

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude, George Bähr-Straße 1

Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;

Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercassel (Siegkreis)

Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Verbandes Berlin W 9, Linkstraße 16;

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude
George Bähr-Straße 1.

erscheint wöchentlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 7,50 Goldmark (1 Gm. = 10/42 Dollar nordamerikanischer Währung). Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheit 0,80 Goldmark zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Verbandes, des Deutschen Beton-Vereins, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten: 180 Goldmark.

Kleine Anzeigen: 0,18 Goldmark für die einspaltige Millimeter-Zeile.

Bei 13 26 52 maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist

10 20 30% Nachlaß. Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Umrechnung des Goldmarkbetrages erfolgt zum amtlichen Berliner Dollarkurs am Tage des Zahlungseingangs, 4,20 Goldmark = 1 Dollar. Die Zahlung hat innerhalb 5 Tagen nach Rechnungsdatum (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) **nur** auf Postscheckkonto 118935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinzen berechnet. Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W 9, LINK-STRASSE 23/24.

Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050-53.

Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.

Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften: Berlin Nr. 20120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften: für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 11935 Julius Springer.

INHALT

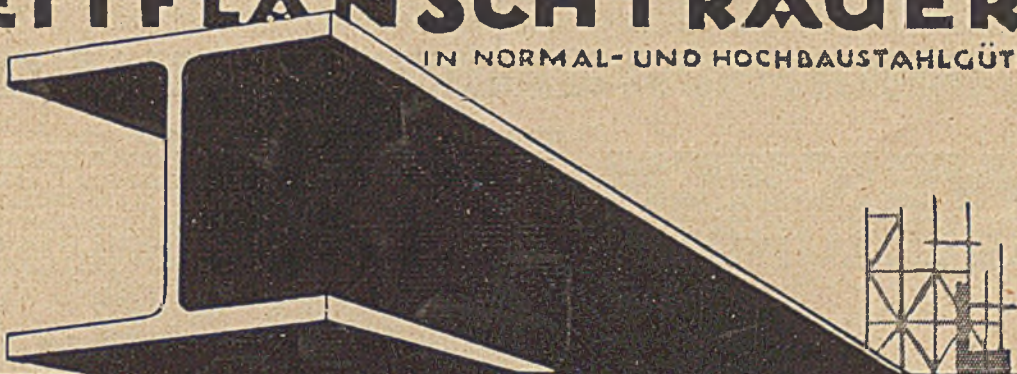
* bedeutet Abbildungen im Text.

	Seite		Seite
Beziehungen zwischen Querschnitt und Widerstandsmoment von eisernen Tragwerken und ihre Nutzenanwendung für vergleichende Massenberechnungen. Von Dr.-Ing. Ernst Thomsen, Lübeck	891*	Kurze technische Berichte	906
Der Wettbewerb um den Entwurf der Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar in Mannheim. Von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin (Fortsetzung)	895*	Die Tasmania-Sperre.* — Gegenstromprinzip beim Mischvorgang.* — Feuerschutzanstrich für Baubuden.	
Kritische Betrachtungen zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925. Von E. Probst, Karlsruhe i. B.	900	Wirtschaftliche Mitteilungen	908
Hauptversammlung der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte. Freiburg i. Breisgau am 14. und 15. September 1925. Von Prof. Dr.-Ing. Ewald Genzmer, Dresden	904	Wichtige Änderung des Eisenbahngütertarifes in bezug auf die Baugeräte. Vereinfachung und Verbilligung. — Der Zug der Entwicklung bei den Methoden der Ausführung und Vergebung von industriellen Bauten in Nordamerika. — Gesetze, Verordnungen, Erlasse. — Rechtsprechung.	
		Patentbericht	910
		Bücherbesprechungen	910
		Mitteilungen d. Deutschen Gesellschaft f. Bauingenieurwesen	910
		Vortragsreihe der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik (Akotech).	

Die Literaturschau, bearbeitet und gesammelt von Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden, befindet sich hinter der Textseite 906.

DIFFERDINGER BREITFLANSCHTRÄGER

IN NORMAL- UND HOCHBAUSTAHLGÜTE



HEINR. AUG. SCHULTE AKT. - GES. DORTMUND

HANNOVER - BERLIN - HAMBURG - LEIPZIG - CASSEL - NÜRNBERG

ALLEINVERKAUF FÜR DEUTSCHLAND

DYWIDAG

DYCKERHOFF & WIDMANN A.G.

gegr. 1865

gegr. 1865



Kraftwerk Wisental

BAUNTERNEHMUNG ZEMENTWAREN - FABRIKEN

Stammhaus Bleiblich a. Rh.

Niederlassungen und Interessengemeinschaften an den wichtigsten Plätzen des In- und Auslandes

Beton- und Mörtelmischer D. R. P.

HOCHLEISTUNGSMASCHINEN
BAUMASCHINEN
BETON- u. MÖRTEL MISCHER D R P

ORIGINAL

ALLGEMEINE BAUMASCHINEN
GES. M. B. H. MASCHINENFABR. LEIPZIG 86 J

Schnellbau-Aufzüge

GHH

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE OBERHAUSEN-RHLD.

WEICHEN KREUZUNGEN



FÜR GLEISANLAGEN AUS ALLEN SCHIENENARTEN FÜR STAAT-, INDUSTRIE-, ANSCHLUSS-, KLEIN-, STRASSEN- u. GRÜBENBAHNEN, ZUNGENVORRICHTUNGEN, HERZSTÜCKE, WEICHENTELLBOCKE, FEDERUMTELLKÄSTEN, PRELLBOCKE

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang

6. November 1925

Heft 31

BEZIEHUNGEN ZWISCHEN QUERSCHNITT UND WIDERSTANDSMOMENT VON EISERNEN TRAGWERKEN UND IHRE NUTZANWENDUNG FÜR VERGLEICHENDE MASSENBERECHNUNGEN.

Von Dr.-Ing. Ernst Thomsen, Lübeck.

Überstcht. Es werden Beziehungen zwischen Querschnitt und Widerstandsmoment verschiedener Arten eiserner Träger gesucht, die dann für vergleichende Massenberechnungen zusammengesetzter Eisenkonstruktionen benutzt werden.

Für alle durch reine Biegung beanspruchten eisernen Tragwerkteile ist die Grundformel der Berechnung bekanntlich $\sigma = \frac{M}{W}$. Das Moment M ergibt sich teils aus den äußeren Kräften, teils aus dem Eigengewicht, das von den noch zu ermittelnden Querschnitten abhängt. Jedenfalls wird zunächst das Widerstandsmoment W aus $\frac{M}{\sigma}$ gefunden. Aus W folgt der Querschnitt F , wodurch man dann die Grundlage für die Massenberechnung hat. Die Abhängigkeit F von W ist nun nicht ohne weiteres bekannt, sie wird meistens von Fall zu Fall ermittelt, hängt sie doch von der Wahl der möglichen Querschnittsformen ab und auch von der absoluten Größe der Zahlenwerte der zu übertragenden Kräfte. Und doch wäre es sehr erwünscht, diese Brücke mathematisch zu schlagen, da man dann erwarten kann, daß der Weg für die Beziehungen zwischen den die Hauptabmessungen und die Bauart ausdrückenden Kräften einerseits und den erforderlichen Querschnitten andererseits frei würde. Damit wäre eine vergleichende Massenberechnung weiteren Umfanges möglich, vorausgesetzt allerdings, daß das Ergebnis den praktischen Bedürfnissen entsprechend einfach genug ist.

Trägt man zugehörige Werte von W und F für INP in einem rechtwinkligen Koordinatenkreuz auf (s. Abb. 1) — W nach der x -Achse, F nach der y -Achse —, so entsteht als Verbindungslinie dieser Werte eine zur x -Achse erhabene Kurve. Für Zwischenwerte von W ist das zu wählende F stets dasjenige der nächsthöheren Profilnummer. Es entsteht also für die Darstellung der Abhängigkeit des zu wählenden F von W der in Abb. 1 dargestellte treppenartige Linienzug. Dieser Linienzug wird zunächst durch eine die Stufen ausgleichende Kurve zu ersetzen sein, deren mathematische Form dann zu

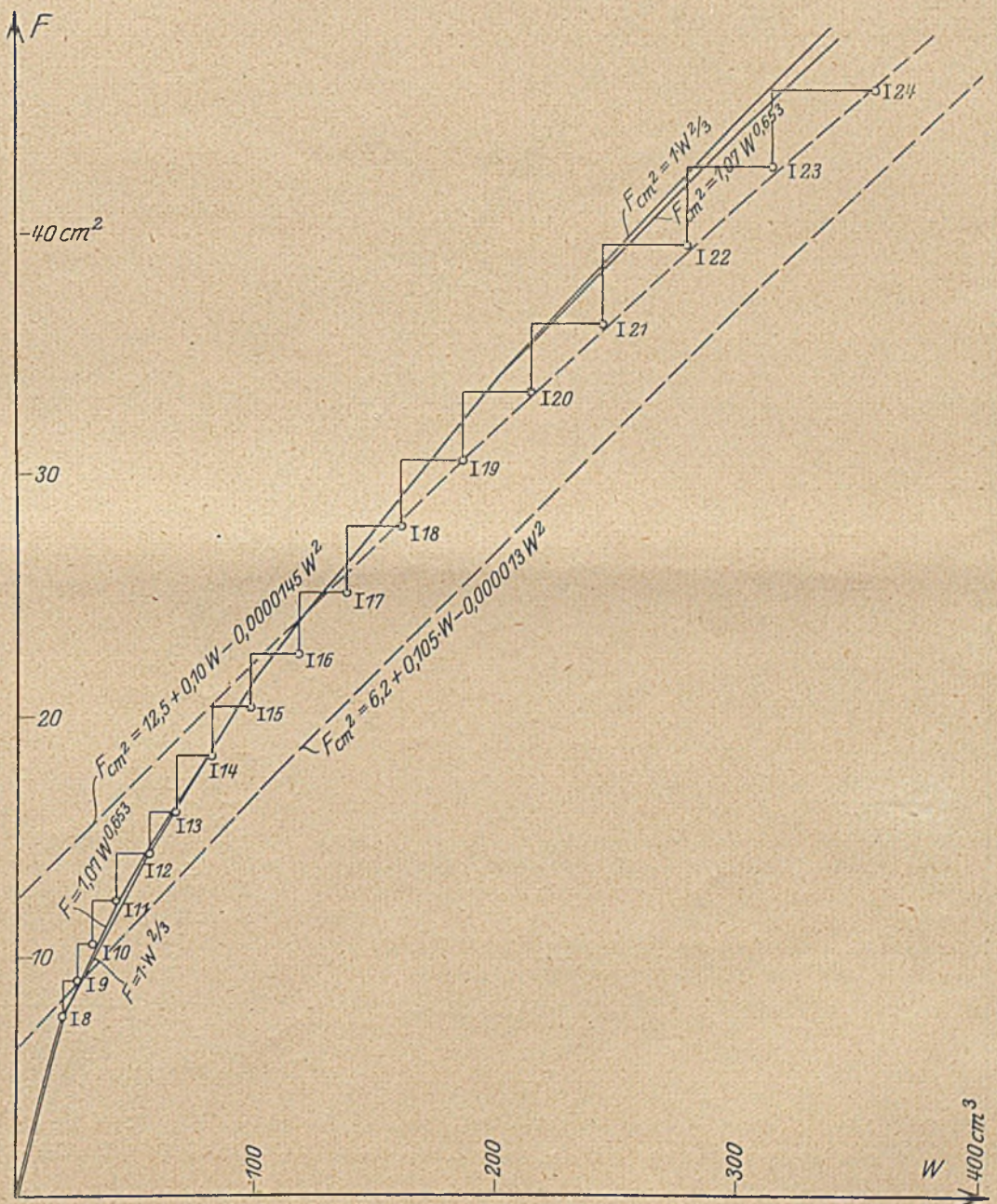
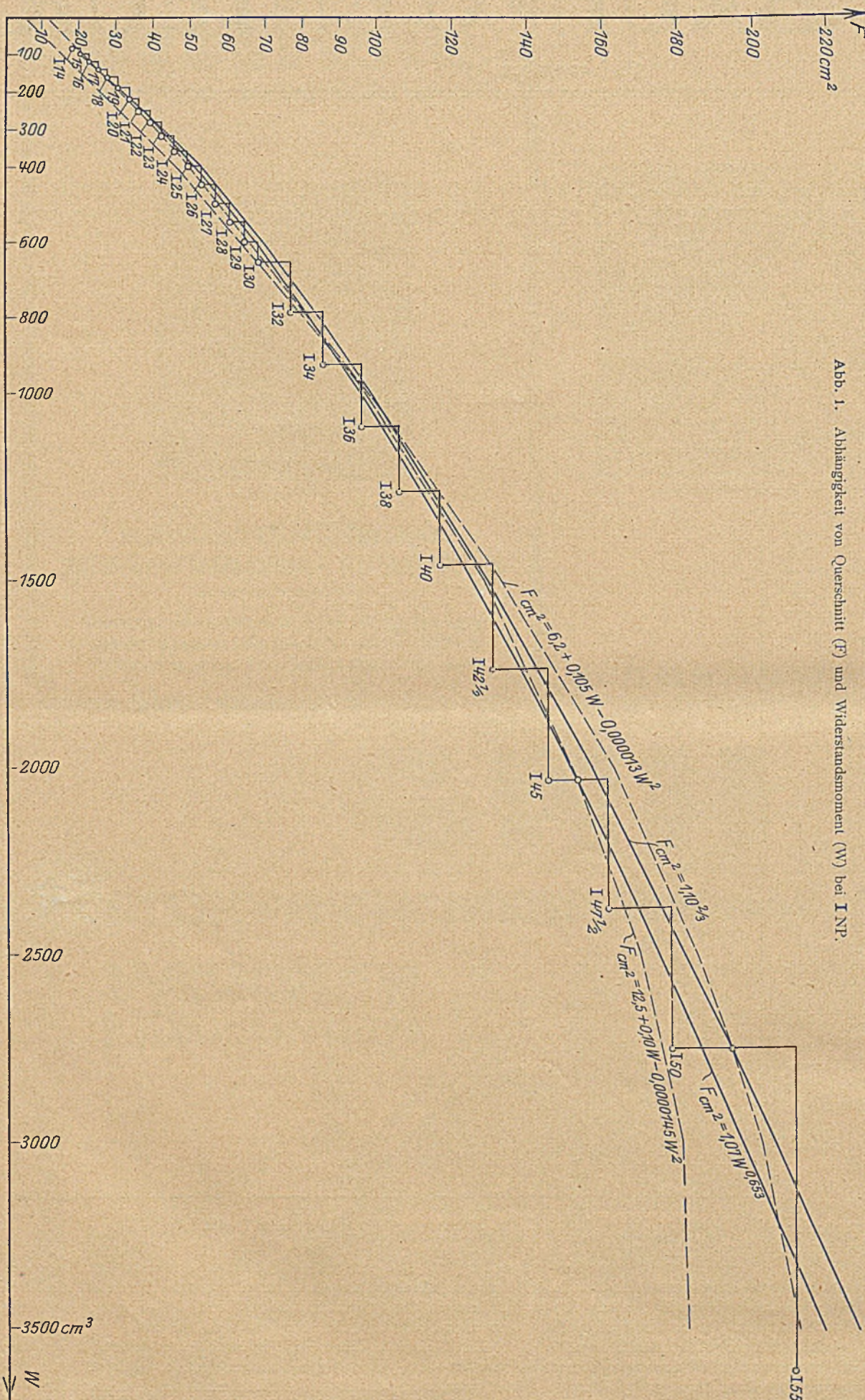


Abb. 1a. Teilzeichnung zu Abb. 1 für kleinere Profile.

suchen ist. Die ersetzende Kurve wird durch die Mitte der Treppenabsätze zu legen sein. Dann gleichen sich die Abweichungen der tatsächlich zu wählenden F -Werte von diesen Kurvenordinaten nach oben und unten aus.

Ein Versuch, diese Kurve durch eine Funktion von der Form $y = c_0 + c_1 x + c_2 x^2$ auszudrücken, bringt kein befriedigendes Ergebnis. In Abb. 1 und 1a sind zwei Kurven nach einer Gleichung dieser Art eingetragen, wobei beiläufig



die Koeffizienten c_0 , c_1 und c_2 so bestimmt sind, daß die Kurven durch die drei Tabellenwerte von F und W für I NP 16, 34 und 45 bzw. I NP 8, 34 und 50 festgelegt sind, und zwar unter Erhöhung der F -Werte um eine halbe Profilnummer gemäß obiger Darlegung. Die Darstellung in Abb. 1 und 1a zeigt, daß entweder beiden überschießenden oder den zwischenliegenden Kurvenstücken zu große Abweichungen von der zu ersetzenden Kurve bestehen.

Dagegen hat es sich herausgestellt, daß mit guter Annäherung die Potentialfunktion $y = k x^n$ geeignet ist, die Abhängigkeit von W und F bei deutschen Normalprofilen darzustellen, also

$$(1) \quad F = k W^n$$

Jede Potentialfunktion $y = k x^n$ hat mit $n > 0$ und $n < 1$ eine nach der x -Achse erhabene Form (positiver Ast, wenn k und x positiv sind). Mit $n = 1$ ist sie eine Gerade durch den Nullpunkt, mit $n < 1$ hat sie eine nach der y -Achse erhabene Form.

Aus zwei Werten W und F nach den Profiltabellen für deutsche normale I-Träger ergeben sich zwei Bedingungsgleichungen für n und k . Es ist

$$n = \frac{\log F_2 - \log F_1}{\log W_2 - \log W_1}$$

$$\text{und } k = \frac{F_1}{W_1^n} \text{ bzw. } \frac{F_2}{W_2^n}$$

Man findet bei Zugrundelegung der Werte W für I NP 45 und 16 mit F für eine halbe Profilnummer höher:

$$(2) \quad F = 1,07 W^{0,653}$$

Die Kurve nach Gl. (2) ist in Abb. 1 und 1a eingetragen. Man erkennt, daß sie sich auf der ganzen Strecke von I NP 8 bis I NP 55 der Mittellinie des Treppenzuges gut anschmiegt und

Abb. 1. Abhängigkeit von Querschnitt (W) und Widerstandsmoment (F) bei I NP.

sich jedenfalls immer innerhalb der oberen und unteren Umgrenzenden des treppenförmigen Linienzuges hält.

