DER BAUINGENIEUR

8. Jahrgang 19. März 1927 Heft 12

C. BACH ZUM 80. GEBURTSTAG.

Am 8. März d. Js. wurde C. Bach, emeritierter Professor der Technischen Hochschule, Begründer und langjähriger Leiter der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart, 80 Jahre alt. Die hervorragenden Leistungen Bachs liegen hauptsächlich auf dem Gebiete des Maschinenbaues, wenn auch einige Arbeiten der Materialprüfungsanstalt Probleme des Bauingenieurwesens behandeln. Am heutigen Tage möge aber weniger des Fachmannes als der Persönlichkeit gedacht werden.

In seinem im Verlag Julius Springer im Jahre 1926 erschienenen Büchlein „Mein Lebensweg und meine Tätigkeit" schildert Bach seinen Werdegang, aus dem nachstehende Daten entnommen werden:

Bis zum 14. Lebensjahr besuchte Bach die Schule in Stolberg im sächsischen Erzgebirge und trat darauf in eine Schlosserlehre ein, bis er eine Stelle in der Maschinenfabrik Hartmann in Chemnitz erhielt. Als 17jähriger trat er in die höhere Gewerbe- bzw. Werkmeisterschule in Chemnitz ein, die er nach zwei Jahren erfolgreicher Lernzeit verließ.

Im Kriegsjahre 1866 bezog Bach das Polytechnikum in Dresden, nachdem ihm ein Bürger seines Geburtsortes die Mittel, die dazu notwendig waren, vorstreckte. Dort wurde er in die fachliche Ausbildung des Maschineningenieurs nach damaligen für unsere heutigen Begriffe recht einfachen Methoden eingeführt und bemühte sich, eine weitgehende Allgemeinbildung zu erwerben.

Der Stand der Hochschulausbildung zu jener Zeit ist durch eine Bemerkung Bachs gekennzeichnet, die die Ansicht seiner Studienkollegen über den Wert der Mathematik für den Ingenieur wiedergibt. Wir erkennen daraus, daß die Auffassungen über die wissenschaftliche Ausbildung erheblich von dem abweichen, was heute von dem Ingenieur gefordert wird. Bach erkannte aber schon in jungen Jahren die Notwendigkeit wissenschaftlicher Vertiefung.

Nachdem Bach zwei Jahre in Dresden zugebracht hatte, übersiedelte er nach Stuttgart, um seine Studien fortzusetzen und gleichzeitig die Stellung eines Assistenten zu übernehmen.

1870/71 nahm Bach an dem Feldzuge gegen Frankreich teil und kehrte nach Beendigung des Krieges nach Stuttgart zurück.

Das Diplomexamen legte Bach in Karlsruhe ab, nachdem er zwei Semester bei dem in hohem Rufe stehenden Grashof Vorlesungen gehört hatte, von denen er im Gegensatz zu anderen bekanntgewordenen Äußerungen aus letzter Zeit sagt, daß sie auf einem sehr hohen Niveau standen.

In den Jahren 1873—76 wirkte Bach in der Praxis, zuerst kürzere Zeit in England, dann in Wien; weitere zwei Jahre wirkte er als Fabrikdirektor in Bautzen. Am 1. Oktober 1878 folgte er einem Rufe nach Stuttgart als Ordinarius des Maschineningenieurwesens, wo er bis 1922, also fast 45 Jahre, wirkte.

In dieser Tätigkeit hat sich Bach einen bedeutenden Ruf erworben. Seine Arbeiten auf verschiedenen Gebieten des Materialprüfungswesens wurden sehr bald weit über die Grenzen Deutschlands bekannt.

Mit der Gründung der Materialprüfungsanstalt im Jahre 1881 hat Bach neue Wege eingeschlagen, um den Mangel an Einrichtungen zur Prüfung und Untersuchung des Verhaltens der Konstruktionsmaterialien zu beseitigen. Wir wissen, daß er auf diesem Gebiete bahnbrechend und vielseitig mit Erfolg gewirkt hat.

Bach gibt die Zahl der Veröffentlichungen, die er in späteren Jahren gemeinschaftlich mit seinen Mitarbeitern herausgab, mit 337 an, von denen 256 in Zeitschriften erschienen sind. Es darf als bekannt angenommen werden, daß nicht wenige von diesen Veröffentlichungen grundlegende Bedeutung haben.

Die Bücher über „Elastizität und Festigkeit" und „Maschinenelemente", die in vielen Auflagen erschienen sind, waren und sind noch stark begehrt.

An äußerer Anerkennung hat es Bach nicht gefehlt. Er erhielt Rufe an die Technischen Hochschulen von Berlin, Wien und Zürich, aber er blieb in Stuttgart, wo er durch seine Arbeiten und die von ihm begründete Materialprüfungsanstalt fest verankert war. Er wurde Staatsrat und später während des Krieges Exzellenz, nachdem er vorher den persönlichen Adel erhalten hatte. Neben einer großen Reihe von Ehrungen durch Fachvereinigungen sei noch die Verleihung der Würde eines Ehrendoktors genannt.

Aus der Schule Bachs ist eine größere Zahl von Ingenieuren hervorgegangen, die sich in Wissenschaft und Praxis erfolgreich betätigen.

Die Persönlichkeit Bachs kommt in dem Satz zum Ausdruck, den er einmal aussprach, daß Schwimmen gegen den Strom zuweilen eine Notwendigkeit sei, und daß die Überwindung von Schwierigkeiten niemals abhalten darf, das richtig Erkannte ausdauernd zu verfolgen. Es darf nicht unausgesprochen bleiben, daß es um den Ingenieurstand besser bestellt wäre, wenn diese Grundsätze weitere Verbreitung hätten. Allerdings legen sie die Verpflichtung auf, die Meinung derer zu achten, die gleiche Ziele auf anderen Wegen suchen.

An Mut hat es Bach niemals gefehlt, wenn er für seine Überzeugung eintrat. Er weist darauf hin, wie er als Hochschullehrer überkommenen Lehr- und Schulmeinungen nicht gehuldigt habe und bestrebt gewesen sei, sich von diesen frei zu halten. In dem Bestreben, ausgefahrene Gleise zu vermeiden, hat er, wie er selbst berichtet, manches, was schulmäßig als richtig angesehen war und überliefert wurde, über Bord geworfen. Sarkastisch bemerkt er, dieses Bestreben habe den-

jenigen, denen es infolge Alterns, starken Beharrungsvermögens oder aus anderen Gründen schwer fiel, seinem Gedankengang zu folgen, wenig Freude bereitet.

Mit besonderer Energie bekämpfte Bach so manche behördlichen, die Industrie unnötig beschränkenden Bestimmungen und hielt auch mit seiner Ansicht der Industrie gegenüber nicht zurück. Unter diesen Umständen ist es zu verstehen, daß ihm von Staat und Wirtschaft Vertrauen und Hochachtung entgegengebracht wurde.

Bach, der Selfmademan, der Mann der Arbeit und Pflichterfüllung, wendet sich mit aller Schärfe dagegen, daß Prüfungszeugnisse vielfach zu Unrecht von Ingenieuren dazu verwendet werden, ihnen eine Monopolstellung einzuräumen, die ihnen nicht zukomme. Er will, daß nicht irgendein Berechtigungsschein, sondern Leistungen für das Fortkommen eines Menschen entscheiden sollen.

Bei allen Erfolgen hat Bach, der Mann, der in keiner goldenen Wiege geboren wurde, und sich seine Stellung schwer erkämpfen mußte, ein warmes Herz für alle Schaffenden, Geistes- und Handarbeiter, bewahrt. Mit Begeisterung ist er bis in die jüngste Zeit für eine Milderung der Klassengegensätze eingetreten. Vor wenigen Wochen noch hat er in einem Privatschreiben zu der Frage Stellung genommen, indem er darauf hinweist, die aufmerksame Verfolgung der Entwicklung der Dinge nach dem Kriege habe in ihm die Überzeugung gefestigt, daß hier die wichtigste Aufgabe des Deutschen zu erblicken sei.

Möge es Bach, der kraftvollen, mutigen und erfolgreichen Persönlichkeit, die auch in der Geschichte der Technik an erster Stelle genannt bleiben wird, vergönnt sein, noch lange Jahre mit der bisherigen geistigen und körperlichen Frische zu wirken.

E. Probst.

STRASSENBAHNHALLE WALTHERSTRASSE IN DRESDEN.

(Ausgeführt durch die Wayß & Freytag A.-G., Dresden.)

Vom Rate der Stadt Dresden wurde in den Jahren 1925/26 ein neuer Straßenbahnhof an der Waltherstraße in Eisenbeton errichtet mit den erforderlichen Werkstätten, Nebenräumen und Wohnhäusern. Der neue Bahnhof ist der größte von allen Dresdner Straßenbahnhöfen. Er ist nach den Plänen von

Abb. 1. Außenansicht.

Direktor Baurat Nier ausgeführt. Die künstlerische Durchbildung des Bauwerkes — Massengliederung, Schauseiten, Innenräume — auf die besonderer Wert gelegt wurde, lag in den Händen von Herrn Stadtbaurat Wolff, dem Vorstande des städtischen Hochbauamtes und seinem Mitarbeiter Herrn Arch. Mittmann. Mit der Bauleitung der teilweise recht schwierigen Bauten war die Bauabteilung der Städtischen Straßenbahn — Herr Bauamtmann Rühle und Herr Baumeister Garte — beauftragt. Für den Bau sind 3 Millionen Goldmark bewilligt und gebraucht worden. Die Anordnung der Eisenbetonhallen geht aus dem Grundriß der Abb. 1 b hervor.

In öffentlicher Submission wurden die gesamten Arbeiten im April 1925 ausgeschrieben; am 16. Juni 1925 erhielt die Firma Wayß & Freytag den Auftrag für die Eisenbetonarbeiten zur Halle der Hofüberdeckung (vgl. Abb. 1 b).

Es mußten Mittel und Wege gefunden werden, sowohl das Material bis an die äußersten Grenzen der Zulässigkeit auszunützen wie auch den Lohnaufwand auf ein Minimum zu beschränken.

Eine Änderung der Grundrißeinteilung ließ sich nicht ermöglichen. Die Binder mußten in 13,40 bzw. 13,75 m Abstand angeordnet werden, da sie mit den Achsen der Säulenreihen aus den anstoßenden Querhallen zusammentreffen sollten. Ein Engerlegen und Abfangen durch einen entsprechenden Unterzug an der Querhalle konnte aus architektonischen Gründen nicht erfolgen.

Um Material zu sparen, mußten die Konstruktionsglieder so leicht als möglich gehalten werden, d. h. bei Beton und Eisen war bis zur höchst zulässigen Grenze zu gehen. Unter diesen Gesichtspunkten ergab sich eine Ausführung, wie sie aus Abb. 2 ersichtlich ist. Das Material der Dachplatten ist äußerst ausgenützt. Der Querschnitt für positive Feldmomente wurde T-förmig gewählt, um das Gewicht des überflüssigen Betons auf der Zugseite zu sparen (Abb. 3).

Unter den gleichen Gesichtspunkten wurden die Querschnitte für die 13,40 bzw. 13,75 m gespannten Pfetten ermittelt (vgl. Abb. 2 u. 4).

Von dem T-förmigen Querschnitt in Feldmitte wurde durch ebene Flächen ein einfacher Übergang zum Rechteckquerschnitt an den Auflagern geschaffen. Der Bogen selbst wäre wohl bezüglich der Materialausnützung als Doppel-T-Profil günstiger geworden. Bei der Gesamtausführung jedoch ergab sich keine Ersparnis, da der größere Schalungsverschnitt und der vermehrte Arbeitslohn die Materialersparnis wieder aufwogen.

Durch die oben erwähnte Formgebung für Dachplatten und Pfetten konnten beachtliche Materialersparnisse erzielt werden.

Um den Bau in jeder Hinsicht wirtschaftlich durchzuführen, mußte neben der vorerwähnten Ersparnis an Material durch entsprechende Maßnahmen eine äußerste Beschränkung der Arbeitsstunden vorgenommen werden. Dieser Forderung konnte

teilweise dadurch entsprochen werden, daß Konstruktionsglieder, deren Schalung eine äußerst komplizierte war, werksteinmäßig, d. h. mit Formenschalung auf ebenem Arbeitsboden hergestellt wurden.

Ganz besonders ist hervorzuheben, daß die Ausführung des Gesamtbaues in eine sehr ungünstige Zeit fiel. Die Auftragserteilung erfolgte am 30. Juni 1925. Durch anfängliche Teilstreiks und die anschließende Aussperrung, ferner infolge verzögerter, mit dem Streik in Zusammenhang stehender bauseitig zu leistender Vorbereitungsarbeiten konnte mit der Einrichtung der Baustelle erst am 8. 9. 1925, also 10 Wochen später, begonnen werden. In der bis dahin verstrichenen Zeit hätte die erste Hälfte des Hallenbaues bequem fertiggestellt werden können, wie sich dies bei der späteren Bauausführung des Teiles II (15. April bis 30. Juni 1926) gezeigt hat. Es ist klar, daß durch die Winterarbeit des I. Teils der Halle und die damit zusammenhängende Verzögerung des Baues bis Ende 1926 (also volle 28 Wochen) der Niederlassung große Unkosten entstanden sind.

Bevor wir zur Beschreibung der eigentlichen Bauausführung übergehen, sei noch auf einige konstruktive und rechnerische Einzelheiten aufmerksam gemacht.

A) Dachplatten und Oberlichtzargen.

Die Platten sind als durchgehend gerechnet, wobei eine Stützweite von 3,10 m zugrunde gelegt wurde. Das während der Montage auftretende Zwischenstadium (Stützweite 2,85 m) ist besonders nachgeprüft worden. Um den Beweis für die tatsächliche Kontinuität der Platten nach erfolgtem Vergießen zu erbringen, wurden auf dem Lagerplatz der Niederlassung Dresden an entsprechenden Probekörpern Versuche erfolgreich durchgeführt.

B) Pfetten.

Die Pfetten sind gleichfalls als kontinuierliche gerechnet. Um eine Ausdehnungsmöglichkeit in der Längsrichtung zu schaffen, wurden im Mittelfeld der Halle eingehängte Träger angeordnet. Entgegen den Wünschen des Hochbauamtes wurden die Pfetten normal zur Dachhaut gelegt. Maßgebend zu dieser Ausführung war nicht nur der Umstand, daß diese Lage vom statischen Standpunkte aus die richtige ist, vielmehr ließ sich hierdurch ein einheitliches Profil erzielen, wodurch die werkstückmäßige Herstellung sich wesentlich vereinfachte. Für die Länge der Werkstücke waren nur praktische und wirtschaftliche Erwägungen bestimmend. Besonders sei betont, daß nicht

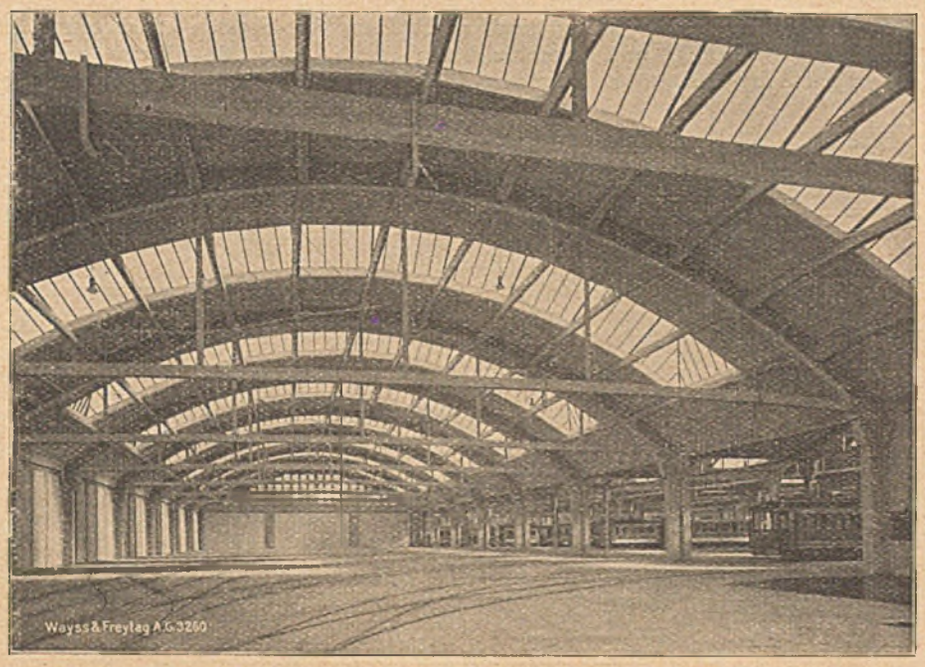


Abb. 1a. Halle der Hofüberdeckung.

