen, die für den Lastenzug „G" der Deutschen Reichseisenbahn-Gesellschaft berechnet sind.

Der Bunker ist vollständig überdacht: Die Dacheindeckung besteht aus Holzschalung mit doppelter Papplage auf Holzsparren. An den Stützbindern für die Überdachung sind zwei Laufstege aufgehängt, welche die Möglichkeit bieten, den Bunkerinhalt jederzeit zu überwachen. Außerdem können auch die Talbotwagen bequem von den Laufstegen aus erreicht werden. An einem Ende des Bunkers (vergl. Abb. 1 u. 2) ist mittels besonderer, zum Teil geneigter Trennwände ein entsprechender Raum für Mangan-

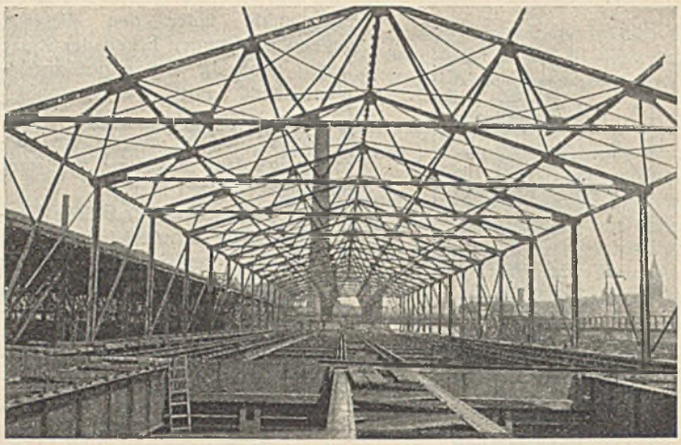


Abb. 8. Dachkonstruktion und Aufsicht auf den fertigen Bunker.

erz geschaffen. Sämtliche Seiten- und Trennwände des Erzbunkers bestehen aus Stahlblechen, welche durch wagerechte U-Profile versteift werden und unmittelbar an den Stützen angeschlossen sind (vergl. Abb. 2 und 4). Der Boden des Bunkers wird aus Betonkappen zwischen querverlagerten Bodenträgern gebildet. Die Bodenträger stützen sich auf in der Längsrichtung durchlaufende Unterzüge, welche durch die durchgehenden Stützen durchstoßen und anderseits oben auf den kurzen Zwischenstützen gelagert sind. Zur Erzielung der erforderlichen Beweglichkeit sind die Unterzüge über jeder Stütze abgesetzt. Ihre Verschraubung ist mit federnden Unterlagscheiben versehen (Abb. 5). Da sie in ihrem oberen Teil seitlich nur lose gesichert werden, sind sie ohne weiteres in der Lage, senkrechten Bodenbewegungen stattzugeben. Eine ähnliche Konstruktion zeigt die Auflagerung der Bodenträger auf den Unterzügen (Abb. 6). An den Stützen sind Höhenmarken angebracht, welche gestatten, jederzeit festzustellen, ob Bodensenkungen eingetreten sind. Sobald sich solche Senkungen zeigen, können die Stützen sofort angehoben werden: Dafür ist bei jeder Stütze eine Hilfskonstruktion vorgesehen, welche das Untersetzen einer Hebevorrichtung ohne weiteres ermöglicht (Abb. 7). Zur Vermeidung von Rissen, welche in der Betondecke des Bunkerbodens bei Bodensenkungen eintreten könnten, sind hier übereinstimmend mit den Bewegungsmöglichkeiten der Bodenträger entsprechende Trennfugen angebracht. Die Bauzeit betrug vier Monate und war so eingeteilt, daß einen Monat nach Aufnahme der Werkstattarbeiten mit der Aufstellung begonnen wurde, welche ihrerseits in drei Monaten beendet war. Abb. 8 zeigt die fertig aufgestellte Stahlkonstruktion des Daches für den 120 m langen Bunker. Lediglich ein Teil der Hängekonstruktion ist noch einzubauen, während die Gleisbrücken zur Aufnahme der Schienen bereitstehen.

Die Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion, deren Gesamtgewicht rd. 1500 t beträgt, wurde von der Firma B. Seibert G. m. b. H., Eisenhoch- und Brückenbau, Saarbrücken, ausgeführt.

Abb. 6. Auflagerung der Bodenträger.

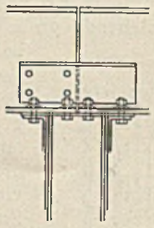


Abb. 5. Auflagerung der Bodenunterzüge.

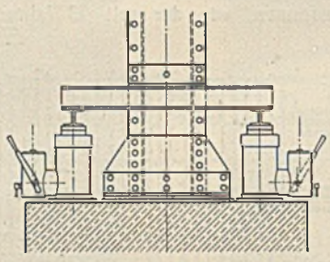


Abb. 7. Hubvorrichtung an den Stützen.

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau der Brotfabrik Gebr. Wittler A.-G., Berlin N.

Von Prof. Dr.-Ing. Pohl, Berlin-Charlottenburg.

Es ist noch nicht sehr lange her, daß das tägliche Brot der Großstadtbevölkerung in Tausenden von kleinen Bäckereien von ehrsamen Handwerksmeistern, nicht immer unter den günstigsten hygienischen Bedingungen, hergestellt wurde. Seit einiger Zeit ist jedoch der Großbetrieb auch in dieses uralte Gewerbe eingedrungen, da hier die Vorbedingungen für eine Massenfabrikation auf der Grundlage kontinuierlichen Betriebes weitgehend erfüllt werden. In gleicher Richtung wirksam war die Tätigkeit der Wirtschaftsgenossenschaften und Konsumvereine, die aus wirtschaftlichen Gründen mehr und mehr zum Betriebe eigener großer Bäckereien übergingen, auch die Fortschritte der Nahrungsmittelchemie stellten neuartige Anforderungen an die Herstellung des Brotes, die nur in großen hygienisch und technisch auf der Höhe stehenden Betrieben erfüllt werden konnten: die Bäckerei ist damit zur Brotfabrik geworden.

Für einen der größten Betriebe dieser Art in Berlin, die Brotfabrik Gebr. Wittler A.-G., ist soeben auf dem Grundstück Maxstraße 2 bis 4 ein Neubau errichtet worden, der in mancher Hinsicht bemerkenswert ist. Der eigentliche Fabrikbau erstreckt sich senkrecht zur Straßenfront etwa 60 m lang bei 23 m Breite in das Grundstück hinein und stellt einen Stahlbau dar mit fünf Geschossen und zwei Dachgeschossen, der Keller dehnt sich über das ganze Grundstück aus.

Die Abb. 1 bis 3 geben den Grundriß des 2. und 3. Obergeschosses sowie Längs- und Querschnitt wieder. Die tragenden Mauern beschränken sich auf die Straßenfront und den am andern Ende stehenden Treppenturm, im übrigen werden alle Lasten von den vier Stützenreihen aufgenommen, von denen die äußeren auch die 25 cm starke Wandausmauerung der oberen vier Geschosse tragen. Die Abstände der Stützen betragen 6,19 m in der Längsrichtung, 7,8 — 7,5 — 7,8 m in der Querrichtung. Die durchlaufenden Stützenstränge sind durch längslaufende Unterzüge verbunden, zwischen denen die Deckenbalken quergerichtet in Abständen von 2,06 m liegen, so daß jeder dritte Balken die Stützen verbindet.

Die Deckenbalken und die mansardenartig geformten Dachbinder bestehen aus Normalprofilen, die Unterzüge und Stützen aus I P-Profilen. Für die Decken sind Kleinesche Hohlsteindecken, für die Dachhaut sind im flachen Teil die gleichen Decken, im steilen Teil Falzziegel auf Lattung verwendet worden. Die Belastungsannahmen sind im wesentlichen in Abb. 2 zusammengestellt, das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt 1500 t.

Bevor auf weitere bemerkenswerte Einzelheiten eingegangen wird, soll der Fabrikationsgang in kurzen Zügen geschildert werden.

Es versteht sich, daß alle Transporte der Rohstoffe wie auch des Aufbereitungsgutes und des fertigen Erzeugnisses mechanisch erfolgen, was hier nicht nur eine Voraussetzung der Wirtschaftlichkeit ist, sondern auch den unerläßlichen hygienischen Anforderungen entspricht.

Das Mehl gelangt durch Rutschen in den Keller und von dort durch zwei Becherwerke in die als Mehllager ausgebauten Dachgeschosse, wo

es den 16 Silos zugeführt wird, Blechzylindern mit Kegelboden von 1,70 m Durchm. und 5,76 m Höhe, die durch zwei Geschosse reichen (Abb. 2). Zwei Sackaufzüge ermöglichen außerdem den Transport von Mehlsäcken nach dem Dachgeschoß. Von den Entnahmestellen an den Siloböden gelangt das Mehl durch Transportschnecken zu den automatischen Waagen im 4. Stock, in dem die Teigbereitung in Knetmaschinen stattfindet, worauf der Gärprozeß vor sich geht. Der backreife Teig gelangt durch Rutschen in das 3. oder 2. Stockwerk, in denen sich je drei gewaltige Öfen von 35 m Länge befinden. Der rohe Teig wird der Brotform entsprechend zerteilt, passiert die über den Öfen befindlichen Gärschränke und wird nun den Öfen von der Stirnseite aus zugeführt. Nach einmaligem Durchgang verlassen am anderen Ende die fertigen Brote den Heizraum. Die Heizung der Öfen geschieht durch Gas, die Leistungsfähigkeit eines Ofens beträgt bei zweischichtiger Arbeit täglich ungefähr 22 000 Stück.

Das fertige Brot wird von den Öfen durch Paternostergehänge nach dem 1. Stock befördert, wo es die Kühlschränke durchläuft, um zu den Einwickelmaschinen befördert zu werden. Nachdem es dann in Kisten verpackt ist, gelangen diese in das Erdgeschoß, das als Expeditionsraum eingerichtet ist. Der Fabrikationsgang ist somit auf das zweckmäßigste geregelt, vom Rohstoff bis zum Fertigfabrikat durchlaufen die Materialien das Gebäude von oben nach unten mit wagerechter Förderung innerhalb der Geschosse.

