

ARMIERTER BETON.

1911. JANUAR.

INHALT:

Die Haupthalle des Empfangsgebäudes im neuen Personenbahnhof Karlsruhe. Von Dipl.-Ing. Spangenberg und Dipl.-Ing. Stark (Karlsruhe). S. 1.
Die graphische Dimensionierung doppelt armierter Eisenbetonplatten und -Plattenbalken. Von Dipl.-Ing. Hugo von Bronneck (Stuttgart). S. 10.
Mitteilungen aus der amerikanischen Praxis. Zusammengestellt von Dipl.-Ing. F. l'Allemand (Berlin). S. 15.

Bericht über die Tätigkeit des Königl. Materialprüfungsamtes zu Groß-Lichterfelde im Betriebsjahre 1909/1910. Mitgeteilt von Ing. H. Burchartz (Gr. Lichterfelde). S. 21.
Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 24.
Bücherbesprechungen. S. 28. — Neue Bücher. S. 28.

DIE HAUPTHALLE DES EMPFANGS-GEBÄUDES IM NEUEN PERSONENBAHNHOF KARLSRUHE.

Von Dipl.-Ing. Spangenberg,
Direktor

und

Dipl.-Ing. Stark,
Ingenieur

der Aktiengesellschaft Dyckerhoff & Widmann in Karlsruhe.

Das Empfangsgebäude des neuen Personenbahnhofes Karlsruhe ist im Herbst 1910 im Rohbau beendet worden und damit sind auch die umfangreichen Beton- und Eisenbetonkonstruktionen dieses Baues fertiggestellt, deren Gesamtkosten den Betrag von rd. 600 000 M erreichen und deren Ausführung bis auf einen kleinen Teil durch das Karlsruher Haus der Aktiengesellschaft Dyckerhoff & Widmann erfolgte. Für den Umfang der dabei geleisteten konstruktiven und rechnerischen Arbeit spricht die Zahl der im ganzen erforderlichen Zeichnungen: 216 Blatt.

Die Arbeiten zerfallen in drei Gruppen, die auch auf Grund dreier besonderer Ausschreibungen vergeben wurden: 1. Die Gründungsarbeiten, 2. die große Mittelhalle und 3. die Deckenkonstruktionen.

Die Deckenkonstruktionen unterscheiden sich nicht wesentlich von den üblichen Konstruktions-typen, wenn auch die großen Spannweiten — bis zu 13,50 m in den Wartesälen — in Verbindung mit den aus architektonischen Gründen gering anzunehmenden Konstruktionshöhen zumeist recht erhebliche konstruktive Schwierigkeiten boten. Die Unterzüge dieser weit gespannten Decken konnten fast durchweg als untere Querriegel der Eisenbetonrahmenkonstruktionen des Dachgeschosses ausgebildet werden. Diese Rahmenkonstruktionen weisen infolge des unregelmäßigen Grundrisses und der dadurch bedingten Dachformen sehr viele verschiedene Formen und statische Anordnungen — Zweigelenrahmen mit Zugband, volle vier-

seitige Rahmen usw. — auf. Finden sich darunter auch u. a. Rahmen von fünffacher statischer Unbestimmtheit, so gehen doch Konstruktion, Spannweite und Belastung nicht über das auch anderwärts schon ausgeführte Maß hinaus, so daß sich eine besondere Besprechung erübrigt.

Die große, ganz in Eisenbeton mit steinmetzmäßiger Bearbeitung der Sichtflächen ausgeführte Haupthalle verdient jedoch infolge ihrer Ausdehnung und Spannweite, ihres konstruktiven Aufbaues und ihrer architektonischen Gestaltung besondere Beachtung. Eine allgemeine Beschreibung dieser Halle ist bereits in einem in der Hauptversammlung des deutschen Betonvereins am 25. Februar 1910 gehaltenen Vortrag gegeben, der in der Deutschen Bauzeitung 1910, Nr. 25, 30, 31, 33 u. 34 veröffentlicht ist. Im nachstehenden soll die Ausführung der Halle, einschließlich der Gründungsarbeiten in etwas eingehenderer Weise beschrieben werden, als dies im Rahmen eines mündlichen Vortrags möglich ist, insbesondere soll auch die statische Berechnung des Bauwerkes vorgeführt werden. Die in dem genannten Vortrag bereits gegebene Beschreibung der allgemeinen Anordnung der Halle muß dabei zum besseren Verständnis hier wiederholt werden.

Der neue Hauptbahnhof Karlsruhe ist ein Durchgangsbahnhof; vor den Gleisen liegt das langgestreckte Empfangsgebäude, dessen Mitte die Haupthalle in Form eines ungleichmäßigen Kreuzes einnimmt (vergl. den Grundriß Fig. 1 und die Aufrisse und Schnitte Fig. 2 u. 3). Um die

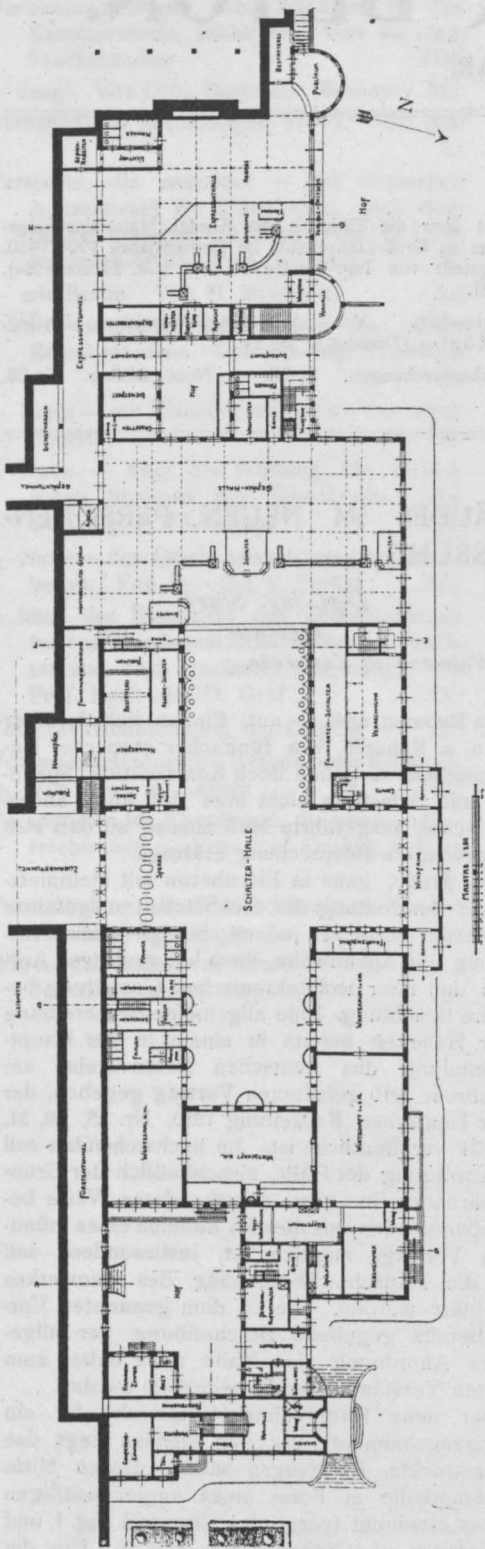


Fig. 1. Grundriß des Empfangsgebäudes im neuen Personenbahnhof Karlsruhe.

Halle gruppieren sich die Räume für das Gepäck, für die Ausgabe der Fahrkarten sowie die Wartesaale. Die rund 70 m lange Schalterhalle hat 18 m lichte Weite, während die 45 m lange Durchgangshalle, die vom Haupteingang zu dem Hauptzugangstunnel unter den Gleisen führt, 17 m Lichtweite besitzt. Die lichte Höhe beträgt bei beiden Hallen 14 m. Die Schalterhalle ist von einer Halbkreistonne von 18 m Spannweite überwölbt, deren Kämpfer also 5 m über dem Fußboden liegen. Da die Durchgangshalle eine um 1 m geringere Spannweite besitzt, so ist sie bei gleicher Kämpferhöhe durch eine stehende Halbellipse überwölbt. Hätte man sie gleichfalls durch eine Halbkreistonne überwölbt, so wären die Grate des Kreuzgewölbes an der Durchdringungsstelle der beiden Hallen keine ebenen Kurven geworden, sondern es hätten sich seitliche Abweichungen von etwa 12 cm ergeben. Die innere Fläche der Durchgangshalle läuft als vollkommen glatte Tonne durch, die der Schalterhalle dagegen ist in den beiden Armen durch quadratische Lichtöffnungen durchbrochen, an die sich nach unten hin noch Betonkassetten anschließen. Die Lichtöffnungen erhalten Verglasungen in goldgelber Farbe. Die Glasflächen bilden eine Fortsetzung der unteren Betonkassetten und zwar so, daß die Tiefe der Betonkassetten und der durch die Verglasungen entstehenden Kassetten nach dem Scheitel des Gewölbes hin zunimmt (vergl. den Querschnitt der Schalterhalle Fig. 3 und die Innenansicht Fig. 4). Zum Schutz der verglasten Lichtöffnungen gegen Rauch und Ruß ist mittels einer leichten Eisenkonstruktion noch eine äußere Verglasung mit Lüftungsaufsätzen auf die Betonkonstruktion aufgesetzt. Im übrigen erfolgt die Beleuchtung der Halle durch zwei große Stirnglasflächen, die in dem Schürzenbinder der Durchgangshalle nach der Bahnseite zu und in dem westlichen Endbinder der Schalterhalle liegen.

Die gesamten Innenflächen sind in Vorsatzbeton aus Basaltmaterial ausgeführt, der nach der Erhärtung mit dem Zweispitz bearbeitet wurde. Es ist dabei nicht etwa versucht worden, einen Naturstein vorzutauschen, sondern man hat sich bemüht, bei der Auswahl der Körnung des Vorsatzmaterials und bei der Bearbeitung den Betoncharakter zur Geltung zu bringen. Die sämtlichen nicht kassettierten Betonflächen erhalten eine Verzierung und Belebung durch aufgetragene Vergoldungen.

Der untere Teil der Seitenwände sollte bis in 3,13 m Höhe über Fußboden ursprünglich mit Tonkacheln verkleidet werden; auf Grund der von uns ausgeführten Versuche hat sich der entwerfende Architekt, Prof. Stürzenacker in Karlsruhe, jedoch für eine Ausführung dieser Flächen in geschliffenem und poliertem Kunstbeton aus Basaltgrus und -Feinschotter entschlossen. Das

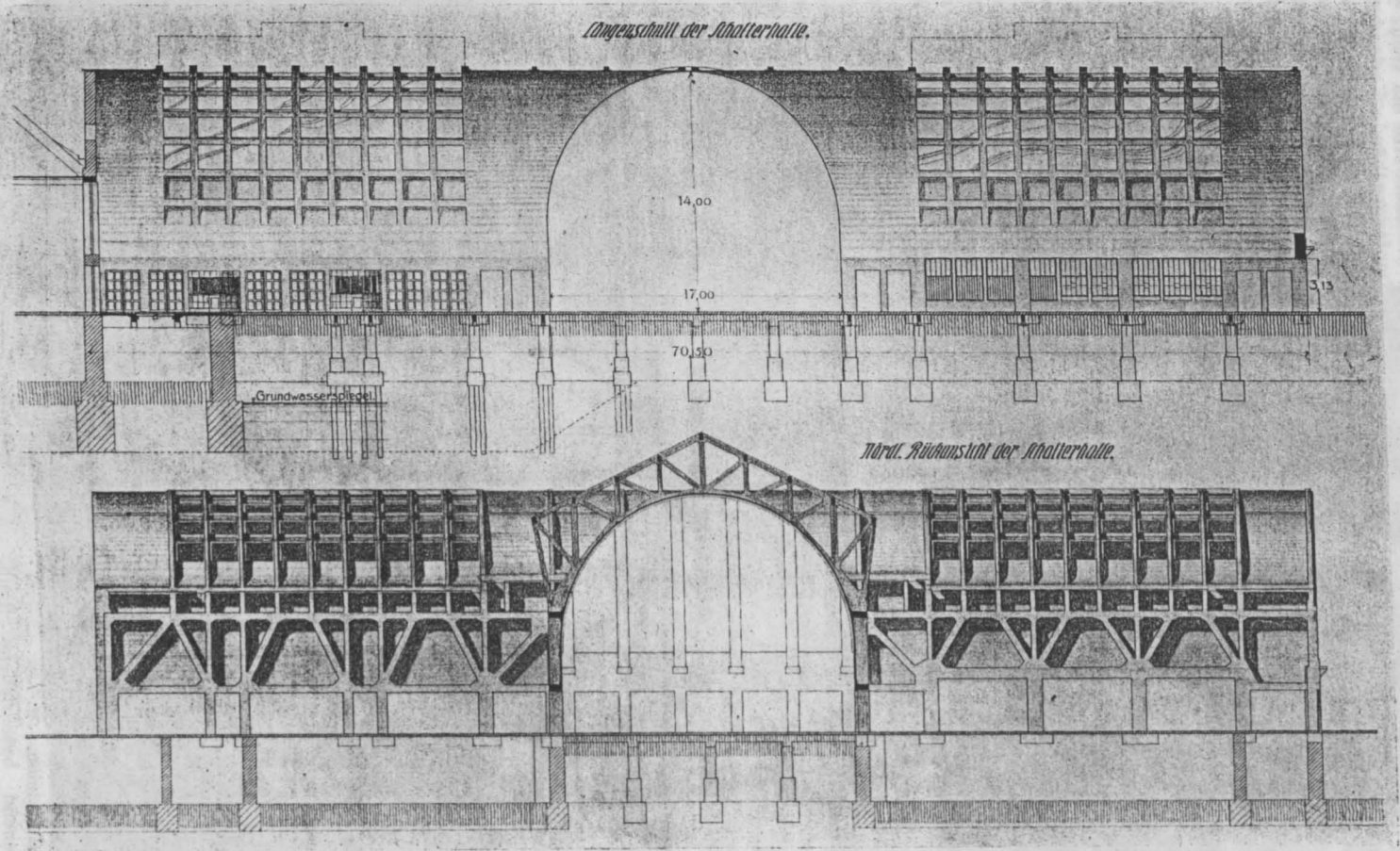


Fig. 2.

Längenschnitt und Rückansicht der Schalterhalle.

Innere der Halle erhält dadurch einen einheitlichen Charakter und der Baustoff wird überall unverkleidet gezeigt. In konstruktiver Beziehung bietet die Ausführung dieser polierten Betonflächen noch den Vorteil, daß diese in ihrer Stärke für die tragende Konstruktion ausgenutzt werden können. Denn auch hier wird der Vorsatzbeton mit der Eisenbetonkonstruktion an Ort und Stelle

Stürzenacker her, der seinerzeit bei dem Wettbewerb um das Empfangsgebäude Karlsruhe den III. Preis erhielt und dessen Entwurf der Ausführung zugrunde gelegt wurde. Bei dem architektonischen Entwurf der Halle ist freilich etwas wenig Rücksicht auf die Erfordernisse der Konstruktion genommen worden, wodurch für den Eisenbeton allerdings eine Reihe reizvoller und

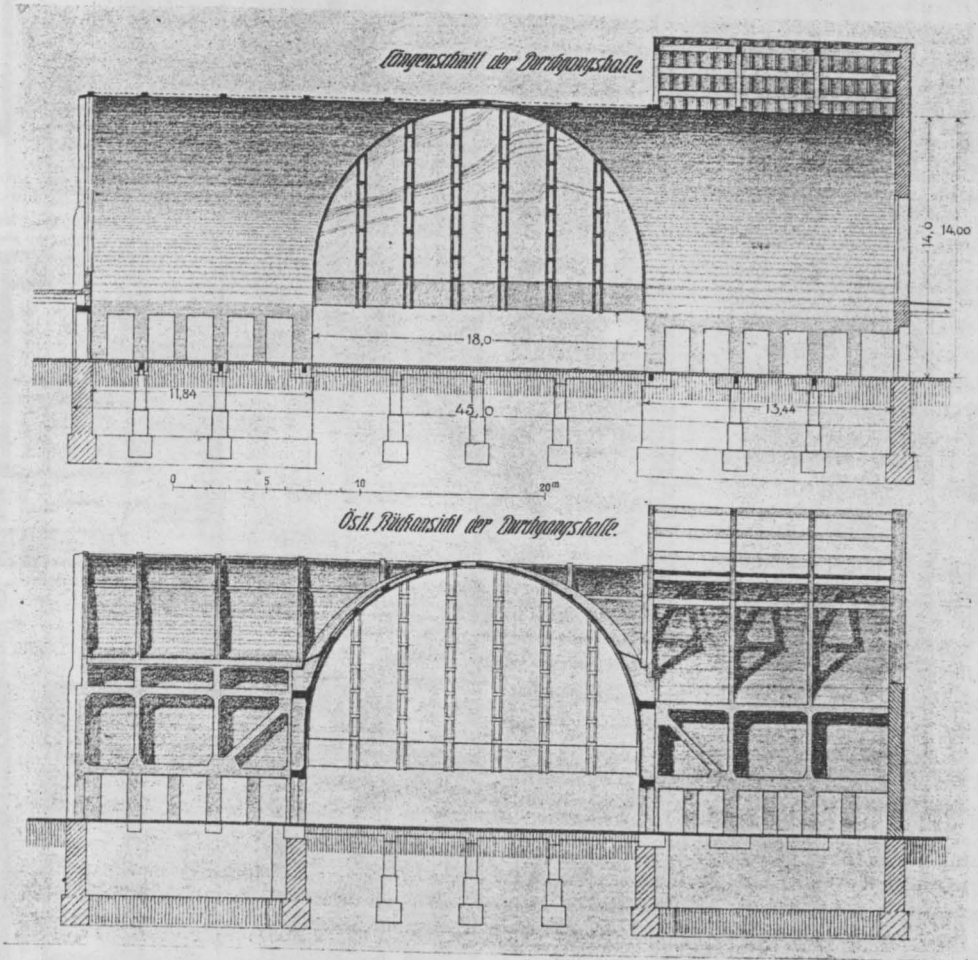


Fig. 3.

Längenschnitt und Rückansicht der Durchgangshalle.

gestampft und später durch Schleifen und Polieren am Bau selbst fertig gestellt. Eine derartige Ausführung von Betonflächen ist nach der Kenntnis der Verfasser neu; es ist auch erst nach langen und mühsamen Versuchen gelungen, in Farbe und Flächenbehandlung ein befriedigendes Ergebnis zu erzielen.

Die vorstehend beschriebene Raum- und Flächengestaltung der Halle rührt von Prof.

eigenartiger Aufgaben entstanden. Die Hauptschwierigkeit bestand in der großen Zahl von Öffnungen für Türen und Schalter, die in den unteren Teilen der Hallenwände freizuhalten waren.

