

ARMIERTER BETON.

1910. MAI.

INHALT:

- Bemerkenswerte Ausführungen in Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Edmund Sandor (Budapest). S. 187.
- Beitrag zur Theorie der Vierendeelschen Träger. Von Dipl.-Ing. Henri Marcus (Düsseldorf). S. 208.
- Die erste Tagung der höheren technischen Baupolizei-beamten in Berlin. S. 217.
- Die neuen Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Eisenbetonkonstruktionen. Herausgegeben vom Ungarischen Ingenieur- und Architekten-Verein. Mitgeteilt von Professor M. Foerster (Dresden). S. 218.
- Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 221.
- Runderlaß, betr. Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement und von Eisenportlandzement. S. 226.
- Mitteilungen über Patente. S. 227. — Bücherbesprechungen. S. 228. — Neue Bücher. S. 228.

BEMERKENSWERTE AUSFÜHRUNGEN IN EISENBETON.

Von Dr.-Ing. Edmund Sandor,

Direktor der Abteilung für Beton- und Eisenbetonbau, Brüder Grünwald, Budapest.

I. Eisenbetonkonstruktionen im „Ankerhof“, Budapest.

In den Jahren 1908 und 1909 wurde von der Lebens- und Rentenversicherungs-Gesellschaft „Der Anker“ in einem der verkehrsreichsten Teile von Budapest auf dem Franz-Deákplatze ein Zinspalais errichtet, das nicht nur wegen seiner bedeutenden Ausdehnung und imposanten Architektur, sondern besonders auch in konstruktiver Hinsicht durch die mannigfaltige Anwendung des Eisenbetons in hohem Grade bemerkenswert erscheint.

Das Gebäude, dessen allgemeine Anordnung aus den Grundriß- und Schnittzeichnungen Fig. 1—2 zu ersehen ist, hat eine gesamte, vollständig unterkellerte Baufläche von etwa 4000 m² und besteht vom Keller aufwärts aus zwei, durch eine 12 m breite, das ganze Grundstück durchquerende Privatstraße (die sogenannte Ankergasse) getrennten Häusern, die im Erdgeschoß und Zwischenstock Geschäftslokalitäten in den oberen vier Geschossen Büro- und Wohnräume enthalten. Infolge dieser verschiedenartigen Verwendung der oberen und unteren Geschosse kamen vom Mezzanin abwärts die durchgehenden Umfassungs- und Mittelmauern der oberen Stockwerke in Fortfall; sie wurden durch kräftige Eisenbetonunterzüge abgefangen, die sich ihrerseits auf im ganzen 72 ebenfalls in Eisenbeton hergestellte, möglichst schlanke Pfeiler stützen. Auf diesen bis zum Keller durchgehenden Pfeilern ruhen so-

mit die gesamten Lasten des fünfstöckigen Gebäudes.

Die Bauteile, die im nachstehenden einzeln beschrieben werden sollen, sind in Eisenbeton ausgeführt: Die kontinuierlichen Fundamente, die Säulen im Keller, Erdgeschoß und Mezzanin, die Decken über den drei untersten Geschossen und dem vierten Stockwerk (insgesamt etwa 16 000 m² Fläche), sämtliche offenen Korridore u. a.

Was zunächst die Fundamente betrifft, so waren dieselben, sowie die Kellersäulen, ursprünglich in Ziegelmauerwerk projektiert. Da aber die einzelnen Pfeiler, die zum Teil noch große Turmaufbauten zu tragen haben, außergewöhnlich stark belastet sind, so wären die gemauerten Fundamente außerordentlich breit und infolgedessen entsprechend tief ausgefallen. Aus diesem Grunde wurde die eine geringere Tiefe erfordernde und wie eine Vergleichsrechnung zeigte, wirtschaftlichere Eisenbetonbauweise gewählt. Die Fundamentausbildung geschah in der Weise, daß die einzelnen Säulenfüße durch einen kontinuierlichen Balkenzug verbunden wurden, wodurch der Einfluß eventueller ungleichmäßiger Setzungen am leichtesten unschädlich gemacht werden konnte. Um die Breite des Fundamentes möglichst einschränken zu können, wurde die Tragfähigkeit des aus lehmigem Schotter bestehenden Baugrundes genau untersucht, indem nach dem Verfahren von Lehmann aus der Einsenkung eines in Portlandzement gemauerten Pfeilers von 45×45 cm Querschnitt unter einer aufgetragenen Belastung

von Schienenmaterial die zulässige Beanspruchung ermittelt wurde. Es ergab sich, daß mit genügender Sicherheit bis zu 5 kg pro Quadratcentimeter gegangen werden konnte. Für die Ausführung wurde eine maximale Pressung von 3,5 kg/cm festgelegt und unter Zugrundelegung dieses Wertes und Annahme gleichmäßiger Verteilung der Säulenlasten auf die einzelnen Öffnungen die für die Mittel- und verschiedenen Frontsäulenfundamente erforderliche Breite bestimmt. Die Querschnittsform der Fundamentbalken ist ein umgekehrtes T-Profil, dessen Höhe je nach der Spannweite zwischen den Säulen 1,35 bzw. 0,75 m beträgt (siehe Fig. 3).

Die stellenweise außerordentlich stark belasteten Säulen sind durchgängig mit Rundeseisen armiert und in Abständen von 25 bis 30 cm mit 8 mm starken Querbügeln versehen (siehe Fig. 3).

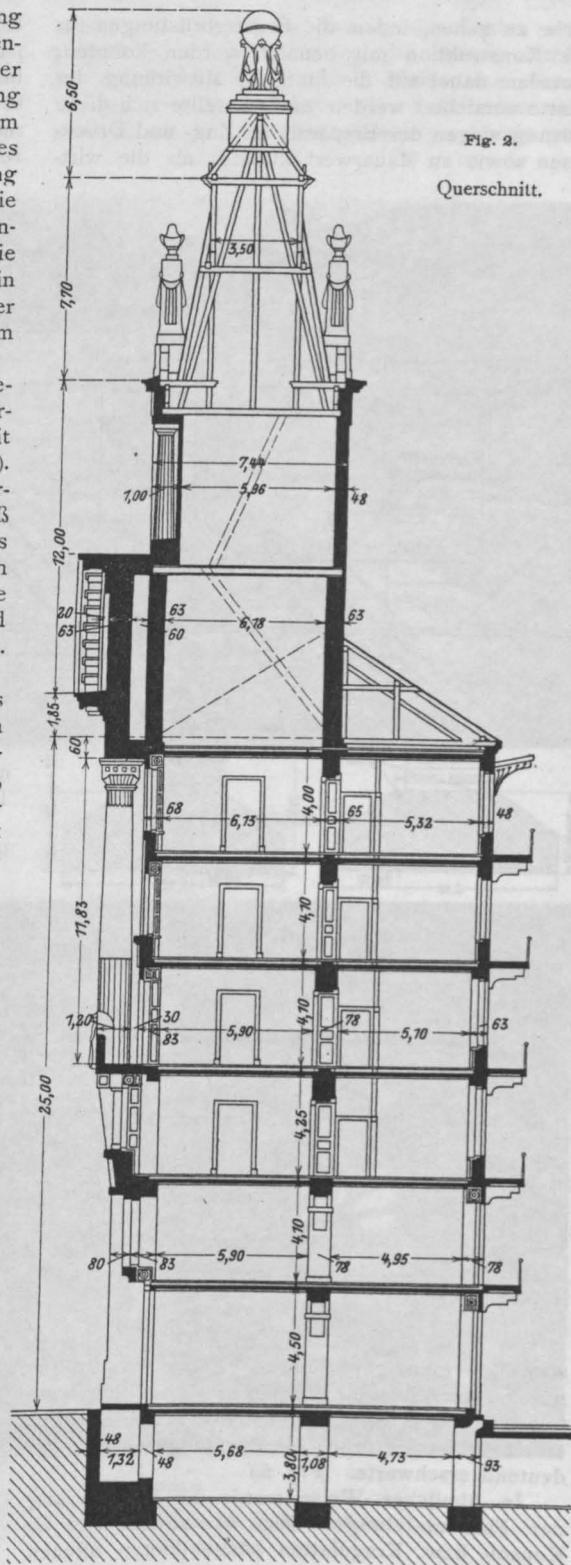
Die Mittelsäulen haben rechteckigen Querschnitt, während an den Frontsäulen im Erdgeschoß und Mezzanin zur Herstellung eines Anschlages für die Fensterstöcke Nuten ausgespart sind, auch sind hier kleine Konsolen angeordnet, um die Fensterträger möglichst nach innen schieben und dadurch mehr Platz für Lichtschächte, bzw. Rouleaukasten gewinnen zu können (Fig. 4).

Die Decken sind in allen Geschossen als Plattenbalkendecken ausgebildet und zwar im Keller, Erdgeschoß und Mezzanin, also in den Geschäftslokalen größtenteils mit sichtbaren Balken, während die Decken über dem obersten Stockwerk zwecks Erzielung einer ebenen Untersicht und besseren Wärmeisolation eine Rabitzverkleidung erhielten.

Mit Rücksicht auf die große Flächenausdehnung der einzelnen Decken wurden in Abständen von etwa 50 m Dilatationsfugen angeordnet, die z. B. in den Gebäudeecken in die Mitten der auf das Doppelte der normalen Breite gebrachten Balken verlegt und durch Einbringung einer von zwei Pappstreifen eingefassten nachträglich entfernten Blechplatte hergestellt wurden.

Die eingangs erwähnten großen Front- und Mittelwandträger über dem Zwischenstock wurden in reiner Eisenbetonkonstruktion mit nur Rundeseineinlagen ausgeführt; zur Aufnahme der ziemlich beträchtlichen Scherkräfte sind, abgesehen von den notwendigen schrägen Aufbiegungen, vertikale Scherbügel von 10 mm Stärke in reichlicher Anzahl vorgesehen. Auch über dem IV. Stockwerk waren derartige Träger zur Abfangung hoher Turmaufmauerungen auszuführen, darunter einige von kreisbogenförmigem Grundriß, deren Armierung besondere Sorgfalt erheischte.

Bei den Mittelmauerträgern war die Konstruktionshöhe beschränkt (80 cm), so daß infolge der großen Belastungen überall auch in der Druckzone Eisen eingelegt werden mußten. Bei den Frontträgern hingegen war es möglich, in die



Höhe zu gehen, indem die Fensterbrüstungen für die Konstruktion mit benutzt werden konnten; trotzdem dabei auf die statische Mitwirkung der Platte verzichtet werden mußte, stellte sich diese Lösung wegen der Ersparnis an Zug- und Druckeisen sowie an Mauerwerkskubatur als die wirt-

Korridore architektonischen Rücksichten angepaßt, die selbstverständlich auch bei der Ausbildung der Hauptgesimsplatten und der mit türmchenartigen Aufsätzen versehenen, durch reichliche Pyrograniteinlagen geschmückten Attiken zur Geltung kamen.

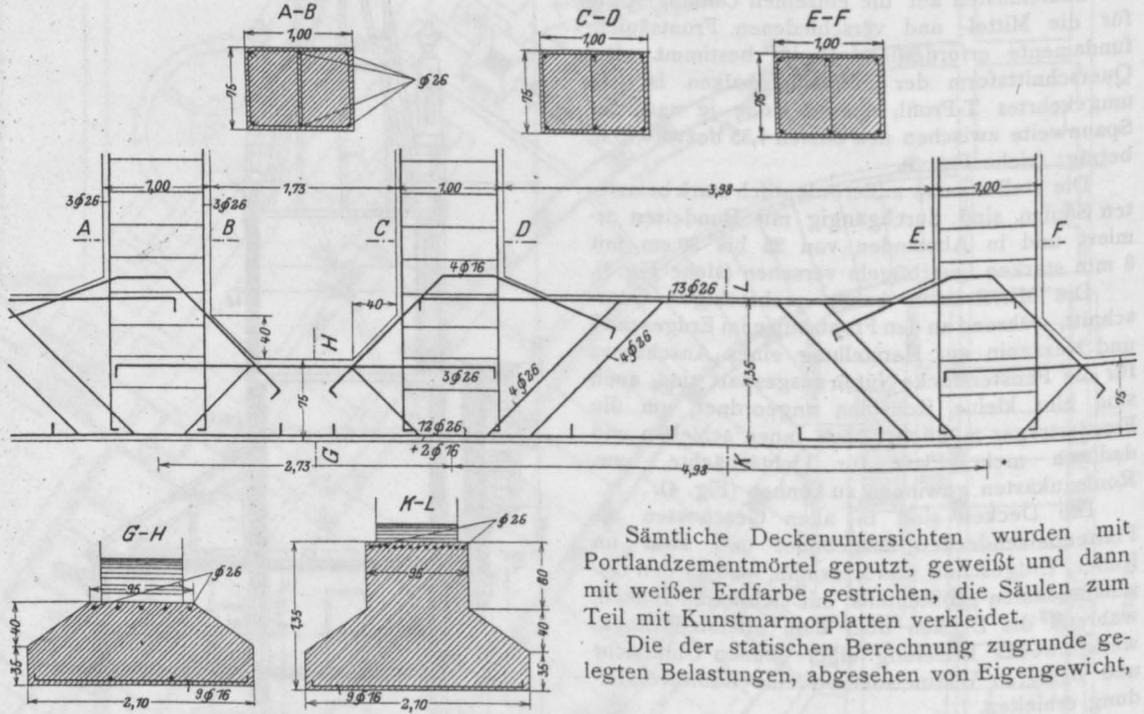


Fig. 3. Fundament.