Die Hauptbelastung des Gebäudes bilden die Öfen, deren Gewicht von je 240 t durch die Wangenmauern auf die Decke übertragen werden. Um diese örtliche Belastung von 120 : 35 = 3,5 t/m unschädlich zu machen, befinden sich an diesen Stellen längs laufende Eisenbetonrippen, welche die Wangenlasten auf die Deckenbalken übertragen. Die übrigen Belastungsannahmen sind in dem Querschnitt (Abb. 2) zusammengestellt, für die durch laufende Betriebseinrichtungen belasteten Decken sind bei den Balken 50 %, bei den Unterzügen 25 % Zuschlag zur Belastung angenommen worden, um die Wirkung der Erschütterungen zu berücksichtigen; außerdem sind die Deckenbalken, welche gegen die Stützen laufen und somit für die Versteifung des Stahlgerippes von Bedeutung sind, etwas stärker gewählt worden. Alle Decken bestehen aus Kleineschen Hohlsteinen von 10 cm Höhe mit 3 cm Aufbeton in gestelzter Anordnung, die Unterflächen sind mit Glasursteinen verblendet, ebenso wie die Stelzung und sämtliche Flanschen der Deckenbalken, Unterzüge und Fensterträger. Der Fußboden besteht aus Mettlacher Fliesen. Es sind auf diese Weise helle, freundliche

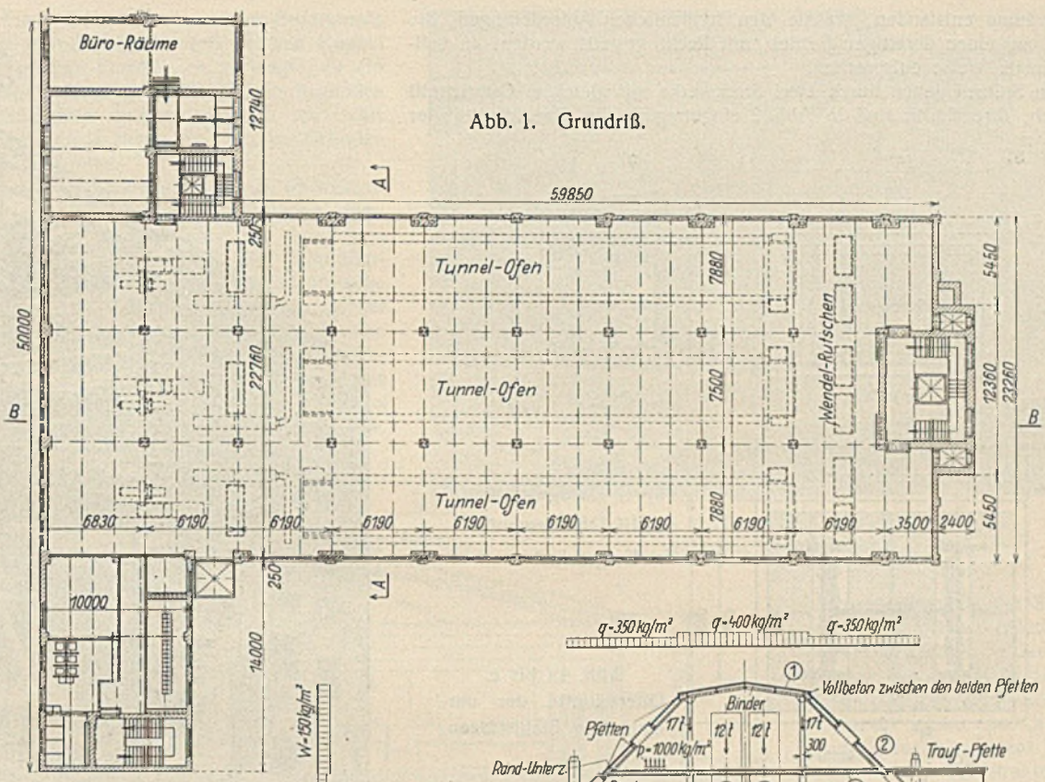
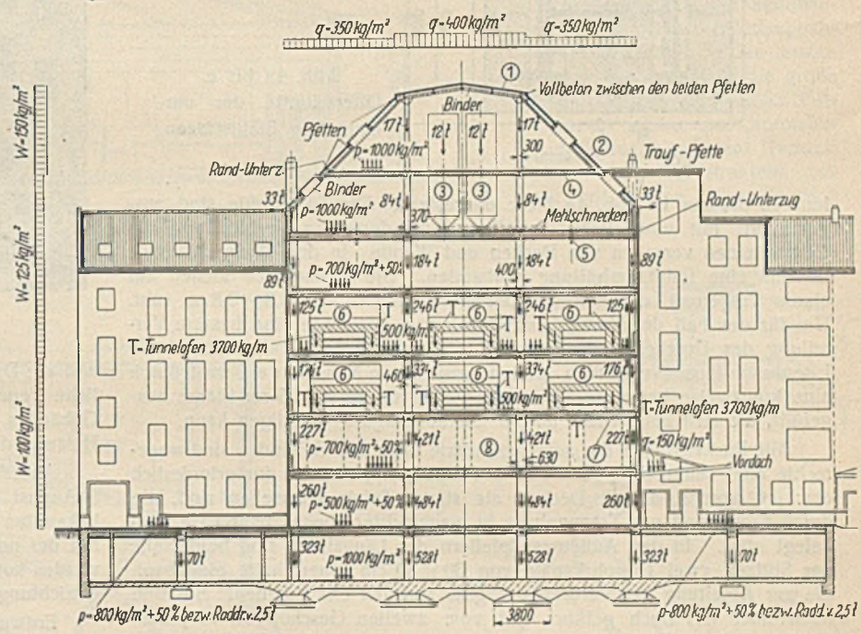


Abb. 1. Grundriß.



1 Flaches Dach bestehend aus: 10 cm Kleinescher Decke auf den Unterflanschen der Träger, 10 cm Auffüllung mit Koksasche, 5 cm Abgleichbeton, Ruberoid als Eindeckung.
2 Steiles Dach aus Falzziegeln auf Lattung und Sparren. Die Sparren liegen auf den eisernen Pfetten, darunter auf den Unterflanschen 6 cm starke poröse Leichtsteindecke.
3 Silos.
4 Deckenträger.
5 Laufbahn für die Teig-Laufkatzen.
6 Gewicht eines Ofens mit Gärschrank 240 t, Länge: 32,40 m.
7 Eisenbetonrippen unter den Ofenwangen als Deckenverstärkung.
8 Kühlschränke.

Abb. 2. Querschnitt.

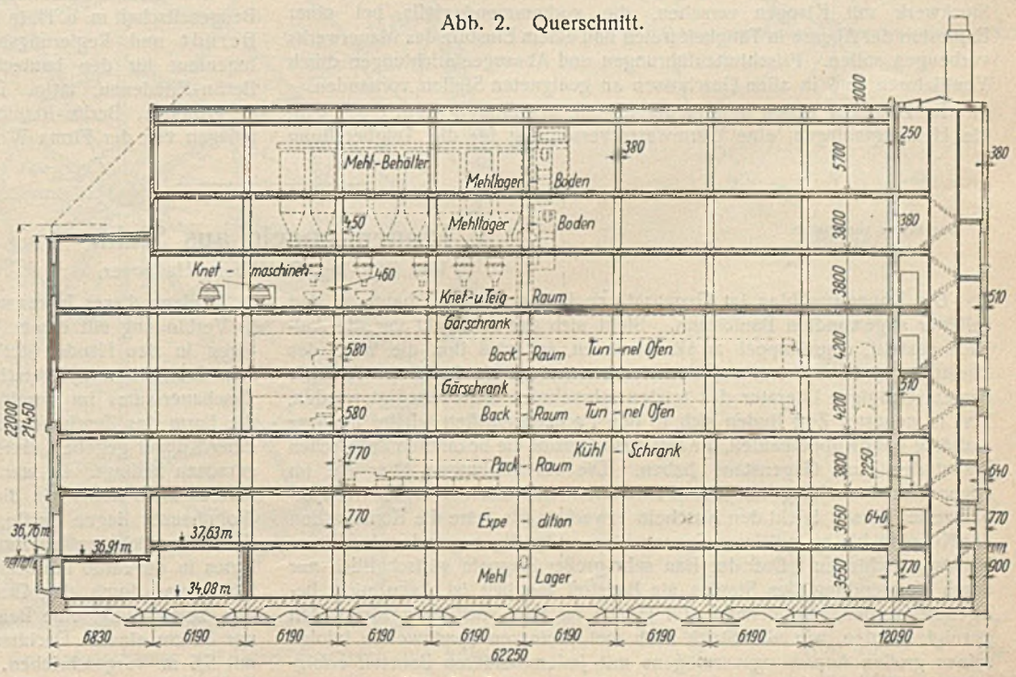
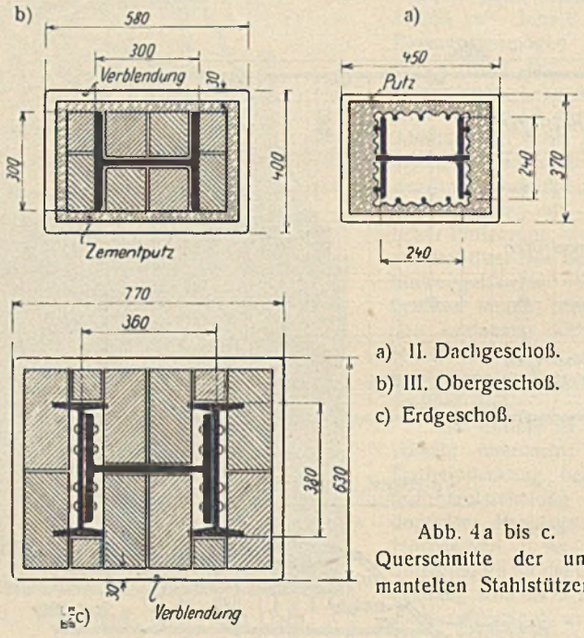


Abb. 3. Längenschnitt.

Arbeitsräume entstanden, welche den hygienischen Anforderungen, die gerade an einen derartigen Betrieb mit Recht gestellt werden, in vollkommenster Weise entsprechen.

Die Stützen gehen durch zwei Stockwerke mit gleichem Querschnitt hindurch, ihre Kräfte sind in Abb. 2 eingetragen, die Querschnitte der



a) II. Dachgeschoß.
b) III. Obergeschoß.
c) Erdgeschoß.

Abb. 4a bis c. Querschnitte der ummantelten Stahlstützen.

inneren Stützen in Abb. 4a bis c dargestellt. Die IP-Profile sind ausgemauert, mit einer Rabitzumhüllung und derselben Verblendung aus Glasursteinen versehen wie Decken und Wände. In den Dachgeschossen ist nur eine Rabitzumhüllung vorhanden. Die Stützenfüße stehen auf einem Trägerrost, der auf Eisenbetonfundamenten von 3,8×3,8 m ruht. Um für den Fall des Nachgebens einzelner Fundamente eine bessere Verteilung des Druckes herbeizuführen, sind sämtliche Fundamente durch Eisenbetonrippen verbunden, das so entstehende Maschenwerk wird durch eine kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatte von 15 bis 35 cm Stärke ausgefüllt, die sich nötigenfalls an der Lastübertragung beteiligen kann.

Mit Rücksicht auf die sehr geschützte Lage des Gebäudes sind wagerechte oder senkrechte Verbände des Stahlgerippes nicht für erforderlich erachtet worden, da die Decken als starke Tafeln anzusehen sind, die durch Frontwand und Treppenhaus in wagerechter Ebene zuverlässig festgelegt sind. In den Außenwandpfeilern der Längsfront sind beiderseits der Stützen zwei Tonrohrkanäle von 30×30 cm Querschnitt eingebaut, die zur Ableitung der Verbrennungsgase aus den Öfen dienen. Sie sind hoch über das Dach geführt und vom zweiten Geschoß an in jedem Stockwerk mit Klappen versehen, die vorkommendenfalls bei einer Explosion der Abgase in Tätigkeit treten und einem Einsturz des Mauerwerks vorbeugen sollen. Frischluftzuführungen und Absaugeeinrichtungen durch Ventilatoren sind in allen Geschossen an geeigneten Stellen vorhanden.