Die Halle ruht auf dem Kellermauerwerk, welches seinerseits auf Betonfundamenten steht, die im westlichen Teile des Gebäudes etwa 1,5 m Höhe haben, da dort der tragfähige Baugrund (Kiessand) erreicht wurde. Der östliche Teil der

Halle, sowie die anschließenden Teile des Bahnhofgebäudes liegen aber in einem See, dem sogenannten großen Lautersee, der vor Jahren durch Ausbaggern künstlich hergestellt worden ist und etwa 2,5 m Wassertiefe besitzt. Er wurde gelegentlich der Bahnhofumbauten zugefüllt, nur war es nicht möglich, wegen der Hindernisse, welche bestehende Bahnlinien dem Erdmassentransport zurzeit boten, den See vor Gründung des Empfangsgebäudes auszufüllen. Es mußte daher eine Gründung mittels Schüttbodyeton zwischen Spundwänden erfolgen. Auf Bild 5 sieht man die Seefläche und die Einrichtung für die Gründungsarbeiten. Nachdem mittels Schwimmbagger der Seeboden von Schlamm gereinigt und geebnet war, erfolgte das Rammen der Spundwände mittels schwimmender Dampftramme. Auf dem horizontalen Holmen der Spundwände wurde dann ein Wagen fahrbar angeordnet, der 2 Trichter zur Einbringung des Schüttbodyetons zwischen den Spundwänden trägt. Der Abstand der Spundwände und die Breite der Fundamentbankette war 2,10 m. Deshalb wurde zu der An-

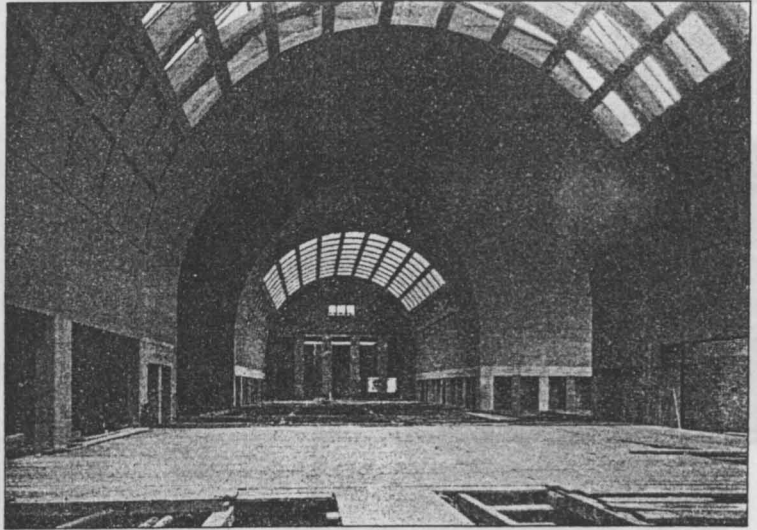


Fig. 4.

Innenansicht der Schalterhalle.

ordnung von zwei nebeneinander stehenden Schüttrichtern gegriffen, weil ein Trichter die Breite nicht beherrschen konnte, und eine Querbeweglichkeit, wie sie bei größeren Fundamentbreiten gewählt wird, hier zu kompliziert erschien. Parallel mit dem Trichterwagen liegt auf einem Gerüst das Zufahrtsgleis für die Betonanfuhr. Auf diesem Gleis läuft neben dem Trichterwagen

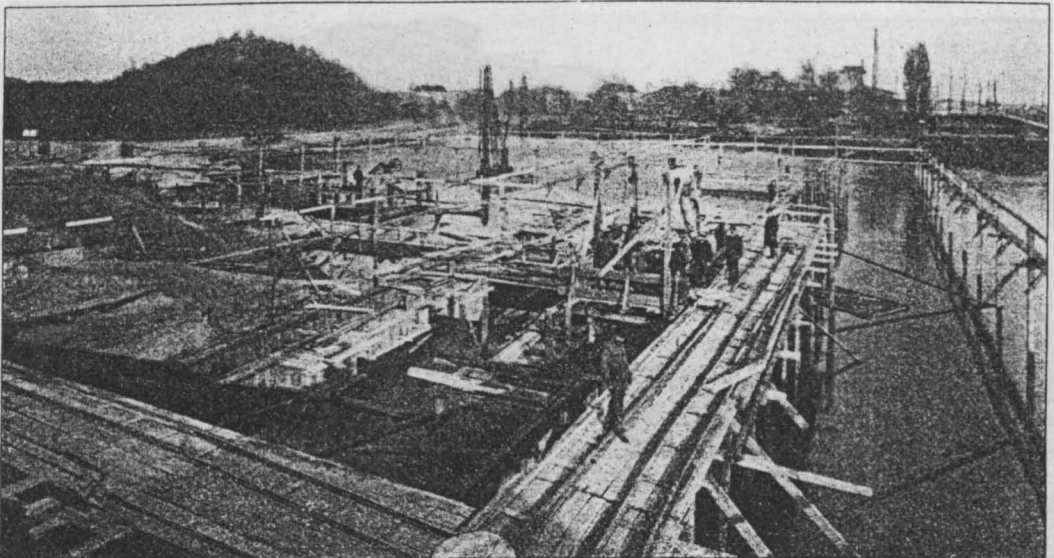


Fig. 5.

Gründungsarbeiten im Lautersee (Trichterbetonierung).

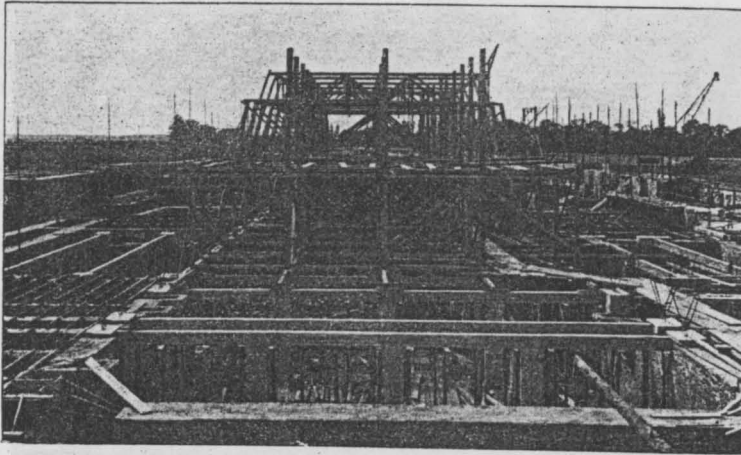


Fig. 6.

Auflagerquader und Zugbandkonstruktion. Beginn des Gerüstbaues.

auf Rollen eine fahrbare Drehscheibe mit Kletterzungen, die das Zufahrtsgleis ständig in Verbindung mit dem Trichterwagen hält.

Die Spundwände konnten nach Erhärten des Betons wieder entfernt werden, da ja die Fundamente einige Zeit später umfüllt wurden. Diese Gründung mittels Schüttbodyen hat sich kaum teurer gestellt, als eine Gründung nach Zufüllung des Sees, zumal die sehr groben Einfüllungs-massen für eine Betonpfahlgründung Schwierigkeiten geboten hätten. Vor dem Beginn des eigentlichen Hallenbaues war es jedoch möglich,

den See gänzlich zuzufüllen.

Die Fig. 6—9 zeigen die Ausführung der Halle in verschiedenen Bauzuständen. Bei dem Gerüst (Fig. 6, 7 u. 8) sind etwa im oberen Drittel Keile zum Ablassen angeordnet; es ist so konstruiert, daß die Drücke auf die in Fig. 6 ersichtlichen Zugbandbetonstützen zusammengeführt werden, die also gleichzeitig den Unterbau des Gerüsts bilden. In der Längsrichtung sind möglichst Sprengwerkkonstruktionen zur Verminderung der Holz-mengen angeordnet (Fig. 11, rechts). Fig. 7 zeigt einen Teil des Gerüsts mit der

Verschalung für die Tonne, gesehen von der Höhe der Erdgeschoßdecke, links wird bereits die Eisenarmierung der fachwerkartigen Wandkonstruktion aufgestellt.

Die Konstruktion der Halle, deren Grundriß in Fig. 10 dargestellt ist, besteht im wesentlichen aus einem System von Bogenbindern, zwischen die sich die eigentliche innere Hallenschale spannt. Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, die Bogenbinder als Dreigelenkbögen auszuführen, mit Fußgelenken in Höhe des Hallenbodens und mit Scheitelgelenken, da eine Ein-

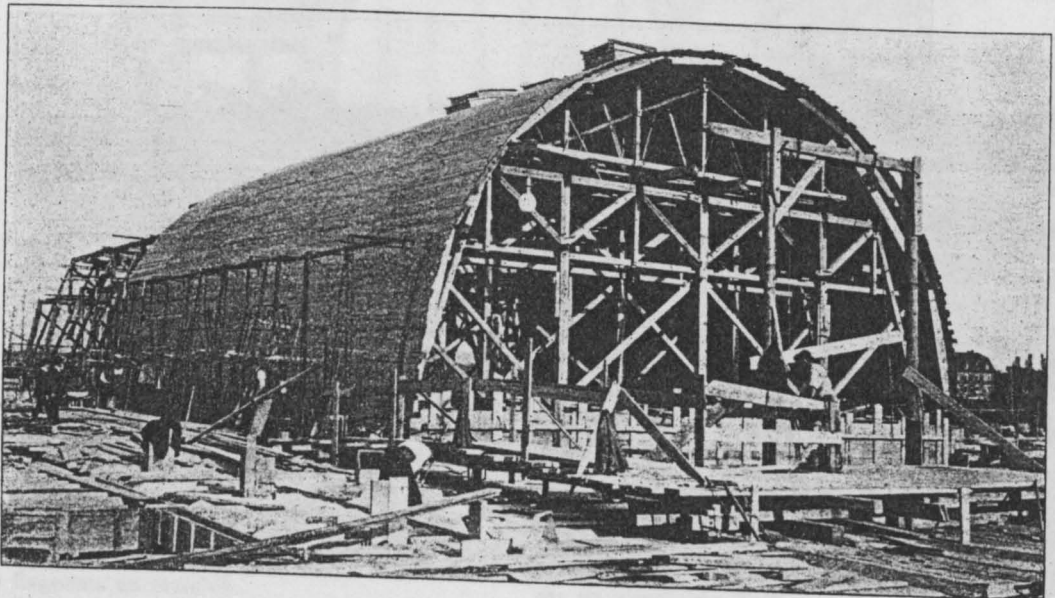


Fig. 7.

Gerüst der Schalterhalle mit anschließender Einschalung der Erdgeschoßdecken.

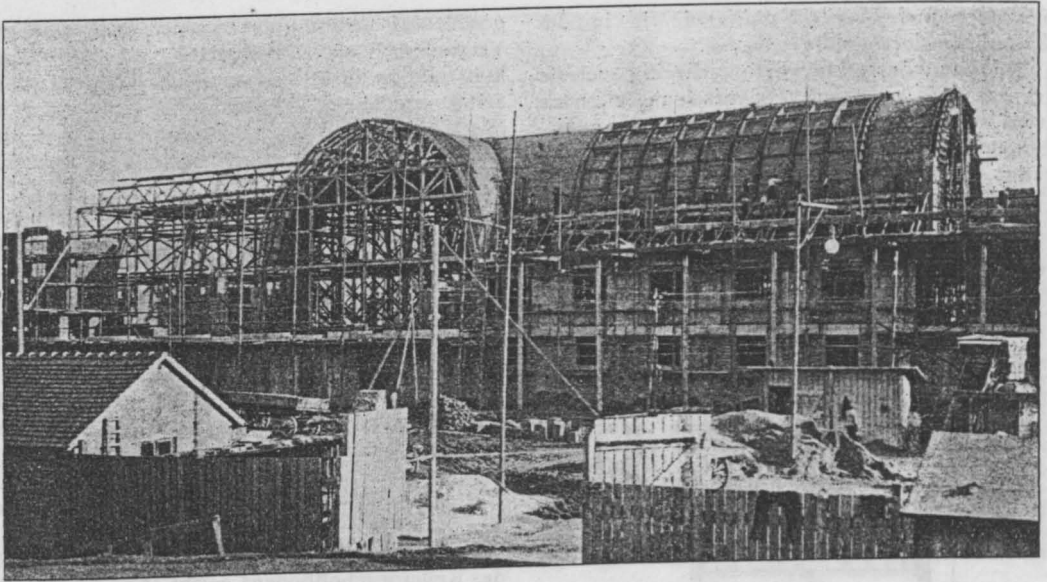


Fig. 8.
Gesamtansicht des Hallenbaues.

spannung am unteren Ende sich nicht ermöglichen ließ und da im Scheitel bei Ausführung eines Zweigelenkrahmens keine Druckplatte für die dann dort auftretenden positiven Momente zur Verfügung stand, die Binder also sehr schwer geworden wären. Außerdem aber wurden auf diese Weise Wärmespannungen vermieden.

Der Hauptgrund für die Wahl eines Dreigelenkbogens bestand jedoch darin, daß zum Teil die Pfosten des Erdgeschosses an anderer Stelle als die Binder der Halle liegen, daß also eine Zwischenkonstruktion zwischen Binder und Erdgeschoßpfosten zur Übertragung der Binderkräfte und -momente geschaffen werden mußte, deren Deformationen sich schwer in die Elastizitätsgleichungen einer statisch unbestimmten Bogenform hätten einführen lassen.

Diese in der Schalterhalle notwendige Zwischenkonstruktion besteht größtenteils aus symmetrischen Sprengwerken zwischen einem oberen und unteren durchlaufenden Wandriegel, die jeweils zwei Bogenrippen abzufangen und auf die Fußpfosten der beiden benachbarten Binder abzustützen haben (Fig. 2, 11 u. 12). Am

östlichen Ende der Schalterhalle ist außerdem auch ein unsymmetrisches Sprengwerk zur Abfangung eines Randbinders neben dem Oberlicht notwendig geworden.

In der Durchgangshalle ist eine wesentlich einfachere Durchbildung der Wandgestaltung möglich gewesen, da dort die Binder nicht gegen die Erdgeschoßpfosten versetzt sind. Zur Versteifung der Binder gegeneinander ist hier lediglich

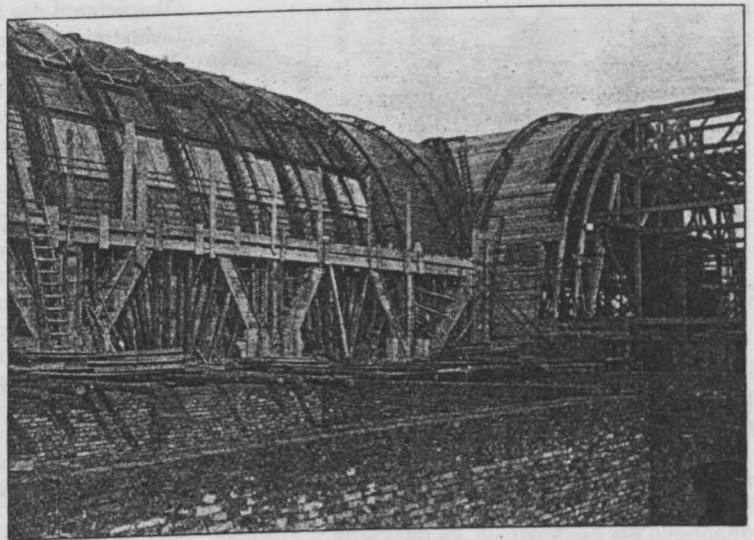


Fig. 9.
Eiseneinlagen für die Binder der westlichen Schalterhalle.

der untere und obere Wandriegel wie in der Schaltherhalle durchgeführt (Fig. 3).

Die Wandkonstruktion hat gleichzeitig auch die stark exzentrisch und unsymmetrisch angreifenden Lasten der anschließenden Gebäudeteile aufzunehmen, was bei der Dimensionierung berücksichtigt wurde.

Die Eisenbetonkonstruktion zwischen den Bindern besteht aus Eisenbetonplatten, die in

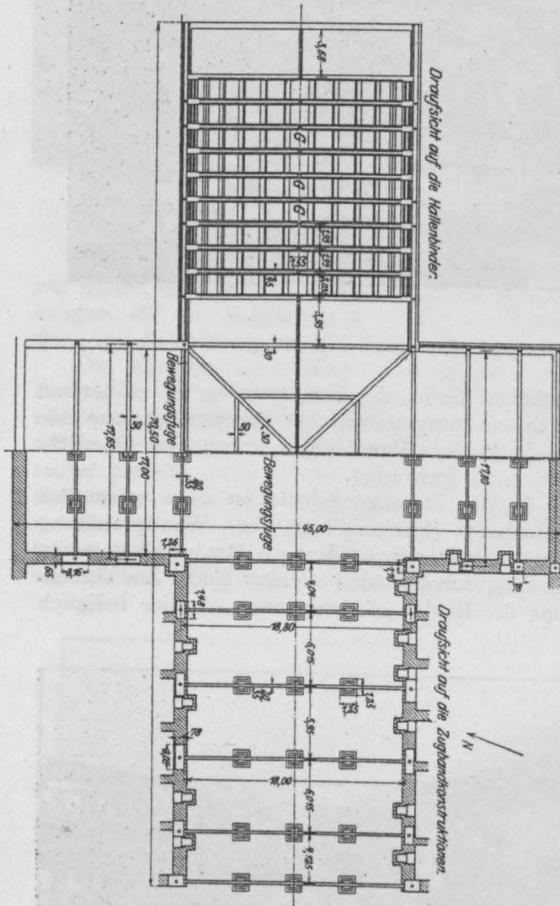


Fig. 10.

Grundriß der Halle: Anordnung der Binder, Zugbänder, Gelenke und Bewegungsfugen.

diesen eingespannt sind. Eine Versteifung dieser Deckenplatten geschieht außer durch die beiden genannten Riegel der Wandkonstruktion durch je vier obere Versteifungsrippen, von denen die mittleren neben der durchlaufenden Dehnungsfuge im Scheitel gelegen sind. Bei den Oberlichtöffnungen der Schaltherhalle ist die Platte in einzelne Rippen aufgelöst, unterhalb der Oberlichter ist sie mit Kassetten versehen (Fig. 2 u. 3).

Die Dachplatte ist bis zur Höhe des Erd-

geschosses herabgeführt worden, um eine gute Versteifung als Druckplatte für die Wandkonstruktion zu bewirken. Es ist dadurch gleichzeitig ermöglicht worden, die Ausriegelung des Wandfachwerkes im Obergeschoß zur Kostenersparnis durch nur einen Stein starke Backsteinwände auszuführen.

Die Entwässerung der mit Asphaltdachpappe abgedeckten Dachoberfläche nach den in Höhe des Hauptgesimses gelegenen Entwässerungsrinnen geschieht über eine zweite äußere Schale, die zum Teil mit Eisenbetonbalken Patent Siegwart, zum Teil als 5 cm starke Monierplatte ausgeführt ist (Fig. 3).

Die Gelenke sind als Plattgelenke ausgeführt, d. h. es ist der Betonquerschnitt an der Gelenkstelle auf das mittlere Drittel reduziert; die Fußgelenke ruhen auf Gelenkquadraten, die den konzentrierten Gelenkdruck gleichmäßig auf das Kellermauerwerk aus Bruchsteinen verteilen.