Sämtliche Deckenuntersichten wurden mit Portlandzementmörtel geputzt, geweißt und dann mit weißer Erdfarbe gestrichen, die Säulen zum Teil mit Kunstmarmorplatten verkleidet.

Die der statischen Berechnung zugrunde gelegten Belastungen, abgesehen von Eigengewicht,

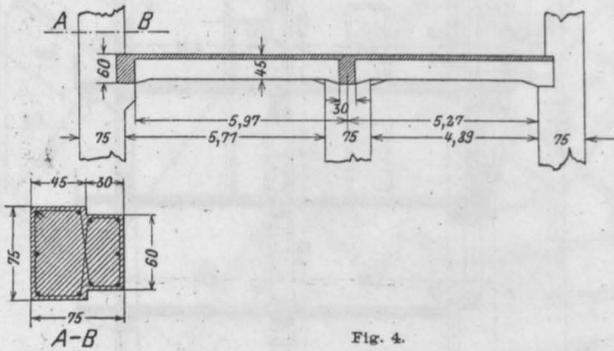


Fig. 4.

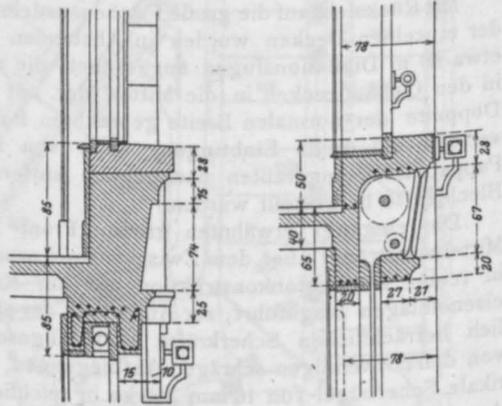


Fig. 5.

Fig. 6.

schaftlich günstigere heraus. Diese Fronträger mußten aus architektonischen sowie aus konstruktiven Gründen eine ziemlich verwickelte Form erhalten, was natürlich die Schalungsarbeiten bedeutend erschwerte. (Fig. 5.)

In ähnlicher Weise wurde die Formgebung der Firmentafelträger (Fig. 6) sowie der als Konsol- bzw. Kragplatten aufgebildeten offenen

Fußbodenbelag und Putz, waren die folgenden: Für die Decken über dem Keller- und Erdgeschoß 600, über dem Zwischenstock 320, über dem IV. Stockwerk 200 und über den Korridoren 400, über der (befahreren) Ankergasse 1500 kg pro m². Die Fundamente sowie sämtliche durchlaufenden Deckenplatten, Balken und Abfangungsträger sind nach den Gesetzen des kontinuierlichen Trägers

unter Berücksichtigung der jeweilig ungünstigsten Lastverteilung berechnet, die seitlichen Verbreiterungen der Fundamente als Kragträger armiert, die Säulen nur auf zentrischen Druck dimensioniert. Im allgemeinen wurde nach den preußischen „Bestimmungen“ vom 24. Mai 1907 vorgegangen. Die zulässigen maximalen Beanspruchungen waren: für das Eisen 1000 kg, für den Beton auf Druck in auf Biegung beanspruchten Bauteilen 40, in den Stützen 30 kg pro cm^2 . Die vom Beton aufzunehmende Schub- bzw. Hattspannung überschreitet nirgends den Wert von 4,5 kg pro cm^2 . Welch bedeutende Abmessungen bei diesem Bauwerk in Frage kamen, erhellt schon daraus, daß die Belastung der Kellersäulen im Mittel 300, im Maximum 350 t betrug und die in den Mauerabfangungsträgern des Zwischenstocks auftretenden Maximalmomente Werte von 12 000 000 bis 15 000 000 kgcm erreichten. (Fig. 7.)

Über Bauausführung und den Gang der Arbeit geben nachstehende Daten Aufschluß: Zur Betonbereitung wurde Donausand und -schotter in natürlichem Mischungsverhältnis, sowie erstklassiger Beocsiner Portlandzement verwendet. Mit Rücksicht auf die große erforderliche Menge — es wurden im ganzen etwa 5000 m^3 Eisenbeton verarbeitet — erfolgte die Mischung maschinell und zwar wurde ein amerikanischer „Smith-mixer“ benützt. Die Maschine war in der Ankergasse ungefähr in der Mitte des Bauplatzes aufgestellt, der fertige Beton wurde auf Loren zu einem Eimeraufzug (System Wertheim) geschoben und dort in die einzelnen Stockwerke befördert; der horizontale Transport zur Verwendungsstelle erfolgte wegen der großen Entfernungen mittels Handkippwagen. Mischmaschine und Aufzug wurden von je einem 6 PS-Benzinmotor getrieben. Der Ze-

mentzusatz für 1 Kubikmeter fertigen Beton betrug im allgemeinen 300, in den Säulen und großen Wandträgern 360 kg. Der Beton wurde größtenteils in erdfeuchtem Zustand, mit einem Wasserzusatz von 100—120 l für 1 Kubikmeter verarbeitet, nur bei den stark armierten Säulen und

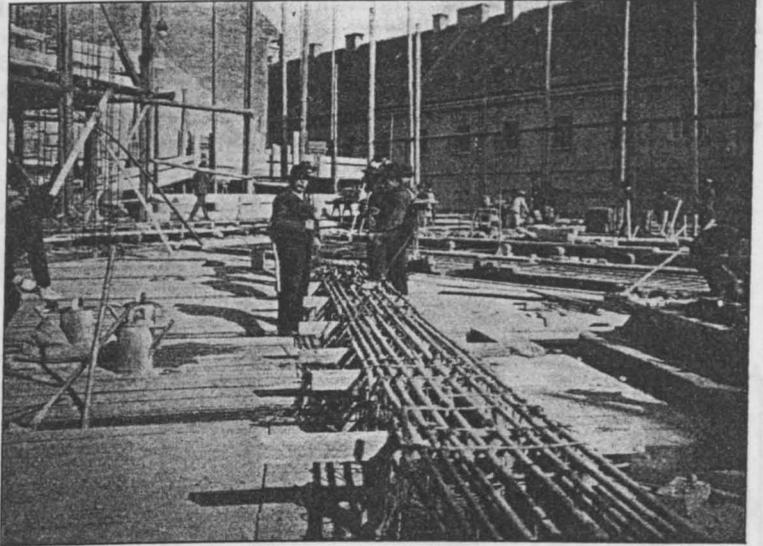


Fig. 7.

Montage eines Mauerträgers.



Fig. 8.

Die ausgeschaltete Decke im Erdgeschoß.

großen Unterzügen, wo infolge der sehr dichten Eiseneinlagen ein lückenloses Stampfen nicht erreicht werden konnte, kam plastischer Beton mit reichlicherem Zementzusatz zur Anwendung. Die Eisenarmierung bestand ausschließlich aus Rund-eisen, deren Stärke in den Decken 9—10 mm betrug, in den Balken und Säulen von 16—26 mm schwankte; es konnten somit sämtliche Eisenbiegungen auf kaltem Wege hergestellt werden. Insgesamt wurden etwa 40 Waggons Rundeisen verarbeitet.

Der Bau wurde in 7 Monaten vom 1. Oktober 1908 bis 1. Mai 1909 ausgeführt und ist somit als Winterbau zu bezeichnen. Die Bauausführung,

schiedener Höhe der umgrenzenden Straßen die ganze Kellerdecke im Gefälle hergestellt werden) mit Schwierigkeiten verbunden, so daß von den 7 Monaten der Bauzeit für die eigentliche Bauarbeit höchstens 3 Monate, also etwa 70 Arbeitstage anzurechnen sind; es wurden daher durchschnittlich etwa 70 cbm Beton pro Tag verarbeitet.

Der ganze Bau, dessen Entwurf von dem Budapester Architekten Ignaz Alpár herrührt, wurde von den Bauunternehmern Brüder Grünwald in Budapest ausgeführt. Die örtliche Bauleitung lag in den Händen des Herrn Dipl.-Ing. Robert Heller.

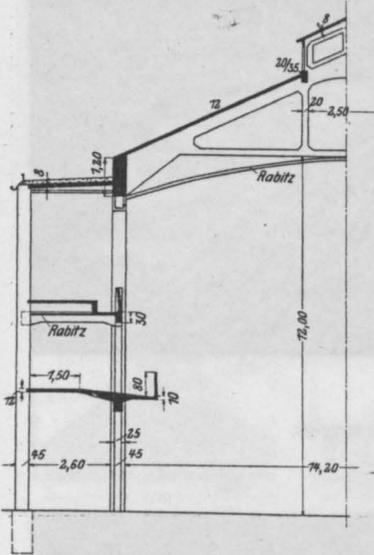


Fig. 9. Querschnitt.

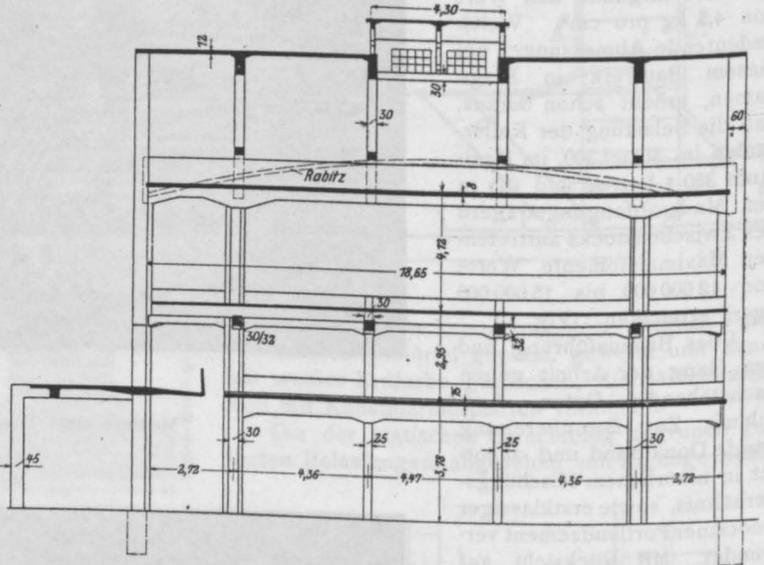


Fig. 10. Längsschnitt.

die an eine äußerst knapp bemessene Baufrist und an die Notwendigkeit, gleichzeitig mit den Maurerarbeiten in die Höhe zu kommen, gebunden war, gestaltete sich recht mühevoll und schwierig; vor allem wirkte der außergewöhnlich lange und strenge Winter hemmend auf den Fortgang der Arbeiten, trotzdem wegen der Kürze der Zeit solange als zugänglich unter Beobachtung der nötigen Vorsichtsmaßregeln betoniert wurde. Ein weiteres Hindernis bildeten die sehr beschränkten Raumverhältnisse; Lagerplätze für die Baumaterialien waren nur in ganz geringem Ausmaße vorhanden, was sich besonders während eines im Frühjahr 1909 eingetretenen Lastkutscherstreiks unangenehm fühlbar machte; schließlich waren auch die Schalungsarbeiten — die übrigens aus Platzmangel z. T. auf einem entfernten Werkplatz vorgerichtet werden mußten — wegen der verwickelten Ausführung (es mußte z. B. infolge ver-

II. Theater aus Eisenbeton in Nagybánya, Ungarn.

Im Jahre 1909 wurde in der Stadt Nagybánya in Ungarn im Auftrage der dortigen Stadtvertretung und nach den Plänen der Budapester Architekten Bálint und Jámber ein Hotel errichtet. Die tragenden Konstruktionen sind zum größten Teil in Eisenbeton hergestellt, doch bieten nur die im nachstehenden beschriebenen Ausführungen im Theaterbau und die Dachausbildung des Speisesaales größeres Interesse.

a) Das Theater.

Bis auf die Umfassungswände sind sämtliche tragenden Teile in Eisenbeton ausgeführt. Die allgemeine Anordnung und die hauptsächlichsten Abmessungen zeigen die Fig. 9—11, zu deren Erläuterung noch das Folgende bemerkt sei. Die vier bis zum Dach durchgeführten Ecksäulen

sind durch Unterzüge von 13,15 m Spannweite verbunden und tragen im Verein mit diesen die Dachbinder für den Zuschauerraum, deren lichte Weite 14,20 m beträgt. Die Platten sind

sind mit einem flachen Holzzementdach überdeckt, das von einer einfachen Eisenbetonplatte getragen wird. Zur Stützung des zweiten Ranges sind vier weitere schlanke Säulen hochgeführt, die Längs-

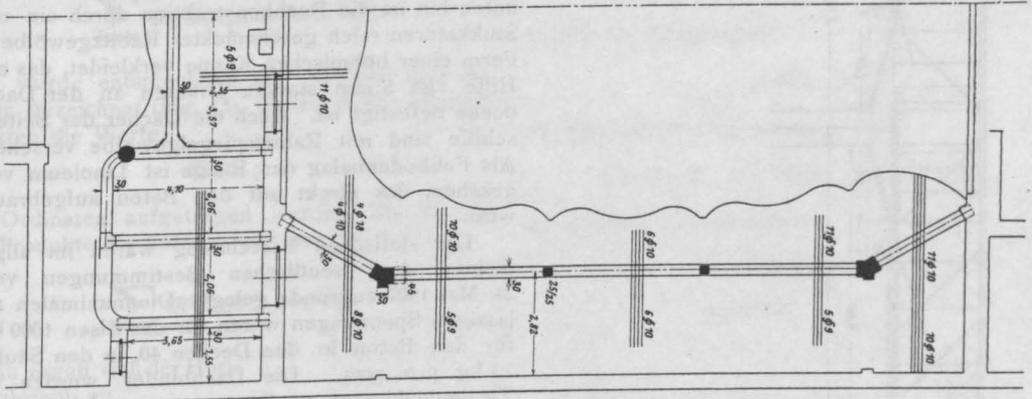


Fig. 11. Grundriß.