Im Hofkeller neben dem Fabrikgebäude befinden sich auf einer Seite die Heizungsanlagen, eine Warmwasserversorgung für die Teigbereitung

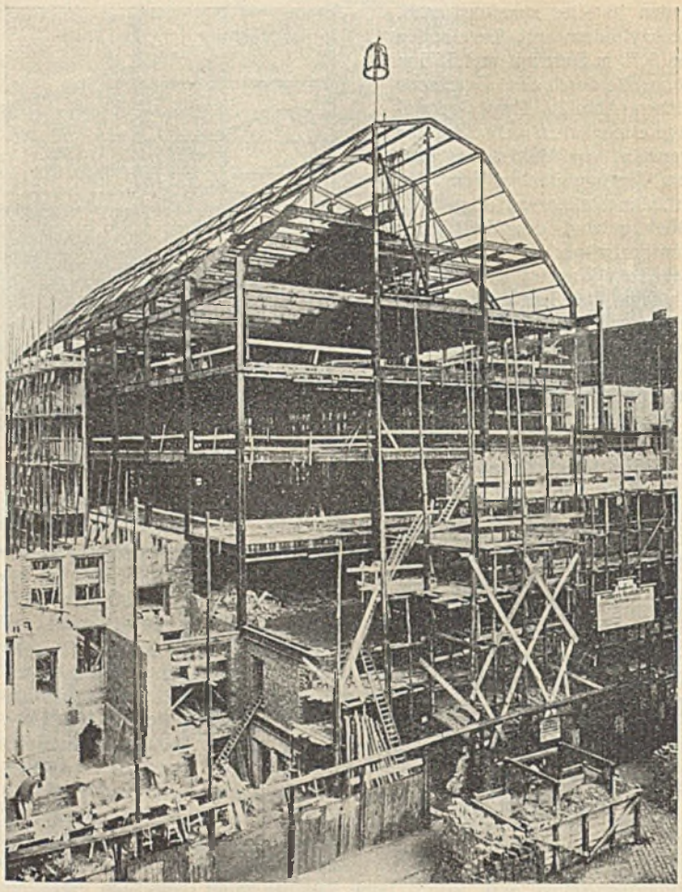


Abb. 5. Bauaufnahme.

und die Dampfschwadenkesselanlage, welche dem Backprozeß die erforderliche Feuchtigkeit zuführt. Der Hofkeller auf der anderen Seite des Gebäudes enthält Gasmesser, Gaskompressor mit Motorantrieb für die Heizung der Backöfen und die Umformeranlage für Licht und Kraft.

Abb. 5 zeigt den Aufbau des Stahlgerüstes, der in der Zeit vom 5. August bis 13. Oktober 1927, also in zehn Wochen vor sich ging. Die bekannten Vorzüge des Stahlbaues zeigten sich auch in der Leichtigkeit, mit der noch während des Baues Änderungen im Trägerrost vorgenommen werden konnten, die sich durch den Einbau der sehr verwickelten Betriebseinrichtungen ergaben.

Entwurf und Bauleitung lagen in den Händen der Firma Curt Berndt, Baugesellschaft m. b. H. in Berlin, Architekten Dipl.-Ing. Hans Siegfried Berndt und Regierungsbaumeister Werner Berndt; als beratender Ingenieur für den bautechnischen Teil war Dipl.-Ing. Georg Padler, Berlin-Friedenau, tätig. Die Stahlkonstruktion wurde von der Firma H. Gossen, Berlin-Reinickendorf, ausgeführt, die Öfen und Betriebsanlagen von der Firma Werner & Pfleiderer in Stuttgart.

Alle Rechte vorbehalten.

Rippenkuppeln aus Stahl.

Von Dipl.-Ing. E. Höber, Hannover.

Die Kuppeln zählen im Gegensatz zu früheren Jahren heute zu den seltener angewandten Bauformen. Sieht sich der Architekt vor die Aufgabe gestellt, eine Kuppel zu konstruieren, so wird ihm die Wahl des Baustoffes gewisse Schwierigkeiten bereiten, die auch durch das Studium der einschlägigen Literatur des letzten Jahrzehntes nicht beseitigt werden. Erst in neuester Zeit finden sich in den Fachzeitschriften wieder häufiger Aufsätze über Kuppelbauten, die fast ausnahmslos die bekannten Zeiss'schen Planetarien zum Gegenstand haben. Die Abhandlungen über die im engen Zusammenhang mit den Planetarien entwickelten neuen Kuppelbauweisen lassen leicht den Anschein erwecken, als wäre die Konstruktion der Kuppeln bis zu mittleren Spannweiten endgültig zugunsten des Eisenbetons entschieden. Daß der Bau sehr großer Kuppeln wirtschaftlich nur durch Verwendung des Stahles als Baustoff möglich ist, kann nicht bezweifelt werden, nachstehend soll jedoch an zwei Ausführungsbeispielen gezeigt werden, wie der Stahl auch bei kleineren Spannweiten infolge seines großen Anpassungsvermögens mit jedem anderen Baustoff erfolgreich in Wettbewerb treten kann.

Anfang dieses Jahres wurde in Hannover mit dem Neubau eines Kinos in Verbindung mit einem Wohnhaus begonnen. Entwurf und Bauleitung lagen in den Händen der Architekten B. D. A. Jürgens und Mencke. Aus Grundriß und Querschnitt Abb. 1 u. 2 ist die Lage des kreisrunden Zuschauerraums im Anschluß an das Wohngebäude zu ersehen. Durch die Form des Zuschauerraumes war der Gedanke einer Überdachung mit einer Kuppel gegeben, durch besondere Bestimmungen der Baupolizei aber geradezu bedingt. Es war verlangt, daß Oberkante Dach des Zuschauerraumes nicht höher als die Fensterbrüstung des ersten Stockwerkes des Wohnhauses liegen durfte, um die freie Sicht der Wohnungen nach der Kinoseite nicht zu beschränken. Anderseits sollte die lichte Höhe des Kinos in der Mitte mindestens 7,5 m über dem Fußboden betragen, dessen Höhenlage durch den Grundwasserspiegel gegeben war. Damit ergab sich zwangläufig eine Bauhöhe in der Mitte des Zuschauerraumes von nur 30 cm einschl. Dachhaut. Die lichte Höhe an den Außenwänden war mit 5,5 m vorgeschrieben, so daß für die Dachkonstruktion des kreisförmigen Raumes von 26,2 m Durchmesser nur eine Kuppel von 2,0 m

Stich bei geringster Bauhöhe in Frage kam. Eine weitere Erschwernis trat hinzu, als die Baupolizei die Berechnung der sehr flachen Kuppel vom Pfeilverhältnis 13,1 auch für größere Einzellasten verlangte, da ein Betreten des Daches von den unmittelbar über der Traufe liegenden Balkonen des anschließenden Wohnhauses durchaus möglich war. Als Baustoff kamen nur Stahl oder Eisenbeton in Frage, da Holz aus Gründen der Feuersicherheit von vornherein ausschied.

Unter den verschiedenen Kuppelkonstruktionen lassen sich im wesentlichen zwei Gruppen unterscheiden. Bei der ersten geschieht die Kraftübertragung in der Hauptsache durch Normalkräfte in der Kuppelfläche selbst, ohne Biegungsmomente senkrecht zur Schale. Hierzu gehören die räumlichen Fachwerke, Netzwerk- bezw. Schwedlerkuppeln der Stahlbauweise und die Schalenkuppeln des Eisenbetons. Der ersten Gruppe gemeinsam ist die große Empfindlichkeit gegenüber Einzellasten schon bei normalen Ausführungen. Dieser Nachteil hätte dem Konstrukteur bei der vorliegenden, außerordentlich

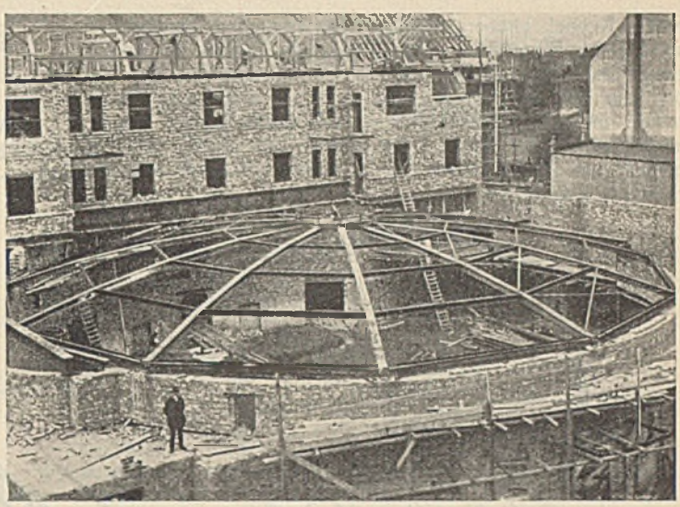


Abb. 3. Kino in Hannover. Ansicht der fertig verlegten Konstruktion.

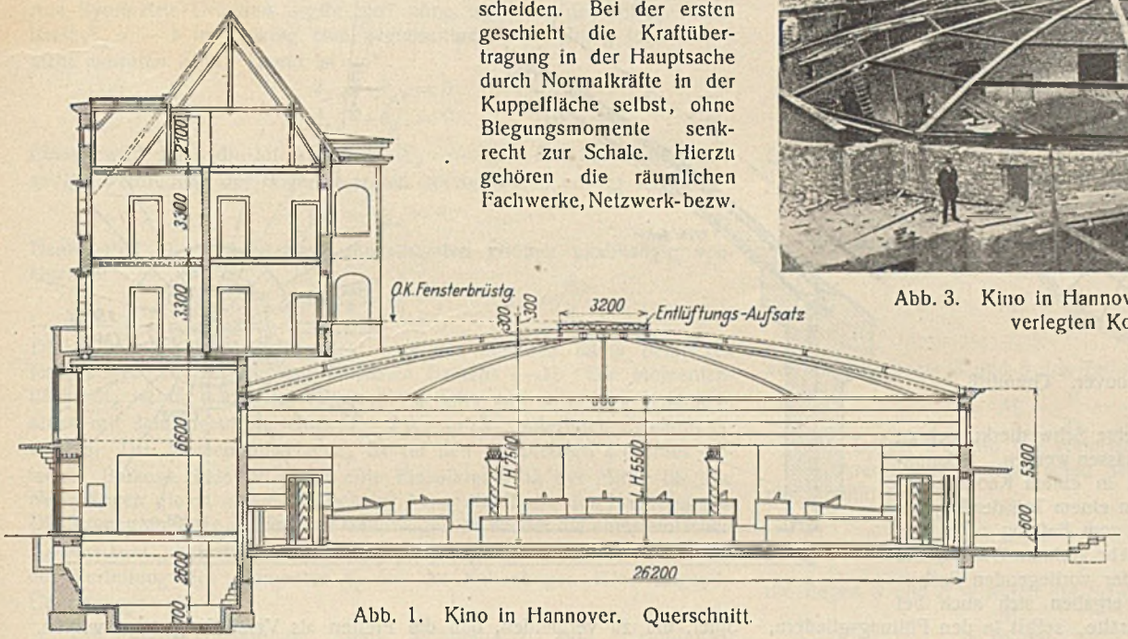


Abb. 1. Kino in Hannover. Querschnitt.