Da das gewachsene Gelände nur bis zur Höhe des Kellergeschoßbodens reicht (4 m unter Hallenboden), mußten die zwischen den Gelenkquadraten der Binder dicht unter dem Hallenboden angeordneten Zugbänder auf besondere Fundamente aufgelagert werden. Diese Zugbandstützen sind aus Stampfbeton ausgeführt und größtenteils direkt auf den in geringer Tiefe anstehenden guten, aus Kiessand bestehenden Baugrund fundiert. Nur über dem ehemaligen Lautersee sind die Stampfbetonpfosten auf Betonpfähle Strauß D. R.-P. gegründet.

Während im allgemeinen die Binder der beiden Hallen, und zwar die Binder der südlichen Durchgangshalle, die Randbinder neben den Oberlichtern der Schaltherhalle, die zwischen jedem Lichtstreifen dieser Oberlichter angeordneten Zwischenbinder durchweg aus den vorgenannten Gründen als Dreigelenkbögen ausgeführt wurden, erwiesen sich Abweichungen von dieser Binderform in einzelnen Fällen als zweckmäßig.

An Stelle der bauseitig ursprünglich vorgesehenen 4 eisernen Fachwerke für den Giebelaufbau über dem nördlichen Teile der Durchgangshalle wurden drei Eisenbetonfachwerksbinder geplant, die als Zweigelenkbogen mit Fußgelenken (in Höhe des Erdgeschoßbodens) ausgeführt werden und deren Obergurten gegenseitig durch Eisenbetonpfetten versteift sind (Fig. 2 u. 3). Die Schale der Halle ist an den Untergurt dieser Binder angeschlossen. Da die Fachwerksbinder der Durchgangshalle sich anders bewegen, wie die Dreigelenkbögen der übrigen Hallenteile, so wurde zwischen dem Kreuzgewölbe und dem nördlichen Teil der Durchgangshalle eine Bewegungsfuge angelegt, die in Höhe des Hauptgesimses oberhalb der Wandkonstruktion beginnt und bis zum Scheitel durchläuft.

Das Zugband des südlichen Stirnbinders der

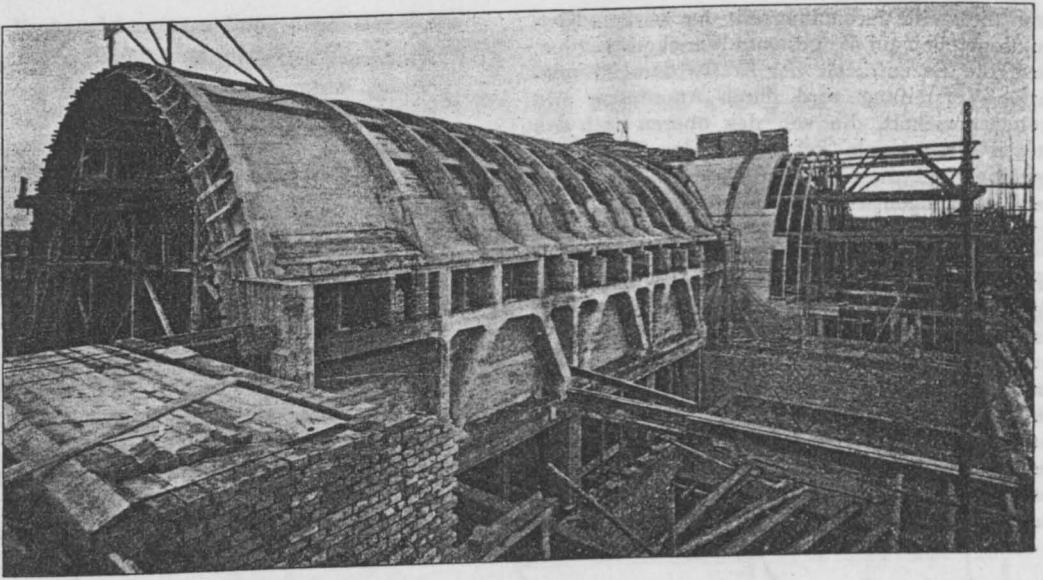


Fig. 11.

Rückansicht der fertig betonierten Schaltherhalle.

Durchgangshalle (Fig. 18) konnte in einem über den Ausgangstüren nach dem Haupttunnel zu den Bahnsteigen gelegenen Eisenbetonunterzug untergebracht werden. Dieser Binder wurde deshalb als Dreigelenkbogen mit überhöhtem Zugband ausgeführt und konnte so in seinen Dimensionen gegenüber den anderen Bindern wesentlich leichter gehalten werden.

Unter den senkrechten Lichtflächen am westlichen Stirnende der Schaltherhalle war über dem Durchgang zur benachbarten Gepäckhalle ein Träger auszuführen, der bei einer Spannweite von 18 m durch die exzentrisch auf ihn gelagerten Eisenbinder eines Oberlichtes über dem angrenzenden Lichthof der Gepäckhalle belastet war. Um die Übertragung der hierbei auftretenden bedeutenden Torsionsmomente auf einwandfreie Weise auf die Längswände der Halle bewerkstelligen zu können, sowie um die Trägerhöhe möglichst nieder zu halten, wurde dieser Unterzug in dem ebenfalls als Dreigelenkbogen ausgebildeten Abschlußbinder der Schaltherhalle eingespannt, so daß dieser Endbinder sich als Dreigelenkbogen mit steifem Quer-

riegel über dem Durchgang zur Gepäckhalle darstellt (Fig. 20).

Das Kreuzgewölbe an der Durchdringungsstelle von Schalther- und Durchgangshalle wird getragen durch ein System von zwei Gratbindern, auf die sich vier Zwischenbinder sowie vier Randbinder abstützen. Es sind Fußgelenke in Höhe des Erdgeschoßbodens sowie Scheitelgelenke vorhanden. Der Schub des Kreuzgewölbes wirkt

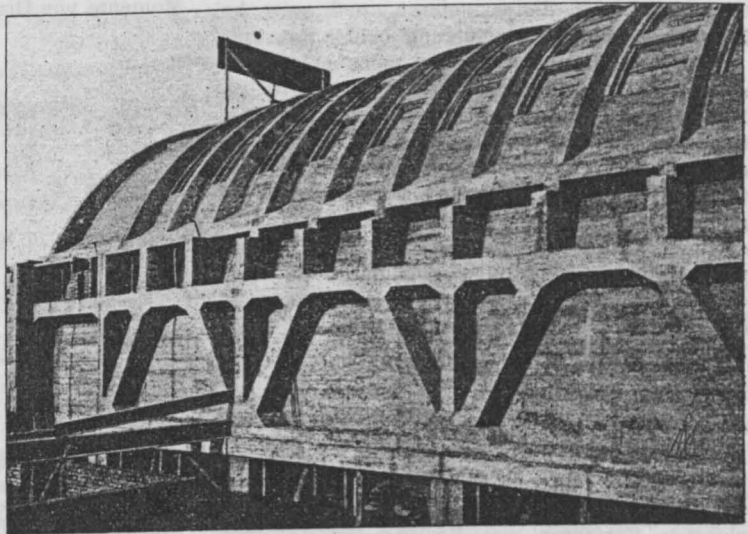


Fig. 12.

Wandkonstruktion.

Es bezeichne nun:

- J das Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes,
- W_b das Widerstandsmoment desselben auf Beton bezogen,
- W_e das Widerstandsmoment auf Eisen bezogen.

$$n = \frac{E_e}{E_b} = 15$$

Die anderen Bezeichnungen sind den Figuren zu entnehmen.

Dann ist:

$$J = \frac{b x^3}{3} + n f_e (h - a - x)^2 + n f'_e (x - a')^2 \quad (2)$$

$$W_b = \frac{J}{x} = \frac{b x^2}{3} + \frac{n f_e (h - a - x)^2}{x} + \frac{n f'_e (x - a')^2}{x} \quad (3)$$

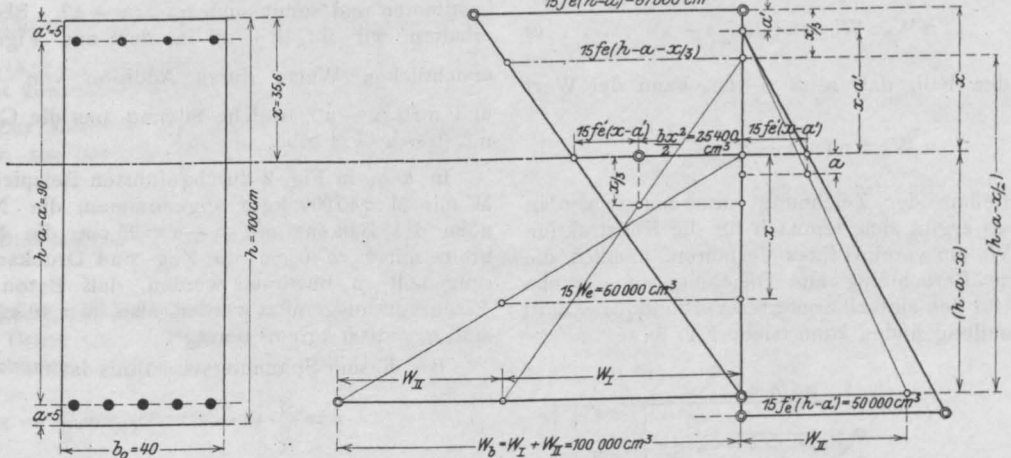


Fig. 2.

oder durch Einsetzung des Wertes $n f_e (h - a - x)$ aus Gleichung 1):

$$W_b = \frac{b x}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right) + n f'_e \frac{(x - a')}{x} (h - a - a') \quad (4)$$

Ebenso ergibt sich:

$$W_e = \frac{J}{n(h - a - x)} = \frac{b x^3}{3} + f_e (h - a - x) + \frac{f'_e (x - a')^2}{(h - a - x)} \quad (5)$$

durch Einführung des Wertes $\frac{b x^2}{2}$ aus Gleichung (1) zu:

$$n W_e = n f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{n f'_e (x - a')}{(h - a - x)} \left(\frac{x}{3} - a' \right) \quad (6)$$

Wie aus dem Faktor $\left(\frac{x}{3} - a' \right)$ zu ersehen ist, wird das zweite Glied der Gleichung (6), für den Fall, daß $a' = \frac{x}{3}$ angenommen wäre, gleich Null, d. h.:

Für den Fall, daß $a' = \frac{x}{3}$, kann das Widerstandsmoment der doppelt armierten Platte genau wie das der einfach armierten bestimmt werden, nur muß selbstverständlich bei der Berechnung des Nulllinienabstandes x die Armierung der Druckzone in entsprechender Weise in Berücksichtigung gezogen werden.

Es kann demnach auch für die Berechnung der Beanspruchungen σ_b und σ_e von den bekannten einfachen Formeln

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

in theoretisch einwandfreier Weise Gebrauch gemacht werden, sofern nur der Nulllinienabstand x richtig bestimmt wurde.

Aus diesen aus Gleichung (6) abgeleiteten Folgerungen ergibt sich ein äußerst einfaches Näherungsverfahren für die Dimensionierung, welches an geeigneter Stelle noch besprochen werden soll.

Wie aus den Gleichungen (4) und (6) leicht zu ersehen ist, lassen sich aus ihnen ohne weiteres die Beziehungen ableiten, um bei gegebenen Querschnittsgrößen $(h - a)$, b , f_e und f'_e die Widerstandsmomente graphisch zu bestimmen.

Setzen wir in Gleichung (4)

$$W_b = W_I + W_{II},$$

so ist

$$W_I = \frac{b x^2}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right)$$

(wie aus Fig. 2 zu ersehen ist) wegen der Proportion

$$W_I : \frac{b x^2}{2} = \left(h - a - \frac{x}{3} \right) : x \dots (7)$$

leicht zu konstruieren und

$$W_{II} = n f'_e \frac{(x - a')}{x} (h - a - a')$$

aus der Proportion

$$W_{II} : n f'_e (x - a') = (h - a - a') : x \dots (8)$$

W_e ergibt sich am einfachsten aus der bekannten Beziehung:

$$n W_e : W_b = x : (h - a - x) \dots (9)$$

Für den Fall, daß $a' = \frac{x}{3}$ ist, kann der Wert

$$n W_e = n f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)$$

unmittelbar der Zeichnung entnommen werden und es ergibt sich demnach für die Konstruktion von W_b ein vereinfachtes Verfahren, nämlich die direkte Berechnung aus Gleichung (9), welche auch für den einfach armierten Verbundquerschnitt Anwendung finden kann (siehe Fig. 3).

beispielsweise für $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{1000}{40} = 25$, $x = \frac{3}{8} (h - a)$ beträgt.

Wir berechnen nun die Werte $S = \frac{b x^2}{2}$ und $W_b = \frac{M}{\sigma_b}$ und tragen diese in der aus Fig. 2 zu ersiehenden Weise auf.

Dann ergibt sich W_I durch Anwendung der Gleichung (7)

$$W_I : \frac{b x^2}{2} = \left(h - a - \frac{x}{3} \right) : x$$

durch einfache graphische Konstruktion und wir erhalten W_{II} als Differenz der beiden bereits bekannten Größen W_b und W_I . Ist aber W_{II} bekannt, können wir unter Anwendung von Gleichung (8) ohne weiteres $n f'_e (x - a')$ graphisch bestimmen und somit auch $n f'_e (h - a')$. Ebenso erhalten wir $n f_e (h - a)$ in der aus Figur 2 ersichtlichen Weise durch Addition von $\frac{b x^2}{2}$ und $n f'_e (x - a')$, welche Summe uns die Größe $n f_e (h - a - x)$ gibt.

In dem in Fig. 2 durchgeführten Beispiel ist M mit $M = 40\,000$ kgm angenommen, die Nutzhöhe des Balkens mit $h - a = 95$ cm, die Nutzbreite mit $b_0 = 40$ cm; die Zug- und Druckarmierung soll so bestimmt werden, daß Beton und Eisen voll ausgenützt werden, also $\sigma_b = 40$ kg/cm² und $\sigma_e = 1000$ kg/cm² beträgt.

Bei diesem Spannungsverhältnis ist

$$x = \frac{3}{8} (h - a) = 35,6 \text{ cm,}$$

$$S = \frac{b x^2}{2} = 25\,400 \text{ cm}^3,$$

$$W_b = \frac{4\,000\,000}{40} = 100\,000 \text{ cm}^3.$$

Unter Anwendung der vorbeschriebenen graphischen Konstruktion ergibt sich

$$n f_e (h - a) = 67\,000 \text{ cm}^3,$$

$$n f'_e (h - a') = 50\,000 \text{ cm}^3,$$

und somit

$$f_e = 47 \text{ cm}^2,$$

$$f'_e = 35 \text{ cm}^2.$$

Es soll nunmehr gezeigt werden, daß sich auf Grund der durch die Gleichungen (1) bis (9) gefundenen Beziehungen, für die Konstruktion von W_b und W_e auch die Dimensionierung von Platten und Plattenbalken für den Fall $x \leq d$ mit Leichtigkeit durchführen läßt.

Die sich unter Annahme dieser Armierung ergebenden Spannungen betragen, wie eine Nachrechnung zeigt, genau 40 kg/cm² bzw. 1000 kg/cm².

a) Allgemeines Dimensionierungsverfahren.

Gegeben ist das Biegemoment M , $(h - a)$, σ_b und σ_e ; mit σ_b und σ_e ist auch x bekannt, das

b) Vereinfachtes Dimensionierungsverfahren.

Dieses kann, wie bereits erwähnt wurde, theoretisch einwandfrei nur für den Fall ange-

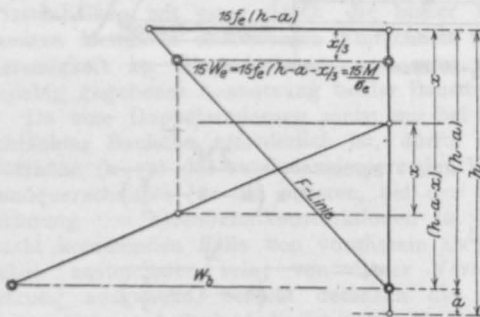


Fig. 3.

wendet worden, daß $a' = \frac{x}{3}$ ist. Annäherungsweise kann es aber auch für Plattenbalken Verwendung finden, bei denen ja in den meisten Fällen die Differenz zwischen a' und $\frac{x}{3}$ eine verschwindend kleine sein dürfte.

Bei Annahme von $a' = \frac{x}{3}$ kann von vornherein die Größe $15 W_e = \frac{15 M}{\sigma_{el}} =$ ermittelt und in der Entfernung $\frac{x}{3}$ von Plattenoberkante in der aus Fig. 3 zu ersiehenden Weise aufgetragen werden. Da $15 W_e = 15 f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)$ bekannt ist, ist mit diesem auch bereits der Wert $15 f_e (h - a)$ gefunden, und ebenso $15 f_e (h - a - x)$. Durch Subtraktion von $\frac{b x^2}{2}$ von $15 f_e (h - a - x)$ ergibt sich $15 f'_e (x - a')$, wodurch, wie vorher, $15 f'_e (h - a')$ leicht konstruiert werden kann.

Zur Kontrolle kann auch noch W_b bestimmt bzw. zur Spannungsermittlung benützt werden.

B. Dimensionierung des doppelt armierten Plattenbalkens für $x > d$.

Durch Gleichsetzung der statischen Momente von Druck und Zugarmierung erhalten wir die Gleichung:

$$b d \left(x - \frac{d}{2} \right) + n f'_e (x - a') - n f_e (h - a - x) = 0 \quad (10)$$

Das erste Glied in dieser Gleichung stellt gegenüber dem in Gleichung (1) erhaltenen Werte $\frac{b x^2}{2}$ welcher die Gleichung einer Parabel darstellte, ebenso wie das zweite und dritte Glied eine Geradengleichung von der Form $y = ax + b$ dar, und zwar ist diese (wie ohne weiteres einzusehen ist) die in dem Punkt mit den Koordinaten d und $\frac{b d^2}{2}$ an die Parabel gelegte Tangente, welche, ohne, daß die Parabel vorher konstruiert werden muß, nach Berechnung des Wertes $\frac{b d^2}{2}$ mit Leichtigkeit gezeichnet werden kann. Der Nulllinienabstand x ergibt sich demnach im jetzigen Falle nach Addition der Abszissen der Tangente (B-Linie) und der F'-Linie durch den Schnittpunkt der durch diese Addition entstandenen B'-Linie mit der F-Linie (s. Fig. 4).

Unter Beibehaltung der unter A) eingeführten Bezeichnungen J , W_b und W_e ergibt sich nun:

$$J = \frac{b d^3}{12} + b d \left(x - \frac{d}{2} \right)^2 + n f_e (h - a - x)^2 + n f'_e (x - a')^2 \dots (11)$$

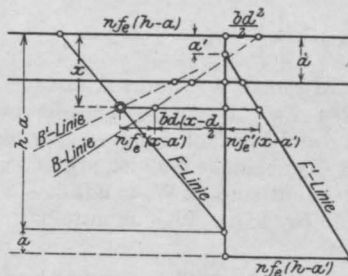


Fig. 4.