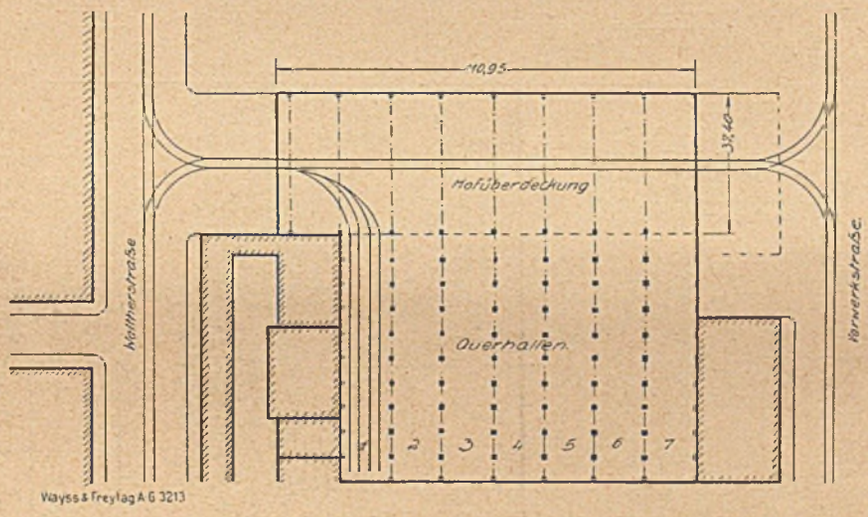


Abb. 1b.

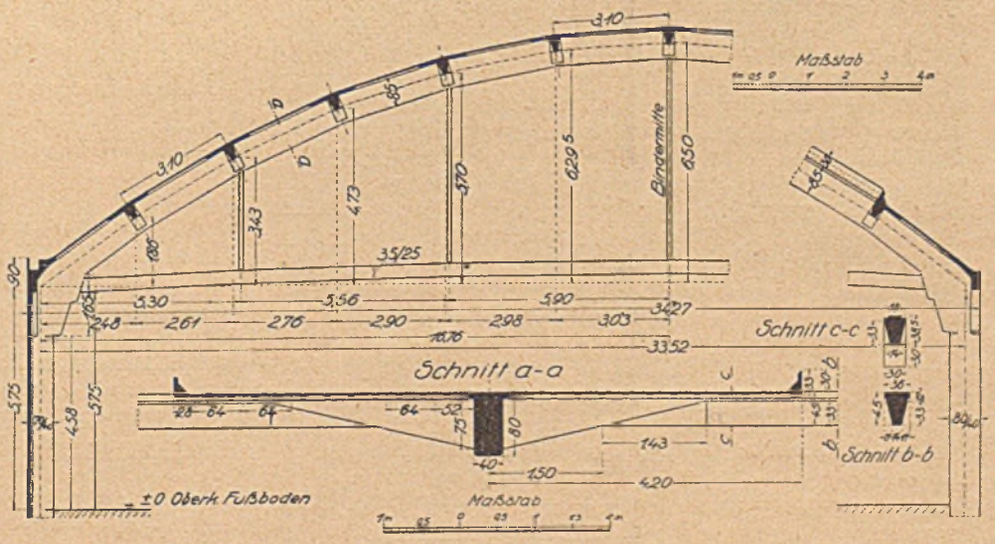


Abb. 2.

der Momentennullpunkt maßgebend war. Eine Verbindung zwischen Werkstück und Anschlußbeton kann für jede Beanspruchung ausgeführt werden, sofern die zur Kraftübertragung erforderlichen Konstruktionsglieder in geeigneter Weise gewählt sind. Wie aus Abb. 4 hervorgeht, wurden durch entsprechende Eisen die negativen Momente an der Anschlußstelle gedeckt.

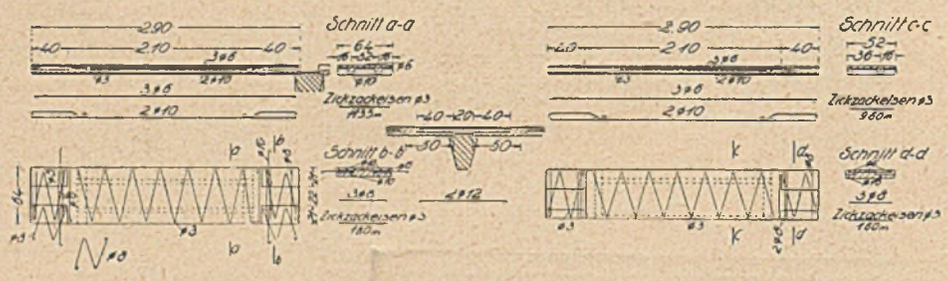


Abb. 3.

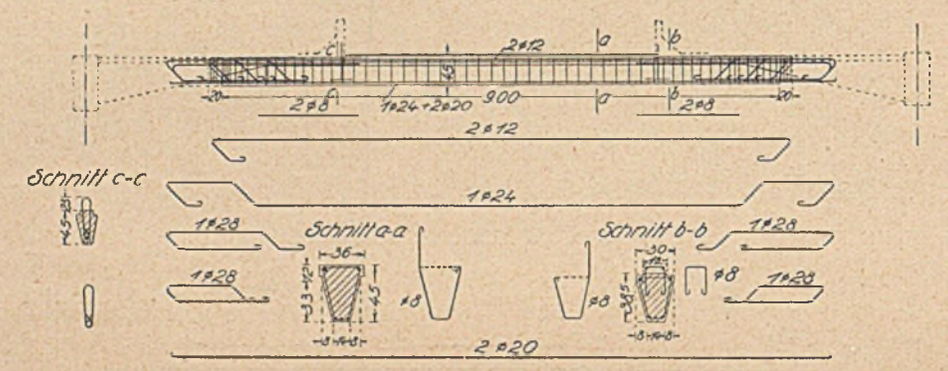


Abb. 4.

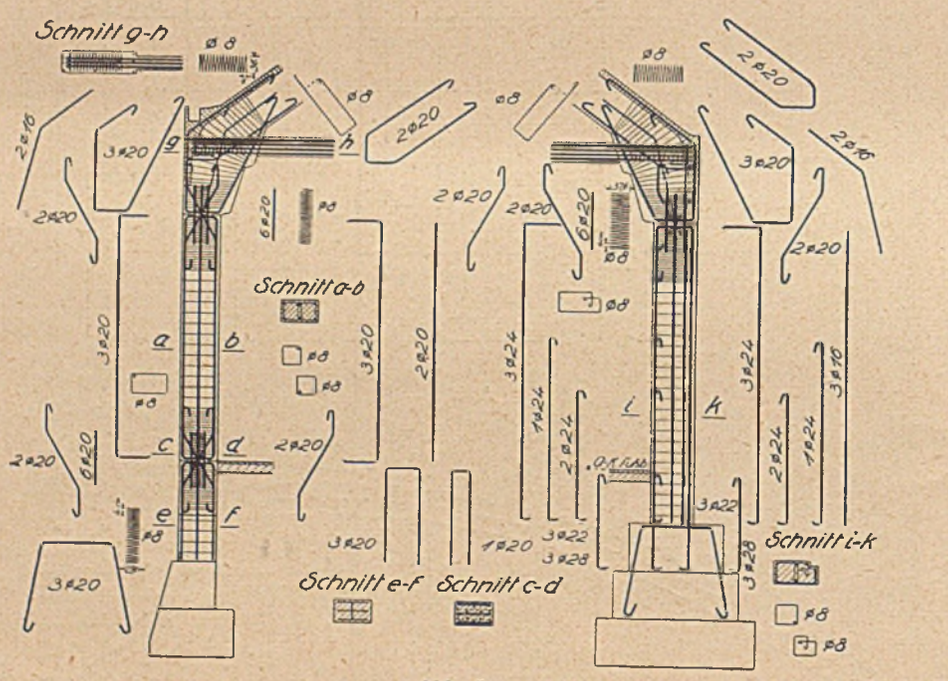


Abb. 5.

C) Der Bogen.

Der Bogen wurde als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildet und ist äußerlich statisch bestimmt gelagert. Die Einzelheiten dieser Auflagerung sowohl wie die Einführung des Zugbandes an den Kämpfern ist aus Abb. 5 zu ersehen.

Die Spannweite des Binders beträgt $l = 33{,}52$ m bei einer Pfeilhöhe von $f = 6{,}50$ m. Seine Form erhielt der Bogen nach der Stützlinie für ständige Last. Die elastische Dehnung des Zugbandes infolge Eigengewicht wurde durch künstliches Anspannen des Zugbandes (nachträgliche Sprengung) aufgehoben. Schnee und Wind sind einseitig berücksichtigt, ferner das Schwinden als Temperaturabfall von 15 ° C. Die Berechnung des Bogens ist in enger Fühlungnahme mit Herrn Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch vorgenommen worden.

Die Ausbildung des Zugbandes.

Die rechnungsmäßige Sprengung des Zugbandes betrug bei der mittleren Hängesäule 0,48 m, bei der folgenden 0,42 m und bei der nächst dem Kämpfer gelegenen 0,25 m (Abb. 6). Besondere Erwähnung verdient die Ausführung des Zugbandes aus einem Bündel Rundeisen. Die Anregung hierzu stammt von Herrn Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch. Gegenüber dem Projekt mit Bandeisen aus Baustahl ist hierdurch eine wesentliche Verbilligung erzielt worden. Die Verbindung der einzelnen Stäbe erfolgte durch Muffen. Um den vollen Rundeisenquerschnitt aus-

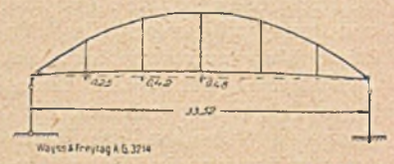


Abb. 6.

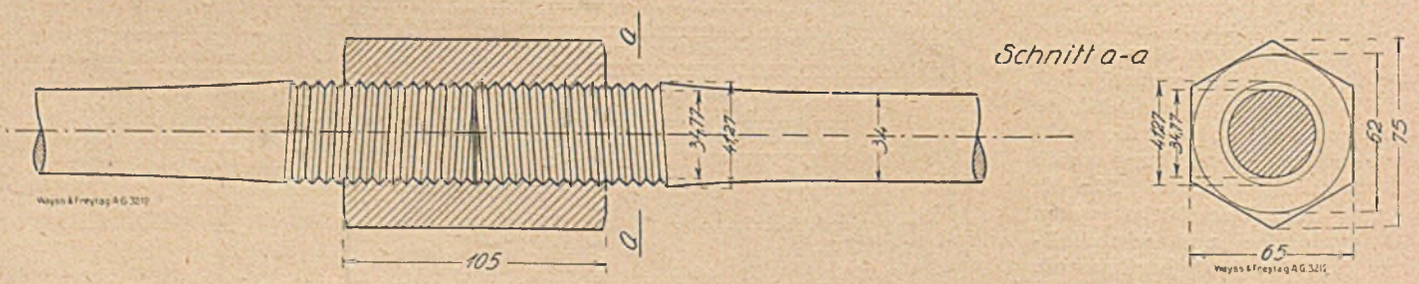


Abb. 7.

nützen zu können, wurden die Gewinde auf die vorher angestauchten Stabenden geschnitten und so die Muffenverbindung hergestellt (Abb. 7).

Bei den vorgenommenen Zerreißproben haben diese Verbindungen größere Zugfestigkeit gezeigt, als die Stäbe selbst.

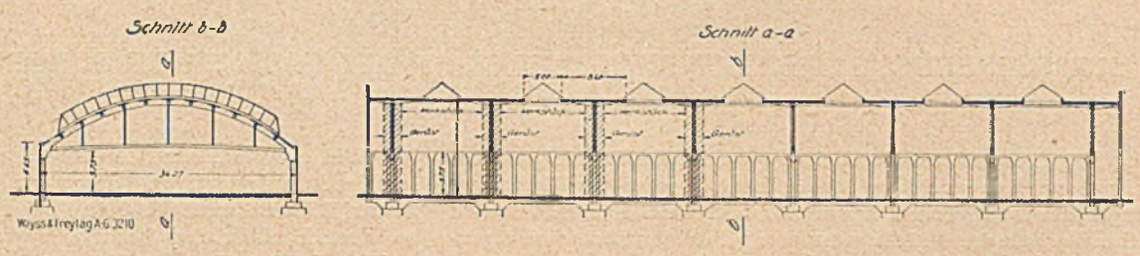


Abb. 8.

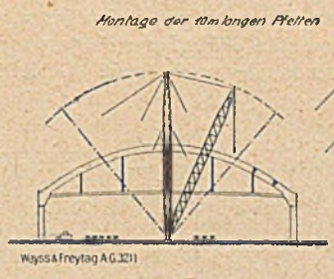


Abb. 9.

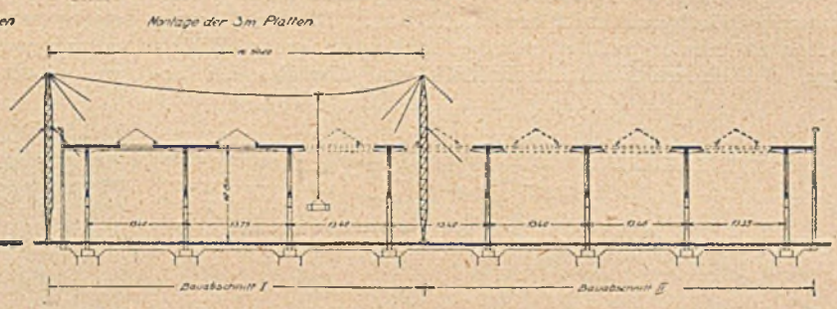


Abb. 9a.

Die Bauausführung.

Der Gesamtbau wurde in zwei Abschnitten ausgeführt unter zweimaliger Verwendung des Lehrgerüstes. Für die 3800 qm Grundfläche überdeckende Halle waren nur vier Gerüste (vgl. Abb. 8) zu je 150 qm Grundfläche abgebunden und für den zweiten Ausbau verschoben worden, so daß insgesamt nur $4 \times 150 \times 2 = 1200$ qm eingerüstet wurden, d. i. 32 % der Gesamtgrundfläche.