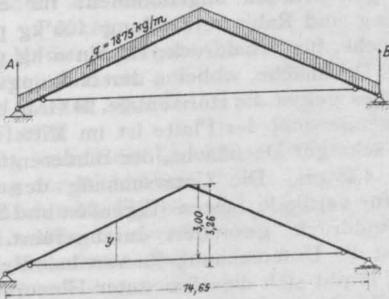


Fig. 12.

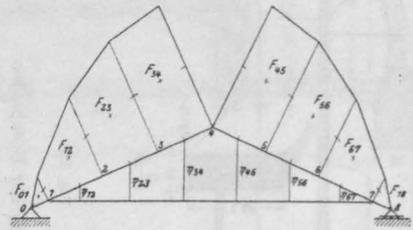


Fig. 13.

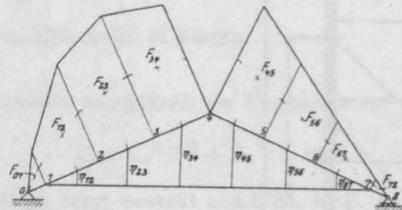


Fig. 14.

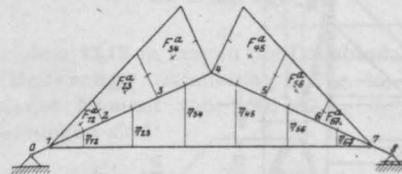


Fig. 15.

Fig. 12. Systemskizze.

Fig. 13. Momentenfläche für Eigengewicht und Schnee; Zustand $X_a = 0$.

Fig. 14. Momentenfläche für Wind; Zustand $X_a = 0$.

Fig. 15. Momentenfläche für Zustand $X_a = -1$.

direkt von Binder zu Binder gespannt, der zu Lüftungszwecken dienende Dachaufsatz in der Mitte ist im Zusammenhang mit der Binderkonstruktion in Eisenbeton hergestellt und mit Klappenfenstern versehen. Die seitlichen Ränge

balken dienen hier gleichzeitig zum Abschluß der hinteren Estrade gegen die vordern Sitzplätze und sind über den Säulen stufenförmig ausgebildet, um den Zugang zur Sitzreihe zu ermöglichen. Der erste Rang enthält eine aus architektonischen

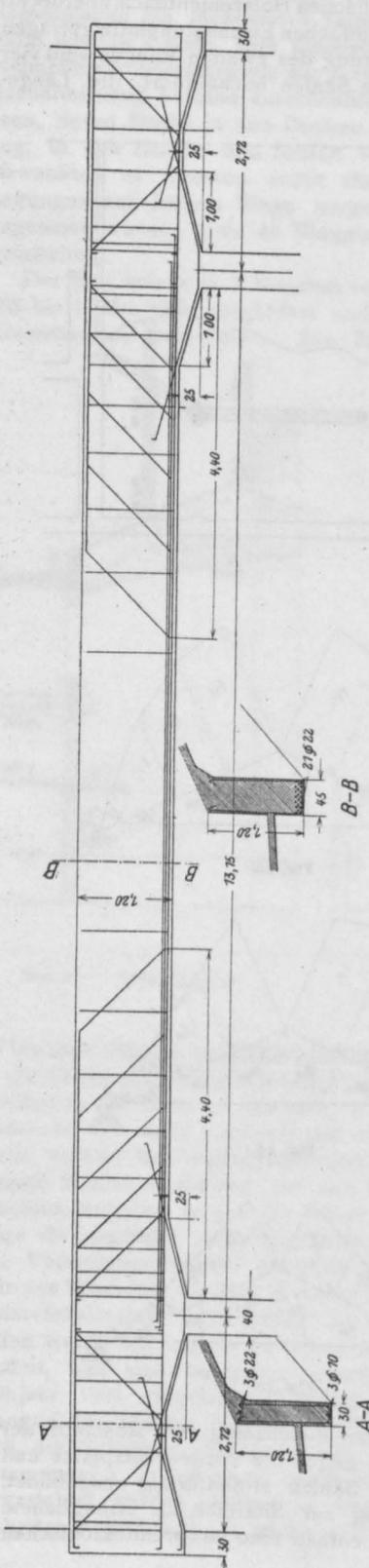


Fig. 16.

Unterzug der Dachbinder.

Rücksichten im Grundriß stark geschwungene Kragplatte von 2,50 m maximaler Ausladung.

Das Dach über dem Zuschauerraum ist mit einer doppelten Lage Asphaltpappe eingedeckt, die direkt auf dem Beton verlegt wurde. Nach unten hin ist die Dachkonstruktion durch ein mit Stukkaturen reich geschmücktes Rabitzgewölbe in Form einer böhmischen Kappe verkleidet, das mit Hilfe von 5 mm starken Drähten an der Dachdecke befestigt ist. Auch die Dächer der Seitenschiffe sind mit Rabitzspiegelgewölbe versehen. Als Fußbodenbelag der Ränge ist Linoleum vorgesehen, das direkt auf den Beton aufgebracht wird.

Der statischen Berechnung waren im allgemeinen die preußischen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 zugrunde gelegt. Die maximalen zulässigen Spannungen waren für das Eisen 1000 kg, für den Beton in den Decken 40, in den Säulen 30 kg pro qcm. Die Dachbinder wurden als Zweigelenkbogen mit Zugstange ausgebildet (siehe Systemskizze, Fig. 12). Der Gang der z. T. zeichnerisch durchgeführten Untersuchung sei im folgenden wiedergegeben (vergl. Fig. 12–15). Als Belastungen wurden angenommen: für Schnee, Dachbelag und Rabitzverkleidung 100 kg pro qm Grundfläche, für Winddruck: $150 \sin \alpha$ kg pro qm schräger Dachfläche, wobei α , der Neigungswinkel des Daches gegen die Horizontale, 24 Grad beträgt. Das Eigengewicht der Platte ist im Mittel 210 kg pro qm schräger Dachfläche, die Binderentfernung beträgt 4,45 m. Die Untersuchung der Binder wurde für vertikale Lasten (Eigenlast und Schnee) und Winddruck gesondert durchgeführt. Was zunächst die Untersuchung für vertikale Belastung betrifft, ergibt sich dieselbe unter Hinzurechnung des Bindereigengewichtes aus obigen Annahmen zu 2050 kg für 1 laufendes Meter Horizontalprojektion. Die durch diese Belastung in den Punkten 1–4 des Binders entstehenden Momente wurden nun auf Grund der Gleichung

$$M = M_0 - M_a X_a$$

wobei

$$X_a = \frac{\int M_0 M_a ds}{\int M_a^2 ds}$$

ermittelt, wobei die Veränderlichkeit der Querschnittsfläche und des Trägheitsmomentes unberücksichtigt blieben.

Zunächst wurden zur Ermittlung des Horizontalschubes infolge Eigengewicht und Schnee die für die einzelnen Punkte errechneten Werte

$$M_0 = \frac{q \cdot x \cdot x_1}{2}$$

als Ordinaten aufgetragen und die Inhalte der dadurch entstehenden Dreiecke und Trapeze mit

den ihren Schwerpunkten entsprechenden Ordinaten multipliziert (s. Fig. 13). Durch Summierung dieser Produkte für den ganzen Binder ergab sich der Wert

$$\sum M_0 M_a \Delta s = 1010 \text{ t}^2 \text{ m}^3.$$

Nun wurde entsprechend der M_0 -Figur eine M_a -Figur gezeichnet (Fig. 15), wobei in den Knotenpunkten die Werte

$$M_a = y$$

als Ordinaten aufgetragen wurden, die Summe der Produkte $F \eta$ lieferte jetzt den Wert

$$\sum M_a^2 \Delta s = 44 \text{ t}^2 \text{ m}^3$$

mithin ergab sich der Horizontalschub zu

$$X_A^{E+S} = \frac{1010}{44} = 23.$$

Nun konnten die in den einzelnen Punkten auftretenden Momente gerechnet und tabellarisch aufgetragen werden (s. Tabelle I, S. 197).

Analog wurde die Untersuchung für Winddruck durchgeführt (s. M_0 , Fig. 14), der Wind wurde dabei von der Seite des festen Auflagers wirkend angenommen), und es ergab sich

$$\sum M_0 M_a \Delta s = 19,70 \text{ t}^2 \text{ m}^3,$$

mithin

$$X_A^W = \frac{19,70}{44} = 0,45.$$

Die durch den Winddruck entstehenden Momente sind in der Tabelle II (S. 197) zusammengestellt.

Der Träger wurde nun unter Zugrundelegung des jeweilig gefährlichsten Belastungszustandes und Berücksichtigung der in den einzelnen Punkten auftretenden Normalkräfte N und der Exzentrizität

$$e = \frac{M}{N}$$

auf exzentrischen Druck dimensioniert, außerdem mit den zur Aufnahme der negativen Momente und Querkräfte erforderlichen obern Eiseneinlagen und Aufbiegungen versehen. Von der genauen Ermittlung der — wie eine Näherungsrechnung

ergab — unbedeutenden Temperaturspannungen konnte abgesehen werden. Das absolut größte positive Moment im Querschnitt 2 beträgt 12,83 tm, die Normalkraft

$$N = 26,6 \text{ t},$$

mithin die Exzentrizität

$$e = 48,5 \text{ cm},$$

die Querschnittsabmessungen sind:

$$h = 45 \text{ cm}, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad f_e = 30 \text{ qcm},$$

die größten Spannungen:

$$\sigma_b = 28,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 970 \text{ „}$$

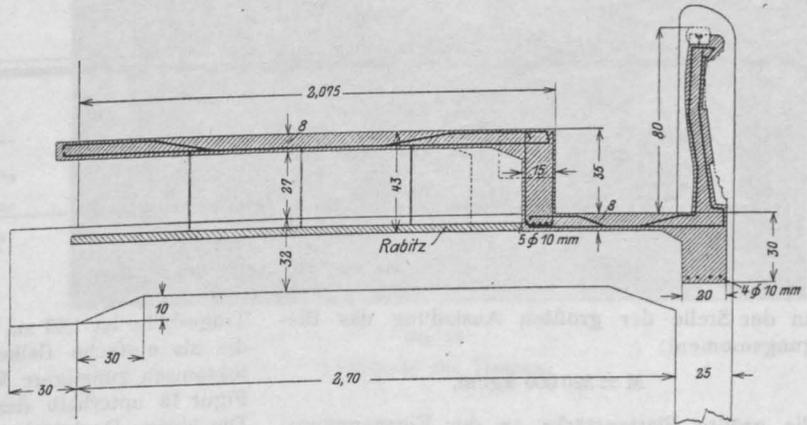


Fig. 17. Ausbildung des II. Ranges.

Die größte Längskraft im Zugbande ist

$$Z = X_A^{E+S} + X_A^W = 23,45 \text{ t}$$

die Armierung besteht aus 8 St. R. E. von 22 mm Durchmesser, wobei

$$\sigma_e = 800 \text{ kg}.$$

In dem 13,15 m langen die Dachbinder tragenden Unterzuge (Armierung s. Fig. 16) tritt ein maximales Moment von 9 500 000 kgcm auf, die Abmessungen sind:

$$h = 120 \text{ cm}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad f_e = 80 \text{ qcm} = 21 \text{ St. R. E.}$$

von 22 mm Durchmesser, die größten Beanspruchungen:

$$\sigma_b = 38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 1020 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Belastung der 4 Hauptsäulen beträgt je

$$P = 77\ 000\ \text{kg};$$

gewählt wurde ein Querschnitt von 40 bis 45 cm mit 4 Stück R. E. von 22 mm Durchmesser.

Bei den Kragplatten des I. Ranges, die mit 600 kg Totallast für 1 qm berechnet wurden, beträgt

b) Das Dach über dem Speisesaal.