Da aber der Abstand der Betondruckkraft im Falle $x > d$ bekanntermaßen

$$y = \left(x - \frac{d}{2} \right) + \frac{d^2}{6(2x - d)} \dots (12)$$

beträgt, erhalten wir nach Einführung dieses Wertes in Gleichung (11):

$$J = b d y \left(x - \frac{d}{2} \right) + n f_e (h - a - x)^2 + n f'_e (x - a')^2 \dots (13)$$

und durch Einsetzung des Wertes $n f_e (h - a - x)$ aus Gleichung (10):

$$W_b = \frac{J}{x} = \frac{b d \left(x - \frac{d}{2} \right)}{x} (h - a - x + y) + \frac{n f'_e (x - a')}{x} (h - a - a') \dots (14)$$

Ebenso ergibt sich unter Einführung des Wertes

$$b d \left(x - \frac{d}{2} \right) = n f_e (h - a - x) - n f'_e (x - a')$$

aus Gleichung (10):

$$n W_e = n f_e (h - a - x + y) + \frac{n f'_e (x - a')}{h - a - x} (x - y - a') \dots (15)$$

Für $a' = (x - y)$ wird das zweite Glied der Gleichung gleich Null, somit kann auch in diesem Fall, wie in dem unter A) behandelten, die Spannungsberechnung wie für den einfach armierten Querschnitt erfolgen, sofern nur x unter Berücksichtigung der Doppelarmierung gefunden wurde.

Zur Ermittlung der Widerstandsmomente bedienen wir uns ähnlicher einfacher Proportionen, wie in dem unter A) behandelten Fall.

Setzen wir in Gleichung (14)

$$W_b = W_I + W_{II}$$

so ergibt sich die graphische Konstruktion von W_I aus (siehe Fig. 5)

$$W_I : b d \left(x - \frac{d}{2} \right) = (h - a - x + y) : x \dots (16)$$

W_{II} wird genau wie unter A konstruiert.

Für den Fall $a' = (x - y)$ oder wenn die Berechnung auf dem Näherungsweg erfolgen darf, also $(a' - x + y)$ beinahe Null ist, ergibt sich, sowie x und y bekannt sind, $n W_e = n f_e (h - a - x + y)$ direkt und es kann W_b unmittelbar aus W_e

= 35,6 cm bekannt ist, wie aus Fig. 5 zu entnehmen ist, ohne weiteres graphisch konstruiert werden.

Wir erhalten genau wie bei A) W_I und W_{II} und sind somit imstande, die F- und F'-Linie zu konstruieren, mittels welcher wir $n f_e (h - a) = 96\,000 \text{ cm}^3$ und $n f'_e (h - a') = 56\,000 \text{ cm}^3$ finden.

Es ergibt sich demnach:

$$f_e = 67,5 \text{ cm}^2,$$

$$f'_e = 39,4 \text{ cm}^2,$$

welche Werte, wie eine Nachrechnung zeigt, genau das geforderte Spannungsverhältnis geben.

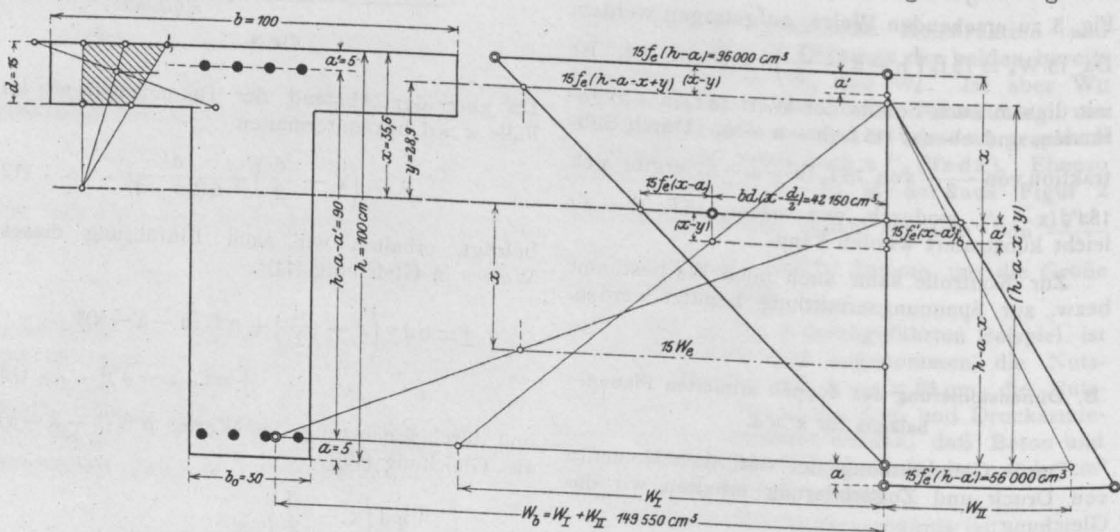


Fig. 5.

durch graphische Konstruktion der Proportion $n W_e : W_b = x : (h - a - x)$ ermittelt werden.

a) Allgemeines Dimensionierungsverfahren.

Der bei der Dimensionierung von Plattenbalken für $x > d$ einzuschlagende Weg ist genau derselbe wie der unter A behandelte, nur tritt hier anstatt des Wertes $\frac{x}{3}$ jeweils $(x - y)$.

Das Dimensionierungsverfahren soll daher direkt an einem Beispiel erläutert werden:

$M = 59\,800 \text{ kg/m}$; $h - a = 95 \text{ cm}$; $a = a' = 5 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; f_e und f'_e sollen derart bestimmt werden, daß $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ beträgt.

Wir berechnen $S = b d \left(x - \frac{d}{2} \right) = 42\,150 \text{ cm}^3$

und $W_b = 149\,550 \text{ cm}^3$. y kann, da $x = \frac{3}{8} (h - a)$

b) Vereinfachtes Dimensionierungsverfahren.

$a' = (x - y)$. Wir berechnen unmittelbar $n W_e = n f_e (h - a - x + y) = \frac{n M}{\sigma_e}$, tragen diesen

Wert in der Entfernung $(x - y)$ von der Plattenoberkante in entsprechender Weise auf, finden dadurch einen Punkt der F-Linie und somit diese selbst. Da nun auch bereits der Wert $n f'_e (x - a')$ als Differenz zwischen $n f_e (h - a - x)$ und $b d \left(x - \frac{d}{2} \right)$ bekannt ist, kann die Konstruktion der F'-Linie ohne weiteres erfolgen, mit deren Kenntnis auch $n f'_e (h - a')$ gefunden ist.

Wie aus Figur 5 ersichtlich ist, kann bei dem hier durchgeführten Beispiel das Näherungsverfahren mit großer Genauigkeit angewendet werden, da zwischen genauer und angenäherter Konstruktion absolut keine merkbare Differenz zu konstatieren ist.

MITTEILUNGEN AUS DER AMERIKANISCHEN PRAXIS.

Zusammengestellt von Dipl.-Ing. F. l'Allemand, Berlin.

(Aus Engineering News und Engineering Record.)

Über Eisenbetonbogenbrücken.

Wenn auch die Erbauung der ersten Eisenbetonbogenbrücken vor mehr als 20 Jahren erfolgte, so kann doch der weitaus größte Teil der Entwicklung dieser Bauweise in die letzten 10 Jahre verlegt werden. Heute verlangt man von einer Brücke mehr als eine getrennte Benutzung zweier sich kreuzender Kommunikationen zu ermöglichen und steht fast allgemein auf dem Standpunkte, Brückenbauwerken gleich den monumentalen Hochbauten, ungeachtet höherer Kosten, zu günstiger architektonischer Wirkung zu verhelfen.

Die erste armierte Bogenbrücke in den Vereinigten Staaten hatte eine Spannweite von 10,7 m und wurde 1889 in Golden Gate Park (San Francisco) ausgeführt. Diesem Bauwerk steht heute eine Brücke von 97,5 m gegenüber (Neuseeland). Die Ähnlichkeit des Betons und der natürlichen Bausteine erklärt es, daß die ersten Ausführungen von Bogenbrücken die übliche Form gewölbter Steinbrücken hatten. Sehr bald jedoch traten die Eigenheiten des neuen Baustoffes in den Vordergrund. In dieser Beziehung vereinigen die modernen Brückenbauten alle bis heute vorliegenden Erfahrungen, die durchweg in einer möglichsten Ausnutzung des Materials bestehen. Die Anpassung der Querschnittsform nach dem Verlauf der äußeren Kräfte ist der Durchbildung eiserner Bogenbrücken entlehnt.

Die Betonbogenbrücken können nach der Armierung, der Anordnung der Spandillmauern und schließlich nach der Zahl der Gelenke in drei Gruppen eingeteilt werden.

Von der ersten Art sind die Bogenbrücken nach dem System Monier und Melan zu nennen. Das System Monier besteht im Wesen aus Längs- und Quereinlagen in der Nähe der beiden Leibungen. Das System Melan dagegen besitzt gebogene Walz- oder Gitterträger, die von Beton eingehüllt sind. In letzterem Falle sind Querversteifungen vorgesehen, die gleich den Bügeln des Systems Monier zur Aufnahme der Schubkräfte dienen.

Bei kurzgespannten, flachen Bogenbrücken ist die althergebrachte Methode der Hinterfüllung des zwischen zwei parallelen Stirnmauern liegenden Raumes mit Erdmaterial die beste und billigste Lösung. Anderenfalls empfiehlt sich die Anordnung von Entlastungsbogen; abgesehen von dem gefälligeren Eindruck des Bauwerkes vermindern sie ganz bedeutend das Eigengewicht. Die heute übliche Form für weitgespannte Straßen-

brücken besteht in Amerika in einer aus Balken und Platten konstruierten Fahrbahn, die auf einzelnen Säulen ruht, welche sich gegen die darunter liegenden Bogenrippen stützen. Letztere sind allerdings nach unseren Begriffen nur etwas leicht versteift. Die oft aus architektonischen Gründen durchgeführte Bogenform der Fahrbahnträger ist kostspielig und vermehrt nur das Gewicht. Die Type für größere Eisenbahnbrücken besteht aus einer durch Quermauern getragenen Fahrbahn, welche auf einem vollen Bogen ruhen.

Bei Dreigelenkbogenbrücken entfällt infolge ihrer statischen Bestimmtheit der Einfluß nachgiebiger Widerlager auf die Spannungen und außerdem sind Temperaturschwankungen ohne Einfluß. Es empfiehlt sich im Hinblick auf die Reibung und den Durchgang der Stützlinie die Gelenkkonstruktion möglichst klein auszubilden. (Der Grund für die seinerzeit beim Bau der Maximilianbrücke in München eingetretene Scheitelsenkung von 30 cm lag in der zu flachen Ausbildung der Gelenke.) Zur Berechnung der gelenklosen Bogenbrücken stehen außer der Elastizitätstheorie noch eine Reihe von Näherungsmethoden zur Verfügung. Die Elastizitätstheorie wird in Amerika nur wegen der Berücksichtigung der Temperatur angewendet, deren Einfluß ziemlich bedeutend ist. Die Bestimmung der Temperatur im Innern des Betonbogens erfolgt durch eine eingebettete Drahtspule, deren Widerstand vorher genau thermoelektrisch bestimmt wurde. Wird letzterer nun zeitweise gemessen, so kann man hieraus auf die Temperatur des Betons schließen, die offenbar die gleiche ist wie die der Drahtspule.

Die Verbesserungen an Eisenbetonbogenbrücken liegen hauptsächlich in der Ausführung von hohlen Widerlagern und Pfeilern und der damit verbundenen Materialersparnis, sowie in den Maßregeln zur Verhütung der Risse. Die heute noch großen Kosten der Lehrgerüste und Schalungen für die Herstellung werden erst dann vermindert werden können, wenn die Gleichförmigkeit in der Ausführung größerer Bogenbrücken ihre oftmalige Verwendung gewährleistet.

Dreigelenkbogenbrücke in Los Angeles.

Die neue Straßenbrücke über den Los Angeles besteht aus 3 Dreigelenkbogen à 26,7 m Spannweite und 110,6 m Gesamtlänge. Von 21,5 m Breite entfallen 17,1 m auf die Fahrbahn, der Rest auf die beiden seitlichen Gehwege. Die Brückennachse bildet mit dem Fluß einen Winkel von 78°.

Als Belastung waren vorgesehen: eine zweiachsige (in 3,05 m Abstand) Dampfwalze von 24 t Gewicht, Menschengedänge von 730 kg/m² und für den von der elektrischen Straßenbahn befahrenen Teil eine gleichförmige Last von 6 t/m-Gleis. Das entspricht etwa 54,4 t schweren Motorwagen. Das Flußbett ist ziemlich flach. Die Ufer überragen die Sohle nur um 6,1 m. Die Breite des Flusses beträgt 91,4 m. Der Wasserstand ist im Durchschnitt ein ziemlich niedriger, jedoch treten auch beträchtliche Hochwasser auf. Der Baugrund ist tragfähiger Sand- und Schotterboden, daher wurde auch die Fundierung der Pfeiler und Widerlager nur bis etwa 7,9 m bzw. 6,4 m unterhalb der Flußsohle ausgeführt. Es gelangte Pfahlgründung zur Verwendung, welche derart angeordnet ist, daß die Pfähle allein die ganze Last tragen, beispielsweise für Eigengewicht 35 t pro Pfahl. Letztere ragen 15 cm weit in die Fundamentplatte hinein. Die Pfeiler verjüngen sich nach oben zu; sie sind hohl

des Betons mit Drahtgeflecht ummantelt. Die Fugen des Gelenkes sind mit Blei ausgefüllt. Die Armierung des Bogens zeigt der Querschnitt.

Die mittleren 13,3 m des Bogens sind, was die Fahrbahn betrifft, als einfache Platte ausgebildet, deren Stärke je nach der Belastung verschieden ist. Gegen die Kämpfer zu ist die Fahrbahn in der üblichen Weise durch Plattenbalken und Entlastungsmauern ausgebildet. Letztere sind in den Rippen genügend verankert. Über jedem Pfeiler sind die Fahrbahnträger beweglich gelagert.

Die Betonmischung für die Fahrbahn, die Stützen und Spandriellmauern ist 1:4; in den Bogenrippen und Strebepfeilern der Widerlager wurde dieselbe Mischung verwendet, jedoch sind die Zuschlagstoffe von größerem Korn. Alle anderen Teile wurden 1:6 gemischt. Die zulässige Betondruckspannung beträgt 35 kg/cm², die Zugspannung des Eisens 1125 kg/cm². Es gelangten Rundeisen (etwa 4,1 t Zugfestigkeit) und in den Fundamentplatten gedrehte (5,8 t Zugfestigkeit) Eisen zur Anwendung.

Die Betonarbeiten wurden möglichst in einem Zuge durchgeführt, um die Nachteile der Trennung verschieden alter Betonarbeiten tunlichst zu vermeiden. So wurden beispielsweise die Rippen in einem Tage betoniert. Die tägliche Leistung betrug 110 m³. Konnte trotzdem die Betonierarbeit nicht in einem Tage vollständig durchgeführt werden, so wurden besondere Eisen eingelegt, die beide Schichten verbanden.

Das Lehrgerüst war teilweise auf Holzpfählen, teilweise auf kleinen Betonpfeilern aufgebaut, in der Weise, daß dem freien Durchfluß des Hochwassers möglichst Rechnung getragen wurde. Die Auslösevorrichtung bestand aus Keilen. Die vermliche Scheitelsenkung wurde durch Sprengung des Gerüstes ausgeglichen. Was schließlich die architektonische Wirkung betrifft, so stellte man über den Pfeilern und Widerlagern noch große Lichtmaste, ebenfalls aus Beton, auf. Die Balken der Fußsteige wurden durch Beimischung von Farbe und dunkleren Zuschlagstoffen gefärbt, die sichtbaren Teile außerdem nach 30-tägiger Erhärtung werksteinartig bearbeitet. Die Gesamtkosten betragen 725 000 M.

Ein Brückenpfeiler aus Eisenbeton.

Auf einer Zweiglinie der Süd-Pacificbahn wurde vor kurzem ein Pfeiler in dem Willamette-Fluß gebaut, der an dieser Stelle 174 m breit und 20 m tief ist. Das Flußbett ist in grobem Schotter eingeschnitten. Die Brücke selbst besteht aus 2 Öffnungen à 91,5 m (eingel. Eisenbahnbrücke), die ihr gemeinsames Auflager auf dem genannten Pfeiler haben. Die Landwiderlager sind massiv und haben eine Höhe von über 22 m.

Der Unterbau dieses Pfeilers besteht aus einem rund 23 m hohen, monolithischen Betonkörper, welcher den eigentlichen etwa 27 m hohen, hohlen Pfeiler trägt. Auch dieser ruht noch, wie die Fig. 2 zeigt, auf einem 3,8 m starken Sockel. Oberhalb des größten Hochwasserspiegels, etwa 16,76 m über dem Fundamentkörper, verjüngt sich der Pfeilerquerschnitt bedeutend; die Neigung der Seitenwände ist durchwegs die gleiche: 8 v. H. Die Außen-

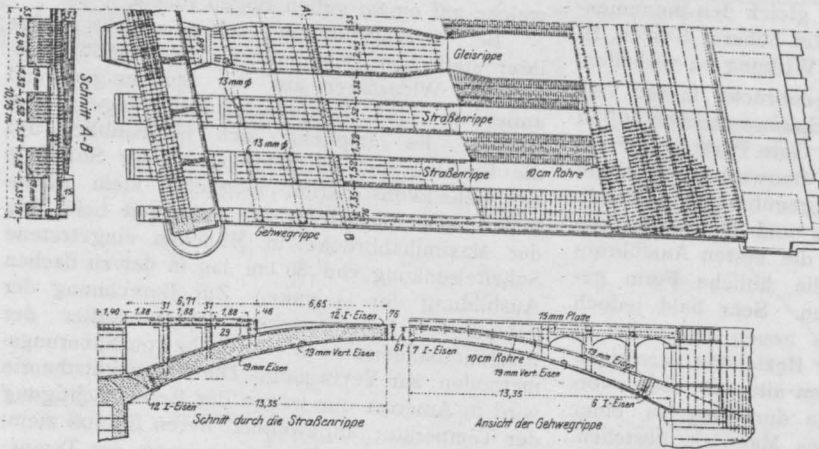


Fig. 1.

und durch 30 cm starke Quermauern unterteilt, welche die Stoßwirkung der Verkehrslast eines Bogens auf beide Pfeilerwände übertragen (Fig. 1). Die gleichfalls hohlen Widerlager haben eine stark armierte Fundamentplatte, deren Lage zur Drucklinie des Bogens senkrecht steht. Die Widerlager sind nach Art der Winkelstützmauern durch Strebepfeiler (parallel zur Brückenachse) gestützt; sie entsprechen nach Stärke und Zahl, wie die Figur zeigt, den Bogenrippen und sind außerdem durch Querwände versteift.