Die Gl. (1) lautet in logarithmischer Form

$$\log F = \log k + n \log W,$$

d. h. sie ist im logarithmischen Maßstab im rechtwinkligen Koordinatenkreuz eine Gerade, die auf der y-Achse den Wert k abschneidet und die Neigung n zur x-Achse hat, wenn man die W -Werte nach der x-Achse und die F -Werte

diesen zu zahlen sind, für die Kostenberechnung geringer sein, so daß man auch für breitflanschige Träger oberhalb des Zahlenbereichs für INP näherungsweise Gl. (3) zugrundelegen kann. Hierdurch gewinnt man für die praktische Rechnung die wesentliche Vereinfachung, beide Trägersorten zusammengefaßt zu haben. Voraussetzung ist dann immer, daß INP angewendet werden, solange hierfür das erforderliche Widerstandsmoment ausreicht. Will man nur breitflanschige Träger verwenden, so kann man, um die Abhängigkeit von W und F festzu-

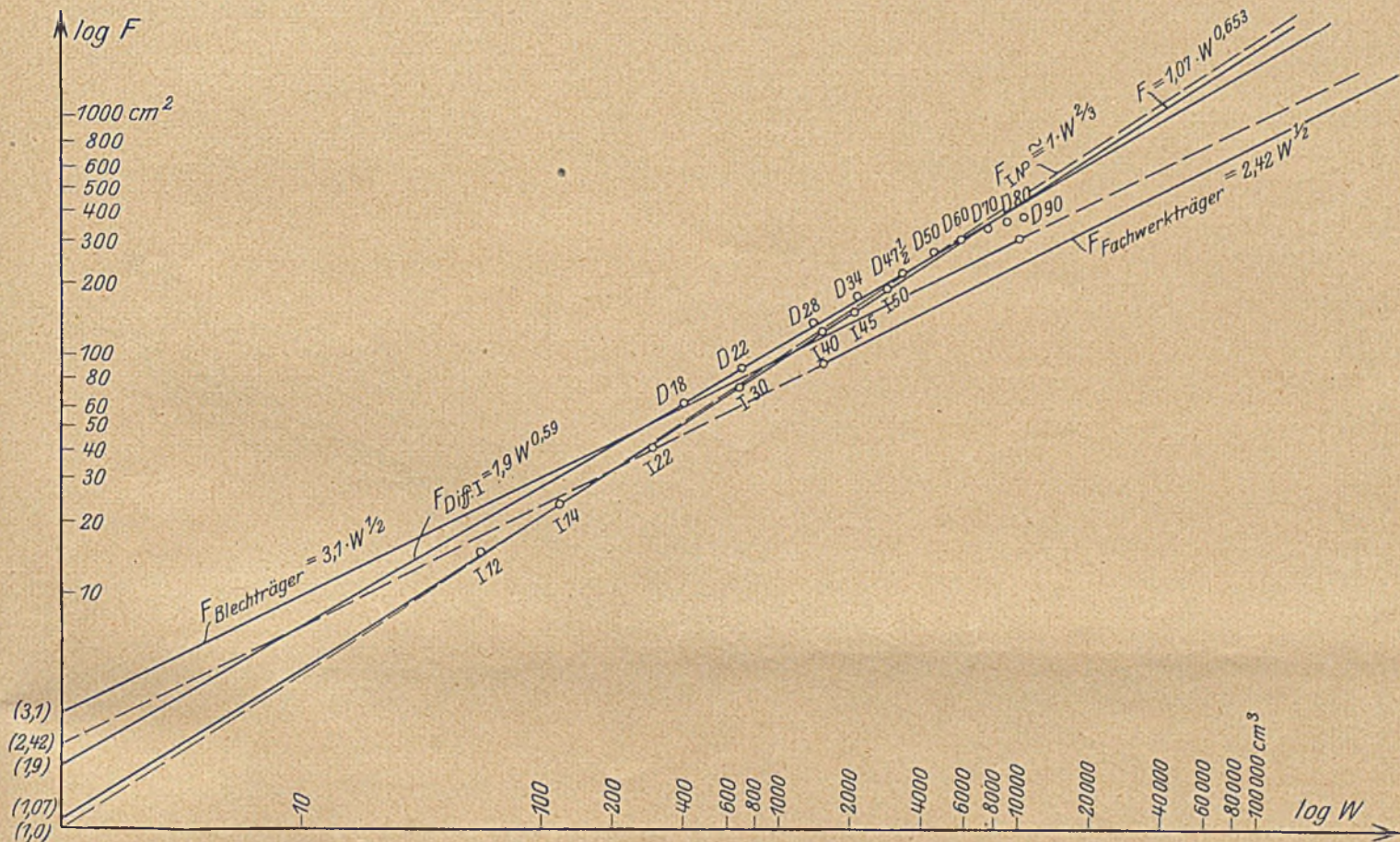


Abb. 2. Abhängigkeit von Querschnitt (F) und Widerstandsmoment (W) bei verschiedenen Querschnittsformen, dargestellt im logarithmischen Maßstab.

nach der y-Achse orientiert. Durch Auftragen der Logarithmen zugeordneter Werte von W und F der INP in dieses Koordinatenkreuz (siehe Abb. 2) erkennt man, daß sich die Punkte um die Gerade $F = \log 1,07 + 0,653 \log W$ gruppieren, und findet bestätigt, daß die Abweichungen so gering sind, daß diese Formel eine sehr gute Anpassung gibt.

Eine wesentliche Vereinfachung für den praktischen Gebrauch besonders mit dem Rechenschieber wäre es, wenn der Exponent $n = 2/3$ wäre, eine Zahl, die der vorhin ermittelten Zahl 0,653 ja nahe ist. Versucht man in Abb. 2 eine Gerade mit der Neigung $n = 2/3$ als mittlere Linie für INP einzutragen, so findet man eine Gerade durch den Nullpunkt, die auch noch einen guten Annäherungswert gibt, wie ein Blick auf die Abb. 2 zeigt.

Die Formel lautet also:

$$(3) \quad F = W^{2/3}$$

Weiter sind in Abb. 2 zugeordnete Werte für W und F der breitflanschigen I-Träger eingetragen (Diff.). Diese Punkte liegen entsprechend den höheren Gewichten oberhalb der Linie für INP-Träger, solange der Zahlenbereich der letzteren geht. Über den Zahlenbereich der INP hinaus sinken sie unter diese Linie. Bei ganz hohen Profilen der breitflanschigen Träger beträgt die Abweichung bis zu 10 % gegenüber der Linie nach Gl. (2) und bis zu 20 % der Näherungsgleichung (3). Diese Abweichung wird aber durch die Überpreise, die bei

legen, nach Abb. 2 als Ort zugeordneter Punkte mit größerer Genauigkeit eine Gerade zeichnen, deren Gleichung nach der Ableitung lautet:

$$(4) \quad F = 1,9 W^{0,59}$$

Geht man bei Blechträgern auch den Beziehungen zwischen W und F nach, so bietet die von Vianello („Der Eisenbau“) angegebene Gewichtsformel für Blechträger bis 1 m Trägerhöhe

$$g = \frac{1}{3} \left(\delta h + \frac{7W}{h} \right)$$

wo δ die Stehblechstärke, h die Trägerhöhe bedeutet, einen Fingerzeig. Als praktisch vorteilhafte Höhe gibt er a. a. O. außerdem an $h = 1,2 \sqrt{\frac{W}{\delta}}$. Schlägt man das Gewicht für

Aussteifungen hinzu und setzt $\delta = 1$ cm, so ergibt sich unter Fortlassung der Zwischenrechnung:

$$(5) \quad F = 3,1 W^{1/2},$$

also auch eine Potentialgleichung, die sich im logarithmischen Maßstab ebenfalls als Gerade darstellt (siehe Abb. 2). Für Blechträger über 1 m Trägerhöhe gibt Vianello die Gewichtsformel an:

$$g = 0,45 \delta h + \frac{2W}{h}$$

Diese führt in gleicher Weise wie vorhin entwickelt zu

$$(5a) \quad F = 2,95 W^{1/2}.$$

Man sieht aus Abb. 2, daß Gl. (5) etwa bei $W = 1000 \text{ cm}^3$ die gleichen Werte für F ergibt wie $I \text{ NP}$. Für höhere Werte wird der Blechträger, für niedrigere der normale I-Träger bezüglich des Gewichtes günstiger.

Als dritte Gruppe Träger sind die Fachwerkträger zu untersuchen. Bekannt ist die Berechnung des Gewichtes eines Fachwerkträgers aus dem theoretischen Gewicht der Stäbe in Verbindung mit der Bauziffer. Die Ergebnisse wären aber wegen der Umständlichkeit der Formel nur auf dem Umwege über zeichnerisch ermittelte Ersatzkurven und Zuhilfenahme von Vereinfachungen zu durchsichtigen Vergleichsrechnungen zu gebrauchen.

Hier wird ein anderer Weg eingeschlagen. Nach der obigen Gewichtsformel von Vianello gibt es eine bestimmte Trägerhöhe, bei der g zu einem Kleinstwert wird. Die sich hier nach ergebenden Trägerhöhen sind für die Praxis im allgemeinen zu hoch. Die vorhin angegebene praktisch vorteilhafte Höhe

also wieder eine Potentialgleichung, die sich im logarithmischen Maßstabe als Gerade darstellt und die in Abb. 2 ebenfalls eingetragen ist.

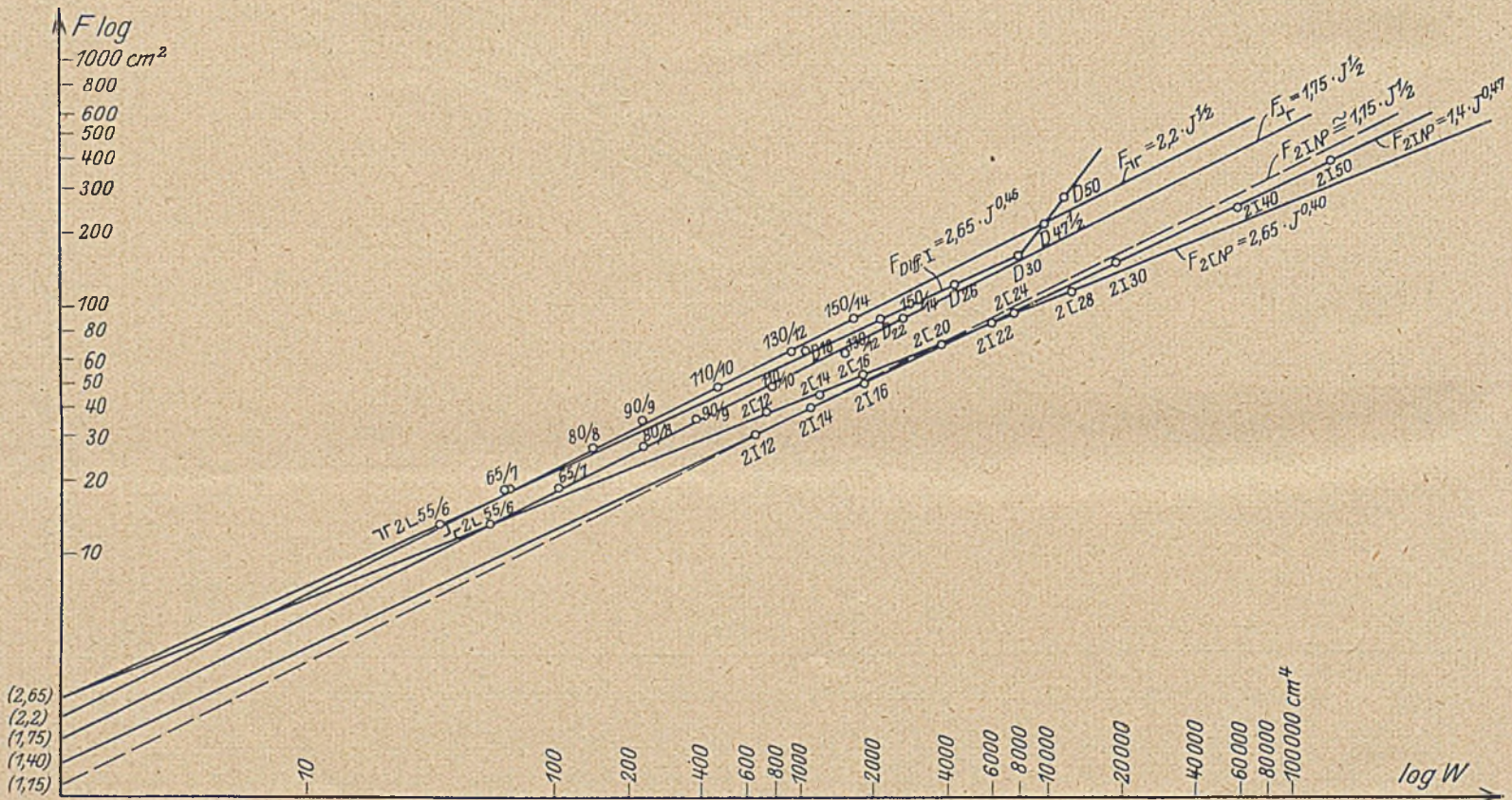
Beim Vergleich der Kosten von Walz-, Blech- und Fachwerkträgern müssen selbstverständlich dann noch die verschiedenen Einheitspreise berücksichtigt werden.

Alle betrachteten Trägerarten — und damit sind die wichtigsten erschöpft — folgen also der Gleichung $F = kW^n$.

Die Koeffizienten k und n waren für das cm als Maßeinheit festgestellt. Für die praktische Rechnung ist meistens das m als Maßeinheit geeignet. Dann wird sich der Faktor k ändern in

$$k_1 = \frac{\left(\frac{F}{100^2}\right)}{\left(\frac{W}{100^3}\right)} = k 100^{3n-2}.$$

Bei $n = \frac{2}{3}$ ist $k_1 = k$, bei $n = \frac{1}{2}$ ist $k_1 = \frac{k}{10}$.



t/m^2 , g das Eigengewicht der eisernen Tragkonstruktion in t/m^2 , Indices 1 und 2 für Deckenträger bzw. Unterzüge. Es ist

$$M_1 = (p + q + g) \lambda \frac{l^2}{8}$$

$$M_2 = (p + q + g) f \frac{l^2}{8} \quad \text{Aus Gl (1) folgt ferner:}$$

$$g = \gamma k W^n.$$

Dann ist

$$g = \frac{\gamma k_1}{\lambda \sigma^{n_1}} \cdot \left[(p + q + g) \gamma \frac{l^2}{8} \right]^{n_1} + \frac{\gamma k_2}{f \sigma^{n_2}} \left[(p + q + g) f \frac{l^2}{8} \right]^{n_2}$$

und bei gleichen Trägersorten $n = n_1 = n_2$, $k = k_1 = k_2$:

$$(7) \quad g = \frac{\gamma k}{(8 \sigma)^n} (p + q + g)^n \cdot [l^{2n} \lambda^{n-1} + f^{n-1} l^{2n}]$$

Der Wert in der eckigen Klammer gibt den mathematischen Ausdruck für die Abhängigkeit der Gewichte von den Hauptabmessungen an. Mit $\gamma = 7,85 t/m^3$ für Eisen, $k = 1$ und $n = 2/3$ für I NP sowie $\sigma = 12000 t/m^2$ als zulässige Beanspruchung erhält man das Gewicht für $1 m^2$ Grundfläche zu

$$g = \frac{3,74}{1000} (p + q + g)^{2/3} \left[\frac{l^{4/3}}{\lambda^{1/3}} + \frac{l^{4/3}}{f^{1/3}} \right].$$

Das geringste Gewicht erhält man bei veränderlicher Feld-

weite f aus $\frac{\delta \{ \}}{\delta f} = 0$, wo $\{ \}$ der Wert der eckigen Klammer ist, bei $f = \frac{l^{4/3} \lambda^{1/3}}{2,3}$.

In der rechten Seite der Gl. (7) steckt noch der gesuchte Wert g . Bei der vorhin vorgenommenen Differentiation wurde g schon stillschweigend als unveränderlich angenommen. Löst man Gl. (7) nach g auf, so erhält man einen Wert, der Gl. (7) enthält mit einem umständlichen Koeffizienten, der in allen praktisch vorkommenden Fällen höchstens 5% größer als 1 ist. Es genügt anstatt dessen einen festen Zuschlag zu machen, wobei dann auch noch die Anschlußwinkel berücksichtigt werden können.

Die vorgeschlagenen Untersuchungen sollen keinen Ersatz für Gewichtsberechnungen nach wirklichen Abmessungen bilden. Infolge ihrer Entwicklungen und notgedrungen schematischer Berücksichtigung von Einzelheiten der Konstruktion wird man nicht erwarten dürfen, dieses vielgestaltige Gebiet so in eine Formel pressen zu können, daß ganz genaue Endwerte daraus entspringen. Was sie aber leisten können, ist eine durchsichtige Vergleichsrechnung, wie sich verschiedene Bauentwürfe bezüglich der reinen Baukosten zueinander verhalten und welchen Einfluß Änderungen in den Maßen haben.

DER WETTBEWERB UM DEN ENTWURF DER FRIEDRICH-EBERT-BRÜCKE ÜBER DEN NECKAR IN MANNHEIM.

Von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin.

(Fortsetzung von S. 882.)

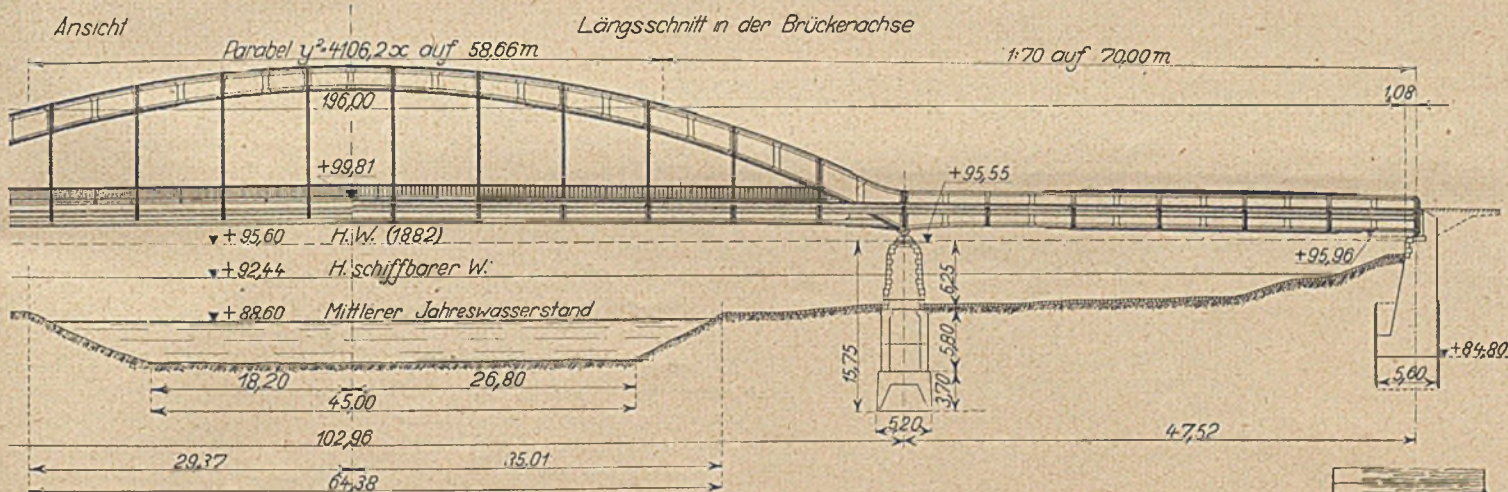


Abb. 17. Ansicht bzw. Längenschnitt.

2. Kennwort: „Freier Uferblick“, zweiter Preis.

Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg.
Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim.
Architekt Karl Wiener, Mannheim.

