

ARMIERTER BETON.

1909. JUNI.

INHALT:

- Über die Vorschläge zur Vermeidung von Haarrissen. Von Dipl.-Ing. M. Heckel und Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 231.
- Der Wiederaufbau des Turmhelmes der St. Katharinen-Kirche in Danzig. Von Prof. R. Kohnke (Danzig). S. 237.
- Neuere Untersuchungen über Traß. Von Prof. M. Foerster (Dresden). S. 243.
- Die Eisenbetonkuppel der Friedrichstraßenpassage in Berlin. Von Prof. Siegmund Müller (Charlottenburg). (Schluß von Seite 212.) S. 246.
- Bestimmung der Eiseneinlagen bei doppelt armierten Balken und Plattenbalken. Von Ing. Karl Stock (Mannheim). S. 253.
- Eisenbeton-Kuppel- und Wölbkonstruktionen. Von Oberingenieur Dr.-Ing. Karl W. Mautner (Düsseldorf). S. 257.
- Literaturschau. Von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 263.
- Verschiedene Mitteilungen. S. 268. — Zuschrift der Firma Wayß & Freytag A.-G. S. 270.

ÜBER DIE VORSCHLÄGE ZUR VERMEIDUNG VON HAARRISSEN.

Von Dipl.-Ing. M. Heckel und Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

Schon häufig ist auf die Haarrisse als einen Nachteil aller Eisenbetonkonstruktionen hingewiesen worden. Die Frage, ob diese Risse schädlich sind, dürfte wohl noch nicht entschieden sein. Der Beton selbst schützt durchaus und dauernd gegen Rosten.*) Es fragt sich, ob nun die Haarrisse der Luft und der Feuchtigkeit so viel Zugang gewähren, daß ein Rosten zu befürchten ist. Manche der bisher gemachten Versuche sind hierfür nicht maßgebend, da der erprobte Beton keiner Zugbeanspruchung ausgesetzt war. Andererseits haben Versuche mit Bauteilen, die zweifellos infolge der starken Beanspruchung Haarrisse enthielten, eine gute Rostsicherheit des Eisens ergeben. Für gewöhnliche Eisenbetonbauten braucht man wohl kaum besondere Vorkehrungen zu treffen, um die Entstehung von Haarrissen zu vermeiden. Etwas anders liegt die Sache, wenn man aus besonderen Gründen für notwendig hält oder wenn durch baupolizeiliche Bestimmungen vorgeschrieben ist, daß sich im Beton keine Haarrisse durch Zugbeanspruchung bilden dürfen. Diese Forderung wird zurzeit von vielen Eisenbahnverwaltungen gestellt, da man den Rauchgasen der Lokomotiven eine besonders schädliche Wirkung beimißt. Gegen diese Ansicht wird sich kaum etwas einwenden lassen, solange nicht durch Versuche einwandfrei nachgewiesen ist, daß das Eisen im Beton trotz der Haarrisse auch den Lokomotivgasen gegenüber noch genügend geschützt ist. Bei den neuesten Versuchen der Kgl. Eisenbahndirektion Berlin (s. Armiertes Beton 09. Nr. 4. u. 5.)

haben die Zugrisse das Rosten des Eisens ermöglicht, allerdings unter Verhältnissen, die weit ungünstiger lagen, als sie je in der Wirklichkeit auftreten können. Weitere Versuche in diesem Sinne sind notwendig, ehe man ein abschließendes Urteil wird fällen können.

Die Haarrisse entstehen, wenn durch die Wirkung äußerer Kräfte Dehnungen im Bauteile hervorgerufen werden, die größer sind, als es die Zugfestigkeit des Baustoffes gestattet. Diese Zugfestigkeit des Betons ist durch Versuche von Bach, Sanders u. a. ermittelt worden und zeigt sich naturgemäß stark abhängig von dem Mischungsverhältnis und vom Wasserzusatz. Bei Beton 1:2:2 wurde z. B. nach drei Monaten 32,2 kg/qcm Zugfestigkeit festgestellt. Bei den oben genannten Versuchen ist 35, ja sogar 58 kg/qcm Zugfestigkeit berechnet worden. Man wird aber gut tun, den durchschnittlichen Wert nur etwa mit 15 bis 20 kg/qcm anzunehmen. Die Größe des einzuführenden Sicherheitsgrades wird wesentlich von der gewählten Rechenmethode abhängen sowie bei Eisenbahnbauwerken von den Stoßwirkungen, die zu berücksichtigen sind. Die Rechnungsweise der Eisenbahndirektion Berlin ergibt an sich schon größere Werte als die in der Natur gemessenen, so daß nur eine 1,3–2,5fache Sicherheit — je nach der Überschüttungshöhe des Bauwerks — verlangt wird; man kann also in günstigen Fällen $\frac{20}{1,3}$ = etwa 15 kg/qcm rechnerisch ermittelte Zugspannung zulassen.

Um erkennen zu können, ob und wieviel größere Mengen an Eisen und Beton zur Vermeidung zu großer Zugspannungen im Beton

*) S. Armiertes Beton, 1908. Nr. 9. Versuch von Prof. Klaudy. Ferner: Zement und Beton, 08. Nr. 48; Tonindustrie-Ztg., 08. Nr. 138. (Dr. Rohland.)

erforderlich werden, sollen diese zunächst allgemein festgestellt und dann mit denen nach der „gewöhnlichen“ Rechnungsweise verglichen werden.

Als Unterlagen der Rechnung dienen die in den „Amtlichen Bestimmungen usw.“ vom 24. Mai 1907 unter III. A. b angegebenen Formeln; jedoch ist zur besseren Übersicht und Vereinfachung eine Umformung gewählt worden.

$$\text{Setzt man } \varphi = \frac{f_e}{b \cdot h}, n = \frac{E_e}{E_{b,d}} = \frac{E_e}{E_{b,z}} = 10 \text{ und}$$

$a = 0,15 \cdot h$, so ergibt die Gleichung 26

$$\frac{b x^2}{2} = \frac{b(h-x)^2}{2} + n f_e (h-a-x)$$

folgenden Wert von x :

$$x = \frac{1}{2} h \frac{1+17\varphi}{1+10\varphi} = \frac{h}{2} (1+7\varphi-70\varphi^2+700\varphi^3-7000\varphi^4+\dots)$$

Der Einfluß des Gliedes mit φ^3 ist bei den üblichen Eiseneinlagen schon so gering, daß man genau genug

$$x = \frac{h}{2} (1+7\varphi-70\varphi^2)$$

setzen kann; bei $\varphi = 0,05$ $b h$ ist der Fehler nur 3% und so hoher Eisengehalt ist schon selten.

Nach den genannten Bestimmungen folgt weiter aus Gleichung 29:

$$\sigma_{b,d} = \frac{x}{h-x} \sigma_{b,z} = \frac{1+7\varphi-70\varphi^2}{1-7\varphi+70\varphi^2} \sigma_{b,z}$$

und aus Gleichung 29a:

$$\sigma_{b,d} = \frac{x}{0,83 h-x} \cdot \frac{\sigma_e}{n} = \frac{1+7\varphi-70\varphi^2}{7(1-10\varphi+100\varphi^2)} \sigma_e$$

Man ersieht aus beiden Gleichungen, daß für jeden Wert von φ das Verhältnis der im Querschnitt entstehenden Spannungen feststeht, und erkennt auch leicht, daß für die Bemessung von φ immer der zulässige Höchstwert von $\sigma_{b,z}$ maßgebend wird, denn $\sigma_{b,d}$ und σ_e bleiben dann dauernd unter den für sie zulässigen Höchstwerten.

In der Momentengleichung bezogen auf die Nulllinie:

$$M = \frac{\sigma_{b,d}}{x} \left\{ \frac{b x^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3} + n f_e (0,85 h-x)^3 \right\} = \frac{J_n \sigma_{b,d}}{x} \dots \dots \dots (31)$$

erkennt man den Klammerausdruck als Trägheitsmoment bezogen auf die Nulllinie.

Nach Einsetzen des Wertes für x aus Gl. 27 ergibt sich

$$M = \frac{J_n \sigma_{b,z}}{h-x} = \frac{1}{6} b h^2 \sigma_{b,z} \frac{1+14,76\varphi(1-10\varphi)}{1-7\varphi+70\varphi^2} = \mu_{b,z} b h^2 \sigma_{b,z} \dots \dots \dots (32)$$

Wie schon erwähnt, ist der eingeführte Quotient nur ein Annäherungswert, der noch bei $\varphi \leq 5\%$ große Genauigkeit ergibt.

Ähnlich wie $\sigma_{b,z}$ läßt sich auch $\sigma_{b,d}$ und σ_e in Abhängigkeit von M darstellen:

$$\sigma_{b,d} = \frac{M x}{J_n} = \frac{M(1+7\varphi-70\varphi^2)}{\frac{1}{6} b h^2 (1+14,76\varphi(1-10\varphi))} = \frac{M}{\mu_{b,d} b h^2};$$

$$\sigma_e = \frac{M n (0,85 h-x)}{J_n} = \frac{70 M (1-10\varphi+100\varphi^2)}{\frac{1}{6} b h^2 (1+14,76\varphi(1-10\varphi))} = \frac{M}{\mu_e b h^2}.$$

Für verschiedene φ sind die drei Beiwerte $\mu_{b,z}$, $\mu_{b,d}$ u. μ_e und deren Verhältnisse zueinander ermittelt und in folgender Tabelle zusammengestellt worden:

$$M = \mu_{b,z} b h^2 \sigma_{b,z} = \mu_{b,d} b h^2 \sigma_{b,d} = \mu_e b h^2 \sigma_e;$$

$$C_1 = \frac{\sigma_{b,d}}{\sigma_{b,z}}, C_2 = \frac{\sigma_e}{\sigma_{b,z}} \cdot n = 10.$$

φ	$\mu_{b,z}$	$\mu_{b,d}$	μ_e	C_1	C_2	$\varphi\%$
0,000	0,166	0,166	0,0238	1,000	6,97	0
0,002	0,174	0,169	0,0250	1,029	6,96	0,2
0,004	0,181	0,172	0,0263	1,052	6,88	0,4
0,006	0,189	0,174	0,0276	1,087	6,86	0,6
0,008	0,193	0,175	0,0283	1,097	6,82	0,8
0,010	0,201	0,178	0,0296	1,129	6,79	1,0
0,012	0,206	0,179	0,0304	1,151	6,77	1,2
0,014	0,213	0,181	0,0318	1,177	6,70	1,4
0,016	0,218	0,182	0,0326	1,198	6,68	1,6
0,018	0,227	0,184	0,0342	1,234	6,64	1,8
0,020	0,232	0,185	0,0350	1,254	6,63	2,0
0,022	0,237	0,186	0,0359	1,274	6,60	2,2
0,024	0,241	0,187	0,0367	1,289	6,57	2,4
0,026	0,246	0,188	0,0376	1,308	6,54	2,6
0,028	0,251	0,189	0,0386	1,328	6,50	2,8
0,030	0,256	0,190	0,0395	1,347	6,48	3,0
0,040	0,271	0,193	0,0424	1,404	6,39	4,0
0,050	0,277	0,194	0,0435	1,427	6,36	5,0

Aus der Zusammenstellung ersieht man, daß selbst bei großer Eiseneinlage ($\varphi = 5\%$) die Druckbeanspruchung des Betons nicht ausgenutzt werden kann und etwa

$$\sigma_b = 1,4 \cdot \sigma_z = 1,4 \cdot 15 = 21 \text{ kg/qcm}$$

als Höchstwert erreicht, während das Eisen im besten Falle mit

$$\sigma_e = 6,96 \cdot \sigma_z = 6,96 \cdot 15 = 104 \text{ kg/qcm}$$

beansprucht wird.

Die Berechnungsart unter Berücksichtigung der Betonzugspannungen fordert also, wie ja auch allgemein beklagt wird, sehr großen Mehraufwand an Baustoff gegenüber der üblichen Berechnung, bei der Zugrisse im Beton zugelassen werden. Man hat daher gesucht, auf andere Weise die zu großen Zugspannungen zu vermeiden und ist dabei zu einem zweiten Verfahren gekommen, das darin besteht, künstliche Druckspannungen in der künftigen Betonzugzone zu erzeugen.

Bei der Belastung des Bauwerks durch Eigengewicht und Nutzlast und der dadurch bewirkten Dehnung der Eisen wird der künstlich gedrückte Beton zunächst in den spannungslosen Zustand übergehen und dann erst sich selbst dehnen. Die Entstehung der Haarrisse wird somit hinausgeschoben.

Wenn man nicht starre Widerlager hat, zwischen die der Beton gepreßt werden kann, so bleibt nichts anderes übrig, als die Pressung des Betons durch Anspannung der Eiseneinlagen zu erzielen.

Koenen macht in diesem Sinne einen Vorschlag für solche Eisenbetonbauten, die vollständig auf der Baustelle gestampft werden (Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1907 S. 520). Er spannt die Eisen vor dem Betonieren an und läßt sie nach dem Erhärten des Betons nach, überträgt also damit auf die Zugzone des Betons einen gewissen, aus der Stärke der Eisenanspannung meßbaren Druck, der im oben beschriebenen Sinne wirkt. Der Koenensche Vorschlag ist aber praktisch schwer durchführbar, da er besondere Rüstungen oder dgl. als Widerlager bei der Anspannung der Eisen notwendig macht.

Ein etwas anderer, beachtenswerter Vorschlag, der sich in vielen Fällen auch praktisch leichter durchführen lassen dürfte, ist von dem norwegischen Ingenieur Lund gemacht worden. Er verwendet zur Herstellung von Decken fertige hohle, fabrikmäßig hergestellte Betonsteine von nebenstehender Form, die mit nur wenig Zementmörtel in den stumpfen Stoßfugen verlegt werden. Sie dienen als Rückhalt bei dem nun erfolgenden Anspannen der Eiseneinlagen und werden dadurch in bestimmtem Maße zusammengedrückt. Eine Zwischenkonstruktion ist also nicht erforderlich. Die Zusammenpressung durch das Eisen kann man so bemessen, daß sie

immer größer wird, als die dann folgende Dehnung des Betons unter der Belastung, und daß sie somit eine Zugwirkung im Beton vermeidet.

Um einen Vergleich der Lundschen Decke mit der nach den üblichen Regeln bemessenen Eisenbetonplatte zu ermöglichen, wurde zunächst von dem Vorteil, den Lund durch Verwendung von Hohlsteinen erreicht, abgesehen und eine volle Betondecke von der Höhe h angenommen. Der Abstand der Schwerachse der Eiseneinlagen von Deckenunterkante wurde, wie dies ungefähr der üblichen Bauweise entspricht, mit $\frac{3}{20} h$ eingeführt.

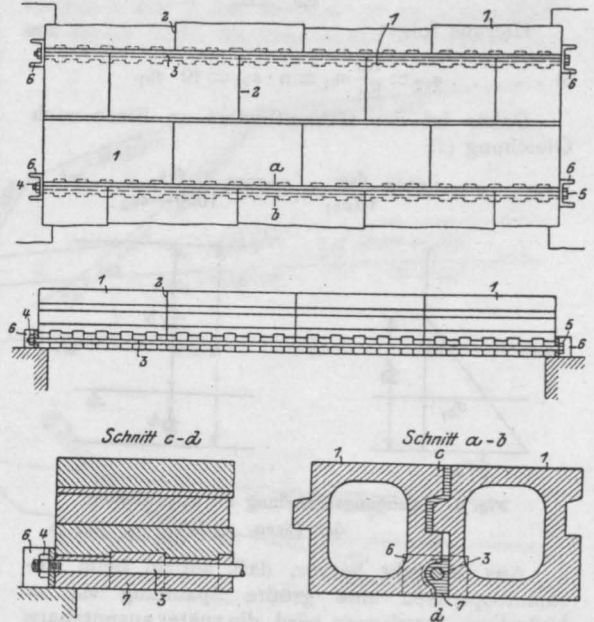


Fig. 1. Vorschlag von Lund zur Anspannung der Eiseneinlagen.

Beim Anspannen der Einlage f_e mit der Kraft P_1 wird im Eisen die Spannung $\sigma_{e1} = \frac{P_1}{f_e}$ erzielt, und im Beton in der untern Randfaser die größte Druckspannung

$$\frac{2 P_1}{9 h} = \frac{40}{9} \cdot \frac{P_1}{h}$$

hervorgehoben.

Die Betonspannung in der Zone der Eiseneinlage ist daher:

$$\sigma_{b1} = \frac{2}{3} \cdot \frac{40}{9} \cdot \frac{P_1}{h} = \frac{80}{27} \cdot \sigma_{e1} \cdot \frac{f_e}{h}$$

mit $f_e = \varphi \cdot b h$ und $b = 1$ folgt:

$$1) \dots \dots \dots \varphi = \frac{f_e}{h} = 0,3375 \frac{\sigma_{b1}}{\sigma_{e1}}$$

Die Spannungsverteilung wurde geradlinig angenommen, nachdem eine Untersuchung mit $\epsilon = \frac{\sigma_b^m}{E}$ nur wenig andere, jedenfalls aber kleinere Werte für φ ergeben hatte.

Unter der späteren Last soll im Eisen noch die weitere Spannung σ_{e2} entstehen, doch so, daß

$$2) \dots \dots \dots \sigma_{e1} + \sigma_{e2} \leq 1000,$$

und daß die Eisendehnung gleich der vorher erzielten Betonverkürzung wird:

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_{b1}}{E_d} = \frac{\sigma_{e2}}{E_c}$$

Hieraus folgt:

$$3) \dots \dots \dots \sigma_{e2} = \frac{E_c}{E_d} \sigma_{b1} = n \cdot \sigma_{b1} = 10 \cdot \sigma_{b1}.$$

Daher ist der Gesamtbedarf an Eisen nach Gleichung (1)

$$4) \dots \varphi = 0,3375 \frac{\sigma_{e2}}{10 \sigma_{e1}} = 0,03375 \frac{\sigma_{e2}}{1000 - \sigma_{e2}}.$$

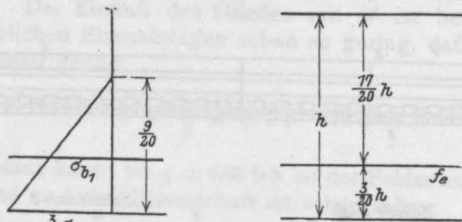


Fig. 2. Spannungsverteilung bei Anspannung der Eisen.

Aus (3) geht hervor, daß, sobald beim Zusammenpressen eine größte Spannung $\sigma_{b1} = 50 \text{ kg/qcm}$ zugelassen wird, die später ausnutzbare Eisenspannung $\sigma_{e2} \leq 500 \text{ kg/qcm}$ sein muß. Im übrigen läßt sich für jeden Eisengehalt φ die für die Belastung ausnutzbare Spannung σ_{e2} nach Gleichung (4) berechnen und dann die Bemessung des Querschnitts des Eisenbetonbalkens nach den üblichen Bestimmungen vornehmen.

Zu diesem Zwecke lassen sich die in den amtlichen Bestimmungen für Hochbau usw. gegebenen Formeln, wie folgt, darstellen*):

$$\varphi = \frac{0,5 w^2}{8,5 - 10 w},$$

wenn $w \cdot h$ die Höhe der gedrückten Betonzone ist,

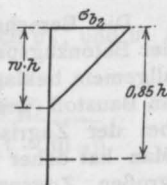
$$5) \dots M = \frac{5w - 2w^2}{12} \cdot bh^2 \cdot \sigma_{b2} = \mu \cdot bh^2 \cdot \sigma_{b2}.$$

Für jedes φ ist hieraus w und dadurch μ bestimmt, außerdem

$$6) \dots \dots \dots \varphi = \frac{8,5 \sigma_{b2}^2}{2(\sigma_{e2}^2 + 10 \sigma_{e2} \sigma_b)}$$

Für jedes φ ist nach (4) ein Wert σ_{e2} für die Last verfügbar und daher nach (6) durch diesen ein Wert σ_{b2} bestimmt, so daß für jedes φ auch in (5) der Ausdruck $\mu \cdot \sigma_{b2} = C_2$ ein fester Wert ist, sobald man die oberen Grenzen der zulässigen Spannungen für Eisen und Beton festgesetzt hat.

Nachdem im vorstehenden die Rechnungsweisen angegeben sind, nach denen man 1. unter Berücksichtigung der Betonzugspannung und 2. unter Annahme angespannter Eiseneinlagen aus einem gegebenen Biegemomente und für gegebene zulässige Spannungen die notwendigen Abmessungen einer Platte finden kann, und da dieser Rechnungsgang auch 3. bei Vernachlässigung der Betonzugspannungen ja allgemein bekannt ist, so läßt sich jetzt ein Vergleich zwischen diesen 3 Verfahren zur Maßbestimmung einer Eisenbetonplatte anstellen. Das Moment, das von einem Querschnitte aufgenommen werden kann, läßt sich schreiben:



- 1) $M = C_1 \cdot bh^2$ (mit Beachtung der Zugspannungen);
- 2) $M = C_2 \cdot bh^2$ (mit Anspannung der Eisen);
- 3) $M = C_3 \cdot bh^2$ (ohne Beachtung der Zugspannungen).

Die Werte C sind von der Bewehrung, also von φ und von den zulässigen Spannungen abhängig und aus den bisher abgeleiteten Formeln zu berechnen. Um ein anschauliches Bild zu geben, sind sie unter einer Annahme von $\max. \sigma_{bd} = 50 \text{ kgcm}^{-2}$, $\max. \sigma_{bz} = 15 \text{ kgcm}^{-2}$ und $\max. \sigma_e = 1000 \text{ kgcm}^{-2}$ ermittelt und in Fig. 3 als Schaubild aufgetragen. Setzt man immer gleiches b und gleiches h voraus, so geben die C unmittelbar ein Bild über das Verhältnis der Momente, die ein Querschnitt je nach den verschiedenen Berechnungsweisen aufnehmen kann. Allerdings muß man bei einem Vergleich die sehr ungleichen Voraussetzungen bedenken, die den 3 Berechnungsweisen zugrunde liegen. Die Rechnung 3 ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen bietet überhaupt keine Sicherheit gegen Haarrisse, denn sie läßt die entstehenden Zugspannungen vollständig unbestimmt und unbegrenzt. Die Rechnung 1 mit Berücksichtigung des Zugs im Beton gewährt die Sicherheit, daß dieser die gegebene Grenze nicht überschreitet, sie bietet also Sicherheit gegen Haarrisse nur bei gutem Beton, der die zugelassenen Zugspannungen auch wirklich ohne Ribbildung ertragen kann. Die Rechnung 2 dagegen gewährt unbedingte Sicherheit gegen jede Zugspannung im Beton. Haarrisse sind also, rein theoretisch, vollkommen ausgeschlossen. Die praktische Seite der Frage wird weiter unten zu besprechen sein.

*) Nähere Angaben s. u. a. M. Foerster: Das Material und die stat. Berechnung der Eisenbetonbauten. S. 129 ff.

Ein Blick auf die Fig. 3 lehrt sofort, daß bei gewöhnlicher Armierung (0,3—2,5%) die größere Sicherheit gegen Rißbildung nach der Rechnungsweise 1 und 2 gegenüber 3 nur durch einen Mehrverbrauch an Baustoff erzielt werden kann. Dieses Ergebnis war ja selbstverständlich und vorauszusehen. Interessant ist weiterhin der Vergleich zwischen den Rechnungsweisen 1 und 2. Man erkennt aus dem Schaubild ohne weiteres, daß 1 bei geringer Armierung im Vorteil ist, weil da die Tragfähigkeit des gezogenen Betons eine große Rolle spielt. Bei höherer Armierung wächst aber der Vorteil von 2 ganz bedeutend, so daß diese Rechnungsweise schließlich sogar noch günstiger als 3 wird. Bei $\eta \geq 2,62\%$ ist nämlich das Anspannen der Eisen ohne Materialvermehrung möglich, da in diesem Falle die Vorschriften bei $\sigma_b = 50$ eine Eisenspannung $\sigma_{e2} = 434$ kg/qcm ergeben; es bleibt somit $\sigma_{e1} = 566$ kg/qcm für die vorherige Anspannung verfügbar.

Handelt es sich also um Decken mit sehr starker Armierung, so ist eine vorherige Anspannung der Eisen auf alle Fälle von wirtschaftlichem Vorteil und bietet außerdem die größere Sicherheit gegen Risse.

Dabei darf nicht unerwähnt bleiben, daß bei der Verwendung der Betonhohlsteine Lunds die Querschnittsverminderung des Betons eine Druckspannung σ_{b1} früher, also mit kleinerem σ_{e1} , erreichen läßt, als bei der massiven Decke, es bleibt dann für die Belastung eine größere Spannung σ_{e2} übrig, als der Rechnung zugrunde gelegt wurde.

Ebenso wird naturgemäß bei einer höchsten zulässigen Betondruckspannung $\sigma_b < 50$ kg/qcm dies vorherige Anziehen der Einlage schon bei $\eta < 2,62\%$ keinen Mehraufwand veranlassen.