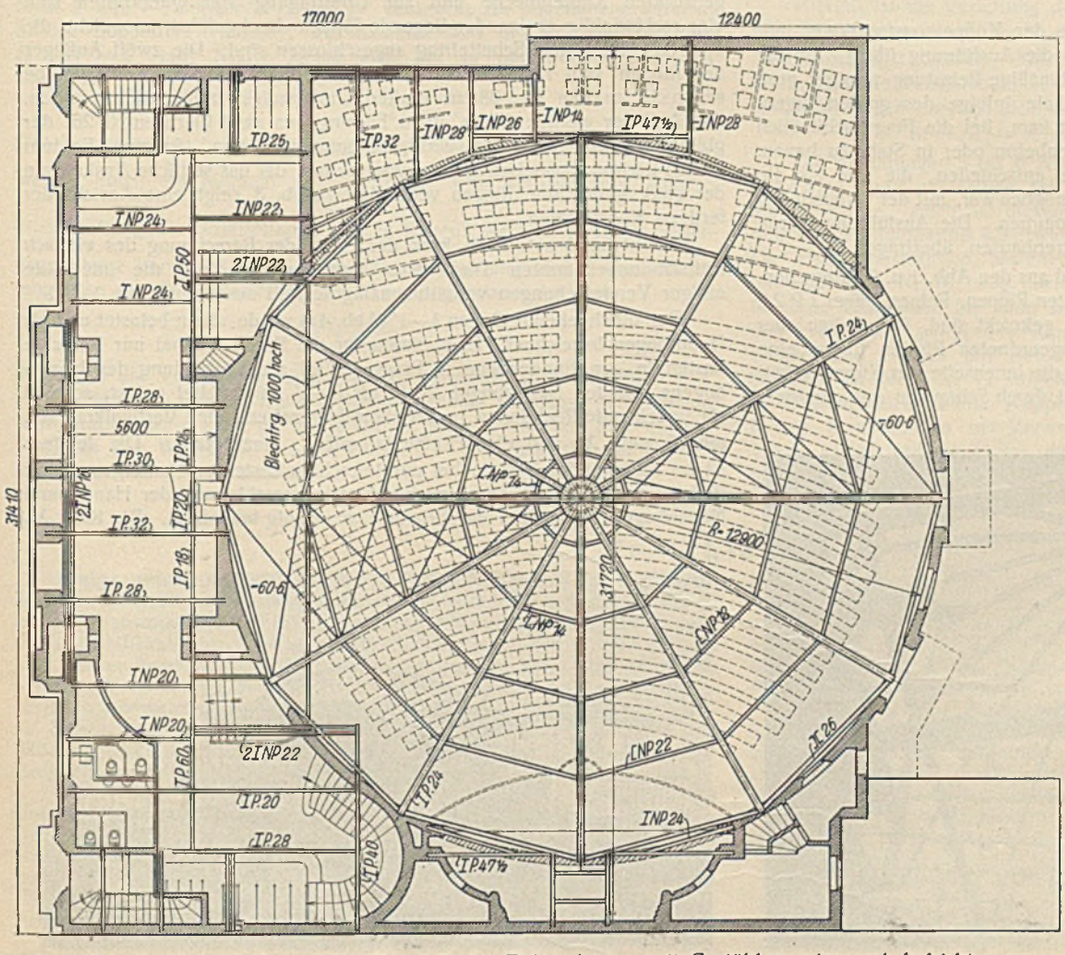


Abb. 2. Kino in Hannover. Grundriß des Erdgeschosses mit Gestühlungsplan und Aufsicht auf die Trägerlage des Zwischenstockes und die Kuppelkonstruktion.

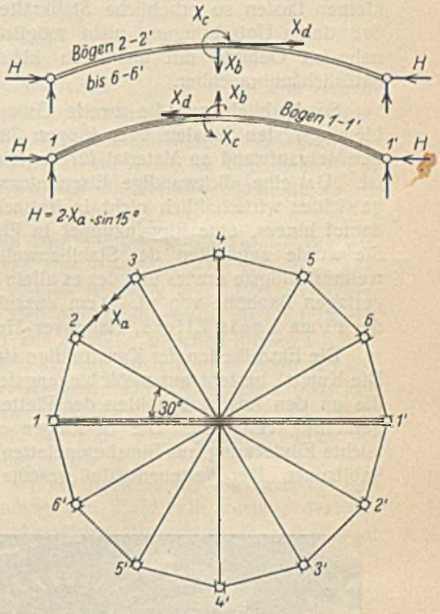


Abb. 4a.

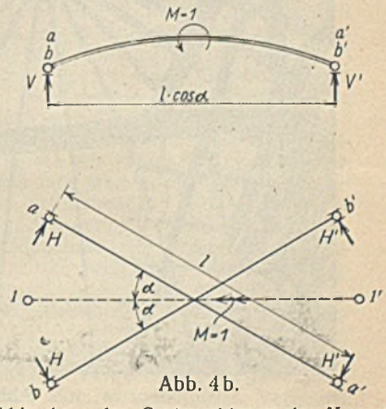


Abb. 4b.

Abb. 4a u. b. Systemskizzen der Kuppel.

flachen Kuppel unüberwindliche Schwierigkeiten bereitet, zumal außer Einzellasten auch Schneeanhäufungen an beliebiger Stelle in Rechnung zu setzen waren. Abgesehen hiervon, kam eine Eisenbetonschalenkuppel aus einem zweiten Grunde nicht in Betracht, da es mit Rücksicht auf die Knicksicherheit der Schale nicht möglich sein dürfte, eine Kuppel vom Pfeilverhältnis 13,1 in diesem Baustoff wirtschaftlich herzustellen.

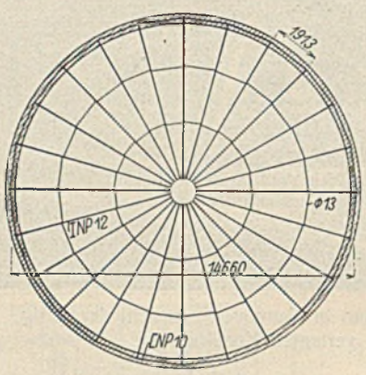


Abb. 5. Predigthalle in Hannover. Grundriß.

Ebenso mußte der Gedanke, eine Schwedlerkuppel zu konstruieren, bald wieder fallen gelassen werden. Bekanntlich werden durch eine Einzellast in einem Knotenpunkt des Scheitelringes nur Spannkräfte in einem Teil der Kuppelfläche erzeugt, der gewissermaßen vom Fußring nach dem Scheitel zu auskragt. Infolge der sehr kleinen Winkel, die die Stäbe der Ringe und Rippen der vorliegenden flachen Kuppel miteinander einschließen, ergaben sich auch bei kleinen Lasten so erhebliche Stabkräfte, selbst in den Füllungsgliedern, daß deren Unterbringung nicht möglich war. Ein solches System, das nahe an Gebilde mit unendlich kleiner Verschieblichkeit grenzt, ist natürlich unbrauchbar.

Somit blieb nur die zweite Gruppe der Kuppelkonstruktionen mit biegungsfesten Schalen oder Rippen für die Ausführung übrig, für die der Mehraufwand an Material für ungleichmäßige Belastung weniger groß ist. Da eine dickwandige Eisenbetonschale infolge des großen Eigengewichtes wirtschaftlich nicht in Betracht kam, lief die Frage schließlich darauf hinaus, eine Rippenkuppel in Eisenbeton oder in Stahl zu bauen. Sie wurde zugunsten der Stahlbauweise entschieden, die sich als die weitaus billigste erwies und der es allein möglich war, mit der vorhandenen geringen Bauhöhe von rd. 30 cm auszukommen. Die Ausführung wurde der Firma Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, übertragen.

Die Einzelheiten der Konstruktion sind aus den Abb. 1 u. 2 zu ersehen. Die Kuppel besteht aus zwölf biegungsfesten Rippen, Peiner Träger I P 24, die an den Anschlußpunkten der Pfetten geknickt sind, dazwischen aber geradlinig verlaufen. Die in Ringen angeordneten Pfetten tragen eine leichte Eindeckung aus Bimsbetonplatten, die Innenseite der Kuppel erhält Rabitzputz. Der Pfettenanschluß geschieht durch Schrauben mit geringem

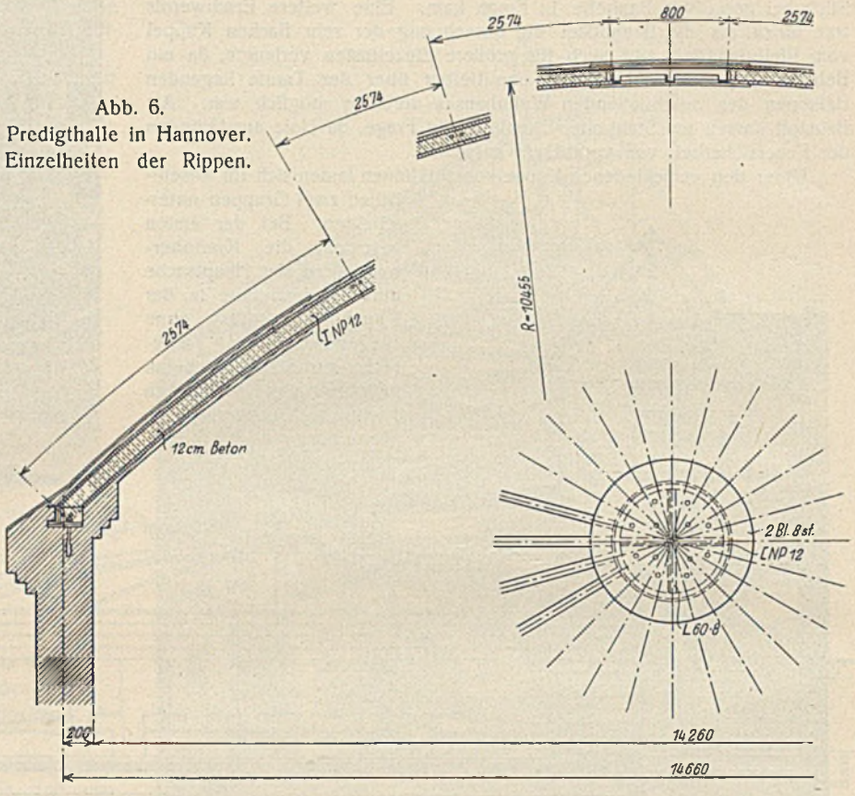


Abb. 6. Predigthalle in Hannover. Einzelheiten der Rippen.

Spiel, um zu vermeiden, daß die Pfetten als Versteifungsringe wirken. Sämtliche Rippen sind im Scheitel mit Hilfe eines unteren und oberen Knotenbleches biegungsfest miteinander vernietet. Zur Aussteifung der gedrückten Knotenbleche und zur Übertragung von Querkräften sind vier rechtwinklig zueinander liegende Rippen durchgeführt, an welche die übrigen acht mittels Scheitelring angeschlossen sind. Die zwölf Auflager der Rippen sind radial verschieblich ausgebildet, um Horizontalschübe senkrecht zu den nur 38 cm starken Umfassungswänden zu vermeiden. Die Auflager werden durch einen Fußring aus zwei U-Eisen NP 26, der gleichzeitig als Traufpfette wirkt, zusammengehalten. In zwei Feldern ist ein leichter Flacheisenverband vorgesehen, der das seitliche Ausknicken der stark gedrückten Rippen verhindert. Abb. 3 zeigt eine Ansicht der fertigen Konstruktion.

Nachstehend soll noch kurz der Gang der Berechnung des vielfach statisch unbestimmten Tragwerkes angegeben werden, die mit Hilfe einiger Vereinfachungen verhältnismäßig schnell auszuführen ist.