In ingenieurtechnischer Hinsicht kann man mit Rücksicht auf die gleichen Verfasser den Entwurf als eine Nebenlösung zu dem mit dem ersten Preise gekrönten ansprechen. Ja, man kann sogar die Ansicht vertreten, daß sie die Hauptlösung in mancher Hinsicht übertrifft. Auch hier sind die vorgeschriebenen

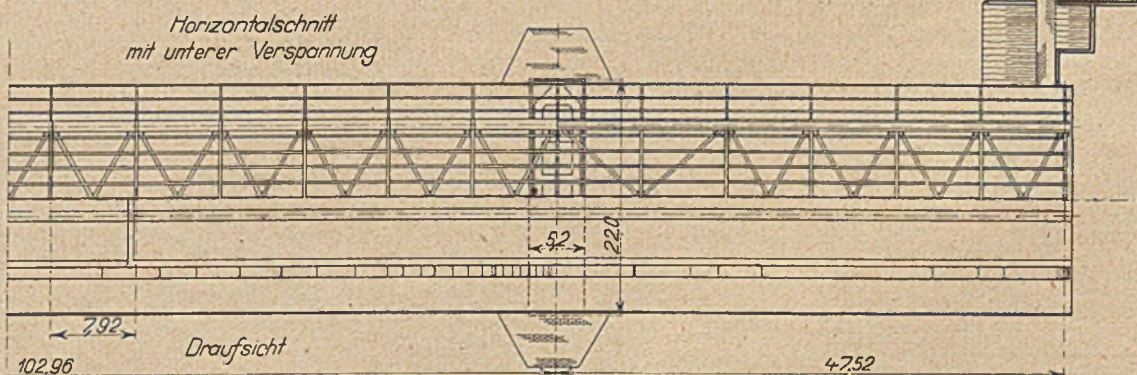


Abb. 18. Grundriß.

Höhenverhältnisse genau eingehalten und die Lagerstühle auf dem Mittelpfeiler sogar völlig hochwasserfrei gehalten. Die allgemeine Anordnung geht aus den Abb. 17 u. 18 klar hervor.

Seitenöffnungen als doppelwandige Blechträger dar, deren Untergurt vom Stützpunkt auf den Mittelpfeilern leicht bis zum Kragende ansteigend parallel unter der Fahrbahn verläuft, deren Obergurt jedoch in Brüstungshöhe über der Fahrbahn liegt und somit Gehweg und Fahrbahn in den Seitenöffnungen völlig trennt. In der Mittelöffnung dagegen ist im Gegensatz zur „Flachbrücke“ eine Trennung nur durch die in Feldpunkten errichteten Hängepfosten vorhanden, welche die Feldlasten der Fahrbahn an die Bögen abgeben, also der Querverkehr hier nicht ausgeschlossen. Abb. 19, 20 u. 21 zeigen die Ausbildung des Überbaus in seinen wesentlichen Einzelheiten. Die oben genannten Querriegel bilden mit den Hängepfosten und Querträgern steife Vollrahmen. Im übrigen sind für die Quersteifigkeit oben offene Halbrahmen vorhanden. Der unten offene und zugängliche Kastenquerschnitt der Hauptträger hat im Bogenscheitel 2 m, über den Mittelstützen 3,843 und in den Seitenöffnungen 3,3 m Stehblechhöhe. Diese Abmessungen sind auch vom schönheitlichen Standpunkte recht annehmbar, obwohl ich eine Auflösung der Vollwand in Fachwerk für die in die Luft ragenden Teile für leichter und schöner wirkend halte, wie es bei der von mir vor 25 Jahren erbauten Treskowbrücke in Berlin geschehen ist, wo zum ersten Male wie hier die Überführung des Mittelbogens in das unter der Fahrbahn liegende Tragwerk der Seitenöffnungen zu durchlaufenden Trägern ausgeführt worden ist und die noch heute, ebenso wie die von mir entworfene Havelbrücke im Zuge der Döberitzer Heerstraße in Berlin, dieser Anordnung ihre schönheitliche Gesamtwirkung verdanken.

Da beim Entwurf „Freier Uferblick“ die für den heutigen Straßenverkehr notwendige Übersicht von der Brücke auf die Ufer genau so gesichert ist wie beim Entwurf „Flachbrücke“, hingegen die Absperrung der Fußwege sich nur auf die Seitenöffnungen erstreckt, da ferner der Durchblick in der Mittelöffnung freier ist und die ganze Brückengestalt einprägsamer, die Stromöffnung betonender sich im Stadtbild darbietet, wäre es wohl zu prüfen, ob nicht diese Bauart allen Ansprüchen besser entspräche als die „Flachbrücke“. Zugunsten dieser Lösung spricht auch die geringere Durchbiegung.

Fahrbahn. Über die Fahrbahnausbildung ist im Vergleich zur „Flachbrücke“ nicht viel hinzuzufügen. Die Eisenbetonplatte von 17,5 cm Stärke in den Feldmitten und 22,5 cm Stärke über den Längsträgern ist als durchlaufend über den Längsträgern berechnet für $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$. Während in den Seitenöffnungen die Fahrbahnplatte fast genau in der Höhe der neutralen Schicht der Hauptträger liegt, also von Nebenspannungen ziemlich frei bleibt, ist in der Mittelöffnung darauf Rücksicht genommen, daß das Zugband und die Fahrbahnplatte möglichst nicht aufeinander einwirken und zu dem Zwecke das Zugband nur durch elastische Bänder am Querträger aufgehängt ist, welche keine Längskräfte aufnehmen; außerdem sind mehrere Trennungsfugen der Fahrbahnplatte und Fahrbahngruppe in der Querrichtung vorgesehen. Die Windkräfte werden durch die Querträger mittels seitlicher Anschläge in die untere Verspannung geleitet. Um die Fahrbahn in der Längsrichtung festzuhalten, ist bei den Ausgleichfugen ein Querträger auch in der Längsrichtung gegen das Zugband festgelegt.

Statisches. Als Baustoff ist auch hier hochwertiger Baustahl von 48 bis 58 kg/mm² Festigkeit vorgesehen. Das größte Stützenmoment beträgt 6268 mt, das $W_{\text{vorh.}} = 346\,000 \text{ cm}^2$ und $\sigma = 1810 \text{ kg/cm}^2$, im Bogenscheitel $M = +1870 \text{ mt}$ oben und 4146 mt unten; $\sigma = 1790 \text{ kg/cm}^2$. Das Zugband ist für 1940 t ausgebildet, wovon 1167 t allein auf die ständige Last entfallen; $\sigma = 1,85 \text{ t/cm}^2$. Von besonderer Wichtigkeit bei diesem Entwurf ist die Durchbiegung, welche sich erheblich günstiger stellt als beim Entwurf „Flachbrücke“. Sie beträgt für den Bogen $\frac{1}{1600}$, für die Seitenöffnungen $\frac{1}{1200}$, bei jenem dagegen $\frac{1}{800}$. Das ist ein weiterer Vorzug. Die Stadtbrückenbauer sollten nicht vergessen, daß entsprechend der Nachgiebigkeit sich auch die Schwingungen verhalten und nichts auf den Fußgänger beruhigender wirkt, als wenn diese einen

möglichst kleinen Wert haben. Starke Durchbiegungen und Schwingungen beeinträchtigen die Schönheit und den Wert der eisernen Brücken zugunsten der Eisenbetonbauarten, sie bilden außerdem nach meinen Beobachtungen Gegenstand dauernden Tadels der Öffentlichkeit gegen das Stadtbauamt.

Was den Unterbau betrifft, so ist bezüglich der Fundierungsart keine wesentliche Abweichung von dem Entwurf „Flachbrücke“ hervorzuheben. An den weniger beanspruchten Stellen der Mittelpfeiler sind durch die Decke des Senkkastens, Seiten- und Zwischenwände Zellen gebildet, welche mit dem Aushub aus dem Arbeitsraum der Druckluftgründung angefüllt

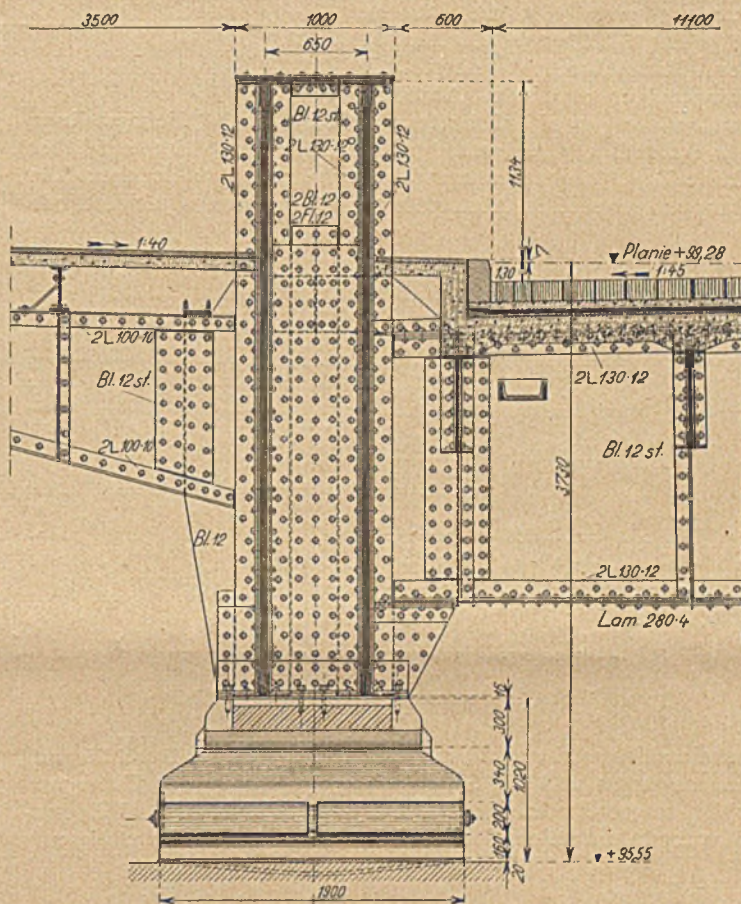


Abb. 21. Schnitt über dem Pfeiler.

werden sollen. Es erscheint ratsam, den Aushub mit etwas Zement in Magerbeton, d. h. in einen besseren nicht viel teureren Baukörper umzuwandeln, da, wie hiergegen mit Recht im Erläuterungsbericht zur „Flachbrücke“ gesagt ist, besserer Widerstand gegen die dynamischen Wirkungen des Hochwassers herbeigeführt wird. Loser Kies im geschlossenen Bauteil ist ein Fremdkörper, vor dem ich jeden Bauingenieur warnen möchte.

3. Kennwort: „Bonito“, angekauft.

Verfasser: Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten A.-G., Dortmunder Union in Dortmund, Ed. Züblin & Co. A.-G., Stuttgart, Architekten Dipl.-Ing. Seytter und Dipl.-Ing. Schumacher, Stuttgart.

Der Entwurf weicht von der durch die Wettbewerbsbedingungen erwünschten Höhenlage durch Hebung des Brückenscheitels um 63 cm ab, wodurch die größte Steigung 1:60 erreicht wird, was nachträglich vom Preisgericht als zulässig erachtet worden ist. Stillschweigend hat das Preisgericht den Stützenabstand der Mittelöffnung von 80 m zugelassen, obwohl

bedingungsgemäß die Entfernung der Mittelpfeiler mindestens 80 m betragen soll, womit doch zweifellos die lichte Entfernung gemeint ist, die hier nur 77 m beträgt. Als Hauptträger sind völlig unter der Fahrbahn liegende vollwandige Blechträger gewählt, deren Stchblechhöhe zwischen 2,5 und 3,8 m (s. Abb. 22) wechselt. Bis zu 3 m Höhe sind die Blechstärken 10 mm, darüber 12 mm stark und der statische Nachweis geführt, daß sie gegen Ausknicken genügend gesichert sind. Diese Blechträger, wie Abbildung 23 und 24 zeigen, laufen als 12 Hauptträger über 3 Öffnungen von 58,5 m, 80 m, 58,50 m Stützweite durch. In der Mittelöffnung haben die Hauptträger in einem Abstände von 26 m zwei Gelenke, welche nach Fertigstellung der Fahrbahn geschlossen werden sollen, um eine möglichst kleine Durchbiegung unter der Verkehrslast zu erzielen. Die Hauptträger sind in Abständen von 6 m durch Querverbände

kommt dies aber weniger in Betracht, da die Fußwegträger und Fahrbahnträger (s. Abb. 23 und 24) völlig von einander getrennt sind, so daß die Fußgänger die Verkehrserschütterungen nicht empfinden. Für die Wahl einer größeren Zahl von Haupt-

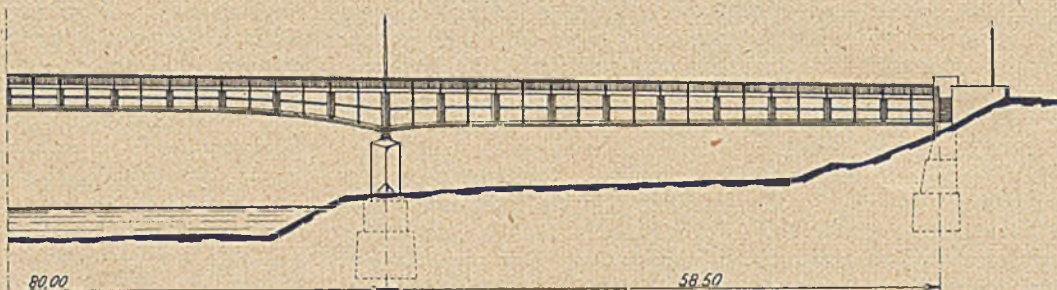


Abb. 22. Ansicht.

trägern wird in beachtenswerter Weise als weiterer Vorzug geltend gemacht, daß auch eine spätere Verbreiterung der Brücke leicht durchgeführt werden kann in der Weise, daß man die zwei Fußweghauptideäger nach außen rückt und neue

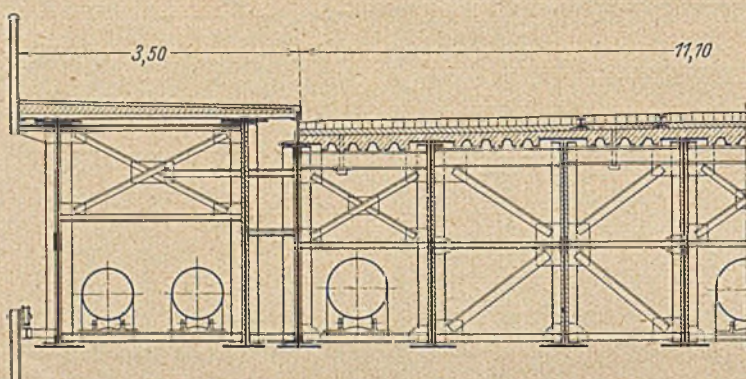


Abb. 23. Querschnitt durch die Seitenöffnung.

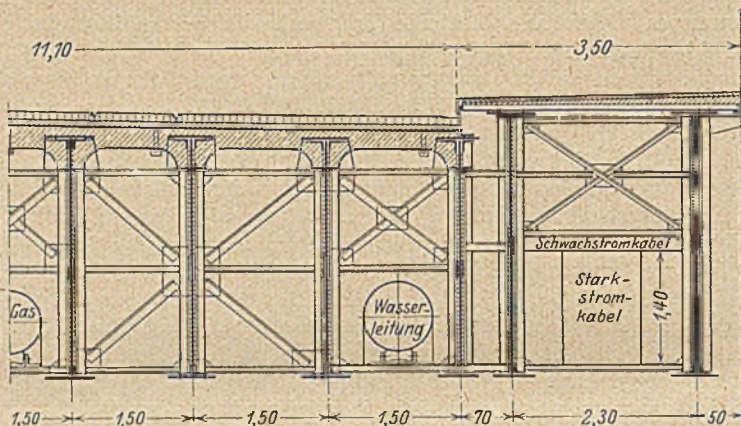


Abb. 24. Querschnitt durch die Mittelöffnung.

miteinander verbunden, um eine gleichmäßige Durchbiegung zu erzwingen und die Seitenkräfte auf den in der Untergurthöhe angeordneten Windverband zu übertragen. Bei Ausführung in normalem Flußstahl St. 37 beträgt die Durchbiegung

Fahrbahnträger einschaltet. Auch die gute Zugänglichkeit aller Eisenteile unter der Fahrbahn und die Entbehrlichkeit des Brückenbesichtigungswagens begründet weiter die Anordnung der vielen Hauptträger, welche wegen der großen Unterhaltungskosten vom Preisgericht als „Schwäche des Entwurfs“ bezeichnet ist. Diesem Einwand wird entgegengestellt, daß auf Grund einer der statischen Berechnung beigefügten Anstrichflächenberechnung (24 650 m²) die Anstrichfläche nicht viel größer ist als bei anderen Bauarten. Unbeachtet und von größter Wichtigkeit erscheint mir jedoch, daß, wie aus der Zusammenstellung auf S. 834 hervorgeht, dem Entwurf ein bindendes Angebot zugrunde liegt, welches das zweitbilligste des ganzen Wettbewerbes ist und rd. 16 % billiger als „Flachbrücke“. Von großem wirtschaftlichen Interesse — und das ist heute dringender als alles andere — wäre es gewesen, wenn, wie beim Wettbewerb 1901, genaue Aufklärung über den Gewichtsbedarf des Vergleiches wegen hätte gegeben werden können. Das war leider durch das 1925 eingeschlagene Verfahren nicht zu erreichen. In dieser Hinsicht haben die Verfasser mit Recht bemerkt, daß mit etwas weniger Hauptträgern als 12 sich das Gewicht noch etwas herabmindern läßt; in die Kostenberechnung ist jedoch das Gewicht für die 12 Hauptträger eingesetzt. Die Fahrbahn ist in den Seitenöffnungen eine Betonplatte (s. Abb. 23) und in der Mittelöffnung die leichtere Abdeckung mit Belageisen (s. Abb. 24) vorgezogen, was statisch sich vorteilhaft auswirkt. Die Behauptung des Preisgerichts, dies sei „unzweckmäßig“, muß ich nach meinen Erfahrungen als unzutreffend bezeichnen. Als unzweckmäßig erkenne ich wohl zweierlei Pflasterungsarten in den verschiedenen Öffnungen einer Brücke aus Unterhaltungsgründen an, aber gegen die

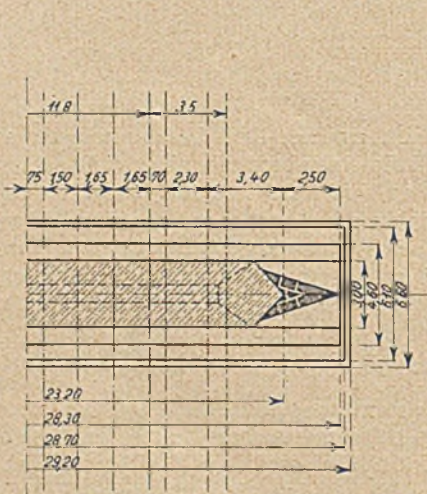


Abb. 25. Pfeilergrundriß.