Anordnung und Abmessungen sind aus Fig. 19 und 20 ersichtlich. Die Hauptträger, zwischen denen die 8 (in den Endfeldern 11) cm starken Platten gespannt sind, haben 11,20 m Spannweite, ihre gegenseitige Entfernung beträgt 4 m. Die

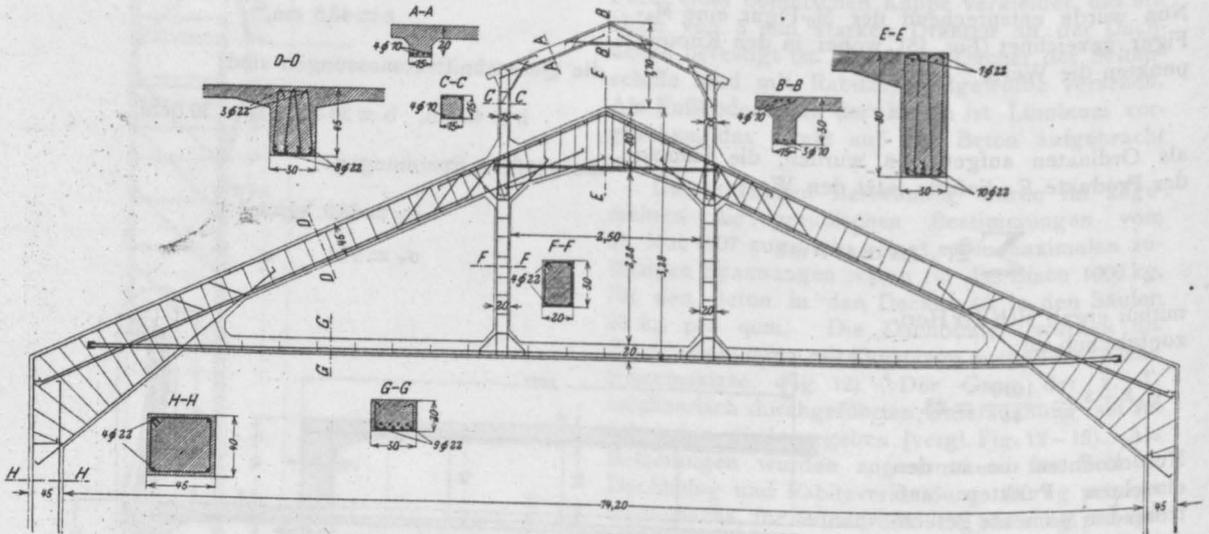


Fig. 18. Armierung des Binders.

an der Stelle der größten Ausladung das Biegemoment:

$$M = 320\ 000\ \text{kgcm},$$

die größte Plattenstärke an der Einspannungsstelle ist:

$$h = 25\ \text{cm},$$

Trägerhöhe ist 1,20 m, doch wurden die Träger, die als einfache Balken wirken, um eine architektonisch günstigere Wirkung zu erzielen, nach Figur 18 unterhalb der neutralen Achse gelocht. Die übrige Dachfläche, mit Ausnahme der Balken, wurde mit einem Rabitzgewölbe verkleidet. Oberhalb der Träger sind eiserne, mit seitlichen

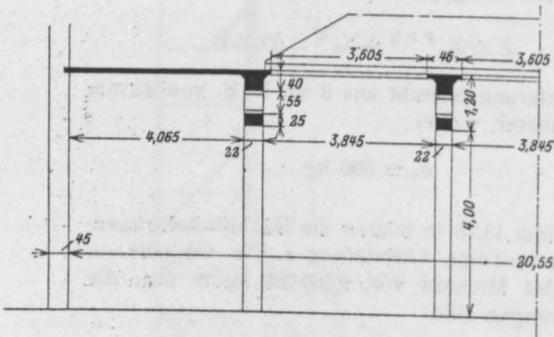


Fig. 19. Längsschnitt.

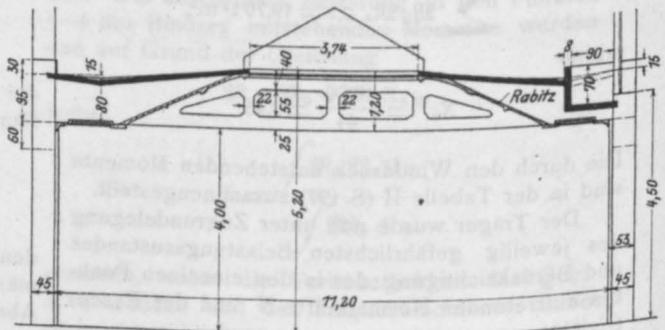


Fig. 20. Querschnitt.

der Eisenquerschnitt

$$f_e = 13,5\ \text{qcm}.$$

Die detaillierte Ausbildung und Armierung dieser Platten des II. Ranges sowie die des Dachbinders ist aus Fig. 17 u. 18 ersichtlich.

Lüftungskappen versehene Oberlichter angeordnet. Die Eindeckung mit doppelter Asphaltplatte erfolgte genau wie beim Theater.

Bezüglich der statischen Berechnung sei bemerkt, daß auch hier dieselben Belastungsannahmen wie vorher gemacht wurden, doch

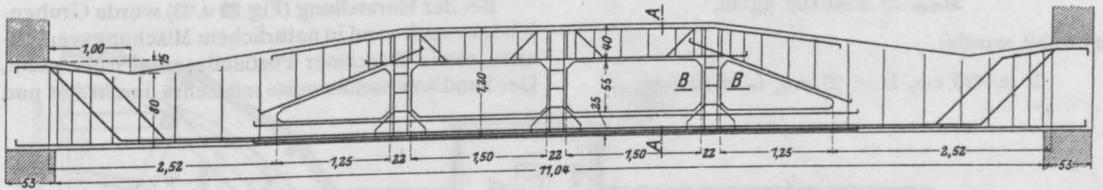


Fig. 21.

Binder des Speisesaales.

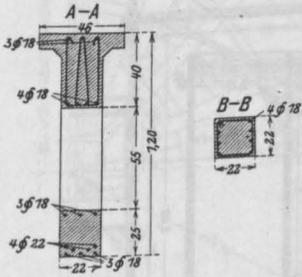


Tabelle I.

Momente infolge Eigen-
gewichtes und Schnees.

| Punkt | M_0 | $M_a = y$ | $M = M_0 - M_a \times a$ |
|-------|---------|-----------|--------------------------|
| 1 | 10,7 tm | 0 | + 10,7 tm |
| 2 | 35,4 " | 1,0 | + 12,4 " |
| 3 | 50,0 " | 2,0 | + 4,- " |
| 4 | 55,1 " | 3,0 | - 13,9 " |

Tabelle II.

Momente infolge Winddruckes.

| Punkt | M_0 | $M_a = y$ | $M = M_0 - M_a \times a$ |
|-------|----------|-----------|--------------------------|
| 1 | 0,290 tm | 0 | + 0,290 tm |
| 2 | 0,880 " | 1,0 | + 0,430 " |
| 3 | 1,104 " | 2,0 | + 0,204 " |
| 4 | 0,990 " | 3,0 | - 0,360 " |
| 5 | 0,695 " | 2,0 | - 0,205 " |
| 6 | 0,398 " | 1,0 | - 0,052 " |
| 7 | 0,101 " | 0 | + 0,101 " |

blieb der Winddruck wegen der flachen Neigung des Daches ohne Berücksichtigung. Die Platten wurden als durchlaufende Träger gerechnet, in den Endfeldern betrug das größte Moment 58 800 kgcm, die Höhe 11 cm, die Eisen- einlage 5,5 qcm für 1 lfdm. Das Maximalmoment in den am stärksten belasteten äußeren Balken ist

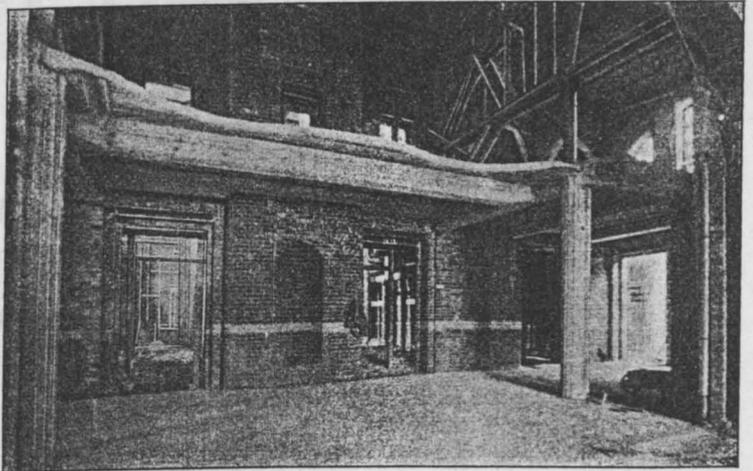


Fig. 22.

Foyerdecke des Theaters.

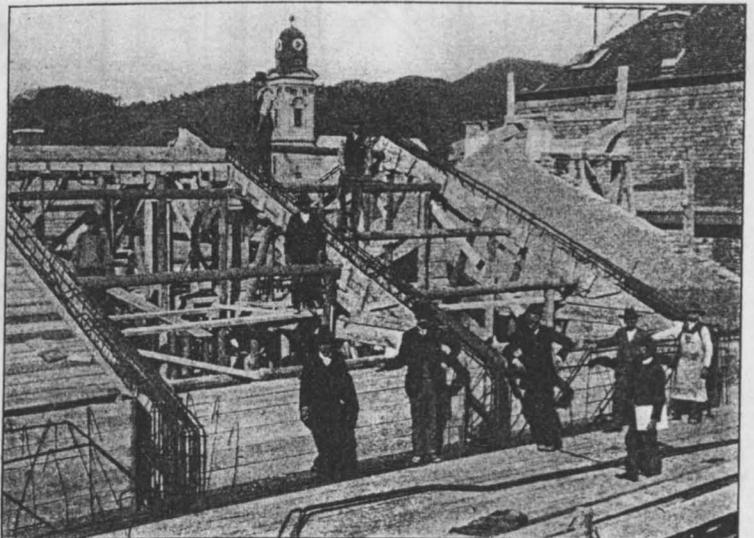


Fig. 23.

Montage des Theaterdaches.

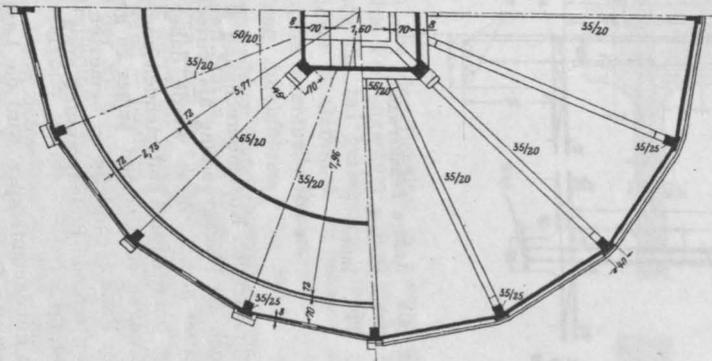


Fig. 25.

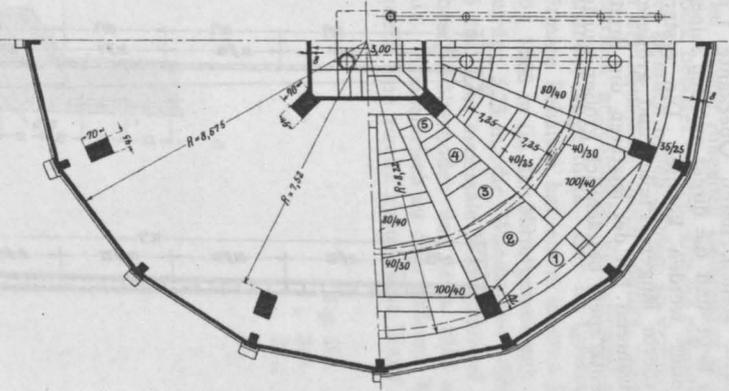


Fig. 26.

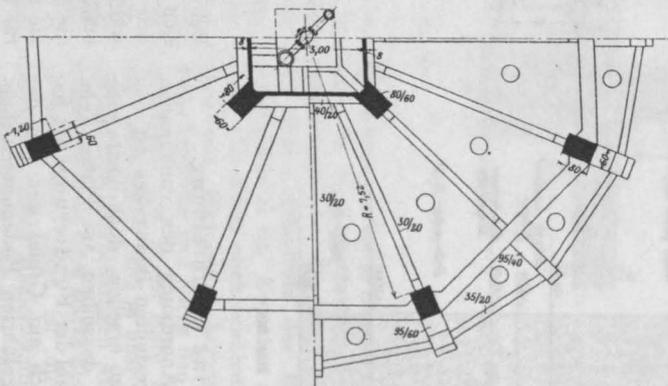


Fig. 27.

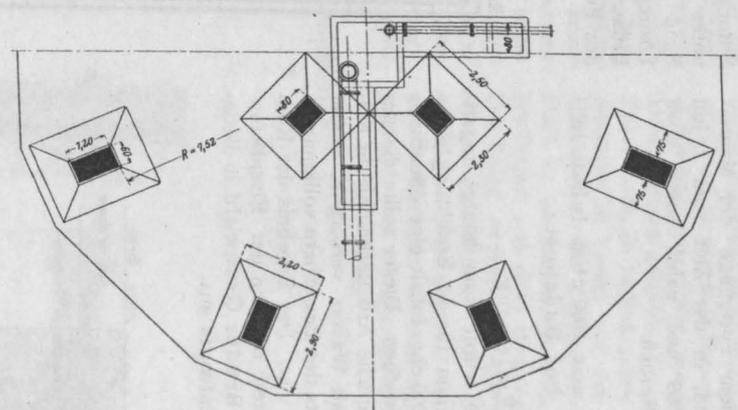


Fig. 28.

Fig. 25. Schnitt A—B
 „ 26. „ C—D } von oben und unten gesehen.
 „ 27. „ E—F
 „ 28. „ G—H

Fig. 25—28. Horizontalschnitte.