Der durchgehende Bogen 1—1' (Abb. 4a) werde allein belastet und als Hauptbogen bezeichnet. Es kommen für die flache Kuppel nur lotrechte Lasten in der Rippenebene in Frage. Wird die Verbindung des Hauptbogens mit den Nebenbogen 2—2' bis 6—6' im Scheitel gelöst, so sind als unbekannte Reaktionen in der Hauptbogenebene eine Vertikalkraft X_b, ein Moment X_c und eine Horizontalkraft X_d anzusetzen. Die letztere ist im vorliegenden System bei nur lotrechten Lasten von untergeordneter Bedeutung, da die gegenseitige horizontale Verschiebung der Haupt- und Nebenbogen im Scheitel das Ergebnis nur wenig beeinflußt. Die Kraft X_d

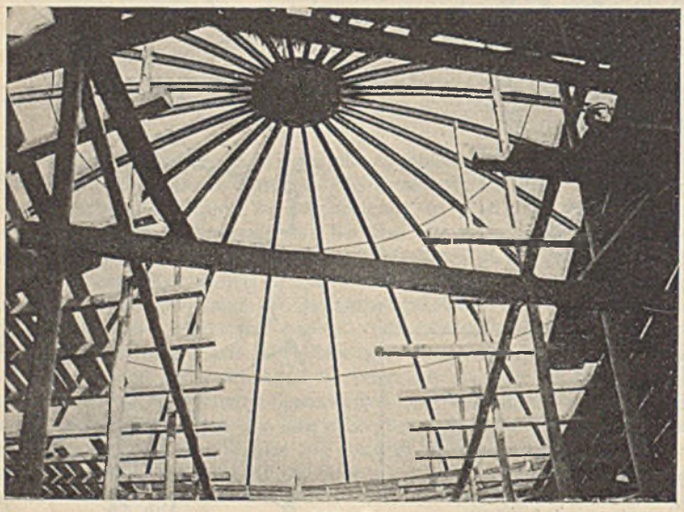


Abb. 7. Predigthalle in Hannover. Aufnahme der Kuppelmontage.

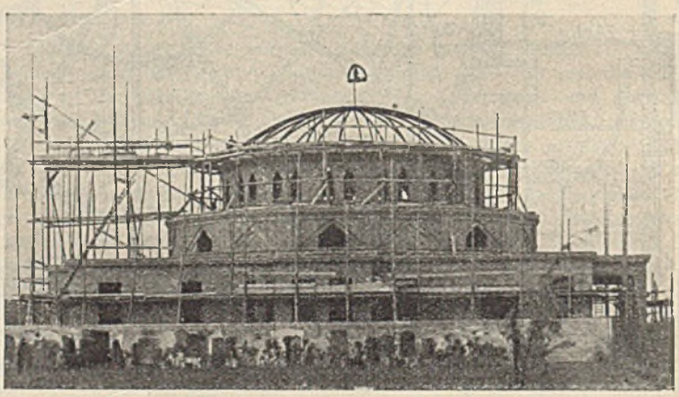


Abb. 8. Predigthalle in Hannover. Ansicht der fertig verlegten Konstruktion.

soll daher vernachlässigt werden, der horizontale Zusammenhang im Scheitel also unberücksichtigt bleiben. Durch diese vereinfachende Annahme ist die Spannkraft X_a in dem durchschnittenen Fußring überall die gleiche und die Elastizitätsgleichungen zur Bestimmung der drei Unbekannten lauten mit den üblichen Bezeichnungen

$$\delta_{ao} - X_a \delta_{aa} - X_b \delta_{ab} - X_c \delta_{ac} = 0$$
$$\delta_{bo} - X_a \delta_{ba} - X_b \delta_{bb} - X_c \delta_{bc} = 0$$
$$\delta_{co} - X_a \delta_{ca} - X_b \delta_{cb} - X_c \delta_{cc} = 0.$$

Aus Symmetrie-Gründen ergibt sich ohne weiteres, daß infolge einer Kraft $X_a = -1$ im Fußring eine gegenseitige Verschiebung im Scheitel nicht eintreten kann. Damit ist

$$\delta_{ba} = \delta_{ab} = 0$$
$$\delta_{ca} = \delta_{ac} = 0.$$

Ebenso wird durch die lotrechte Kraft $X_b = -1$ im Scheitel keine gegenseitige Verdrehung der Bogentangenten hervorgerufen und es folgt

$$\delta_{cb} = \delta_{bc} = 0.$$

Damit sind aber die statisch unbestimmten Größen unabhängig voneinander

$$X_a = \frac{\delta_{ao}}{\delta_{aa}}; \qquad X_b = \frac{\delta_{bo}}{\delta_{bb}}; \qquad X_c = \frac{\delta_{co}}{\delta_{cc}}.$$

Die Momentenfläche M_0 erstreckt sich nur auf den allein belasteten Hauptbogen und ist die des einfachen Balkens 1—1'. Die Momentenfläche M_a ist für sämtliche Bogen die gleiche und entspricht derjenigen eines mit dem Horizontalschub $H = 2 X_a \sin 15°$ belasteten Zweigelenkbogens. Die Momentenfläche M_b ist für den Hauptbogen die eines einfachen Balkens, belastet durch eine Einzelkraft 1 in der Mitte, für alle Nebenbogen gleich einem Fünftel der Momentenfläche des Hauptbogens. Die Momentenfläche M_c für den Hauptbogen ist wieder die eines einfachen Balkens 1—1', belastet mit einem Moment $X_c = -1$ in der Mitte. Zu der Verteilung des Momentes X_c auf die Nebenbogen führt folgende Überlegung:

Die Auflagerreaktionen eines symmetrisch zum Hauptbogen liegenden Nebenbogenpaares (Abb. 4b) $a - a'$ und $b - b'$, das durch ein Moment $M = 1$ in der Hauptrippenebene belastet ist, seien lotrecht V und V', horizontal H und H' senkrecht zur Bogenebene wirkend. Infolge doppelter Symmetrie des Systems und des Kraftangriffes muß $H = H' = 0$ sein, Kräfte treten also nur in den Bogenebenen auf. Damit ist

$$V = -V' = \frac{1}{2\, l \cos\alpha}.$$

Das bedeutet, daß jeder Nebenbogen als einfacher Balken von der Stützweite l durch ein Moment $\frac{1}{2 \cos\alpha}$ in der Mitte belastet wird, welches eine Drehung der Scheiteltangente des Bogens von $\frac{\varDelta}{\cos\alpha}$ in der Nebenbogenebene hervorruft. Die Projektion der Drehungswinkel der Scheiteltangenten des Bogenpaares auf die Hauptbogenebene ist dann

$$\varphi = \frac{\varDelta}{\cos^2\alpha},$$

φ ist also die Verdrehung eines Nebenbogenpaares in der Ebene 1 — 1' infolge $M = 1$. Der tatsächliche Drehungswinkel sämtlicher Nebenbogenpaare infolge $M = 1$ sei ψ. Dann entfällt auf ein einzelnes Nebenbogenpaar, das den Winkel α_1 mit der Ebene 1 — 1' einschließt, nur ein Teil des Momentes $M = 1$, nämlich

$$M_1 = \frac{\psi}{\varphi_1} = \frac{\psi}{\frac{\varDelta}{\cos^2\alpha_1}} \quad \text{wobei} \quad \sum_1^n M_n = 1,$$

$$\sum_1^n \frac{\psi}{\varphi_n} = \psi \sum_1^n \frac{1}{\varphi_n} = 1, \text{ woraus folgt}$$

$$\psi = \frac{1}{\sum_1^n \frac{1}{\varphi_n}}.$$

Für das Bogenpaar 2 und 6 ist $\varphi_1 = \frac{\varDelta}{\cos^2 30°} = \frac{4}{3} \cdot \varDelta$.

Für das Bogenpaar 3 und 5 ist $\varphi_2 = \frac{\varDelta}{\cos^2 60°} = 4\,\varDelta$.

Für den Bogen 4 ist $\varphi_3 = \frac{\varDelta}{\cos^2 90°} = \infty$.

Damit ist:

$$\psi = \frac{1}{\frac{3}{4\varDelta} + \frac{1}{4\varDelta} + 0} = \varDelta.$$

Von dem Gesamtmoment $M = 1$ in der Ebene 1 — 1' wirkt demnach: auf das Bogenpaar 2 und 6 das Teilmoment

$$M_1 = \frac{\psi}{\varphi_1} = \frac{\varDelta}{\frac{4}{3} \cdot \varDelta} = \frac{3}{4}$$

auf das Bogenpaar 3 und 5 das Teilmoment

$$M_2 = \frac{\psi}{\varphi_2} = \frac{\varDelta}{4\varDelta} = \frac{1}{4}.$$

Der Bogen 4 erhält, wie vorauszusehen, keinen Anteil.

In ihren Ebenen werden somit belastet: Die Bogen 2 und 6 je durch ein Scheitelmoment

$$\frac{M_1}{2 \cdot \cos 30°} = \frac{3}{4 \cdot 2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}} = \frac{\sqrt{3}}{4},$$

die Bogen 3 und 5 je durch ein Scheitelmoment

$$\frac{M_2}{2 \cdot \cos 60°} = \frac{1}{4 \cdot 2 \cdot \frac{1}{2}} = \frac{1}{4}.$$

Bogen 4 erhält kein Moment.

Hiermit ist die Verteilung des Momentes $X_c = -1$ auf alle Nebenbogen gefunden, und die M_c-Flächen können analog der des Hauptbogens ermittelt werden. Mit Hilfe der Momentenflächen und Normalkräfte sind die Verschiebungen δ in bekannter Weise zu berechnen. Für sämtliche Bogen ergeben sich die wirklich eintretenden Momente zu

$$M = M_o - X_a M_a - X_b M_b - X_c M_c.$$

Die Abbildungen 5 bis 8 zeigen eine ähnliche Rippenkuppel, die von der Firma Eilers zur selben Zeit für eine Predigthalle in Hannover ausgeführt wurde. Auch bei diesem kleinen Bauwerk von 14,66 m Durchm. und dem Pfeilverhältnis 4,9 erwies sich die Stahlbauweise als die billigste. Die ganze Konstruktion, bestehend aus 24 völlig gleichen Rippen I NP 12 mit Fußring ⊔ NP 10, wog nur 3400 kg und kostete nicht mehr als das hölzerne Lehrgerüst für eine Betonkuppel. Die Dachflächen zwischen den kreisförmig gebogenen Rippen sind ohne jede weitere Zwischenkonstruktion einfach mit Beton 12 cm stark ausgestampft, wobei die Schalung an den I NP 12 aufgehängt wurde.

Gerade diese kleine Kuppel ist ein Beispiel für die denkbar einfachen Baumethoden bei Verwendung von Stahl, ein Vorteil, der hier wie in vielen anderen Fällen den Ausschlag gibt, wenn es sich darum handelt, die wirtschaftlichste Bauweise zu wählen.

Verschiedenes.