Jede Öffnung besteht aus acht einzelnen, verschiedenen starken Dreigelenkbogenrippen, wovon zwei unter den Fußsteigen, vier unter der Straßenfahrbahn und zwei unter den Gleisen der Straßenbahn liegen. Die Kämpfergelenke liegen etwas höher und näher, als es der Leichtweite entsprechen würde. Die meist gleichartig ausgebildeten Gelenke haben ein Paar gußeiserner Schuhe, deren Länge der Breite der Bogenrippe entspricht (also z. B. 1,68 m unter den Gleisen der Straßenbahn) und welche einseitig von dem Beton des Bogens umgeben sind. Sie umschließen die eigentliche Gelenkkonstruktion, einen Stahlbolzen von 56 mm Stärke und 1,65 m Länge. Die Gesamtlänge des Schuhs wird durch 13 I-Eisen (25,4 cm hoch) unterstützt. Die Berührungsflächen des Schuhs und der Flanschen der I-Eisen sind genau bearbeitet. Die Eisen der Längsarmierung (19 mm stark) sind an Winkeleisen, die mit den I-Eisen vernietet sind, befestigt. Außerdem sind Verteilungseisen in die Zwischenräume der Walzprofile eingelegt, welche nachträglich durch Zementmörtel vergossen sind. Die I-Eisen sind wegen des besseren Anhaftens

mauern im unteren Teile des Hohl Pfeilers sind 46 cm stark und durch 31 mm -Kahneisen 4,9 m weit mit dem Unterbau verankert. Die Außenmauern sind kreuzweise armiert und spannen sich zwischen den Stützen und Zwischendecken im Innern. Der Pfeiler enthält 8 Säulen (Fig. 3), welche bis zum Auflager des Tragwerkes reichen und in den 4 Ecken in je zwei Nachbarwände einbezogen sind. Sie tragen oben die 1,52 m starke Abschlußdecke, mit den Auflagerquadern. Der hohle Pfeiler wird durch 7 Zwischendecken von 61 cm Stärke unterteilt. Die Decken sind kreuzweise und beiderseitig armiert (Kahneisen 38 und 51 mm). Der Abstand der Zwischendecken schwankt zwischen 2,13 m und 2,44 m. Mit Rücksicht auf die Außenwände ist dieses Maß nicht erhöht worden. Jede Zwischendecke hat im Innern ein 91 cm breites kreisförmiges Loch, damit sich das Wasser, welches durch eine im untersten Zwischenraum befindliche Öffnung von 0,3·2,44 m eintritt, ungehindert bewegen kann. Obwohl auf diese Weise die Stärke der Außenwände nicht nach dem vollen Wasserdruck bemessen sein muß, ist trotzdem für unvorher gesehene Beanspruchungen eine Armierung vorgesehen.

Der Pfeiler wurde in einem offenen Holzcaisson von 27,4 m Höhe gebaut, der sich auch in seiner nach unten verbreiterten Form der Gestalt des Pfeilers genau anpaßte. Zur Verwendung gelangten für die Seitenwände 8·25 cm starke Bohlen, welche flach zusammengeschräubt waren. Der Holzkasten wurde durch wagerechte Holzkreuze versteift und in seinen Ecken abgeschragt. An beiden Schmalseiten wurden außerdem noch Kasten angebaut, damit eine gleichmäßigere Verteilung des zum Absenken nötigen Ballastes erreicht wird. Die genannten horizontalen Holzkreuze wurden auch in lotrechtem Sinne durch Eisen und Kniestücke aus Holz entsprechend versteift. Der Bau sollte während einer Niederwasserperiode (Juli bis Februar) fertig gestellt werden. Zuerst wurde eine Baugrube von 10,7 m Tiefe durch Ausbaggern geschaffen. Der unterdessen teilweise hergestellte Holzkasten wurde nach der Baustelle gehößt, verankert und abgeseht. Sobald die Absenkung des Caissons vollendet war, wurde mit der unter Wasser ausgeführten Betonierung begonnen. Auf diese Weise wurde der 23,2 m hohe Unterbau hergestellt, und nach Trockenlegung der Baugrube vollzog sich die Ausführung der Eisenbetonarbeiten ähnlich der eines achtstöckigen Geschäftshauses. Die tägliche Arbeitsleistung belief sich auf 115 m³. Die Herstellung erforderte 35 Tage.

Etwa 25 Tage nach Vollendung des Pfeilers stieg der Fluß bedeutend und erreichte eine Höhe von + 6,7 m über N. W. Trotz der Stoßwirkung der mitgeführten Baumstämme, welche den Caisson sehr

schwer beschädigten, wurde dem Pfeiler selbst kein Schaden zugefügt. Der Entwurf stammt von Ing. G. T. Forsyth.

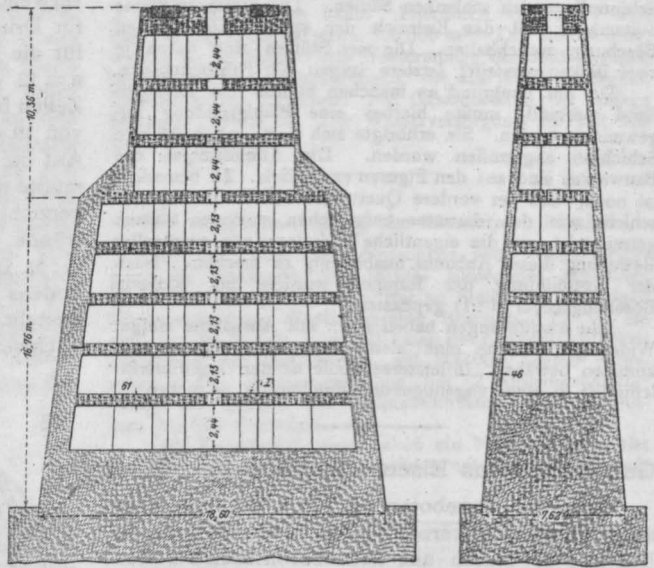


Fig. 2.

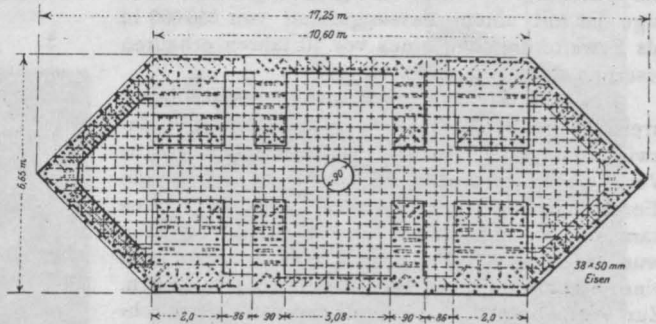


Fig. 3.

Widerlager aus Eisenbeton.

Die neue Anlage des Bargekanal, New York, fordert wegen der Festsetzung einer lichten Durchfahrthöhe von

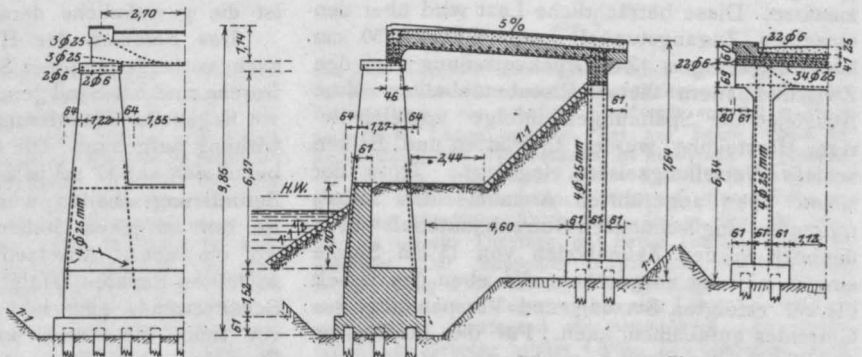


Fig. 4.

4,6 m in vielen Fällen die Anordnung nicht unerheblicher Rampen. Für die Ausführungen entwarf nun Herr Davis eine neue Norm. Sie besteht, wie Figur 4 zeigt, aus zwei durch eine Quermauer verbundenen Stützen und zwei dahinterliegenden schlanken Säulen. Die erwähnte kleine Stützmauer soll das Erdreich der später aufgetragenen Böschung zurückhalten. Die vier Stützen sind durch je zwei Balken versteift; letztere tragen die Fahrbahnplatte.

Da der Baugrund an manchen Stellen aus lehmigen Sand besteht, mußte hierbei eine Pfahlgründung angewendet werden. Sie erübrigte sich dort, wo tragfähige Schichten angetroffen wurden. Die Abmessungen des Bauwerkes sind aus den Figuren ersichtlich. Zu bemerken ist noch, daß der vordere Querträger durch eine Asphalt-schicht von den darunter befindlichen stärkeren Stützen getrennt ist, um das eigentliche Widerlager von eventueller Bewegung dieses Anbaues unabhängig zu machen. Nach der Anschüttung der Rampen wurden die steileren Böschungskegel (1:1) gepflastert.

Die Ausführungen haben sich, mit Ausnahme einiger Widerlager, welche eine kleine Bewegung zeigten, vollkommen bewährt. In letzterem Falle ist der Grund hierfür lediglich in einer ungenügenden Fundierung zu suchen.

Getreidesilo aus Eisenbeton, Superior, Wis.

Von den Angeboten für den Neubau eines abgebrannten hölzernen Getreidesilos wurde ein Entwurf für einen aus Eisenbeton konstruierten Speicher ausgewählt, der im Jahre 1909 (Januar bis Oktober) zur Ausführung gelangte. Die Anlage ist mit einem Fassungsraum von 850 000 hl als Erweiterungsbau eines vor 10 Jahren erbauten eisernen Speichers gedacht.

Der neue Speicher ist derart angelegt, daß 8 kreisförmige Behälter mit den entsprechenden, dazwischenliegenden Zellen — in 4 Reihen — zur Vergrößerung je eines Behälters im alten Gebäude dienen. (Fig. 5). Wegen des schlechten Baugrundes kam nur Pfahlgründung in Frage; im ganzen wurden etwa 5000 hölzerne Pfähle gerammt, die eine durchschnittliche Belastung von 26 t tragen. Zur Verteilung der Gesamtlast dient eine durchgehende Fundamentplatte von 60 cm Stärke, die mit 25 mm starken gezahnten Eisen armiert ist. Die große Höhe der einzelnen Behälter (33,5 m) erlaubt die Annahme, daß nahezu die ganze Last des gefüllten Behälters von den seitlichen Mauern getragen wird, die etwa einen Druck von 67 t/m ausüben. Diese beträchtliche Last wird über den einzelnen Zugangstunnel durch I-Eisen (50 cm hoch) abgefangen. Zur Druckverteilung über den Zwischenmauern dienen Eisenbetonbalken. Zum Ausgleich der Spannungen infolge ungleichaltriger Herstellung wurden in Platten und Balken schiefe Verteilungseisen eingelegt. Trotz der schon oben angeführten Annahme des selbsttragenden eingeschütteten Getreidematerials wurde dennoch in den Zellenböden von 15 cm Stärke eine Armierung vorgesehen, die eben den Druck bis zur erfolgten Setzung und Verspannung des Getreides aufnehmen kann. Für das Fundament und die (in der Figur 5 punktierten) Mauern ge-

langte im unteren Teile eine Mischung 1:7 $\frac{1}{2}$, im oberen Teil 1:6 zur Verwendung. Es wurde vorwiegend gezahntes Eisen ($\sigma_e = 1125 \text{ kg/cm}^2$) verwendet. Die zulässigen Betonspannungen waren für Druck 42 kg/cm 2 , für Abscheren 2,8 kg/cm 2 und für die Haftfähigkeit 7,0 kg/cm 2 . Es wurde mit $n = 12$ gerechnet. Die äußere Wandstärke der Zellen betrug nur 18 cm gegenüber der inneren von 19 cm, da die Innenteile als Gewölbe wirken. Auf die Abnahme der Stärke mit wachsender Höhe mußte wegen der Verwendung beweglicher Formen verzichtet werden. Zur Betonierung der Behälterwände verwendete man eine sehr fette Mischung (1:2). Die trichterförmige Neigung (40°) des Zellenbodens wurde in verdünntem Zementmörtel hergestellt. Der Überbau der Behälter ist ein eisernes Fachwerkgebäude, das mit armierten Betonwänden

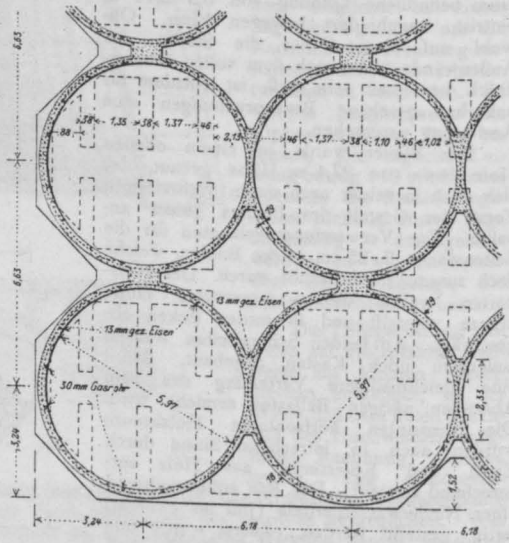


Fig. 5.

ausgekleidet ist und ein Eisenbetondach trägt. Die Wände sind mit Rücksicht auf den Winddruck armiert. Die verwendeten Röhren sind aus Blechtafeln gebildet, haben rechteckigen Querschnitt und sind verschraubt. Die übrige Einrichtung ist die gewöhnliche derartiger Getreidespeicher.

Das Rammen der Holzpfähle erfolgte erst nach vorhergegangener Spülung. Das hierbei gefrorene und mit Sand gemischte Spülwasser wurde vor Beginn der Betonierungsarbeiten durch Dampfwirkung aufgebaut. Die erzielte tägliche Leistung belief sich auf 17 m 3 in 24 Stunden. Die täglichen Betonierungsarbeiten wurden so eingeteilt, daß sie nur an jenen Stellen abgebrochen wurden, wo ein neues Ansetzen nicht in konstruktiv wichtigen Punkten erfolgte. Die Betonierung der Behälterwände ging in beweglichen Schalformen vor sich. Sie waren aus Holz konstruiert, mit Eisenblech bedeckt und ihr gegenseitiger Ab-

stand wurde durch Bolzen festgehalten. Das schrittweise Hochheben der Schalform geschah mittels Keile, die sich gegen im Wandmauerwerk bereits einbetonierte Gasrohre abstützten, nachdem vorher die beiden Schalungen etwas entfernt wurden. Die um die vertikalen Eisen der Behälterwände gelegten horizontalen Eisen wurden mittels Drahtschlingen lediglich an den Gasröhren befestigt und hierauf nach abwärts verschoben. Die durchschnittliche tägliche Betonierungsleistung der Zellenwände war 0,75—1,0 m Höhe. Der Beton wurde gewöhnlich in zwei Lagen eingebracht: die erste Lage (40 cm hoch): vormittags, die zweite nach 2—3stündiger Erhärtung der ersteren. Die Voraussetzung derartiger Arbeitsvorgänge ist ein raschbindender, guter Zement. Nach Vollendung erfolgte ein Zement- und Alaunanstrich. Im Oktober 1909 fand die Übergabe des fertigen Silos statt.

Staumauer aus Eisenbeton.

Im Sommer 1908 wurde für die neue Wasserversorgung von Pulaski, Va., eine Staumauer nach dem Prinzip der Winkelstützmauern ausgeführt. Sie schafft ein künstliches Becken von 5,3 ha Fläche und 166000 m³ Fassungsraum. Der Untergrund des Zulaufgebietes besteht aus Sandstein und dieses umfaßt vorwiegend unbebaute Landstriche.

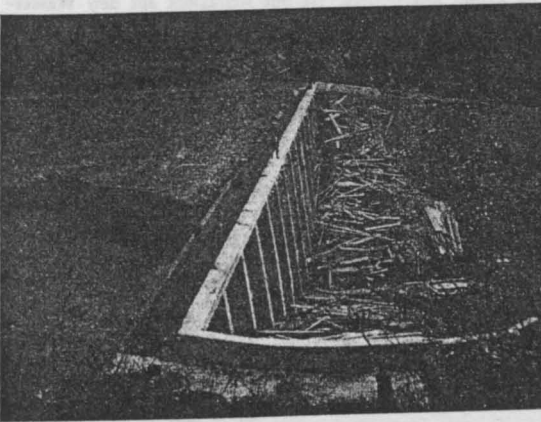


Fig. 6.

Die Staumauer hat eine Länge von 46 m zwischen den beiderseits angeordneten Überläufen gemessen und ist 1,14 m weit in den seitlichen Sandsteinboden eingeschnitten. Die größte Höhe beträgt 11,5 m. Die beiden Überläufe liegen 90 cm unterhalb der Mauerkrone und sind auf eine Länge von 7,6 m betoniert. Wie die Anordnung der Rippen getroffen ist, läßt Fig. 6 erkennen. Sie sind oben 30 cm breit, unten 46 cm stark und ruhen auf 76 cm breiten Fundamenten. Die Mischung ist 1:9. Die Stärke der Deckplatten (1:6 gemischt) ist oben 33 cm, unten 50 cm. Der Abschluß der Mauer ist nach oben zu durch einen etwa 50 cm hohen, 70 cm breiten Träger gebildet. Die Armierung der Deckplatten besteht aus 22 mm-Eisen, die durch 12 mm starke Verteilungseisen verbunden sind. Der erwähnte Abschlußträger

der Mauerkrone ist stärker armiert und enthält u. a. zwei steife T-Profile. Die Deckplatten sind mit einem wasserdichten Anstrich versehen.

Die Staumauer ist derart entworfen, daß sie um etwa 3 m erhöht werden kann. Hierdurch vergrößert sich der Fassungsraum auf etwa 300000 m³. Die Rohrleitung, welche die aufgespeicherte Wassermenge der Stadt zuführt, besteht aus drei Hauptsträngen, die aus je 60 cm weiten Gußeisenrohren bestehen. Die Gesamtkosten der Anlage betragen 170000 M. Die Wasserversorgung ist seit Mai 1910 im Gebrauch.

Die Wasserversorgung von Monterrey, Mexiko.

Die im Jahre 1906 begonnene neue Wasserversorgung für Monterrey, der 90000 Einwohner zählenden Hauptstadt von Nuevo Leon, trat an Stelle der bisherigen Wasserversorgung durch einzelne Brunnen. Es ist ein täglicher Verbrauch von 190 l bei einer voraussichtlichen Steigerung der Bevölkerung auf 200000 Seelen vorgesehen. Die Wasserversorgung hat 2 Ausgangspunkte: einmal die Quellen des Estanzuelaflusses, dann die Anlage bei San Geronimo.