Das Lehrgerüst war nach den üblichen Grundsätzen ausgebildet, wobei der obere Teil auf Hartholzkeilen auflag.

Für das Verlegen der Pfetten wurde ein Derrik-Kran in der Achse der Halle aufgestellt (vgl. Abb. 9) und die einzelnen Pfetten mit dem Ausleger an Ort und Stelle gebracht. Bei dem ersten Ausbau der Halle waren die Werkstücke mit einer gewöhnlichen Handwinde hochgezogen worden, wobei eine Leistung von fünf Pfetten pro Tag im Maximum erzielt wurde. Beim zweiten Teil konnten durch Einbau einer Kupplung mit der Maschinenwinde in acht Stunden sämtliche neun Pfetten eines Hallenfeldes bewältigt werden. Das Abmontieren des Derrik-Kranes und Wiederaufstellen im nächsten Binderabschnitt dagegen hat, selbst am Ende der Bauperiode, nachdem die Leute eingearbeitet waren, immerhin noch ein bis zwei Tage gedauert. Werden bei kommenden Bauten ähnliche Methoden angewandt, so muß ganz besonders auf eine günstige technische Ausbildung und Anordnung der Hebezeuge geachtet werden. Das Verlegen der 3 m langen Dachplatten, deren Breite 0,6 m betrug, sollte nach Abb. 9 a vorgenommen werden. Da sich diese Art des Verlegens jedoch nicht bewährte, wurde ein einfacher Holzbock konstruiert, mit dessen Hilfe unter Anwendung einer Maschinenwinde die Platten von den fertigverlegten Pfetten aus hochgezogen werden konnten. Zeitlich gliederten sich die Betonierungsarbeiten wie folgt:

Nach Aufstellung der Lehrgerüste für die Bogenbinder und Einhängen sämtlicher Pfetten zwischen die Lehrgerüste wurden die Bogen zusammen mit den Anschlußstellen der Pfetten betoniert, d. h. diese, die noch unbelastet waren, kontinuierlich angeschlossen.

Daraufhin erfolgte das Verlegen der Platten, die aber noch nicht vergossen wurden. Daran anschließend nahm man das Sprengen des Zugbandes vor. Hierdurch ließen sich die Keile des Lehrgerüstes sehr leicht lockern und so konnte der obere Teil des Gerüstes einfach abmontiert bzw. umgelegt werden. Nach diesen Arbeiten erfolgte das Ummanteln der Zugbänder und Hängestangen und gleichzeitig das Vergießen der locker eingelegten Dachplatten. Das entlastete Lehrgerüst wurde auf Rundholzwalzen um ca. 50 m verschoben, neu eingelotet und aufgestellt, um für den zweiten Bauabschnitt nochmals Verwendung zu finden.

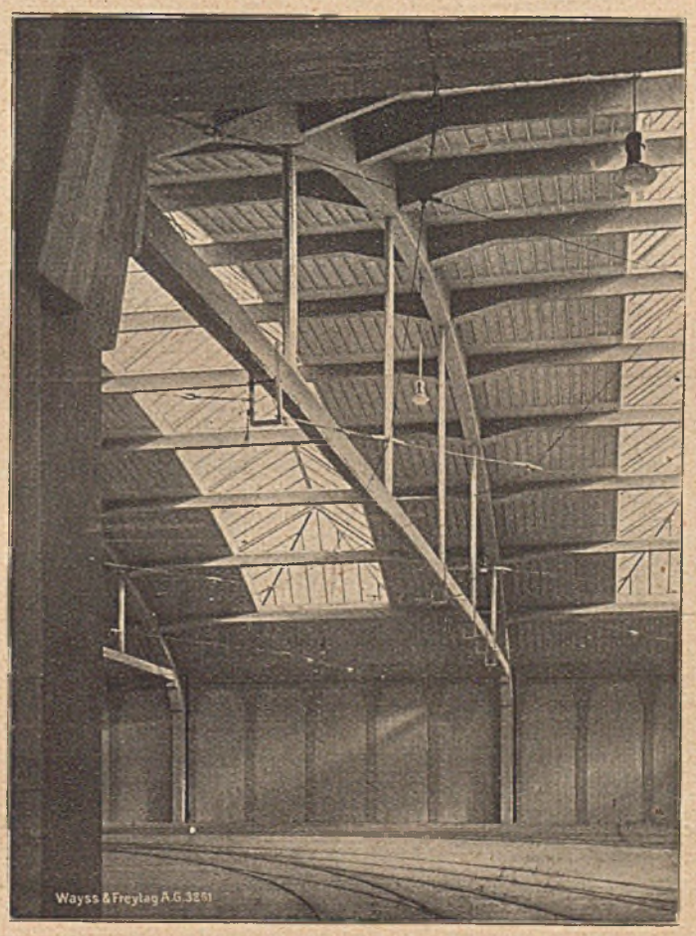


Abb. 10. Hallenbinder.

STRASSENBRÜCKE ÜBER DEN WYHRAFLUSS AN DER GASANSTALT IN BORNA BEI LEIPZIG[1].

Von Dr. techn. Otto Skall, Leipzig.

In seiner äußeren Erscheinung weicht das nachfolgend beschriebene Bauwerk von der üblichen Bauart gewölbeartiger eingespannter Brücken kaum ab, und kein Fachmann wird beim Anblick der Brücke vermuten, daß hier doch eine eigenartige Konstruktion verborgen ist. Zur Anlage eines normalen Stützliniengewölbes mit günstigem Pfeilverhältnis war hier zu wenig verfügbare Bauhöhe, da ein möglichst großer Hochwasserdurchflußquerschnitt erwünscht war. Die Ausführung flacher Stützliniengewölbe erfordert außerdem große Widerlager, die einerseits unwirtschaftlich und überdies bei beschränkten Bauplatzverhältnissen schwer durchführbar sind. In solchen Fällen bietet die Eisenbetonbauweise Gelegenheit, ihre gute Anpassungsmöglichkeit auszuwerten.

Das in den letzten Jahrzehnten immer weiter entwickelte und vervollkommnete Rahmentragwerk erschien hier als geeignete Lösung, die es gestattete, den Fluß mit einer einheitlichen, nach künstlerischem Empfinden gebildeten Bogenform zu überbrücken ohne Rücksicht auf den Verlauf der Stützlinie.

Abweichend von der üblichen Form der Rahmenbrücken mit sichtbaren Rippen hat der Verfasser des Entwurfes die Rippen nach oben vorspringen und die Wölbung und Widerlagerabschlußwand in gleicher Stärke und in einem Guß durchgehen lassen. Dadurch wird eine vollständig glatte Untersicht gebildet. (Abb. 1a—c.)

Von besonderem Interesse für den Bauingenieur ist die Art der Wirkungsweise und rechnerischen Behandlung des ganzen Tragwerks.

Wie erwähnt, sind Gewölbe sowohl als auch Widerlager in Rippen aufgelöst, und durch die biegungsfeste Vereinigung beider Bauteile entsteht ein rahmenartiges Gebilde, das auch rechnerisch als solches behandelt worden ist. Die Widerlager weichen in ihrer äußeren Umgrenzung wenig von der üblichen Form des verlorenen Widerlagers von Bogenbrücken ab, so daß auch der Gedanke naheliegt, nur das eigentliche Gewölbe als elastischen Bogenträger aufzufassen, der in die beiden starr vorausgesetzten Widerlager eingespannt ist. Die Untersuchung wurde demnach nach zwei Gesichtspunkten durchgeführt, zuerst für ein zwischen dreieckigen Widerlagskörpern eingespanntes Rahmentragwerk und daneben für einen beiderseits zwischen starren Widerlagern eingespannten Bogenträger. Als Netzlinie des Rahmens wurde unter Berücksichtigung der veränderlichen Trägheitsmomente die Untersuchung nach dem bekannten Verfahren von Mörsch durchgeführt. (Siehe Betonkalender 1927, II. Teil, S. 336 bis 344.)

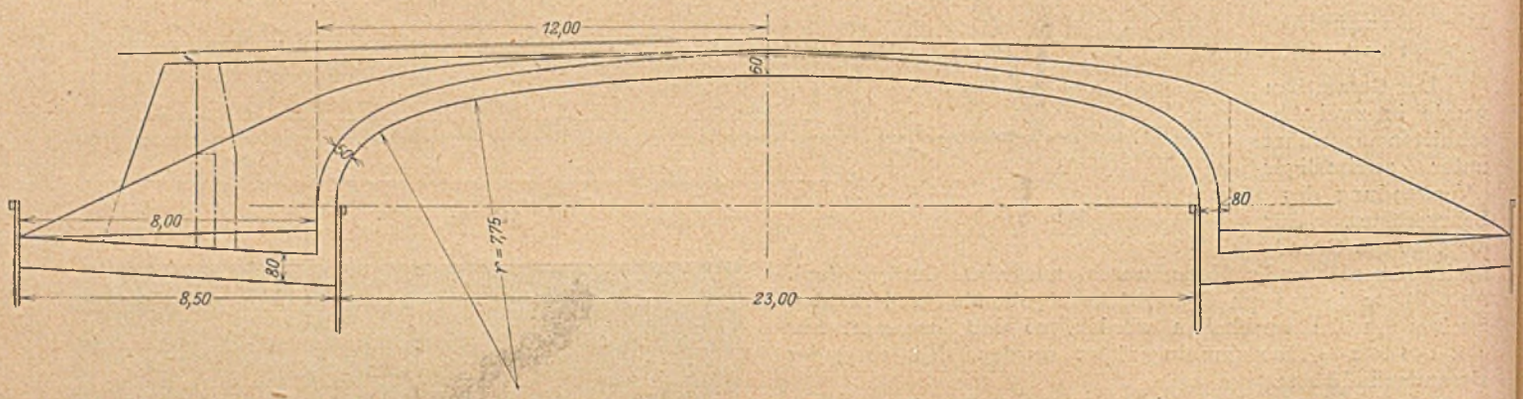


Abb. 1a.

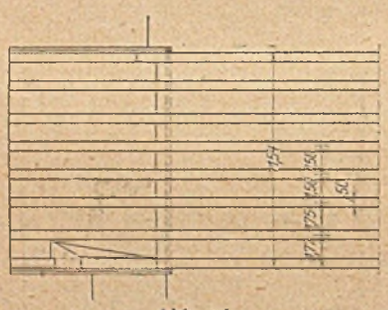


Abb. 1b.

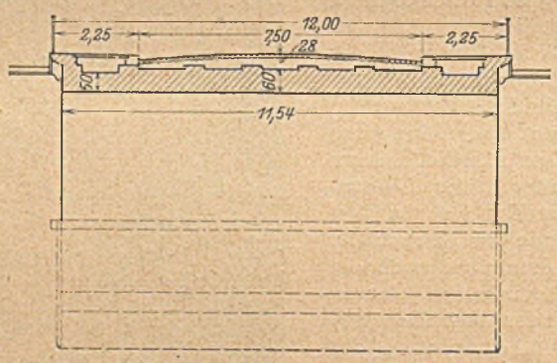


Abb. 1c.

Die Lage des gedachten Angriffspunktes der statisch unbestimmten Größen: Horizontalschub H, Vertikalkraft V und Drehmoment M folgt aus der Bedingung:

$$\int \frac{y\,ds}{J} = o.$$

Zur Ermittlung der statisch unbestimmten Größen dienen die Gleichungen:

$$H = \frac{\int \frac{M\,y}{J}\,ds + E\,t\,l}{\int \frac{y^2\,ds}{J} + \int \frac{ds}{F}};$$

$$V = \frac{\int \frac{M\,ds}{J}}{\int \frac{x^2\,ds}{J}}\,x;$$

$$M = \frac{\int \frac{M\,ds}{J}}{\int \frac{ds}{J}}.$$

Bei Teilung der Netzlinie in kleine Teile Δs von endlicher Länge können die Integralwerte auch in Summenglieder umgewandelt werden, was im vorliegenden Falle geschehen ist.

Die zur Berechnung der statisch unbestimmten Größen erforderlichen Hilfsgrößen wurden in übersichtlicher Form zusammengestellt. Eine Wiedergabe der umfangreichen Berechnung sämtlicher

[1]) Entwurf und Bauleitung: Baubüro der Professoren Dr.-Ing. h. c. E. Högg und Dr.-Ing. R. Müller, Dresden. Berechnung und Bauausführung: Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig.

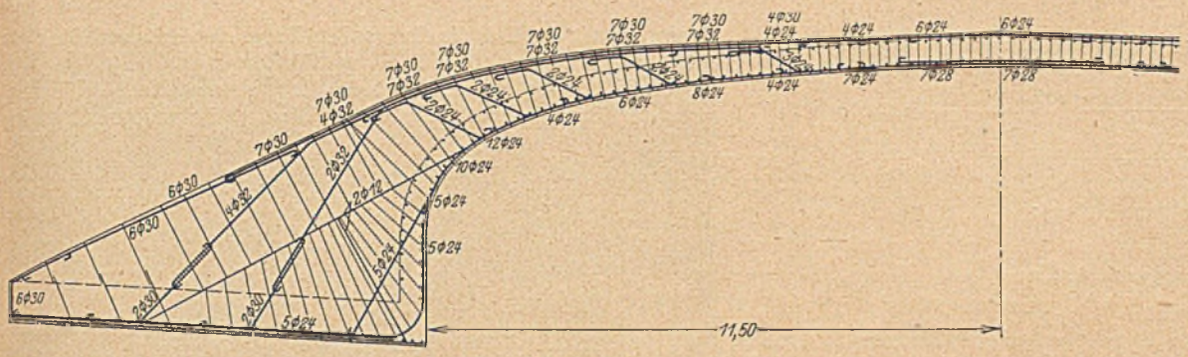


Abb. 2a.

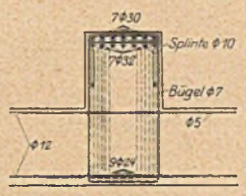


Abb. 2b.

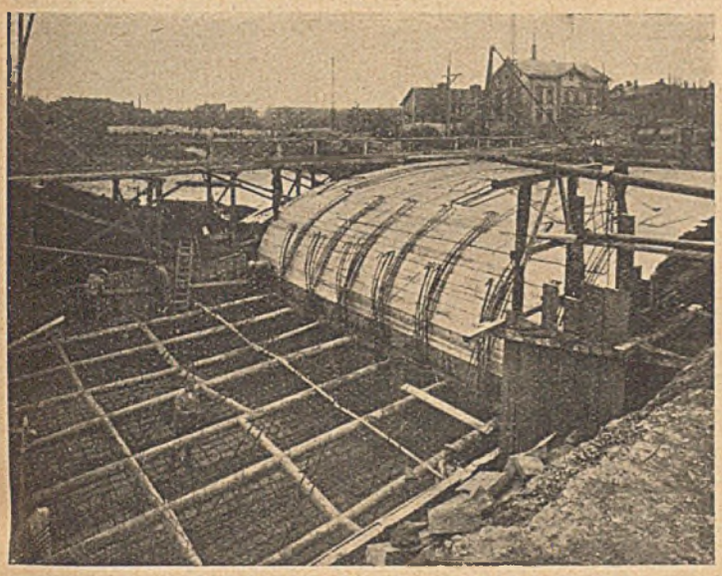


Abb. 3.

Hilfsgrößen und der Zahlentafeln für die verschiedenen Belastungsfälle würde hier zu weit führen, und es sollen nur in Kürze die Ergebnisse der statischen Untersuchung und die Dimensionierung der wichtigsten Querschnitte auszugsweise mitgeteilt werden.