Einige neuere Industriebauten in Stahlskelettbauweise der Firma J. Jansen Schütt in Hamburg geben ein so gutes Bild von den Vorteilen der Stahlbauweise und von ihrer Anpassungsfähigkeit an die Anforderungen des neuzeitlichen Industrie- und Geschäftshausbaues, daß in Abb. 1 bis 4 eine kleine Auswahl dargestellt und im folgenden kurz beschrieben ist. Vorweggenommen sei, daß es sich bei ihnen in keinem Fall um Besonderheiten irgendwelcher Art handelt, daß sie hier vielmehr gebracht werden als Beispiele im besten Sinn durchschnittlicher Stahlbauausführungen und daß sie gerade als solche besonders beweiskräftig sind für die Leistungsfähigkeit der Bauweise:

Abb. 1 zeigt das stählerne Tragwerk für das 13 Stock hohe Kühlhaus Union in Neumühlen für die Firma Weddel & Co., ausgeführt im Jahre 1925. Bei diesem Neubau, zu welchem der obengenannten Firma der Auftrag in schärfstem Wettbewerb gegen den Eisenbeton erteilt wurde, sind sämtliche Innen- und Außenstützen sowie die Hauptträger in P-Trägern ausgeführt. Die Gesamthöhe von Boden-O. K. bis zur Dachhaut beträgt 42 m, das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion 1400 t, die Bauzeit im ganzen 3 Monate.

Die trotz der hohen Belastungen von 700 t je Stützenzug erzielten sehr kleinen Querschnitte waren — neben der wesentlich kürzeren Bauzeit — vor allem maßgebend dafür, daß dem Stahlbau der Vorzug vor dem Eisenbeton gegeben wurde. Wie sehr gerade dieser Umstand von den doch unbestritten auf wirtschaftliches Denken eingestellten amerikanischen Bauherren und Architekten anerkannt wird, ist an dieser Stelle bereits früher[1]) betont. Vor allem bei Geschoßbauten auf teurem Grund und Boden wird sich der Vorteil kleiner Wand- und Stützenquerschnitte und geringer Konstruktionshöhen besonders vorteilhaft auswirken[2]).

Abb. 2 zeigt das Stahlskelett für ein Lagergebäude der Eisengroßhandlung Heinrich Schütt in Hamburg, wie der vorige Bau in der Hauptsache aus P-Profilen ausgeführt. Auch hier war für die Wahl des Baustoffes bestimmend der Wunsch, die zeitraubenden und kostspieligen Mauer- und Betonarbeiten auf ein möglichst geringes Maß zu beschränken.

Das in Abb. 3 dargestellte Maschinenhaus der Technischen Staatslehranstalten zu Hamburg ist im Jahre 1927 ausgeführt, seine Haupttrag-

[1]) Vergl. „Stahlbau" Heft 4, S. 48: Baustahl, Bank- und Geschäftshausbau.

[2]) Vergl. „Stahlbau" Heft 3, S. 27/28: Pohl, Der Wettbewerb von Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau. Ferner: G. Spiegel, Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau. Ein wirtschaftlicher Vergleich. Berlin 1928, Verlag von Julius Springer.

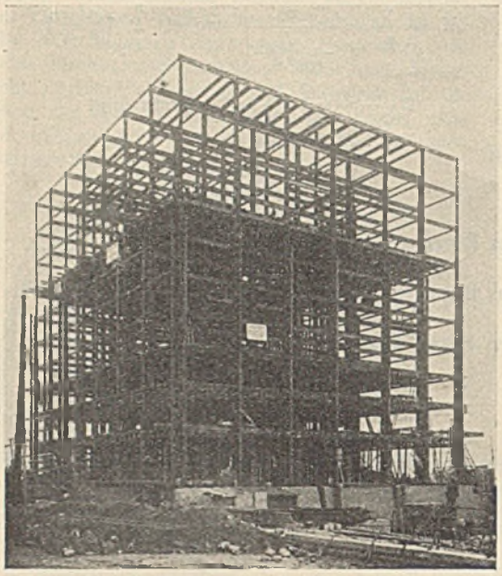


Abb. 1. Kühlhaus Union der Firma Weddel & Co. in Neumühlen.

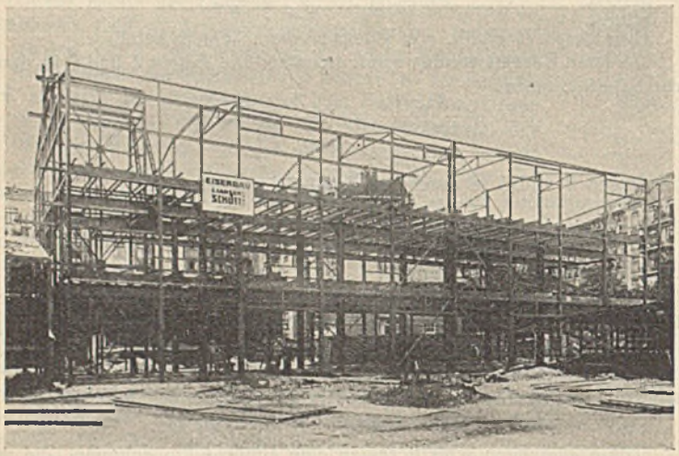


Abb. 2. Lagergebäude der Eisengroßhandlung H. Schütt in Hamburg.

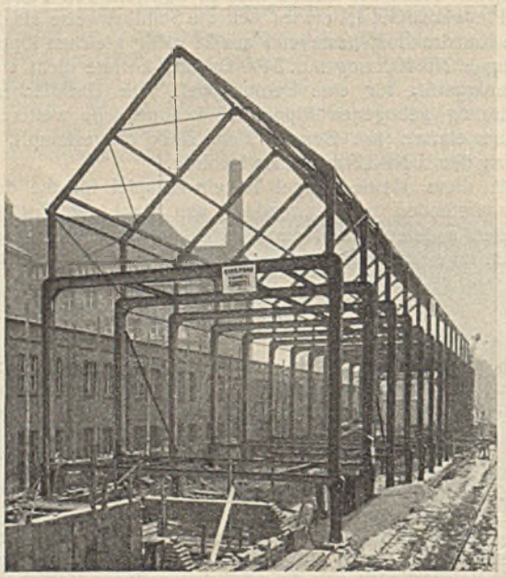


Abb. 3. Maschinenhaus der Technischen Staatslehranstalten Hamburg.

konstruktion wird durch Zweigelenkbogenbinder in der Weise gebildet, daß je ein Rahmen über dem Kellergeschoß, der eigentlichen Maschinenhalle und dem Dachgeschoß ausgeführt ist. Auch hier sind für das Tragwerk P-Profile verwendet.

Für die Wahl des Systems war einmal seine Wirtschaftlichkeit und der dabei in allen Geschossen erzielte verhältnismäßig große Lichtraum maßgebend. Zweitens kam bei dieser Ausbildung der Vorteil eines jeden

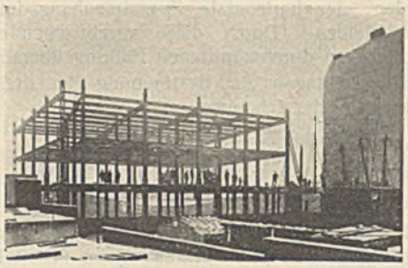


Abb. 4a. Stand der Montage nach 3wöchiger Arbeitsdauer.

Abb. 4a u. b. Speicher des Konsum-, Bau- und Sparvereins „Produktion" in Hamburg.

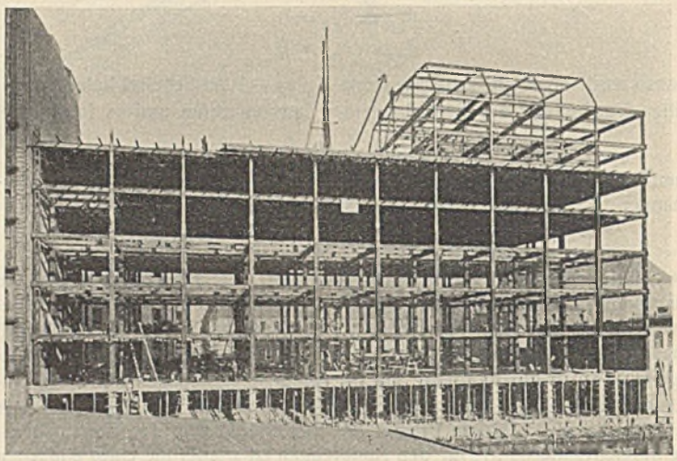


Abb. 4b. Stand der Montage nach 8wöchiger Arbeitsdauer.

Stahlbaues, hohe Standsicherheit bei kleinen Querschnitten, in besonders hohem Grade zum Ausdruck. Es konnte mithin die Außenmauer des Gebäudes trotz ihrer Höhe sehr schwach gehalten und damit neben größter Wirtschaftlichkeit auch eine vorzügliche räumliche Wirkung erzielt werden: Erfordernisse, die bei Eisenbeton in diesem Ausmaß nicht möglich waren und zur Ausführung in Stahl führen mußten.

Besonders beweiskräftig für die Schnelligkeit, mit der ein planmäßig vorbereiteter Stahlbau emporzuwachsen vermag, sind die Abbildungen 4a und b: Sie stellen das Stahlskelett des ebenfalls 1927 gebauten 30 m hohen und 9 Stockwerke aufweisenden Speichers des Konsum-, Bau- und Sparvereins „Produktion" e. G. m. b. H. in Hamburg dar, und zwar Abb. 4a den Stand der Montage drei Wochen, Abb. 4b acht Wochen nach Beginn. Die gesamte Bauzeit betrug zehn Wochen, das Gewicht der Stahlkonstruktion 900 t.

Es handelt sich um eine besonders schwere Konstruktion, da sämtliche acht Geschoßdecken für eine Nutzlast von 1500 kg/m² zu berechnen waren. Verwendet wurden wiederum P-Träger sowohl für sämtliche Stützen wie für alle Hauptunterzüge: Der Baustahl erhielt dem Eisenbeton gegenüber auch hier den Vorzug wegen der kurzen Bauzeit und wegen der geringen Stützenquerschnitte.

Vom Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. Über die Vorentwürfe, die Ausführungsentwürfe und die Ausführung der neuen zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld selbst haben Dr.-Ing. F. Brunner, Duisburg, in der „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure" vom 24. Juli 1926 und Oberbaurat Dr.-Ing. Tils in der „Bautechnik" Jahrgang 1926, Heft 11 berichtet.

An dieser Stelle sollen — in gekürzter Wiedergabe eines Aufsatzes von Dr.-Ing. ehr. Erlinghagen, Rheinhausen, in den Kruppschen Monatsheften Juni/Juli d. J. — nur kurz die Baustelle der Friedrich-Alfred-Hütte auf dem linken Rheinufer und die Aufstellungsarbeiten an den beiden Stromöffnungen I und II beschrieben werden. Die Ausarbeitung des Ausführungsentwurfes lag in den Händen der Friedrich-Alfred-Hütte und der Gesellschaft Harkort. Diese beiden Firmen übernahmen auch die Aufstellung der eisernen Überbauten, an der Lieferung wurden ferner die Firmen Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, und C. H. Jucho, Dortmund, beteiligt.

Der in den Abb. 1 bis 3 und in Tafel 1 dargestellte Bauplan war bedingt durch die Fristen für die Herstellung des Strompfeilers zwischen Öffnung I und II (der Pfeiler zwischen II und III war in der Hauptsache bereits im Jahre 1920 fertiggestellt worden), ferner durch die Forderung der Rheinschiffahrt, daß mindestens zwei Stromöffnungen stets frei von Gerüsten sein mußten; weiterhin durch das Verlangen der Wasserstrombauverwaltung, daß spätestens am 1. Dezember der beiden Baujahre keine Gerüste mehr im Strom stehen durften. Endlich richtete sich der Bauplan nach den der Reichsbahndirektion zur Verfügung stehenden Barmitteln für die Ausführung der Brücke.