Die allgemeine Erörterung mußte naturgemäß gewisse Werte der Betrachtung zugrunde legen, die aber leicht durch Einführung der Sonderverhältnisse im Einzelfall verändert werden können. Jedenfalls zeigt sich, daß bei schwacher Armierung am wirtschaftlichsten die Zugrisse vermieden werden können durch Berücksichtigung der Betonzugspannung bei der Querschnittsbemessung, während bei starker Armierung zweckmäßig ein vorheriges Anspannen der Zugeisen stattfindet.

Nachdem somit erwiesen sein dürfte, daß dieses ein durchaus wirtschaftliches Mittel ist, um Zugrisse zu vermeiden, erscheint als wichtigste weitere Frage, ob es wohl möglich ist, die rechnerisch bestimmte Zugspannung mit Sicherheit im Eisen zu erzeugen.

Lund hat vorgeschlagen, die Eisen am Ende mit Gewinde zu versehen und dann eine genügend feste Mutter mit einem Schraubenschlüssel anzuziehen. Der Schlüssel ist, wie umstehend abgebildet, so bemessen, daß er nur eine bestimmte Anspannung der Eisen erzeugen kann.

Zu dem Zwecke wird das Schlüsselmaul aus einer beweglichen Backe 1 und einer festen 4 gebildet, die durch den Bolzen 5 zusammengehalten werden. Die bewegliche Backe 1 wird durch die in eine Nut des Stieles eingreifende Feder 3 in der Seitenrichtung gestützt und dreht sich um den Stift 2. Der Bolzen 5 geht, durch die Durchbohrungen 6 und 7 der Backen, ist an einem Ende mit einem Kopf, an dem andern mit einem Ge-

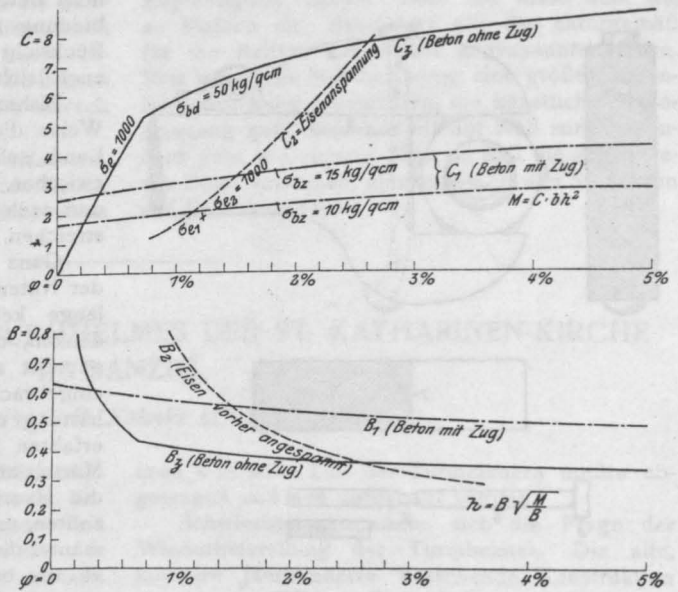


Fig. 3.

winde versehen und weist an passender Stelle eine Einschnürung auf, damit sein Bruch ohne wesentliche Dehnung des ganzen Bolzens bei bestimmter Beanspruchung eintritt.

Wird nun eine Schraubenmutter mit einem derartigen Schlüssel bis zum Bruche des Bolzens angezogen, so ist die aufgewendete Kraft ganz bestimmt. Die Stärke der Bolzen wird zweckmäßig durch Versuche für die gewünschte Dehnung der Anker festgestellt. Der Arbeiter, der die Zugeisen anspannen soll, erhält eine bestimmte Anzahl Bolzen. Vor dem Anziehen einer Schraubenmutter muß er einen Bolzen durch die Löcher des Schlüssels ziehen und durch eine Gegenmutter 8 festlegen; sodann ist der Schlüssel gebrauchsfertig, aber nur so lange, als die zulässige Arbeitsgrenze beim Anziehen der Zuganker nicht überschritten wird. Bei der festgesetzten Leistung

eißt der Bolzen, wird herausgenommen und für das Anziehen des nächsten Eisens durch einen neuen ersetzt. Die Anzahl der angezogenen Zuganker muß dann gleich der Zahl der abzuliefernden Bolzen sein. Es ist also eine Kontrolle möglich, daß die Eisen genügend, aber auch nicht zu stark angespannt sind.

Nötig ist naturgemäß, daß die Reibung in dem anzuschneidenden Gewinde richtig beurteilt werden kann.

Es besteht bei Rostbildung oder schlecht-geschnittenem Gewinde vorwiegend die Gefahr, daß das Eisen nicht genügend gedehnt wird. Auch wirkt die Herstellung eines genau gearbeiteten Gewindes auf den Eisenpreis erhöhend ein.

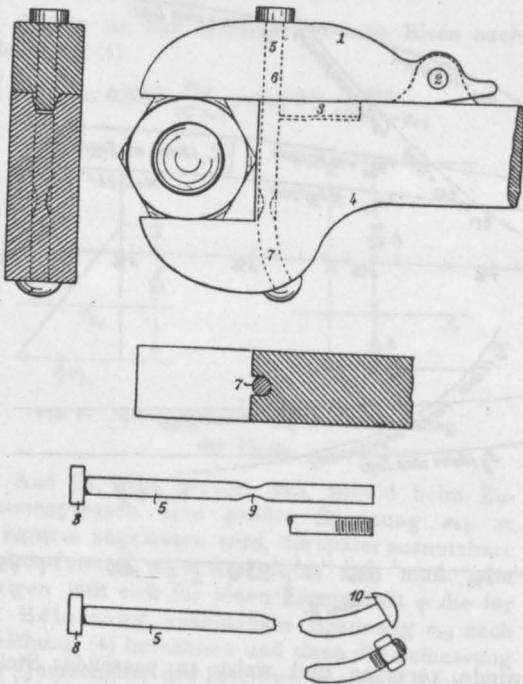


Fig. 4.

Es erscheint aber durchaus möglich, die Dehnung des Eisens in dem geforderten Maße auch durch eine geeignete, ähnlich ausgebildete Winder- vorrichtung vorzunehmen und nur die Erhaltung des Spannungszustandes durch eine Schrauben- mütter oder anderweite Feststellvorrichtung gegen den Betonkörper zu erreichen, so daß die ge- nügende Sicherheit wohl erlangt werden kann.

Für den Bauvorgang nach dem Verfahren Lunds sind besondere Vorsichtsmaßregeln er- forderlich. Der Beton soll als Rückhalt bei der Anspannung des Eisens dienen und muß daher für die Übertragung dieses Druckes geeignet sein, das heißt die Druckfestigkeit muß bereits ge- nügend groß sein. Andererseits würde, sobald

man mit dem Anspannen der Eisen warten wollte, bis der Beton abgebunden hat, die Haftung zwischen Eisen und Beton und damit die Zement- haut, die besonders schützend für die Einlage ist, zerstört. Man ist daher genötigt, fertige Beton- körper zu verwenden, mit denen das Eisen erst nach seiner Anspannung durch Eingießen von Zementmörtel verbunden wird.

Bei der Mehrzahl der üblichen Eisenbeton- bauten ließen sich also Eisenanfangsspannungen nicht erzeugen. Man könnte jedoch häufig die Eiseneinlagen der zu erstellenden Platten und Balken in einer Schicht fertiger Betonsteine ver- legen und sofort anspannen; auf der längs- gepreßten Unterlage wäre dann die noch erforder- liche Betonschicht aufzubringen. Eine gute Ver- bindung zwischen den beiden Bauteilen ist mit Rücksicht auf die Scherkräfte herzustellen und auch leicht zu bewirken.

Bisher ist noch unerwähnt geblieben, in welcher Weise die Eiseneinlage mit Beton umhüllt wird. Lund selbst schlägt vor, die Eisen in Nuten zwischen den festen Betonklötzen zu verlegen und nach Anspannung mit Zementmörtel zu ver- streichen.

Ganz abgesehen davon, daß ein Zustrichen der Nuten, wenn auch mit gutem Mörtel, noch lange kein Stampfen ist, muß man doch be- denken, daß die Eisen gedehnt, die Betonblöcke gepreßt sind, wenn zwischen beide der Mörtel eingebracht wird. Wenn nun nach dessen Er- härtung die Decke Auf- und Nutzlast erhält, so erfahren Eisen und Beton Dehnungen, die der Mörtel unbedingt mitmachen muß. Er bekommt die Haarrisse, die ja eben vermieden werden sollten, und da nur er den eigentlichen Rostschutz- mantel der Eisen darstellt, so liegt der Fall genau so, wie bei einer Decke mit ungespannten Eisen; nur mit dem einen Unterschiede, daß hier mehr Eisen erfolglos verwendet worden ist. Es wäre daher vorteilhafter folgendes Verfahren anzuwen- den: Man belastet die fertig gestampfte und er- härtete Decke (mit gespannten Eisen und ge- preßtem Zuggurt) so stark, daß sie ihre größte für später zu erwartende Durchbiegung erhält, meist also wohl mit voller ständiger und voller Verkehrslast. Dann erst werden die Eisen mit Mörtel umhüllt. Jetzt haben sie ihre größte Deh- nung und Spannung, der Beton der Zugzone fast keine Pressung mehr. Erst nachdem der Mörtel erhärtet ist, darf die der Nutzlast ent- sprechende Belastung entfernt werden: Die Eisen verkürzen sich wieder, der Beton und jetzt auch der Mörtel erhalten Druckspannungen. Zug- spannungen im letzteren dürften auf solche Weise ausgeschlossen sein.

Für Decken und Balken, die mehrere und auch abgobogene Eisen enthalten, macht die An- wendung des Vorschlags Lund größere Schwierig-

keiten. Diejenigen Eisen, die man etwa nicht mit anspannen will, oder die gar nicht gespannt werden könnten, wie z. B. die abgebogenen, dürfen auf keinen Fall an den in den Beton übertragenen Druckspannungen teilnehmen. Denn, solange sie noch gedrückt sind, können sie sich nicht an der Aufnahme der Zugspannungen beteiligen. Diese Arbeit würde allein von den angespannten Eisen zu leisten sein und somit für diese recht erhebliche Querschnitte bedingen. Die nicht gespannten Eisen würden also erst von derjenigen Höhe der Belastung ab, die in ihnen die Spannung Null erzeugt, Zug bekommen und erst damit ihre eigentliche Aufgabe erfüllen; für alle geringeren Belastungen (Eigengewicht und nur einen Teil der Nutzlast) lägen sie nutzlos im Querschnitt. Ja noch mehr: Sie wirken sogar schädlich, wenn sie mit dem Beton zusammengedrückt werden müßten, indem sie dessen Verkürzung erschweren und somit dem Zweck der Eisenanspannung entgegen arbeiten.

Eine vorteilhafte Anwendung des Verfahrens, die Eisen zu spannen und in dem Beton Druck zu erzeugen, wäre wiederum nur möglich, wenn

man nach dem schon oben gemachten Vorschlage vor dem Verlegen der übrigen (nicht gespannten Eisen) die unterste Betonschicht (aus fertigen Blöcken) durch Anziehen der zu spannenden Eisen preßt und dann erst den übrigen Trägerteil mit den anderen Eisen aufstampft.

Noch ein Punkt muß zum Schluß gestreift werden. Es ist ohne weiteres deutlich, daß man bei einer Probelastung nicht mehr als die volle Nutzlast, für die die Decke berechnet wurde, aufbringen darf. Dies ist vorläufig noch nicht allgemein anerkannt und ist vom Eisenbau mit übernommen worden. Es ist aber beim Eisenbeton direkt schädlich und bringt Risse in die Decken, die unter voller Belastung genügende Zugfestigkeit haben. Sind die Risse aber da, so bleiben sie. Besonders gilt das naturgemäß für die Bauten mit vorher angespannten Eisen. Hier wird jede Mehrbelastung eine größere Eisenbeanspruchung hervorrufen, die künstliche Betonpressung geht nicht nur bis auf Null zurück, sondern geht in Dehnung über, so daß die gefürchteten Risse entstehen, mindestens in den Stoßfugen der Betonhohlsteine.

DER WIEDERAUFBAU DES TURMHELMES DER ST. KATHARINEN-KIRCHE IN DANZIG.

Von Prof. R. Kohnke (Danzig).

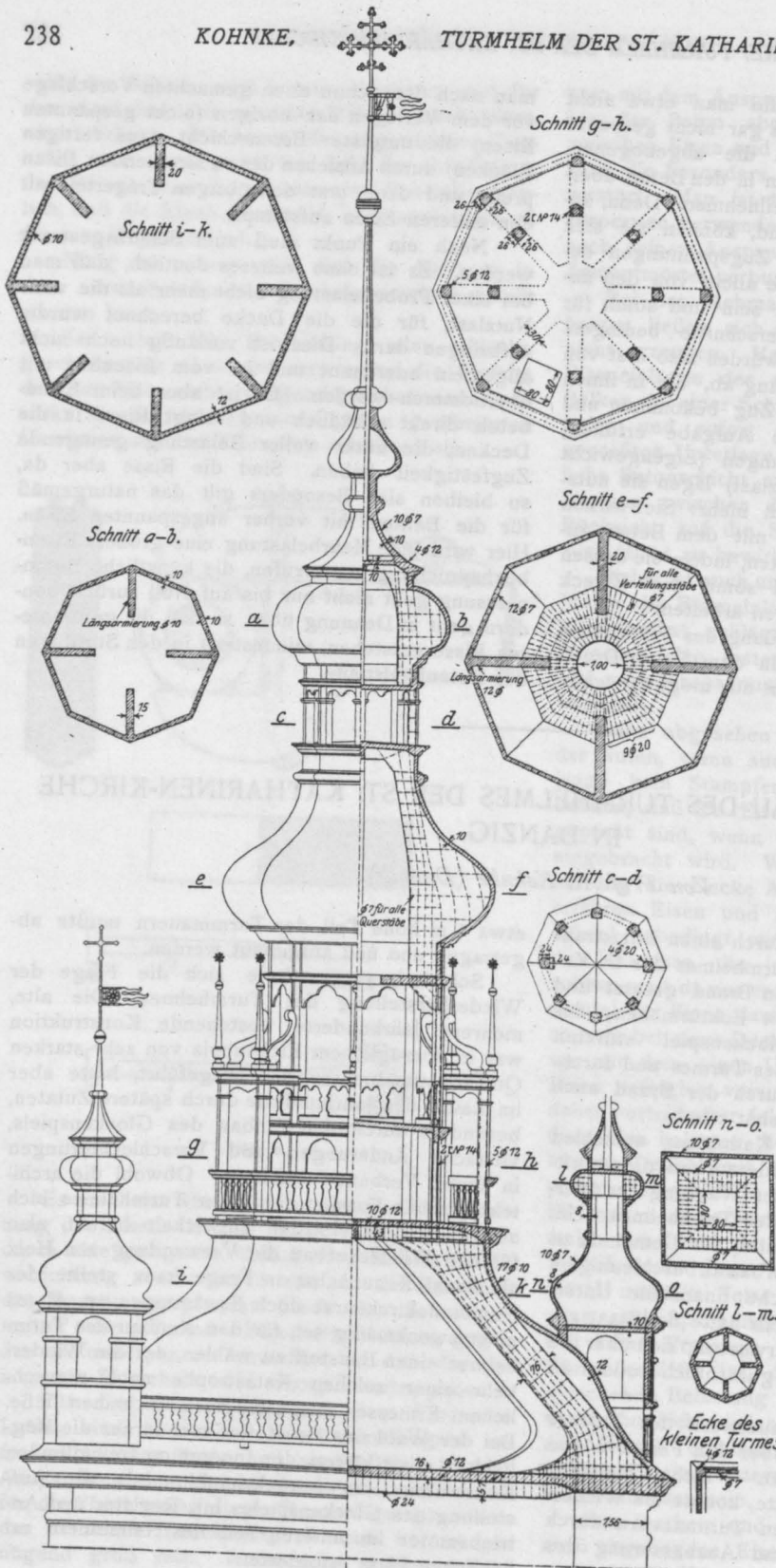
Am 3. Juli 1905 wurde durch einen Blitzstrahl die Holzkonstruktion des Turmhelmes der St. Katharinen-Kirche in Danzig in Brand gesetzt und zerstört. Der Helm, die 4 Ecktürmchen, das Glockengeläute nebst Glockenspiel stürzten größtenteils in das Innere des Turmes und durchschlugen alle Decken, wodurch der Brand auch auf das Turminnere ausgedehnt wurde.

Die Gemeinde von St. Katharinen entschied sich für den sofortigen Wiederaufbau dieses altherwürdigen Bauwerkes unter Wahrung der überlieferten äußeren Formen des Turmhelmes. Um die Aufbringung der Geldmittel der Gemeinde zu erleichtern und den Wiederaufbau zu beschleunigen, stellte der Staat eine reiche finanzielle Unterstützung in Aussicht. Hiermit hatte der Staat zugleich ein Anrecht darauf erworben, sich über die Frage des Wiederaufbaues gutachtlich äußern zu dürfen.

Da das aufgehende Mauerwerk des Turmes — von zahlreichen Rissen über den Fensterbögen und in den Ecken abgesehen — nicht erhebliche Beschädigungen erlitten hatte, konnte die Wiederherstellung der 44 m hohen Turmmauern durch Einbau mehrerer Anker und Ausbesserung des schadhafte Mauerwerks erfolgen. Nur der oberste,

etwa 4 m hohe Teil der Turmmauern mußte abgetragen und neu aufgebaut werden.

Schwieriger gestaltete sich die Frage der Wiederherstellung des Turmhelmes. Die alte, mehrere Jahrhunderte bestehende Konstruktion war in vorzüglichem Eichenholz von sehr starken Querschnittsabmessungen ausgeführt, hatte aber im Laufe der Jahrhunderte durch spätere Zutaten, besonders durch den Einbau des Glockenspiels, vielfache Änderungen und Verschlechterungen in ihrem Verbands erfahren. Obwohl die architektonischen Formen des alten Turmhelmes sich allein aus dem Holzbau entwickelt hatten, also für den Wiederaufbau die Verwendung von Holz als Baustoff zunächst in Frage kam, stellte der Gemeindegemeinderat doch Erwägungen an, ob es nicht zweckmäßig sei, für den Neubau des Turmhelmes einen Baustoff zu wählen, der die Wiederkehr einer solchen Katastrophe nach menschlichem Ermessen ausgeschlossen erscheinen ließe. Bei der Wahl des Baustoffes war ferner die Möglichkeit einer klaren, den Innenraum freihaltenden Konstruktion zu berücksichtigen, da die Aufstellung des Glockenspiels mit Register und Antriebsmotor im unteren Teil des Helminnern erheblichen Platz erforderte.



Alle den Wiederaufbau der Turmspitze betreffenden Fragen wurden größtenteils nach Anhörung des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten entschieden. Das Ergebnis der mannigfachen Erwägungen ist insofern für jeden Fachmann von besonderem Interesse als die Überlegungen und Entscheidungen des Ministeriums dazu führten, daß für die Konstruktion des Turmhelmes die Anfertigung von drei Entwürfen für drei verschiedene Baustoffe veranlaßt wurde, die mit ihren Kostenanschlägen einen seltenen Vergleich zwischen Ausführungsweise und Preis bei den drei Baustoffen: Eisenbeton, Eisen und Holz ermöglichen. Es sollen daher im folgenden die interessanten Verhandlungen und Entschlüsse nebst Begründungen in geschichtlicher Entwicklung kurz erläutert werden.

In der Erkenntnis, daß der Eisenbeton gerade in den letzten Jahren mehrere Feuerproben ausgezeichnet bestanden hatte und auch bei zahlreichen Neubauten die außerordentliche Schmiegsamkeit des Eisenbetons erwiesen war, entschloß sich der Gemeinderat von St. Katharinen Ende des Jahres 1905 für Eisenbeton als Baustoff. Man hoffte, bei Anwendung von Eisenbeton auch den für das Glockenspiel erforderlichen freien Raum im Innern besonders leicht zu erhalten. Verfasser wurde beauftragt auf Grund einer überschläglichen Berechnung einen Entwurf und Kostenanschlag für den Turmhelm mit Eisenbeton als Baustoff auszuarbeiten. Diesen Entwurf zeigt Fig. 1.

Fig. 1.

Für die angenäherte Berechnung wurde der Turm in einzelne Teile zerlegt, welche als Rotationskörper aufgefaßt wurden. Ihre Beanspruchung erfolgt durch Eigengewicht, Winddruck und durch das in der Galerie aufgehängte Glockenspiel. Der wagerechte Winddruck wurde zu 175 kg/m^2 angenommen. Bei der Ermittlung der größten positiven und negativen Spannungen wurde die Zugfestigkeit des Betons vernachlässigt. Unter Zugrundelegung der amtlichen preußischen Bestimmungen vom Jahre 1904 ergab sich für die Dachhaut im obersten Teile eine Stärke von 10 cm in den unteren Teilen von 12 cm. Die Dachhaut, wurde in Tragrippen (oben vier, unten acht) eingespannt, deren größte Stärke zu 20 cm gewählt werden konnte. Für die Bewehrung sind Rundeisen verwendet; nur die Säulen, welche die Tragkonstruktion des Glockenspiels bilden, haben als Eiseneinlage 2 C N. P. 14 erhalten. Die Helmstange ist als spiralgeschweißtes Rohr gedacht, das auf eine Länge von 2,60 m eingespannt ist. Bei einer Nutzlast von 200 kg/m^2 erhielten die Zwischendecken eine Stärke von 10 cm, während für die untere Decke wegen der schweren Belastung durch Register und Antriebsmotoren Rippenplatten mit 16 cm Plattenstärke erforderlich wurden. In den Decken betrug die höchste Betondruckspannung $34,9 \text{ kg/cm}^2$, die Dachplatten und Rippen wurden nur im Maximum mit $25,8 \text{ kg/cm}^2$ beansprucht. Die höchste Eisenspannung war 648 kg/cm^2 . Durch den gesamten lotrechten Druck des ganzen Turmhelmes von 298,5 t ergab sich die äußerst geringe Pressung der Turmmauern von $0,47 \text{ kg/cm}^2$. Über den Kostenanschlag vergl. die untere Zusammenstellung.

Dieser Entwurf wurde im Juni 1906 von dem Gemeindegemeinderat durch die Regierung in Danzig dem Ministerium für öffentliche Arbeiten zur Begutachtung weitergereicht. Das Gutachten des technischen Dezernenten bei der Regierung in Danzig bezeichnet die Ausführung in Eisenbeton als eine Frage, „die gewiß reifliche Überlegung nach allen Richtungen verlangt“.

„Und dies um so mehr, als der Betoneisenbau bisher meines Wissens noch nie vor eine derartige schwierige künstlerische Aufgabe gestellt worden ist, und es auch dem baukünstlerischen Empfinden zunächst widerstrebt eine solche hochmoderne, der Vorzeit gänzlich fremde Konstruktion zum Träger einer Architektur zu machen, deren Stilformen auf die Verwendung von Holz zugeschnitten sind. Berücksichtigt man aber andererseits, wie bild- und schmiegsam die an sich starren Materialien Beton und Eisen in ihrer Verbindung jetzt bereits geworden sind, so wird man im vorliegenden Falle doch dahin gelangen können, aus der Not eine Tugend zu machen und ihre Anwendung zuzulassen, zumal heutzutage kein großes Risiko mehr mit der Ausführung dieser trotz

ihrer Jugend doch schon reichlich bewährten Konstruktionsweise verknüpft ist.“

Hierauf hat das Ministerium der öffentlichen Arbeiten im November 1906 die Frage, welche Konstruktion für den Turmhelm zu wählen ist, in einer technischen Konferenz eingehend erörtert und die vorgeschlagene Ausführung in Eisenbeton nicht zur Ausführung empfohlen, und zwar sind schwerwiegende Bedenken in praktisch technischer Beziehung geltend gemacht worden. Das technische Gutachten des Ministeriums sagt unter anderem:

„Obenan steht die Erwägung allgemeiner Art, daß es zurzeit noch an ausreichenden Erfahrungen in der Anwendung des Eisenbetonbaues auf Aufgaben der vorliegenden Art mangelt und daß ein Baudenkmal von der Bedeutung der Danziger Katharinen-Kirche nicht zum Versuchsobjekt gemacht werden darf.

Aber auch aus bestimmteren Gründen, die in diesem Falle gegen den Eisenbeton sprechen, fehlt es nicht.

Hervorzuheben ist zunächst, daß es kaum gelingen wird, die für das Stampfen der Betonkörper erforderlichen, ohnehin schwer auszuführenden Einschaltungen auf der hohen, unter der Einwirkung der Seewinde und Stürme schwankenden Rüstung so sicher anzubringen, daß nicht schon während der Ausführung Beschädigungen der Konstruktion entstehen, die später verhängnisvoll werden können.