Als Belastung war eine Dampfwalze von 23 t Dienstgewicht und daneben Menschengedränge von 500 kg/m² anzunehmen. Die Untersuchung erstreckte sich auf eine Gewölberippenplatte von der Breite gleich der Achsentfernung 1,5 m der Rippen. Von der ständigen Last wird jede Rippe gleich stark belastet, und für die Dampfwalze sind die auf die einzelnen Rippen entfallenden Lastanteile nach dem Hebelgesetz ermittelt worden.

Die ständige Belastung erzeugt für das Rahmentragwerk von 1,5 m Breite einen Horizontalschub von 92,5 t im Abstande rd. 15 cm oberhalb des Scheitelquerschnittschwerpunktes angreifend, und einen Kämpferdruck von 110,7 t im Abstande 89 cm vom Schwerpunkt des Kämpferquerschnittes angreifend. Das vollbelastete Tragwerk (Menschengedränge auf der ganzen Brücke und Dampfwalze symmetrisch zum Scheitel) liefert den größten Scheiteldruck von 144 t mit der Ausmitte 18 cm und den größten Kämpferdruck von 163 t mit der Ausmitte 114 cm. Die Untersuchung für die halbseitig belastete Brücke ergibt die statisch unbestimmten Größen H = 115 t, V = 2,93 t, M = — 340 mt.

Außer den lotrechten Lasten wirken auf das Tragwerk noch wagerechte Erddrücke, deren Größe nach dem zeichnerischen Verfahren von Rebhann ermittelt wurde.

Die M-Momente sind für die wagerechten Erddrücke ebenfalls zeichnerisch mittels Kraft- und Seilzug gefunden worden, und die statisch unbestimmten Größen folgten aus den bekannten Gleichungen mit H = — 2,7 t und M = + 10,5 mt.

Den Wärmeeinflüssen ist für t = 15° und E = 1 400 000 t/m², $\alpha = \frac{1}{10^5}$ Rechnung getragen, ebenso dem Schwinden, das nach den amtlichen Eisenbetonvorschriften einem Wärmeabfall um t = 15° gleich zu erachten ist. Der Horizontalschub für Erwärmung bzw. Abkühlung um t = 15° folgt aus der Formel:

$$H = \pm \frac{E\,t\,l}{\sum y^2 \frac{\Delta s}{J} + \sum \frac{\Delta s}{F}}$$

und beträgt: $H = \pm 52$ t.

Dimensionierung der gefährlichsten Querschnitte:

Scheitelquerschnitt: M = 52,6 mt, N = 40 000 kg.

$$e = \frac{M}{N} = 131{,}5 \text{ m};$$

$$\sigma_b/\sigma_e = 60/1200 \text{ kg/cm}^2;$$

$$x = \frac{900}{2100}\,56 = 24 \text{ cm};$$

$$z = h - \frac{x}{3} = 48 \text{ cm};$$

$$D_b = \frac{40\,000 \,.\, 157 - 108\,000 \cdot 48}{52} = 20\,750 \text{ kg};$$

$$\sigma_{ed} = \frac{15 \cdot 16 \cdot 20}{24} = 745 \text{ kg/cm}^2;$$

$$D_b + D_e = 108\,000 + 20\,750 = 128\,750 \text{ kg};$$

$$Z = 128\,750 - 40\,000 = 88\,750 \text{ kg};$$

$$f_{ez} = \frac{88\,750}{1200} = 74 \text{ cm}^2 \text{ (unten)};$$

$$f_{ed} = \frac{20\,750}{745} = 28 \text{ cm}^2 \text{ (oben)}.$$

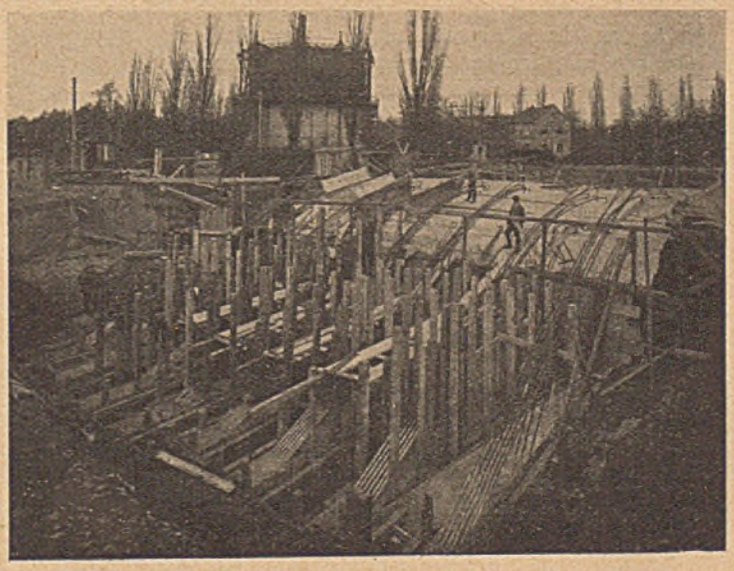


Abb. 4.

Querschnitt VIII: M = — 230 mt, N = 44,87 t.

$$e = -\frac{230}{44{,}87} = -5{,}15 \text{ m};$$

$$\sigma_b/\sigma_e = 40/1200 \text{ kg/cm}^2;$$

$$x = 55{,}3 \text{ cm};$$

$$z = 147{,}6 \text{ cm};$$

$$D_b = \frac{1}{2}\, 150 \cdot 40 \cdot 55{,}3 = 166\,000 \text{ kg};$$

$$D_e = \frac{44\,870 \cdot (451{,}6 + 166) - 166\,000 \cdot 147{,}6}{163} = 19\,000 \text{ kg};$$

$$Z = 185\,000 - 44\,870 = 140\,130 \text{ kg};$$

$$f_{ez} = \frac{140\,130}{1200} = 117 \text{ cm}^2 \text{ (oben)};$$

$$f_{ed} = \frac{19\,000}{570} = 33{,}5 \text{ cm}^2 \text{ (unten)}.$$

Sämtliche gewählte Beanspruchungen bleiben unterhalb der zulässigen Spannungen, die nach § 19, Ziff. 4a, für σ_b bis zu 70 kg/cm² zulässig wären. Der Eisenbewehrungsplan wurde auf Grund einer genauen Dimensionierung sämtlicher Querschnitte sowohl für die Biegungsmomente und Normalkräfte, als auch für die Querkräfte unter Berücksichtigung jeweils für die ungünstigsten Einflüsse gestaltet und ist in Abb. 2 wiedergegeben.

Die Einrüstung, Einschalung und das Verlegen der Eisen zeigen die während der Bauausführung aufgenommenen Lichtbilder, Abb. 3 u. 4, und die Abb. 5 gewährt einen Blick auf das fertiggestellte Bauwerk.

Vor der Übernahme der Brücke seitens des Stadtbauamtes Borna fand eine Probebelastung statt, wobei zwei Dampfwalzen von je 15 t Dienstgewicht über die Brücke hintereinander fuhren. Messungen wurden in $\frac{1}{4}$ an beiden Seiten und in $\frac{1}{2}$ vorgenommen. Die Durchbiegungen betrugen von links nach rechts 0,2 mm, 0,05 mm und 0,3 mm, waren also verschwindend klein, womit der Beweis der großen Tragsicherheit und Steifigkeit erbracht war.

Wie bereits erwähnt, wurde die gesamte Bauausführung von der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig, nach dem

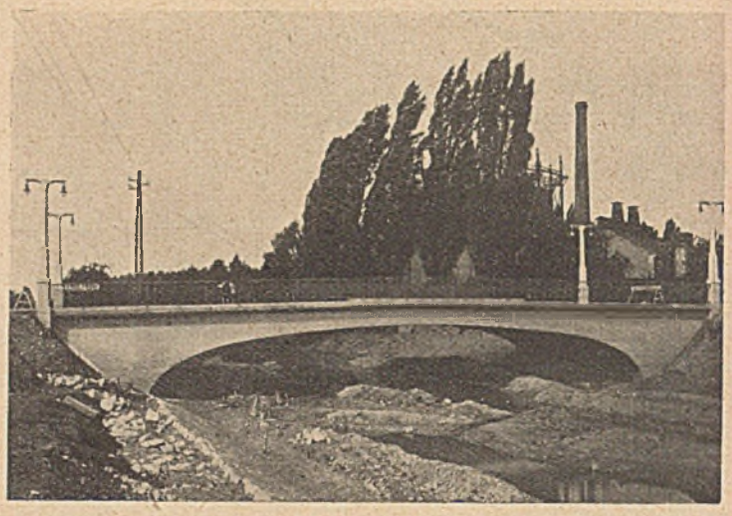


Abb. 5.

Entwurf der Professoren Högg und Müller, Dresden, bewirkt. Die Straßenanschlüsse, Uferbefestigung und sonstige Arbeiten wurden von der Stadt, unter Leitung des Herrn Stadtbaurats Hofmann, ausgeführt.

DIE St. MICHAELSKIRCHE IN SAARBRÜCKEN.

Von Willy Wolf, B. A. I. Bauingenieur in Firma Hubert Rauwald G. m. b. H., Saarbrücken 3.

Wuchtig reckt sich das Turmpaar der St. Michaelskirche zum Himmel und beherrscht auf einer sich in die Stadt hineinschiebenden immer grünen Anhöhe das Stadtbild Saarbrücken. Durch das stete Anwachsen der katholischen Gemeinde sah sich der Pfarrsprengel St. Johann genötigt, eine neue Kirche zu erbauen, da die alte St. Johanner Pfarrkirche nicht mehr alle

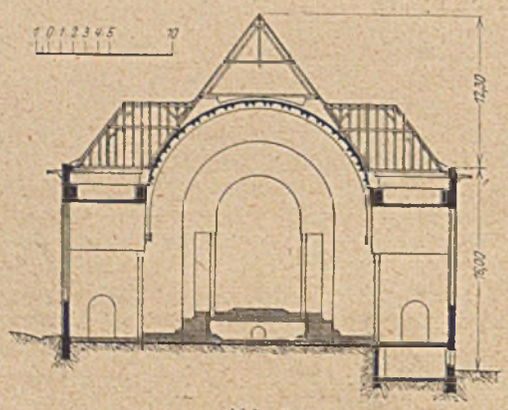


Abb. 1.

die Gläubigen in ihre Mauern aufnehmen konnte. Aus dem im Jahre 1913 ausgeschriebenen Ideenwettbewerb ging Herr Regierungsbaumeister Architekt Hans Herkommer, Stuttgart, als erster Preisträger hervor, nach dessen Entwürfen der Bau auch am 1. März 1923 begonnen wurde. Eine schlichte Außenarchitektur, in Fechinger weißem Sandstein, bei ungezwungenem Zusammenfügen der Steine, verleiht dem Bauwerk eine hervorragende Wirkung und gestaltet es zu einem Denkmal moderner Kirchenbaukunst.

Der Grundriß und Querschnitt sind in Abb. 1 und 2 dargestellt. Die Gesamtlänge beträgt 60 m und die größte Breite 34,60 m. Die Breite des Hauptschiffes i. l. beträgt 18,80 m,

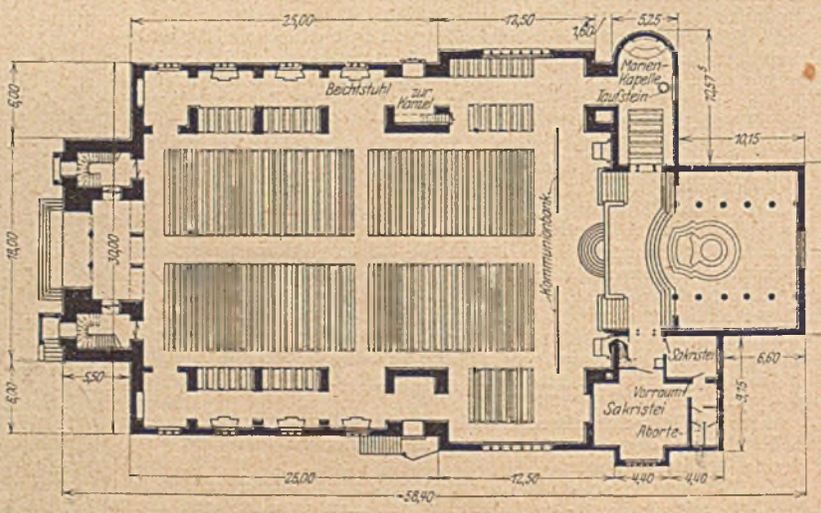


Abb. 2.

das Querschiff erstreckt sich zu beiden Seiten um je 6 m nach außen. Die beiden Seitenschiffe von 5 m Breite und 25 m Länge sind durch kräftige Pfeiler von 80/225 cm Querschnitt abgeteilt, die das Gewölbe tragen.

Das Hauptschiff wird durch ein mächtiges Gewölbe von fast 20 m Spannweite überspannt, dessen Scheitel sich rund 20 m über dem Fußboden der Kirche erhebt.

Die schlanken Türme, welche 22 m über dem Kirchenfußboden aus dem gemeinsamen Unterbau hinauswachsen,

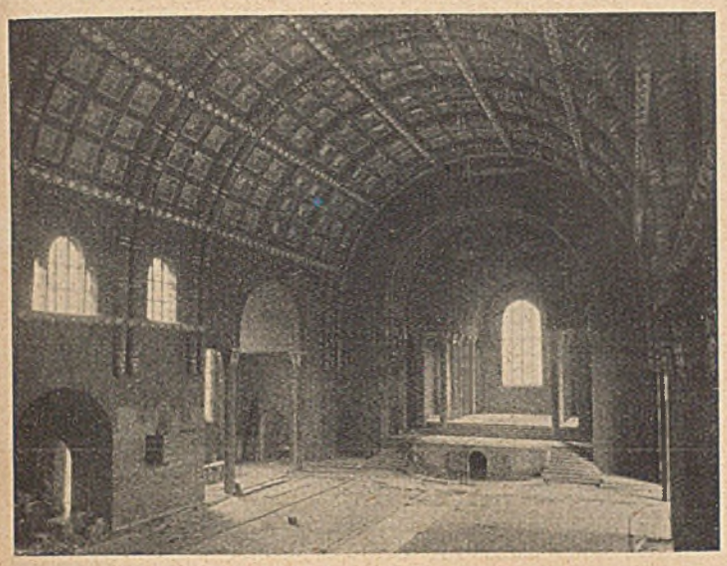


Abb. 3.

haben eine Höhe von 47 m über Boden. Die Türme sind im Querschnitt 4,80 m breit und 6,50 m lang Die Turmmauern sind zu ebener Erde 1,10 m stark und nehmen nach oben allmählich bis auf eine Mindeststärke von 0,60 m ab. Im Fundament sind die Turmmauern durch eine Eisenbetonplatte von 1 m Stärke zusammengefaßt.

Sowohl die Türme als auch die Umfassungsmauern der Kirche und die Pfeiler sind auf Fels gegründet, so daß ungleichmäßige Setzungen gänzlich vermieden sind. Der gute Felsboden wurde durchschnittlich in 2 m Tiefe und bei den Türmen allerdings teilweise erst in einer Tiefe von 5 m angetroffen. Bei der Ausschachtung der Baugruben waren insgesamt 2000 m³ Bodenmassen zu bewältigen.