Die Ausführung der gesamten Eisenbetonarbeiten erfolgte, dem Fortgange der Maurerarbeiten entsprechend, in der Zeit vom 1. Juli bis 1. November 1909 und nahm somit etwa 85 Arbeitstage in Anspruch.

III. Wasserturm mit 1000 cbm Inhalt in Kispeszt bei Budapest.

A. Einleitung.

Im Frühjahr 1909 wurde vom königl. ungarischen Finanzministerium für die Errichtung eines Wasserturmes mit 1000 cbm Inhalt eine öffentliche Konkurrenz ausgeschrieben. Dieser sollte die neu zu begründende staatliche Arbeiterkolonie in Kispeszt bei Budapest mit Wasser versorgen, wobei bezüglich der Projekte den Bewerbern vollkommen freie Hand gelassen war. Das Ergebnis der Konkurrenz fiel zugunsten des von der Eisenbetonabteilung der Firma Brüder Grünwald in Budapest eingereichten Entwurfs aus.

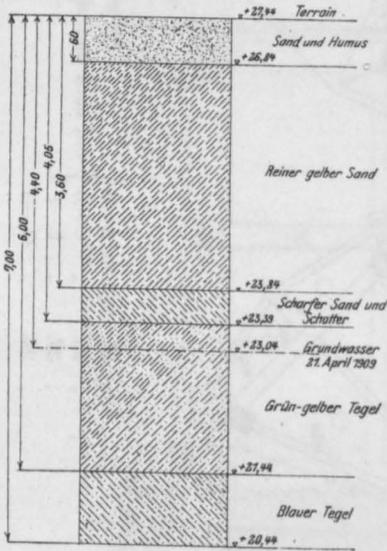


Fig. 29.

B. Allgemeine Beschreibung.

Die allgemeine Anordnung des vollkommen aus Eisenbeton hergestellten Bauwerkes ist aus den Figuren 24–28 zu ersehen, doch dürfte eine kurze Beschreibung desselben am Platze sein. Was zunächst die Wahl der Fundierungsart betrifft, so ergaben sich auf Grund der von der Stadt Budapest ausgeführten Bodenuntersuchungen, deren Resultat aus Fig. 29 ersichtlich ist, zwei Möglichkeiten: man konnte entweder die einzelnen Pfeiler des Turmes bis auf den in 6 m Tiefe unter Terrain beginnenden blauen Ton herabführen oder

aber das ganze Bauwerk auf eine durchgehende Betongrundplatte stellen, deren Oberkante 1 m unter Terrain liegt und die direkt auf den feinen Sand gegründet werden konnte. Die erstere Lösung erforderte längere Pfeiler und größeren Erdaushub, während bei der letzteren die Breite des Fundamentkörpers beträchtlich größer wurde.

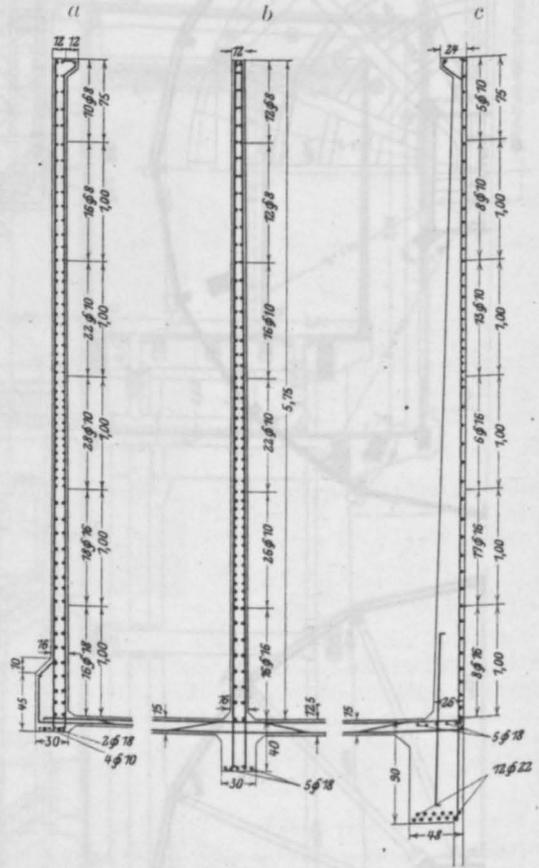


Fig. 30a. Äußere Behälterwand.
 " 30b. Mittlere
 " 30c. Innere

Fig. 30.

Bei der vergleichenden Kostenberechnung stellte sich aber doch die Flachgründung als wirtschaftlich vorteilhafter heraus, diese wurde daher gewählt und um bei eventuell eintretenden ungleichmäßigen Setzungen vollkommen sicher zu gehen, die Breite der Fundamentplatte so bemessen, daß die größte, auftretende Bodenpressung etwa 1 kg für 1 qcm beträgt.

Auf den Fundamentkörper wird die Last des Behälters und des Daches durch zwölf kräftige Eisenbetonpfeiler übertragen, von denen acht in einem äußeren und vier in einem inneren Kreise

liegen, und die so angeordnet sind, daß sie von den darauf ruhenden Unterzügen ungefähr gleich stark belastet werden. Um ein eventuelles Knicken der ziemlich hohen Säulen zu verhindern, sind sie in der Mittelhöhe durch kräftige, radial und peripherisch angeordnete Versteifungsbalken gegeneinander abgestützt. Der im Querschnitte kreisförmige Behälter hat einen inneren Durchmesser von 15,88 m (in der Mitte gemessen), seine Höhe beträgt 5,75 m, die Wandstärke oben 12, unten 16 cm. Der maximale Wasserspiegel liegt 5,50 m über Behälterboden und etwa 19,60 m über Terrain. Konzentrisch zu dem äußeren Mantel ist im Innern eine zweite zylindrische Wand angeordnet,

einem äußeren Mantel umgeben. Dieser ist als im Grundriß 16eckige Monierwand mit nur innerer Armierung ausgeführt, die Ecken werden durch kleine Säulen gebildet, die auf starken, von der Zwischendecke ausgekragten Konsolen ruhen und ihrerseits im Verein mit den vier hochgeführten Mittelsäulen die Dachkonstruktion tragen. Das Dach ist ein flaches Pyramidenzeldach mit radialen Rippen und einer Neigung von ungefähr 1:15. Der Belag besteht aus einem 2 cm starken, im Mischungsverhältnis 1:1 hergestellten Zementestrich, auf dem zunächst eine Schotter- und dann eine Sandschicht von zusammen 8 cm Stärke aufgebracht sind. Rings um die Traufe läuft eine

Fig. 31a. Äußere Behälterwand.
" 31b. Mittlere " "
" 31c. Innere "

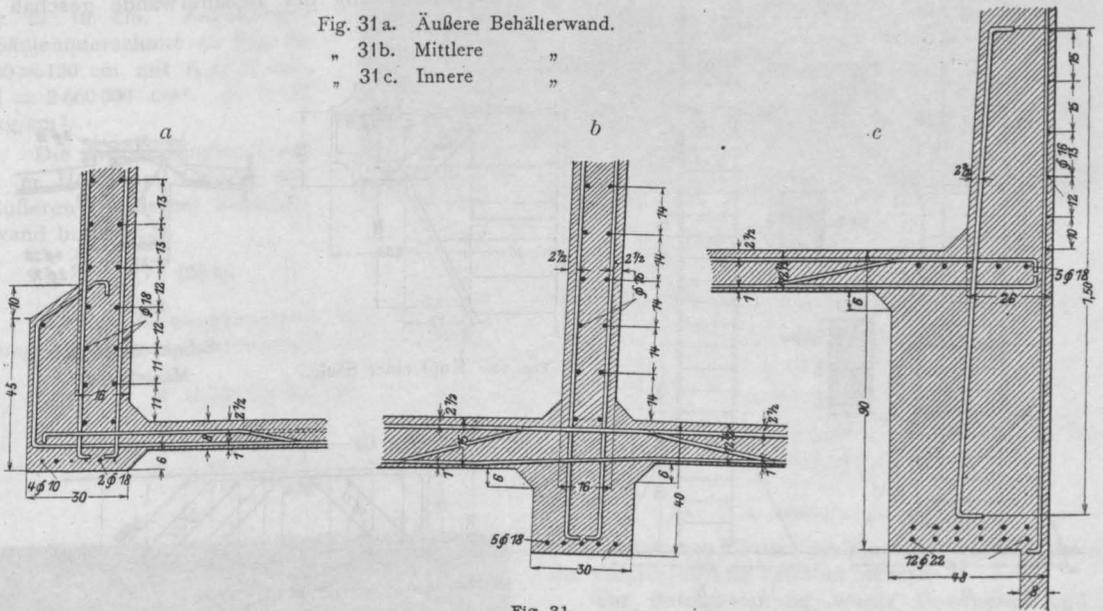


Fig. 31.

durch die der Behälter in zwei Teile von je 500 cbm Fassungsraum geteilt wird. Dadurch ist es möglich, bei geringerem Bedarf jede Hälfte gesondert in Gebrauch zu nehmen, auch lassen sich dann eventuelle Reparaturen ohne Betriebsstockung durchführen. Die Behälterwände sind mit zweireihiger Rundeiseneinlage armiert, deren Zahl und Stärke, dem Wasserdruck entsprechend, von oben nach unten zunimmt. Fig. 30 gibt einen Schnitt durch die äußere, mittlere und innere Behälterwand — letztere bildet den Abschluß gegen die in der Mitte hochgeführte Treppe — und läßt die Armierung derselben erkennen. Der Boden des Reservoirs ist als Plattenbalkendecke ausgebildet. Unter demselben befindet sich noch eine Zwischendecke, wodurch für eventuelle Lageräume zur Aufstellung von Öfen usw. reichlich Raum geschaffen wird. Außerdem ist der Behälter zum Zwecke besserer Wärmeisolierung noch von

80 cm hohe profilierte Attikawand, dahinter befindet sich die in Zementestrich 1:1 hergestellte Abwässerungsrinne, die durch eine kurze Zuleitung mit dem Überlaufrohr des Behälters in Verbindung gebracht ist. Zwischen den 4 innern Säulen führt, wie schon oben erwähnt, eine 70 cm breite, ganz aus Eisenbeton hergestellte Treppe zu Zwischendecke und durch den Behälter durch bis aufs Dach, das in der Mitte zur bessern Belichtung noch einen ca. 2 m über die Dachfläche emporragenden laternenartigen Aufsatz erhält, dessen Seitenwände als 8 cm starke Eisenbetonwände ausgebildet sind. Unten ist die Treppe ebenfalls von 8 cm starken Monierwänden umgeben. Zum Abstieg in den Behälter dienen eiserne Steigleitern, das Treppengeländer sowie die Fensterahmen sind aus Fassoneisen, die Eingangstür ist aus Eichenholz hergestellt. Am Fuße des Turmes ist ein ca. 1,80 m hohes Plateau angeschüttet, den

Aufgang zu demselben vermittelt eine ebenfalls aus Eisenbeton hergestellte Freitreppe. Zur Aufnahme des Druck- und Überlaufrohres dient ein in der Schüttung angelegter begehbare Kanal aus Stampfbeton (s. Fig. 28).

Besonderes Augenmerk wurde in Anbetracht des großen Druckes auf die wasserdichte Herstellung des Behälters gerichtet. Zu diesem Behufe wurden die mit dem Wasser in Berührung kommenden Boden- und Wandflächen mit einem 2 cm starken, in der Mischung 1:1 hergestellten Zementmörtelverputz überzogen und dann mit reinem Zementmörtel sorgfältig verrieben; hier-

Die Nutzlast der Zwischendecke beträgt 200 kg/qm, die von Schnee und Wind herrührende Dachlast wurde mit 100 kg pro Quadratmeter, der Winddruck auf 1 qm vertikaler Fläche mit 150 kg in Rechnung gesetzt.

Die Berechnung des Fundamentes wurde sowohl für den Fall des gefüllten als auch des leeren Behälters, unter gleichzeitiger Einwirkung des Winddruckes, durchgeführt und die im ersten Fall entstehenden Spannungen, als die gefährlicheren, der Dimensionierung zugrunde gelegt.

Die Säulen wurden mit Berücksichtigung der Windlasten auf exzentrischen Druck untersucht.

Die Berechnung der Behälterwände geschah

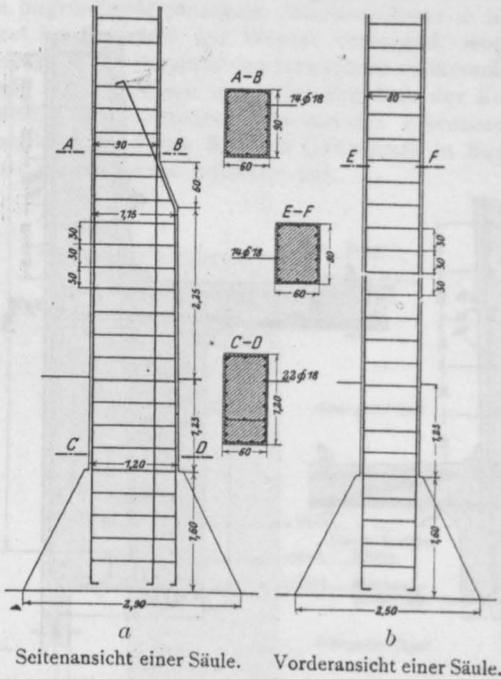


Fig. 32.