Sodann ist zu bezweifeln, daß das die Vorbedingung für die innige Verbindung von Eisen und Zement bildende Stampfen oder auch nur feste Andrücken des letzteren bei den feinen Bauteilen des reich gegliederten und stark bewegten Helmes überall gelingen wird. Die Anbringung des Betons wird vielfach nur in einem bloßen Anmodellieren bestehen können. Auch ist es sehr unwahrscheinlich, daß sich bei der erwähnten Beschaffenheit und den schwachen Abmessungen der Konstruktionslager Eisen und Beton überall in diejenige Lage zueinander bringen lassen werden, welche die Berechnung erfordert. Und sollte es wirklich gelingen, die Konstruktion einwandfrei zur Ausführung zu bringen, so würden die nach der Vollendung auf sie einwirkenden Witterungseinflüsse, insbesondere die fortwährend an dem Helme rüttelnden Winde und Stürme das Zerstörungswerk vermutlich in verhältnismäßig kurzer Zeit herbeiführen.

Über das Verhalten des Eisenbetons der Blitzgefahr gegenüber sind die Ansichten noch sehr geteilt und abschließende, auf Erfahrung und wissenschaftlicher Betrachtung beruhende Ergebnisse noch nicht vorhanden. Im Feuer bewährt sich die Bauweise nach neueren Be-

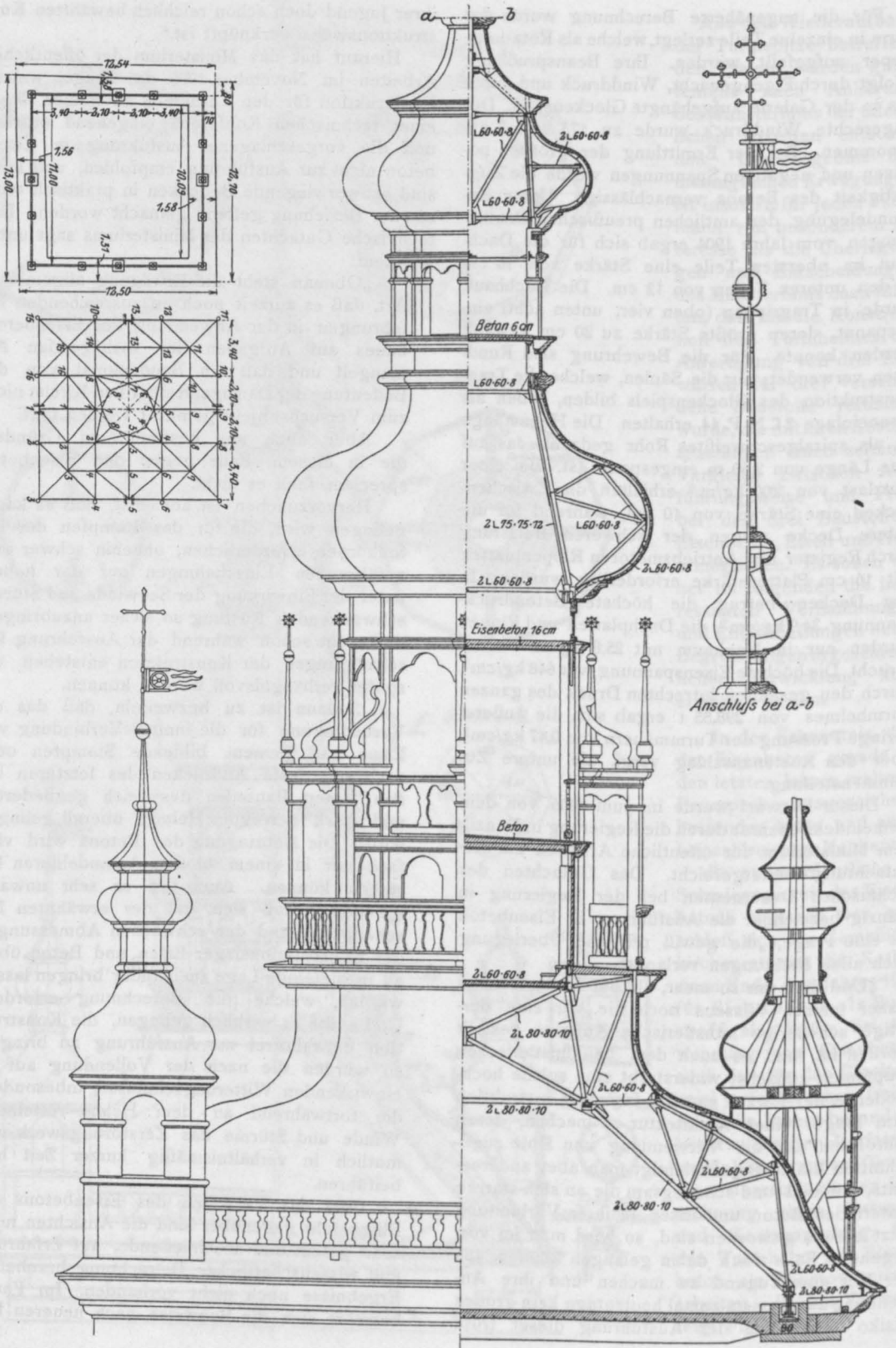


Fig. 2.

obachtungen insofern wenig, als dünne Betonwandungen unter Einwirkung der Hitze leicht abplatzen.

Zu berücksichtigen sind schließlich die Schwierigkeiten einerseits der Beschaffung durchaus sicheren, sein Volumen nicht verändernden Zements sowie andererseits der Vornahme von Ausbesserungen, die infolge der obenberegten Umstände sicherlich mit der Zeit erforderlich werden. Vor allem aber fällt der der Eisenbetonweise überhaupt anhaftende und bei der vorliegenden Aufgabe in besonderem Maße zu befürchtende Nachteil ins Gewicht, daß die sichere Kontrolle der Ausführung außerordentlich erschwert ist. Die Güte und die Bewährung der Konstruktion würden wesentlich von der Geschicklichkeit und der unbedingten Zuverlässigkeit der ausführenden Arbeiter abhängig sein.

Aus allen diesen Gründen kann von der geplanten Eisenbetonkonstruktion nur abgeraten werden. An ihrer Stelle ist eine reine Eisenkonstruktion zu empfehlen. Wenngleich auch sie nicht als vollkommen feuerfest angesehen werden kann, so ist sie doch einer Holzkonstruktion in dieser Hinsicht unzweifelhaft überlegen. Ihr Verhalten gegenüber den Einwirkungen der Stürme gibt zu Bedenken keinen Anlaß. Sie läßt sich ohne Schwierigkeit sicher berechnen und ausführen; und wenn sie so eingerichtet wird, daß ihre Teile gut unter Anstrich gehalten werden können, so verbürgt sie auch die angemessene lange Dauer. Ausbesserungen sind unschwer vorzunehmen, die Ausführung ist bequem und sicher zu überwachen. Schließlich werden sich auch bei ihrer Anwendung die Unzuträglichkeiten, welche sich, wie zutreffend angeführt worden ist, bei einer Holzkonstruktion für den Einbau des Glockenspiels ergeben, wenn nicht ganz beseitigen, so doch auf ein geringes Maß zurückführen lassen.“

Zufolge dieses Bescheides durch das Ministerium beauftragte der Gemeindegemeinderat den Verfasser, einen ausführlichen zweiten Entwurf nebst statischer Berechnung und Kostenanschlag für den nunmehr in Eisen zu konstruierenden Turmhelm aufzustellen. Der stark wechselnden Linienführung in den äußeren Formen konnte das Hauptsystem der Tragkonstruktion nicht folgen. Der Aufbau des Systems erfolgte vielmehr durch drei abgestumpfte Pyramiden, welche durch je 8 Säulen miteinander verbunden sind (vergl. Fig. 2). Bei der untersten Pyramide findet außerdem der Übergang von dem oberen Achteck in das untere Viereck statt. Die äußeren Formen wurden durch Aufsattelung von Fachwerkträgern auf die Pyramiden mittels gekrümmter Obergurte geschaffen. Für die Aufnahme der Kupferhaut wurde die

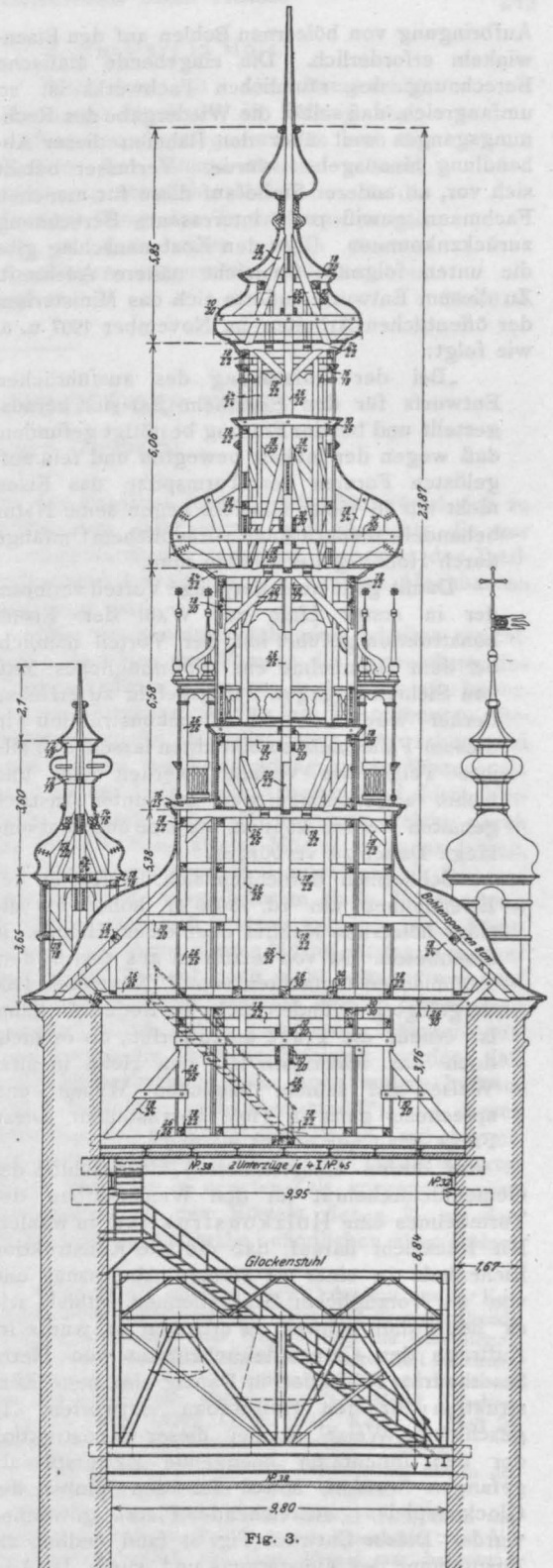


Fig. 3.

Aufbringung von hölzernen Bohlen auf den Eisenwinkeln erforderlich. Die eingehende statische Berechnung des räumlichen Fachwerks ist so umfangreich, daß selbst die Wiedergabe des Rechnungsganges weit über den Rahmen dieser Abhandlung hinausgehen würde. Verfasser behält sich vor, an anderer Stelle auf diese für manchen Fachmann gewiß recht interessante Berechnung zurückzukommen. Über den Kostenanschlag gibt die unten folgende Übersicht nähere Auskunft. Zu diesem Entwurfe äußerte sich das Ministerium der öffentlichen Arbeiten im November 1907 u. a. wie folgt:

„Bei der Aufstellung des ausführlichen Entwurfs für den Eisenhelm hat sich herausgestellt und bei der Prüfung bestätigt gefunden, daß wegen der lebhaft bewegten und fein aufgelösten Formen der Turmspitze das Eisen nicht nur in vieler Hinsicht gegen seine Natur behandelt, sondern auch in erheblichem Umfange durch Holz ergänzt werden muß.

Damit geht aber derjenige Vorteil verloren, der in erster Linie zur Wahl der Eisenkonstruktion geführt hat, der Vorteil nämlich, bei dem Turmhelme ein größtmögliches Maß von Sicherheit gegen Feuersgefahr zu erzielen. Ferner wird sich die Eisenkonstruktion in diesem Falle nicht so einrichten lassen, daß alle ihre Teile, wie verlangt werden muß und früher angenommen war, gut unter Anstrich gehalten werden können, um eine angemessene lange Dauer zu verbürgen.

Schließlich berechnen sich die Kosten des Eisenhelmes um rd. 13000 M höher als die eines hölzernen Helmes oder eines Helmes in Eisenbeton. Da von letzterem aus den in dem Technischen Gutachten vom 7. November 1906 dargelegten Gründen nicht die Rede sein kann, ist erneut die Frage aufzuwerfen, ob es nicht doch das Richtige ist, den Helm in alter Weise und seinem baulichen Wesen entsprechend ganz in Holz herzustellen. Diese Frage kann nur bejaht werden.“

Auf diesen Ministerialerlaß hin beschloß der Gemeindegemeinderat für den Wiederaufbau des Turmhelmes eine Holzkonstruktion zu wählen. Mit Rücksicht darauf, daß die alte Konstruktion Eichenholz in einer so starken Abmessung und von so vorzüglicher Beschaffenheit enthielt, wie es heute nur schwer zu erlangen ist, wurde im Auftrage des Gemeindegemeinderates von Herrn Stadtbaurat Fehlhauer in Danzig eine neue Konstruktion für den Holzaufbau entworfen. In geschickter Weise ist bei dieser Konstruktion der den Innenraum beengende Kaiserstil abgefangen worden, sodaß für den Einbau des Glockenspieles ausreichend Platz gewonnen wurde. Dieser Entwurf (Fig. 3) fand endlich die Zustimmung des Ministeriums und wurde der Aus-

führung als maßgebend zugrunde gelegt. Mit dem Aufbau des Turmhelmes wurde im März 1908 begonnen; die vollständige Fertigstellung des Turmhelmes und Turminnern einschließlich Einbau des Glockenspieles und des Glockengeläutes ist für Anfang August 1909 vorgesehen.

Vergleichende Übersicht der drei Kostenanschläge.

Vorbemerkung: Die Rüstung für den Turm bis zur Mauerkrone wurde seitens der Bauverwaltung vorgehalten. Die Kupfereindeckung, das Turmkreuz und die 4 Bekrönungen auf den Ecktürmen sind in allen drei Anschlägen nicht enthalten.

1. Entwurf in Eisenbeton.*)

448,5 m ²	Eisenbeton in der Abwicklung gemessen im Mittel 10 cm stark nach Zeichnung herzustellen, die erforderliche Eiseneinlage anzuliefern und zu verlegen, einschließlich Ein- und Ausschaltungen, sowie Anlieferung aller erforderlichen Materialien, Vorhaltung der Geräte und Gerüste, f. d. m ² 28 M	12 588 M
137,6 m ²	Deckenplatten mit Eiseneinlage herzustellen wie vor, f. d. m ² 16 M	2 202 M
41,3 m ³	Betonsäulen mit Eiseneinlagen nach Zeichnung herzustellen, sonst wie vor, f. d. m ² 20 M	826 M
235,0 m ²	Eisenbeton für die Ecktürme in der Abwicklung gemessen im Mittel 8 cm stark nach Zeichnung herzustellen einschließlich der erforderlichen Rundeiseneinlagen, sonst wie vor, f. d. m ² 29 M	6 815 M
	Zur Abrundung	339 M
	Summa	22 800 M

2. Entwurf in Eisen.

31,0 t	Flußeisen der verbundenen Konstruktion des Turmhelmes zu liefern und aufzustellen, einschl. Vorhalten aller Geräte, der Rüstungen von Oberkante Mauerwerk sowie eines dreimaligen Anstriches f. d. t 580 M	17 980 M
1,7 t	Mannstädt-Eisen desgl. wie vor, f. d. t. 600 M	1 020 M
0,6 t	Gußstahl zu Lagern verarbeitet, desgl. wie vor, f. d. t 900 M	540 M
0,1 t	Gußeisen, desgl. wie vor, f. d. t 350 M	35 M
1,7 t	Flußeisen zur Helmstange nebst deren Armatur verarbeitet, desgl. wie vor, f. d. t 330 M	561 M
	Transport	20 136 M

*) Der Entwurf stammt aus dem Jahre 1906. Bei den heutigen Marktpreisen dürften sich die Einheitspreise etwas ändern.

	Transport 20 136 M
140,0 qm Decken aus Eisenbeton herzustellen, die erforderlichen Eisen- einlagen zu liefern und zu verlegen, einschl. Ein- und Aus- schalen sowie Vorhaltung der Geräte, f. d. qm 24 M.	3 360 M
Zimmerarbeiten einschl. Materiallieferung	12 000 M
Zur Abrundung.	308 M
	Summa 35 800 M

3. Entwurf in Holz.

Nach dem mit dem Baugeschäft Hermann Prochnow in Danzig abgeschlossenen Verträge werden sich die Kosten der Zimmerarbeiten einschl. Lieferung sämtlicher Materialien für die Fertigstellung des Turmhelmes, soweit sie in den beiden obigen Kostenanschlägen vorgesehen sind, belaufen auf rd. 23 000 M.

NEUERE UNTERSUCHUNGEN ÜBER TRASS.

Von Prof. M. Foerster (Dresden).

Von in neuerer Zeit erschienenen Arbeiten über Traß und Traßkalkmörtel sind die folgenden erwähnenswert:

1. Eine Untersuchung von Traßmörtel, ausgeführt von H. Burchartz*). Dieselbe bildet insofern eine Ergänzung zu den Ausführungen des Verfassers über die Erhärtung von Traßkalkmörtel in der Arbeit „Luftkalke und Luftkalkmörtel“, als die hier gefundenen Ergebnisse, nach denen Traßmörtel bei dauernder Lagerung in der Luft (im Zimmer) von einer gewissen Altersgrenze ab an Festigkeit abnehmen, den Ausgangspunkt der neuen Besprechungen bilden. Um ein Mißverstehen dieser Versuchsergebnisse zu verhindern, weist der Verfasser einleitend darauf hin, daß die genannten Versuche lediglich in wissenschaftlichem Interesse vorgenommen seien, um über das Verhalten des Traßmörtels bei mangelnder Feuchtigkeitzuführung Aufschluß zu erhalten. Die hier gewonnenen Ergebnisse dürfen mithin keine Anwendung auf bauliche Verhältnisse finden, in denen der Traßmörtel stets in dünner Fuge, als plattenförmiger Körper, auftritt und — Lufterhärtung vorausgesetzt — sein Wasser nur sehr langsam abzugeben vermag. Diese, durch die Erfahrungen der Praxis bewiesene Anschauung wird noch weiter durch die Überlegung gestützt, daß ein an der Mörtelaußenfläche etwa freiwerdender Kalk sich mit der Kohlensäure der Luft zu kohlenurem Kalk verbindet und somit das Eindringen der Luft in das Innere des Mörtels verhindern wird.

Nach des Verfassers Ansicht darf daher die, bei den früheren besonderen Versuchen beobachtete Erscheinung eines vorübergehenden Festigkeitsrückganges von Traßmörtel keineswegs

zu der Annahme führen, daß Traßmörtel sich zu Luftbauten nicht eigne, eine Ansicht, die zur Genüge durch das tadellose Verhalten der Traßkalkmörtel bei älteren wie neueren Hochbauten widerlegt wird.

Wie aus den untenstehenden Arbeiten ersichtlich*), ist schon den Römern die Verwendung des Trasses bekannt gewesen, in dem sie ein bevorzugtes Mörtelmaterial für ihre Kastellbauten, Befestigungswerke, Kanalisationen usw. sahen und zwar sowohl bei Verwendung unter Wasser als auch an der Luft. Diese Arbeiten sind durch Versuche neueren Datums**) bestätigt, welche durch die Untersuchung älterer Mörtel erkennen lassen, daß Traßmörtel auch in Deutschland in früherer Zeit schon in ausgedehntem Maße Verwendung gefunden und sich bestens gehalten hat. Sämtliche untersuchten, älteren Mörtel entstammen einer Zeit, in der Zement noch nicht bekannt war; auf Grund des Prüfungsbefundes, der bei ihnen einen außerordentlich hohen Grad von Silikaten aufwies, konnte die Tatsache gefolgert werden, daß außer hydraulischem Kalk noch andere hydraulische Zuschläge vorhanden sind***), und dieses Mehr von dem im Mörtel enthaltenen Traß stammt. Ein hervorragendes Zeugnis für Traßkalkmörtel liefern auch die in neuester Zeit vorgenommenen Untersuchungen des Mörtels, der s. Z. zu den Pfeilern der im Abbruche befindlichen, alten Kölner

*) Vgl. Heft 1, Jahrgang X (1901) der Mitt. aus der Kgl. mechan. techn. Versuchsanstalt. Hier wird über eingehende Erhebungen des Ing. Paul Wagner über die Verwendung von Puzzolan- und Kalktraßmörtel in älterer Zeit berichtet; ferner finden sich wertvolle diesbezügl. auch auf die neuere Zeit sich erstreckende Mitteilungen (von Mund, Direktor d. Ft. D. Zervas Söhne, G. m. b. H., Köln) in Heft 26 vom 29. 6. 1907 der Deutschen Techniker-Zeitung.

**) Ausgeführt ebenfalls auf Veranlassung des in der voransteh. Anm. genannten Ing. P. Wagner.

***) Von allen hydr. Kalken besitzt nach Mitt. von Burchartz der Kalk von Teil die meiste Kieselsäure = 26 %. Der Kieselsäuregehalt der alten Mörtel war bedeutend höher.

*) Vgl. Traßmörtel von H. Burchartz, Berlin, Julius Springer 1908, Ergänzungen zu den Ausführungen des Verfassers über die Erhärtung von Traßkalkmörtel in der Arbeit „Luftkalke und Luftkalkmörtel“ — bei dem gleichen Verlage (1908) erschienen.

Rheinbrücke verwendet wurde. Hierüber äußert sich der Kgl. Eisenbahnbau- und Betriebsinspektor Schimpff in Köln*) folgendermaßen:

„Beim Umbau der alten Kölner Eisenbahnbrücke war der Abbruch der alten Brückenpfeiler dadurch sehr**) erschwert, daß der Mörtel, welcher zum Aufbau verwendet worden war, eine ganz außergewöhnliche Festigkeit erreicht hatte. Er war mit Steinen derart in eine feste Verbindung getreten und dazu von einer Zähigkeit, daß das Mauerwerk innerhalb der verblendeten Basaltsteine nur in sehr kleinen Bruchstücken abgerissen werden konnte. Auch brach das Mauerwerk nicht in den Mörtelfugen, sondern im Stein selbst, so daß die Steine der abgebrochenen Stücke noch sehr fest untereinander verbunden waren. Diese Beob-

achtungen sind sowohl bei dem Mörtel, der nur der Luft, wie auch bei dem, der dem wechselnden Wasser ausgesetzt war, gemacht worden

Durch diese Ergebnisse und insbesondere auch durch die Tatsache, daß sich der Mörtel während 50jähriger, starker Beanspruchung gut bewährt hat, ist die Bauverwaltung veranlaßt worden, auch beim Umbau der Brücke Traß in großem Maßstabe zu Beton und Mauerwerk sowohl unter, wie über Wasser zu verwenden. Das Mischungsverhältnis des zur Verwendung gelangenden Mörtels ist 1 Kalk + 1 Traß + 4 Sand, das des Betons 1 Traß + 1 Zement + 13 Sand und Kies. Die bisher angestellten Untersuchungen des Betons und Mörtels haben nur gute Ergebnisse gezeigt.“

Ergebnisse der Festigkeitsversuche mit Traßkalkmörtel und -beton.