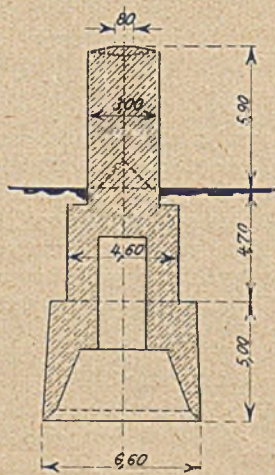


Abb. 26. Pfeilerquerschnitt.

der Mittelöffnung 88 mm, also etwa 1/1000 der Stützweite (bei St. 48: 1/700).

Das ist natürlich, wie oben bereits erörtert, zulässig und bei der gewählten Anordnung der Hauptträger in der Mittelöffnung ganz unter der Fahrbahn nicht zu ermäßigen. Hier

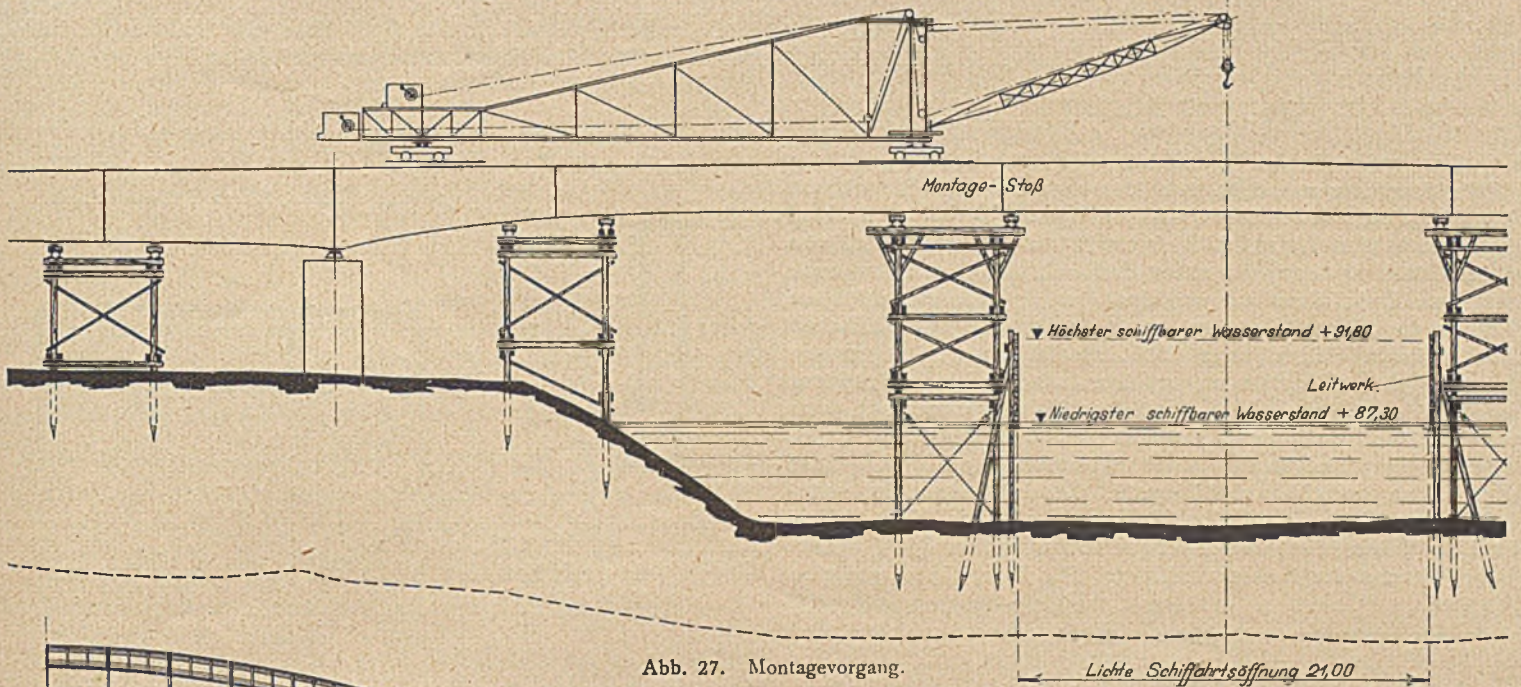


Abb. 27. Montagevorgang.

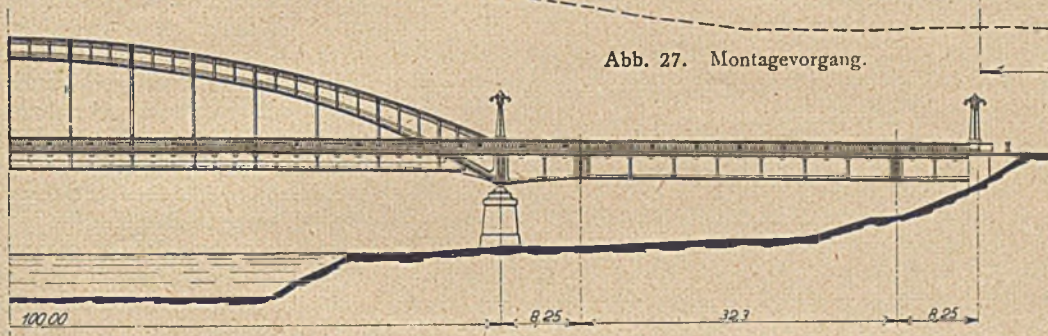


Abb. 28. Ansicht.

verschiedene Bauart der das Pflaster tragenden Decken läßt sich nichts einwenden.

Für die Unterbauten der Brücke ist eine Brunnengründung mit Wasserhaltung vorgesehen (s. Abb. 25 u. 26). Der Grundwasserspiegel soll gesenkt, d. h. die Senkkästen im Trockenem

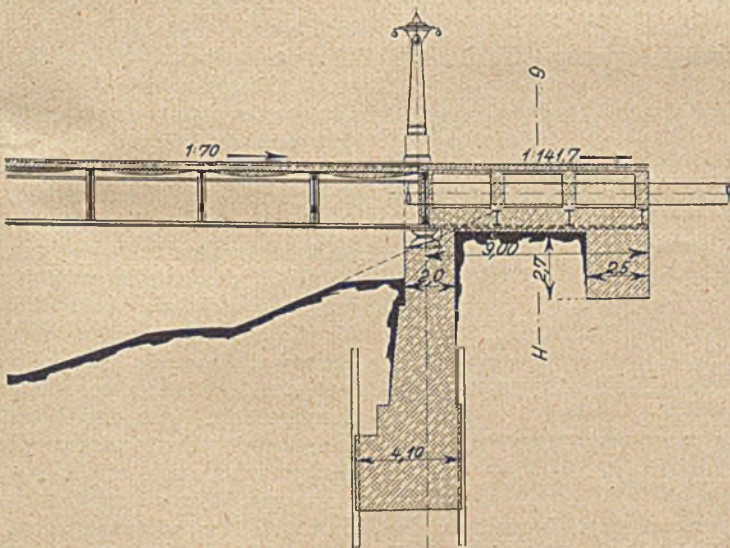


Abb. 30. Längenschnitt in der Brückenachse.

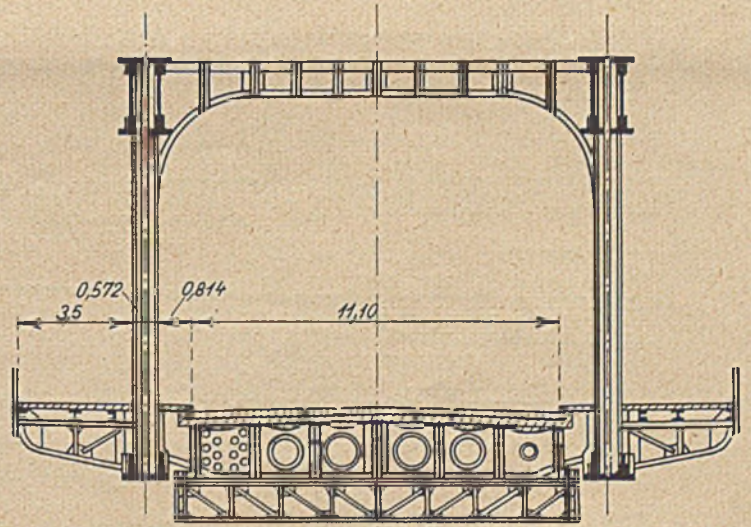


Abb. 29. Querschnitt durch die Brückenmitte.

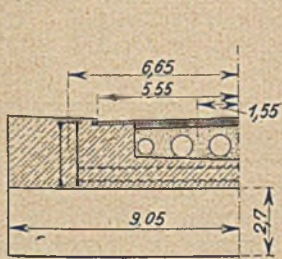


Abb. 31. Querschnitt durch den Ballast.

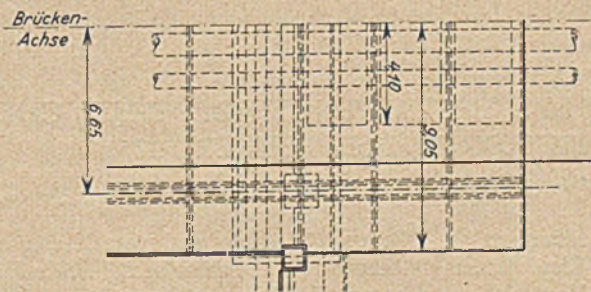


Abb. 32. Aufsicht.

Abb. 30—32. Einspannung am rechten Landpfeiler.

niedergebracht werden. Nur bei stärkerem Wasserandrang soll die Möglichkeit vorbereitet sein, zur Druckluftgründung überzugehen. Die einfache Aufstellung der Brückenträger ist in Abb. 27 dargestellt. Besondere architektonische Aufbauten sind für das einfache klare Bild der Brücke nicht vorgesehen (s. Abb. 6). Für diesen Entwurf fallen im allgemeinen die Vorteile ins Gewicht, welche auch an dem Entwurf „Flachbrücke“ mit dem ersten Preise erkannt worden sind. Der angekaufte Entwurf und das Angebot hätten wohl verdient, dem ersten Preise nähergerückt zu werden.

4. Entwürfe: „Blehbogen“ und „Freie Fahrbahn“.

Verfasser: A.-G. für Eisenindustrie und Brückenbau vorm. H. Harkort in Duisburg und Ph. Holzmann A.-G., Frankfurt a. M.

Der erste Entwurf (s. Abb. 28) löst das Problem, die Mittelöffnung von 100 m mit Tragwerk aus zwei Blehbogen über der Fahrbahn mit Zugband unter der Fahrbahn zu überspannen in der Weise, daß er nicht nur Auskragungen von dem Mitteltragwerk aus unter der Fahrbahn, sondern auch von den Endpfeilern aus anordnet, so daß die eingehängten Träger der Seitenöffnungen nur 32,30 m Spannweite haben bei 48,80 m Gesamtweite der Seitenöffnungen. Eigenartig ist also der Hauptträger, welcher am Pfeiler eingespannt ist und mit 8,25 m in die Seitenöffnung überkragt, was im „Verzeichnis“ des Tiefbauamtes übersehen ist. Die Abb. 30 bis 34 zeigen den beachtenswerten Vorschlag in seiner Bearbeitung durch zwei Lösungen. Die Höhenlage der Fahrbahn entspricht genau den Bedingungen. Die Hauptträger sind in unten offenem Kastenquerschnitt ausgebildet, dessen lichte Innenweite 600 mm beträgt. Die Blechhöhen wechseln

hat. In dem zweiten Entwurf „Freie Fahrbahn“ sind die Mittelpfeiler auf 82,20 m näher aneinander gerückt und der Brückenscheitel um 24 cm gehoben. Der Überbau ist aus zwei voll-

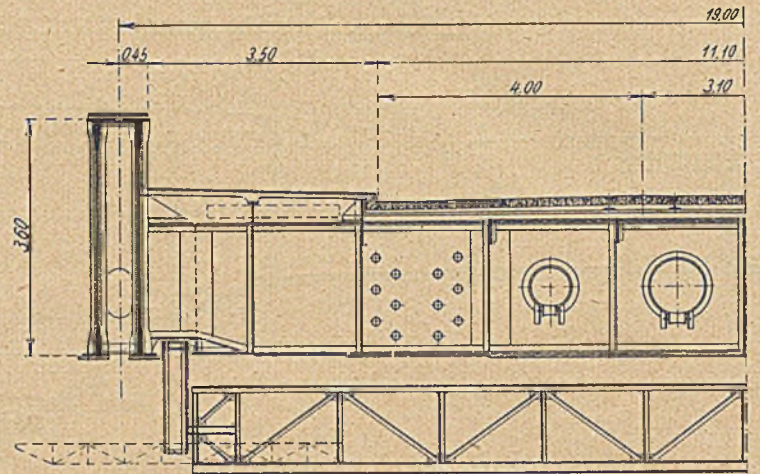


Abb. 36. Querschnitt „Freie Fahrbahn“.

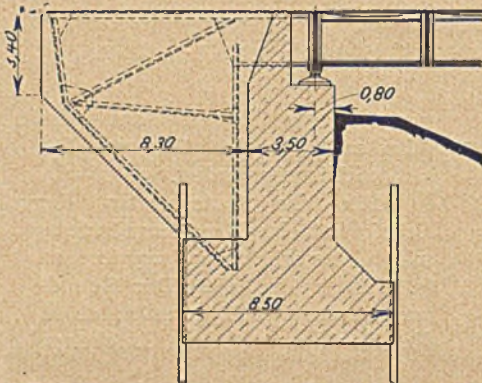


Abb. 33. Längenschnitt.

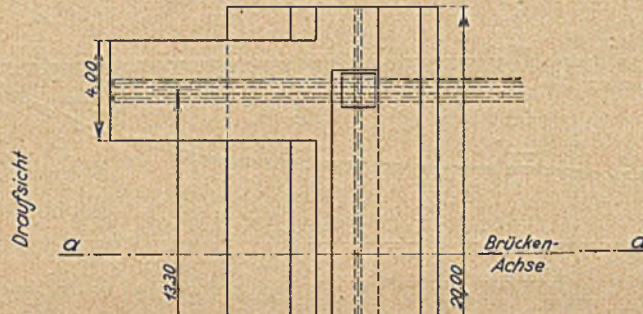


Abb. 34. Aufsicht.

Abb. 33 u. 34. Zweiter Vorschlag für die Einspannung.

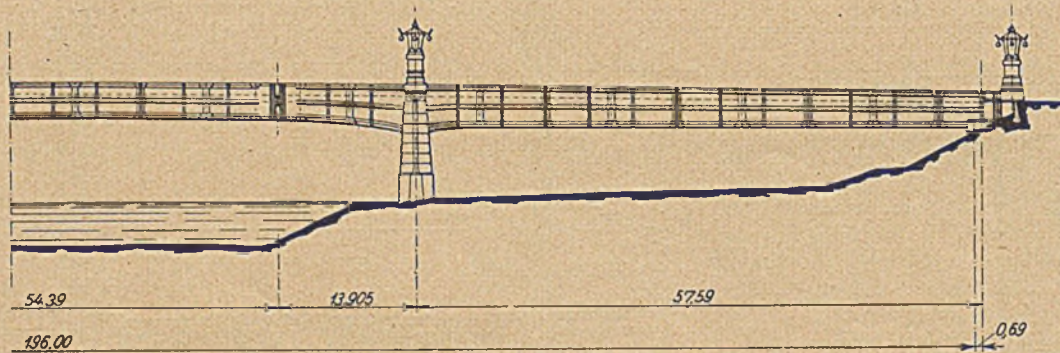


Abb. 35. Ansicht „Freie Fahrbahn“.

beim Bogen von 3,65 m am Pfeiler bis 2 m im Scheitel. In den Seitenöffnungen ist die Blechhöhe 2,50 m. Die Fahrbahn ruht auf Tonnenblechen. Abb. 27 und 28 zeigen, daß diese Bauart eine ansprechende und zweckmäßige Lösung gefunden

erscheint als auch in den Einzelheiten eine hervorragende Leistung und ist kaum 5 vH teurer als der erstere, was wohl auf den Mehrbedarf an Eisen zurückzuführen ist.

(Fortsetzung folgt.)

KRITISCHE BETRACHTUNGEN ZU DEN BESTIMMUNGEN DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON VOM SEPTEMBER 1925.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

Fast 10 Jahre nach den letzten amtlichen Bestimmungen für die Ausführung und Berechnung von Beton- und Eisenbetonbauten vom Jahre 1916 erscheinen die neuen Vorschriften. Sie wurden diesmal durch den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton herausgegeben, der Vertreter der Staaten, der wirtschaft-

lichen Verbände und verschiedener Institute in einen großen Ausschuß zusammenberief. Die Einzelfragen wurden in kleineren Arbeitsausschüssen beraten, und in der Regel sind wohl die dort ausgearbeiteten Vorschläge in die Vorschriften aufgenommen worden.

Die Frage liegt nahe, ob die neuen Vorschriften einen Fortschritt gegen früher bedeuten, und ob sie alle wissenschaftlichen Erkenntnisse und Erfahrungen der letzten Jahre berücksichtigt haben oder nicht.

Fragen wir uns nach dem Sinn amtlicher Vorschriften, so ist das am weitesten gesteckte Ziel, die Sicherheit des Bauwerks zu gewährleisten. Man wird durch keine Vorschrift verhindern können, daß bei unsachgemäßer Behandlung des Bauwerks oder bei Ausführung durch ungenügend vorgebildete und geschulte Fachleute Unglücksfälle sich ereignen. Vorschriften stellen daher Richtlinien dar, die für die große Menge von Fachleuten bestimmt sind, die aber den auf festerer Grundlage stehenden Fachmann nicht zu sehr einengen sollten. Es gibt indessen nicht wenige Fragen im Eisenbetonbau, die von der Art der Behandlung durch den projektierenden oder ausführenden Ingenieur abhängen.

Die Vorschriften bedeuten m. E. nicht in allen einzelnen Teilen einen Fortschritt gegen früher. Im folgenden möchte ich in der Reihenfolge wie in den Bestimmungen auf verschiedene Fragen des näheren eingehen.

Eingangs werden einheitliche Bezeichnungen im Eisenbetonbau vorgeschlagen, die bei der bisherigen Mannigfaltigkeit sehr erwünscht waren.

Dem Erscheinen der hochwertigen Zemente auf dem Baumarkt in den letzten Jahren wird in den neuen Bestimmungen weitgehendst Rechnung getragen.

Ferner ist das Bestreben nach Vereinfachung der Berechnung von Eisenbetonbauten, das sich in einzelnen Abschnitten bemerkbar macht, sehr zu begrüßen.

Wenig befriedigend sind die Bestimmungen, die sich mit den Zuschlagsmaterialien befassen. In Ziff. 2 des § 5 wird gesagt, daß das Material gemischtkörnig sein soll. Es fehlt jeder Hinweis darauf, daß staubfeines Material nur in sehr beschränktem Maß enthalten sein darf, da es den Wasseranspruch erhöht und damit die Festigkeit mindert. Außerdem ballt es sich bei offener Lagerung auf der Baustelle, namentlich bei feuchtem Wetter, zusammen, behält diese Klumpenbildung selbst bei intensivster Mischung bei und bildet Sandnester im Betongefüge. Über die Art der Körnung wird nur gesagt, daß gemischtkörniges Material verwendet werden soll. Daß dies nicht genügt, soll noch weiter unten gezeigt werden.