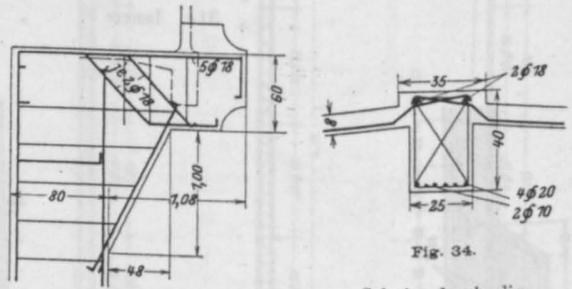


Fig. 33. Kopf einer Säule.

Schnitt durch die Mantelsäule.

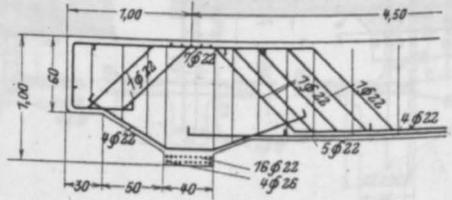


Fig. 35. Unterzug des Behälterbodens.

auf wurden noch Keßlersche Fluat (Magnesium- und Zinkfluat) aufgetragen. Die außen sichtbaren Flächen des ganzen Turmes wurden mit Portlandzementmörtel verputzt, alsdann geweißt und mit dunkelgrauer Fassadenfarbe gestrichen.

Der Behälter enthält ca. 350 cbm Grundbeton und ca. 450 cbm Eisenbeton. Das Gewicht des leeren Behälters samt Grundplatte beträgt ca. 1800 Tonnen. Bemerkenswertere konstruktive Einzelheiten zeigen die Fig. 31—35.

C. Gang der statischen Untersuchung.

In betreff der statischen Berechnung sei kurz folgendes bemerkt: Als zulässige Beanspruchungen pro Quadratcentimeter wurden angenommen: 1000 kg für das Eisen, 35 kg für den Beton auf Druck, 2 kg für die Bodenpressung.

in der üblichen Weise durch Ermittlung der in den einzelnen horizontalen Schichten auftretenden Ringspannungen, doch wurde auch den in den vertikalen Streifen entstehenden Biegemomenten durch Anordnung vertikaler, in die Bodenplatte kräftig eingespannter Längseisen Rechnung getragen, und zwar entfielen auf einen Streifen von 1 m Breite 7 Rundeisen von 10 mm Durchmesser. Die Treppenhausewand wurde in ihrem untern Teile auf Winddruck, im obern Teile, wo sie den innern Abschluß des Behälters bildet, nach der Formel $\frac{q l^2}{10}$ gerechnet, wo q den in den einzelnen Schichten herrschenden spezifischen Wasserdruck bedeutet.

Die äußere Ummantelung des Behälters wurde auf Winddruck, die darin angeordneten kleinen

Säulen auf exzentrischen Druck infolge Windkraft und Dachbelastung untersucht.

Die Deckenfelder des Behälterbodens und der Zwischendecke wurden als kontinuierliche Träger, die Balken unter Annahme von $M = 0,8 M^0$ berechnet.

Im folgenden seien die Hauptresultate der Untersuchung in Zahlen angegeben:

Größte Druckkraft und Exzentrizität am Fuße der äußeren Säule: $N = 177 \text{ t}$, $e = 10 \text{ cm}$. Zugehöriger Säulenquerschnitt (s. Fig. 32) $60 \times 120 \text{ cm}$ mit $f_e = 57 \text{ cm}^2$, $J = 2\,660\,000 \text{ cm}^4$, $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$.

Die größte Ringkraft auf 1 m Höhe am Grunde der äußeren (mittleren) Behälterwand beträgt:

$$Z = 39,7 \text{ t (28 t)}.$$

Größtes Biegemoment und Dimensionierung der inneren Behälterwand (auf 1 m Höhe):

$$\begin{aligned} M &= 325\,000 \text{ kg.cm,} \\ h &= 26 \text{ cm,} \\ f_e &= 16 \text{ qcm.} \end{aligned}$$

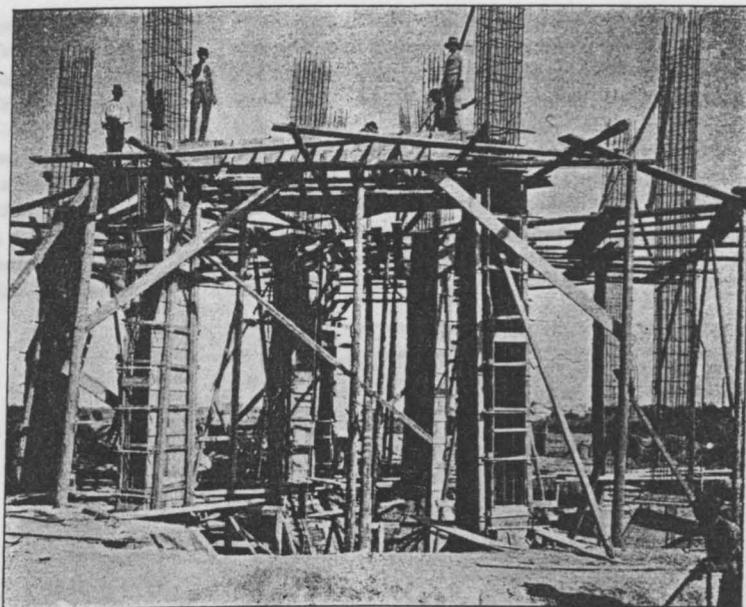


Fig. 36.

Größter Unterzug des Behälterbodens (Fig. 35)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 6\,900\,000 \text{ kg.cm,} \\ h &= 100 \text{ cm,} \\ b &= 40 \text{ cm,} \\ f_e &= 82 \text{ qcm,} \\ f'_e &= 10 \text{ qcm.} \end{aligned}$$

D. Die Bauausführung.

Nachstehend sollen noch einige Angaben über die Bauausführung erwähnt werden:

Zur Betonbereitung wurde Donausand und Schotter in natürlichem Mischungsverhältnis, sowie erstklassiger Beocsiner Portlandzement verwendet. Der Zementzusatz betrug beim Stampfbeton im Fundamente 200, beim Eisenbeton, der im allgemeinen in erdfeuchtem Zustande (bei 110—130 l Wasserzusatz) verwendet wurde, 300 kg pro cbm, nur in den dünnen und reichlich mit Eisen armierten Konstruktionsteilen (Behälterwände und Behälterboden) wurde der Beton gegossen und der Zementzusatz auf 400 kg in 1 m³ fertigem Beton erhöht. Da täglich nur ein geringes Betonquantum verarbeitet werden konnte, erwies sich die maschinelle Mischung als unrentabel und wurde mit Hand gemischt. Das zum Betonieren verwendete Wasser war Brunnenwasser, zu dessen Gewinnung auf der Baustelle besondere Brunnen gegraben werden mußten. Die Förderung des Betons geschah mittels Aufzuges, der von einer Handwinde bedient wurde. Die Eisenarmierung bestand durchweg aus Rundeisen von 5—24 mm

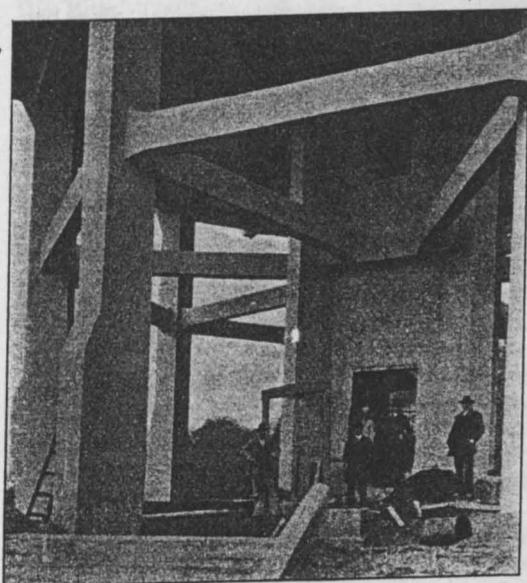


Fig. 37.

Durchmesser, so daß das Biegen des Eisens überall auf kaltem Wege möglich war. Die Säulen eisen wurden in Abständen von 25–30 cm mit Querbügeln von 8 cm Stärke versehen. Die Ringarmierungen der Behälterwände wurden aus 10–12 m langen Stücken zusammengesetzt, die sich an der Stoßstelle auf 1 m Länge gegenseitig übergriffen. Ein besonderer Gerüstbau war nicht nötig, da die Führungen der Säulenkasten und Unterspreizungen der Versteifungsbalken leicht

Brassó der königl. ungarischen Staatsbahnen) an Stelle einer alten hölzernen Brücke errichtete Bauwerk weist in seiner konstruktiven Durchbildung und Ausführung einige interessantere Einzelheiten auf.

Die Brücke wurde im Auftrage der königl. ungarischen Staatsbahndirektion durch die Beton- und Eisenbetonabteilung der Firma Brüder Grünwald in Budapest ausgeführt.

Die allgemeine Anordnung und die hauptsächlichsten Abmessungen zeigen die Fig. 39 bis 40. Wie daraus zu ersehen, wurden außer dem Brückenkörper und den Zwischenpfeilern auch die hohen Widerlager- und Flügelmauern in Eisenbeton hergestellt; ihre Ausführung erfolgte in der Weise, daß in Abständen von 1,25 bis 2,43 m kräftige als Winkelstützen ausgebildete Tragrippen angeordnet wurden, zwischen die eine Monierwand von geringer Stärke als kontinuierliche Platte gespannt ist. Je zwei gegenüberliegende Rippen der Flügelmauern sind an ihrem oberen Ende durch Zugbänder verbunden; sie konnten infolgedessen als unten eingespannt und oben gestützt betrachtet und daher wesentlich schwächer dimensioniert werden, als es bei bloßer Einspannung möglich gewesen wäre. Bei den Rippen des Widerlagers wirkt die steife Fahrbahntafel als Ersatz der Zugbänder. Als Hauptträger der Brücke, deren Achse mit der Bahnrichtung



Fig. 38.

auch zur Stützung der Arbeitsbühnen herangezogen werden konnten.

Der Bau wurde am 1. Juli 1909 begonnen und am 15. Oktober vollendet, er erforderte im ganzen etwa 70 Arbeitstage. Von den beiliegenden Figuren, die die einzelnen Phasen des Bauvorganges veranschaulichen, zeigt Fig. 36 die Montage, Fig. 37 einen Blick auf die Versteifungsbalken, während Fig. 38 die ausgeschaltete Mantelfläche darstellt.

IV. Straßenüberführung aus Eisenbeton in Piski (Ungarn).

Das zur Überführung einer Landstraße in unmittelbarer Nähe der Station Piski (Linie Arad-

einen Winkel von etwa 75° einschließt, dienen 5 kontinuierliche Balkenträger mit zwei Öffnungen von je 12 m Spannweite, die in der Mitte auf 3 Eisenbetonstützen von 30×45 cm Querschnitt und einem sie verbindenden Kopfträger gelagert sind. Die Träger sind von einander 1,25 m entfernt und durch kontinuierliche Platten verbunden, von den äußeren ist eine Fußwegplatte von 1,15 m Breite ausgekragt, die überdies in je 3 m Entfernung durch kleine Konsolen gestützt ist. Zur Isolierung gegen eindringende Feuchtigkeit wurde die — in einem Quer- und Längsgefälle von $1/10$ hergestellte = Fahrbahntafel nach den besonderen Vorschriften der königl. ungarischen Staatsbahnen mit drei je 3 mm starken, durch ein weitausgehendes Jutegewebe getrennten Schichten Asphaltbitumen

überzogen und die oberste Schicht mit scharfkörnigem Sand eingewalzt. Darauf wurde zunächst ein 4 cm starker Zementestrich (Mischung 1:4) angebracht, in den die eigentliche Pflasterung, die aus 13 bis 15 cm starken, mit Zementmörtel ausgegossenen Trachytkopfsteinen bestand, verlegt wurde. Die Fußwege wurden ebenfalls

3. eine über die ganze Brücke gleichmäßig verteilte Belastung von 400 kg pro qm (Menschenge dränge). Bei der Durchrechnung erwies sich überall die Belastung durch die Dampfwalze als die gefährlichste.

Für die Widerlager und Flügelmauern kamen als äußere Kräfte außer dem Auflagerdruck der

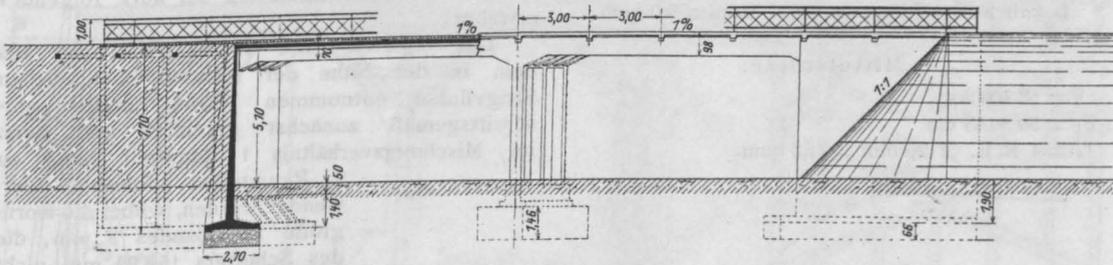


Fig. 39. Ansicht und Längsschnitt.

mit Zementestrich überzogen, mit einem schmiedeeisernen Geländer versehen und an der inneren Kante zum Schutze gegen etwaige Beschädigungen durch ein Winkelblech 100×50×6 mm armiert. Sowohl Brückenhäupter als Mittelstützen erhielten ein 1 m tiefes Fundament aus Stampfbeton.