Bemerkenswert ist an dem Gewölbe des Hauptschiffes, daß es nicht in der üblichen Weise von einem Querschiffgewölbe durchschnitten ist, wobei der Gewölbeschub durch Gurtbogen auf die Eckpfeiler übertragen wird. Das Hauptgewölbe läuft vielmehr ohne Unterbrechung von der Turmseite bis zum Chor durch (Abb. 3). Der kräftige Eisenbetonbalken, welcher das Hauptschiff vom Querschiff trennt, ist wohl in der Lage, die lotrechte Komponente des Gewölbeschubes aufzunehmen. Es wäre jedoch gewagt, ihm auch die Aufnahme des Seitenschubes zu überlassen. Da bekanntlich die Standsicherheit eines Gewölbes von der Unverrückbarkeit der Widerlager abhängt, so hat man in vorliegendem Fall ein solches Widerlager durch Anordnung eines auf den Umfassungswänden des Querschiffes aufliegenden schweren Eisenbetonrahmens geschaffen, der dort, wo die beiden Gewölberippen auf ihn stoßen, durch Querbalken abgeteilt ist. Das Gesamtgewicht des Rahmens ist so groß, daß schon seine Reibung allein genügt, ein Ausweichen infolge des Gewölbeschubes unmöglich zu machen.

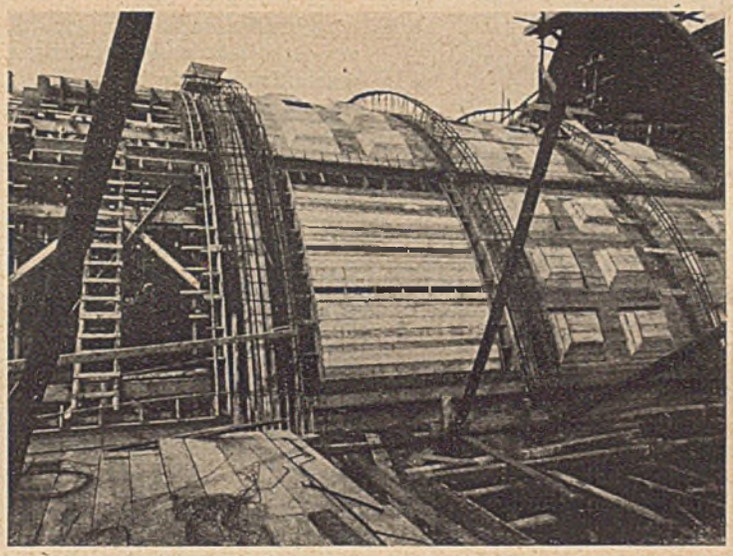


Abb. 4.

Die statische Berechnung des Gewölbes, d. h. die Ermittlung und die Festlegung der Querschnitte der Tragrippen und der Gewölbeplatte sowie auch der Auflager bzw. Widerlager erfolgte durch die ausführende Firma Hubert Rauwald G. m. b. H., Saarbrücken. Die Gewölberippen, als Zweigelenkbogen, sind nach der Elastizitätstheorie berechnet worden. Außer den schon erwähnten außen angreifenden Lasten (Nutzlast, Eigengewicht und Winddruck) wurden auch die inneren Kräfte, die infolge der statischen Unbestimmtheit auftreten (Schwind- und Wärmespannungen), berücksichtigt.

Die Höhe der Rippen, die seitlich sich an die Dachfläche anschmiegten, war durch die Dachform sowie auch durch die Form der Gewölbeleibung in ziemlich engen Grenzen festgelegt, derart, daß man genötigt war, das statisch mögliche Kleinstmaß zu ermitteln.

Ist die Achse der Gewölberippen des Hauptschiffes ein überhöhter Kreisbogen, so ist die Achse der beiden Rippen am Querschiff ein flacherer Kreisbogen mit einem Pfeilverhältnis $f/l = 1/4$. Der von diesen Rippen ausgeübte Schub ist infolgedessen auch entsprechend größer. Er wurde für die gesamte lotrechte Last zu 20 t ermittelt und erhöht sich bei Winddruck um weitere 3 t. Dieser große Seitenschub erfordert das Vorhandensein eines kräftigen Widerlagers, wie es in dem bereits beschriebenen Eisenbetonrahmen geschaffen worden ist.

Dem Gewölbe selbst als einem der wichtigsten Tragteile, der nicht nur allein sein Eigengewicht und die unmittelbar wirkende Nutzlast trägt, sondern auch das ganze Dach des Hauptschiffes und die darauf wirkenden Windkräfte aufzunehmen hat, wurde bei Entwurf und Ausführung die größte Aufmerksamkeit gewidmet. Wie aus den hier wiedergegebenen Abbildungen ersichtlich, ist das Gewölbe in sechs Doppelrippen, zwei einfache und zwei Randrippen aufgeteilt,

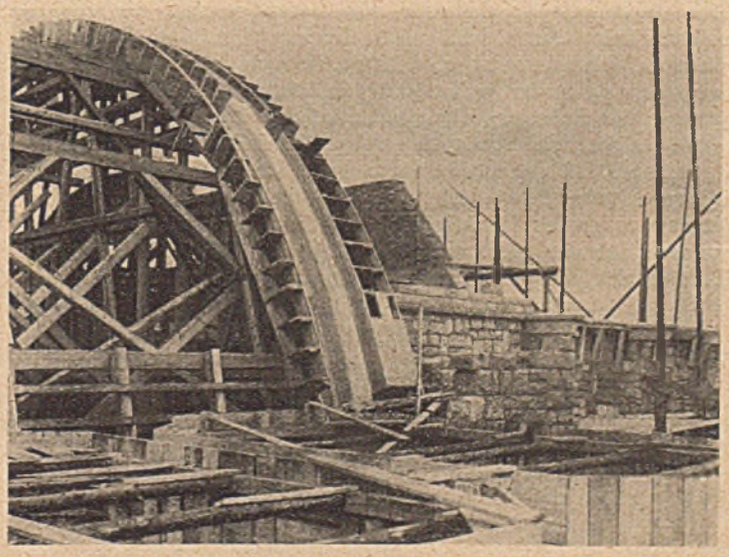


Abb. 5.

zwischen welche sich Eisenbetonplatten mit kassettenförmigen Vertiefungen (Abb. 4 u. 5) spannen. Die Gewölbedoppelrippen sind Eisenbetonbalken von 100 cm Breite und 90 cm

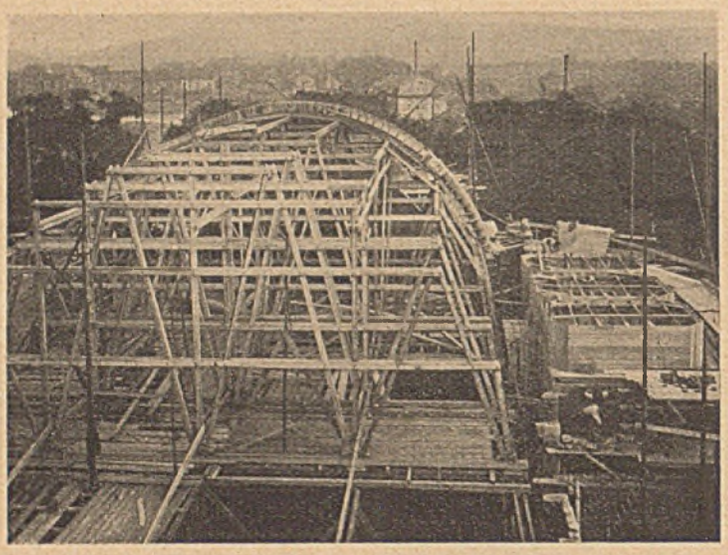


Abb. 6.

größter Höhe. Ihre Achse verläuft entsprechend der Form des überhöhten Tonnengewölbes. Die einfachen Rippen von etwa derselben Höhe haben eine Breite von 35 cm.

In statischer Hinsicht sind die Gewölbe als Zweigelenkbogen berechnet und ausgebildet, d. h. es wurden behelfsmäßige Gelenke vorgesehen, das sind Fugen, in deren Mitte die Eiseneinlagen sich kreuzen.

Die zwischen die Gewölberippen gespannte Kassettendecke hat eine Gesamtstärke von 31 cm, die aber an den Stellen der 25 cm tiefen Kassetten auf 6 cm Stärke sich verringert.

Auf Abb. 6 ist das Lehrgerüst ersichtlich, welches unter Anstrebung größter Wirtschaftlichkeit derart ausgebildet ist, daß jede Gewölberippe unterstützt. Die Deckenfelder zwischen den Gewölberippen wurden, um Holz zu sparen, nicht auf den Fußboden, sondern auf die kräftigen Pfetten des Lehrgerüstes in zweckmäßiger Weise abgestützt. Um das Nachgeben des Lehrgerüstes unter der Last der aufzubringenden Betonmassen auf ein Kleinstmaß zu beschränken, wurde der Unterbau der Binder auf eine durchlaufende Schwelle aus Beton gesetzt, die eine solche Breite hatte, daß sich die hervorgerufene Bodenpressung höchstens zu 0,30 kg/cm² errechnete. Diese Beanspruchung ist so gering, daß ein nennenswertes Zusammenpressen des Erdreichs nicht mehr möglich war.

In Abb. 7 sieht man die fertige Einschalung der Kassettendecke. Sie hat genau die Form wie später die dem Kircheninnern zugewendete Fläche des Gewölbes aufzuweisen. Dabei ist es von großer Wichtigkeit, daß die Ausschalung ohne besondere Schwierigkeit vor sich geht, d. h. daß die einzelnen Bretter sich möglichst leicht und reibungslos vom erhärteten Beton loslösen, ohne daß die Kanten der spitzwinkeligen Profile abbrechen. Besondere Maßnahmen wurden ergriffen, um dieses Ziel zu erreichen. Günstig war zunächst der Umstand, daß die Schalungsformen für die Vertiefungen der Decke nach oben sich verjüngen, so daß, wenn die Haftkraft überwunden ist, das Herausnehmen der Bretterschalung leicht vonstatten geht. Um sicher zu gehen, hat man die Schalungsflächen, welche mit dem Beton in Berührung kommen, vor dem Betonieren geölt und damit ein Ankleben möglichst vermieden.

Es sollen hier noch kurz die Ausführungsfristen erwähnt werden. Am 1. März 1923 erhielt die Firma Hubert Rauwald G. m. b. H., Saarbrücken den Auftrag für die Rohbauarbeiten. Mitte April waren die Fundamente fertig betoniert und Mitte Dezember wurde bereits das Hauptgewölbe geschlossen. Im Dezember und Januar unterbrachen für einige Zeit strenge Wintertage die Maurer- und Betonarbeit, so daß die Türme bis Mitte April 1924 bis zum Hauptgesims fertig waren. Inzwischen war das Hauptdach mit Dachpfannen eingedeckt und die Kupfereindeckung der Turmhelme begann. Für die Fertigstellung des Rohbaues, d. h. der Mauer- und Betonarbeiten, bleibt nach Abzug der Frost- und Regentage als Fertigstellungsfrist die überraschend kleine Zeit von nur 11 Monaten übrig.

Dies Bauwerk zeigt, daß bei sachlicher Zusammenarbeit von Architekt und Ingenieur, eine gute städtebauliche Lösung geschaffen werden kann. Unsere heutige Zeit fordert dringend

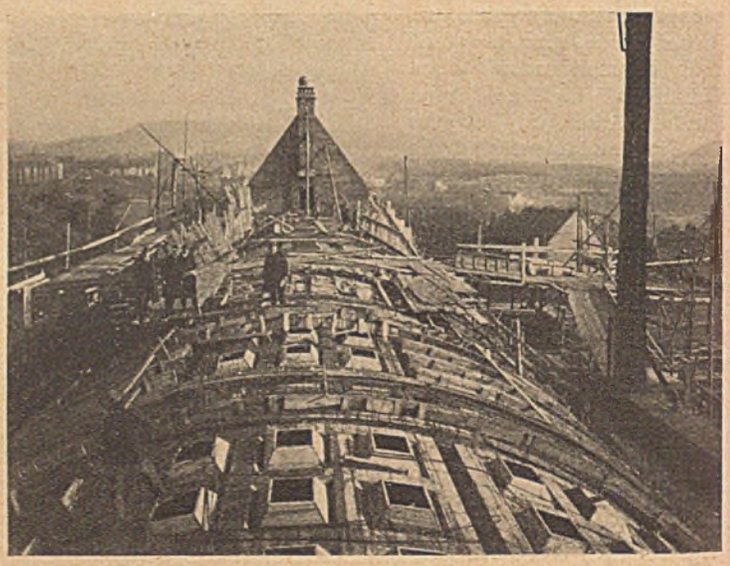


Abb. 7.

diese Zusammenarbeit, und die beiden Träger der Baukunst, Architekt und Ingenieur, müssen die Wege finden, um eine größere Einheitlichkeit als die heutige zu schaffen. Eine solche Einheitlichkeit ist aber nur zu erreichen durch freiwillige gegenseitige Annahme zeitgültiger Anregungen, deren Verarbeitung, Variierung und Ausreifung.

NEUERE BETON- UND EISENBETONBAUTEN.

Von Dr.-Ing. E. L'Allemand, Dresden.

(Ausführungen der Firma Walter Rüde.)

Für Abraumbetriebe der Braunkohlenwerke wird sehr häufig die Frage nach der wirtschaftlichsten Ausbildung von Unterführungen ein- oder mehrgleisiger Strecken gestellt. Die Antwort fällt natürlich verschieden aus, je nachdem, ob es sich um Kreuzungen von Straßen oder Eisenbahnlinien in mehr oder weniger großer Tiefe handelt und für welche Zeitspanne die Benutzung der Bauwerke in Frage kommt. Eine wichtige Rolle spielt hierbei auch die Aufrechterhaltung des Verkehrs. Gewöhnlich stehen bei Straßenunterführungen Balken- oder Bogentragwerke und Tunnel, bei Eisenbahnunterführungen eiserne Überbauten auf gemauerten oder betonierten Widerlagern und Tunnel zur Wahl. Wiederholt durchgeführte Vergleichsberechnungen haben gezeigt, daß etwa bei einem Höhenunterschied der Verkehrswege von 7—8 m Tunnelbauwerke am zweckmäßigsten sind. Als „Tunnel" werden hierbei unbewehrte oder bewehrte, in offener Baugrube hergestellte und nachträglich durch Bodenmassen überschüttete Betongewölbe verstanden.

Die statische Untersuchung solcher Bauwerke erfolgt meist für den endgültigen Zustand, d. i. für volle Überschüttung unter Berücksichtigung der entsprechenden Verkehrslasten. Bei größerer Mächtigkeit der Deckschicht wird mitunter auch die Abminderung der Scheitelbelastung nach den Erfahrungen bei Gebirgsdruck in Rechnung gestellt. Der Spannungsnachweis wird gewöhnlich auf Grund der Lage der Stützlinie erbracht, ein Verfahren, das in Anbetracht der Unsicherheit bei Ermittlung der ausschlaggebenden Erddrücke gerechtfertigt und genügend genau ist. Durch das Bestreben, die Tunnelform dem Verlauf der Stützlinie anzupassen, ergeben sich sehr geringe Spannungen. Dieser Umstand darf jedoch nicht dazu verleiten, die Abmessungen zu verringern, da sonst die Spannungen, welche beim Hinterfüllen und Überschütten des Bauwerkes entstehen, nicht mehr aufgenommen werden können. Die Kraftwirkungen hierbei sind viel gefährlicher als die Belastungen im Gebrauchszustande. Es ist nötig, daß man sich hierüber unterrichtet und die auftretenden Spannungen bezüglich ihrer Größe beurteilt, um erforderlichenfalls die Abmessungen zu verstärken. Mit Rücksicht auf diese vorübergehenden Belastungszustände braucht man jedoch die Spannungsgrenzen nicht in der Weise einzuhalten, wie es im endgültigen Zustande zu geschehen hat. Auch werden die Erddrücke kaum sofort in der rechnungsmäßigen Stärke wirken, wenn man im vorhinein in dieser Beziehung nicht zu günstige Voraussetzungen gemacht hat. Die gefundenen Spannungen sind daher mehr nach ihrer ziffermäßigen Größe in bezug auf die zulässige Festigkeit zu bewerten.