Die Forderung, daß die Festigkeit der Zuschlagsmaterialien ebenso groß sein soll, wie die des erhärteten Mörtels, ist neu und berechtigt.

Bei den Bestimmungen über das Eisen ist die Kaltbiegeprobe beibehalten worden. Die Kaltbiegeprobe ist ein Prüfstein für die Zähigkeit des Materials und ist z. B. bei Nieteisen erforderlich. Bei der Art der Beanspruchung im Eisenbetonbau ist sie nur von untergeordneter Bedeutung.

Es kann nicht ganz befriedigen, daß die neuen Vorschriften der Zugfestigkeit des Eisens für die Beurteilung des Materials eine so große Bedeutung beimessen, dabei aber Angaben über die Streckgrenze vollständig außer acht lassen. Es darf nicht übersehen werden, daß die Sicherheit von Eisenbetonkonstruktionen, namentlich der auf Biegung beanspruchten, von der Streckgrenze der Zugseisen abhängig ist. Die Forderung einer Bruchdehnung von 18% macht eine besondere Angabe für die Streckgrenze nicht entbehrlich.

Neu ist im § 6 (Zubereitung der Betonmasse) die Forderung nach einer Mindestmenge Zement pro Raumeinheit des fertig verarbeiteten Betons im Bauwerk. Dadurch soll nach den Bestimmungen ein dichter Beton erhalten werden, der die rostichere Umhüllung der Eiseneinlagen gewährleistet. Die Mindestmenge ist auf 300 kg Zement pro m³ festgesetzt; sie kann in besonderen Fällen um ein Geringes auf 270 kg erniedrigt, bei besonders ungünstigen Verhältnissen auch erhöht werden.

Es wird also in den Vorschriften angenommen, daß die Mindestmenge von 300 kg Zement sowohl einen dichten Beton als auch eine rostichere Umhüllung der Eiseneinlagen gewährleistet. Als selbstverständlich dürfte wohl anzunehmen sein,

wenn dies auch nicht in den Vorschriften ausgesprochen ist, daß damit auch eine möglichst hohe Festigkeit erzielt werden soll. Es wurde übersehen, daß man bei einer sachgemäßen Kornzusammensetzung mit einem dadurch auf ein Minimum reduzierten Wassergehalt ohne Schaden für die Dichtigkeit des Betons und die Rostsicherheit des Eisens den Zementgehalt herabsetzen kann. Dabei wird eine Herabsetzung des Zementgehalts innerhalb gewisser Grenzen die Schwind- und Temperatureinflüsse auf den Beton verringern, was nicht minder wichtig ist als die hervorgehobene Dichtigkeit des Betons, die etwa nicht nur durch einen Mehrgehalt an Zement erzielt werden kann. Die Urheber dieses Teiles der Vorschrift haben wohl in erster Linie an Stampfbeton gedacht. Wie verhält es sich aber bei dem zumeist angewendeten plastischen oder gar gegossenen Beton? Hier spielt die Verarbeitung des Mischmaterials und die Kornzusammensetzung eine weit größere Rolle als bei Stampfbeton, und diese ist nicht berücksichtigt, wenn man nur auf eine Mindestmenge Zement sieht und nicht auch gleichzeitig entsprechende Vorschriften für die Kornzusammensetzung erläßt. Ich zweifle nicht, daß man auch bei einer geringeren Zementmenge, sagen wir 250 kg/m³ und einer entsprechenden Kornzusammensetzung des Materials bei einem Wasserzusatz, der nicht zu groß und nicht zu klein ist, und einer entsprechenden Verarbeitung die Dichtigkeit des Betons und die Rostsicherheit der Eiseneinlagen gewährleisten kann. Andererseits kann es vorkommen, daß auch bei einer größeren Zementmenge von 350 kg/m³ Beton durch eine unsachgemäße Verarbeitung und schlechte Kornzusammensetzung weder Rostsicherheit noch Dichtigkeit erzielt wird. Einige Beispiele aus Untersuchungen in meinem Institut mögen zur weiteren Erklärung hinzugefügt werden:

Bei einer von Kortlang ausgeführten Arbeit wurde bei einem plastischen Beton von 1 : 5,5 in Gewichtsteilen oder rund 405 kg/m³ Beton und 6,02% Wasser (in Gewichtsteilen) ein Raumgewicht von $\gamma = 2,27$ und eine Würfel Festigkeit $w = 176$ kg/cm² bestimmt.

Nach Ersatz der zu groben Körnung durch eine bessere Kornzusammensetzung aus dem gleichen Material und 7,04 Gewichtsprozenten Wasser ergab sich für $\gamma = 2,32$ und $w = 288$ kg/cm².

Für Gußbeton mit 320 kg/m³ Beton und einer guten Kornzusammensetzung bei 6,77% Wasser mit dem gleichen Zuschlagsmaterial waren $\gamma = 2,359$ und $w = 195$ kg/cm².

Schließlich war bei einem Beton von 265 kg Zement/m³ Beton und 5,25% Wassergehalt bei geeigneter Kornzusammensetzung ein $\gamma = 2,29$ und $w = 203$ kg/cm² gefunden worden.

Ich habe vorstehende Zahlen, die Ergebnisse von Laboratoriumsuntersuchungen, genau angeführt und nehme vorerst an, daß das Raumgewicht ein Maß für die Dichtigkeit gibt. Die Zahlen zeigen, daß man bei einer geeigneten Kornzusammensetzung mit 265 kg Zement pro m³ Beton ein größeres Raumgewicht (also größere Dichtigkeit) und eine größere Würfel Festigkeit erzielen konnte als bei 405 kg Zement pro m³ Beton.

Hier, wie in anderen Beispielen, die ich noch zeigen könnte, ersieht man, daß die Dichtigkeit des Betons und selbstverständlich auch die Rostsicherheit der Eisen nicht allein eine Funktion der Zementmenge sein muß. Deshalb halte ich die Schematisierung nicht für erwünscht, um so mehr, als der bestehende Einfluß der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe kaum beachtet wird. Daß eine gewisse Mindestmenge von Zement notwendig ist, um das Rosten der Eisen zu verhindern, soll damit nicht verkannt werden, sondern es soll betont werden, daß das Maß dieser Mindestmenge, soweit es auf die Dichtigkeit des Betons einwirkt, durch geeignete Kornabsteifung der Zuschlagstoffe erheblich beeinflußt wird.

Die Handmischung wird für kleinere Bauten zugelassen. Es fehlt jede Erklärung, was unter kleineren Bauten zu verstehen ist. Es ist fraglos, daß eine Reihe von Bauunfällen auf die schlechte Durchmischung des Materials bei Handmischung und die dadurch bedingte Bildung von Kies- und Sandnestern

zurückzuführen ist. Es sollte deshalb die Forderung nach der Maschinenmischung schärfer gefaßt werden und weitergehend sein.

Die Bestimmung über Probelastungen ist aus den alten Bestimmungen übernommen worden. Sie ist in einem wesentlichen Punkt nicht klar gefaßt. Es heißt, daß bei Belastung eines Deckenfeldes die Probelast den Wert der $1\frac{1}{2}$ -fachen rechnermäßig zugrundegelegten Nutzlast nicht überschreiten soll. Während aus dieser Fassung zu folgern ist, daß der Wert $1,5 p$ (p = rechnermäßige Nutzlast) als Probelast zwar zugelassen aber nicht erforderlich ist, kann aus den beiden darauf folgenden Abschnitten geschlossen werden, daß die Probelastung von Deckenfeldern durchweg mit $1,5 p$ erfolgen muß. Es heißt da, daß bei Nutzlasten über 1000 kg/m^2 die Probelast bis zur einfachen Nutzlast ermäßigt werden kann, ferner, daß bei Probelastungen von Brückenbauten und andern Bauwerken, bei denen sichtbare Zugrisse im Beton vermieden werden sollen, höchstens die wirklichen der Berechnung zugrundegelegten Verkehrslasten aufzubringen sind. Die $1,5$ -fache Nutzlast wird in den allermeisten Fällen Zugrisse erzeugen, die auch bei Hochbaukonstruktionen als durchaus unerwünscht bezeichnet werden müssen. Außerdem liegt der Gedanke nahe, daß, wenn bei hochwertigen Ingenieurbauten wie Brücken oder hochbelasteten (1000 kg/m^2) Hochbauten als Probelast die einfache Nutzlast genügt, sie dann bei normalen Hochbauten erst recht genügen müsse.

Die Bestimmungen über Stoßverbindungen schränken die Verwendung des in der Praxis meist üblichen Stoßes durch Überdeckung der Zugeisen stark ein, indem sie diese Art des Stoßes nur bis zu 20 mm starken Bewehrungseisen zulassen. Damit würde bei einer großen Zahl von Eisenbetonkonstruktionen, bei denen aus konstruktiven Gründen stärkere Bewehrungseisen verwendet werden — beispielsweise um mehr als 2 Lagen Eisen zu vermeiden —, diese einfachste und durchaus genügende Stoßausbildung in Wegfall kommen. Es sollte jedenfalls die obere Grenze hinauf verlegt werden, etwa bis zu 26 – 30 mm Eisenstärke.

Begründet ist die Bestimmung, daß geknickte und gebogene Zugeisen, durch deren Beanspruchung ein Absprengen der Betonumhüllung eintreten kann, vermieden werden sollen.

Der Hinweis auf besondere Schutzmaßnahmen bei Eisenbetonkonstruktionen, die der Einwirkung von aggressiven Wässern, Säuren, Gasen usw. ausgesetzt sind, war ebenso notwendig wie die geforderten Maßnahmen gegen mechanische Abnutzung der Oberseiten von Decken.

Die Bestimmung über die Dimensionierung von Eisenbetonsäulen hat eine Änderung erfahren, die im Interesse einer wirtschaftlichen Ausführung und einfachen rechnerischen Behandlung zu begrüßen ist. Die Mindestlängsbewehrung wird nicht mehr starr mit $0,8 \%$ beibehalten, sondern kann mit abnehmendem Schlankheitsgrad bis auf $0,5\%$ des Betonquerschnittes sinken; dabei braucht für die Bemessung der Eiseneinlagen nur der statisch notwendige Querschnitt eingeführt zu werden.

Bei der Knickberechnung ist endlich die Eulersche Gleichung fallen gelassen worden. Dafür wird eine „Knickzahl“ eingeführt, d. i. ein Koeffizient, der seinem zahlenmäßigen Wert nach zwischen 1 und 2 liegt, mit dem in der gewöhnlichen Dimensionierungsgleichung für Stützen der Sicherheitsfaktor multipliziert wird, und der mit zunehmendem Schlankheitsgrad wächst. Die Vergünstigungen für die umschnürten Stützen gelten auch in den neuen Bestimmungen nur für Umschnürungen mit kreisförmigem Querschnitt. Es wäre wünschenswert gewesen, wenn auch die Säulen mit eckiger Spiralbewehrung als spiralarmierte Säulen behandelt worden wären. Der Mindestabstand der Schraubenwindungen oder Ringe, der mit 8 cm angegeben ist, scheint mir zu hoch gegriffen.

Die Abgrenzung des Durchmessers der Eiseneinlagen mit 40 mm muß als zu hoch bezeichnet werden. Im Interesse einer

guten Verbundwirkung sollte man nicht über einen Eisendurchmesser von 30 mm hinausgehen.

Erfreulich ist der Hinweis auf die Notwendigkeit einer guten Nachbehandlung des Betons, ihn möglichst lange feucht zu halten und vor Einwirkung der Sonnenstrahlen zu schützen.

In der Ermittlung der äußeren Kräfte ist die weitgehend vereinfachte Behandlung des durchlaufenden Balkens hervorzuheben. Es ist dies nur zu begrüßen, da die der sog. genauen Rechnung zugrundegelegten Auflagerbedingungen für die monolithischen Eisenbetonkonstruktionen unzutreffend sind. Es werden Näherungswerte angegeben für Feld- und Stützmente bei Platten und für negative Feldmomente bei Balken. Die Näherungswerte sind dabei verschieden für Konstruktionen mit und ohne Vouten und werden dadurch den statischen Verhältnissen besser gerecht als die alten Vorschriften.

Die Angabe von Näherungswerten für die negativen Feldmomente von Balken wird die Güte der Eisenbetonkonstruktionen in der Praxis in vielen Fällen fördern, da der Nachweis von negativen Feldmomenten erfahrungsgemäß oft unterlassen wurde. Im übrigen müssen durchlaufende Balken nach der üblichen Theorie für die durchlaufenden Träger berechnet werden, wobei die einengende Bestimmung getroffen ist, daß ein Feldmoment, das bei Durchführung dieser Rechnung den Wert $\frac{q l^2}{24}$ unterschreitet (dieser Fall wird bei Konstruktionen mit ungleichen Feldweiten für die kurz gespannten Felder oft eintreten), für die Spannungsberechnung nicht zu verwenden ist, sondern hierfür als Mindestwert $\frac{q l^2}{24}$ einzusetzen ist.

Diese einschränkende Vorschrift steht im Widerspruch mit den Auflagerbedingungen der zugelassenen Berechnungsweise und wird namentlich dann den tatsächlichen Verhältnissen nicht gerecht, wenn das Auflager des Trägers wiederum ein Träger ist, dessen Torsionssteifigkeit die in dem Wert $\frac{q l^2}{24}$ vorausgesetzte vollständige Einspannung kaum je gewährleisten wird.

Weiterhin ist die Behandlung durchlaufender Konstruktionen im Eisenbetonbau dadurch vereinfacht, daß bei Bestimmung der Auflager- und Querkräfte die Kontinuitätswirkung vernachlässigt werden kann. Dies ist durchaus gerechtfertigt und wird in der Praxis sehr angenehm empfunden werden.

Die Verteilung von Einzel- und Streckenlasten auf Eisenbetonplatten geht, wie dies allgemein üblich ist, von der Kraftverteilung unter 45° aus.

Die Bestimmung der Lastanteile bei allseits aufliegenden Platten nach den beiden Hauptrichtungen geschieht in der alten Weise nach dem Gesetz der 4. Potenzen; dagegen ist die Berechnung der Momente nach dem Marcusschen Vorschlag geändert, so daß die Ausführung wirtschaftlicher wird.

In den Vorschriften wurden auch Näherungsberechnungen für trägerlose Decken aufgenommen für den Fall, daß keine genaue Untersuchung nach der Plattentheorie durchgeführt wird. Für gleiche Feldweiten werden unmittelbare Werte für die Momente angegeben, für ungleiche Feldteilung wird das Verfahren der stellvertretenden Rahmen empfohlen.

Nach den Bestimmungen vom September 1925 sind, wenn mit M_F das Feldmoment, M_G das Gurtmoment, M_S das Stützenmoment auf die Querschnittsbreite von 1 m bezeichnet werden, für ein Außenfeld:

$$M_F = l^2 \left(\frac{g}{16} + \frac{p}{13} \right);$$

$$M_G = l^2 \left(\frac{g}{13} + \frac{p}{11} \right);$$

$$M_S = -l^2 \left(\frac{g+p}{8} \right).$$

und für ein Innenfeld:

$$M_F = l^2 \left(\frac{g}{32} + \frac{p}{16} \right);$$

$$M_G = l^2 \left(\frac{g}{26} + \frac{p}{13} \right);$$

$$M_S = - l^2 \left(\frac{g+p}{10} \right).$$

In dem 1. Entwurf der Bestimmungen, der nicht ganz einwandfrei gefaßt war und leicht zu Mißverständnissen Anlaß geben konnte, waren diese Werte für ein Außenfeld:

$$M_F = b \cdot l^2 \left(\frac{g}{36} + \frac{p}{30} \right);$$

$$M_G = b \cdot l^2 \left(\frac{g}{24} + \frac{p}{20} \right);$$

$$M_S = - b \cdot l^2 \left(\frac{g+p}{15} \right),$$

und für ein Innenfeld:

$$M_F = b \cdot l^2 \left(\frac{g}{72} + \frac{p}{36} \right);$$

$$M_G = b \cdot l^2 \left(\frac{g}{48} + \frac{p}{24} \right);$$

$$M_S = - b \cdot l^2 \left(\frac{g+p}{18} \right).$$

Sonach sind die letzteren, wenn man sie umrechnet, von den endgültig in die Bestimmungen aufgenommenen Momentenwerten etwas verschieden.

Die sich aus der Veröffentlichung des Verfassers in Gemeinschaft mit Butzer („Bauingenieur“ März 1925) ergebenden Werte aus den Messungen an einem Pilzdeckenbau in Rotterdam waren für ein Innenfeld:

$$M_F = l^2 \frac{p}{44};$$

$$M_G = l^2 \left(\frac{g}{26,2} + \frac{p}{20,5} \right);$$

$$M_S = l^2 \left(\frac{g+p}{17,8} \right).$$

Der Vergleich der Messungsergebnisse mit der Berechnung nach dem Ersatzrahmenverfahren von Marcus ergab in guter Annäherung:

$$M_F = l^2 \left(\frac{g}{41,3} + \frac{p}{23} \right);$$

$$M_G = l^2 \left(\frac{g}{27,6} + \frac{p}{15,3} \right);$$

$$M_S = l^2 \left(\frac{g}{19,6} + \frac{p}{15,2} \right).$$

Wir ersehen daraus, daß die Näherungswerte aus den Bestimmungen nicht unwesentlich höher sind. Es empfiehlt sich daher, wenn man Pilzdecken wirtschaftlicher berechnen will, die Anwendung des Ersatzrahmenverfahrens.

Ich überlasse es den Fachkollegen, die glaubten, die in Rotterdam ausgeführten Messungen als nicht überzeugend ansehen zu können, selbst Messungen an größeren Bauwerken auszuführen in Verbindung mit den schon lange geplanten und leider immer zurückgestellten Untersuchungen im Laboratorium. Über die Ergebnisse bin ich mir heute nicht mehr im Zweifel.

Es dürfte nicht ohne Interesse sein, die Momentenwerte

aus den amerikanischen Vorschriften mit unseren zu vergleichen. Sie nehmen für ein Innenfeld an:

$$M_F = l^2 \left(\frac{p+g}{47} \right);$$

$$M_G = l^2 \left(\frac{p+g}{40} \right);$$

$$M_S = l^2 \left(\frac{p+g}{14} \right).$$

Bei der großen Zahl der Pilzdeckenbauten, die in den Vereinigten Staaten nach diesen und noch kleineren Momentenwerten berechnet wurden, hat sich ein Mißstand nicht ergeben.

Im übrigen sollten wir bei der Berechnung von trägerlosen Decken nicht vergessen, auf besonders sorgfältige Ausführung zu achten, wenn wir uns vor unangenehmen Erfahrungen schützen wollen.

Es soll daher mit Nachdruck darauf verwiesen werden, daß es zu einer einwandfreien Klärung dieser Frage noch eingehender Untersuchungen bedarf. Hierzu kommt die Notwendigkeit, die Eigenschaften des Materials in Richtung dieser Untersuchungen, also in erster Linie die Quersahl m , zu erforschen.

Für die Berechnung von Stockwerk-Rahmenkonstruktionen in Hochbauten werden Näherungswerte zur Berechnung der Säulen gegeben, die die Steifigkeitsverhältnisse der Konstruktionen berücksichtigen.