Die Friedrich-Alfred-Hütte hatte die Aufstellung der Überbauten I und II übernommen. Beim Beginn der Aufstellung der Öffnung I waren die 19 gemauerten Flutöffnungen auf dem linken Rheinufer noch nicht vollendet. Die Anfuhr der Bauteile mußte somit, da eine Beförderung auf der alten bestehenden Brücke aus betrieblichen und anderen Gründen ausgeschlossen war, in Höhe des Vorflutgeländes erfolgen. Zu diesem

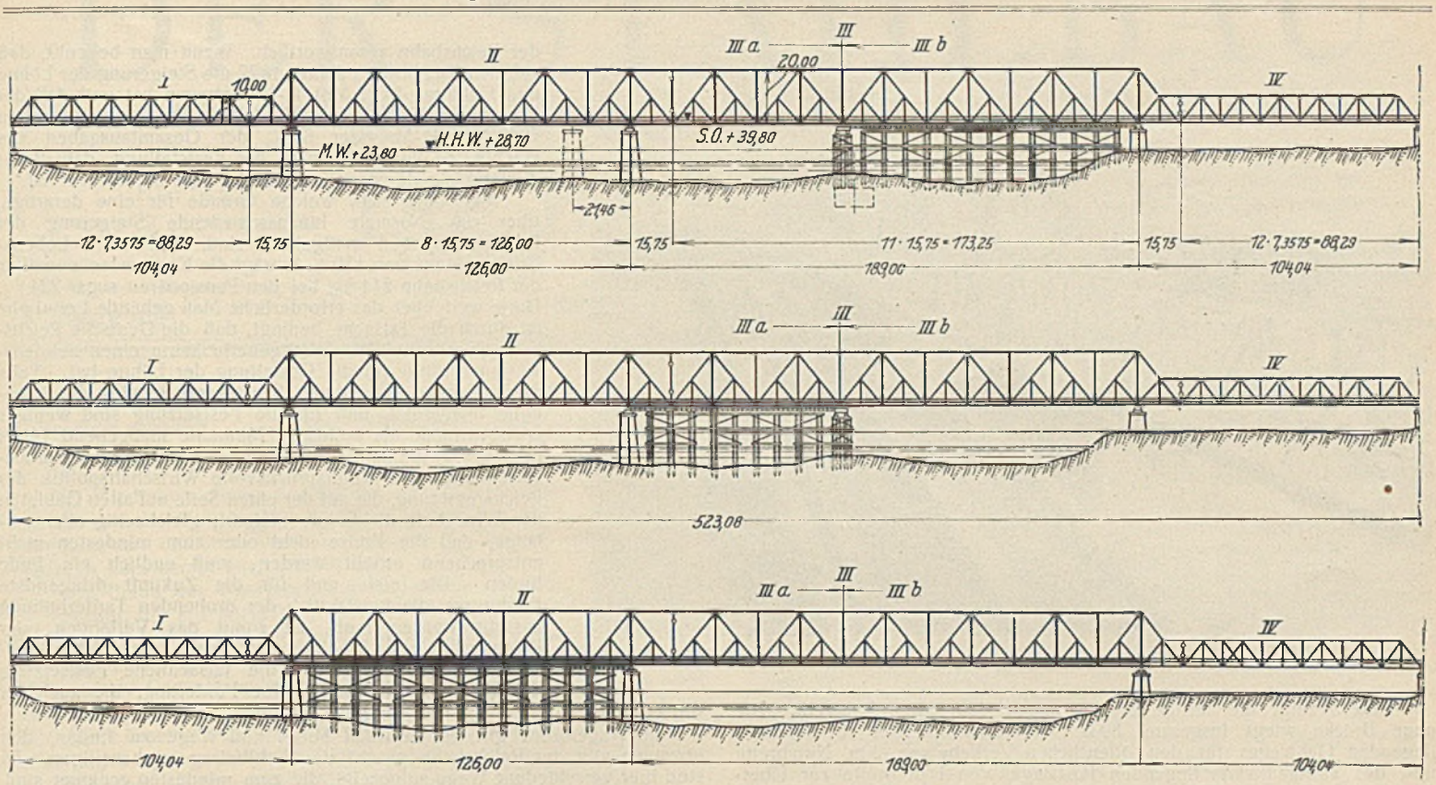
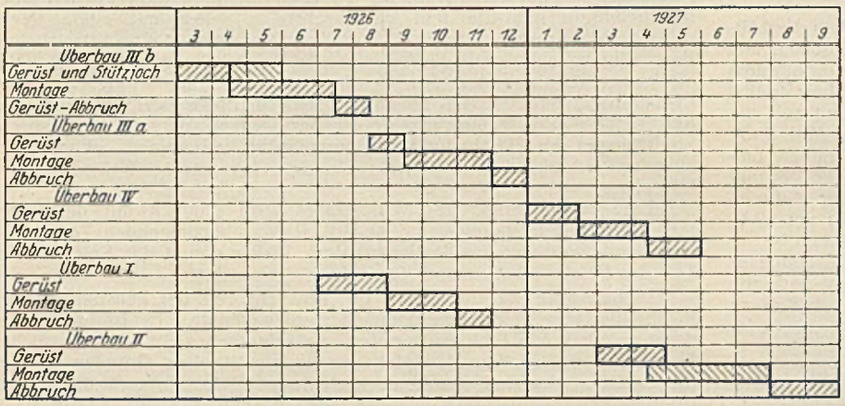


Abb. 1 bis 3. Bauplan.

Tafel I.



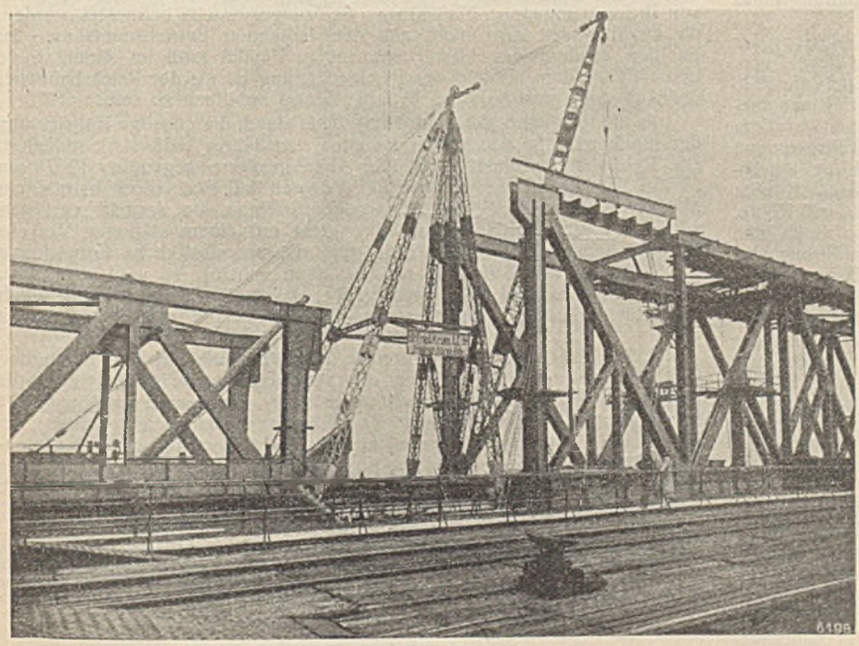


Abb. 4. Fahrbarer Schwenkmast.

Zwecke wurde von der Friedrich-Alfred-Hütte ein besonderes Anfuhrgleis bis nahe an das Landwiderlager der Öffnung I geführt.

Das Vorflutgelände mit den Lagerplätzen usw. lag etwa 13 m unter Schienenoberkante. Die Bauteile für die eisernen Überbauten mußten also etwa 13 m gehoben werden.

Zum Abladen der leichten Bauteile wurde ein über dem Gleise stehender Abladebock mit einem Elektrozug von 5 t Tragkraft benutzt. Das Abladen der schweren Bauteile und das Heben dieser Teile von dem Lagerplatz auf das Baugerüst erfolgte durch einen eisernen Schwenkmast von 10 × 12 m Plattformgröße mit 27 m Ständerhöhe, 27 m Länge des Auslegers und 25 t Tragkraft, der mit einer zweimotorigen Elektrowinde von 10 t Seilzug an der Trommel ausgestattet war.

Das Baugerüst für die Öffnung war in Holz ausgeführt.

Der Gerüstbau der Öffnung I dauerte vom 28. Juli bis 25. Oktober 1926. Der Zusammenbau und die Vernietung des Überbaues nahm die Zeit vom 25. September bis 31. Dezember 1926 in Anspruch, Ende Dezember 1926 wurde das Gerüst bis auf das Stützjoch abgebrochen.

Nach dem Bauplan konnte im Frühjahr 1927 mit dem Bau des Gerüstes für die Öffnung II begonnen werden. Dieser Gerüstbau war am 9. Mai 1927 vollendet. Am 10. Mai begann der Zusammenbau, der in 52 Arbeitstagen vollendet war. Anfang September wurden die letzten Niete geschlagen. Gleichzeitig ist auch das Gerüst aus der Öffnung II entfernt worden, mit dessen Abbruch bereits Anfang August begonnen werden konnte. Der vertraglich festgesetzte Termin ist um etwa 20 Tage unterschritten worden.

Bei der Aufstellung des Überbaues II wurde ein schwerer, fahrbarer eiserner Schwenkmast ähnlich dem Verlademast auf der Baustelle verwendet (Abb. 4). Gewöhnlich werden für derartige Bauwerke hohe Portalmaste verwendet. Die Friedrich-Alfred-Hütte suchte aber mit vorhandenen Hebezeugen auszukommen. Das von ihr angewendete Verfahren hat sich ausgezeichnet bewährt, was aus den obengenannten Fristen für die Dauer der Aufstellung deutlich hervorgeht. Die Montage begann an dem von Harkort inzwischen fertiggestellten Überbau der Öffnung III am Strompfeiler II bis III und ging rückwärts nach Öffnung I hin. Sofort nach der Aufstellung der Hauptträgerteile wurde mit der Vernietung begonnen. Während der ganzen Dauer des Zusammenbaues wurde die Lage jedes einzelnen eingebauten Hauptträgerpunktes in allen drei Richtungen genau ausgemessen, um einen einwandfreien Anschluß an den bereits fertiggestellten Überbau I zu erreichen. Dieses ist auch ohne weiteres gelungen.

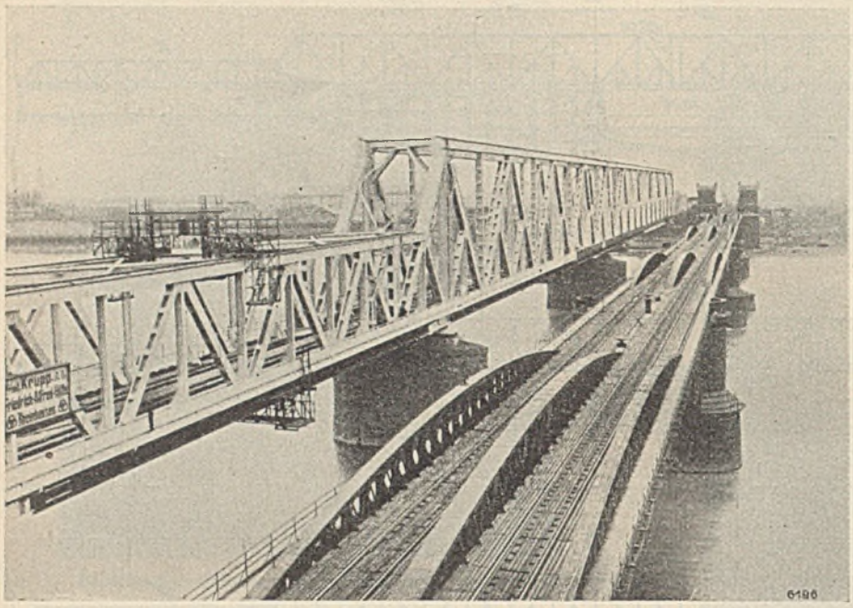


Abb. 5. Alte und neue Rheinbrücke.