Das den verschiedenen Belastungszuständen entsprechende Wandern der Stützlinie ist aus Abb. 1 zu ersehen. Der dargestellte Stampfbetonquerschnitt wurde bei der Unterführung der Abraumbahn des Betriebes Viktoria II der Niederlausitzer Kohlenwerke in Senftenberg (N.-L.) gewählt. Die Stützlinie 1 ergibt sich bei einer Hinterfüllung bis zum Tunnelscheitel, Stützlinie 2 bei Überschüttung von 2 m, und die Stützlinien 3′ und 3″ entsprechen der Grenzlage im endgültigen Zustande. Man sieht, daß bei Beginn des Zuschüttens nicht unwesentliche Zugspannungen eintreten, insbesondere in den als Widerlager wirkenden Teilen des Querschnittes, z. B. in Fuge c von 8,3 kg/cm². Wie schon erwähnt, ist dieser Wert in Anbetracht der beim Fortschreiten der Überschüttung sich allmählich günstiger gestaltenden Spannungszustände nicht bedenklich, so unzulässig er auch für den Gebrauchszustand des Bauwerkes wäre. Man kann bei Mischungsverhältnissen von 1 : 6 bis 1 : 9 Zugspannungen von 15—9 kg/cm² nach 28 Tagen zulassen, ohne Berichtigungen der Abmessungen des Bauwerkes vornehmen zu müssen. Zeigen die drei Stützlinien gewissermaßen die Gefahr, welcher ein solches Bauwerk beim gleichmäßigen Anschütten ausgesetzt ist, so erkennt man weiter, wie unzulässig das Vortreiben sogenannter einseitiger Kippen ist, da die Stützlinien noch viel größere Ausschläge ergeben. Ein derartiges Vorgehen muß unter allen Umständen zu Rißbildungen in Tunnelgewölben führen, wenn nicht mitunter noch unliebsamere Erscheinungen eintreten. Es ist daher von größter Wichtigkeit, daß auch die Ausführung der Überschüttung planmäßig erfolgt, genau überwacht und rasch vorgenommen wird, um das Bauwerk schnell in den ruhigen Gebrauchszustand überzuführen.

Nachstehend noch einige kurze Bemerkungen über Durchbildung und Ausführung des Bauwerkes. Der Tunnel für den

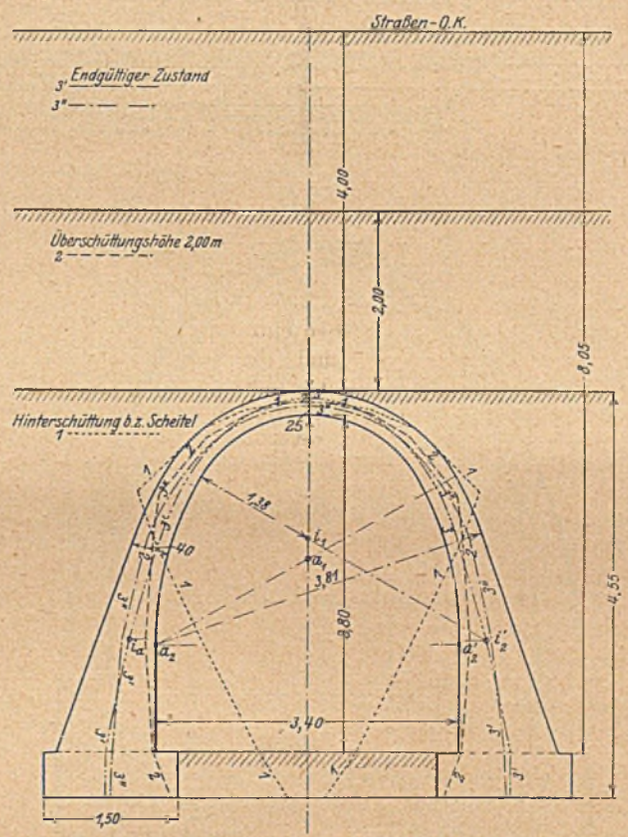


Abb. 1.
Stützlinienverlauf bei verschieden hoher Überschüttung.

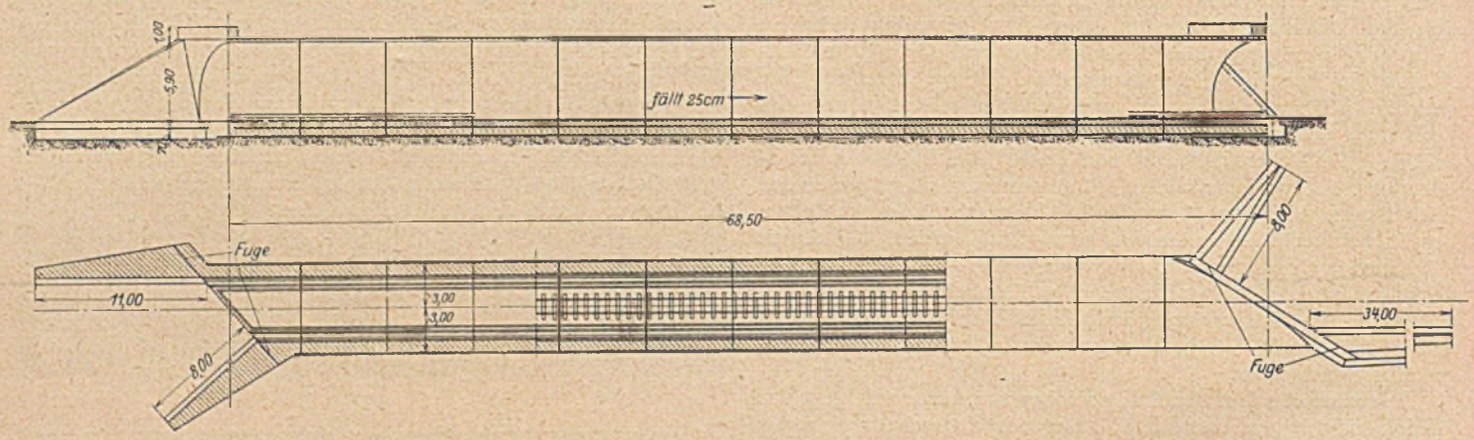
Betrieb Viktoria II ist, wie bereits erwähnt, in nicht bewehrtem Beton hergestellt, da die Ende 1922 herrschenden Preisverhältnisse und der auf der Baustelle zur Verfügung stehende gute Kiessand diese Ausführungsart am zweckmäßigsten erscheinen ließen. Arbeitsfugen sind im Tunnel in etwa 5 m Abstand angeordnet. Die Flügel sind vom Tunnelkörper gleichfalls durch Fugen getrennt. Rücken- und Seitenflächen sind durch Papplagen bzw. Anstrich gegen eindringende Feuchtigkeit geschützt. Die Innenschalung des Tunnels wurde über das auf die ganze Länge gebaute Untergerüst abschnittsweise vorgezogen und wiederholt benutzt. Während des Baues wurde der Straßenverkehr durch eine hölzerne einspurige Notbrücke, welche über den rd. 8 m tiefen, verzimmerten Einschnitt führte, aufrechterhalten. Besondere Sorgfalt wurde auf das beiderseits gleichmäßig fortschreitende Verfüllen verwendet; erst das letzte, etwa 1,5 m hohe Stück wurde einseitig gekippt.

Neben dem Bestreben, die Spannungen im endgültigen Zustand niedrig anzusetzen, um den ungünstigen Einfluß der

allmählichen Anschüttung auszugleichen, kann auch eine Sicherung durch Einbau einer Bewehrung erfolgen, welche naturgemäß zu schwächeren Querschnittsabmessungen führt. Die Eiseneinlagen des Tunnels, im Gebrauchszustand nicht ausgenützt, haben dann die Aufgabe, die Spannungen aufzunehmen, welche beim Überschütten des Bauwerkes auftreten.

Nach diesem Grundsatz wurde 1925 der fast 70 m lange Tunnel für die „Bubiag" (Braunkohlen- und Brikettindustrie A.-G., Werksdirektion Mückenberg, N.-L.) auf Friedländergrube auf zunächst freiem Platze ausgeführt. Die trotz des guten Baugrundes (feste, trockene Kohle) angeordnete Eisenbetongrundplatte wird durch die beträchtliche Dammhöhe von 11 m erforderlich. Die Tunnelröhre Abb. 2 besteht aus zehn Regel- (Mittel-) Stücken von 5,70 m Länge und zwei verschieden großen Endstücken, welche die schrägen Stirnabschlüsse bilden. Der Tunnelquerschnitt ist beiderseits bewehrt und weist die aus der Abbildung ersichtliche Sohlenausbildung für die Entwässerung und das Schotterbett auf. Als Abdichtung gegen eindringende Tagewässer wurde über dem Tunnelrücken eine Papplage mit Ziegelschutzschicht vorgesehen. Lediglich die steilen seitlichen Wandflächen, an welchen das Sickerwasser rasch abläuft, erhielten einfachen Grudronanstrich. Gegen die auslaufende Dammböschung sind bis zu 34 m lange Flügel aus nicht bewehrtem Betonmauerwerk angeordnet.

Für die Ausführung ist kennzeichnend die abschnittsweise Herstellung der Stöße. Die leichte Zerlegbarkeit der Rüstung sowie die Verwendung größerer Brettafeln gestatten ein äußerst rasches Entfernen und Wiederaufbauen der Schalung. Durch siloartige Vorratskästen für Kies und Feinschlag, in welche sich die auf der Dammkrone stehenden Wagen unmittelbar entleerten, konnte selbsttätig die genaue Füllung des Mischkastens der Maschine vorgenommen werden. Diese Einrichtung in Verbindung mit dem fahrbaren hölzernen Gießturm ermöglichte das Betonieren eines Regelstückes in wenigen Stunden. Die Herstellung der Endstöße erfolgte zuletzt, wobei die Rüstung der Regelstöße unverändert verwendet werden konnte.



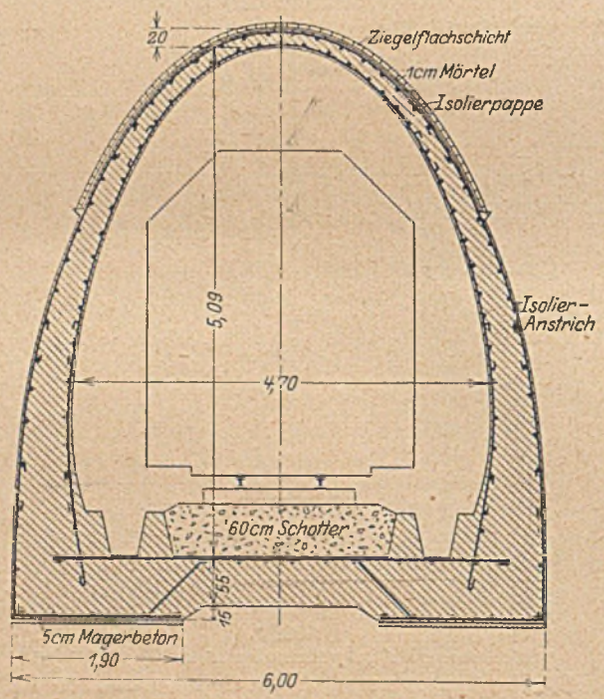


Abb. 2. Tunnel auf Friedländergrube.

Etwa vier Monate nach Fertigstellung wurde das Bauwerk nach genau festgelegtem Plane überschüttet und wird seit über einem Jahre durch Abraum und Kohlenzüge befahren. Abb. 3 zeigt den Tunnel im fertigen Zustande.

II.

Die in den letzten Jahren lebhafte Entwicklung der Oberlausitzer Textilindustrie hat zur Errichtung einer Reihe neuzeitlicher Betriebsstätten für Färbereien, Webereien, Spinnereien usw. geführt. Nach der Größe sowohl als auch nach den Schwierigkeiten der zu lösenden technischen Fragen am bedeutendsten ist die in den Jahren 1924/26 in Zittau errichtete Mechanische Weberei der Firma P. C. Neumann, G. m. b. H., (Barmen)[1].

Abb. 3. Tunnel auf Friedländergrube.

[1]) Der Entwurf der ganzen Fabrikanlage stammt von dem Bauingenieur- und Architekturbüro Löwe u. Wäntig (Zittau), welchem auch die Bauleitung oblag und das sich eine eingehende Veröffentlichung vorbehält. Mit Rücksicht darauf wird im folgenden nur das technisch interessanteste Bauwerk, der Flachbau, behandelt. Bemerkt sei, daß die Schauseiten von Prof. Fahrenkamp (Düsseldorf) herrühren. Der Firma Walter Rüde, Niederlassung Dresden, waren die Gesamtarbeiten für den Rohbau übertragen, welche ihrerseits die Fa. Dyckerhoff u. Widmann A.-G., Dresden, mit der Ausführung der Bohrpfähle und das Baugeschäft Zeissig u. Läuter (Zittau) mit den Maurerarbeiten betraute.

Außer der eigentlichen Weberei für 500 Stühle sind Räume für die zugehörigen Vorbereitungsabteilungen, die Presserei, sowie für Lagerung und Versand fertiger Waren vorgesehen. Dampf wird in einem besonderen Kesselhaus erzeugt, dagegen der elektrische Strom aus dem naheliegenden Großkraftwerk Hirschfelde bezogen. Das im Süden der Stadt Zittau an der Bahn nach Oybin gelegene Gelände wurde durch Verlegung und Fassung des sogenannten „Pfortmühlengrabens" fast restlos für die Bebauung ausgenutzt. Die etwa 13 000 m² bebaute Fläche umfassende Fabrikanlage besteht aus dem rd. 11 000 m² großen Flachbau mit anschließendem Auto- und Torhaus nebst Bürogebäude sowie Krafthaus (Kesselhaus, Schaltraum, Koagulation), Kläranlage, Beamtenwohn- und Pförtnerhaus.

Bodenuntersuchungen ergaben, daß tragfähiger Baugrund in Form von festgelagertem groben Kies erst in einer Tiefe von rd. 6 m unter Gelände u. i. M. 4 m unter Grundwasserstand lag. Mit Rücksicht auf die durch die Zufahrt (Sedanstraße) vorgeschriebene Höhenlage des Fabrikfußbodens wurde als wirtschaftlichste Gründung die Anordnung einer Eisenbetonplatte auf Beton-Bohrpfählen ermittelt. Abgewichen wurde hiervon nur bei Gründung der tiefer liegenden Gebäudeteile (Keller) und Bauwerke (Schornsteinsohle, Kläranlage). In diesen besonderen Fällen wurde je nach den auftretenden Lasten entweder auf die Kiesschicht oder höher, auf aufgeschüttetem Boden, gegründet und demgemäß die Beanspruchung des Baugrundes bemessen.