Für die statische Berechnung waren die „allgemeinen“ und „besonderen“ Bestimmungen für Eisenbetonkonstruktion der königl. ungarischen Staatsbahnen maßgebend, wonach die zulässigen Spannungen für Eisen 1000, für Beton 35, für den Baugrund 2,5 kg pro Quadratcentimeter betragen. Die Mittelstützen wurden auf zentrischen Druck, die Hauptträger und die dazwischen liegenden Platten unter Zugrundelegung eines positiven Maximalmomentes von $0,8 M_0$ berechnet, wobei M_0 das maximale, bei beiderseits freier Auflagerung entstehende Moment bedeutet. Der Wert des größten negativen Momentes über der Mittelstütze war dem positiven Maximalmoment gleichzusetzen, auch für entsprechende Einspannung an den Endauflagern Sorge zu tragen.

Außer der aus dem Gewicht der Konstruktion und Fahrbahn bestehenden ständigen Belastung waren als bewegliche Lasten in der jeweilig gefährlichsten Stellung anzunehmen.

1. Eine vierrädrige Dampfstraßenwalze von 4,5 m Achsstand und 20 t Gesamtgewicht, wovon $\frac{1}{4}$ auf die Vorder- und $\frac{3}{4}$ auf die Hinterräder entfallen; die Spurweite der Vorderräder beträgt 2,0, die der Hinterräder 2,15 m, die Felgenbreite 40, bezw. 60 cm;

2. zwei neben oder hintereinander aufgestellte 8 m lange und 2,4 m breite Lastwagen von 1,5 m Spannweite und 3 m Achsentfernung und einem Raddrucke von 4 t;

Brücke der Erddruck mit einem spezifischen Gewicht von 1800 kg/qm und einem natürlichen Böschungswinkel von 35° in Frage, die Inanspruchnahme des Bodens wurde sowohl bei belasteter als auch bei entlasteter Brücke untersucht. Die Rippen des Widerlagers und der Flügelmauern sind, wie oben erwähnt, als unten

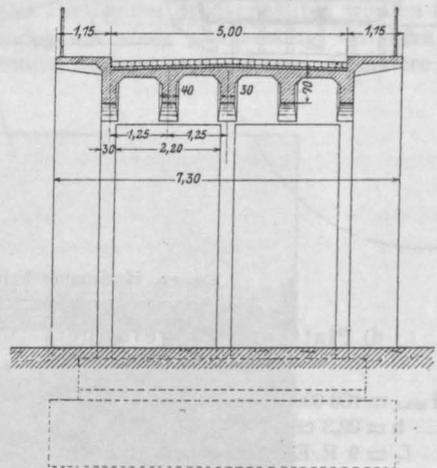


Fig. 40. Querschnitt.

eingespannt und oben gestützt betrachtet, die dazwischen gespannten Wände unter Zugrundelegung eines Maximalmomentes von $ql^2/10$, wobei q den spezifischen Erddruck bedeutet, dimensioniert.

Die hauptsächlichsten Zahlenresultate und gewählten Abmessungen sind im folgenden zusammengestellt.

a) Mittlerer Hauptträger:

$$M_{\max} = 38,8 \text{ tm} = M_{\min} \quad Q_{\max} = 18,1 \text{ t}$$

$$h = 70 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$f_e = 12 \text{ R.E. } \varnothing 27 \text{ mm} = 68,7 \text{ qcm}$$

$$f'_e = 8 \text{ R.E. } \varnothing 27 \text{ mm} = 45,8 \text{ "}$$

b) Fahrbahnplatte:

$$M_{\max} = 104\,000 \text{ kgcm}, h = 15,5 \text{ cm}$$

$$f_e = 8 \text{ R.E. } \varnothing 12 \text{ mm pro 1 lfdm} = 9,0 \text{ qcm.}$$

c) Mittelstütze:

$$P = 58\,700 \text{ kg}$$

$$F_b = 30 \times 45 \text{ cm}$$

$$f_e = 4 \text{ R.E. } \varnothing 26 \text{ mm} = 21,2 \text{ qcm.}$$

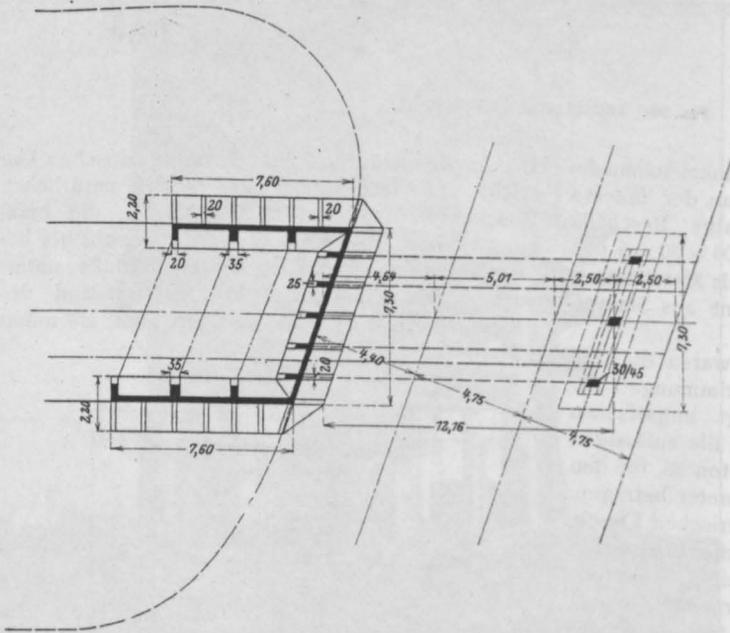


Fig. 41. Horizontalschnitt.

d) Platte der Flügelmauer
($l = 2,43 \text{ m}$):

$$M_{\max} = 180\,000 \text{ kgcm}$$

$$h = 22,3 \text{ cm}$$

$$f_e = 9 \text{ R.E. } \varnothing 12 \text{ mm} = 10,2 \text{ qcm.}$$

e) Rippe der Flügelmauer
($H = 6,30 \text{ m}$):

$$M_{\max} \text{ (in } 2,70 \text{ m Abstand von Rippenoberkante)} = +875\,000 \text{ kgcm}$$

$$\text{dazu } h = 71,2 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm}$$

$$f_e = 1 \text{ R.E. } 18 \text{ mm} + 6 \text{ R.E. } \varnothing 16 \text{ mm} = 14,7 \text{ qcm}$$

$$M_{\min} \text{ (an der Einspannungsstelle)} = -1\,940\,000 \text{ kgcm}$$

dazu $h = 97,2 \text{ cm}$

$$f_e = 1 \text{ R.E. } 18 \text{ mm} + 10 \text{ R.E. } 16 \text{ mm} = 22,7 \text{ qcm.}$$

Reaktion des Zugbandes:

$$X = 4,7 \text{ t}$$

gew.: 1 Fl.E. 50/10 mm.

Über die Bauausführung sei kurz folgendes erwähnt:

Das Schotter- und Sandmaterial, das aus dem in der Nähe der Baustelle befindlichen Strigyflusse entnommen wurde, mußte vorschriftsgemäß zunächst gereinigt und dann im Mischungsverhältnis 1 Raumteil Sand zu 2 Raumteilen Schotter verwendet werden, wobei die Korngröße des Sandes 3 mm, die des Schotters 15–30 mm nicht überschreiten durfte. Der beigemischte Zement war Beocsiner Portlandzement. Die Ermittlung des nötigen Zementzusatzes geschah durch Festigkeitsproben auf Grund der von der Bahnbehörde aufgestellten Bedingung, daß der, von den Fundamenten abgesehen, in plastischem Zustande zu verarbeitende Beton nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 200 kg/qcm, soweit er in den Eisenbetonkonstruktionen, und von 150 kg/qcm, soweit er in den Fundamenten zur Anwendung gelangt, aufweisen müsse. Zu diesem Zwecke wurden im Festigkeitslaboratorium der königl. ung. Staatsbahnen in Budapest aus dem zu verarbeitenden Rohmaterial unter Variierung des Zement- und Wasserzusatzes zahlreiche Probewürfel von 30 cm Seitenlänge angefertigt und geprüft.

Danach betrug der für die Eisenbetonkonstruktionen erforderliche Zementzusatz 490 kg pro cbm fertigen Eisenbeton, während für den Fundamentbeton das Mischungsverhältnis 1:3,8 eingehalten werden mußte.

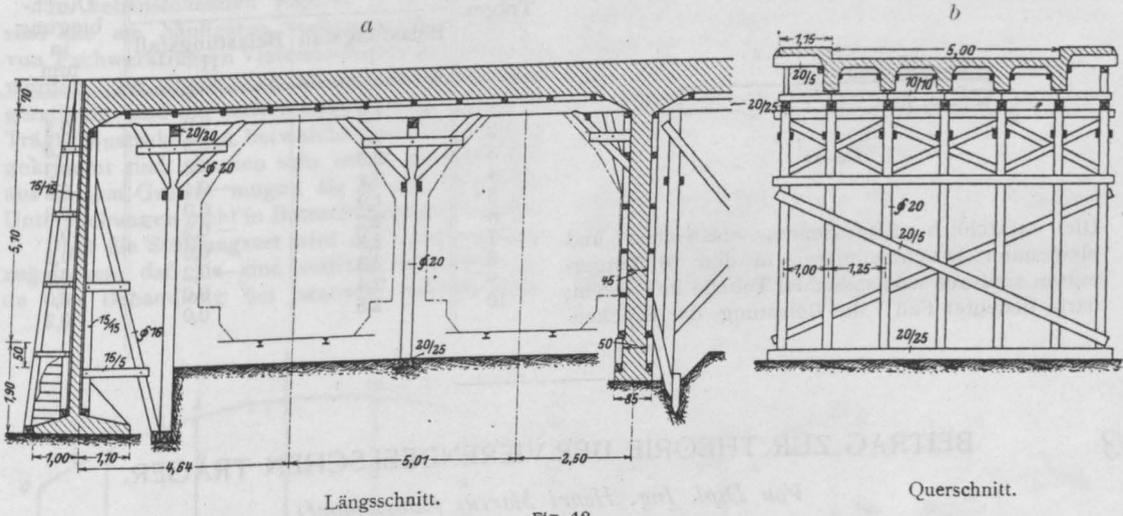
Auf die Herstellung eines den ungehinderten Durchgang der Eisenbahnzüge gestattenden und besonders stabilen Lehrgerüsts wurde großer Wert gelegt, da bei nicht ganz solider Konstruktion desselben die durch den Bahnbetrieb hervorgerufenen Erschütterungen des Untergrundes das sachgemäße Einstampfen des Betons und richtige Verlegen der Eiseneinlagen sehr erschwert und überdies zu gefährlichen Setzungen und Rissbildungen leicht Anlaß gegeben hätten.

Fig. 42 gibt eine Übersicht des Schalungsplanes für die Brücke und die Flügelmauern.

Für die Eiseneinlagen wurden durchweg Rund-eisen verwendet und zwar in den Platten von 12 mm, in den Balken von 18–27 mm Stärke. Für das Flußeisenmaterial war eine Zugfestigkeit von

erfolgte in der Zeit vom 15. April bis Ende Juni 1909 und erforderte somit etwa 50 Arbeitstage; Fig. 43 stellt das fertige Bauwerk im ausgeschalteten Zustande dar.

Vor Inbetriebnahme der Brücke mußte dieselbe einer behördlichen Probelastung unter-



3600 kg/qcm vorgeschrieben, die durch besondere Zerreißproben nachgewiesen werden mußte. Die aus Flacheisen bestehenden Zugbänder wurden in zwei Stücken hergestellt, die durch Verkeilung in der Mitte in die nötige Anfangsspannung ge-

zogen werden, die drei Monate nach erfolgter Ausschaltung in folgender Weise vorgenommen wurde: Die beiden Brückenhälften wurden hintereinander mit einer gleichmäßig verteilten Kies-schüttung belastet, wobei immer die andere Hälfte

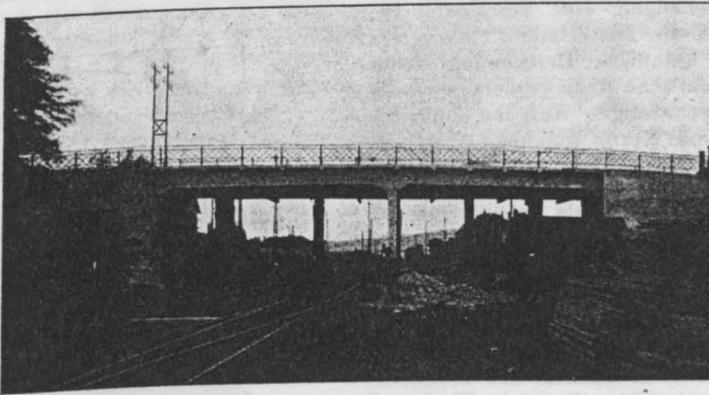


Fig. 43.

bracht und dann mit einer Betonhülle umgeben wurden.