Bei der Ermittlung der inneren Kräfte ist das Verhältnis der Elastizitätsmaße $n = 15$ beibehalten worden. Dies entspricht einem Druckelastizitätsmodul von Beton $E_b = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$. Bei den in den üblichen Konstruktionen vorkommenden Spannungen ist es klar, daß dieser Wert viel zu niedrig angenommen ist. Den tatsächlichen Verhältnissen entspricht besser ein E_b von $200\,000 - 250\,000$, d. h. $n = 10$ bis 8 .

Die Bestimmungen über die Aufnahme der Schubspannungen geben in mehreren Punkten Anlaß zur Kritik. Die Forderung, daß die Eisen zur Aufnahme der Hauptspannungen nach dem doppelten oder mehrfachen Strebensystem aufzubiegen sind, ist unklar. Unklar ist weiterhin die Fassung, daß für $\tau = 4$ bzw. $5,5$ alle Schubspannungen auf der betr. Feldseite durch abgebogene Eisen oder Bügel aufzunehmen sind. Es scheint aber so aufzufassen zu sein, als ob für $\tau = 4$ bzw. $5,5$ sämtliche Hauptzugspannungen auf der betr. Seite neben dem Querkraft-Nullpunkt von der Schubsicherung aufzunehmen sind. Dies ist eine m. E. nicht gerechtfertigte Forderung. Geht man, wie dies die Vorschriften an einer anderen Stelle tun, von der Annahme aus, daß der Beton eine Schubspannung von 4 kg/cm^2 aufnehmen kann, so ist es nicht einzusehen, warum man diese Annahme nur gelten läßt, wenn durchweg auf der ganzen Länge des Balkens die Hauptspannungen unterhalb dieses Wertes bleiben, die Annahme aber fallen läßt, wenn in einem begrenzten Teil des Balkens dieser Wert überschritten wird.

Abgesehen von der Unwirtschaftlichkeit der Konstruktion, die diese Bestimmung mit sich bringt, ist zu beachten, daß man den Betonquerschnitt unnötigerweise durch Schrägeisen und Bügel gerade an den Stellen der größten Momente verringert, wo ein möglichst großer Betonquerschnitt vorhanden sein soll, wenn man der Ribildung entgegenwirken will. Erfahrungsgemäß treten auch die ersten Risse stets da auf, wo die Bügel angeordnet sind.

Die rechnungsmäßige Beanspruchung der Zugeisen einlagen für Balkenbrücken unter Vernachlässigung des Betonzugquerschnitts ist von 750 auf 800 kg/cm^2 erhöht worden. Diese Erhöhung halte ich für unzulänglich. Bei einer guten Betonbereitung mit günstiger Kornzusammensetzung, entsprechendem Wasserzusatz und einer guten Nachbehandlung des Betons, kurz bei Maßnahmen, die geeignet sind, die Zugfestigkeit des Betons zu erhöhen und die Schwinderscheinungen auf ein Minimum zu beschränken, kann man unbe-

denklich die rechnerische Eisenspannung auf 1000 kg/cm^2 hinaufsetzen. Ich verweise in diesem Zusammenhang auf meinen Aufsatz „Beobachtungen an Beton- und Eisenbetonbauten auf einer Studienreise“ im „Bauingenieur“ 1924. Es wird dort berichtet, daß bei einem in Italien vielfach ausgeführten Eisenbeton-Brückentyp sich die rechnerischen Eisenspannungen zwischen $900 - 1000 \text{ kg/cm}^2$ bewegen, und daß diese Konstruktionen sich hinsichtlich der Rißsicherheit ausgezeichnet bewährt haben.

In einem Aufsatz im „Beton und Eisen“ Heft 11, 1925 spricht Dr. Schächterle, Stuttgart, die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Eisenbeton für Bahnbrücken. Er befaßt sich dort auch mit dem von mir vorstehend erwähnten Beispiel bei den italienischen Eisenbahnbrücken. Seine Nachrechnung ergibt für $\sigma_b = 43,8 \text{ kg/cm}^2$ (gegen 44 in meiner damaligen Berechnung) und $\sigma_e = 937 \text{ kg/cm}^2$ (gegen 975). Die Unterschiede halte ich nicht für wesentlich, und ich freue mich, feststellen zu können, daß Dr. Schächterle in seinen Vorschlägen wenigstens für σ_e den Wert von 900 kg/cm^2 angibt. (Die Druckspannungen im Beton spielen bei der Beurteilung der Wirtschaftlichkeit keine so ausschlaggebende Rolle wie die Zugspannungen im Eisen.) Hier ist wenigstens auf Grund eingehender Betrachtungen ein Schritt nach vorwärts getan, wenn auch m.E. die Sicherheit bei der Zulassung von $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ nicht herabgesetzt würde. Es ist nicht zu verstehen, auf Grund welcher Untersuchungen die Vorschriften 800 kg/cm^2 verlangen. Daß auf die Berechnung der Zugspannungen verzichtet wird, halte ich für unbedenklich. Wenn man aber eine strenge Kontrolle der Materialbereitung und der Nachbehandlung des Bauwerks nach der Herstellung in die Vorschriften aufgenommen hätte, so hätte unbedenklich eine höhere Spannung im Eisen zugelassen werden können, wodurch man erst der erforderlichen Wirtschaftlichkeit näherkommen könnte. Darüber wird wohl

kein Zweifel bestehen, daß die Rißsicherheit von Eisenbetontragwerken bei einer unsachgemäßen Materialbehandlung und Nachbehandlung des Betons auch bei Zugspannungen im Eisen von 750 oder 800 kg/cm^2 nicht gewährleistet wird.

Bei der Bemessung der zulässigen Beanspruchungen ist es zu begrüßen, daß neben der Würfel Festigkeit von Stampfbetonwürfeln auch die Würfel Festigkeit des Bauwerkbetons zugrundegelegt wird. Die Bestimmung der Würfel Festigkeit gibt jedoch zu Bedenken Anlaß. Ein Beton, der mit dem gleichen Wasserzusatz angemacht ist, wird im Bauwerk bedeutend mehr Sickerwasser durch die Holzschalungen abgeben und damit eine größere Festigkeit erhalten als der entsprechende Beton, der in den eisernen Formen zu Probewürfeln verarbeitet wird. Die Verwendung von Holzböden bei den gußeisernen Formen hat sich in meinem Institut recht gut bewährt.

Neu sind in den Vorschriften die bisher nur im Bereich der Berliner Polizeidirektion vorhandenen Bestimmungen über die Berechnung und Ausführung ebener Steindecken, was sehr zu begrüßen ist.

Die besonderen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton scheinen mir in einer Zeit, in der man Stampfbeton, selbst bei Beton ohne Eiseneinlagen, wegen der bekannten Schwächen kaum noch anwendet, überflüssig. Eine Notwendigkeit einer besonderen Behandlung der Bauwerke aus Beton und derjenigen aus Eisenbeton liegt m. E. nicht vor.

Im vorstehenden habe ich mit meinen kritischen Betrachtungen neben den Fortschritten auch die Rückschritte in den neuen Vorschriften hervorheben zu müssen geglaubt. Ich möchte nicht etwa einseitig zugunsten der Eisenbetonbauweise, sondern zur Förderung einer sachlichen Behandlung von Beton- und Eisenbetonbauwerken dringendst eine Berücksichtigung der Mängel empfehlen.

HAUPTVERSAMMLUNG DER VEREINIGUNG DER TECHNISCHEN OBERBEAMTEN DEUTSCHER STÄDTE.

Freiburg i. Breisgau am 14. und 15. September 1925.

Prof. Dr.-Ing. Ewald Genzmer, Dresden.

Die diesjährige stark besuchte Tagung nahm unter der Leitung von Stadtrat Dr.-Ing. Wagner-Speyer, Nürnberg, einen ausgezeichneten Verlauf. Nach einer wirkungsvollen Begrüßungsrede des Freiburger Oberbürgermeisters Dr. Bender und nach einer Ansprache des Vertreters der Staatsregierung, Geh. Oberregierungsrat Dr. Schneider, wurde in die Tagesordnung eingetreten, deren Beratungsgegenstände nach dem Vorschlage von Verbandsdirektor Dr.-Ing. Schmidt, Essen, um den leitenden einheitlichen Grundgedanken „Wirtschaft und Städtebau“ überaus klar gruppiert waren.

Der Verhandlungsstoff des ersten Tages teilte sich in die Unterabteilungen:

- I. Planung,
- II. Gesetzliche Verwaltung, Organisation,
- III. Ausführung und Betrieb.

Dr.-Ing. Schmidt, Essen, der Direktor des Ruhrsiedelungs-Verbandes, gab in der ihm eigenen lichtvollen Darstellung einen allgemeinen Überblick über den Zusammenhang zwischen Wirtschaft und Städtebau, über Mittel zur Anpassung des Städtebaues an die Wirtschaftsform sowie über die Wirtschaftlichkeit der Planung und ihre Durchführung. Das Endziel solle die Schaffung eines Gebildes sein, das ohne Leerlauf und ohne Störung in vollkommener und zweckmäßigster Form die Gesamtwirtschaft, die aus ihr sich ergebende Zivilisation und deren Kultur befriedigt.

Baudirektor Dr.-Ing. Ranck, Hamburg, sprach über den wirtschaftlichen „Nutzungsplan“ als Grundlage für die Neugestaltung der Großstädte, die er als soziale Hauptaufgabe

der Gegenwart bezeichnete. Der wirtschaftliche Nutzungsplan habe die Aufgabe, einen Ausgleich zwischen wirtschaftlichen und sozialen Fragen zu schaffen durch sinnvolle Gruppierung der einzelnen Nutzungsflächen eines Wirtschaftsgebietes für Arbeit, Wohnung, Erholung und Verkehr. Dafür gäbe es nur das eine überall zutreffende wirtschaftliche Gesetz, daß Raum und Zeit wertvolle Güter seien, die man nicht verschwenden dürfe. Die Aufstellung des Nutzungsplanes und seine Durchführung für ein Wirtschaftsgebiet dürfe durch innerpolitische Grenzen nicht behindert werden. Das gelte namentlich für das Gerüst der Verkehrslinien. Der allgemeine Nutzungsplan müsse Rechtskraft erhalten, aber Einzelheiten dürften nicht früher in eine feste gesetzliche Form gebracht werden, als es unbedingt nötig sei.

Stadtbaurat Diefenbach, Bochum, behandelte die Frage des im Rahmen des allgemeinen Nutzungsplanes aufzustellenden Bebauungsplanes. Für die Bebauungspläne sei nicht die Romantik Camillo Sittes, sondern die Forderung unserer Zeit maßgebend. Besondere Kraftwagenstraßen würden zwischen wirtschaftlichen Mittelpunkten geschaffen werden müssen, wobei sich Straßendurchbrüche nicht vermeiden lassen werden. Freiflächen seien in Gürteln und Sektoren für Spiel-, Sport- und Flugplätze vorzusehen. Der Wolkenkratzer sei aber eine Zeitkrankheit. Er wirke verkehrstörend und habe in deutschen Städten keine Berechtigung. Der deutsche Städtebauer habe die „deutsche Stadt“ zu schaffen und kein „steinernes Meer“, das am Ende jeder Kultur stehe.

Der nun folgende Vortrag von Baudirektor Dr.-Ing. Imhoff, Essen, wurde, da der Verfasser am Erscheinen ver-

hindert war, durch Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Mahr vorgelesen. Imhoffs Ausarbeitung behandelte die Städteentwässerung und Wasserreinigung in geradezu mustergültiger Klarheit und Kürze. Der Verfasser wandte sich, wie er das auch in seiner vor einigen Monaten im Verlage von Carl Heymann, Berlin, erschienenen Schrift „Fortschritte der Abwasserreinigung“ getan hat, eindringlich gegen die in Nichtfachkreisen vielfach verbreitete durch gewisse geschäftliche Anpreisungen genährte irrige Anschauung, die der ausgedehnten Anwendung von Hauskläranlagen im Zusammenhang mit dem Abfuhrverfahren das Wort redet, und betonte die sicherlich von der erdrückenden Mehrheit der erfahrenen Entwässerungsfachleute geteilte Auffassung, daß in den Städten alle flüssigen und mit Spülwasser gemischten Abgänge aus wirtschaftlichen und gesundheitlichen Gründen auf dem Wasserwege zu beseitigen sind. Die Wirtschaftlichkeit einer Kläranlage beruhe darin, dasjenige Reinigungsverfahren zu wählen, das für die Ansprüche des Vorfluters gerade noch ausreicht und dabei in Bau und Betrieb die geringsten Kosten erfordert.

Die oben mit II bezeichnete Unterabteilung der Tagesordnung (Gesetz, Verwaltung, Organisation) wurde von Oberbürgermeister a. D. Brahl (seiner Fachrichtung nach Bauingenieur) näher behandelt. Herr Oberbürgermeister Brahl tritt lebhaft dafür ein, daß die gesetzlichen Bestimmungen, mehr als dies bisher der Fall ist, die Durchführbarkeit wirtschaftlicher Lösungen im Städtebau ermöglichen; er betont vor allem die Notwendigkeit einer zeitgemäßen Verbesserung der Enteignungsgesetze.

Der erste Redner zur III. Unterabteilung der Tagesordnung (Ausführung und Betrieb), Stadtoberbaurat Arntz, Köln, führte aus, daß die Aufstellung des wirtschaftlichen Nutzungsplanes und des Bebauungsplanes abhängig sei von der geeigneten Zusammenfassung der dazu nötigen technischen Gewalten in einheitlichen Verwaltungsstellen und von ihrer Leitung durch umsichtige starke Persönlichkeiten. Die notwendige Vorbedingung zur Ausführbarkeit der Planung sei, daß eine weitausgreifende Bodenpolitik die besitzrechtliche Anpassung des Geländes an seine neue durch den Nutzungsplan festgelegte Zweckbestimmung vorbereitet. Entscheidend für die Wirtschaftlichkeit der Ausführung seien auch die Kosten der Umlegung.

Sodann sprach Herr Baudirektor Maier, Stuttgart, über Straßenbau und Entwässerung. Er wies darauf hin, daß unsere Straßen nicht länger in dem für den Kraftwagenverkehr ungeeigneten Zustande belassen werden dürften. Die Kraftwagenbesitzer würden sich sicherlich gegen die Aufbringung eines Teiles der hierzu erforderlichen Kosten nicht sträuben, wenn dafür gesorgt werde, daß ihre Beiträge restlos für die Straßenverbesserung verwendet würden.

Stadtbaurat Dr.-Ing. Althoff, Frankfurt a. O., behandelt die Frage des Wohnungsbaues und seiner Finanzierung. Er weist darauf hin, daß gegenwärtig auch in den Siegerstaaten und in den neutralen Ländern die Last der Wohnungsherstellung bei dem Staate oder bei den Gemeinden liegt, und daß bei uns in absehbarer Zeit Privatkapital für Mittel- und Kleinwohnungen nicht zu haben sein wird. Die Beschaffung der Baugelder sei in der Hauptsache durch die Hauszinssteuer zu erzielen. Die Mieten für Neubauwohnungen dürften auf die Dauer nicht wesentlich verschieden sein von den Mieten für alte Wohnungen. Der Wohnungsbau sei ein Teil der Gesamtwirtschaft und dürfe nur in diesem Rahmen betrieben werden.

Stadtrat Dr.-Ing. Wagner-Speyer, Stadtbaurat in Nürnberg, sprach über den Hausbau und seine Industrialisierung.

Für den Hausbau in unserer gegenwärtigen wirtschaftlichen Notlage müsse mehr als bisher gefordert werden: die Typenplanung, die industrielle Herstellung sparsamer Baustoffe und ein rascher Bauvortrag („Trockenmontage“) unter entsprechender Anwendung von Baumaschinen; weiterhin auch die Zusammenlegung der Baugebiete und eine geeignete Zusammenfassung von Kleinunternehmungen.

In seinem Schlußwort betonte Dr.-Ing. Schmidt, Essen, daß der Städtebau keine rein baukünstlerische Aufgabe sei und daß eine andere Auffassung dem Städtebau bisher nur geschadet habe. Die Entwicklung der Technik, der Arbeitsweise und der Wirtschaftsgestaltung drängen zur „Städte-wirtschaft“ im wahrsten Sinne des Wortes. Die auf der Tagung erörterten Gedankengänge seien nicht als abschließende zu betrachten, sondern nur als Anregungen aufzufassen für die kommenden Tagungen der Vereinigung der Technischen Oberbeamten Deutscher Städte.

Damit wurden die Verhandlungen des ersten Tages um 2 Uhr nachmittags geschlossen.

Am Nachmittage fanden verschiedene Besichtigungen statt. Der Abend vereinigte die Teilnehmer der Tagung bei einem gemeinsamen Abendessen auf der schön gelegenen Kyburg in Günterstal. —

Der zweite Verhandlungstag galt zunächst der Erledigung einer Reihe von geschäftlichen inneren Angelegenheiten der Vereinigung. Darauf trat man in die Besprechung des Entwurfes zum preußischen Städtebaugesetz ein.

Verbandsdirektor Dr.-Ing. Schmidt, Essen, legte in einer knappen klar umrissenen Ausführung überzeugend dar, daß der Entwurf in der vorliegenden Form noch keineswegs den berechtigten Anforderungen entspreche. Neben einer gründlichen Vereinfachung des ganzen Gesetzes sei vor allen Dingen zu fordern, daß der Begriff des „Nutzungsplanes“ im Gesetz besser erfaßt werde. Auch die Bestimmungen über Bauverbote und Anliegerbeiträge, über verschiedene Bodenfragen und anderes ließen noch manches zu wünschen übrig. Redner teilt dann mit, daß ein Ausschuß eingesetzt sei, der über die heutigen Vorschläge zum Gesetzentwurf zu beraten habe und der dafür sorgen würde, daß auch die technischen Oberbeamten der deutschen Städte im Verein mit anderen maßgebenden Verbänden ihre Wünsche bei der weiteren Durchberatung des Entwurfes zum Städtebaugesetz geltend machen könnten. Redner bittet deshalb, ihm weitere Anträge für die Ausschußberatungen zustellen zu wollen.

Es folgte sodann eine lebhaft mehrstündige Aussprache sowohl über die Verhandlungen des ersten Tages als auch über den Entwurf zum Städtebaugesetz, die noch manche wertvolle Anregungen über Einzelfragen brachte.

Um 2 Uhr nachmittags schloß der Vorsitzende Dr.-Ing. Wagner-Speyer mit Worten des Dankes an alle Beteiligten und vor allem auch an die gastliche Stadt Freiburg die diesjährige Tagung und teilte mit, daß die nächstjährige Tagung in Danzig stattfinden werde.

Der Nachmittag war dann einer Reihe von Besichtigungen gewidmet, an die sich eine Vorstellung im Stadttheater anschloß.

Eine Fahrt nach Basel am Mittwoch, den 16. September, bildete den Abschluß der diesjährigen von etwa 200 Teilnehmern besuchten Versammlung, die wegen der Fülle bedeutsamer fachlicher Anregungen und wegen der mit gleichgesinnten Fachgenossen verlebten glücklichen Stunden in der herrlichen Breisgaustadt sicherlich allen Teilnehmern unvergeßlich bleiben wird.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Tasmania-Sperre.