Die Beton-Bohrpfähle, je nach der Tiefe des tragfähigen Bodens etwa 5—6 m lang, sind entsprechend den Tragbalken des Fußbodens oder den Stützen des Sägedaches in Reihen bzw. Gruppen (Bündeln) angeordnet, 30 cm stark und an jenen Stellen, wo das vorhandene Gelände tiefer liegt als der Fußboden, mit bewehrten Betonstützen aufgepfropft. Die Pfahlbelastung beträgt je nach der Länge 12—15 t. Durch kurze Eisengeflechte wird eine verläßliche Verbindung zwischen Pfahl und Balken bzw. Grundplatte der Stützen gewährleistet. Die Bauart des freitragenden Fußbodens ist ein Rippentragwerk: zwischen den auf Pfählen ruhenden 3,2—3,6 m voneinander entfernten Balkensträngen gleicher Bauhöhe ist eine 13—16 cm starke Platte gespannt. Die Stützweite der Balken schwankt zwischen 3,60 und 4,15 m. Temperatur- und Schwindwirkungen, vornehmlich mit Rücksicht auf das Sägedach, werden durch Längs- und Querfugen eingeschränkt (vgl. Abb. 4); sie begrenzen gleichzeitig die einzelnen Bauabschnitte der Ausführung. An den Fugen liegen Doppelbalken. Abweichungen von diesen Regelfällen sind hauptsächlich an der Süd-(Mühlgraben-)Seite sowohl infolge der dort gelegenen, von den großen Arbeitssälen getrennten, besonderen Räume (Aborte, Speisesäle, Schlosserei usw.) als auch durch die schräg angelegte

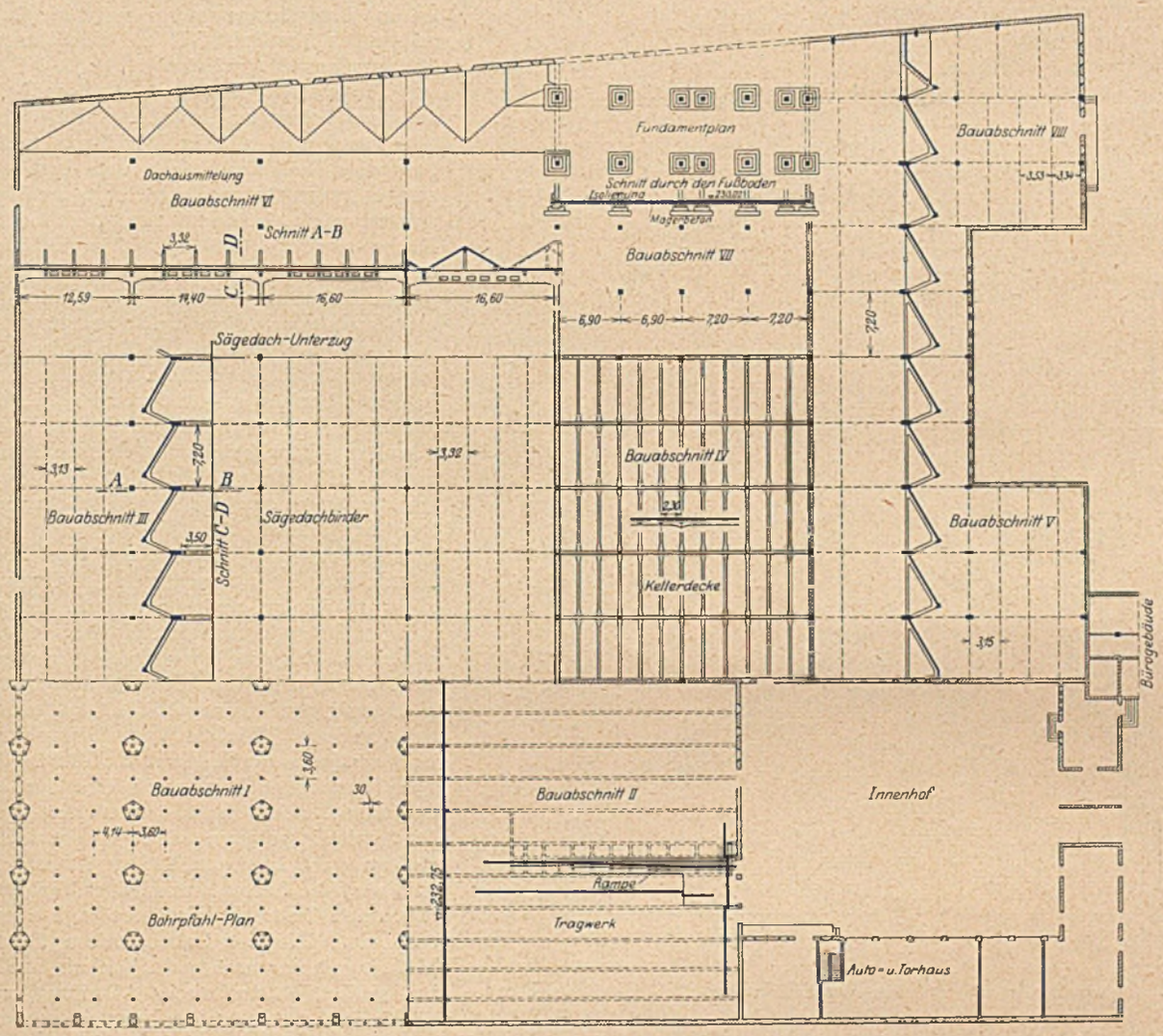


Abb. 4. Übersichtsplan des Fußbodens und Daches der Fabrikanlage P. C. Neumann, Zittau.

Gebäudeflucht vorhanden. Die geringen Nutzlasten der rd. 2000 m² großen Kellerdecke ergaben als zweckmäßigste Ausbildung eine Rippendecke von der in Abb. 4 eingezeichneten Trägerteilung. Infolge der knappen Raumhöhe haben die Nebenbalken durchweg gleiche Bauhöhe. Wie bereits erwähnt, ruhen die Stützen auf tiefgeführten Einzelgründungen. Der im Bereiche des Grundwassers liegende Teil des Kellers ist mit einer doppelten Papplage gedichtet. Über dem Bett des alten Mühlgrabens ist die Stampfbetonsohle des Kellers durch eine freitragende aus Eisenbeton ersetzt worden. Die Nutzlasten betragen in der Weberei 500 kg/m², in den Lagerräumen

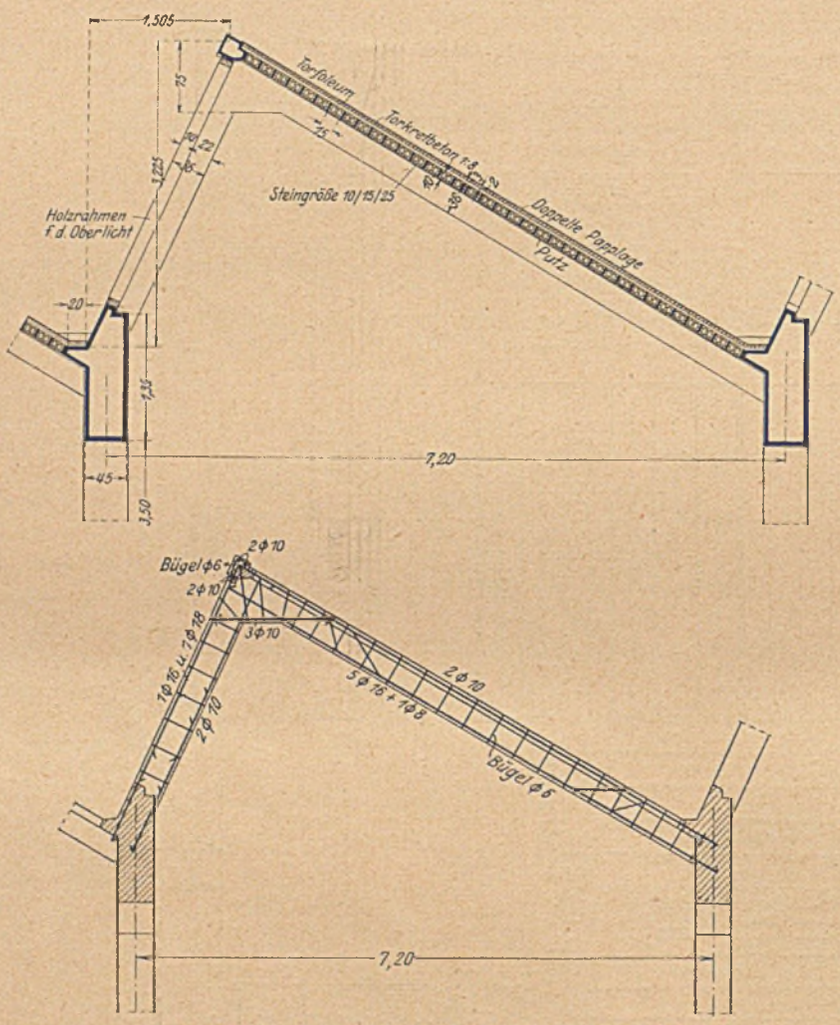


Abb. 5. Sägedachbinder und Dachhaut der Fabrikanlage P. C. Neumann, Zittau.

600 kg/m², im Presseraum 1000 kg/m² und im Mustersaal 400 kg/m².

Über den in Abb. 4 eingetragenen Fußbodenflächen I—VIII ist ein Säge- (Shed-) Dach vorgesehen, gekennzeichnet für den weitaus größten Teil durch die in Abständen von 3,13—3,60 m angeordneten, auf weitgespannten Unterzügen ruhenden Binder, welche im flachen Teil durch eine bewehrte Hohlsteindachhaut verbunden sind und in deren steilen Dachflächen das Oberlicht liegt (Abb. 5). Die Sägedachbinder, deren Stützweiten 7,20 bis 9,05 m betragen, sind als Zweigelenkrahmen ohne Zugband berechnet. Abweichend hiervon — mit Zugstangen — sind die Binder in den Endfeldern (Sedanstraße, Mühlgraben) sowie in dem Lager- und Versandraum bzw. Musterlager durchgebildet (Abschnitte V und VIII). Der Zusammenhang der Rahmen über den Stützpunkten (Unterzügen bzw. Stützen) wurde vernachlässigt und dementsprechend baulich durchgebildet. Betrachtet man die Binder in Abschnitt I, so heben sich bei lotrechter Belastung (Eigengewicht, Schnee) die in den Gelenken der mittleren Binder auftretenden wagerechten Auflagerkräfte auf. Lediglich in den Endbindern verbleiben derartige Schubkräfte, welche durch die Randunterzüge auf die Stützen und Fundamente übertragen werden. Ebenso liegen die Verhältnisse in den Abschnitten III und VI. Die Zugbänder in den Endfeldern der Abschnitte I und VI bezwecken nur eine Verteilung der Spannungen. Wagerecht wirkende Lasten (Wind) ergeben in den Tragwerken der Abschnitte I und VI entsprechende Auflagerkräfte. Temperatur und Schwindeinfluß wirken ähnlich. Die Binder der Abschnitte V und VII erhalten durchweg Zugbänder; bei lotrechten Lasten entstehen somit keine wagerechten Auflagerkräfte. Die Windkräfte der Endbinder werden in Abschnitt V auf die in den seitlichen Umfassungswänden angeordneten Stützenreihen, in Abschnitt VII auf die Stützen längs des Mühlgrabens übergeleitet.

Die massive Dachhaut der Sägedächer besteht aus einer bewehrten Hohlsteinplatte (Bauart Kleine) ohne Aufbeton mit in Mörtelbett verlegtem isolierendem Torfoleumbelag, der durch eine 2 cm starke Torkretbetonschicht mit Drahtgewebe geschützt wird. Darauf befindet sich eine doppelte Dachpappenlage (Abb. 5). Die geknickten Binder des Sägedaches sind durch eine Firstpfette versteift. Je nach Bedarf sind die Zugbänder der Binder sichtbar oder ummantelt. Die weitgespannten Unterzüge, welchen die wichtige Rolle der Übertragung wagerechter Kräfte zufällt, sind besonders kräftig in dieser Beziehung gestaltet und gleichzeitig durch Aussparungen möglichst leicht ausgebildet. Die den einzelnen Bauabschnitten entsprechenden Fugen werden dadurch gebildet, daß die Sägedachbinder auf Auskragungen der Unterzüge ruhen und dort frei beweglich sind.

Infolge der Verwendung von hochwertigem Portlandzement einerseits und der Berücksichtigung aller möglichen Belastungszustände andererseits wurden Betondruckspannungen bis 60 kg/cm² zugelassen. Für die Verwendung von hochwertigem Zement war jedoch nicht die Forderung nach höherer Festigkeit, sondern die Abkürzung der Bauzeit ausschlaggebend. Mit der Verwendung von rd. 900 t hochwertigem Portlandzement dürfte der im Juli 1924 begonnene Bau wohl eine der ersten Ausführungen mit diesem veredelten hydraulischen Bindemittel gewesen sein. Mangelnde Erfahrung zu Baubeginn ließ verschiedene Untersuchungen des hochwertigen Zements und seines Verhaltens im verarbeiteten Zustande als unbedingt erforderlich erscheinen. Die im Laboratorium (Versuchs- und Materialprüfungsamt an der Technischen Hochschule in Dresden, Bautechnische Abteilung) und auf der Baustelle vorgenommene Versuche umfaßten:

1. Untersuchung der verschiedenen Zementmarken (360 Versuche).
2. Ermittlung der richtigen Verteilung der Zuschlagstoffe (6 Versuche),
3. Prüfung von Betonprobekörpern auf Druckfestigkeit (54 Versuche),
4. Prüfung von Probebalken (3 Versuche).

Die mittlere Druckfestigkeit des hochwertigen Zementes betrug nach 7 Tagen 302,3 kg/cm², nach 28 Tagen 465,5 kg/cm². Für die Zugfestigkeit wurden 26,2 kg/cm² bzw. 41,7 kg/cm² nach 7 bzw. 28 Tagen gefunden. Auf die Festigkeitszahlen des Handelszementes bezogen, ergab sich für hochwertigen Zement eine i. M. um 19 bzw. 15% höhere Druckfestigkeit. Für die Zugfestigkeit betrug die Erhöhung 14 bzw. 3%. Die Abweichungen vom errechneten Mittelwert waren beim Handelszement größer, hochwertiger Zement erschien also gleichmäßiger. Das Alter der untersuchten Probewürfel schwankte von 7 Tagen bis zu 4 Monaten. Bei dem als zutreffend gefundenen Mischungs-

verhältnis 1 Teil Zement : 4 ½ Teilen Kiessand : 1 ½ Teilen Feinschlag wurden bei baumäßiger Herstellung durchschnittliche Festigkeiten von 170—190 kg/cm² erreicht. Es muß allerdings festgestellt werden, daß die Vergleichsversuche mit Handelszement zu Festigkeitszahlen führten, die denjenigen des hochwertigen Zementes nicht viel nachstanden. Das in den neuen Bestimmungen vorgeschriebene Verhältnis $W_{e\,28} : W_{b\,28} = 2 : 1$ wurde ungefähr bestätigt. Die Versuche mit Probebalken ergaben ähnliche Werte für Druckfestigkeit. Ferner wurde gefunden, daß ein ausgesprochen ungünstiger Einfluß nasser Witterung oder kälterer Jahreszeit nicht besteht, wenn auch die Erhärtung des Betons langsamer vor sich geht.