Mischungsverhältnis, Raumteile †)	Zugfestigkeit kg/qcm nach			Druckfestigkeit kg/qcm nach			Verhältnis Zug Druck nach			Art der Er- härtung	
	14 Tagen	28 Tagen	90 Tagen	14 Tagen	28 Tagen	90 Tagen	14 Tagen	28 Tagen	90 Tagen		
	1 ¹ / ₄ Traß + 1 Kalkteig + 2 Rheinsand	11,0	14,6	25,0	95	136	204	$\frac{1}{8,6}$	$\frac{1}{9,3}$		$\frac{1}{8,2}$
1 Traß + 1 Kalkteig + 1 Rheinsand	10,5	17,0	25,9	76	121	170	$\frac{1}{7,2}$	$\frac{1}{7,1}$	$\frac{1}{6,6}$		
1 Traß + 1 Normalkalk + 1 Rheinsand	13,3	20,5	28,0	108	168	249	$\frac{1}{8,1}$	$\frac{1}{8,2}$	$\frac{1}{8,9}$		
1 Traß + 1 Normalkalk + 1 Normensand	9,5	17,0	26,0	80	150	243	$\frac{1}{8,4}$	$\frac{1}{8,8}$	$\frac{1}{9,3}$		
1 + Zement + 0,75 Traß + 5 Rheinsand	19,1	23,1	31,2	153	198	280	$\frac{1}{8,0}$	$\frac{1}{8,6}$	$\frac{1}{9,0}$		
1 Zement + 1 Traß + 6 Rheinsand	12,9	17,9	27,2	98	132	210	$\frac{1}{7,6}$	$\frac{1}{7,4}$	$\frac{1}{7,7}$		
1 Zement + 0,8 Traß + 6 Rheinsand	13,0	18,4	23,5	108	143	193	$\frac{1}{8,3}$	$\frac{1}{7,8}$	$\frac{1}{8,2}$		
1 Zement + 0,8 Traß + 4 Rheinsand + 7 Rheinkies	—	—	—	89	119	162	—	—	—	3 Tage in feucht ge- haltenen Kästen, die übrige Zeit unter Wasser von etwa 16° C.	
1 Zement + 0,8 Traß + 6 Rheinsand + 12 Rheinkies	—	—	—	46	54	82	—	—	—		
1 Zement + 1 Traß + ¹ / ₂ Kalkteig + 5 Rheinsand + 10 Rheinkies	—	—	—	77	107	144	—	—	—		
1 Traß + 0,8 Kalkteig + ¹ / ₂ Rhein- sand + 4 ¹ / ₂ Rheinkies	—	—	—	39	70	79	—	—	—		

†) Als Einheitsgewicht der Mörtelstoffe wurden bei Herstellung der Mischungen folgende Werte zugrunde gelegt:

Stückkalk (zu Teig abgelöscht)	1,4 kg	(Wassergehalt 45 %)
Rheinsand	1,5 "	(" 0,6 ")
Traß	1,0 "	" " "
Zement	1,5 "	" " "
Rheinkies	1,5 "	" " "
Normalkalk (Kalkteig)	1,4 "	(Wassergehalt 1,1 %)
Normensand	1,5 "	(" 40 ")

*) Nach Mitteilung von Burchartz in seiner oben genannten Arbeit.

**) Nach einem Zeugnisse des Bauleiters der alten Kölner Eisenbahnbrücke, des bekannten Reg.-Brts. Lohse,

bestand er in den Jahren 1858—1861 verwendete Mörtel an der Luft aus: 2 Kalkpulver + 1 Traß + 4—5 Sand, im Wechselwasser aus: 1 Kalkpulver + 1 Traß + 1 Sand, unter Wasser aus: 1 Kalkpulver + 2 Traß.

Während wegen weiterer Verwendungsstellen des Traßkalkmörtels und seine Bewährung auf die Ausführungen von Burchartz verwiesen sei*), mögen vorstehend nur noch die Ergebnisse der umfassenden Festigkeitsversuche mit Traßmörtel und -beton mitgeteilt werden, welche neuerdings im Auftrage der Firma D. Zervas Söhne zu Köln im Materialprüfungsamte zu Groß-Lichterfelde ausgeführt worden sind. Die in der Zusammenstellung mitgeteilten Zahlen sind Mittelwerte aus je 5 bzw. 10 Einzelversuchen.

2. Eine zweite bemerkenswerte Arbeit rührt von dem Direktor A. Hambloch zu Andernach a. Rh. her und beschäftigt sich mit Versuchen über die Adhäsionsfestigkeit zwischen Traßmörteln verschiedenen Alters mit frischen Mörteln**). Diese Arbeit besitzt insofern Bedeutung für die bauliche Praxis, als bei einem guten Gelingen eines jeden Mauerwerkes das feste Anhaften der einzelnen Mörtelschichten eine unerlässliche Bedingung ist.

Die Untersuchung befaßt sich mit Zugversuchen, bei denen die Probekörper die bekannte Achtform besitzen; und zwar wurden sowohl reine Traßkörper herangezogen, als auch solche, bei denen die mittlere Bruchfuge durch Eintauchen in steifen Zementbrei mit einer dünnen Zementhaut überzogen war. Die einzelnen Körper — stets aus der Hälfte eines älteren Probekörpers und einem normgemäß angestampften frischen Probeteil bestehend — zeigten bei der Zugprüfung

ein Alter von 14 und 28 Tagen bzw. 6 Wochen; zudem erstreckten sich die Versuche auf 2 Mischungen, eine fettere, aus 1 Raumteil Traß, 1 Raumteil Kalkbrei und 1 Raumteil Sand bestehend, sowie eine magerere, im Verhältnis von 1 Raumteil Traß : 1½ Raumteilen Kalkbrei : 2 Sand zusammengesetzt***). Als Materialien fanden Anwendung: Traß von Plaid, bergischer Fettkalk in Pulverform, normalkörniger Rheinsand.

Die zu den Versuchen benutzten, alten halben Zugprobestücke zeigten ein Alter von 14 und 28 Tagen; sie wurden vor ihrer Verbindung mit dem frischen Mörtel mit Wasser durchtränkt, um die Versuche dem beim Bau vorkommenden Verhältnissen möglichst nahe zu bringen. Ein guter Anschluß zwischen den neuern Körpern und den älteren Versuchsstücken wurde übereinstimmend in der Weise bewirkt, daß die älteren Teile vor dem Auffüllen des neuen Mörtels in die Messingform eingebracht und im Anschlusse hieran letzterer mit 150 Schlägen des Böhmeschen Hammerapparates eingestampft wurde. Die Feststellung der Haftung selbst erfolgte schließlich durch ein Zerreißen der normal erhärteten Probekörper. Die Ergebnisse der Versuche sind nachstehend tabellarisch zusammengestellt. Aus der Zusammenstellung ergibt sich einerseits die sehr erhebliche Zunahme der Haftfestigkeit im Laufe der Zeit und zwar sowohl bei reiner Traßfläche als auch bei Überziehung dieser mit einer Zementhaut; andererseits läßt sich eine Abnahme der Haftung bei letzterer bemerken, wenn

Art des Probekörpers		a) ohne Zementhaut.			b) mit Zementhaut.		
		Adhäsionsfestigkeit in kg/cm ² nach			Adhäsionsfestigkeit in kg/cm ² nach		
		14 Tagen	28 Tagen	6 Wochen	14 Tagen	28 Tagen	6 Wochen
Serie I und II mit 14 Tage alten Halb- stücken.	Mischung: 1:1:1 + 0,5 Wasser	5,85	9,45	12,06	4,60	7,95	10,33
	1:1½:2 + 0,670 Wasser	3,36	6,99	9,57	2,72	5,34	7,55
Serie III und IV mit 28 Tage alten Halb- stücken.	Mischung: 1:1:1 + 0,5 Wasser	5,60	6,69	11,95	4,55	8,00	10,05
	1:1½:2 + 0,670 Wasser	3,24	6,90	9,23	2,63	5,10	7,70

*) Vgl. namentlich S. 10—12 der in Anm. auf S. 243 genannten Arbeit. Die nachstehende Tabelle ist der Burchartzschen Veröffentlichung (S. 18) entnommen.

**) Im Selbstverlage des Verfassers; Kommission Otto Webers Verlag, Leipzig; mit einem Anhang: Literatur-

nachweis der von dem Autor bisher verfaßten Schriften. — 1909.

***) Der Bemessung der Raunteile wurden die folgenden Gewichte zugrunde gelegt:

Für Traß 1 Liter = 1000 gr, für Sand 1 Liter = 1500 gr, für Kalkpulver 1 Liter = 500 gr.

der Unterschied auch nicht allzu groß ist. Ob sich in dieser Hinsicht allerdings die Ergebnisse der vorstehenden Laboratoriumsversuche auf die Praxis anwenden lassen, zieht der Verfasser in Zweifel, weil bei einer etwaigen Vereinigung von Traß- und Zementmörtel im Bau sowohl die schnellere Erhärtung des Zementes, als auch die abweichende, lineare Ausdehnung beider Mörtelarten nachteilig einwirken dürften. Hierzu käme bei Seebauten noch erschwerend in Frage, daß die Meerwassererhärtung, wie durch viele Versuche erwiesen, bei alten Mörteln eine energischere ist als bei Süßwasser*), ein Umstand, der sich bei schneller erhärtendem Zementmörtel in noch höherem Maße geltend machen dürfte als bei dem langsamer an Festigkeit zunehmenden Traßmaterial. Als wesentliches Ergebnis der Untersuchungen wird empfohlen, daß man zur Erlangung der völligen Sicherheit für ein vollkommenes Anhaften von neuem auf altem Traßmörtel einen zwar nicht zu kalkreichen aber recht fetten Kalkmörtel verwenden soll. Diesem schadet ein geringer Zusatz von Zement nicht. Wie aus den — namentlich in Kiel und Wilhelmshaven — gemachten Erfahrungen hervorgeht, hat sich ein kleiner Zementzusatz von etwa 5—10 Liter auf 100 Liter Mörtel gut bewährt, da er bezweckt, daß die Anfangserhärtung des neuen Traßmörtels etwas erhöht wird, ohne daß dieser in seinem eigentlichen Wesen erhebliche Änderungen erfährt.

3. Schließlich sei auf die, dem deutschen Museum zu München gewidmete Veröffentlichung des Direktors A. Hambloch: „Die rheinische Puzzolane, der Traß“ hingewiesen, welche einen Beitrag zur Lösung der Frage über das Wesen der Puzzolane und ihren Erhärtungsvorgang mit Kalk liefert**). In dieser Arbeit, der ein allgemeiner geschichtlicher Teil vorausgeht, wird der Traß in geologisch-mineralogischer Beziehung behandelt und weiter auf die Herstellung von Traßkalkmörteln in verschiedenen Mischungs-

*) Dies findet seine Erklärung in der Absorption des Wassers in dem Mörtel durch die Salze des Meerwassers; hierdurch wird Wärme frei, die sich in einer vermehrten bzw. rascheren Erhärtung des Bindemittels äußert.

**) Erschienen gleich der an zweiter Stelle genannten Arbeit im Selbstverlage und in Kommission von Otto Weber Verlag, Leipzig. 1908.

verhältnissen und deren hierdurch bedingte Eigenschaften eingegangen. Hierbei wird einerseits bergisches Fettkalkhydrat*), andererseits hydraulisches Lahnkalkhydrat**) benutzt. Nach sechswöchiger Erhärtung unter Wasser wurde die Hälfte der Proben, um vergleichende Beobachtungen auch für die Lufterhärtung anstellen zu können, zu weiterer Abbindung der freien Luft ausgesetzt und gesondert auf ihre Beschaffenheit und die Entwicklung der fortschreitenden Versteinerung geprüft. Diese Untersuchung wurde für beide Hauptgruppen an Dünnschliffen zunächst auf mikroskopische Weise, dann weiter durch eine chemische Analyse ausgeführt.

Die Ergebnisse der Arbeit faßt Direktor Hambloch in die folgenden Sätze zusammen:

1. Die Erhärtung des Mörtels beruht auf einer Bildung von Hydrosilikaten, in denen sich die lösliche Kieselsäure unter Zutritt von Wasser mit Zement, Kalk und den Alkalien zu Verbindungen vereinigt, die mit den in der Natur vorkommenden Zeolithen vergleichbar sind.
2. Der Verlauf der Kristallisation erfolgt bei Zutritt von Luft im Anfangsstadium des erhärtenden Mörtels schneller als unter Wasser; später schreitet dieselbe aber in ziemlich gleichem Maße fort.
3. Der Kristallisationsprozeß vollzieht sich bei hydraulischem Kalke (hier also dem Lahnkalkpulver) intensiver als bei Verwendung von Fettkalk (bergisches Material); hieraus scheint zu folgen, daß Fettkalke eine längere Zeit zu ihrer chemischen Aufschließung und mineralischen Umbildung erfordern wie hydraulische Kalke, — eine Ansicht, die auch durch die erfahrungsgemäß höheren Festigkeitsziffern der hydraulischen Kalke gegenüber den Fettkalken gestützt wird.
4. Der in dem Mörtel enthaltene Sand — obwohl rein quarzhaltig, also aus kristallisierter Kieselsäure bestehend — äußerte nur eine Einwirkung physikalischer Art in den Erhärtungsvorgängen.

*) von Bergisch-Gladbach.

**) von Diez a. d. Lahn.

DIE EISENBETONKUPPEL DER FRIEDRICHSTRASSENPASSAGE IN BERLIN.

Von Prof. Siegmund Müller (Charlottenburg).

(Schluß von S. 212.)

Der Portalrippenträger.

Der in der Höhe des Kuppelanfanges gelegene Portalrippenträger (Figur 10) hat die stärkste

Armierung in dem vorderen, an der Kuppelhalle gelegenen, Vertikalträger erhalten. In der Mitte des gezogenen Untergurtes mußten in drei Reihen

rippen über, so daß Rippen und Pfeiler ohne Trennung einen einheitlichen Körper bilden. Der Übergang wird nur durch einen außen um die

Die Länge der Stoßüberdeckung wurde mindestens 1 m genommen. Für die Querverbindung der Rippeneisen wurden außer den bei den Pfeilern verwendeten Ring- und Rosteisen noch 4 durchlaufende Diagonalzüge aus Rundeisen von 5 mm Durchmesser angeordnet. Die Entfernung der Verbindungen nimmt von 35 cm am Fuß bis auf 30 cm am Kopf ab.

Von den vier Ringen sind die beiden unteren als Zug-, die beiden oberen als Druckringe ausgebildet worden.

Fußring (Fig. 19).

Bei den größeren massiven Vollkuppeln früherer Bauweisen wurde der Fußring meist aus hochstehenden Flacheisen gebildet, die mit durchlaufender Druckfläche kreisförmig in den Kuppelfuß eingelegt wurden. Die einzelnen Flacheisen wurden in der Regel durch Keilschlösser verbunden. Die Anspannung dieses Ringes wurde durch Keilschlösser oder durch Erwärmung bewirkt. In der in einzelne Rippen aufgelösten Passagekuppel mußten die Zugstangen zwischen den Rippen geradlinig ausgebildet werden, so daß ein Stabzug von 20 Ecken entstand (vergl. Fig. 16). Bei der Eigenart der stark beanspruchten und schmalen Betonrippen mußte zur Vermeidung schädlicher Nebenwirkungen und Rissebildung gefordert werden, daß unter Wahrung der in der statischen

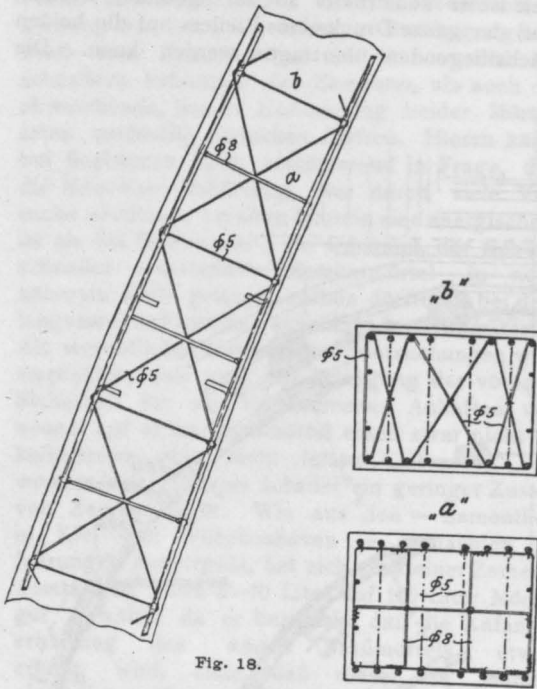


Fig. 18.

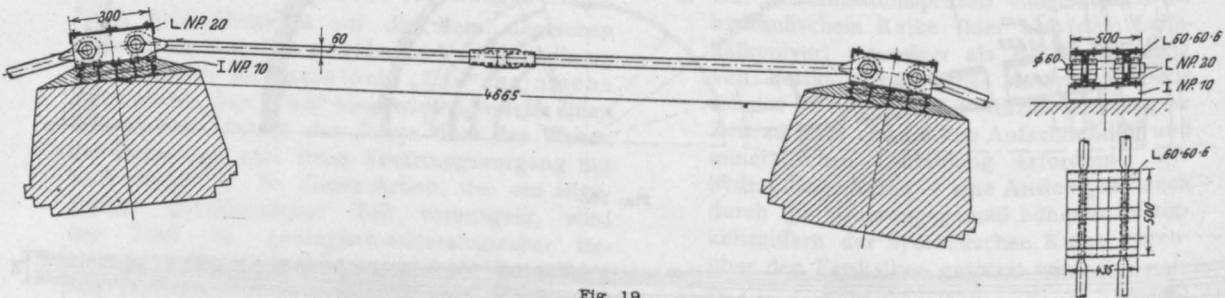


Fig. 19.

Rippen herumgelegten Fußring gekennzeichnet (vergl. Fig. 16).

Die Eisenarmierung der Kuppelrippen zeigt in abgewickelter Zustand die Figur 17; aus Figur 18 sind die Querverbindungen ersichtlich. Die Eisenlagen in den Rippen sind im wesentlichen nach denselben Grundsätzen angeordnet, wie in den Pfeilern.

Die 2 × 8 Eisen von 26 mm \varnothing aus dem Pfeiler des obersten Geschosses ragen in verschiedenen Längen in die Rippen hinein, um einen allmählichen Übergang der Stützeisen in die Rippeneisen zu ermöglichen. Die Kuppelriegen haben eine Länge von höchstens 8 m; die Stöße liegen in Entfernungen von 1,50 m und sind für die einzelnen Eisenlagen so verteilt, daß an den Stoßstellen auf jeder Gurtseite 6 Eisen ungestoßen durchgehen.

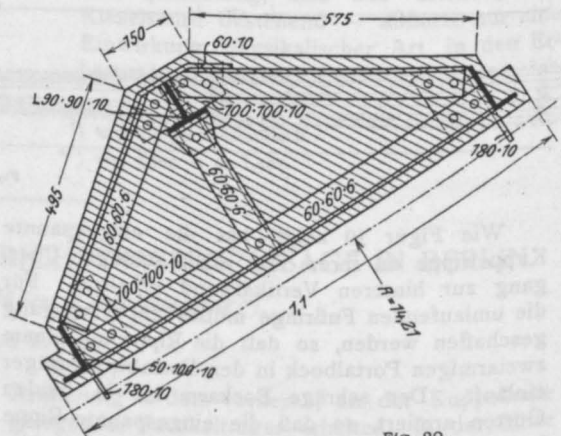


Fig. 20.

Berechnung gemachten Voraussetzungen der Betonkörper von den Zugdehnungen des stark gespannten Fußringes freigehalten wurde. Diese

Lagerkörpern zentrisch und gleichmäßig auf die Betonrippen zu überführen. Bei der baulichen Einzeldurchbildung wurde auf einfache und zu-

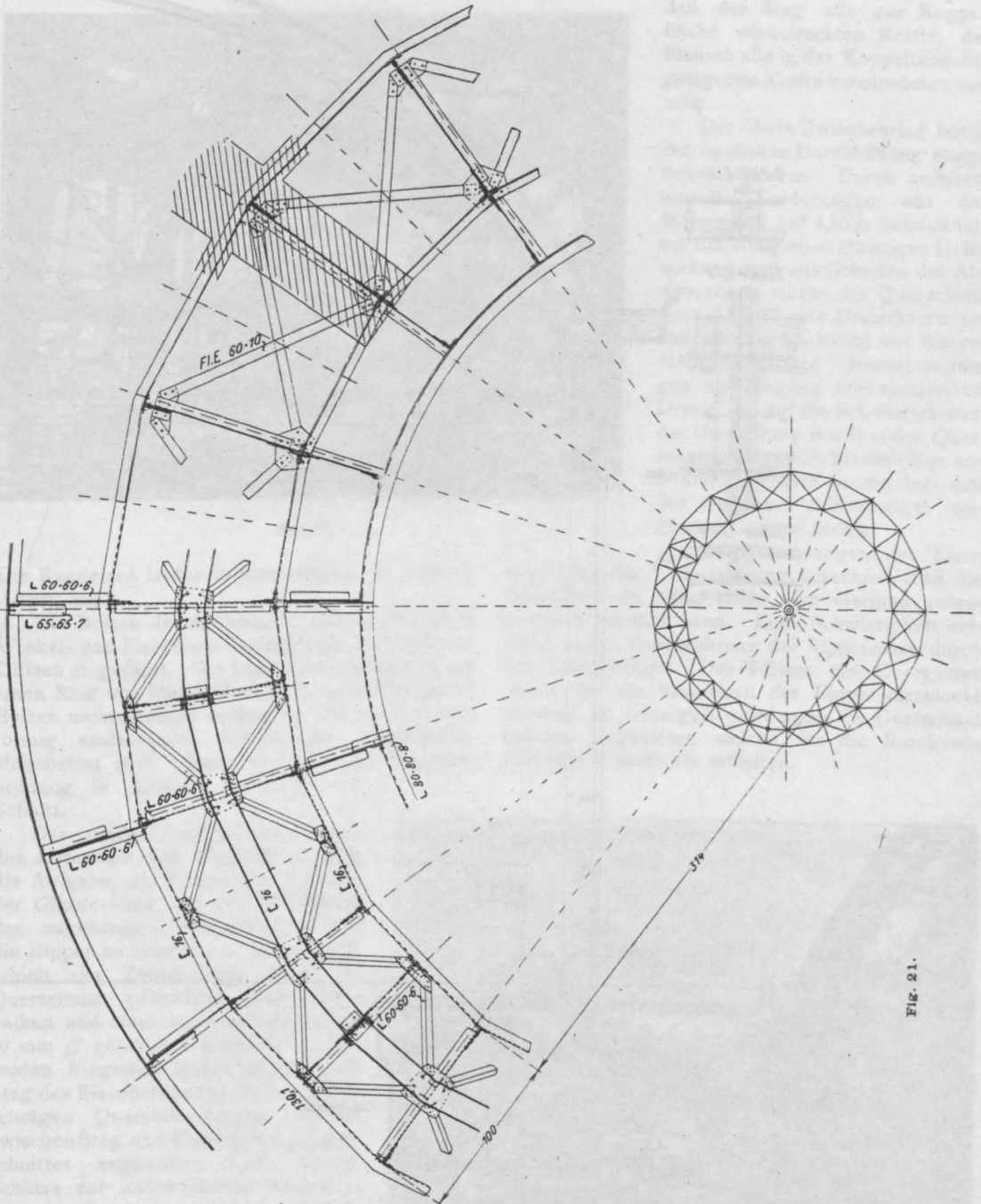


Fig. 21.

Gründe führten dazu, den Zugring als unabhängige Konstruktion außen um die Rippen herumzulegen und die Knotenpunkte in besonderen

verlässige Herstellung, sichere und sorgfältige Aufstellung und bequeme Anspannung des ganzen Ringes besonderer Wert gelegt.

Die Zugstange wurde aus 60 mm starken Rundeisen ausgebildet und jeder einzelne Zugstab durch geeignete Spannkörper angespannt.

die Zuganker und Eisenbetonquerschnitt von einander unabhängig bleiben. Für Steg und Flansch des Eisenbetonquerschnittes sind besondere Eiseninlagen vorgesehen worden, so daß der Steg alle zur Kuppelfläche winkelrechten Kräfte, der Flansch alle in der Kuppeltangente gelegenen Kräfte aufzunehmen vermag.

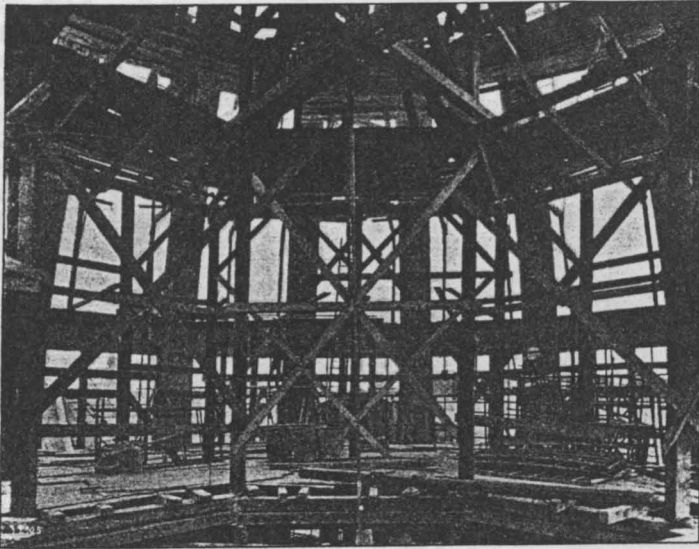


Fig. 23.

Die Rundeisen laufen in ihren Enden in schmale Augen aus.

Die Bolzen der Ankeraugen sind in vier durch Winkel- und Flacheisen kastenförmig verbundenen L-Eisen eingeführt. Der Lagerkasten setzt sich auf einen Rost von fünf I-Eisen N. P. 10, welche durch Bolzen untereinander verbunden und in den keilförmig auslaufenden Betonkörper gleichmäßig eingebettet sind. Figur 19 zeigt die Lageranordnung in Ansicht, Grundriß und Schnitt.