Nach Engineering vom 11. April 1924.

Die Sperrmauer, die den Ouse-Fluß aufstaut, ist in aufgelöster Bauweise hergestellt und besteht aus 27 Bögen von je 12,20 m

die der wasserseitigen 1:1,7, der Anzug der Seitenflächen beträgt 1:40. Die Längsbewehrung der Pfeiler besteht an der Wasserseite aus 4 ϕ 25 mm, an der Luftseite aus 2 ϕ 25 mm. Die Längsbewehrungen sind durch die Pfeilerbreite durch Bügel miteinander verbunden, die gleichzeitig die Querbewehrung darstellen. Es sind 12,5 mm-Eisen

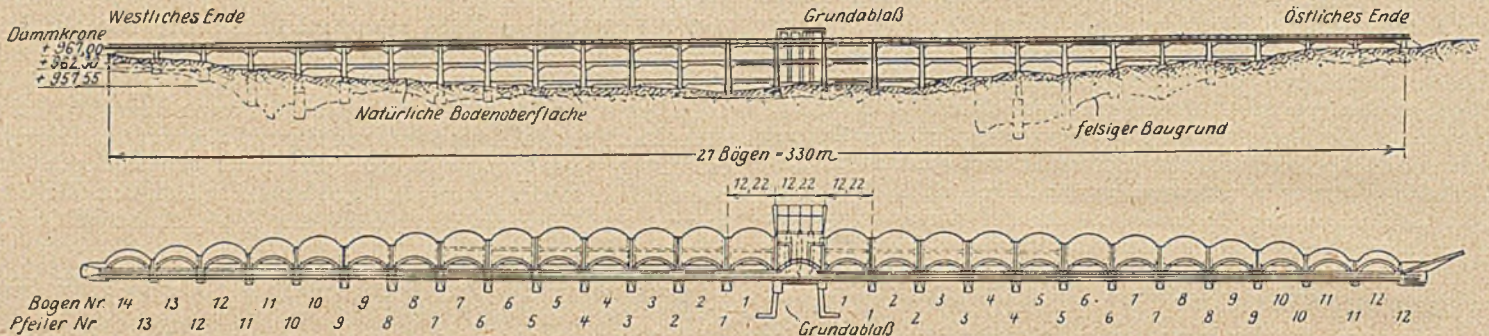


Abb. 1. Ansicht und Draufsicht der Sperre.

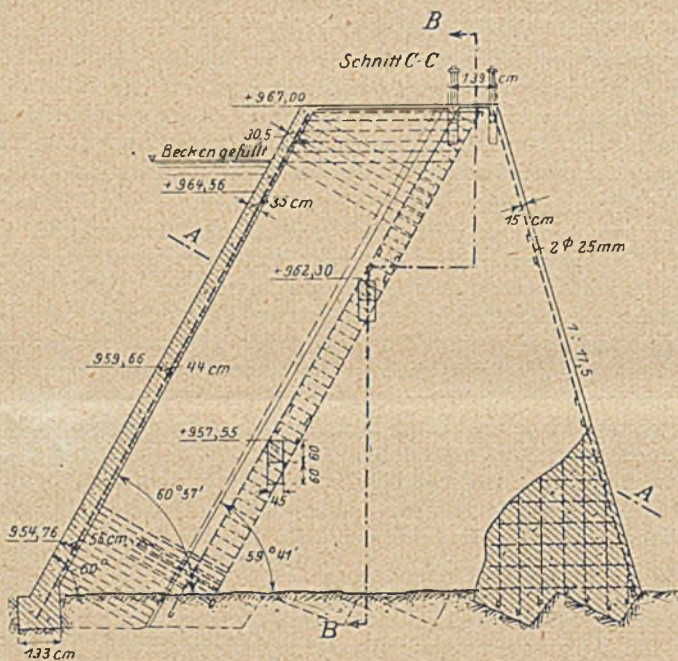


Abb. 2.

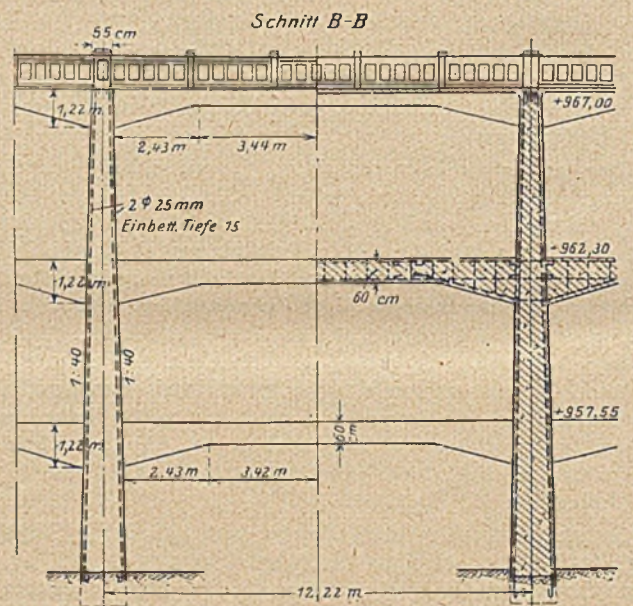


Abb. 4.

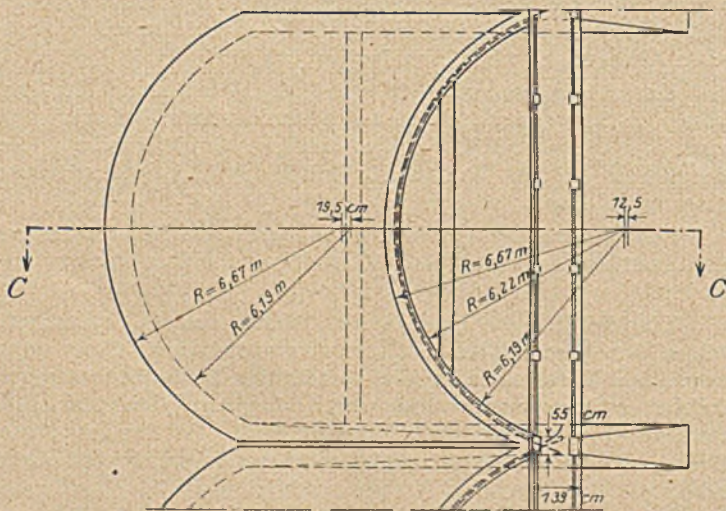


Abb. 3.

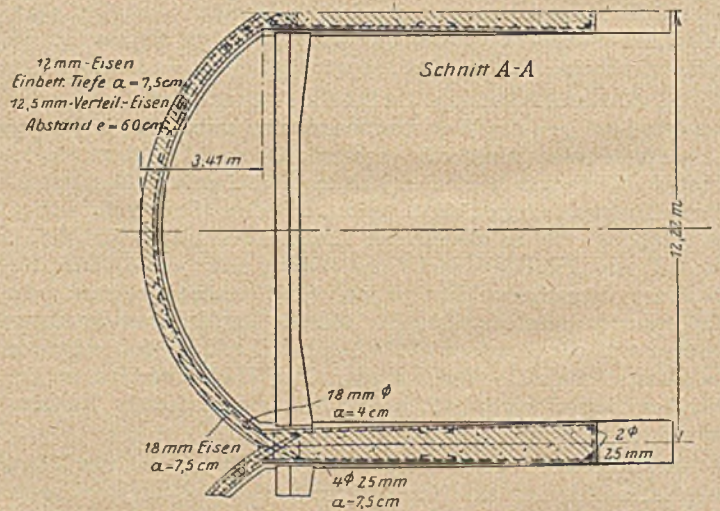


Abb. 5.

Spannweite. Die Gesamtlänge des Bauwerkes beträgt 330 m, es dürfte damit das längste seiner Art in der Welt sein (Abb. 1).

Die Pfeiler haben eine Stärke von 56 cm am Kopf und von 1,52 m am Fuß. Die Neigung der talseitigen Pfeilerfläche beträgt 1:11,5,

im Abstand von 60 cm. Die Einbettungstiefe der Eisen ist sehr groß, sie ist mit 7,5—15 cm angegeben (Abb. 2).

Die Gewölbe haben eine Neigung von 60°, ihre Stärke nimmt von 30 cm bis 60 cm am Fuß zu. Sie sind kreisförmig gestaltet. Der

äußere Radius bleibt in der ganzen Länge des Gewölbes konstant mit 6,67 m, der innere nimmt von oben nach unten von 6,22 zu 6,19 ab. Die Veränderlichkeit der Gewölbstärke wird durch Verlegen des Kreismittelpunktes erzielt (Abb. 3). Die Bewehrung besteht aus 18 mm-Eisen. An der Luftseite nimmt der Eisenabstand von 30 cm oben auf 23 cm am Fuß, an der Wasserseite von 30 cm auf 18 cm ab; die Eisen liegen also ziemlich weit auseinander. Die Verteilungseisen haben einen Durchmesser von 12,5 mm und einen Abstand von 45 cm. Für die statische Berechnung sind die Gewölbemellen senkrecht zur Gewölbeachse angenommen, und die Bewehrung ist entsprechend eingelegt worden. (Diese Art der statischen Aufteilung ist bekanntlich auch an anderen aufgelösten Sperrern durchgeführt worden.)

Die Querverbindung der Pfeiler wird durch den Fußweg und ferner durch zwei kontinuierliche Balken in Drittel- und Zweidrittel-Pfeilerhöhe erreicht (Abb. 4 und 5). Der Querschnitt dieser Träger beträgt $45 \times 60 \text{ cm}^2$. Sie sind an der Wasserseite der Pfeiler angebracht, wo die Querversteifung durch die Gewölbe ohnedies gesichert ist. Sie stellen also weniger eine Querversteifung der Pfeiler dar. Nimmt man an, daß die Endwiderlager der Sperre unverschieblich sind — eine Annahme die zweifellos berechtigt ist —, so sind die als Zugstangen wirkenden Träger bei der nur in Frage kommenden totalen Belastung des Bauwerks spannungslos. Sie scheinen dazu bestimmt zu sein, nur im Falle des Nachgebens oder Bruches eines Gewölbes in Funktion zu treten, indem sie die beiden Nachbargewölbe für ihre dann eintretende Beanspruchung als Endgewölbe sichern.

Der Grundablaß ist in dem mittleren Gewölbe untergebracht. Ein Überlauf ist nicht vorgesehen, da der Zulauf nicht durch den Ouse-Fluß unmittelbar, sondern durch einen Zulaufkanal geschieht, der im Falle von Hochwasser abgedrosselt werden kann.

Der grobe Zuschlag bestand aus Steinschlag. Das Felsgestein war jedoch zu hart, um daraus mit den gewöhnlichen Mahlanlagen die feineren Zuschlagstoffe herzustellen. Man mußte deshalb einige Meilen von der Baustelle entfernt Sandgruben anlegen. Eine ständige Aufsicht sorgte dafür, daß die Kornzusammensetzung, Wasserzusatz und Mischungsverhältnis derart waren, daß man einen möglichst dichten und festen Beton erhielt. Die Gewölbe erhielten ein Mischungsverhältnis 1:2:4, die Pfeiler von 1:2½:5. Genauere Angaben fehlen.

Die Betonierungsanlage war in einem gewaltigen 25 m hohen fahrbaren Turm untergebracht, in dem Silos für Zement und für die Zuschlagstoffe, nach Korngrößen getrennt, Aufzugsvorrichtungen und oben auf einer Plattform die Mischmaschine untergebracht waren. Von da gingen die Rinnen der Gußbetonanlage aus. Der Turm hatte ein Gesamtgewicht von 120 t. Leider fehlen nähere Angaben über den Baubetrieb. Es wäre beispielsweise von Interesse gewesen, Angaben zu erhalten über Leistungsfähigkeit der Brechanlage, der Transportanlage, des Mischers usw., ferner über die Art, wie das ganze Rinnensystem bei einer Bewegung des Turmes bewegt wurde.

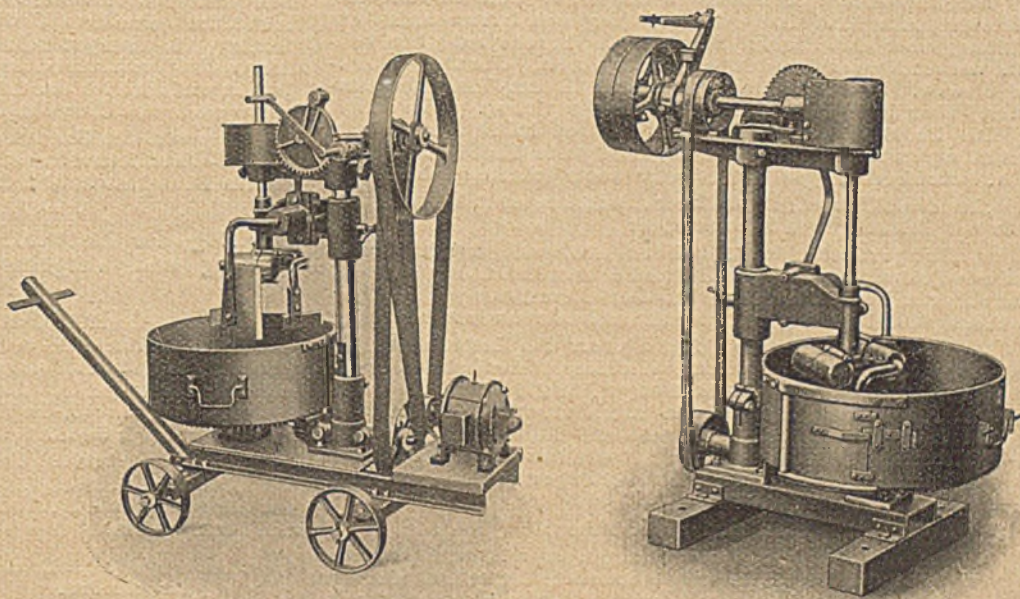
Dipl.-Ing. Mehmel, Karlsruhe i. B.

Gegenstromprinzip beim Mischvorgang.

Der Mischvorgang bei der Bereitung von Mörtel und Beton oder Kunststeinmasse beruhte ursprünglich auf dem freien Fall und dem hierbei auftretenden Durcheinanderwirbeln der einzelnen Partikelchen. Durch die verschiedensten Gestaltungen der Mischgefäße ist versucht worden, eine möglichst innige Mischung zu erzielen und die Handarbeit mittelst Schaufel durch automatische, maschinelle Arbeit zu ersetzen. Ein Umschwung in der Art des Mischvorganges trat ein durch die Aufnahme der zwangläufigen Mischung, bei welcher das Material durcheinander gerührt oder gar geknetet wird. Vervollkommen wurde dieses System durch verschieden gestaltige Bewegungen der Rührarme, die ein Durcharbeiten jedes einzelnen Partikelchens der zu mischenden Masse mit sich brachte.

Eine beachtenswerte Neuerung, welche auf dem Grundgedanken des Rührsystems sich gründet, ist die Anwendung des Gegenstromprinzips, bei dem nicht nur die Rührarme in eine exzentrische Bewegung versetzt werden, sondern bei welcher gleichzeitig auch die Rührtrommel, die zur Aufnahme des Mischgutes dient, in Bewegung gesetzt wird. Hierbei ist die entgegengesetzte Drehvorrichtung vorzusehen wie bei den Rührarmen, so daß die Durcharbeitung des Mischgutes in ihrer Wirkung verdoppelt wird. In der Konstruktion der Maschine wird, wie die Abbildungen zeigen, dies dadurch ermöglicht, daß der

offene Mischsteller auf einer Drehscheibe sich befindet und von derselben ohne Mühe abgehoben werden kann. Die Rührwerkzeuge selbst können zur Abnahme des Mischstellers nach Fertigstellung je einer Charge durch einen Hebelgriff gehoben werden. Zugrunde liegt bei der Neukonstruktion das System Eirich und auch die Aufnahme des Gegenstromprinzips rührt von der Firma Gustav Eirich, Hardheim her. In der Praxis wirkt sich die Konstruktion des Gegenstromprinzips insofern



vorteilhaft aus, als durch Anwendung mehrerer Mischsteller kontinuierlich gearbeitet werden kann. Man erzielt auf diese Weise bedeutende Leistungen, die ein Vielfaches von Freifallmaschinen darstellen. So kann man beispielsweise mit der kleinsten Type, bei welcher eine Mischung etwa 50 l beträgt, in einer Stunde 40—50 Mischungen vornehmen. Das würde also $2-2\frac{1}{2} \text{ m}^3$ fertige Mischung betragen, wobei der Kraftbedarf sich nur auf 1 PS beläuft. Zur schnelleren Beförderung der fertigen Masse wird die Maschine auch auf Rollen mit Einzelbetrieb gebaut, so daß sie sich vorzüglich bei weitläufigen Arbeitsplätzen und selbst auch auf der Baustelle eignet.

Feuerschutzanstrich für Baubuden.

Mit Beginn der kälteren Jahreszeit pflegen die Baubudenbrände, die durch unvorsichtiges Heizen und durch das Trocknen von Kleidern entstehen, alljährlich zuzunehmen. Die von den Bauunternehmungen zu entrichtenden Feuerversicherungsprämien werden zweifellos durch dieses Gefahrenmoment sehr ungünstig beeinflusst. Die Versuche, welche auf Veranlassung des Preuß. Ministeriums für Volkswohlfahrt kürzlich in Berlin über die Brauchbarkeit der „Duffag“ Feuerschutzfarbe angestellt wurden, verdienen daher von den baugewerblichen Unternehmungen beachtet zu werden.

Es waren nebeneinander zwei gleichgroße aus Brettern zusammengesetzte Holzhäuschen errichtet. Das eine bestand aus rohem Holz, das andere war mit „Duffag“ Feuerschutzfarbe in grauer Tönung behandelt worden. In beiden Häuschen wurde je ein Stapel Brennholz entzündet. Während das aus rohem Holz errichtete Häuschen bald in Flammen aufging und zusammenbrach, vermochte das Feuer die imprägnierte Holzwand des anderen nur zu schwärzen. Infolge der durch die große Hitze verursachten trockenen Destillation des Holzes entwickelten sich allerdings Gase, die senkrecht zur Holzwand dünne, fingerlange Stichflammen verursachten, ohne indessen das Holz zu offenem Brande entzünden zu können. Nach Ausbrennen des Feuers zeigte sich, daß an den am stärksten betroffenen Stellen der feuerfeste Anstrich abgeblättert und das Holz teilweise verkohlt war. Als Ergebnis konnte festgestellt werden, daß das „Duffag“-Bindemittel zwar keinen absolut feuersicheren Anstrich bietet, aber die Entflammung des imprägnierten Holzes verhindert.

Die neue Feuerschutzfarbe kann daher auch nach Ansicht des Deutschen Versicherungsschutzverbandes, der den Versuchen beiwohnte, empfohlen werden. Die Wirkung des Schutzanstrichs soll über drei Jahre anhalten. Es ist zu hoffen, daß bei ausgedehnter Verwendung der Feuerschutzfarbe die Zahl der Baubudenbrände abnehmen wird und als Folge die Feuerversicherungsprämien der Bauunternehmungen herabgesetzt werden können¹⁾.