Die Estanzuelaquellen haben ein Niederschlagsgebiet von etwa 9 km² und sind infolge unterirdischer Zulaufe

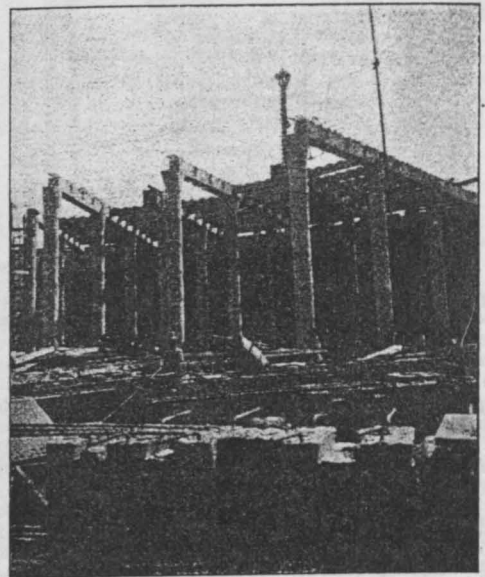


Fig. 7.

von den Niederschlagsmengen ziemlich unabhängig. Etwa 1,6 km stromabwärts von den tiefstgelegenen Quellen des Estanzuela ist ein schräger Staudamm von 4,5 m Höhe und 58 m Länge angelegt, der aus Beton erbaut ist. Zum Abfluß des Hochwassers ist ein Wehr vorgesehen; das Wasser kann aber auch bei Hochwasser den ganzen Damm überfluten. Der auf diese Weise geschaffene künstliche Teich liegt 150 m über der Stadt und ist zwecks Dichtung mit Beton (30 cm stark) ausgekleidet. Der Staudamm besitzt ein Wärterhäuschen mit der nötigen Einrichtung. Die Leitung bis zum Reservoir im Süden von Monterrey hat eine Länge von 18,7 km und besteht vorwiegend aus Betonröhren. Die durchschnittliche Neigung beträgt 4,8‰. Die armierten Betonröhren sind 0,5 m lang und je nach dem Durchmesser

(56–64 cm) etwa 6–8 cm stark. Die Mischung ist 1:3. Die Eiseneinlagen der Röhren dienen vorwiegend zur Erzielung einer größeren Festigkeit für den Transport und bestehen aus dünnen Eisendrähten; die Herstellung der Rohre erfolgt fabrikmäßig. Die Tiefe der Rohre bei ihrer Verlegung beträgt 0,9 m. Die Leitung weist eine große Zahl von Eisenbetonbrücken und -dükern auf. Die durchschnittliche Wassermenge ist rund 0,4 m³/sek. Das Wasserschloß für die Zuleitung aus dem Estanzuela liegt etwa 2,5 km südlich von Monterrey (Fig. 7 u. 8). Das kreisförmige Reservoir ist in besten Kalkstein gegründet. Der Innendurchmesser beträgt 81,7 m bei 9,1 m Wassertiefe. Der Fassungsraum beläuft sich auf 38 000 m³. Zur Vermeidung der großen Kosten für die Herstellung der Schalungen wurden alle Stützen, Balken, Unterzüge fertig

bis in die wasserführende Schichte reichen. Sie sind untereinander durch einen Kanal verbunden, der jederzeit verlängert werden kann. Das auf diese Weise gesammelte Grundwasser steht unter einem genügend starken Druck, um rund 60 v. H. der Stadt zu versorgen. Die Zuleitung erfolgt zu dem Verteilungsreservoir von Obispado. Ihre Länge beträgt 2,9 km, wovon etwa $\frac{1}{5}$ Tunnelstrecken sind. Das Profil der Leitung ist aus Beton hergestellt, die Neigung ist 1:2000; die durchschnittliche Wassermenge ist 0,65 m³/sek. Der große Vorteil dieser Zweigleitung liegt in seiner unbegrenzten Vergrößerungsfähigkeit. Das Wasserschloß von Obispado hat rechteckige Form (81 126 m) und eine durchschnittliche Wassertiefe von 4 m. Der Inhalt beträgt 39 800 m³; die Grundrißteilung ist eine quadratische, die Konstruktion selbst ist in der üblichen Weise mit Stützen, Deckenplatten und Unterzügen ausgebildet. Die Sohle ist besonders entwässert, 25 cm stark (1:6 gemischt) und in 2 Teilen hergestellt, zwischen welchen sich ein Isoliermittel befindet. Im August 1909 wurden die Betonarbeiten vollendet.

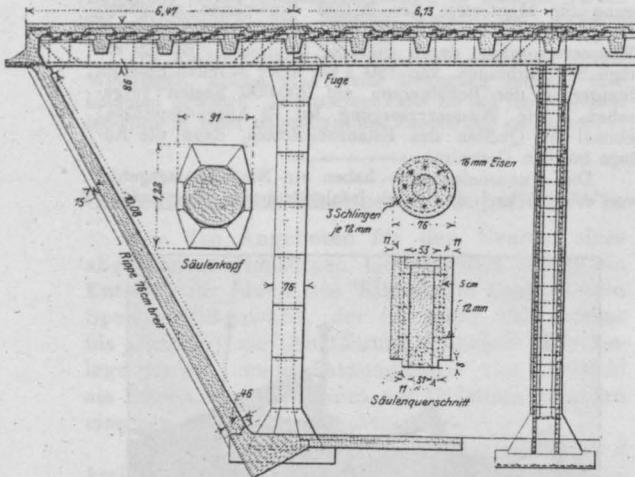


Fig. 8.

hergestellt und nach 28-tägiger Erhärtung durch Krane versetzt. Dieser Vorgang dauerte 10 Wochen. Die seitlichen Mauern wurden getrennt in einzelnen Tafeln hergestellt und mit etwa 23 cm Zwischenraum verlegt, um dem starken Temperaturwechsel während der Ausführung Rechnung zu tragen. Diese Dilatationsfugen wurden nach Fertigstellung des Daches ausgefüllt und sie erwiesen sich als gutes Mittel zur Vermeidung von Rissen. Die Armierung der Balken bestand aus gedrehtem Eisen, die der Deckenplatten aus Streckmetall.

Außer der gewöhnlichen Zuleitung ist noch eine besondere für den Fall vorgesehen, daß das Reservoir gereinigt wird. Sie führt direkt in das Verteilungsnetz der Stadt. Das Reservoir ist an seiner Terrainoberfläche mit einer Parkanlage bedeckt. Die Herstellung der Betonarbeiten dauerte von Juli bis Dezember 1908.

Die zweite Zuleitung erfolgt aus dem unterirdischen Lauf des Santa Catarina-Flusses bei San Geronimo. Die geologische Erforschung der Schichten ergab eine wasserführende Kiesschichte, aus welcher man das Wasser ableitete. Eine provisorische Leitung während der trockenen Jahreszeit (1907/08) bestand aus einigen Brunnen, die bis zur genannten Schichte abgesenkt waren. Ihre Ergiebigkeit betrug 3800 m³ pro Tag. Das Wasser wurde hierbei in einen Wasserbehälter von 3000 m³ Fassungsraum gepumpt, von wo aus es durch einen Verteilungsstrang in die Hauptstraßen der Stadt geführt wurde. Diese Anlage zerstörte die Überschwemmung im Jahre 1909; gleichzeitig erfolgte jedoch die Übergabe der unterdessen fertiggestellten Hauptleitung, die täglich allein 22 800 m³ lieferte. Das Prinzip dieser Wasserversorgung besteht darin, daß eine Reihe von Brunnen in etwa 50 m Abstand

Eine Zisternenanlage aus Eisenbeton.

Die Zisterne bildet einen Teil der Anlagen für die Wasserwerke von Haddonfield, N. J. Der Arbeitsvorgang bestand im Wesen darin, daß fertiges Betonmauerwerk allmählich abgesenkt wurde.

Die Fig. 10 zeigt die Abmessungen und Lagen der verwendeten Armierungseisen für die Seitenmauern und den Boden. Der Innendurchmesser beträgt 6,1 m, die Tiefe 12,8 m. Die Mantelstärke im oberen Teil bis zu einer Tiefe von 4,9 m ist 36 cm, auf weitere 3,05 m ist eine Stärke von 41 cm vorhanden, von dort ab bis zum Boden von 46 cm. Die Verstärkungen erfolgen nach außen. Die Form des Bodens ist mit Rücksicht auf den Wasserdruck bei leerer Zisterne eine gewölbte; seine Dicke beläuft sich auf 0,41 m. Fig. 9 zeigt die Einzelheiten der Verbindung von Boden und Mantel.

Die Armierung des Mantels ist eine horizontale und vertikale. Die Vertikaleisen sind 19 bzw. 25 mm starke gedrehte Eisen in 1,0–1,2 m Abstand. Die gleichstarke wagerechte Armierung besteht aus zwei zusammengebogenen Ringen, welche die Vertikaleisen umfassen. An Stoßstellen übergreifen sich die Eisen um 76 cm; ihr gegenseitiger Abstand wächst mit der Tiefe von 90 cm bis 60 cm. Der Boden ist oben und unten kreuzweise armiert mit 12 mm-Eisen in 40 cm Abstand. Beide Einlagen sind untereinander verbunden. Zur Aufnahme des Horizontal-

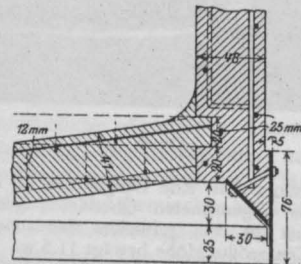


Fig. 9.

schubes der Wölbung sind an der Übergangsstelle zum Mantel 2 Ringe aus 25 mm-Eisen eingelegt.

Der Brunnenkranz besteht aus einem 15 mm starken Stahlblech und ist aus 4 Teilen zusammengenietet. Die Form für das Mantelmauerwerk besteht aus 6 gleichen doppelwandigen Teilen, deren Höhe etwa 1,6 m beträgt. Jedes derartige Ringsegment ist an 4 Hängeeisen von 25 mm Stärke angehängt, welche ihrerseits wieder an

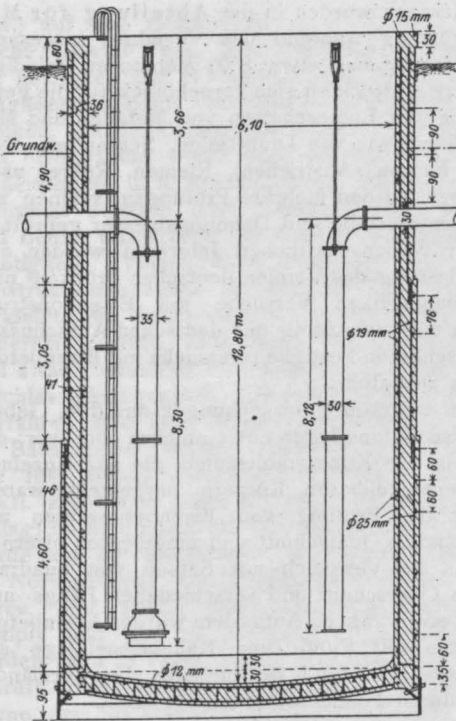


Fig. 10.

4 starken quadratisch zusammengebauten Balken befestigt sind, die über der Baustelle liegen. Der verwendete Beton hat eine Mischung 1:1½ mit Steinschlag bis zu 2,0 cm Größe. Der naß zubereitete Beton wurde nicht gestampft, sondern nur mit Spaten in der Form verteilt. Wasserdichtende Mittel gelangten nicht zur Verwendung.

Der Arbeitsvorgang beim Einbau der Zisterne setzte sich aus 2 Teilen zusammen: dem Einbringen des Betons und dem Aushub der Baugrube. Zu Beginn wurde auf eine Tiefe von 1—2 m eine äußerst weiche Schlamm-schicht entfernt. Hierauf montierte man den Brunnenkranz mit den ringförmigen Formen. Die Vertikaleisen wurden durch horizontale Führungsstücke am oberen Rande den Formen in ihrer Lage gehalten. Ein Stück von 1,6 m Höhe der Höhe der Form entsprechend, konnte in einem Tage, ohne Unterbrechung hergestellt werden. Während des Abbindens des Betons wurde das Aushubmaterial hinaufge-fördert. Die Reibung zwischen Mantel und Erde war ge-nügend, um den fertig gestellten Teil der Zisterne in seiner Lage zu erhalten. Dieser Umstand ermöglichte ein Auf-nehmen der Baggarbeit sofort nach Fertigstellung eines Ringabschnittes. Nach dieser Zeit wurden die Verbindungs-schrauben gelöst und das fertige Stück allmählich in die ausgehobene Baugrube abgesenkt, derart, daß noch ein Stück von 15 cm Höhe im Mantel verblieb. Nach Ein-setzen der Verbindungsbolzen wiederholte sich nun der Vorgang.

Bei Berechnung der Mantelstärke wurde in Erwägung gezogen, daß ungleiche Setzungen eintreten können und ferner, daß die Wirkung der Drücke auf noch grünen Beton erfolgt, der also keineswegs die spätere Festigkeit besitzt. Ebenso wurde die Auflast zum Absenken berück-sichtigt. Diese Umstände bedingten eine größere Stärke als sie sich infolge rein statischer Druckwirkung ergeben hätte. Die Gesamtkosten der fertigen Anlage stellten sich auf etwa 21 800 M.

BERICHT ÜBER DIE TÄTIGKEIT DES KÖNIGL. MATERIALPRÜFUNGSAMTES ZU GROSS-LICHTERFELDE IM BETRIEBSJAHRE 1909/10.

Mitgeteilt von Ing. H. Burchartz,

ständiger Mitarbeiter am Königl. Materialprüfungsamt Gross-Lichterfelde.

Kürzlich ist der Jahresbericht des Königl. Materialprüfungsamtes zu Groß-Lichterfelde erschienen, der wieder Zeugnis ablegt von der Bedeutung dieser Anstalt für Industrie und Technik sowie für das gesamte Wirtschaftsleben.

Aus den tabellarischen Aufstellungen, die dem Bericht beigegeben sind und die über die Tätigkeit der verschiedenen Betriebszweige in den sechs Abteilungen des Amtes (Abteilung für Metallprüfung, für Baumaterialprüfung, für papier- und textiltechnische Prüfungen, für Metallographie, für allgemeine Chemie und für Ölprüfung) zahlenmäßigen Aufschluß geben, ist gleichzeitig zu ersehen, in welchem Maße das Amt im verflossenen Jahre in Anspruch genommen worden und wie sehr der Betrieb gegen das Vorjahr gewachsen ist.

Der erste Teil enthält bemerkenswerte Mitteilungen über die Geschäftsführung des Amtes, den Personalbestand, den allgemeinen Betrieb sowie über die Neueinrichtungen des Amtes. Namentlich aus dem Abschnitt „Neueinrichtungen“

ist zu ersehen, wie immer mehr in den techni-schen Industriezweigen das Bedürfnis nach Über-prüfung der betreffenden Erzeugnisse fühlbar wird und wie das Amt diesem Bedürfnis gerecht zu werden bestrebt ist. So sind u. a. neue Einrich-tungen für die Prüfung von Kautschuk und von Isoliermaterialien für elektrische, bauliche und thermische Zwecke sowie für die Prüfung von Luftballonstoffen beschafft worden.

Besondere Beachtung verdienen die im ge-nannten Abschnitt enthaltenen Ausführungen von Martens über den Zuverlässigkeitsgrad der Ver-suchsergebnisse von Baustoffen.

„Der Zuverlässigkeitsgrad, den der Mittelwert aus einer Versuchsreihe, z. B. aus Druckversuchen mit einer Anzahl von Steinen beanspruchen kann, hängt, wie Martens betont, im allgemeinen ab von dem Gleichmäßigkeitsgrade, mit welchem die Steine erzeugt sind, von dem Geschick, mit dem die Probenauswahl stattfand, von dem Genauigkeitsgrade der Prüfmaschine sowie von der Ge-

schicklichkeit, mit der die Versuche durchgeführt worden sind.

Das Amt hat seit seinem Bestehen in vieljähriger Arbeit die Sicherheits- und Genauigkeitsgrade vieler Arten der Festigkeitsprobiermaschinen untersucht und festgestellt, daß die Fehler mit Leichtigkeit innerhalb der Grenzen von $\pm 1\%$ und weniger gehalten werden können, und bei dem vorzüglich geschulten Personal und der stets angewendeten Kontrolle kann versichert werden, daß dieser Betrag, abgesehen von selten vorkommenden Irrtümern, auch den Sicherheitsgrad der persönlichen Arbeit bei der Versuchsausführung in den staatlichen Prüfungsanstalten mit einschließt.

Um den zahlenmäßigen Nachweis für den Zuverlässigkeitsgrad der Ergebnisse von Druckversuchen zu erbringen, hat Martens die Ergebnisse einer großen Anzahl von Versuchsreihen (Druckfestigkeitsprüfungen), die sich auf Tonziegel (Hohlsteine und Vollsteine), Kalksandsteine, Portlandzementmörtel und Betonwürfel (im Amt hergestellte und von Antragstellern fertig eingereichte) zusammengestellt, aus den Einzelwerten jeder Reihe die Mittelwerte gebildet und die Verhältniszahl zum Mittel, letzteres gleich Hundert gesetzt, berechnet.

Aus dieser Zusammenstellung ist zu ersehen, daß der mittlere Fehler $= \pm \Delta m$ nicht wesentlich von der Höhe der Mittelwerte der Bruchfestigkeiten beeinflusst wird, und wie sehr die Ziegel- und Kalksandsteinfabrikate hinter dem Gleichförmigkeitsgrad von Druckversuchen mit Zementkörpern zurückstehen. Die großen Unterschiede in den Einzelwerten beruhen fast ausschließlich in der Fabrikation, da die vorgenannten Einflüsse der Maschinen- und Prüfungsfehler vernachlässigbar klein sind; sie sind, ebenso wie die Einflüsse der Probenauswahl, bei allen mitgeteilten Prüfungsergebnissen wahrscheinlich von gleicher Größe gewesen. Man lernt ferner aus den Zahlen erkennen, daß es nicht angängig ist, die Bestimmung der Druckfestigkeit von Steinen mit weniger als 10 Probestücken auszufüllen.

Martens nimmt hierzu Gelegenheit bekanntzugeben, daß das Amt nach den vorliegenden Erfahrungen in Zukunft nicht Prüfungen mit weniger als 10 Ziegeln oder Kalksandsteinen übernehmen kann, und jedenfalls im Zeugnis auf die Unzulänglichkeit der Mittelwerte aus einer geringeren Zahl hinweisen wird, da dann keinerlei Gewähr dafür übernommen werden kann, daß die wiederholte Prüfung der Steine gleicher Fabrikation annähernd gleiche Mittelwerte liefern werden. Er weist ferner darauf hin, daß außer auf dem im Zeugnis angegebenen Mittelwert auch auf den Gleichförmigkeitsgrad bei der Beurteilung der Druckfestigkeit von Bausteinen zu achten ist.

Es folgen nun die Berichte über die Tätigkeit der einzelnen Abteilungen.

Hiernach wurden in der Abteilung für Metallprüfung während des Vorjahres insgesamt 490 Anträge mit etwa 8000 Versuchen erledigt. Letztere erstreckten sich vornehmlich auf die Feststellung der Eigenschaften von Metallen und Metallteilen sowie von Drahtseilen, Schrauben, Hölzern, Farben (Anstrichen), Riemen, Rohren usw. Daneben wurden mehrere Prüfungsmaschinen sowie Kontrollstäbe und Dehnungsmesser geprüft.

Im wissenschaftlichen Interesse wurden auf Veranlassung des Vereins deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken Versuche mit Eisenkonstruktionen und auf Antrag des deutschen Ausschusses für Eisenbeton-Festigkeitsversuche mit Eisenbetonsäulen ausgeführt.