Über die Bauausführung ist zu bemerken, daß Fußboden und Dach in 96 bzw. 104 Arbeitstagen hergestellt wurden. Etwa vier Wochen nach Arbeitsbeginn des Fußbodens wurde mit dem Aufstellen der Dachschalung begonnen. Dies konnte nur durch Verwendung von hochwertigem Zement bei Ausführung des Fußbodens erreicht werden, da hierdurch die Benutzbarkeit der betonierten Fläche binnen kurzer Frist ermöglicht wurde. In einem Arbeitstag wurden etwa i. M. 115 m² Fußboden bzw. Dachfläche ausgeführt. Die Fußboden- bzw. Dachflächen

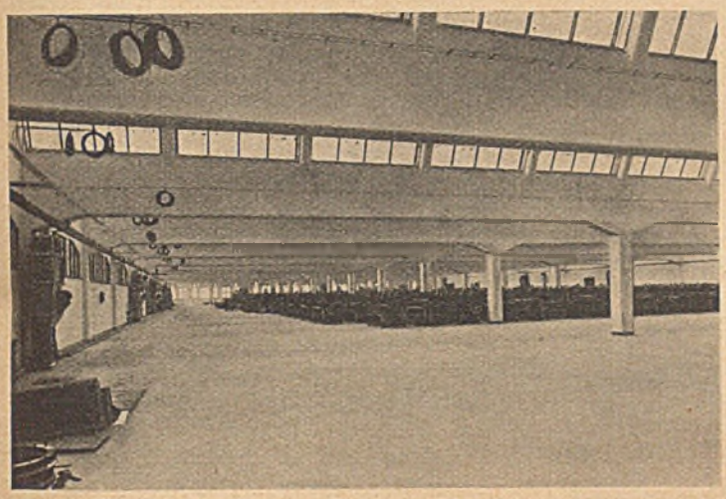


Abb. 6. Websaal.

wurden von der Sedanstraße gegen den Mühlgraben zu in Angriff genommen und die einzelnen Bauabschnitte der Reihen I—VI und II—VII abwechselnd vorgetrieben. Zuletzt wurden Abschnitt V und VIII erledigt. Der Fußboden wurde z. T. auf dem durch eine Magerbetonsohle vorbereiteten Boden ausgeführt. Die sich in den einzelnen Abschnitten oft wiederholenden Balkenzüge und Platten wurden trotz gewisser Unterschiede in den Spannweiten mit gleichen äußeren Abmessungen durchgebildet, um auf diese Weise eine mehrfache Verwendung der einmal vorgerichteten Schalung zu ermöglichen. In noch ausgedehnterem Maße wurden diese Grundsätze bei der Herstellung des Daches befolgt. Das ganze Untergerüst der Sägedachbinder wurde in jedem Felde zweiteilig gestaltet, abgebunden und mit Rücksicht auf leichte Umstellungen durch Rollen fahrbar ausgebildet. Angefertigt wurden drei Rüstungsunterbauten von Abschnittslänge (etwa 45 m) und Sägedachbreite (etwa 7 m). Auf diesen Gerüsten konnte dann die obere Abstützung der vorgerichteten Binderkasten und Deckentafeln schnell vorgenommen werden. Es dauerte z. B. das Aufstellen eines Feldes von 45 m Länge, d. i. 300 m² Schalung, nur 2 Tage. Das Ausschalen der Dachbinder wurde nach 6 Tagen vorgenommen. Beim Betonieren (Muldenkipperbetrieb) wurden Tagesleistungen von 150 m² erzielt. Nachdem mehrere Abschnitte des Daches fertiggestellt waren, wurde mit der Ausführung des Dachhautbelages (Torfoleum, Torkretbeton mit Drahteinlage) begonnen. Durchschnittlich wurden 200 m² geleistet.

Abb. 6 zeigt eine Innenaufnahme des Websaales.

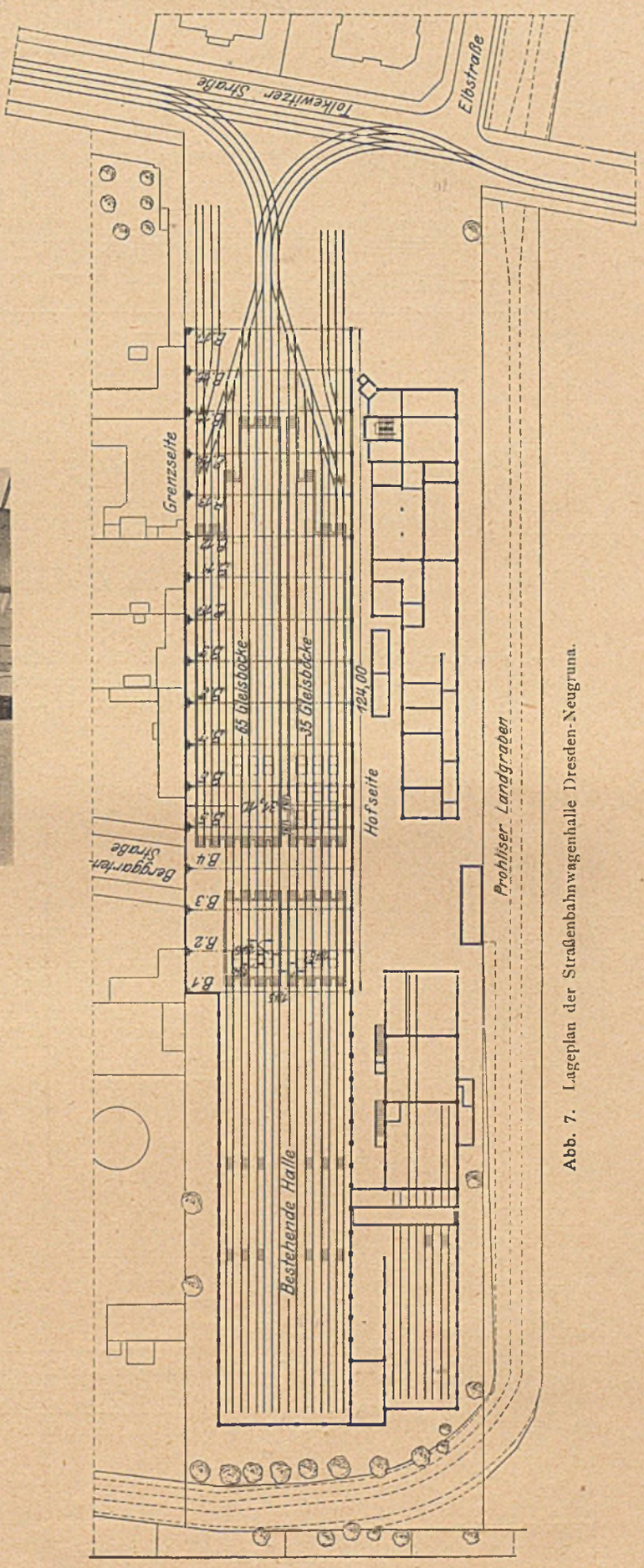


Abb. 7. Lageplan der Straßenbahnwagenhalle Dresden-Neugruna.

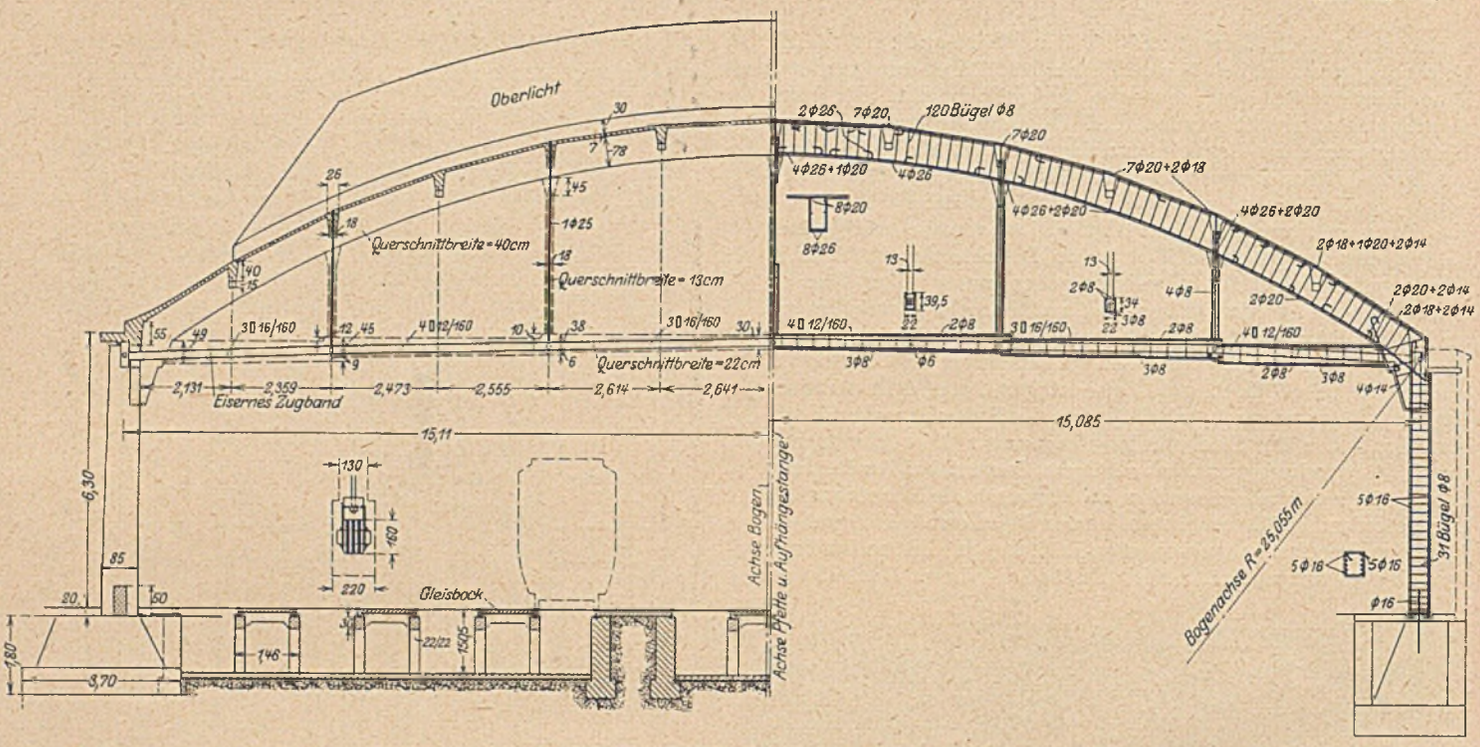


Abb. 8. Regelbinder und Gleisböcke.

III.

Aus einem wiederholten Wettbewerb zwischen Eisen- und Eisenbetonbauweise für den Neubau einer Wagenhalle, welchen die Direktion der städtischen Straßenbahnen zur Erweiterung des Straßenbahnhofes Dresden-Neugruna (Abb. 7) im Januar 1925 ausschrieb, ging schließlich erfolgreich die Ausbildung eines Eisenbeton-Bogendaches hervor, was um so bemerkenswerter ist, als es sich um eine freie Spannweite von über 30 m handelt und die von seiten der Behörde der Massivbauweise infolge ihrer unleugbaren Vorteile zugebilligten Mehrkosten verhältnismäßig gering waren.

Zur endgültigen Ausführung wurde das in Abb. 8 dargestellte Rippendach gewählt, dessen Berechnung und Ausführung nachstehend kurz besprochen werden.

Die in Abständen von 7,75 m vorgesehenen Binder sind nach der Kreisform ausgebildete Zweigelenkbogen mit aufgehobenem Horizontalschube. Die festen Auflager sind durch eingespannte, auf der Hofseite gelegene Stützen gekennzeichnet, während die Pendelstützen an der Grenzseite als wagerechte Gleitlager wirken. Hänge- und Zugstangen wurden nach dem Anspannen bzw. Sprengen aus baulichen und betrieblichen Gründen ummantelt. Die Pfetten sind im Bereiche des Oberlichtes als einfache Balken mit überkragenden Enden, am Kämpfer durchlaufend gestaltet. Die eigentliche Dachhaut besteht aus einer 7 cm starken Eisenbetonplatte und ist durch zwei Doppelfugen gegen ungünstige Einflüsse von Temperaturschwankungen und Schwinden gesichert.

Die statische Berechnung der Binder erstreckt sich auf folgende Belastungszustände:

1. ständige Belastung (Eigengewicht),
2. Schnee (halbseitig und voll),
3. Wind (rechts und links),
4. Temperatur (Schwinden).

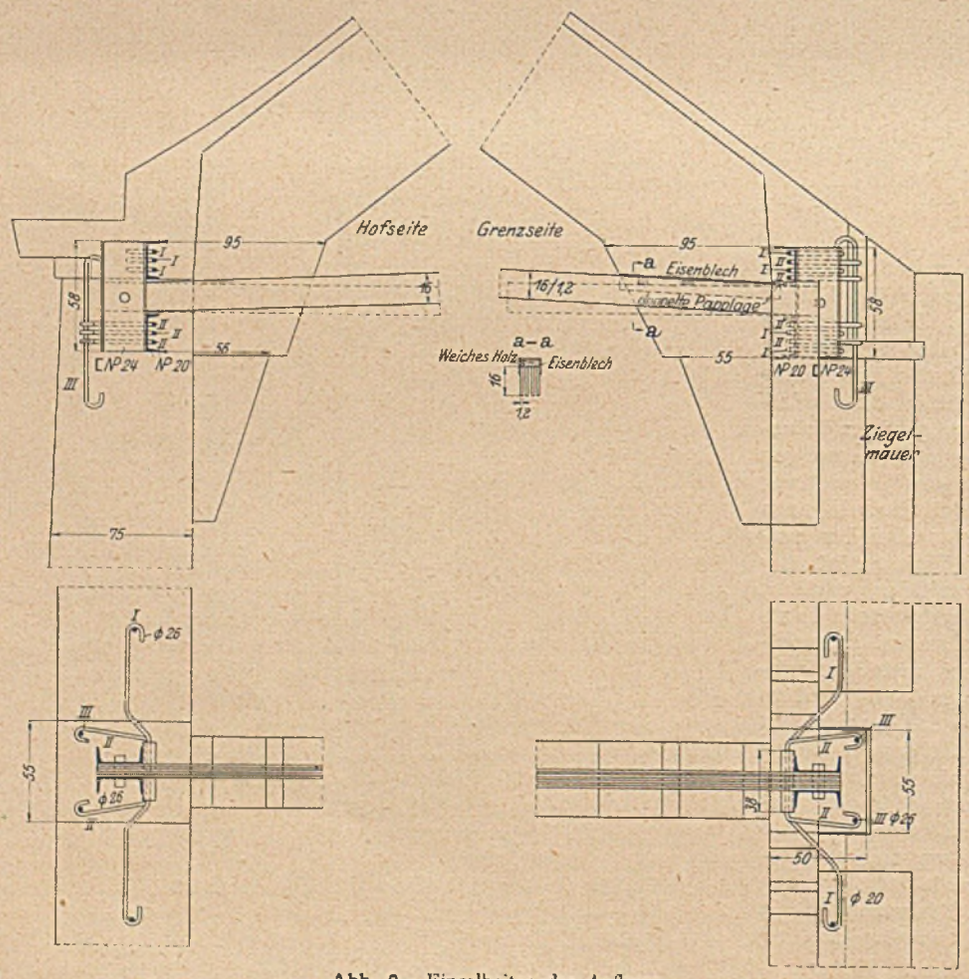


Abb. 9. Einzelheiten der Auflager.