Der untere Zwischenring hat außer der Aufnahme von Zugkräften noch die Aufgabe, als Träger das Gewicht der Glasdeckung und den Winddruck der zugehörigen Kuppelflächen auf die Rippen zu übertragen. Demgemäß erhielt der Zwischenring einen im Querschnitt I-förmigen Eisenbetonbalken und einen aus zwei Rundeisen 50 mm \varnothing gebildeten Ringanker. Die beiden Ringeisen laufen neben dem Steg des Eisenbetonquerschnittes. Die schrägen Querverbindungen, welche zwischen Steg und Flansch des I-Querschnittes angeordnet sind, haben Schlitz zur unbehinderten Durchführung der Rundanker erhalten; ebenso sind in den Anschlüssen der kleinen Zwischenpfeiler besondere Hülsen für die Anker eingelegt worden, so daß

Der obere Zwischenring bot in der baulichen Durchbildung einige Schwierigkeiten. Durch architektonische Forderungen war das Breitenmaß auf 1,10 m beschränkt; zur Erzielung einer günstigen Lichtwirkung und aus Gründen der Abwässerung mußte der Querschnitt nach Abb. 20 eine Dreieckform erhalten. Mit Rücksicht auf die zusammengesetzten Beanspruchungen auf Biegung und zentrischen Druck und auf die Schwierigkeiten der Herstellung wurde in den Querschnitt eine steife Eiseninlage aus L- und I-Profilen so eingelegt, daß der Kern ein selbständiges tragendes Gerippe wurde.

Die Abmessungen der Eisen sind unter der Voraussetzung berechnet, daß die Druckkraft im Ring allein vom Gerippe aufgenommen werden kann. Eine Schwierigkeit entstand in der Durchführung der Rippeneisen durch das Eisengerippe. Das T-Eisen des Obergurtes mußte für die Rundeisen der Rippe durchlocht werden; im Untergurt wurden an die Gurtwinkel Laschen angenietet, welche für die Rundeisen passende Einschnitte erhielten.

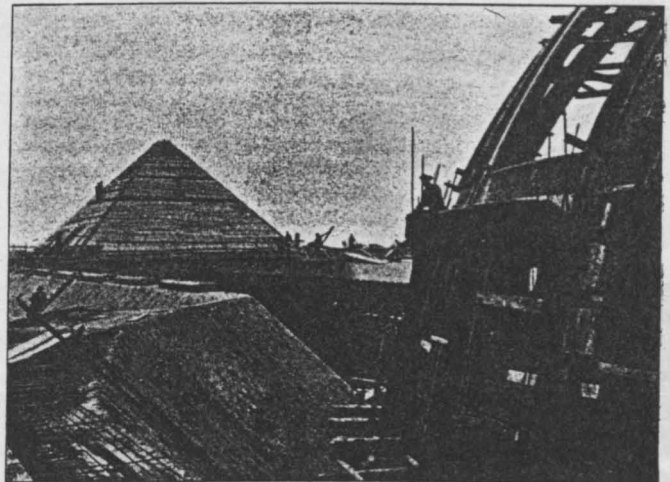


Fig. 24.

Kopfring.

Bei der baulichen Durchbildung des Kopfringes (vgl. Abb. 21 und 22) mußte von den Ergebnissen der mehrfachen statischen Vorberechnungen ausgegangen werden. Wie früher erwähnt, hatte sich gezeigt, daß größere Lasten im Kopfring auf die Beanspruchungen der Rippenquerschnitte in hohem Maße ungünstig einwirken. Der Kopfring mußte daher so leicht wie möglich ausgebildet werden. Andererseits sollte sich eine gute Anschlußmöglichkeit für den Übergang der Rippen und die Verbindung der Laternenstiele ergeben. Diese baulichen Bedingungen und die Forderung einer einfachen und sorgfältigen Ausführung führten dazu, daß in den Kopfring ein geschlossenes dreiseitiges räumliches Eisengerippe eingelegt wurde.

Wie Abb. 22 im Querschnitt zeigt, sind die 3 Ringgurte aus C-Eisen ausgebildet. Um die Krümmung der Gurte sorgfältig herstellen zu können, sind die C-Eisen im Untergurt lotrecht gestellt, sodaß die Krümmung nur in einer Ebene ausgeführt zu werden brauchte. Der Kopfring wird hauptsächlich in 2 Richtungen beansprucht, einmal durch die Gewichte aus der Laterne in lotrechtem Sinne, alsdann durch den Schub der Kuppelrippen in fast wagrechter Richtung. Unter Ausnutzung des zwischen Umgang und Rippenunterkante zur Verfügung stehenden Spielraumes wurde der räumliche Träger zur Erzielung der erforderlichen Steifigkeit möglichst hoch ausgeführt.

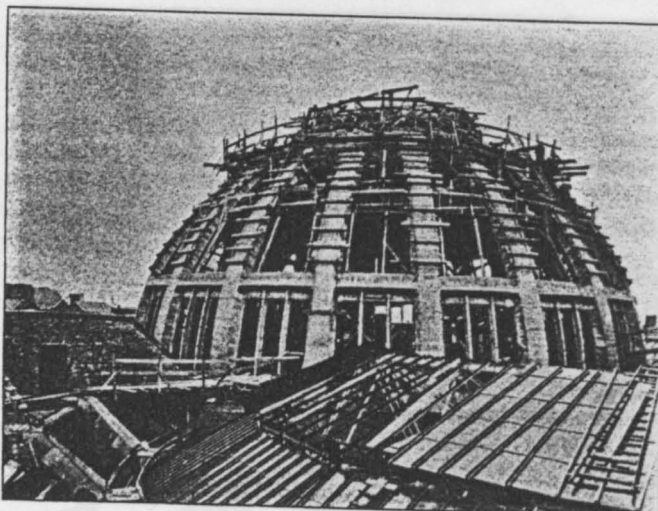


Fig. 26.

Der Anschluß der Laternenstiele konnte in einfacher Weise durch Laschenwinkel zwischen dem liegenden Obergurt des Ringes und dem lot-

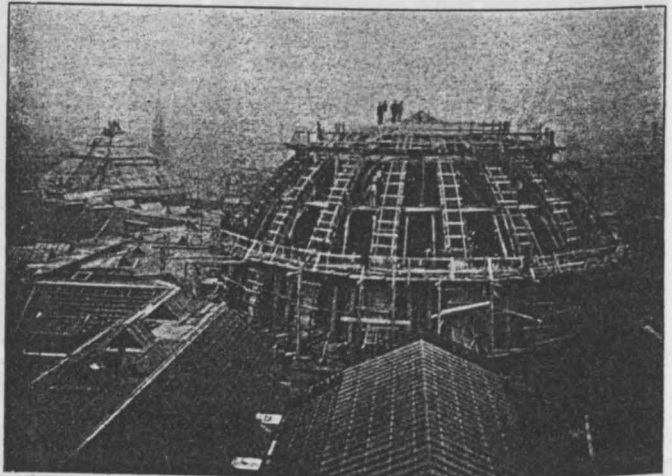


Fig. 25.

rechten C-Eisen des Laternenstieles hergestellt werden. Die 3 Seitenflächen des Traggerippes wurden durch steife Diagonalen ausgestrebt. In der Umhüllung des Traggerüstes mit Beton wurde gleichfalls möglichst gespart. Zunächst wurden die 3 C-Eisen der Gurte in Beton eingebettet, sodaß in den Seitenflächen Betonbalken mit steifem Eisengerippe entstanden; die Außenseite des Traggerippes wurde mit einer 5 cm starken Eisenbetondecke abgedeckt. An der Innenseite der Kuppel folgt die Betondecke den aus ästhetischen Rücksichten festgelegten Profillinien. Der architek-

tonische Abschluß, in den die Kuppelrippen einmünden, schiebt sich vom Mittelpunkt des Kopfringes etwa 1,15 m weit vor, sodaß in der Mitte noch eine Öffnung von 5 m Durchmesser frei bleibt. Konstruktiv wird der Abschluß durch eine Rabitzdecke gebildet, welche durch auskragende Konsole auf dem Traggerippe des Kopfringes abgestützt wird (Abb. 22). Das Winkelkonsol trägt gleichzeitig eine 1,20 m breite Innengalerie, sodaß also von der Innenseite der Kopfring durch eine massive Decke abgeschlossen ist. Nach außen hin ist aus dem Traggerippe gleichfalls ein Winkeleisen ausgekragt, welches den hölzernen Fußboden eines 1 m breiten Umganges um die Laterne abstützt.

Laterne.

Wie bei der statischen Berechnung angegeben, wird die Laternentrommel

und die Flachkuppel durch C-Eisenstiele getragen, welche in der Kuppelachse radial zusammengeführt sind und an zwei runden Eisenblechen angenietet sind (Figur 22). Ebenso wie die Ringgurte sind die Stiele vollständig von Beton umhüllt, so daß Fensterpfeiler von den Abmessungen 15/22 cm entstehen. Zwischen den Pfeilern sind in eisernen Rahmen große Fenster eingesetzt, deren Scheiben im unteren Teile zur Lüftung schräg gestellt sind. Zwei gegenüberliegende Türen verbinden den äußeren Umgang mit dem inneren. Den Zugang zum äußeren Umgang bilden zwei auf den Kuppelrippen hinauflaufende eiserne Treppen. Die Laternenkuppel ist doppelt abgedeckt. Zwischen den unteren Flanschen der C-Eisen befindet sich eine mit 8 mm-Rundeisen armierte 5 cm starke Betondecke, in der die 2 cm starke Glasmosaik befestigt ist. Die Außenhaut wird durch eine Holzschalung gebildet. Die Flachkuppel der Laterne wie überhaupt sämtliche Rippen sind mit Blei abgedeckt.

Die Ausführung der Kuppelhalle lag in den Händen der Firma M. Czarnikow & Co., insbesondere des Herrn Ingenieur Becher. Wie einleitend vorbemerkt, waren überhaupt alle Eisenbetonkonstruktionen des Passagekaufhauses dieser Firma übertragen.

Der Unterbau der Kuppelhalle bot abgesehen von der Herstellung der ungewöhnlich starken Eisenbetonpfeiler und der Einführung der neuen Einspannkörbe in die Fundamente keine besonderen Schwierigkeiten.

Die Ausführung des Kuppelüberbaues wurde dagegen infolge der Eigenart der Konstruktion und der bedeutenden Höhe des Bauwerkes eine ungewöhnliche und schwierige Aufgabe.

Die Firma Czarnikow & Co. hatte für den Aufbau ein hölzernes Schalungsgüst mit fester Mittelunterstützung und teilweiser Auskragung nach den Seiten konstruiert. Eine Innenansicht des Gerüstes giebt die Figur 23, den Fortgang der Arbeiten zeigen die Figuren 24 bis 27.

Vier Wochen nach Fertigstellung der Einstampfung wurde die Kuppel ausgerüstet. Die beobachteten Durchbiegungen stimmten mit den berechneten Werten überein.

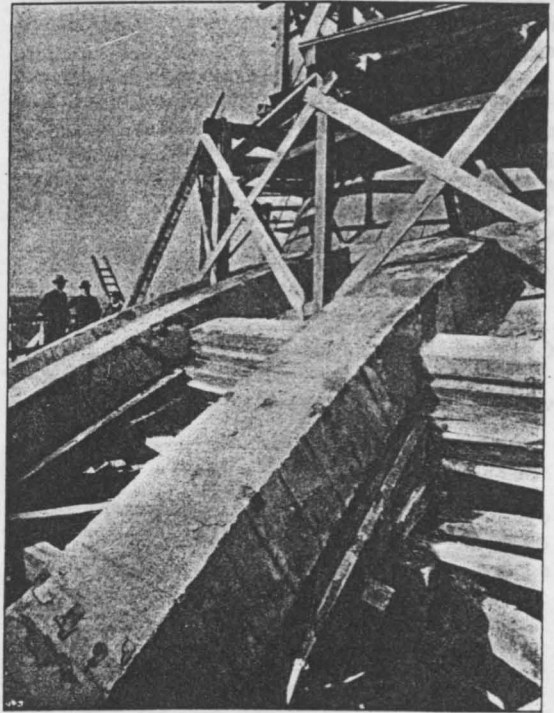


Fig. 27.

Die Eisenbetonkuppel der Friedrichstraßenpassage kann als ein wesentliches Glied in der Entwicklung des Eisenbetonbaues bezeichnet werden. Für die Berliner Eisenbetonindustrie bedeutet der Bau einen erheblichen Fortschritt und kann als ein Beweis ihrer hohen Stellung gelten.

BESTIMMUNG DER EISENEINLAGEN BEI DOPPELT ARMIERTEN BALKEN UND PLATTENBALKEN.

Von Karl Stock.

Ingenieur bei Tesseroux & Stoffels, G. m. b. H. (Mannheim).

Eisenbetonkonstruktionen mit doppelten Eiseneinlagen sind immer teurer als solche mit einfachen Eiseneinlagen, und man vermeidet sie daher in der Praxis, wenn irgend möglich. Kommen sie dennoch zur Anwendung, so geschieht es meistens nur in solchen Fällen, in denen aus irgend welchen Gründen eine bestimmte Höhe der Balken bzw. Plattenbalken vorgeschrieben

ist, die eine einfache Eiseneinlage wegen zu großer Betonbeanspruchungen nicht mehr zuläßt. Aus diesen Gründen ist in den meisten Fällen, in denen Eisenbetonkonstruktionen mit doppelten Eiseneinlagen vorkommen, die Höhe von vornherein gegeben. Außerdem sind auch die Breite und bei Plattenbalken die mittragende Plattenbreite und die Plattenstärke als gegeben zu be-

trachten. Es handelt sich also noch lediglich darum, die Eiseneinlagen zu berechnen. Beachtet man weiter, daß bei Konstruktionen mit doppelter Eiseneinlage sowohl die zulässigen Betondruckspannungen als auch die zulässigen Eisenzugspannungen voll ausgenützt werden müssen, so lassen sich zur Bestimmung der Eiseneinlagen einfache Formeln ableiten.

Bei der nachfolgenden Entwicklung, die auf den in den ministeriellen „Bestimmungen“ aufgestellten Grundsätzen beruht, sind die dort eingeführten Bezeichnungen gewählt. Nur der Abstand des Schwerpunktes der Druckeiseneinlage von Außenkante Beton ist mit a' bezeichnet worden.

A. Balken und Plattenbalken mit der neutralen Achse innerhalb der Platte.

Gegeben: h, b, σ_e und σ_b . Gesucht: f_e und f_e' .

Da die zulässigen Materialbeanspruchungen voll ausgenützt werden sollen und somit σ_b und

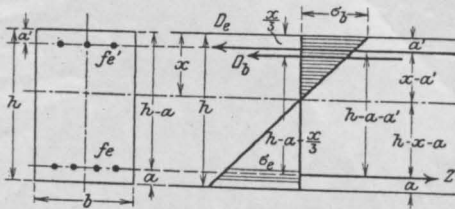


Fig. 1.

σ_e bekannt sind, erhält man unmittelbar die Lage der neutralen Achse aus

$$x = s(h-a) \dots \dots \dots I.$$

wobei s der Zusammenstellung II der ministeriellen Bestimmungen*) zu entnehmen ist. Ferner

*) Unter den in den ministeriellen „Bestimmungen“ gemachten Annahmen läßt sich sowohl aus Fig. 1 wie auch Fig. 2 die Beziehung ablesen

$$\frac{x}{h-a-x} = \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e}$$

oder

$$\frac{x}{x-h-a-x} = \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b}$$

woraus sich der Abstand der neutralen Achse ergibt zu

$$x = \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b} \cdot (h-a),$$

und wenn $s = \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b}$ gesetzt wird, zu

$$x = s(h-a).$$

Diese Gleichung gilt also allgemein, wenn die zulässigen Beton- und Eisenbeanspruchungen voll ausgenützt werden, was bei dem vorliegenden Aufsatze ja vorausgesetzt wird.

findet man sofort die Beanspruchung der Druckeiseneinlage zu

$$\sigma_e' = n \cdot \sigma_b \frac{x-a'}{x} \dots \dots \dots II.$$

Mit den Bezeichnungen in Fig. 1 erhält man, wenn M das Moment der äußeren Kräfte bedeutet,

$$M = f_e' \cdot \sigma_e' (h-a-a') + \frac{b \cdot x}{2} \sigma_b \left(h-a-\frac{x}{3} \right)$$

und hieraus

$$f_e' \cdot \sigma_e' = \frac{M - \frac{\sigma_b}{2} b \cdot x \left(h-a-\frac{x}{3} \right)}{h-a-a'} \dots \dots III.$$

$$f_e' \cdot \sigma_e' = \frac{M - \frac{\sigma_b}{2} \cdot s \left(1 - \frac{s}{3} \right) \cdot b \cdot (h-a)^2}{h-a-a'}$$

Setzt man noch

$$0 = \frac{\sigma_b}{2} \cdot s \left(1 - \frac{s}{3} \right),$$

so erhält man

$$f_e' \cdot \sigma_e' = \frac{M - 0 \cdot b (h-a)^2}{h-a-a'} \dots \dots III'.$$

und hieraus, da σ_e' aus Gleichung II schon bestimmt ist, auch unmittelbar die obere Eiseneinlage

$$f_e' = \frac{f_e' \cdot \sigma_e'}{\sigma_e'} \dots \dots \dots IIIa.$$

Der Faktor o ist für jedes zulässige σ_b und σ_e konstant und kann leicht im voraus berechnet werden. Für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ und einige Werte von σ_b ist o berechnet worden, und die betreffenden Werte sind in der Tabelle unten zusammengestellt. Hat man o nicht berechnet, so findet man $f_e' \cdot \sigma_e'$ leicht mittels Gleichung III.

Zur Berechnung der unteren Eiseneinlage f_e benutzt man die Beziehung

$$f_e \cdot \sigma_e = f_e' \cdot \sigma_e' + \frac{1}{2} b x \cdot \sigma_b,$$

woraus man erhält

$$f_e = \frac{f_e' \cdot \sigma_e' + \frac{\sigma_b}{2} b x}{\sigma_e} \dots \dots \dots IV.$$

Die abgeleiteten Formeln gelten natürlich auch für Plattenbalken, bei denen die neutrale Achse innerhalb der Platte liegt.

B. Plattenbalken mit der neutralen Achse außerhalb der Platte.

Gegeben: b, h, d, σ_e und σ_b .

Gesucht: f_e und f_e' .

Man erhält wiederum

$$x = s(h-a) \dots \dots \dots I$$

und nach Gleichung 13 der ministeriellen „Be-

stimmungen“ vom 24. Mai 1907 den Abstand des Druckmittelpunktes der Betonspannungen zu

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

und

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

Ferner ist auch hier wieder

$$\sigma_{e'} = n \sigma_b \frac{x - a'}{x} \dots \dots \dots (II)$$

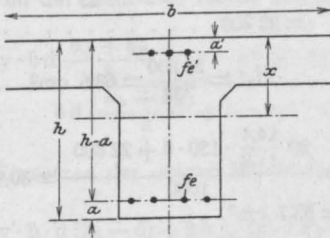


Fig. 2.

Nach Fig. 2 erhält man

$$M = f_e' \sigma_{e'} (h - a - a') + \frac{\sigma_b + \sigma_u}{2} b d (h - a - x + y),$$

und da

$$\sigma_u = \sigma_b \frac{x - d}{x}$$

$$M = f_e' \sigma_{e'} (h - a - a') + \frac{\sigma_b}{2} \cdot \frac{2x-d}{x} b d (h - a - x + y).$$

Also

$$f_e' \sigma_{e'} = \frac{M - \frac{\sigma_b}{2} \cdot \frac{2x-d}{x} b d (h - a - x + y)}{h - a - a'} \dots \dots (VI)$$

und hieraus ergibt sich die obere Eiseneinlage zu

$$f_e' = \frac{f_e' \sigma_{e'}}{\sigma_e} \dots \dots \dots (VIa)$$

Zur Berechnung der unteren Eiseneinlage hat man

$$f_e \sigma_e = f_e' \sigma_{e'} + \frac{\sigma_b + \sigma_u}{2} b d$$

und nach Einsetzen von σ_u

$$f_e \sigma_e = f_e' \sigma_{e'} + \frac{\sigma_b}{2} \cdot \frac{2x-d}{x} b d.$$

Hieraus ergibt sich

$$f_e = \frac{\sigma_b \cdot \frac{2x-d}{x} b d + f_e' \sigma_{e'}}{\sigma_e} \dots \dots (VII)$$

Die Benützung des Rechenschiebers vorausgesetzt, lassen sich mit den abgeleiteten Gleichungen die erforderlichen Eiseneinlagen sehr schnell finden. Man beachte dabei noch, daß der Ausdruck

$2x - d$ schon bei Bestimmung von $x - y$ durch Gleichung V berechnet wurde, in den Gleichungen VI u. VII daher nur als eine einzige Zahl erscheint. Ferner stimmt der letzte Ausdruck im Zähler der Gleichung VI mit dem ersten Ausdruck im Zähler der Gleichung VII bis auf den Faktor $(h - a - x + y)$ vollständig überein, so daß beide Ausdrücke durch eine einzige Rechenschieberoperation gefunden werden. Dasselbe gilt auch im Falle 1, wenn zur Berechnung von $f_e' \sigma_{e'}$ die Gleichung III benützt wird.

Da in beiden Fällen zuerst x bestimmt wird,

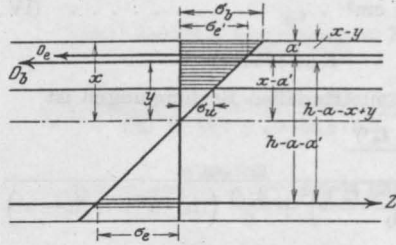


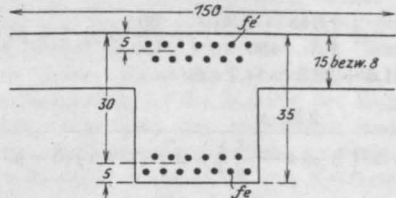
Fig. 3.

so ist man auch von Anfang an über die Lage der neutralen Achse, ob innerhalb oder außerhalb der Platte, sicher, und man sieht sofort, welche Formeln zur weiteren Berechnung zu benützen sind.

Tabelle der Werte o

für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ und $n = 15$:

$\sigma_b =$	40	38	36	34	32	30	28
s =	0,375	0,363	0,351	0,338	0,325	0,310	0,296
o =	6,56	6,06	5,58	5,10	4,64	4,17	3,74



1. Beispiel:

Ein Unterzug von 4,5 m Spannweite habe ein Moment von 1400 000 kgcm aufzunehmen, darf aber aus besonderen Gründen nur 35 cm hoch werden. Die Eiseneinlage ist zu bestimmen. Die Plattenstärke der anschließenden Decke sei 15 cm.

$M = 1400\ 000 \text{ kgcm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $h - a = 30 \text{ cm}$;
 $a' = 5 \text{ cm}$; $b = \frac{450}{3} = 150 \text{ cm}$; $d = 15 \text{ cm}$ (Fig. 3).

Die zulässigen Beanspruchungen seien

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2; \sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

$$x = 0,375 \cdot 30 = 11,2 \text{ cm} < d \dots \dots \dots \text{ (I)}$$

$$\sigma_{e'} = 15 \cdot 40 \cdot \frac{6,2}{11,2} = 332 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (II)}$$

$$f_e' \cdot \sigma_{e'} = \frac{1\,400\,000 - 6,56 \cdot 150 \cdot 30^2}{25} = 20\,460 \dots \dots \dots \text{ (III)}$$

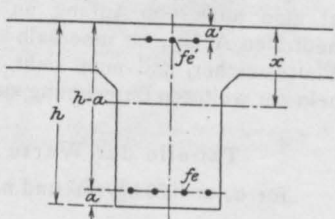
$$f_e' = \frac{20\,460}{332} = 61,8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (IIIa)}$$

$$f_e = \frac{20\,460 + 20 \cdot 150 \cdot 11,2}{1000} = 20,46 + 33,60 = 54,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (IV)}$$

Kontrolle:

Nach den ministeriellen Bestimmungen ist

$$x = - \frac{n(f_e + f_e')}{b} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot (f_e + f_e')}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{b} (f_e' \cdot a' + f_e (h - a))}$$



$$M = 1\,400\,000 \text{ kgcm};$$

$$h = 35 \text{ cm}; h - a = 30 \text{ cm}; a' = 5 \text{ cm};$$

$$b = 150 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}$$

$$x = 0,375 \cdot 30 = 11,2 \text{ cm} > d \dots \dots \dots \text{ (I)}$$

$$\sigma_{e'} = 15 \cdot 40 \cdot \frac{6,2}{11,2} = 332 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (II)}$$

$$x - y = 4,0 - \frac{8^2}{6(22,4 - 8)} = 3,25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (V)}$$

$$f_e' \cdot \sigma_{e'} = \frac{1\,400\,000 - 20 \cdot \frac{14,4}{11,2} \cdot 150 \cdot 8 \cdot (30 - 3,25)}{25} = 22\,800 \dots \dots \dots \text{ (VI)}$$

$$f_e' = \frac{22\,800}{332} = 68,6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (VIa)}$$

$$f_e = \frac{20 \cdot \frac{14,4}{11,2} \cdot 150 \cdot 8 + 22\,800}{1000} = 30,9 + 22,8 = 53,7 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (VII)}$$

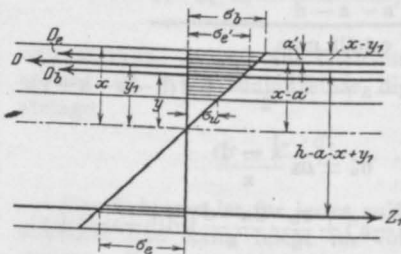


Fig. 4.