An weiteren Untersuchungen aus dem Gebiet des Eisenbetons lagen unter anderm noch vor: die Prüfung von Kunstgranitsäulen, die aus einzelnen zusammenstellbaren Körpern hergestellt waren, ferner die Prüfung von Eisenbetonsäulen mit kreisrundem Querschnitt und umgelegten eisernen Ringen im Vergleich mit Säulen von quadratischem Querschnitt und verschiedenen Längs- und Querbewehrungen. Außerdem wurden Eisenbeton-T-Balken mit Rund- und Kahneiseneinlage auf Biegefestigkeit und Bestimmung der Formänderung durch Feinmessungen untersucht.

Erwähnt seien im Anschluß hieran noch die Belastungsproben mit ganzen Treppenläufen, deren Ergebnisse nachstehend kurz wiedergegeben seien.

Drei freitragende Treppen aus Kunststeinstufen von 1,30, 1,40 und 1,50 m freier Stufenlänge ergaben die Bruchlasten von 7250, 7210 und 6920 kg.

Eine Spindeltrappe mit 25 cm starker angestampfter Spindel, deren Stufen 13 cm tief in eine 38 cm starke Rundmauer von 2,35 m innerem Durchmesser gemauert waren, hielt eine Last von 17050 kg aus, ohne daß der Bruch eintrat.

Bei einer Wangentreppe von etwa 1 m Breite und mit einem Auftritt von 26 cm, die aus neun nebeneinander liegenden Wangen mit 10 Stufen hergestellt war, von denen die Stufen 5 bis 7 belastet wurden, erfolgte die Ribbildung bei 6120 kg und der Bruch bei 9630 kg.

Die Abteilung für Baumaterialprüfung erledigte insgesamt 995 Anträge mit 42185 Versuchen. Von diesen entfallen 20383 Versuche auf Bindemittel und 21802 auf Steine aller Art und verschiedenes.

Es wurden untersucht künstliche Bausteine aller Art (Ziegel, Kalksandsteine, Zementsteine und Schlackensteine usw.), natürliche und künstliche Pflasterstoffe, Dachdeckstoffe, Wandbekleidungsplatten usw., ferner die verschiedenartigsten Bindemittel (Portlandzement, Eisenportlandzement, Luftkalk, hydraulische Kalk, Trasse usw.) und die in der Mörtel- und Betonindustrie zur Verwendung gelangenden Zuschlagstoffe (Sand, Kies

usw.) auf ihre technischen Eigenschaften. Zahlreiche Mörtel- und Betonmischungen wurden auf Festigkeit und Wasserdichtigkeit geprüft und Tragkonstruktionen verschiedener Bauweise, wie Decken, Wände, Betonpfähle usw., auf Tragfähigkeit. Untersucht wurde eine große Anzahl von Isolierstoffen, d. h. von Dichtungsmitteln, die die Fähigkeit besitzen oder besitzen sollen, Mörtel und Beton wasserdicht zu machen, auf Wasserdichtigkeit. Verschiedene Baustoffe und Baukonstruktionen sowie feuersichere Türen, Glasverkleidungen, Schränke usw., wurden auf Feuersicherheit geprüft. Zum ersten Mal wurde Mörtel, und zwar Putzmörtel verschiedener Art, auf Luftdurchlässigkeit geprüft. Das hierbei angewendete Verfahren ist in dem Bericht beschrieben.

Basaltsteine wurden daraufhin untersucht, wie fest Beton bestimmter Zusammensetzung (1 Rtl. Zement = 3 Rtl. Kiessand = 6 Rtl. Stein-schlag) an dem Basalt haftete. Zu diesem Zwecke wurde auf die Lagerfläche der Basaltsteine, die im Normalformat von Ziegelsteinen zugehauen waren, eine gleich große Betonschicht aufgestampft und die so gewonnenen Probekörper wurden nach 28 Tagen Luftlagerung in der Weise geprüft, daß Stein und Betonschicht in der Ebene der Steinlagerfläche gegeneinander verschoben wurden. Die mittlere Abschiebfestigkeit, die den Grad des Haftens zwischen Stein und Beton darstellt, ergab sich zu 5 kg/qcm.

Besonderes Interesse seitens der Betonbaukreise beanspruchen die von der Abteilung bekannt gemachten Ergebnisse von Druckversuchen mit Betonmischungen verschiedenster Zusammensetzung. Die Probekörper für diese Versuche (Würfel von 30 cm Kantenlänge) wurden gemäß den bekannten „Normen für Anfertigung von Probekörpern aus Stampfbeton“ gefertigt und nach 28 Tagen Luftlagerung geprüft. Die gewonnenen Ergebnisse zeigen, in welchem hohem Grade die Festigkeit des Betons durch die Eigenschaften der Zemente und Zuschlagstoffe beeinflusst wird. Z. B. schwanken die Druckfestigkeiten von Kiesbetonmischungen 1:3 zwischen 200 u. 366 kg/qcm, diejenigen von Betonmischungen 1:4 zwischen 198 u. 382 kg/qcm und die von Betonmischungen 1:5 sogar zwischen 81 u. 310 kg/qcm.

Die Abteilung für Baumaterialprüfung wurde auch vielfach von Gerichten in Anspruch genommen, und zwar entweder in Streitsachen zur Begutachtung gelieferter Baustoffe oder in Unfallsachen zur Feststellung der Ursachen, die den Unfall (Einsturz von Bauwerken oder Gebäudeteilen) herbeigeführt haben könnten.

Im wissenschaftlichen Interesse wurden u. a. ausgeführt Versuche über den Einfluß von Chlorkalziumzusatz auf die Raumbeständigkeit von Portlandzement, vergleichende Prüfungen mit Normensand verschiedener Lieferung, Versuche

über den Einfluß des Lagerens von angemachtem Zementmörtel auf dessen Erhärtungsfähigkeit und Versuche über den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit bei Druckfestigkeitsprüfungen mit Zementwürfeln auf das Ergebnis des Druckversuches.

Zum Abschluß gelangten die im Auftrage des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten ausgeführten vergleichenden Versuche mit Portlandzement und Eisenportlandzement. Das Hauptergebnis dieser Versuche ist, daß auf Grund der gemachten Feststellungen laut Beschluß des Ausschusses für Prüfung von Eisenportlandzement die Eisenportlandzemente den Portlandzementen im allgemeinen als gleichwertig anzusehen sind.

Vorläufigen Abschluß fanden auch die im Auftrage des Meerwasserausschusses zur Ausführung gelangten Versuche mit Mörtel und Beton im Meerwasser auf Sylt. Über die Ergebnisse dieser Versuche ist ebenso wie über die der vorgenannten in den „Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt“ ausführlich Bericht erstattet (Mitteilungen 1909 Heft 5 bis 6).

Eingeleitet wurden im Auftrage des Ausschusses für Moorwasserversuche (Deutscher Ausschuß für Eisenbeton) ausgedehnte Untersuchungen über den Einfluß von Moorwasser auf Zement- und Traßmörtel. Für diese Untersuchungen wurden aus Zement verschiedener Herkunft sowie Traßkalk- und Traßzementmischungen Mörtelkörper im verschiedenen Mischungsverhältnis mit Sanden verschiedener Art hergestellt und teils in Süßwasser, teils an verschiedenen Orten Deutschlands in Moorwasser und teils auch in Seewasser gelagert. Da die Frage des Einflusses von Moorwasser auf die Erhärtung von Zement- und Traßmörtel bis jetzt noch ungelöst ist, dürfte den Ergebnissen der in Ausführung begriffenen Versuche von den beteiligten Kreisen mit Spannung entgegenzusehen werden.

In der Abteilung für papier- und textiltechnische Prüfungen wurden im verflossenen Betriebsjahre 1348 Prüfungsanträge erledigt. Geprüft wurde in der Mehrzahl Papier. Die übrigen Anträge betrafen Quittungskartons, Dachpappen, Isolierplatten, Zellstoffe, Farbbänder usw. und, soweit textiltechnische Prüfungen in Frage kommen, namentlich gewebte Stoffe, Garn, Schnüre, Seiden, Lederriemen, Taue, Bindfäden, Roßhaarproben usw. Die Untersuchungen der Papiere bezweckten in den meisten Fällen die Feststellung der Stoffe und Festigkeitsklassen behufs Einreihung in eine der Verwendungsklassen der amtlichen Bestimmungen über das von den Staatsbehörden zu verwendende Papier. Bei den übrigen Papieren wurden einzelne Eigenschaften für besondere Zwecke ermittelt (Selbstentzündung von Altpapier, Unterscheidung von hand- und maschinengeschöpftem Papier, Flecke im Papier, schlecht klebende Briefumschläge, Schutz alter Handschriften

usw.). Aus den Mitteilungen der Abteilung ist als besondere Tatsache noch hervorzuheben, daß der Verein deutscher Dachpappenfabrikanten in Gemeinschaft mit dem Amt zurzeit damit beschäftigt ist, Normen für Rohpappen zu schaffen, um den Handel mit diesem Sondererzeugnis auf feste Grundlage zu stellen.

In der Abteilung für Metallographie, die, wie der Bericht hervorhebt, seit ihrer Entstehung im Jahre 1904 in stets fortschreitender Entwicklung begriffen ist, wurden im letzten Betriebsjahre 101 Anträge erledigt. Unter den mitgeteilten Untersuchungen sind hervorzuheben die Versuche über den Rostangriff von Flußeisen, Schweißisen und Gußeisen, Versuche über die Ermittlung der Kugeldruckhärte verschiedener Materialien, Schmiedeversuche mit Messing, Untersuchungen über das Kleingefüge von Zementklinkern, Schlacken usw., Versuche über die Wärmeleitfähigkeit feuerfester Steine, Untersuchungen von Ballonstoffen auf Wasserstoffdurchlässigkeit, Prüfungen von Ballonstoffen auf Wärmedurchlässigkeit u. a. m.

Analysiert wurden hauptsächlich Roheisen, Eisen, Stahl und Eisen- bzw. Stahllegierungen, daneben andere Metalle, Erze, Mineralien, Schlacken, natürliche und künstliche Steine sowie Bindemittel und Mörtel und ferner Farben, Sohlen, Laugen, Salze, Säuren usw. Infolge Einführung der

Kautschuk- bzw. Gummiprüfung wurden auch viele Kautschuksorten und Kautschukmaterialien untersucht.

Einen großen Umfang der Tätigkeit nahmen die Heizwertbestimmungen von verschiedenen Brennmaterialien ein. Bemerkenswert sind die Ausführungen, die die Abteilung an diese Bestimmungen knüpft, deren Bedeutung für die Industrie immer mehr eingeschätzt wird.

In der Abteilung für Ölprüfung schließlich wurden 1050 Proben zu 650 Anträgen untersucht. Darunter befinden sich namentlich Mineral-schmieröle. Daneben wurden geprüft eine große Anzahl anderer Ölartern und ferner Teerproben, Asphaltproben, Asphaltdichtungsstoffe, Paraffin, Wachs, Stearin usw.

Eingeleitet wurden im Auftrage des Ministers der öffentlichen Arbeiten Untersuchungen über die Unterscheidung von künstlichen und natürlichen Asphalten sowie von Wollfettölen.

Den Schluß des Jahresberichtes bilden tabellarische Zusammenstellungen, die über die literarische Tätigkeit einzelner Beamten, die ausgeführten Dienstreisen sowie über die Vermehrung der Betriebsmittel und Sammlungen Aufschluß geben und die einen Überblick über die Arbeiten gewähren, die das Amt gemeinsam mit Behörden und Vereinen im verflossenen Betriebsjahre unternommen hat.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Das Kleingefüge des Portlandzementes. Von Dr. E. Stern. Ausführliche Mitteilungen über Zementuntersuchungen mit Hilfe von Zement-schliffen. Beton-Zeitung 1910. Nr. 46. — s. L. Juni 09. S. 264.

Über Material- und Konstruktionseigenschaften des Eisenbetons. Von Dr.-Ing. Sachs. Auszug aus einem vor der „Vereinigung der technischen Oberbeamten Deutscher Städte“ gehaltenen Vortrag. Mühlen- u. Speicherbau 1910. Nr. 21.

Behandlung der Kugelmühle im Betriebe. Einige Ratschläge darüber zur Erhaltung dauernder Betriebsfähigkeit. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 119.

Prüfung der Leistungsfähigkeit von Mahlmaschinen. Ratschläge zur Ermittlung der jeweilig wirtschaftlich günstigsten Bauart bei Neuanlagen. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 134.

Die Ehrenhausener Portlandzementfabrik. Von Dr. Albert Heiser. Ausführliche Be-

schreibung der in Steiermark gelegenen Anlage. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 125.

Amerikanische Portlandzementfabriken. Von Dr. Otto Schott. Forts. (s. L. November 1910, I 3, S. 191 u. L. Oktober 1910, IV 3, S. 403.) Ausführliche Beschreibung der Anlagen der Portlandzementfabrik Allentown, mit Abb. Nach der begründeten Ansicht des Verfassers ist die amerikanische Portlandzementindustrie im Bau möglichst großer Öfen und in der Verwendung ausgezeichneter Mühlen der deutschen überlegen, während letztere in bezug auf übersichtliche Anordnung der Fabrikanlagen, Art der Gewinnung und Transport der Rohstoffe, vor allem aber hinsichtlich der Entstaubungsanlagen noch an erster Stelle steht. Einige Angaben zur Arbeiterfrage lassen die bessere wirtschaftliche Lage des deutschen Arbeiters erkennen. Zum Schlusse seiner eingehenden und interessanten Mitteilungen empfiehlt der Verfasser den deutschen Zementfabrikanten, dem Vorbild der Amerikaner zu folgen und durch geschickte Reklame den Zementverbrauch im Inlande möglichst zu fördern. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 116, 119, 122, 123.

2. Prüfung und Untersuchung.

Die Untersuchung und Begutachtung der Mörtel. Von Dr. Wilhelm Vaubel, Darmstadt. Gegenüber der von der Berliner Handelskammer empfohlenen Unterscheidung der Mörtelarten (vgl. L. Februar 1910, I 1, S. 98) schlägt der Verfasser folgende Bezeichnungen vor: 1. Kalkmörtel aus Luftkalken, a) Mörtel aus Weißkalk und Sand, b) Mörtel aus Dolomitkalk und Sand, 2. hydraulischer Kalkmörtel, ein Gemisch aus hydraulischem Kalk und Sand, 3. Kalkmörtel mit hydraulischen Zuschlägen, Kalk und Sand mit a) Ziegelklein, Traß, Puzzolane, Romanzement, b) Hochofenschlacke, c) Zement, 4. Kalkmörtel mit anderen Zusätzen, a) Haarkalkmörtel, b) Gipsmörtel, 5. reiner Zementmörtel, 6. Schamottemörtel, 7. Lehmörtel. Alsdann werden in knapper Form behandelt: I. Bestandteile der Mörtel unter Angabe ihrer physikalischen und chemischen Eigenschaften, II. Herstellung der Mörtel und III. Analyse und Begutachtung. Mühlen- u. Speicherbau 1910. Heft 22.

Prüfung der Druckfestigkeit von Beton. Von Direktor Prof. A. Martens. Verfasser regt den Bau von praktischen Prüfungsmaschinen für die Baustelle an, um auf allen großen Bauplätzen Prüfungen vornehmen zu können und so durch rasche Gewißheit über die Erfüllung der Festigkeitsforderungen eine bessere Ausnutzung der Bindemittel und Betonmaterialien wie auch Vervollkommnung unserer Arbeitsweisen zu erreichen. Beton-Ztg. 1910. Nr. 44. s. L. Juni 09, I, 2. S. 263.

Mitteilungen über Versuche auf dem Gebiete des Bauwesens aus den Jahren 1905 bis 1908. Größerer Bericht über Versuche von Baubehörden auf dem Gebiete des Wasserbaues und zwar 1. über Zementkörper und Zementmörtel, insbesondere auch über das Verhalten verschiedener hydraulischer Bindemittel (Erzzement, Erztraßzement und Portlandzement) im Süß- und Seewasser und 2. über Uferschutzwerke verschiedenster Bauart. Zentr. d. Bauv. 1910. Nr. 95 u. 97.

3. Wirtschaftliches.

Ausländische Arbeiter in Deutschland. Der Verband deutscher Arbeitsnachweise hat auf seiner Tagung in Breslau die wirtschaftliche Bedeutung dieser Arbeiterfrage erörtert. Der Bericht enthält zahlreiche Angaben über die Zahl und die örtliche und berufliche Verteilung der in Industrie und Landwirtschaft beschäftigten Ausländer. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 132.

Die Zementindustrie in den Vereinigten Staaten im Jahre 1909. Interessante tabellarische Zusammenstellungen über die Gesamtproduktion, die Verteilung auf die einzelnen Staaten und die Herstellungskosten und Vergleich mit den Ergebnissen der Vorjahre. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 134. — s. L. Dezember 1910. I, 3. S. 483.

II. Theorie.

Graphische Tabelle zur Bestimmung der Abmessungen rechteckiger, exzentrisch beanspruchter Eisenbeton-Querschnitte. Von N. P. Jensen, Saksköbing. Unter Annahme einer konstanten Bewehrung von 1 v. H. ist für eine Querschnittsbreite von 1 cm und für eine Betonbeanspruchung von 1 kg/cm² eine graphische Tabelle gezeichnet worden, in welcher die Last N, die Querschnittshöhe h und die Exzentrizität e enthalten sind. An einem Beispiel wird die Anwendung der Tabelle gezeigt. Beton u. Eisen 1910. Heft XV.

Über die Berechnung der dreistieligen Rahmenkonstruktionen. Von Dipl.-Ing. Pollnow, Essen a. d. Ruhr. Verfasser berechnet den dreistieligen Rahmen einmal als zweifach statisch unbestimmt und ein zweites Mal als einfach statisch unbestimmt, wobei er die dreistielige Konstruktion als zwei selbständige Rahmen betrachtet. Der Vergleich der beiden Rechnungsarten mit Hilfe eines Zahlenbeispiels ergibt, daß die Bogenkraft, die Eckmomente und das größte Feldmoment hinreichend genau übereinstimmen, daß aber das Moment über der Mittelstütze und der Mittelstützendruck nach der zweiten Methode sich zu klein ergeben. Die Wirkung der Kontinuität darf daher nicht vernachlässigt werden. Beton u. Eisen 1910. Heft XV.

Zur Berechnung von Zweigelenkbogen. Von Arno Schleußner in Charlottenburg. Berechnung von flachen Zweigelenkbögen mit parabolischer Bogenachse unter Mitwirkung von Kräftepaaren. Zentr. d. Bauv. 1910. Nr. 90.