Abb. 5 zeigt die fertige Brücke neben dem alten Bauwerk. Die neue Brücke wiegt insgesamt 8032 t einschließlich des stromabwärts liegenden Gehweges für den öffentlichen Verkehr von 2 m Nutzbreite und des stromaufwärts liegenden Poststeges von 1 m Breite zur Überführung der Post- und Telegraphenkabel. Die eisernen Überbauten sind, wie schon an anderer Stelle bekanntgegeben wurde, in Stahl 48 ausgeführt worden.

Güter-Tariferhöhung? Die Stabilität der wirtschaftlichen Verhältnisse ist eine der notwendigsten Voraussetzungen für das Gedeihen und Aufblühen der Industrie. Diese Stabilität ist im Augenblick bedroht durch den in einer Denkschrift näher begründeten Antrag der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft auf Tariferhöhung. Die beantragte Erhöhung soll die Einnahmen um 5 % steigern, also eine Mehreinnahme von 250 Mill. R.-M. bringen. Mit Rücksicht darauf, daß die Reichsbahn erheblich höhere Einnahmen aus dem Güterverkehr als aus dem Personenverkehr gewinnt (etwa 70 : 30 %), soll der Güterverkehr den größeren Teil der Mehreinnahmen (etwa $^2/_3$) bringen, was einer Erhöhung der Gütertarife um 10 % entspricht.

Die Industrie steht dieser einschneidenden Maßnahme durchaus ablehnend gegenüber, da alle Rationalisierungs-Maßnahmen und alle Bemühungen, durch technische Fortschritte die Produktion rentabel zu gestalten, durch derartige Erhöhungen der Produktionskosten wieder kompensiert würden.

Die Wirtschaft steht auf dem Standpunkt, daß eine so wichtige Maßnahme wie eine Tariferhöhung erst in Betracht gezogen werden dürfe, wenn die finanziellen Verhältnisse die Reichsbahn unbedingt hierzu zwingen und nachdem alle sonstigen Möglichkeiten zur Schaffung eines finanziellen Ausgleiches für die Reichsbahn versagt haben.

Nach der Denkschrift der Reichsbahn ist die bisherige Entwicklung der Einnahmen der Gesellschaft in jeder Richtung als günstig zu bezeichnen. So stiegen die Gesamteinnahmen von 4541 Mill. R.-M. im Geschäftsjahr 1926 auf 5040 Mill. R.-M. im Jahre 1927. Bedingt wurde diese Einnahmesteigerung einmal durch eine Verkehrssteigerung, daneben aber vor allem durch eine äußerst erfolgreiche Rationalisierung. Erhebliche Einsparungen wurden gemacht durch den Personalabbau. Während 1924 die Reichsbahn von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft mit 775 000 Köpfen übernommen wurde, beträgt jetzt der Durchschnittsbestand 704 000 Köpfe. Ermöglicht wurde diese Verminderung der Kopfzahl vor allem durch eine große Anzahl technischer Verbesserungen. Allein die Einführung der Kunze-Knorr-Bremse brachte nach der Denkschrift eine Ersparnis von 19 000 Köpfen. Die Lokomotivwirtschaft führte ebenfalls zu nennenswerten Ersparnissen. Gegenüber 65 t Lokomotivkohle auf je 1 Mill. Brutto-t-km im Jahre 1913 wurden im Jahre 1927 nur 54 t benötigt. Die Zahl der Lokomotivgattungen, die vor dem Kriege 210 betragen hat, ist bedeutend verringert und wird allmählich auf 35 bis 40 herabgesetzt. Die Hauptausbesserungen der Lokomotiven, die früher 110 Tage gedauert haben, dauern jetzt im Durchschnitt 23 Tage. Statt 27 000 Lokomotiven werden in Zukunft nur noch 22 000 erforderlich sein. 18 große Werkstätten und außerdem 42 Werkstätten-Abteilungen konnten geschlossen werden. Für die übrigen Teilgebiete der Eisenbahnwirtschaft könnte man ganz ähnlich den Nachweis für eine erfolgreich durchgeführte Rationalisierung erbringen.

Wenn also trotz dieser Voraussetzungen die Frage der Tariferhöhung aufgeworfen wird, so muß die Ausgabenseite sich außerordentlich ungünstig entwickelt haben, da alle die angedeuteten Maßnahmen nicht in der Lage waren, den Betrieb rentabel zu gestalten.

In der Tat ist dies der Fall. Neben der Erhöhung der Daweslasten ist hier die Entwicklung der persönlichen Ausgaben, die in dauernder Steigerung begriffen sind, in erster Linie für die bedrohliche Finanzlage der Reichsbahn verantwortlich. Wenn man bedenkt, daß seit dem Beginn des Jahres 1927 die Steigerung der Löhne und Gehälter 435,7 Mill. R.-M. betragen hat und daß der Lohnfaktor 1927 bei 5030 Mill. R.-M. Gesamtausgaben 2089 Mill. R.-M. oder 63 % der Gesamtausgaben aus machte, so kommt man zu der Feststellung, daß dieser Zustand ein durchaus ungesunder und unhaltbarer ist.

Man fragt sich, welche Gründe für eine derartige, über das Normale hinausschießende Steigerung der Personalausgaben maßgebend sind. Bei einem Lebenshaltungsindex von 150 % beträgt die Kopfkostenkennziffer der Reichsbahn 214 %, bei den Pensionären sogar 224 %. Diese weit über das erforderliche Maß gehende Lohnhöhe ist durch die Tatsache bedingt, daß die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft als Arbeitgeberin kaum einen nennenswerten Einfluß auf die Gestaltung der Löhne hat. Teils durch Gesetz, teils durch Schiedsspruch wird die Lohnhöhe festgesetzt, und für die Festsetzung sind weniger wirtschaftliche als politische Momente maßgebend. Hier erweist sich die ganze Unzulänglichkeit des Schiedsspruchverfahrens. Die widerspruchsvolle Wirtschaftspolitik der Reichsregierung, die auf der einen Seite auf allen Gebieten der Wirtschaft die Löhne steigert, gleichzeitig aber verlangt, daß die Preise nicht oder zum mindesten nicht entsprechend erhöht werden, muß endlich ein Ende finden. Die erste und für die Zukunft dringendste Forderung, die hinsichtlich der drohenden Tariferhöhung gestellt werden muß, ist somit das Verlangen, der Reichsbahn als Arbeitgeberin mehr als bisher entscheidenden Einfluß auf die tatsächliche Festsetzung der Löhne einzuräumen, eine Forderung, die auch für die gesamte Industrie Anerkennung finden muß.

Im Augenblick gilt es natürlich Mittel und Wege zu finden, den etwaigen von der Reichsbahn geschätzten Fehlbetrag zu beseitigen. Es sind hier verschiedene Wege aufgezeigt, die zum mindesten geeignet sind, den geschätzten Fehlbetrag ganz erheblich herabzumindern.

So ist angeregt worden, durch Beschränkung des Bauprogramms die Ausgabenseite um den Fehlbetrag zu vermindern. Hiergegen hat aber die beteiligte Industrie und die Reichsbahn selbst mit allem Recht protestiert. Für eine große Zahl von Industriezweigen ist eine ausreichende Beschäftigung erst durch die Aufträge der Reichsbahn gewährleistet. Bei Streichung eines Teiles des Beschaffungsprogramms würde also die Rentabilität der beteiligten Industrien stark in Frage gestellt sein. Die Reichsbahn selbst kann, wie sie in der Denkschrift ausführt, weitere Streichungen im Beschaffungsprogramm nicht vornehmen, ohne ihren obersten Grundsatz der Betriebssicherheit in ernster Weise zu verletzen.

Eine Verminderung des Fehlbetrages wäre möglich mit der Überlassung des den Betrag von 290 Mill. R.-M. übersteigenden Teiles der Reichsverkehrssteuer an die Reichsbahn. Bisher nimmt das Reich diesen Teil der Reichsverkehrssteuer für sich in Anspruch.

Weiter wäre zu überlegen, ob nicht ein Teil der Pensionslast der Reichsbahn vom Reiche übernommen werden könnte. Es ist hierbei gedacht an die große Zahl der Beamten, die seinerzeit nicht aus dienstlicher Notwendigkeit, sondern lediglich aus innerpolitischen Gründen zu viel eingestellt worden sind und heute nach ihrer Pensionierung für die Reichsbahn eine drückende Belastung darstellen.

Ein Teil der von der Reichsbahn geplanten Ausgaben kann über das von ihr angenommene Maß hinaus als Anlagezuwachs betrachtet werden, die Deckung hat also nicht aus den laufenden Betriebseinnahmen zu erfolgen, sondern das hierfür notwendige Kapital muß im Anleihewege beschafft werden. Pflicht der Reichsregierung ist es, der Reichsbahn bei der Aufnahme von Anleihen in jeder Weise behilflich zu sein.

Im übrigen wird der Fehlbetrag schon durch die günstige Entwicklung der Einnahmen in den ersten Monaten des Jahres 1928 stark reduziert. Die Reichsbahn rechnet mit einer Mehreinnahme gegenüber 1927 von 20 Mill. R.-M. In den ersten fünf Monaten hat sich jedoch bereits ein Mehr von etwa 80 Mill. R.-M. ergeben. Wenn die Ansicht vertreten wird, daß man im laufenden Jahre nicht mit einem stärkeren Verkehr rechnen könne als im Jahre 1927, und die augenblickliche Entwicklung der Wirtschaft diese Ansicht zu bestätigen scheint, so wird man doch sagen müssen, daß die tatsächliche Jahreseinnahme voraussichtlich immerhin erheblich über der von der Reichsbahn geschätzten liegen wird.

Sollte trotz der zu erwartenden Mehreinnahme sich ein Fehlbetrag ergeben, der auch nicht durch die vorgeschlagenen Maßnahmen ganz beseitigt werden kann, so kommt in erster Linie eine Erhöhung der Personentarife, unter Schonung des Berufsverkehrs (Arbeiterkarten), in Frage. Im Vergleich zu den meisten anderen Ländern liegen die Personentarife in Deutschland niedriger, so daß eine Erhöhung hier tragbarer erscheinen könnte. Eine Gütertariferhöhung aber muß und kann nach Lage der Dinge u. E. vermieden werden.

INHALT: Die Abraumförderbrücken der Gruben Hansa und Prinzessin Viktoria. — Ein 20 000-Tonnen-Bunker. — Neubau der Brotfabrik Gebr. Wittler A.-G., Berlin N. — Rippenkuppeln aus Stahl. — Verschiedenes: Einige neuere Industriebauten in Stahlskelettbauweise der Firma J. Jansen Schütt in Hamburg. — Vom Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. — Güter-Tariferhöhung?

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