Kontrolle.

Da für den Plattenbalken mit doppelter Eisen- einlage und der neutralen Achse außerhalb der Platte in den ministeriellen Bestimmungen Gleichungen zur Bestimmung der Spannungen nicht enthalten sind, sollen diese hier kurz abgeleitet werden. Die Betondruckspannungen im Steg sollen unberücksichtigt bleiben.

Aus Fig. 4 ergibt sich:

$$\frac{\sigma_b + \sigma_u}{2} b d + f_e' \cdot \sigma_{e'} = f_e \cdot \sigma_e$$

und nach Einsetzen von

$$\sigma_u = \sigma_b \frac{x-d}{x}, \sigma_e = n \cdot \sigma_b \frac{h-a-x}{x} \text{ und}$$

$$\sigma_{e'} = n \cdot \sigma_b \frac{x-a'}{x}$$

erhält man

$$\frac{\sigma_b}{2} \cdot \frac{2x-d}{x} \cdot b d + n \cdot f_e' \cdot \sigma_b \frac{x-a'}{x} = n \cdot f_e \cdot \sigma_b \frac{h-a-x}{x}$$

$$x = - \frac{15(54,06 + 61,8)}{150} + \sqrt{\left(\frac{15 \cdot 115,86}{150}\right)^2 + \frac{30}{150} (61,8 \cdot 5 + 54,06 \cdot 30)} = -11,6 + 22,8 = 11,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 M \cdot x}{b \cdot x^2 \left(h - a - \frac{x}{3} \right) + 2 \cdot n (x - a') (h - a - a') f_e'}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 1\,400\,000 \cdot 11,2}{150 \cdot 11,2^2 (30 - 3,7) + 30 \cdot 6,2 \cdot 25 \cdot 61,8} = \frac{2 \cdot 1\,400\,000 \cdot 11,2}{494\,000 + 287\,500} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{n \cdot \sigma_b}{x} \cdot (h - a - x) = \frac{15 \cdot 40}{11,2} (30 - 11,2) = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{e'} = \frac{n \cdot \sigma_b}{x} (x - a') = \frac{15 \cdot 40}{11,2} (11,2 - 5) = 332 \text{ kg/cm}^2$$

2. Beispiel. Bei sonst gleichen Voraussetzungen wie in Beispiel 1 betrage die Deckenstärke nur 8,0 cm.

Nach Kürzen mit σ_b und einigen Umformungen erhält man

$$x = \frac{b d^2 + 2n(f_e[h-a] + f_e' \cdot a')}{2(bd + n(f_e + f_e'))} \dots \text{(VIII)}$$

Die Lage des Druckmittelpunktes der Betonspannungen ergibt sich wieder aus

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} \dots \text{(IX)}$$

Bezeichnet man den Abstand des Angriffspunktes der gesamten Beton- und Eisendruckspannungen D von der neutralen Achse mit y_1 , so ist

$$y_1 = \frac{y \cdot b d \frac{\sigma_b + \sigma_u}{2} + (x - a') f_e' \sigma_e'}{b d \cdot \frac{\sigma_b + \sigma_u}{2} + f_e' \cdot \sigma_e'}$$

Durch Einsetzen der obigen Werte für σ_u und σ_e' wird

$$y_1 = \frac{y \cdot b \cdot d (2x - d) + 2n f_e' (x - a')^2}{b d (2x - d) + 2n f_e' (x - a')} \dots \text{(X)}$$

Die Beton- und Eisenspannungen ergeben sich aus

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e(h-a-x+y_1)} \dots \text{XI}$$

$$\sigma_e' = \frac{x-a'}{h-a-x} \cdot \sigma_e \dots \text{XII}$$

$$\sigma_b = \frac{x}{n(h-a-x)} \cdot \sigma_e \dots \text{XIII}$$

Für obiges Beispiel wird daher

$$x = \frac{150 \cdot 8^2 + 30(53,7 \cdot 30 + 68,6 \cdot 5)}{2(150 \cdot 8 + 15(53,7 + 68,6))} = 11,2 \text{ cm}$$

$$y = 11,2 - 4,0 + \frac{8^2}{6(22,4 - 8)} = 7,95 \text{ cm}$$

$$y_1 = \frac{7,95 \cdot 150 \cdot 8 \cdot 14,4 + 30 \cdot 68,6 \cdot 6,2^2}{150 \cdot 8 \cdot 14,4 + 30 \cdot 68,6 \cdot 6,2} = 7,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{140000}{53,7(30 - 11,2 + 7,2)} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e' = \frac{11,2 - 5}{30 - 11,2} \cdot 1000 = 332 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{11,2}{15 \cdot 18,8} \cdot 1000 = 40 \text{ kg/cm}^2$$

EISENBETON-KUPPEL- UND WÖLBKONSTRUKTIONEN.

Von Oberingenieur Dr.-Ing. Karl W. Mautner
der Firma Carl Brandt (Düsseldorf).

(Auszug aus dem am 12. März 1909 auf der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins gehaltenen Vortrage.)

Kuppel- und Wölbkonstruktionen sind deshalb für den Eisenbetonbau wichtige und charakteristische Konstruktionsformen, weil dieselben zeigen, in welchem hohem Maße unser Baumaterial den Geboten der Formgebung anpassungsfähig ist. Es ermöglicht die Ausführung von Architekturgebilden, die oftmals in statischer Beziehung recht ungünstige Gestaltung aufweisen. Es ist daher vielleicht wünschenswert, einige größere Kuppelbauten einer Besprechung zu unterziehen, weil diesem Gegenstande, obwohl für den Eisenbetonbau sehr wichtig, bisher weniger Beachtung in der einschlägigen Literatur geschenkt wurde. Ich möchte die Kuppelbauwerke nach der Art der Belastung und ihrer Ausbildung unterscheiden in Tragkuppeln und weniger belastete Dach- und Zierkuppeln, ferner in glatte Kuppelkonstruktionen und in Rippenkonstruktionen. Die Tragkuppeln finden größere Anwendung als günstige Konstruktionsform von Reservoirböden, als Unterteil von Kaminkühlern, Überdeckungen von schornsteintragenden Darren und Sudräumen in Mälze-

reien u. dgl. Die Formgebung dieser wie der Dachkuppeln ist eine höchst mannigfaltige.

Im Folgenden sei kurz auf den Stand der Theorie dieser Bauwerke eingegangen. In statischer Beziehung ist die Materie der Kuppelkonstruktion wohl eine der sprödesten und haben sich die namhaftesten Forscher größtenteils vergeblich bemüht, Klarheit in das Kräftespiel derselben zu bringen. Die im Eisenbetonbau, soviel aus der Literatur ersichtlich ist, zumeist angewendeten Berechnungsmethoden sind wohl kaum geeignet, ein klares Bild von den Beanspruchungen zu liefern. Einige Autoren empfehlen glatte Kuppelkonstruktionen derart zu berechnen, daß man sie in eine Anzahl Sektoren durch radiale Schnitte zerlegt und auf die Ringspannungen weiter wenig Rücksicht nehme, sondern jeden dieser Sektoren, als für sich unabhängigen Bogen unter mehr oder minder vereinfachender Annahme (von Gelenken) berechne und den Schub derselben am Fuße des Gewölbes durch einen Zugring zusammenfasse. Ich brauche wohl nicht erst

hervorzuheben, daß diese Berechnungsart Voraussetzungen macht, welche nicht allein in theoretischer Hinsicht zu verurteilen sind, sondern bei großen glatten Kuppelkonstruktionen zu bedenklichen Spannungsüberschreitungen führen können. Wie bereits aus der älteren Theorie der Massivkuppel Schwedlers, Wittmanns und Schefflers bekannt ist, existiert bei jeder geschlossenen Kuppelkonstruktion, mit Ausnahme der flachen Parabelkuppel, eine Grenzfüge, zu deren beiden Seiten die Ringspannungen entgegengesetzte Vorzeichen

mäßig verteilt sind, mit anderen Worten, daß die Stützlinie mit der Mittellinie des Gewölbes zusammenfällt. Ich kann hier nicht näher auf die geistreiche Arbeit Autenrieths auf diesem Gebiete eingehen, welcher zwei Stützlinien und zwar eine Lagerfugen- und eine Stoßfugenstützlinie miteinander in Beziehung bringt und unter Annahme einer günstigsten Stützlinie das Gleichgewicht eines Sektorenelements untersucht. Leider ist diese Arbeit für das Gebiet des Eisenbetonbaues nicht verwendbar, da die absolut

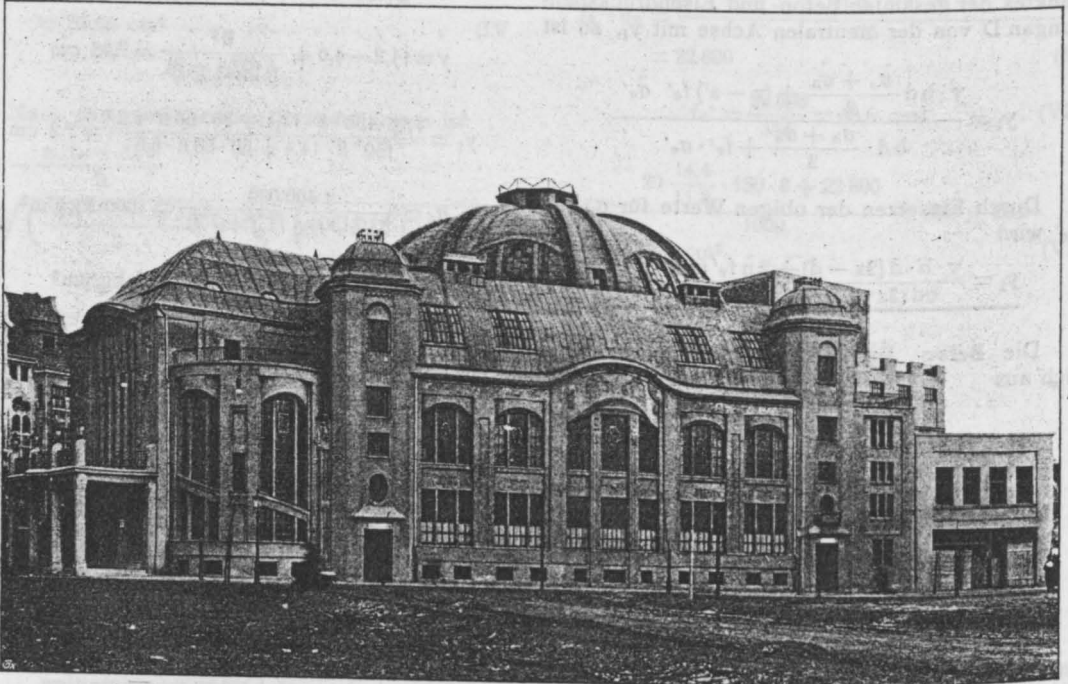


Fig. 1. Orpheumtheater in Bochum.

haben. Oberhalb dieser Grenzfüge, wo die Ringspannungen Druckspannungen sind, erzeugen dieselben eine verminderte Hauptspannung mit den Meridiankräften. Das Gegenteil findet unterhalb dieser Grenzfüge statt. Durch das Anwachsen der reduzierten Hauptspannungen in den Meridianen können aber bedeutende Beanspruchungen auftreten, denen manchmal die nach obigem Grundsatz dimensionierten Gewölbe nicht standhalten könnten.

Es empfiehlt sich schon vielmehr bei dieser Berechnung die alte Kuppeltheorie Schwedlers zu Hilfe zu nehmen, die freilich die sicher nicht zutreffende Annahme macht, daß in sämtlichen Lagerfugen (man verzeihe, wenn bei einer monolithischen Konstruktion dieser Ausdruck angewendet wird, es soll dies nur in mathematischem Sinne gemeint sein) die Drucke durchaus gleich-

wahrscheinlichen Werte der Beanspruchungen nach seiner Theorie nur auf Grund von Vergleichswerten ausgeführt, unter der gleichen Annahme der günstigsten Stützlinie untersuchter Kuppelkonstruktionen zu finden sind. Jedenfalls wird sich auch die Theorie des Eisenbetonbaues in nächster Zeit noch mehr mit einer Verbesserung der Theorie und der Schaffung einer brauchbaren Rechnungsform für die Praxis beschäftigen müssen.

Vielleicht würde es zu einem für die Praxis geeigneten Ausweg für die Berechnung weitgespannter glatter Kuppelkonstruktionen führen, wenn man die Schwächen der zuerst geschilderten Rechnungsmethode mit den Vorzügen der zweiten verbände. Ich denke hierbei an die Aufsuchung der Grenzfüge nach dem alten Schwedler-Verfahren und der Festlegung der zur Aufnahme

der Ringspannungen, soweit sie Zugspannungen sind, notwendigen Eiseneinlagen nach diesem. Nachdem dies geschehen ist, könnte man den vertikalen Biegemomenten in der Weise Rechnung tragen, daß man die einzelnen Sektoren als Gewölbe unter der vereinfachenden Annahme eines Druckringes und irgendwelcher passender Auflagerung berechnet, aber unter der Annahme, daß die Deformation des Gewölbes nicht frei, sondern durch die eingelegte Ringarmierung unterhalb und durch Meridianschnittpressungen

lastung oder solche, welche große Lasten überhaupt aufzunehmen haben, verstärkt man am besten durch Tragrippen, welche im Scheitel durch einen biegungsfesten Ring verbunden sind.

Man hat dann eine sogenannte Rippenkuppel, im wesentlichen also ein System von Tragrippen und dazwischenliegenden Scheiben. Der vorher erwähnte biegungssteife Scheitelring überträgt sämtliche Querkräfte der Rippen und wirkt gleichzeitig als Druckring, gegen welchen sich die elastischen Rippen stemmen. Für den Fall, daß

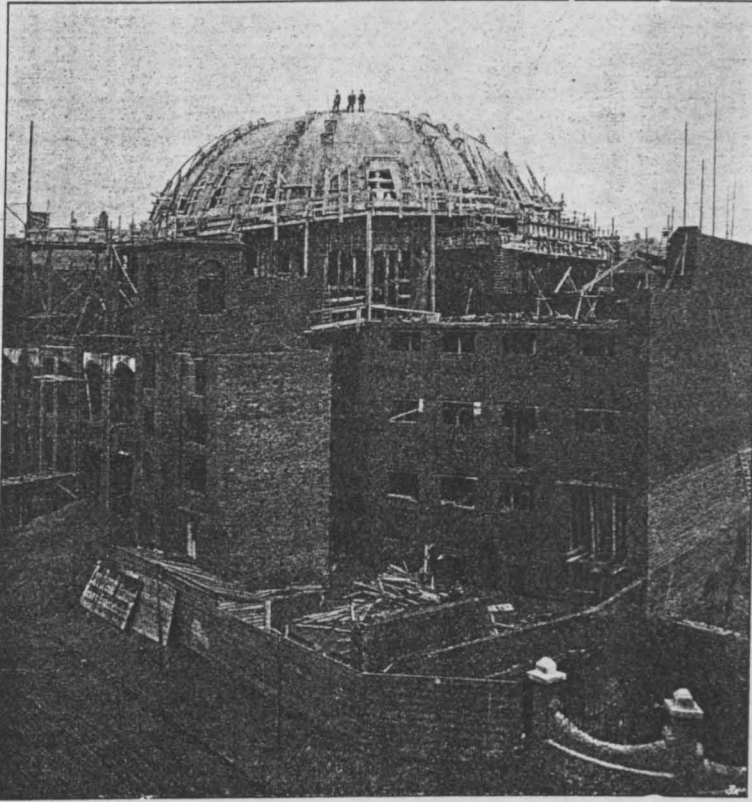


Fig. 2. Orpheumtheater in Bochum.

oberhalb der Grenzfüge eine beschränkte wäre. Freilich gelangt man hierbei auch zu dem alten irrigen Resultat Naviers, daß im Scheitel der geschlossenen Kuppel ein Horizontalschub wirksam ist und somit der Kuppeldruck unendlich wurde. Da diese Methode von vornherein als Näherungsmethode gedacht ist und der zweite Teil des Rechnungsvorganges nur wegen der Exzentrizitäten der Stützlinie, hinsichtlich der Bemessung der Meridianarmierung geplant ist, wird man diesen Widerspruch hinnehmen können.

Konstruktionen von stark einseitiger Be-

je 2 diagonalliegende Rippen einen statisch bestimmten, wenn auch durch den Scheitelring durchbrochenen Träger darstellen, ist es möglich auf einfache graphische Weise sämtliche Quer- und Auflagerkräfte, welche durch eine, auf einer Rippe stehende Einzellast hervorgerufen werden, zu finden. — Wesentlich anders wird die Sache, wenn die Rippen, wie im Eisenbetonbau wohl allgemein, einen statisch unbestimmten, gewöhnlich eingespannten, Bogenträger darstellen. Selbst die schätzungsweise Ermittlung der Auflagerkräfte und Momente hervorgerufen durch eine

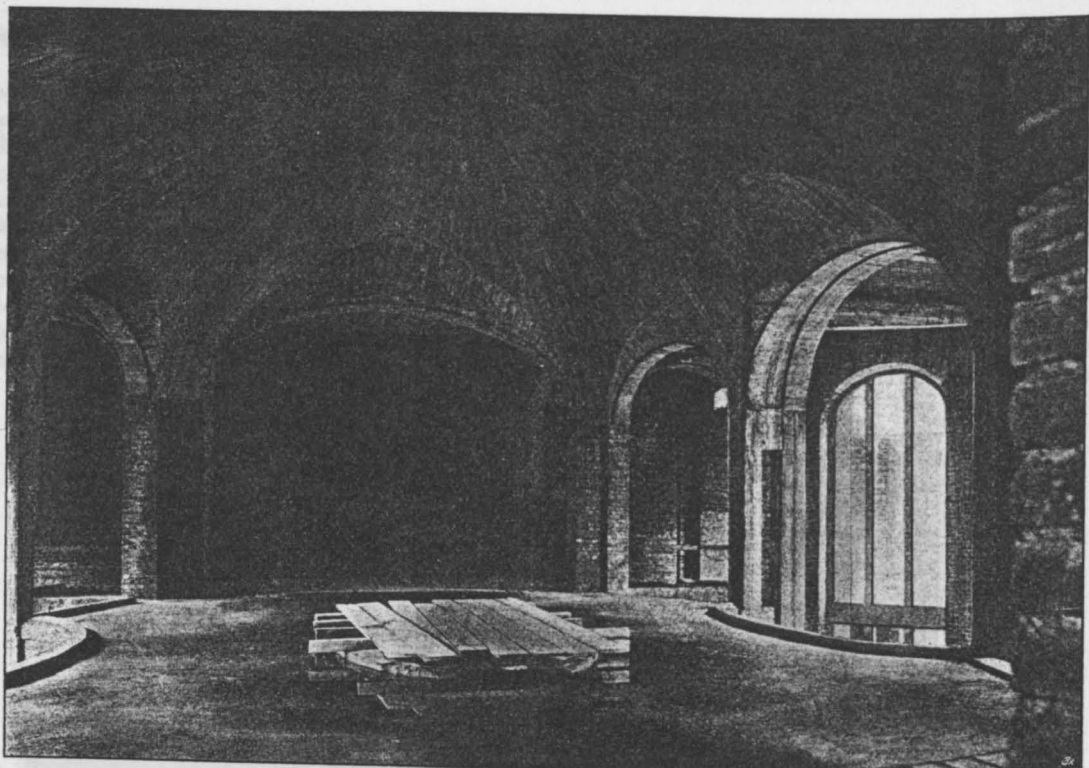


Fig. 3. Treppenhauskuppel, Oberlandesgericht Düsseldorf.

6

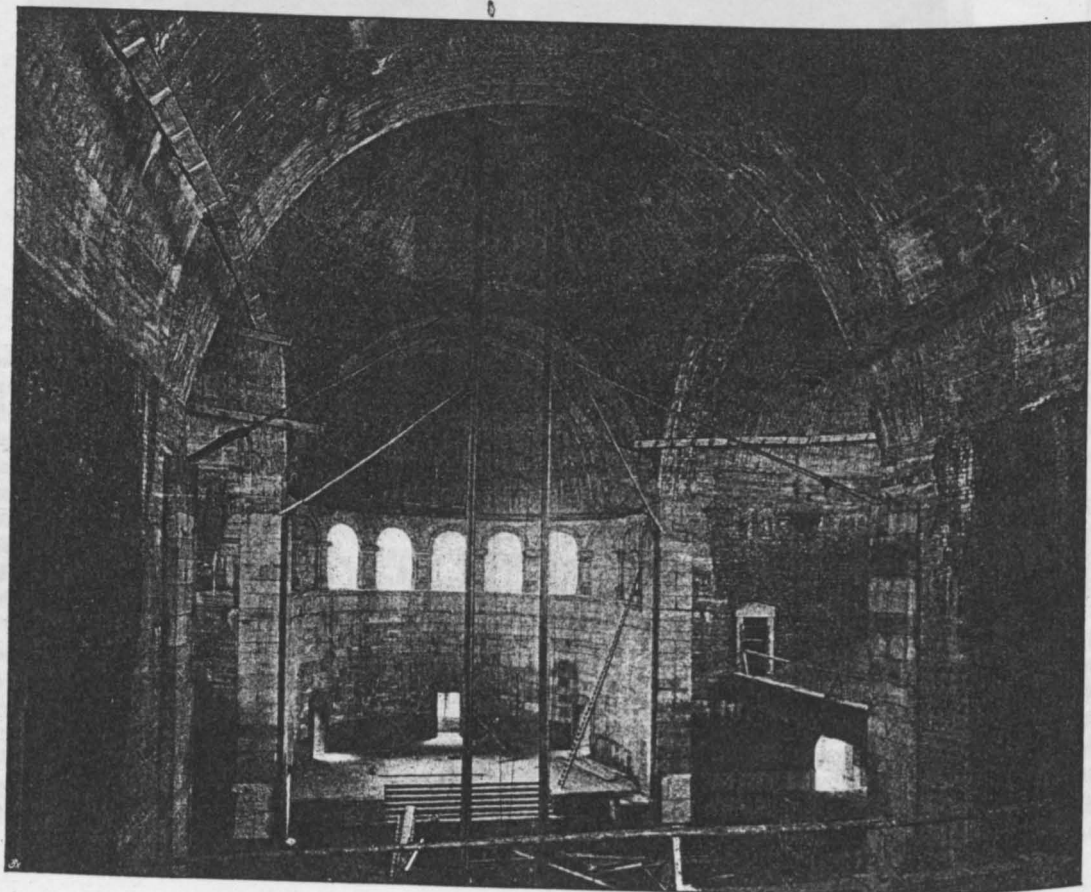
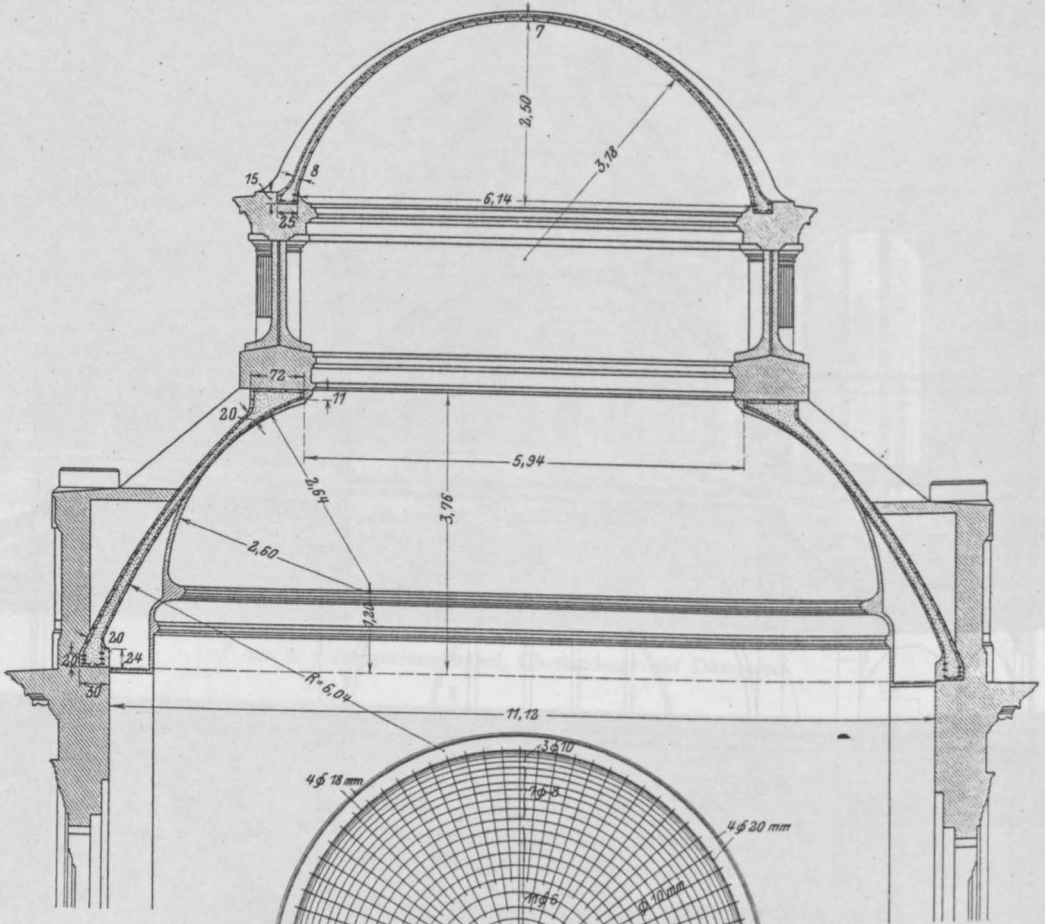


Fig. 4. Kreuzkirche in Düsseldorf.