Die Knickfestigkeit der Druckgurte offener Brücken. Dr. Zimmermann hat im Anschlusse an eine Reihe hochbedeutsamer Abhandlungen über Knickfestigkeit aus den Jahren 1905 bis 1909 eine weitere unter obigem Thema veröffentlicht, die unter kurzer Angabe des Gedankenganges von Th. Landsberg besprochen wird. Zentr. d. Bauv. 1910. Nr. 89.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Amerikanische Säulenversuche, II. R. Hoffmann bespricht die von Prof. M. O. Withey in Wisconsin ausgeführten umfangreichen Stampfbeton- und Eisenbetonsäulenversuche („The Engineering Record“ vom 10. Juli 09) und faßt die wichtigsten Ergebnisse wie folgt zusammen. 1. Der außerhalb der Spiralbewehrung liegende Querschnittsring wirkt statisch nicht mit bei einer gewissen Grenze und ist daher nicht in Rechnung zu ziehen. 2. Die in der Österreich. Vorschrift angewandte Vorsicht, den Überschuß über 2 vom Hundert Bewehrung, nur mit $\frac{1}{4}$ statisch mitzuzählen, erscheint unbegründet. 3. Die beste Bewehrungsart von

Säulen ist die mit lotrechten und wagerechten Einlagen (Bügel und Spiralen), wodurch Festigkeit und Geschmeidigkeit gesichert sind. Über den Prozentsatz wären noch Versuche anzustellen. 4. Mit größerem Zementreichtum wächst die Festigkeit der Säulen (besonders der umschnürten) ganz erheblich. 5. Die Anordnung von Lagerplatten am Kopf und am Säulenfuß ist sehr zu empfehlen. Beton und Eisen 1910. Heft XV. s. L. März 1910, III. S. 183.

Beitrag zur Frage des Einflusses elektrischer Ströme auf Eisennetze, die im Beton verlegt sind. Arch. Karl Heindle berichtet kurz über die vom Amerikaner Shaffer und von Gehler in Dresden hierüber angestellten Versuche und über die Ergebnisse, die noch keine einwandfreie Klärung dieser Frage gebracht haben. Mühlen- und Speicherbau 1910. Heft 22. s. L. November 1910. I. 2. S. 441.

Eiseneinlagen bei Betonkabelkanälen. Der Amerikaner M. Knudson hat durch Versuche festgestellt, daß Eisenbeton unter Wasser durch elektrische Ströme zerstört wird und daß daher in solchem Falle entweder der Beton gut isoliert sein müsse oder keine Eiseneinlagen erhalten dürfe. Deutsche und französische Fachleute halten die Bedenken für übertrieben. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 131.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Metal wall forms for concrete houses. Die Eisenschalung zum Bau von Betonhäusern besteht aus 60×60 cm großen Eisenplatten, die umsäumt und durch Keile verbunden sind. Es werden 2 Reihen übereinander verwendet, die durch Stäbe miteinander befestigt sind, wodurch sie umschichtig leicht in die nächste Lage gebracht werden. Mit Zeichn. und Photogr. Eng. Rec. 19. November 1910. S. 573.

Corrugated sheet iron forms for flat slab floors. Bei einem zwölfstöckigen Eisenbetongebäude in Lowell mit 28 000 qm Fußboden wurde anstatt Holz eine Wellblechschalung verwendet, wobei eine Ersparnis gegenüber Holz erzielt wurde durch die geringere Arbeit beim Ein- und Abbau. Eng. Rec. 22. Oktober 1910. S. 467.

Collapse of a reinforced-concrete grain bin at Springfield, Ohio. Bei einem Weizensilo waren vier kreisförmige Behälter durch gerade Wände verbunden. Die Zwischenräume wurden ebenfalls mit Getreide gefüllt. An der Verbindungsstelle ist eine Mauer im unteren Teile glatt abgerissen, da man die in der Zeichnung vorgesehene Verbindung der Armierung

mit der kreisförmigen Wand nicht ausgeführt hatte, die Bruchstelle also keine Eisen aufwies. Mit Zeichnung und Photogr. Eng. News. 3. Nov. 1910. S. 492.

2. Ausführungen im Hochbau.

Einige Eisenbetonbauten in Dänemark. Von Ing. Mogensen. Kurze Beschreibung der Abmessungen und Bauart einer Anzahl Behälter für Sand, Kalk und Bier, weiter eines Wasserbehälters um einen Dampfschornstein herum und eines Erkeranbaues. Mit zahlreichen Abb. Beton u. Eisen 1910. Heft XV.

The Maverick cotton mills at East Boston. Einstöckiges Webereigebäude mit sägeförmigen Dächern von 6,5 m Weite in Eisenbeton. Die das Dach tragenden Eisenbetonsäulen ruhen auf Eisenbetonunterzug, in den die Pfähle der Fundierung eingreifen. Mit Zeichn. u. Photogr. Eng. Rec. 5. Nov. 1910. S. 527.

The Tacoma High School Stadium. Beim Bau der Tribünen des Sportplatzes, die 30 000 Sitzplätze aufweisen, wurden die Säulen, Gänge, Treppen und Sitze in Eisenbeton errichtet. Mit Zeichn. u. Photogr. Eng. Rec. 29. Okt. 1910. S. 498.

Ausbau des alten Klostergebäudes St. Michaelis in Rostock zu einer Unterstation des städt. Elektrizitätswerkes. Interessant schon wegen der wechselnden Schicksale des ehrwürdigen Gebäudes, das aus dem 15. Jahrhundert stammt und der Reihe nach als Kloster, Universität, Zeughaus, Kornhaus und Wollmagazin diente und nun mit Hilfe der jüngsten Bauweise, dem Eisenbeton, einem ganz neuzeitlichen Zwecke nutzbar gemacht worden ist. Mit mehreren Abb. Zement u. Beton 1910. Nr. 46.

Depositing concrete by gravity in a seven-story building. Beim Bau eines siebenstöckigen Eisenbetongebäudes von $35 \times 38,4$ m Grundriß in Chicago ist die Betonbereitungs- und -verteilungsanlage bemerkenswert. An einer Seite des Bauplatzes, den Fußweg und einen Teil der Straße in Anspruch nehmend, waren zwei Behälter von 115 cbm Fassungsvermögen für Sand und von 184 cbm für Kies errichtet; das Material wurde durch ein Becherwerk zu der 18,2 m über der Straße liegenden Behälteroberkante gebracht, der Zement wurde über der Mischmaschine, die in Straßenhöhe stand, aufbewahrt. Das Material gelangte so durch die eigene Schwere nach der Mischmaschine. Der fertige Beton wurde in einem hölzernen Turm hoch befördert, von diesem durch Rinnen zu einem zweiten Turm in Gebäudemitte und von letzterem durch zwei Rinnen, die an Seilen aufgehängt waren, zur Verwendungsstelle. Die Rinnen besaßen Bodenklappen, an die ein Trichter und ein biegsames Stahlrohr angeschlossen waren. In 5 Stunden konnten 190 cbm Beton verarbeitet

werden. Mit Photogr. Eng. Rec. 29. Oktober 1910. S. 457.

A large reinforced concrete cantilever girder. Beim Bau eines Gebäudes mußten die Lasten von Säulen, die dicht am Nachbargrundstück lagen, durch einen Auslegerträger auf das Fundament übertragen werden. An Stelle der ursprünglich vorgesehenen 13,6 m langen und 10 t schweren eisernen Träger wurden Eisenbetonträger gebaut, wodurch Vereinfachung der Konstruktion und Kostenersparnis erzielt wurde. Mit Zeichn. Eng. Rec. 29. Okt. 1910. S. 491.

A long-span concrete girder. Das Dach eines Automobilschuppen von 16,6 m Weite sollte ohne Zwischenstützen gebaut werden. Ausführung Eisenbetonplattenbalken — Blechträger mit Betonumhüllung hatten einen höheren Kostenanschlag ergeben — in einer Entfernung von 4,1 m; sie sind in der Mitte 1,53 m hoch und 0,41 m breit, der Querschnitt der Rundeisenarmierung beträgt 97 qcm. Mit Zeichn. Eng. Rec. 5. November 1910. S. 529.

Herstellung kleiner Wasserbehälter bis 10 cbm Inhalt. Von Fritz Thomas. Angaben über die bauliche Ausführung, besonders der Bewehrung. Zement u. Beton 1910. Nr. 47.

Ferro concrete stairways. Beschreibung einer Wendeltreppe von 1,8 m Durchmesser und einer geraden Treppe mit ausgekragten Podesten in Eisenbeton. Mit Zeichnungen u. Photographien. Eng. Rec. 22. Oktober 1910. S. 458.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Die Kosterbrücke über die Ruhr bei Hattingen, Düsseldorf. Von L. Klingelhöfer, Düsseldorf. Bemerkenswerte Eisenbetonbrücke von 336,12 m Gesamtlänge. Die eigentliche Strombrücke besteht aus drei Bogen von je 28 m Spannweite und die anschließenden 18 Flußöffnungen aus Plattenbalken von 12,62 bis 18,42 m Stützweite. Die Bogen sind als Zweigelenbogenträger ausgeführt bei Anordnung von je 4 Trägern für eine Öffnung. Für die Balkenbrücken wurde zum ersten Male das System der Gerberbalken gewählt. Zahlreiche Abb. geben Aufschluß über den Bau und die Ausführung. Beton und Eisen 1910. Heft XV.

Kensington Avenue Bridge, Buffalo. Überführung einer 15,5 m breiten Straße über 5 Gleise durch eine Blechträgerbrücke von 19,7 m und I-Trägerbrücke von 6,2 m. Das gesamte Eisenwerk ist durch Eisenbeton gegen Lokomotivgase geschützt. Mit Zeichnungen. Eng. Rec. 22. Oktober 1910. S. 465.

Straßenbrücke aus Walzeisenträgern mit Betondecke. Stützweite 10,50 m, Straßenbreite 4,50 m + 2 × 1,50 m. Die Fahrbahnunterstützung besteht aus 7 Grey-Trägern Nr. 55 B in 0,75 m Abstand, die beiderseitige Fußwegkonstruktion aus je 3 I-Trägern Nr. 40. Alle

Träger sind mit Zementbeton umstampft in Stärke von 60 bzw. 44 cm. Berechnung für einen Lastenzug von 8 t Achslast; nur die Eisen sind als tragend gerechnet. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 45.

Straßenbahnviadukt bei Horst-Emscher (Forts.). Statische Berechnung des Hauptbogens und der Fundamentplatte. Kurze Angaben über Material und Mischungsverhältnisse, über das Lehrgerüst und die Kosten. Mit Abb. Deutsche Bauzeitung Mitt. 1910. Nr. 22. — s. L. Dezember 1910. V, 3. S. 488.

Converting a steel trestle into a reinforced concrete trestle. Der eiserne Pfeilerviadukt der Missouri-Brücke bei St. Charles, Mo., wurde durch Umhüllung der Pfosten und wagerechten Verbindungen mit Beton, der bei den Pfosten mit Spiraldraht armiert wurde, verstärkt. Mit Zeichn. und Phot. Eng. News 10. November 1910. S. 504.

Eine neue Betondurchlaßkonstruktion von Frank C. Perkins, Chicago. Das besondere ist eine zylindrische eiserne Form, deren Durchmesser zwischen 0,5 und 1,2 m veränderlich ist. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Heft XV.

4. Ausführungen im Wasserbau.

The La Prele Dam; a 130-ft hollow reinforced-concrete dam near Douglas, Wyoming. Die Sperre besteht aus einer unter 40° geneigten Eisenbetonplatte an der Wasserseite, die 0,31 bis 1,38 m stark und wagerecht bewehrt ist. Sie wird gestützt von lotrechten Rippen in 5,5 m Entfernung. Die Sperre ist 40 m hoch, hat an der Krone eine Länge von 100 m, am Fuße von 33 m. Die Krone dient zur Überführung einer Straße von 2,75 m Breite; die Sohle ist 52 m breit. Die lotrechten Wände sind unten 1,27 m, oben 0,31 m stark. Die Bewehrung ist in Zwischenräumen wagerecht ausgeführt. Die Wände haben Eisenbetonbalken als Querverbindungen. Mit Zeichnungen und Photographien. Eng. News 10. November 1910. S. 501.

Placing a floating concrete crib for a lighthouse. Zur Gründung eines Leuchtturmes am Eingang des Lloydhafens, Long Island, N.-Y., wurde ein Eisenbetonsenkkasten am Ufer gebaut und schwimmend an Ort und Stelle gebracht. Der Kasten hat einen Grundriß von 7,9 × 9,1 m, ist 3,9 m hoch und durch lotrechte Zwischenwände in vier Teile geteilt. Die Seitenwände und der Boden sind 41 cm stark und an beiden Seiten mit Quadrateisen bewehrt. Herstellung, Stapellauf und Fahrt zur Baustelle wird geschildert. Mit Photographien. Eng. Rec. 19. November 1910. S. 571.

Separately molded concrete members for a sea wall. Eng. Rec. 19. November 1910. S. 573. — s. L. Oktober 1910. V, 4.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Zementbeton beim Grubenausbau im Rosenhöfer Grubenrevier. Mitteilungen von Ernst Wenzel über die Verwendung von Eisenbeton zur Herstellung eines 293 m tiefen Wetterschachtes und zur Sicherung von ein- und zweigleisigen Strecken gegen Gesteinsnachfall. Die Kosten stellten sich in beiden Fällen wesentlich niedriger als bei Ausführung mit Eisen oder Mauerung. Zement und Beton 1910. Nr. 47.

A concrete shaft at Tower, Minnesota. Der Eisenbetonsenkbrunnen hat $4,86 \times 7,3$ m rechteckigen Querschnitt und besitzt eine Stahlschneide. Die Wände sind 1,22 m stark und auf beiden Seiten mit 25 mm starken Rundeisen armiert. Mit Zeichnungen. Eng. Rec. 12. November 1910. S. 556.

Eisenbeton unter Tage. Von Dipl.-Ing. F. Baumstark, Dortmund. Beschreibung einiger

Anwendungen von Eisenbeton im Bergbau, die einen Begriff von den wechselnden und schwierigen Bauverhältnissen geben. Beton und Eisen 1910. Heft XIV und XV.

Tunnelbauten in Eisenbeton in den Vereinigten Staaten von Amerika. Von Ing. H. Raschka, Scheifling. Kurzer Bericht über einige interessante Tunnelbauten aus Eisenbeton für Eisenbahnen in New York und am Panamakanal. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Heft XV.

Plattenkanal „Bauweise Eschenbrenner“. Fabrikmäßig hergestellte ungleichschenklige Winkelstücke aus Eisenbeton bilden die Seitenwände und die seitlichen Teile der Sohle des Kanals; der mittlere Sohlenteil wird auf der Baustelle betoniert. Bei Verwendung zu Durchlässen, Stadtkanälen u. a. wird der Kanal mit einer armierten Betonplatte abgedeckt. Mit Abb. über das Prinzip und über Ausführungen. Zement und Beton 1910. Nr. 45. — Arm. Beton 1910. Nr. 10.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Praktische Winke zum Studium der Statik und zur Anwendung ihrer Gesetze. Ein Handbuch für Studierende und praktisch tätige Ingenieure von R. Otzen, Professor a. d. Kgl. Techn. Hochschule zu Hannover. 155 Seiten, 95 Abb. C. W. Kreidels Verlag, Wiesbaden, 1911. Preis geb. M 4,40.

Unter diesem Titel ist eine Arbeit von Professor Otzen erschienen, die ganz eigenartig ist. Wie aus dem Vorwort und der Einleitung hervorgeht, war es die Absicht von Professor Otzen, ein Werk zu schaffen, welches in erster Linie den Studierenden der Technischen Hochschulen ein Führer durch die Statik sein soll, das aber gleichzeitig dazu dienen soll, das Verständnis für verschiedene Probleme zu heben.

Das Werk besteht aus 6 Kapiteln folgenden Inhaltes: Allgemeine Grundlagen, Gesetze des Gleichgewichts, statisch bestimmte Bauwerke, Einflußlinien, elastische Formänderungen und statisch unbestimmte Bauwerke. Ein sehr eingehendes Literaturverzeichnis ergänzt den Inhalt des Ganzen.

Die Idee von Otzen, ein derartiges Werk zu veröffentlichen, kann mit lebhafter Befriedigung begrüßt werden, weil es geeignet ist, pädagogisch die Entwicklung des Ingenieurs besser zu bestimmen als so manches Werk, welches es hauptsächlich darauf abgesehen hat, durch recht komplizierte Behandlung des Stoffes die Arbeit zu erschweren. Selbstverständlich kann aber ein derartiges Buch nur als Hilfsbuch angesehen werden und soll nur das eingehende Studium größerer Probleme in geeigneten Spezialwerken anregen und erleichtern. In diesem Sinne soll dieses Handbuch sowohl den Studierenden der Technischen Hochschulen als auch den in der Praxis stehenden Ingenieuren, die sich in der Statik vervollkommen wollen, aufs beste empfohlen werden.

E. P.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

„Technisches Welt-Register.“ Übersicht über die technische Literatur der Welt zur raschen Orientierung über die

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.

Für die Schriftleitung verantwortlich: E. Probat-Berlin. — Verlag von Julius Springer in Berlin.

erschienenen wissenschaftlichen Veröffentlichungen der Kulturländer. Die Zeitschrift ist von Prof. Oswald Flamm, Geh.-Reg. Rat, Prof. an der Technischen Hochschule Charlottenburg herausgegeben, und erscheint Mitte und Ende des Monats. Verlag Boll & Pickardt, Berlin. Das Heft hat 51 Seiten; Bezugspreis jährlich M 24.—.

C. Busemann. „Untersuchungen über die Kraftrichtung im schiefen Gewölbe.“ 70 Seiten, 23 Abbildungen. Verlag Zement und Beton G. m. b. H. Berlin 1910. Preis brosch. M 4.—.

W. Frank, Dr.-Ing. „Eisenbetonbau.“ Kurzgefaßtes Lehrbuch unter besonderer Berücksichtigung der Bedürfnisse der Praxis. 240 Seiten, 101 Abbildungen. Verlag Konrad Wittwer. Stuttgart 1911. Preis geb. M 4.80.

E. Wehnert, Ing. Oberlehrer an der Städt. Gewerbe- und Maschinenbauschule in Leipzig. „Einführung in die Festigkeitslehre nebst Aufgaben aus dem Maschinenbau und der Baukonstruktion.“ Ein Lehrbuch für Maschinenbauschulen und andere technische Lehranstalten sowie zum Selbstunterricht und für die Praxis. 268 Seiten und 247 Abbildungen. Verlag Julius Springer. Berlin 1910. Preis geb. M 6.—.

H. Struif, Ing. „Der Betonpfahl System Mast.“ Ein neues Gründungsverfahren mit „Betonpfählen in verlорerener Form“. 22 Seiten, 16 Abbildungen. Verlag Julius Springer. Berlin 1910. Preis geb. M 0.60.

Verein Deutscher Eisenhüttenleute in Düsseldorf. „Gemeinfällige Darstellung des Eisenhüttenwesens.“ 302 Seiten, 27 Abbildungen, 6 bunte Abbildungen. Verlag Stahliesen m. b. H. Düsseldorf 1910.

Dr. J. J. Weyrauch, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Stuttgart. „Elastische Bogensträger einschließlich der Gewölbe, Eisenbetonbogen und Bogenfachwerke.“ Ihre Theorie und Berechnung mit zahlreichen Beispielen und Aufgaben entsprechend den Bedürfnissen der Praxis. 539 Seiten, 322 Abbildungen. Verlag Konrad Wittwer. Stuttgart 1910. Preis geb. M 24.—.

Neue Kataloge.

Intern. Siegwartbalken-Gesellschaft Luzern. Siegwart-Röhren; Siegwart-Masten. 2 Kataloge.