¹⁾ Die „Duffag“ Feuerschutzfarbe ist bei den „Duffag“ Chemisch-technischen Werken A.-G., Berlin NO. 6, Marienbader Str. 24, zu beziehen.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Wichtige Änderung des Eisenbahngütertarifes in bezug auf die Baugeräte. Vereinfachung und Verbilligung.

Die nachhaltigen Bemühungen des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E.V. und des Deutschen Eisenbauverbandes um Schaffung einer einheitlichen Sammelstelle für alle auf einer Baustelle notwendigen gebrauchten Maschinen, Geräte, Werkzeuge usw. in Wagenladungsklasse E des Eisenbahngütertarifes, haben jetzt endlich zu einem Erfolge geführt.

Die Deutsche Reichsbahngesellschaft hat im Nachtrag I zum Eisenbahngütertarif Teil I Abteilung B folgende Tarifänderung, die am 1. November 1925 in Kraft treten wird, bekanntgegeben:

„In die Klasse „E“ ist hinter „Baracken usw.“ folgende neue Stelle mit Erläuterungen aufzunehmen:

„Baugerätschaften, gebrauchte, auch zerlegte, soweit es zur Beförderung auf der Eisenbahn erforderlich ist, beim unmittelbaren Versand von oder an Bauunternehmungen, zur Verwendung oder Lagerung im eigenen Betrieb oder zur Instandsetzung.

Zu dieser Tarifstelle gehören unter den bezeichneten Bedingungen: Geräte, Maschinen, Werkzeuge, Eisenbahn-Oberbaugesenstände, Kipp- und Förderwagen, Lastfuhrwerke mit oder ohne Kraftbetrieb, Maschinisten- und Gerätewagen, Handwagen und Handkarren, Schlitten, Boote und Kähne mit oder ohne Kraftbetrieb, Rohholz (Rüstholz), Schnittholz (Schalholz), Buden und Baracken und deren Einrichtungen, sämtlich für Bauarbeiten.

Unter Bauarbeiten sind zu verstehen:

Die Ausführungen, Ausbesserungen oder Änderungen usw. von Gebäuden oder von Eisenbauwerken, ferner Betonbauten und Tiefbauten sowie die Herrichtung oder Instandsetzung von Maschinen und Kesselanlagen.

Als Geräte gelten u. a. Holz- und Eisenmasten, Holz- und Eisenrüstungen, Holzbeläge, Flaschenzüge, Winden und sonstige fortschaffbare Hebezeuge.

Zu den Maschinen gehören z. B. Bagger, Rammen, Betonmaschinen, Moniereisenschneide- und Biegemaschinen, Dachziegelmaschinen und Normalsteinschläger (zur Herstellung von Mauersteinen auf der Baustelle), Pumpen, Bohrmaschinen, Elektromotoren, Feldbahnlokomotiven.

Gegenstände, die bestimmt sind, eingebaut zu werden, fallen nicht unter den Begriff Baugeräte.

Zu den Tiefbauten zählen: Alle Eisenbahn-, Kanal-, Hafen-, Wege-, Straßen- und Chausseebauten nebst den dazugehörigen Kunstbauten; Brücken- und Schiffschleusenbauten, Docks, Hellinge und ähnliche Bauten, Tunnel-, Schacht- und Stollenbauten; Rammarbeiten und Baggerarbeiten für Bauten, Festungsbauten, Kanalisations- (Siel-, Schleusen-), Wasser- und Gasleitungsbauten einschließlich der Behälter-, Kabelverlegungen, Beton- und Eisenbetonbauten, Gründungsarbeiten, See-, Fluß-, Deich- und Dammbauten, Uferbefestigungs- und Uferschutzarbeiten, Meliorationsbauten, wie Be- und Entwässerungsanlagen, Drainierungs-, Bodenkulturarbeiten, bauliche Unterhaltung von Tiefbauten.

Als Bauunternehmung gelten nicht nur deren Niederlassungen, sondern auch deren Lagerplätze und Baustellen sowie Maschinen- und dergleichen Fabriken, die z. B. Maschinen und Kesselanlagen bauen oder instandsetzen oder Brücken- und Schleusenbauten (Tiefbauten) ausführen.“

Es werden herabtarifert	Verbilligung	
	des Frachtsatzes auf 100 km um	der Abfertigungsgebühr für 100 kg um
Gebrauchte Lastkraftwagen, Boote und Kähne mit Kraftbetrieb von Klasse A nach Klasse E	63,7 %	36,3 %
Gebrauchte Baumaschinen, Inneneinrichtungen der Baubüros und Wohnbaracken usw. von Klasse B nach Klasse E	57,7 %	36,3 %
Teile von Baggern, Drehscheiben, Krane, Rammen, Schiebebühnen von Klasse C nach Klasse E	48,9 %	30 %
Gebrauchte Geräte und Werkzeuge, Eisenbahnoberbaugesenstände, Kipp- und Förderwagen, Rüst- und Schalholz von Klasse D nach Klasse E	35,5 %	12,5 %

Durch die Schaffung dieser Tarifstelle werden zahlreiche Schwierigkeiten, die bislang bei der Tarifierung von Baumaschinen auftraten, beseitigt. Vom 1. November 1925 ab wird es möglich sein, eine ganze Baustelleneinrichtung (bis zu 15000 kg) auf einen Frachtbrief ohne gesonderte Gewichtsangabe für die einzelnen Teile der Sendung als „Baugerätschaften, gebrauchte“ zu versenden. Neben der großen Vereinheitlichung und Vereinfachung, die damit herbeigeführt wird, ist auch eine sehr erhebliche Verbilligung erreicht worden, wie vorstehende Übersicht erkennen läßt.

Der von den Berufsvertretungen, namentlich dem Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband, Berlin, erzielte Erfolg wird in der gesamten Bauindustrie lebhaft begrüßt werden.

Der Zug der Entwicklung bei den Methoden der Ausführung und Vergebung von industriellen Bauten in Nordamerika.

Die großen und kleinen amerikanischen Fabrikanten gehen immer mehr dazu über bei Neu- oder Erweiterungsbauten die Ausführung der Zeichnungen und des Baues selbst an eine einzige Ingenieur-Bauunternehmung zu vergeben. Als Beleg dafür führt „Engineering News Record“ 1925, S. 656, die Ergebnisse einer Umfrage an, die kürzlich in Cleveland veranstaltet wurde.

1548 industrielle Unternehmungen aus allen erdenklichen Branchen wurden befragt, welchem von den folgenden vier Systemen der Ausführung von Neubauten oder Umbauten auf ihren Werken sie den Vorzug geben:

1. Anfertigung der Zeichnungen und Ausführung des Baues durch die Firma selbst.
2. Entwurf der Zeichnungen durch die Firma selbst, aber Ausführung des Baues durch eine Bauunternehmung.
3. Anfertigung der Zeichnungen durch einen Architekten und Überwachung der Bauausführung durch diesen.
4. An eine einzige Ingenieurbaufirma wird sowohl die Anfertigung der Zeichnungen als die Ausführung des Baues vergeben.

Von den 1548 Firmen haben 1225 geantwortet. Von den Antworten haben 1142 einem der vier Systeme den Vorzug gegeben, 44 Firmen haben kein bestimmtes System bezeichnet und 39 haben mehrere Systeme oder Kombinationen bevorzugt. Bei einer ähnlichen Umfrage, die vor weniger als 10 Jahren durchgeführt war, hatte sich nun ergeben, daß alle Fabrikanten ihre Bauten selbst ausführten, entweder unter der Aufsicht und nach den Zeichnungen eines Architekten oder nach eigenen Zeichnungen und in eigener Regie. Dagegen ergab sich jetzt, daß zwar noch 376 Firmen Architekten zum Entwurf der Zeichnungen und zur Überwachung der Bauausführung benutzten, daß aber schon 318 Firmen es vorzogen die Anfertigung der Zeichnungen und die Ausführung des Baues einer einzigen Ingenieurbaufirma zu übergeben, nur noch 256 Fabrikanten sprachen sich für den Bau in eigener Regie nach eigenen Zeichnungen aus, 192 schließlich wollten die Zeichnungen selbst anfertigen, die Bauausführung aber einer Bauunternehmung überlassen. Es zeigte sich also, daß die früheren Methoden der Durchführung eines industriellen Baues (Regiebau nach eigenen Zeichnungen oder Selbstentwurf der Zeichnungen, aber Vergebung der Ausführung an eine Bauunternehmung) verlassen werden, während sich die neuere Methode, einer einzigen Ingenieurbaufirma den ganzen Bau zu übergeben, innerhalb eines Zeitraumes von noch nicht 10 Jahren aus dem Nichts fast bis zur Vorherrschaft entwickelt hat. Wenn auch die Methode, einem Architekten oder beratenden Ingenieur die Anfertigung der Zeichnungen und die Überwachung des Bauwerkes zu übergeben noch einen geringen Vorsprung vor der neuen Methode hat, so hat sie doch von allen vier erwähnten Systemen in den letzten 10 Jahren den stärksten Rückgang in der Beliebtheit zu verzeichnen gehabt.

Die Pflasterung der deutschen Straßen. Auf der Verkehrsausstellung in München haben die Landkreise von 12 deutschen Ländern Angaben über die Art der Pflasterung ihrer Kreisstraßen gemacht. Von den insgesamt 105 697 km waren versehen mit:

Schotter	76%	Klinkern	2%
Großpflaster	16%	Sonstigem Pflaster	3%
Kleinpflaster	3%		

Von den 51 556 km preußischen Provinzialstraßen waren versehen mit:

Großpflaster	12%	Steinschlagbahnen	77%
Kleinpflaster	7%	Bitumen	77%
Klinker-Bahnen	3%	Sonstigem Pflaster	1%

Auf den Bayerischen Staats- und Bezirksstraßen überwog bei weitem das Schotterpflaster.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 40 vom 8. Okt. 1925.

- Kl. 5 c, Gr. 4. R 60 719. Wilhelm Rodé, Buer i. W., Hagenstr. 23. Quetschstücke zwischen dem Oberteil und Unterteil eines nachgiebigen eisernen Grubenstempels. 22. III. 24.
- Kl. 20 d, Gr. 28. B 116 423. Maurice Bouffieux, Aachen, Pontwall 5. Einrichtung zur Verminderung der Gefahr des Entgleisens von Eisenbahnzügen. 5. XI. 24.
- Kl. 20 g, Gr. 9. St 38 427. Victor V. Stoika, Bukarest, Rumänien; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Wasserkrän für Eisenbahnen. 19. IX. 24. Rumänien 27. VIII. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 33. H 100 413. Fritz Hezinger, Crimmitschau i. Sa. Vorrichtung zum Sichern von Eisenbahnzügen beim Überfahren des Haltesignals. 4. II. 25.
- Kl. 20 k, Gr. 9. R 63 912. Gustav Rölle, Bommer, Ruhr. Stromschiene für elektrische Schleifleitungen. 28. III. 25.
- Kl. 37 b, Gr. 3. E 30 503. Dr.-Ing. Fritz Emperger, Wien; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Hochdruckbetonrohr mit Umfassungsumschnürung. 21. III. 24.
- Kl. 37 b, Gr. 3. M 88 667. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Kraggelenkbalkenträger. 28. II. 25.
- Kl. 37 b, Gr. 6. H 97 347. Gebr. Himmelsbach Akt.-Ges., Feiburg in Baden. Schutzmantel für Holzmaste. 21. V. 24.
- Kl. 37 f, Gr. 7. K 90 715. Fa. Dr.-Ing. Koch & Kienzle, Berlin. Untergrundbahntunnel mit Kraftwagenunterstand. 23. VIII. 24.
- Kl. 37 f, Gr. 8. Sch 72 203. Leopold Schmalhorst, Helmholzstr. 1, und Bruno Petersen, Münsterstr. 15, Düsseldorf. Feststehende freitragende Luftschiffhalle in Kreis- oder Vieleckform. 26. XI. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 3. D 44 908. René Decolland, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Schmitzdorf, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung tonerhaltiger Zemente aus einem Gemisch von Kalkstein und Bauxit. 9. II. 24. Frankr. 14. II. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 25. R 64 198. Karl Rösler, Bochum, Ottostr. 99. Verfahren zur Herstellung plastischer Massen, insbesondere für Teermakadam; zus. z. Anm. R 62 951. 1. V. 25.

- Kl. 84 a, Gr. 3. A 42 737. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Schaltvorrichtung, insbesondere für Schleusenanlagen. 26. VII. 24.
- Kl. 84 a, Gr. 3. G 63 916. Graue Akt.-Ges., Langenhagen b. Hannover. Wehrkörper mit aufgesetzter Klappe. 27. III. 25.
- Kl. 84 a, Gr. 3. M 82 962. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstraße 9. Klappenwehr mit abgebremster Wehrklappe. 5. XI. 23.
- Kl. 84 a, Gr. 4. A 44 613. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher. Seilbahnanlage zur Ausführung von Gießbetonarbeiten. 22. V. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 40 vom 8. Okt. 1925.

- Kl. 19 f, Gr. 3. 420 813. Gottfried Schneiders, Berlin-Lichterfelde, Mittelstr. 22. Schildvortrieb für Strecken. 29. XII. 23. Sch 69 218.
- Kl. 37 a, Gr. 4. 420 719. Karl Jäger, Frankfurt a. M., Rotteckstr. 2. Auf Biegung senkrecht zu ihrer Fläche beanspruchte Mauer aus Formsteinen. 12. I. 24. J 24 303.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 420 823. Fa. Carl Zeiß, Jena. Knotenpunktverbindung für eiserne Netzwerke. 9. XI. 22. Z 14 550.
- Kl. 81 c, Gr. 30. 420 554. Compagnie des Transporteurs Simplex u. Albert Fouchy, Paris; Vertr.: K. Osius u. Dr. A. Zehden, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Weichenstellvorrichtung für Rollbahnen. 14. X. 23. C 34 066. Frankr. 7. XI. 22.
- Kl. 81 c, Gr. 31. 420 621. Fa. Adolf Bleichert u. Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zum Bewegen von Massengut, insbesondere des Abraumgutes bei Braunkohlentagebauen. 20. IX. 24. B 115 759.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 420 692. Georg Lödel, Georgensgmünd, Bayern. Hebewerk mit Spindelantrieb für bewegliche Wehrteile, Schleusentore und ähnliche Verschlusssteile. 10. V. 21. L 53 069.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 420 555. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beiertheimer Allee 70. Sieb- oder Rechenband zur mechanischen Wasser- und Abwasserreinigung; Zus. z. Pat. 386 290. 17. IV. 25. G 64 054.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Festschrift, aus Anlaß des 50-jährigen Bestehens der Wayß & Freytag A.-G. 1875—1925. Verlag von Konrad Wittwer in Stuttgart.

Anläßlich ihres Halbjahrhundert-Bestehens gibt die A.-G. Wayß & Freytag eine Festschrift heraus, in jeder Hinsicht würdig der Gesellschaft und ihrer hohen Verdienste um den Beton- und Eisenbetonbau. Vor dem Auge des Lesers zieht der Werdegang der Firma in den vergangenen 50 Jahren vorüber, eine Entwicklung, die zum Teil gleichbedeutend und gleichlaufend ist mit der des Verbundbaus in Deutschland. Die offene Handelsgesellschaft Freytag und Heidschuch (bis 1884), die Erwerbung des deutschen Monierpatentes durch Wayß, die Berliner Belastungsversuche dieses in Verbindung mit Koenen, die Monierbroschüre, die Gründung und Entwicklung der Firma Wayß & Freytag, deren Umwandlung in eine A.-G., ihre vorbildliche und führende Tätigkeit im In- und Auslande, alles das findet seine geschichtliche Würdigung. Daneben sind die wichtigsten Entwicklungsstadien des Verbundbaus nach der Zeitfolge geordnet, beginnend vom Lambotschen Patent (1855) an, übersichtlich zusammengefaßt und für die Geschichte des Eisenbetonbaus besonders wertvoll einige Stellen aus dem 1861 erschienenen Werke von François Coignet „Der Beton im Bauwesen“, wiedergegeben, aus denen unstrittig die heute bereits bekannte Tatsache sich ergibt, daß lange vor den Monierpatenten der Eisenbetonbau eigentlich schon erfunden, auch in seiner statischen Wirkung gewürdigt war und zur Ausbildung von Decken, Dämmen und Stauwauern, flachen Gewölben, Rohren usw. Anwendung gefunden hatte.

Der Festschrift sind eine Anzahl hochwertvoller Abhandlungen beigelegt, von denen hier besonders hervorgehoben seien: Die Berech-

nung der Winkelstützmauern von Prof. Dr.-Ing. e. h. E. Mörsch, die Behandlung einiger Festigkeits- und Betonfragen bei Bauwerken im Bergwerks- und Hüttengebiet von Privatdoz. Dr.-Ing. R. M. Mautner, Düsseldorf (Aachen); Die Berechnung der Schwingungen von Turbinenfundamenten von Dipl.-Ing. G. Ehlers, Berlin; Die Berechnung einreihiger Zellenysteme von Dr.-Ing. A. Ritter, Düsseldorf; Lehrgerüste in Holzfachwerkkonstruktion von Dr.-Ing. E. Pichl, Stuttgart, und eine weitgespannte Eisenbetonhalle (St. W. = 49,30 m) von Obering. C. Fischer, Wien. In einem Anhang ist eine große Anzahl von der Wayß & Freytag A.-G. ausgeführter Bauwerke im Bilde wiedergegeben. Sie liefern den Beweis für die in Vergangenheit und Gegenwart gleich großzügigen, vielgestaltigen und mustergültigen Leistungen der Firma und lassen erkennen, wie aus richtiger statischer Formgebung und Kraftverfolgung künstlerisch hochwertvolle Bauwerke entstehen können, die in wahrstem Sinne zu den Monumentalbauten gezählt werden können und zeigen, wie der schaffende Ingenieur und Künstler das neue Baumaterial im Laufe der Zeit gelernt hat zu beherrschen und zu meistern.

So stellt denn die Festschrift der A.-G. Wayß & Freytag nicht nur eine hervorragende wertvolle Wiedergabe der Entwicklung der um den Verbundbau hochverdienten Firma, sondern in noch höherem Maße ein Gesamtbild des technischen und wissenschaftlichen Werdeganges des Eisenbetonbaus in Deutschland dar, zugleich zeigend, wie diese Entwicklung in der engsten Verbindung von Theorie, Praxis und Versuchsforschung begründet und getragen war. Die Festschrift mit ihrem vielgestaltigen Inhalte stellt eine dauernd wertvolle Bereicherung der Literatur über den Verbundbau dar und sei allen Fachgenossen auf das wärmste empfohlen.

M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Vortragsreihe der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik (Akotech).

In Ergänzung unserer Nachrichten in Heft 26 d. J. weisen wir unsere Mitglieder darauf hin, daß die angekündigte Vortragsreihe der Akotech mit einem Vortrag des Herrn Oberingenieur

Siegfried Hartmann, am Donnerstag, den 12. November, abends 6 ½ Uhr, im Saal 120 H der Technischen Hochschule, beginnt.