Querschnitt.



Grundriß.

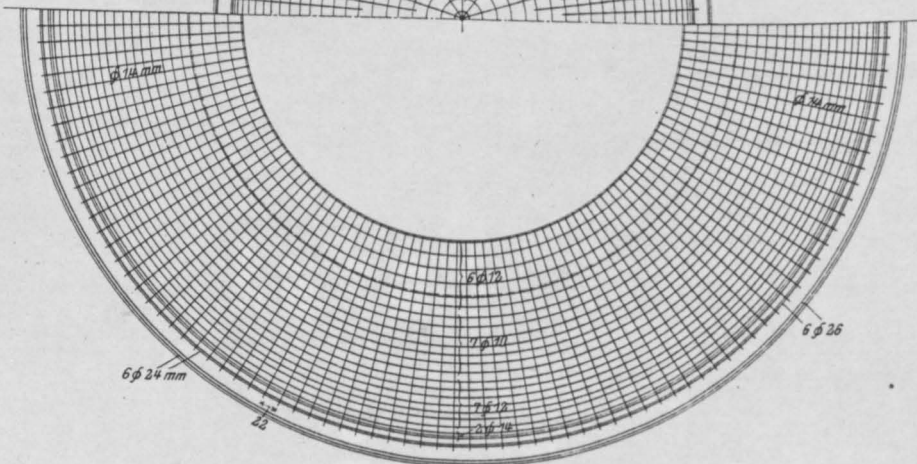


Fig. 6. Krematorium Bremen.

Wenn man bedenkt, daß die Querkräfte gegen den Scheitel der Kuppel zu, zufolge der sich im Grundriß gegen den Scheitel stark verjüngenden Zwischendecken, sehr gering sein müssen, so kann man wohl die Nahrungsannahme treffen, daß der Scheitelring nur Horizontaldrucke aufzunehmen befähigt ist. — Man denkt sich hierbei für gleichmäßige Belastung die Rippen gleichsam mit einem vertikalen Gleitlager an den Scheitelring angeschlossen. — Fußring und Scheitelring erhalten demnach radialwirkende Außenkräfte und verursachen dieselben nebst Normalspannungen

auch Biegemomente in der Ebene der Ringe.

An der Hand von Lichtbildern besprach sodann der Vortragende die Kuppel des Orpheumtheaters in Bochum, die Kuppelkonstruktion der Kreuzkirche in Düsseldorf, die Treppenhaukuppel des Oberlandesgerichtes in Düsseldorf, der Synagoge Hohensalza und des Bremer Krematoriums, Ausführungen, welche zum Teil aus mehreren Veröffentlichungen des Vortragenden in der Deutschen Bauzeitung bekannt sind, zum Teil in den Figuren 1—6 ersichtlich sind.

LITERATURSCHAU.

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

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

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Feinzeement. Von H. Bauer. Vor- und Nachteile der verschiedenen Mühlen. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 51.

Eisenportlandzement ist durch Ministerialerlaß in Preußen dem Portlandzement als gleichwertig an die Seite gestellt worden. Er soll mindestens 70 % Portlandzement, und höchstens 30% gekörnte Hochofenschlacke enthalten.

Der Traß, seine Entstehung, Gewinnung und Bedeutung im Dienste der Technik. Von Hambloch. Geschichtliche Angaben unter Beifügung zahlreicher Abbildungen. Zeitschrift des Vereines Deutscher Ing. 1909. Nr. 17 S. 663.

Das Colloseus-Verfahren. Nochmals Äußerungen über einzelne Punkte. Dr. Collosens und Dr. Passow. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 48. s. L. März 1909. I, 1. S. 136.

Das Collos.-Verfahren im Lichte der Schlackenerhärtungstheorie. Von Dr. Kühl und Erwidung von Dr. Passow. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 51.

Gipsbeton. Seine Verwendung im Innenbau wird empfohlen. Beton-Ztg. 1909. Nr. 16.

Die Streckgrenze des Flußeisens. Von A. Scharffenberg. Bemerkungen über die Begriffe: Proportionalitätsgrenze, Elastizitätsgrenze, Streckgrenze und Bruchgrenze. Erkennen kann man ein Überschreiten der Streckgrenze daran, daß der Walzzunder abfällt oder, bei blankem Eisen, an den Fließfiguren oder am matten Aussehen der Oberfläche. Zement und Beton 1909. Nr. 19.

Le chauffage au pétrole dans les industries céramique et chaufournière.

Allgemeine kurze Bemerkungen über die Anwendung von Petroleum usw. für Brennöfen; Mitteilung einzelner Beispiele für die Einführung in den Ofen, mit Abbildungen. Revue des mat. de la constr. et des trav. publ. 1909. April.

Mischmaschinen. Mit guten Abbildungen. Eisenbeton 1909, Nr. 7 ff.

Maschinen zur Betonbereitung. Ausführliche Besprechung verschiedener Bauarten und Vergleich. Beton-Ztg. 1909. Nr. 15 u. 17.

Rolls for Reducing Lime Stone and Shale. Besprechung der Formen von Walzen in Steinbrechmaschinen, solche mit stark gewellter Oberfläche werden als für den Kraftverbrauch ungünstig bezeichnet. Cement and Eng. News 1909. Nr. 3. S. 69. Mit Abbildungen.

2. Prüfung und Untersuchung.

Die Druckfestigkeit alter Ziegelsteine hat sich als verhältnismäßig gering erwiesen. Mitt. d. Kgl. Mat.-Prüf.-Amtes Gr.-Lichterfelde 1909. Nr. 1.

Prüfung der Druckfestigkeit von Portlandzement. Von Dr. Ing. Martens. Da künftig die Druckproben bei Zementprüfungen entscheidend werden, sind einfache Prüfungsapparate von Wichtigkeit. Die auf Grund reicher Erfahrung für zweckmäßig erachteten Formen werden näher angegeben. Ztschr. d. Vereins Deutscher Ing. 1909. Nr. 18. S. 694.

Versuche über den Einfluß des Mischverfahrens auf die Festigkeit von Traßkalkmörtel. Von H. Burchartz. Mischung im Kollergang ist besser und inniger, als nach anderen Mischverfahren, namentlich als im Mörtelmischer Bauart Schmelzer-Steinbrück. Diese Feststellung ist wichtig, da Kalktraßmörtel einer guten Verarbeitung und vor allem einer durchaus innigen

Vermischung des Trasses mit dem Kalk bedarf, um seine Erhärtungsfähigkeit zur vollen Entfaltung bringen zu können. Mitt. d. Kgl. Mat.-Prüf.-Amtes Gr.-Lichterfelde 1909. Nr. 1.

A New Test for Concrete. Um auf der Baustelle jederzeit prüfen zu können, ob der Beton gut und richtig gemischt ist, schlägt Dr. Owens vor, frische Betonproben in einem hohen, engen Meßglase einige Zeit in Wasser sich niederschlagen zu lassen. Schon nach 10 bis 15 Minuten ist die Trennung der Bestandteile erfolgt, die groben Steine liegen unten, der Zement in oberster Schicht. Aus der Höhe der Schichten ist das Mischungsverhältnis festzustellen. The Eng. Rec. 1909. Nr. 15. S. 480.

Einfluß des Alters und der Zurichtung der Probestücke auf die Druckfestigkeit von Mauersteinen. Beim Aufeinanderkitten von Probestücken haben sich dünne Fugen bedeutend besser bewährt, als starke. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 44.

A propos des Pouzzolanes. Von E. Leduc. Im Anschluß an ein Rundschreiben des Ministers der öffentlichen Arbeiten, das die Verwendung von Puzzolanerde zu Betonbauten im Meerwasser anregt, werden Versuchsergebnisse zu dieser Frage mitgeteilt. Revue des mat. de la constr. et des trav. publ. 1909. April.

Kohlstengel-Auswüchse aus Beton. Nachtrag von Abb. Zement und Beton 1909. Nr. 15. s. L. Mai 1909. I, 2. S. 220.

Findet beim Erhärten des Portlandzementes eine Quellung statt? Dr. C. Schumann hat bei einigen Versuchen kein äußerlich sichtbares Quellen feststellen können und schließt daraus, daß die von Dr. Michaelis aufgestellte Quellungstheorie zu verwerfen sei. Es handelt sich aber anscheinend um eine irrtümliche Auffassung des Begriffs der Quellung. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 45.

Erwiderung von Dr. Michaelis. Ebenda Nr. 51.

Zur Quellungstheorie des Portlandzementes. Von Dr. Kühl. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 54. Unter Quellung ist diejenige eines jeden Zementkörnchens zu verstehen, sodaß die Hohlräume dazwischen kleiner werden oder ganz verschwinden.

Das Kleingefüge des Portlandzementes. Von Dr. Stern. Beschreibung des „Normalgefüges“; dessen Reaktionen werden mitgeteilt; charakteristische Unterschiede des Eisenportlandzementes gegen den Portlandzement. Mitt. des Kgl. Mat.-Prüf.-Amtes Gr.-Lichterfelde. 1909. Nr. 1. s. L. April 1909. I, 2. S. 190.

3. Wirtschaftliches.

Engineering and Mathematics. Ein längerer Leitartikel bespricht den Wert mathe-

matischer Kenntnisse für die Ingenieurwissenschaften und betont, daß die Rechnung nur zur Erklärung der Konstruktionen diene und nichts Neues biete. Man solle nicht wie in Deutschland zu viel Wert auf Integrale legen, sondern praktische Schulung in der Baukunst pflegen. Engineering 1909. April. S. 561.

The Revocation of British Patents Worked Abroad. Das neue englische Patentgesetz entzieht das erteilte Patent demjenigen, der eine Ausnutzung desselben in England selbst unterläßt oder in ungenügendem Maße vornimmt, so daß die patentierten Gegenstände aus dem Auslande eingeführt werden. Zwei Fälle aus dem Eisenbetonbau sind soeben durch den obersten Gerichtshof entschieden worden; das sehr interessante Urteil ist beigelegt. Concr. and Constr. Engineering 1909. Nr. 2. S. 91.

Notes on the Cement Industry Abroad. Kurze Bekanntgabe von Konsularberichten über den Stand der Zementindustrie in England, Österreich, Japan, Ägypten und Italien. Cement Age 1909. April. S. 282.

Zur Lage der Zementindustrie. Interessante Bemerkungen über die letzten Zementpreise usw. Beton-Ztg. 1909. Nr. 16.

Deutscher Betonverein. Hauptversammlung. Bericht. Zement und Beton 1909. Nr. 15.

The Building Trades Exhibition. Bericht über die Bauausstellung zu Olympia, wobei zahlreiche Ausführungen in Eisenbeton erwähnt werden. Engineering 1909. April. S. 563. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 2. S. 128.

Some Methods in Competitive Reinforced Concrete Design. Aufstellung von Gesichtspunkten, nach denen die in privaten Wettbewerben entstehenden Pläne vom Auftraggeber beurteilt werden sollten. Dabei werden interessante Einblicke gewährt in das amerikanische Baugeschäft, das eine allgemeine Festlegung von Belastungs- und Rechnungsgrundlagen noch nicht kennt. The Eng. Rec. 1909. Nr. 16. S. 511.

II. Theorie.

Über die Berechnung elastisch eingespannter und kontinuierlicher Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment. Von Dipl.-Ing. Ritter. Die gegebenen Ableitungen zeigen, daß die Verwendung der bei durchgehenden Trägern mit gleichem Trägheitsmoment benutzten Festpunkte auch möglich ist, sobald das Trägheitsmoment sich nach einem bestimmten Gesetz ändert. Schweizerische Bauztg. 1909. Nr. 18 und 19.

Zur Beurteilung der Knickfestigkeit betongefüllter Eisensäulen. Von Prof. Brik. Betrachtungen über die Mitwirkung der Betongefüllung in Eisensäulen an der Hand von Knick-

festigkeitsformeln. Österr. Wochenschrift für d. öffentl. Baudienst 1909. Nr. 14. S. 203.

Ergänzungen zu der Berechnung der Betoneisenkonstruktionen. Von H. Pilgrim. Lange Formeln und Beispiele. In Deutschland ist übrigens die unzutreffende Bezeichnung: Betoneisen nicht gebräuchlich. Zeitschr. f. Arch. und Ing.-Wesen 1909. Nr. 3.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Berechnung des umschnürten Betons. Von Kleinlogel. Umschnürter Beton in Versuchskörpern hat die Festigkeit von Granit erreicht; die Spiralen ergaben eine dreimal so große Festigkeit als die Bügel bei gleichem Eisenaufwand. Die Gesamtarmatur, Längseisen und Spirale soll zweckmäßig nicht unter 1,5 und nicht über 8% des eingeschlossenen Betonquerschnitts betragen. So hoher Eisengehalt wird sich naturgemäß nur in besonderen Fällen lohnen, vor allem können die üblichen Vorschriften über die zulässige Druckbeanspruchung des Betons nicht angewendet werden, besondere Vorschriften fehlen aber noch bei den meisten Behörden. Deutsche Bztg. Mitteilungen 1909. Nr. 11.

Reinforced Concrete T-Beams Tables. Aufstellung einer Tabelle, in der unter Festhaltung von Höchstbeanspruchungen für Eisen und Beton bei verschiedenen Rippenhöhen der Eisengehalt, die Plattenstärke und Rippenbreite vom Moment abhängig dargestellt wird. Die Unterlagen sind ähnlich unsern Vorschriften. The Eng. Rec. 1909. Nr. 15. S. 498.

The Effect of Changes of Temperature on Reinforced Concrete. Von Dr. Ing. F. v. Emperger. Die bisher übliche Methode, Eisenbeton wie Eisenbau hinsichtlich des Temperatureinflusses zu betrachten, wird bekämpft. Der Beton wird nur in der Oberfläche die Temperatur der Umgebung annehmen, in gewisser Tiefe aber nahezu konstante Wärmeverhältnisse aufweisen. Die errechneten Temperaturspannungen haben sich in praktischen Versuchen nicht nachweisen lassen. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 2. S. 87.

Expériences et essais de controle sur le béton armé en Italie. Allgemeine Angaben über das italienische Versuchswesen, kurze Besprechung ausgeführter oder beabsichtigter Arbeiten. Rev. des mat. de la constr. et des trav. publ. 1909. April.

Leitungsmaste mit linear veränderlicher Stärke. Von Hartmann. Für rechteckige und runde Maste wird rechnerisch festgestellt, welche Verjüngung Stäbe gleicher Festigkeit ergibt, woraus andererseits die Lage des gefährlichsten Querschnittes bei anders geformten Masten ermittelt werden kann. Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1909. Nr. 17. S. 271.

Belastungsprobe der Beton-Gelenkbrücke der Düsseldorfer Ausstellung. Vorträge von Rgbmstr. Weese und Gehler. Deutsche Bztg. Mitteilungen 1909. Nr. 9 und 10. Mit Abbildungen.

Stirrups in Reinforced Concrete Beams. Allgemeine Besprechung der Frage der Bügel in Eisenbetonbalken. The Eng. Rec. 1909. Nr. 17. S. 529.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Portland Cement for Use in the Tropics. Von R. Meade. Die von einer Regierungskommission auf den Philippinen festgestellten Bedingungen für Zementlieferungen nach den Tropen werden in vielen Punkten als unzumutbar bekämpft. Besonders handelt es sich um chemische Beschaffenheit der Zemente. Verfasser stellt fest, daß besondere Anforderungen in den Tropen überhaupt nicht in Frage kommen. Eng. News 1909. Nr. 14. S. 273. (L. Febr. 1909. I. 2. S. 70).

V. Ausführungen.

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

Neuere Erfahrungen und Ausführungen im Eisenbetonbau. Vortrag von Ing. Brausewetter: Möglichkeit der Betonherstellung bei mehr als 2° C Kälte; Wachsen der Gerüste; Transportbeton. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 45.

Die Verbindung von altem und frischem Beton. Die Trennungsfuge darf nicht verunreinigt werden, vor allem nicht durch Öl und Fett. Beton-Ztg. 1909. Nr. 16.

The Present and Future of the Cement Block. Derselbe Bericht wie L. April 1909. V. 1. S. 192. Cement Age 1909. April S. 265.

Fortschritte in der Herstellung von Hohlkörpern aus hydraulischen Stoffen. Herstellung von Röhren durch Schleudern (rotierende Form). Dabei ist auf das verschiedene Eigengewicht der einzelnen Betonzuschläge Rücksicht zu nehmen. Beton-Ztg. 1909. Nr. 13.

Une photographie, qui est un document historique. Bewährung des Eisenbetonbaues beim Erdbeben von San Francisco. Mit Photographien. Le ciment armé 1909. Nr. 4.

2. Ausführungen im Hochbau.

Der Eisenbeton in der Monumentalarchitektur. Von Oberbaurat Edler von Monteforte. Behandlung der auf konstruktiven Rücksichten beruhenden künstlerischen Ausgestaltung von Decken und Säulen unter Beigabe zahlreicher Abbildungen. Ztschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1909. Nr. 18. S. 281.

Concrete Block Church in Cairo. Die neue schottische Kirche zu Cairo zeigt Wände von nur 30 cm starken Betonsteinen, sie gewähren aber guten Schutz gegen die Hitze. Das Aussehen des Baues ist durchaus befriedigend. *Concr. and Constr. Eng.* 1909. Nr. 2. S. 140.

Das neue Theater in Kopenhagen. Sehr ausführliche Beschreibung der gesamten Anlage, Mitteilung von recht interessanten baulichen Einzelheiten, auch über Eisenbeton. Mit Abbildungen. *Beton und Eisen* 1909. Nr. 6.

Die Eisenbetonkonstruktionen des Stadttheaters zu Basel. Angaben über die vielfache Verwendung von Eisenbeton, besonders beim Bau der 4,8 m vorgekragten Ränge. Schweiz. *Bauztg.* 1909. Nr. 14 u. 15.

Reinforced Concrete Theatre in Los Angeles. Ausführliche Darstellung des in L. April 1909. V. 2. S. 193 erwähnten Theaterbaues. *Concrete and Constr. Eng.* 1909. Nr. 2. S. 94. Mit zahlreichen Abbildungen.

The Reconstruction in Reinforced Concrete of a Large Manufacturing Plant. Von Hoadley. Interessante Beschreibung eines Fabrikbaues, bei dem die alte Anlage mit allen Maschinen im Betrieb bleiben mußte und nur in Abschnitten neu umbaut wurde. *Eng. News.* 1909. Nr. 16. S. 435. Mit Abbildungen.

Das Berghotel auf dem Sommerberg, Schwarzwald. Ausführung unter besonders schwierigen Verhältnissen: Umständliche und teure Anfuhr der Baustoffe und starke Kälte während eines Teiles der Bauarbeiten. Der Beton war verhältnismäßig teurer, als das Eisen, deshalb starke Bewehrung. Mit Abbildungen. *Zement und Beton* 1909. Nr. 18.

Construction of the Boxter Building Portland-Maine. Ausführliche Beschreibung eines großen Geschäftsneubaues, bei dem besonderer Wert auf raschen Baufortschritt gelegt wurde. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 15. S. 492.

Some Canadian Works Recently Erected in Reinforced Concrete. Kurze Angaben über den Bau einer Holzverwertungsanlage mit Abbildungen. *Concr. and Constr. Eng.* 1909. Nr. 2. S. 117. Desgl.:

Fabrikanlage in Eisenbeton. *Zement und Beton* 1909. Nr. 16. s. L. April 1909. V. 2. S. 192.

Fabrikgebäude in Altenvoerde i. W. U. a. ein recht gefälliger Dachbinder aus Pfostenfachwerk in Eisenbeton. *Zement und Beton* 1909. Nr. 17.

Warenhaus L. Tietz in Düsseldorf. Gerippe in Eisenbeton. Kurze Besprechung mit guten Abbildungen. *Zement und Beton* 1909. Nr. 15.

A Concrete Foundry Building in Germany. Von Prime Kieffer. Beschreibung des Baues des Gießereigebäudes Siemens & Halske,

Berlin. s. L. Jan. 1909. V. 2. S. 31. *Cement Age* 1909. April. S. 276. Mit Abbildungen.

The New Western District Post Office. Baubeschreibung des neuen Postgebäudes im Westen Londons, das nach System Coignet erstellt wurde. *Concr. and Constr. Eng.* 1909. Nr. 2. S. 81. Mit zahlreichen Abbildungen.

Reinforced Concrete for Aluminium Works at Kinlochleven. Kurze Beschreibung der interessanten Ausführungen beim Bau eines großen Aluminiumwerkes. Eisenbetonbalken für schwere Lasten, Kohlenbunker, Wasserdurchlässe. *Concr. and Constr. Eng.* 1909. Nr. 2. S. 134. Mit zahlreichen Abbildungen.

Simple Methods in House Building. Als Wandarmierung werden Drahtnetze senkrecht an leichten Bockgerüsten ausgespannt und mit Portlandzementmörtel bedeckt, allmählich zur Stärke von 12 cm; etwa alle 2 m wird das Netz als Säulenarmierung benutzt; die aus ihm gebildeten hohlen Säulen werden mit Beton gefüllt, ohne Außenschalung zu benötigen. Zahlreiche Ausführungen bei Vororthäusern haben sich bewährt. *Cement Age* 1909. April. S. 287. Mit Abbildungen.

Bogendächer mit überhöhter Zugstange. Von F. H. Müller. Beschreibung eleganter Ausführungen. Mit Abbildungen. *Eisenbeton* 1909. Nr. 89.

Der Wettbewerb um die Luftschiffhalle in Friedrichshafen. Allgemeines und Entwurf der Firma Rek, Beschreibung mit Abbildungen. *Eisenbeton* 1909. Nr. 7 u. 8.

Roof of Reinforced Concrete at the National Gallery. Kurze Angaben über die in System Kahn ausgeführten Arbeiten, Bogendächer, Balken und Säulen. *Engineering* 1909. April. S. 553.

Steinschlagbehälter aus Eisenbeton. 55,5 m lang, 4,72 m breit; das Zuführungsgleis liegt auf Holzgerüst in dem trogförmigen Behälter. Mit Abbildungen. *Zement und Beton* 1909. Nr. 19.

Foundation for a Large Monument. Die Gründung des in Mexiko im Bau befindlichen Freiheitsdenkmals bei ungleichmäßigen Bodenverhältnissen geschieht auf Eisenbetonplatten auf Holzpfählen. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 17. S. 548. Mit Abbildungen.

Eisenbetonpfähle. Einzelheiten über das Rammen. Mit Abbildungen. *Beton und Eisen* 1909. Nr. 6.

Cast Reinforced Concrete Piles. Die Erfahrungen bei Rammarbeiten mit Eisenbetonpfählen werden zusammengestellt und Kosten beigefügt. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 13. S. 357.

Hanging Wires and Shafting in a Concrete Factory. Angaben über zweckmäßige Anbringung von Eisen in Eisenbetonbalken bei Fabrikanlagen, an denen Transmissionen usw. an-

gebracht werden können. The Eng. Rec. 1909. Nr. 17. S. 550. L. Mai 1909. V. 2.

3. Ausführungen im Brückenbau.

The Largest Concrete Arch. Nähere Angaben über die in L. 1909. April. V. 3. S. 194 erwähnte Brücke bei Cleveland, Ohio von rd. 85 m Stützweite. Cement and Eng. News 1909. Nr. 3. S. 71. Mit Abb.

Concrete in Arched Bridge Construction. Ausführlicher Bericht über einen Vortrag im englischen Betonverein, in dem die Verwendung von Betonbogenbrücken mehr, als bisher in England üblich, empfohlen und auf zahlreiche deutsche Bauten hingewiesen wird. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 2. S. 121.

Concrete Bridges. Auszüge aus Vorträgen über Betonbrücken, insbesondere Betrachtung der Baukosten, ohne dabei zu allgemein gültigen Werten zu gelangen. Cement Age 1909. April. S. 250. Mit Abbildungen. s. L. April 1909. V. 3. S. 194.

The Grand River Bridge of the Lake Shore and Michigan Southern Ry. Eine viergleisige Eisenbahnbrücke von rd. 120 m Länge zeigt einen Mittelbogen von rd. 48 m und Seitenöffnungen von je 21 m Stützweite. Baubeschreibung mit Abbildung. The Eng. Rec. 1909. Nr. 17, S. 532.

Reinforced Concrete Bridge. Kurze Angaben über eine etwa 25 m weite Bogenbrücke für Straßenverkehr mit zahlreichen Abbildungen. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 2. S. 137.

Building Concrete Culverts in Freezing-Weather. Betondurchlässe wurden bei -12°C hergestellt unter Verwendung von Salzwasser und gewärmtem Sand. The Eng. Rec. 1909. Nr. 16. S. 519

In Beton gewölbte Eisenbahnbrücken über die Saale bei Großheringen. Von Dipl.-Ing. Pappit. Betonbögen von 26,5 m Stützweite ohne Gelenke bei 1:7,6 Pfeilverhältnis. Angaben über Baugrund, Baustoffe und Lehrgerüste. Deutsche Bztg. Mitteilungen 1909. Nr. 11. Mit Abb.

The Markethouse Bridge at Monterrey-Mexico. Eine 16 m breite, rd. 60 m lange Brücke, zwei Bögen von je 22 m Spannweite, trägt die Eisenbetonmarkthalle des genannten Ortes. Angaben über Betonbereitung und Bau Einzelheiten. Eng. News 1909. Nr. 14. S. 369. Mit Abb.

The Application of Spiral Hooping to French Concrete Bridge. Nähere Besprechung der mit spiralarmiertem Beton erbauten Eisenbahnbrücke zu Avranche, Frankreich. Es liegen nebeneinander eine Balkenbrücke von 30 m Stützweite, Bogenträger- und eine Bogenbrücke von 33 m Weite. Eng. News 1909. Nr. 16. Mit Abb.

Die Verbreiterung der Wilhelmsbrücke in Frankfurt a. M. Von Stadtbaurat Kölle. Um größere Fahrbahnbreite zu erzielen, sind die Fußwege auf 1,8 m auskragende Träger gelegt worden. Nähere Angaben über die Ausbildung in Eisenbeton. Deutsche Bztg. Mitteilungen 1909. Nr. 9. S. 37. Mit Abb.

Querträger bei Balkenbrücken. Von Ing. K. Oswald †, Braunschweig. Die Übertragung von Einzellasten durch einen Querträger, der mehrere Hauptträger verbindet, auf diese Hauptträger und deren Anteil wird berechnet. Beton und Eisen 1909 Nr. 6.

A Criticism of Reinforced Concrete Bridge Truss. Der Artikel wendet sich gegen die Erbauung von Fachwerkträgern in Eisenbeton, da diese Formen der Eigenart des Baustoffes nicht entsprechen. Im Untergurt ist ein unnötiger Materialaufwand erforderlich, um die Zugspannungen aufzunehmen. Eng. News 1909. Nr. 16. S. 440.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Torpedo Battery in the Mediteranean. Ausführliche Darstellung des Baues einer Torpedoversuchsstation, die von der französischen Marine in Léoube Bay errichtet wurde. Eisenbetonkasten, schwimmend zur Baustelle gebracht, ist auf hergerichteten Meeresboden abgesenkt worden. The Engineer 1909. April. S. 413. Mit Abbildungen.

Reinforced Jetty Head. Einzelheiten der in L. Mai 1909. V. 4 erwähnten Mole zu Thames Haven. Eng. News 1909. Nr. 16. S. 444. Mit Abbildungen.

The Undermining of a Reinforced Concrete Dam. Lehrreicher Bericht über die Folgen einer unglaublich mangelhaften Bodenuntersuchung bei einer Talsperre. Nach dem Einlauf von etwa 100 000 cbm Wasser wurde die Sperrmauer an einer mittleren Stelle auf 15 m Breite bis 6 m tief unterwaschen. Der Eisenbetondamm hat sich dabei infolge seiner großen Steifigkeit gut bewährt und einen plötzlichen Dambruch vermieden. Beifügung der Gutachten dreier Sachverständiger über Ausbesserung der Schäden. Eng. News 1909. Nr. 13. S. 345. Mit Abb.

Small Dam for Condensing-Water-Reservoir. Kurze Angabe über einen Eisenbetonstaudamm für eine Wasserkühlanlage. Eng. News 1909. Nr. 13. S. 347. Mit Abb.

Eisenbeton zur Befestigung von Seedünen. Kurze Angaben nach dem niederländischen De Ingenieur 1909. Nr. 5, über die Erfolge mit Traßzusatz zu Portlandzement bei Seebauten. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1909. Nr. 15. S. 236.

Befestigung von Böschungen mit Betonplatten. Kurze Angaben über Material und

Bauweisen nach De Ingenieur 1908. Nr. 51. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst.

A Combination Retaining Wall and Quay. Kurze Angabe über eine bei Nantes, Frankreich, ausgeführte Eisenbetonstützmauer von nur 10 cm Stärke, die eine etwa 6 m weit ausgekragte Ladastraße trägt. Verankerung im Erdkörper geschieht durch Drahtseil. Eng. News 1909. Nr. 16. S. 433. Mit Abbildungen.

Adjustable Concrete Forms for Heavy Battered Walls. Für eine große Wasserkraftanlage, bei der rd. 30 000 cbm Beton einzubauen waren, wurden besondere Holzrüstungen konstruiert, die, leicht zerlegbar, häufige Verwendung finden konnten. The Eng. Rec. 1909. Nr. 17. S. 540.

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

Failure in Concrete Sidewalks and How to Correct Them. Betonfußwege weisen häufig Risse auf und Einsenkungen, die dem Wasser weitere Gelegenheit zur Zerstörung bieten. Als Mittel dagegen wird besonders gute Entwässerung des Untergrundes empfohlen, Einbringen von groben Steinen oder Schlacken; auch wird der Mangel an genügenden Wärmefugen als häufiger Grund der Zerstörung festgestellt. Eng. News 1909. Nr. 13. S. 342. Mit Abbildungen.

Protecting Concrete Curb Corners. Bei dem stetig wachsenden Gebrauch von Betonfußwegen wird die Ausbildung der Ecken als besonders schwierige Aufgabe betrachtet. Vorgeschlagen werden Eisen besonderer Form als Kantenschutz. Cement and Eng. News 1909. Nr. 3. S. 70.

Concrete Lined Mine Shafts. In Kohlenruben wird jetzt mit Erfolg die Auskleidung der Einfahrtsschächte mit Beton vorgenommen. Nähere Beschreibung eines Bauvorganges. Eng. News 1909. Nr. 14. S. 383. Mit Abbildungen.

Standard Specifications for Portland Cement Side Walks. Es sind allgemeine Anforderungen für die bei Fußwegen zu verwendenden Zemente, Steinarten, Formen und Stärke der Platten, Unterbau, Mischung, Einbau des Betons usw. zusammengestellt. Eng. News 1909. Nr. 13. S. 344.

Steel Centering for Concrete Sewers. Beton bei Bau von Abwässerleitungen wird zurzeit in großem Umfange überall verwendet, dabei ist der Gebrauch hölzerner Lehrgerüste teuer und umständlich. Eiserne Schalungen sind mit Erfolg in Gebrauch. Ein System „Blaw“, das auch in Kurvenstrecken gut verwendbar, ist hier näher beschrieben. Mit zahlreichen Abbildungen. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 2. S. 144.

Die Verbindung der beiden eingleisigen Tunnelröhren der Hudson and Manhattan Railroad. Interessante Angaben mit zahlreichen Abbildungen über die nur durch Verwendung von Eisenbeton möglichen Bauten. Ztschr. d. Vereines deutscher Ingen. 1909. Nr. 18. S. 715.

Traverses en ciment armé pour voies ferrées. Mit beweglichen Klagen werden die Nachteile der Holzschwellen geschildert; Vorschläge zu Eisenbetonschwellen in \lrcorner - und \llcorner -form. Die Schwellen und ihr Stuhl bilden gewissermaßen ein Ganzes. Mit Abb. Le ciment armé 1909. Nr. 4.

The Disadvantages of Concrete Foundations for Railway Crossings. Die bei amerikanischen Bahnen noch häufigen rechtwinkligen Kreuzungen von Hauptgleisen in Schienenhöhe fordern besonders feste Bettung. Versuche mit Betonplatten von 45 cm Stärke, in die Holzlangschwellen gelegt wurden, haben bei starkem Verkehr ungünstige Resultate gehabt; starke Risse und Lockern der Holzschwelle. Eng. News 1909. Nr. 17. S. 413.

Einstielige Bahnsteighalle in Eisenbeton-Konstruktion. Eine sehr interessante Probeausführung eines 10,34 m breiten Daches mit Mittelstützen in 7,7 m Entfernung ist von der Cementbau-A.-G. Hannover bis zum Bruche belastet worden. Es zeigte sich große Standfestigkeit des Bauwerks. Deutsche Bztg. Mitteilungen 1909. Nr. 10. Mit Abb.

Sewerage and Drainage Improvements. Allgemeine Beschreibung der Abwässerleitungen der Stadt Cairo an der Mündung des Ohio in den Mississippi. — The Eng. Rec. 1909. Nr. 16. S. 520. Mit Abb.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Der V. Internationale Materialprüfungskongreß in Kopenhagen 1909.

Der V. Kongreß des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik findet in der Zeit vom 7. bis 11. September d. J. in Kopenhagen statt. An diesem Kongreß nehmen außer den Vertretern der Behörden nur Mitglieder des Verbandes teil.

Das Programm des Kongresses ist folgendes:
Dienstag, den 7. September: Plenarversammlung.

Feierliche Eröffnung des Kongresses in Anwesenheit Seiner Majestät des Königs.

Begrüßung der Delegierten und der Mitglieder.
Ansprache des Ministerpräsidenten.

Geschäftsbericht des Verbandspräsidenten.

Vortrag des Herrn Ing. Poul Larsen, Vorsitzender der Aktiengesellschaften der Aalborgor Portland-Zement-Fabriken. „Über die Entwicklung der Zementindustrie in Dänemark“.

Abends Empfang beim dänischen Ingenieurverein.
Mittwoch, den 8. September: Sitzungen der Sektionen.
Abends Empfang der Kongreßmitglieder im Rathause durch die Stadtverwaltung, hernach Besuch im Tivoli.

Donnerstag, den 9. September: Sitzungen der Sektionen. Abends frei.

Freitag, den 10. September: Sitzungen der Sektionen.

Hernach Besichtigung des Hafens von Kopenhagen mittels Dampfer, Diner im Seebad Skodsborg.

Sonnabend, den 11. September: Vollversammlung. Schlußsitzung des Kongresses. Bericht der Sektionen und Beschlüßfassung. Vortrag von Herrn J. E. Stead F. R. S. aus Middlesborough „Über die praktische Anwendung der Mikroskopie bei Prüfung von Metallen und Legierungen“. (Englisch.) Kongreßschluß. Hernach Ausflug nach Helsingör. Besuch des Schlosses Kronborg und Abschiedsfeier in Marienlyst.

An den Kongreßtagen finden Besichtigungen verschiedener technischer Sehenswürdigkeiten in Kopenhagen statt. Der Kongreßbeitrag ist mit 20 dänischen Kronen (26,70 Frs.) für Herren und mit 12 dänischen Kronen (16 Frs.) für Damen festgesetzt.

Anmeldungen werden bis spätestens 1. Juni bei den Vorstandsgliedern oder Vertrauensmännern des betreffenden Landes unter Einsendung des Betrages erbeten, welche die Anmeldungen an das Organisationskomitee Kopenhagen (Adresse: Dansk Ingenieurforening, Amaliegade 38, Kopenhagen), eine Abschrift hiervon an das Generalsekretariat Wien, II., Nordbahnstraße 50, absenden werden.

Nach dem Kongreß: Große Schlußexkursionen von Sonntag, den 12. September bis Freitag, den 17. September (inkl.).

Sonntag, den 12. September abends: Abfahrt mittels Dampfer nach Aalborg zum Besuch der dortigen Zementfabriken. Von da entweder mittels Eisenbahn nach Skagen oder an die Nordseeküste zur Besichtigung der großen Uferschutzbauten von Tyborön. Die Teilnehmer beider Exkursionen vereinigen sich in Aarhus zur Besichtigung der dortigen Landesausstellung. (Die Kosten dieser Exkursion sind in dem Kongreßbeitrag nicht eingerechnet.)

Kongreßberichte.

Dem Kongresse werden Berichte vorliegen, welche Verbandsmitgliedern und den Kongreßteilnehmern je nach den sprachlichen Bedürfnissen deutsch, französisch oder englisch in den „Mitteilungen“ rechtzeitig vor dem Kongresse zukommen werden. Die Kongreßteilnehmer erhalten überdies die „Ergänzungshefte zu den Kongreßschriften“ zugesandt, welche einzelne Berichte in erweiterter Form, aber nur in der Originalsprache des Berichtes bringen sollen. Diese Ergänzungshäfte werden, wie die Mitteilungen selbst, im Buchhandel erhältlich sein.

A. Metalle.

- a) Metallographie: Offizieller Bericht zur Hauptfrage a) von E. Heyn, Groß-Lichterfelde.
Die Spezialstähle von L. Guillet, Paris.
Einfluß der Wärmebehandlung auf Federstahl von L. H. Fry, Paris.
Über ein Thema der Metallographie von W. Rosenhain, Teddington.
- b) Härteprüfung im allgemeinen. Offizieller Bericht zur Hauptfrage b) von P. Ludwik, Wien.
Vereinfachter Apparat für Kugeldruckproben von E. Heyn und A. Martens, Groß-Lichterfelde.
Die Anwendung der Kegeldruckprobe zur Härtebestimmung von Eisenbahn-Oberbaumaterial von A. Geßner, Wien.
Über Brinells Härteprüfung von H. Moore, London.
- c) Schlagproben: Offizieller Bericht zur Hauptfrage c) von G. Charpy, Paris.
Der Begriff der spezifischen Schlagarbeit bei den Schlagproben von L. Révillon, Paris.
Versuche mit Schlagproben bei veränderlicher Temperatur von L. Guillet und L. Révillon, Paris.

Über Zuschlagproben von P. Breuil, Paris.
Über Schlagbiegeproben bei eingekerbten Stäben von F. Schüle und E. Brunner, Zürich.
Vergleichende statische und dynamische Kerbbiegeproben von A. Leon und P. Ludwik, Wien.
Moderne Prüfungsverfahren für Kupferlegierungen von L. Guillet und L. Révillon, Paris.
Die dynamische Belastung und die Schlagprobe von Welikhoff, Moskau.
Über Einzelprüfung wichtiger Konstruktionsteile von O. Hönigsberg, Wien.

- d) Dauerversuche: Offizieller Bericht zur Hauptfrage d) von E. Howard, Watertown Arsenal.
Qualitäts- und Dauerversuche der Kupferdrähte von F. Schüle und E. Brunner, Zürich.
- e) Gußeisenprüfung: Offizieller Bericht zur Hauptfrage e) von R. Moldenke, New York.
Zur Gußeisenprüfung von Gebrüder Sulzer, Winterthur.
- f) Einfluß erhöhter Temperatur auf die mechanischen Metalleigenschaften: Offizieller Bericht zur Hauptfrage f) von M. Rudeloff, Groß-Lichterfelde.

Zu keiner Hauptfrage gehörig:

Über einen neuen Spiegelapparat zur Elastizitätsmessung von B. Kirsch, Wien.
Berichte zur Aufgabe 23: Miteinbeziehung der elektrischen und magnetischen Eigenschaften in die mechanische Prüfung:
Bericht von A. Grünhut und J. Wahn, Wien.
Ferromagnetismus von P. Weiß, Zürich.
Methode zur Bestimmung elastischer und kritischer Materialspannungen mit Hilfe thermisch-elektrischer Messungen von E. Rasch, Groß-Lichterfelde.
Bericht von J. W. Esterline, Lafayette.
Bericht zur Aufgabe 24: Nomenklatur von Eisen und Stahl und Charakteristik der Gefügebestandteile des Eisens von H. M. Howe, New York und A. Sauveur, Boston.

Zum Kommissionsbericht über die Aufgabe Nr. 1: „Einheitliche Lieferungsbedingungen von Eisen und Stahl“ von A. Rieppel, Nürnberg.

Zum Kommissionsbericht über die Aufgabe Nr. 38: „Grundlagen für Lieferungsbedingungen von Kupfer“ von L. Guillet, Paris.

Schlußfolgerungen aus den Studien über Schieneneigenschaften als Grundlage für die Lieferungsbedingungen der Schienen von N. Bebelubsky, St. Petersburg.

Vereinheitlichung der Prüfungsverfahren für Dampf-, Gas- und Wasseröfen von A. C. Karsten oder H. I. Hannover, Kopenhagen.

Die Funken als Erkennungszeichen der Stahlsorten von M. Bermann, Budapest.

Innere Reibung von belasteten Materialien von G. H. Gulliver, Edinburgh.

Zu den Grundlagen der technologischen Mechanik von P. Ludwik, Wien.

Zähigkeit und Bildsamkeit von W. Misángyi, Budapest.

Der Zusammenhang zwischen den durch Zug und durch Druck verursachten bleibenden Formänderungen von W. Misángyi.

Über Korobkoffs Begriff der Zähigkeit von N. Bebelubsky, St. Petersburg.

B. Zemente, Steine, Beton.

- g) Betoneisen: Offizieller Bericht zur Hauptfrage g) von F. Schüle, Zürich.
Ueber experimentelle Untersuchungen bei Bauten von Ch. Rabut, Versailles.

- Ueber Unfälle im Eisenbetonbau von F. von Emperger, Wien.*
Ueber Spannungsstörungen beim Verbund verschiedener Materialien von A. Leon, Wien.
Beitrag zu den Untersuchungsmethoden der elastischen Längsänderungen des Betons von B. v. Breszowsky, Budapest.
Einfluß wiederholter Beanspruchung auf die Haftfestigkeit von Beton auf Eisen mit reiner und verrosteter Oberfläche von B. Kirsch, Wien.
Die Bedeutung dünner Querversteifungen im Eisenbeton von W. Nekrassow, St. Petersburg.
- h) *Fortschritte in den Methoden der Prüfung: Offizieller Bericht zur Hauptfrage h) von R. Feret, Boulogne-sur-Mer.*
Bericht zur Aufgabe 9: „Beschleunigte Prüfung der Bindekraft der Zemente“ von F. Berger, Wien.
 1. Bericht hierzu von L. Deval, Paris.
 2. Bericht hierzu von A. Greil, Wien.
Bericht zur Aufgabe 30: „Feinstes Mehl in Portlandzement“ von M. Gary, Groß-Lichterfelde.
Bericht über den Stand der Kommissionsarbeit 11, „Puzzolanprüfung“ von G. Herfeldt, Andernach a. Rh.
Bericht über die Aufgabe 40: „Grundlagen für einheitliche Gipsprüfung“ von R. Feret und M. Gary.
- i) *Prüfung mittels Prismen und Normalsand: Offizieller Bericht zur Hauptfrage i) und Kommissionsbericht von F. Schüle, Zürich.*
- j) *Volumbeständigkeit der Zemente: Bericht zur Hauptfrage j) von B. Blount, London.*
- k) *Zement in Meerwasser: Offizieller Bericht zur Hauptfrage k) von A. Baykoff und W. Czarnomsky, St. Petersburg.*
Versuche über die Zersetzung von Mörteln in schwefelhaltigem Wasser von J. Bied, du Teil.
Versuche mit Eisenbeton in Meerwasser von M. Möller, Darmstadt.
Zement in Meerwasser von A. Poulsen, Kopenhagen.
- l) *Ueber Wetterbeständigkeit von Steinen: Offizieller Bericht zur Hauptfrage l) von A. Hanisch, Wien.*
Beiträge hierzu:
Zur Theorie der Frostwirkung auf natürliche Steine von H. Seipp, Kattowitz.
Prüfungsschema für Steine von J. Hirschwald, Charlottenburg.
Ueber Frostbeständigkeit von E. Leduc, Paris.
Zu keiner Hauptfrage gehörend:
Ueber das Anbinden der Mörtel nach verschiedenen Arbeitspausen von B. Kirsch, Wien.
Ueber Festigkeits-, Elastizitäts-, Wasserdurchlässigkeits-, Abbindefähigkeit von Traß-, Traßzement- und Zementkalk-Mörtel von H. Renezedler, Wien.
Ueber die spezifische Wärme feuerfester Materialien bei hoher Temperatur von J. W. Mellor, Stoke-on-Trent.
- C. Diverses.
- m) *Öle: Offizieller Bericht zur Hauptaufgabe m) von M. Albrecht, Hamburg.*
- n) *Kautschuk: Offizieller Bericht zur Hauptfrage n) von E. Camerman, Brüssel.*
- Die mechanische Prüfung des Kautschuks von P. Breuil, Paris.
- o) *Holz: Offizieller Bericht zur Hauptfrage o) von W. K. Hatt, Lafayette.*
- p) *Rostschutzmittel: 1. Offizieller Bericht zur Hauptfrage p) von E. Heyn, Groß-Lichterfelde.*
 2. *Offizieller Bericht über Rostschutzmittel von S. S. Vorhees, Washington.*
Über Rostschutzmittel von E. Camerman, Brüssel.
 Ein Wort für die internationale Erforschung der Rostschutzmittel: J. Cruickshank Smith, London.
 Zu keiner Hauptfrage gehörend:
Über die internationale gesetzliche Regelung des technischen Versuchswesens von W. Exner, Wien.
Das Versuchswesen auf dem Gebiete des Automobilmus von W. Exner.
- (Aus den Mitteilungen des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik.)

ZUSCHRIFT

DER FIRMA WAYSS & FREYTAG A.-G.,

welche die von Dr. Ing. E. Probst für die A.-G. für Hoch- und Tiefbauten durchgeführten Versuche betrifft:

Die Prüfung spiralarmierter Säulen.

In den Nummern 1 bis 3/09 dieser Zeitschrift sind Versuche besprochen, die für die Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbau in Frankfurt a. M. vorgenommen wurden und die u. a. zwei verschiedene Typen spiralarmierter Säulen betreffen. Die Versuche ergaben ein ungünstiges Verhalten dieser Säulen.

Um einer Verallgemeinerung dieses Ergebnisses vorzubeugen, machen wir darauf aufmerksam, daß der Fehler hierbei an der zu großen Spiralenganghöhe lag, die über die Hälfte des Durchmessers bei der achteckigen Säule betrug und bei der viereckigen sogar dem umschriebenen Durchmesser gleichkam. Wenn man die von Considère für die Tragfähigkeit seiner spiralarmierten Säulen D.-R.-P. aufgestellte Formel durch Versuche nachprüfen will, ist es selbstverständlich, daß man die hierbei geltenden Voraussetzungen einhält. Es darf nämlich die Ganghöhe der Spirale nur $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{7}$ des Durchmessers betragen und die Längsarmierung soll $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3}$ der Spiralarmierung ausmachen. Nur wenn diese Konstruktionsregeln eingehalten werden, ist die günstige Wirkung der Spiralarmierung in vollem Maße zu erreichen.

Wayß & Freytag A.-G.

Auf die obenstehende Zuschrift erlaube ich mir zu erwidern, daß auf Seite 104 von Heft 3 der Zeitschrift, betreffend die spiral-armierten Säulen, folgendes gesagt ist:

»Es wäre noch das Verhalten der spiralförmigen Querverbindung bei den Säulen 13 und 27 zu erwähnen. Es ist dies keine Umschnürung im Sinne Considères oder des neuen Systems Abramoff, aber insofern verschieden von den gewöhnlich gebräuchlichen Querverbindungen, weil sie eine längs der ganzen Säule zusammenhängende spiralförmig verlaufende Versteifung der Längsstäbe bildet.«

Jedermann, der sich mit Eisenbeton beschäftigt, wird einsehen, daß sich die erwähnten ungünstigen Resultate nicht auf umschnürten Beton beziehen können.

Schließlich möchte ich noch darauf hinweisen, daß in meinem Aufsätze mehrmals hervorgehoben wurde, daß ich mir Schlußfolgerungen in einer demnächst erscheinenden weiteren Veröffentlichung vorbehalten habe.

Dr. Ing. E. Probst.

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.