Die Kubatur der gesamten Eisenbetonkonstruktionen betrug etwa 270 cbm, die der Fundamente etwa 100 cbm. Die Bauausführung (einschließlich Herstellung des Fahrbelages usw.)

unbelastet blieb, die Höhe der Schüttung wurde so bemessen, daß dasselbe Maximalmoment entstand, wie bei der gefährlichsten der Berechnung zugrunde gelegten beweglichen Belastung (Dampf-walze); die dazu erforderliche Belastung errechnete sich zu 800 kg pro m². Für die einzelnen Brücken-

träger ergab sich daher das in Fig. 44 dargestellte Belastungsschema und für die maximale Durchbiegung in der Mitte der belasteten Öffnung der Wert

$$f = \frac{1}{JE} \cdot \frac{p l^4}{96} \left(3 \frac{x}{l} - 7 \frac{x^3}{l^3} + 4 \frac{x^4}{l^4} \right) = 7 \text{ mm.}$$

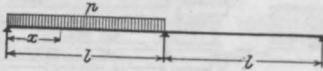


Fig. 44.

Die tatsächlich gemessenen, elastischen und bleibenden Durchbiegungen in den 10 Trägermitten sind aus nachstehender Tabelle zu ersehen; darin bedeutet Fall I die Belastung der Brücken-

hälfte, der der Träger angehört, Fall II die der Nachbarhälfte.

Zusammenstellung der Durchbiegungen.

| Träger | Elastische Durchbiegung in mm | | Bleibende Durchbiegung in mm |
|--------|-------------------------------|-------------------|------------------------------|
| | Belastungsfall I | Belastungsfall II | |
| 1 | 1,8 | -0,2 | 0,3 |
| 2 | 2,1 | -0,3 | 0,5 |
| 3 | 2,0 | -0,8 | 0,3 |
| 4 | 2,1 | -0,1 | 0,3 |
| 5 | 1,9 | 0,0 | 0,3 |
| 6 | 2,2 | -0,2 | 0,1 |
| 7 | 2,3 | 0,0 | 0,2 |
| 8 | 2,3 | -0,2 | 0,2 |
| 9 | 2,4 | 0,0 | 0,0 |
| 10 | 2,5 | 0,0 | 0,2 |

BEITRAG ZUR THEORIE DER VIERENDEELSCHEN TRÄGER.

Von Dipl. Ing. Henri Marcus (Düsseldorf).

Die Fachwerke ohne Diagonalen sind in der letzten Zeit, infolge ihrer häufigen und zweckmäßigen Verwendung bei Eisenbetonkonstruktionen, der Gegenstand eingehender Untersuchungen geworden. Außer den bekannten Arbeiten*) des Erfinders dieser Bauart, Herr Prof. Vierendeel, welche durch Dr. Gebauer**) der deutschen Fachwelt unterbreitet worden sind, verdienen zwei neuere Veröffentlichungen eine besondere Beachtung: zunächst die Dissertation***) von Dr. L. Mann über die „statische Berechnung steifer Vierecknetze“, in der eine Reihe bemerkenswerter Lösungen dieser schwierigen Aufgabe enthalten sind, und dann von Herrn Ingenieur Frandsen, ein Beitrag zur Theorie der Vierendeelträger†), welcher sich durch die Einfachheit der Ergebnisse auszeichnet.

Die vorliegende Arbeit unterscheidet sich von den zuletzt erwähnten durch die Art der Aufstellung der Elastizitätsgleichungen, welche eine ganz einheitliche Durchführung der Untersuchung bei allen Trägerformen und allen Belastungsfällen ermöglicht. Es ist das Bestreben des Verfassers gewesen, die mathematischen Entwicklungen mög-

lichst übersichtlich zu gestalten, und gleichzeitig durch graphische Methoden sowie durch einfache Näherungsverfahren, deren Brauchbarkeit in zahl-

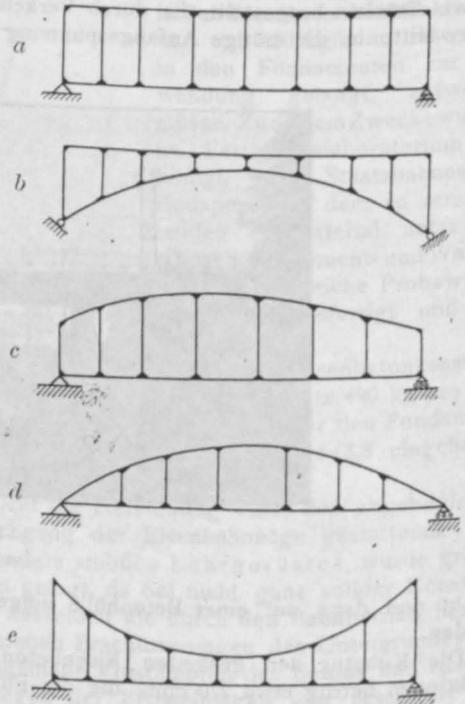


Fig. 1 a-e.

*) Théorie générale des poutres Vierendeel, par M. A. Vierendeel, Mémoires de la Société des Ingénieurs civils de France, August 1900.

**) Zeitschrift Beton und Eisen, 1907, Heft X, XI, XII.

***) Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1909.

†) Zeitschrift Beton und Eisen, 1909. Heft XIV, XV.

reichen Beispielen geprüft wird, die Lösung der Aufgabe zu erleichtern.

Die folgenden Untersuchungen setzen homogenes Material voraus, ihre Ergebnisse lassen sich aber, bei entsprechender Wahl der Elastizitätskoeffizienten, auf den Eisenbeton übertragen.

In nebenstehenden Figuren 1, a, b, c, d, e, sind die am häufigsten vorkommenden Formen von Fachwerkträgern Vierendeelscher Art skizziert worden. Im allgemeinen ist eine der Gurtungen geradlinig und die andere bogenförmig gestaltet. Trägerkonstruktionen, bei welchen beide Gurtungen gekrümmt sind, werden sehr selten gewählt, und aus diesem Grunde mögen sie in den folgenden Untersuchungen nicht in Betracht gezogen werden.

Über die Stützungsart wird die Voraussetzung zugelassen, daß sie eine statisch bestimmte ist, da die Behandlung bei statisch unbestimmter

F_m^u : den mittleren Querschnitt des m ten Untergurtstabes,

J_m^v : das mittlere Trägheitsmoment des m ten Ständers.

Es wird angenommen, daß zwischen 2 Knotenpunkten der Obergurt geradlinig verläuft, und der mittlere Neigungswinkel des m ten Obergurtstabes gegen die Wagerechte mit φ_m bezeichnet

Unter

$$s_m = \frac{\lambda_m}{\cos \varphi_m}$$

sei die wirkliche Länge des m ten Obergurtstabes verstanden. (Fig. 2 b.)

Die unmittelbar links und rechts des m ten Ständers wirkenden Biegemomente werden

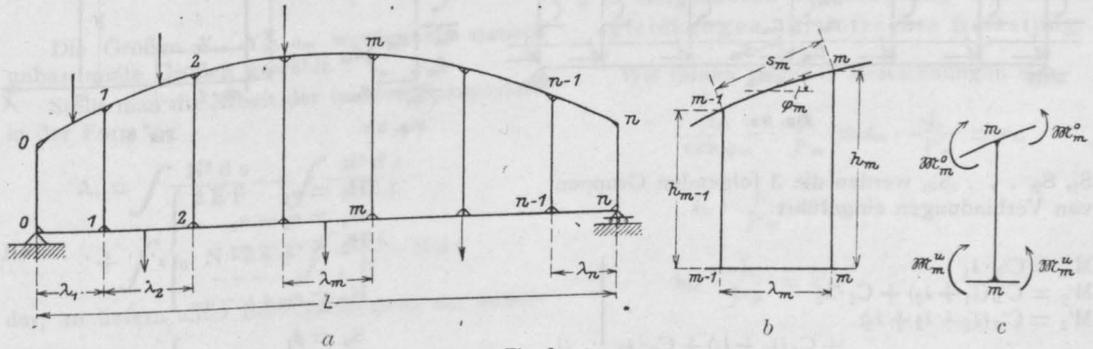


Fig. 2 a-c.

Stützung immer auf die Behandlung von Fachwerken mit statisch bestimmter Stützung zurückgeführt werden kann.

Die Trägerform c wird der Untersuchung zugrunde gelegt, für die übrigen Trägerformen behalten die Ergebnisse der Berechnung, bei sinngemäßer Anwendung, ihre Gültigkeit.

Die Knotenpunkte erhalten von links nach rechts die Ordnungsziffern 0, 1, 2, . . . m, . . . n-1, n. (Fig. 2 a, b, c.)

Wir führen folgende Bezeichnungen ein:

- L: die Spannweite des gesamten Fachwerkes,
- λ_m : die Feldweite des m ten Feldes,
- h_m : die Höhe des m ten Ständers,
- J_m^o : das mittlere Trägheitsmoment des m ten Obergurtstabes,
- J_m^u : das mittlere Trägheitsmoment des m ten Untergurtstabes,
- F_m^o : den mittleren Querschnitt des m ten Obergurtstabes,

mit M_m^o und M_m^u , bzw. M_m^o und M_m^u bezeichnet, je nachdem sie oben oder unten angreifen.

Unmittelbar vor dem Anschluß der Ständer am Untergurt legen wir einen wagerechten Schnitt durch und ersetzen die bei jedem Ständer auftretenden Spannkraften durch die 3 Kraftgrößen C_m , H_m und S_m . Denkt man sich den Untergurt entfernt, so bildet der übrig gebliebene obere Teil des Fachwerkes einen kontinuierlichen Rahmenträger mit elastischer Stützung, dessen ideale Auflagerkräfte durch den vertikalen Stützendruck C_m , den Horizontalschub H_m und das Einspannungsmoment S_m dargestellt werden. (Fig. 3 a, b.)

Sind n Felder vorhanden, so treten $3(n+1)$ Kraftgrößen C_m , H_m , S_m auf: da die inneren Spannkraften an den Schnittstellen auch den 3 Gleichgewichtsbedingungen genügen müssen, so ist das Fachwerk nur $3n$ -fach innerlich statisch unbestimmt.

Man denke sich 2 einfache Balken von der Spannweite L , welche nur die Lasten P^o des Obergurtes, bzw. nur die Lasten P^u des Untergurtes zu tragen hätten. Wir bezeichnen mit A^o , B^o , Q^o , M^o , bzw. mit A^u , B^u , Q^u , M^u , die

die Stützendrücke, die Querkräfte und die Biegemomente des ersten, bezw. des zweiten stellvertretenden Balkens. (Fig. 4a, b).

Die ideelle Normalkraft der Endständer wird durch die Gleichungen:

$$C_0 = A^0 + C'_0,$$

$$C_n = B^0 + C'_n$$

bezw.

definiert.

Zwischen den Kraftgrößen $C'_0, C_1, C_2, \dots, C_{n-1}, C'_n$, bezw. $H_0, H_1, H_2, \dots, H_n$, bezw. $S_0, S_1, S_2, \dots, S_n$, werden die 3 folgenden Gruppen von Verbindungen eingeführt:

$$\left. \begin{aligned} M'_1 &= C'_0 \cdot \lambda_1 \\ M'_2 &= C'_0 (\lambda_1 + \lambda_2) + C_1 \cdot \lambda_2 \\ M'_3 &= C'_0 (\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3) \\ &\quad + C_1 (\lambda_2 + \lambda_3) + C_2 \cdot \lambda_3 \\ &\quad \dots \dots \dots \\ M'_m &= C'_0 (\lambda_1 + \lambda_2 + \dots + \lambda_m) \\ &\quad + C_1 (\lambda_2 + \lambda_3 + \dots + \lambda_m) + \dots + C_{m-1} \cdot \lambda_m \end{aligned} \right\} \text{ (I)}$$

$$\left. \begin{aligned} H_0 &= \alpha_1 \\ H_1 &= \alpha_2 - \alpha_1 \\ H_2 &= \alpha_3 - \alpha_2 \\ &\dots \dots \dots \\ H_m &= \alpha_{m+1} - \alpha_m \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{ (II a)}$$

$$\left. \begin{aligned} S_0 &= \beta_1 \\ S_1 &= \beta_2 - \beta_1 \\ S_2 &= \beta_3 - \beta_2 \\ &\dots \dots \dots \\ S_m &= \beta_{m+1} - \beta_m \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{ (III a)}$$

Aus diesen 3 Gleichungssystemen erhält man auch:

$$\left. \begin{aligned} C'_0 &= \frac{M'_1}{\lambda_1} \\ C_1 &= -\frac{M'_1 (\lambda_1 + \lambda_2)}{\lambda_1 \cdot \lambda_2} + \frac{M'_2}{\lambda_2} \\ C_2 &= \frac{M'_1}{\lambda_2} - \frac{M'_2 (\lambda_2 + \lambda_3)}{\lambda_2 \cdot \lambda_3} + \frac{M'_3}{\lambda_3} \\ &\dots \dots \dots \\ C_m &= \frac{M'_{m-1}}{\lambda_m} - \frac{M'_m (\lambda_m + \lambda_{m+1})}{\lambda_m \cdot \lambda_{m+1}} + \frac{M'_{m+1}}{\lambda_{m+1}} \end{aligned} \right\} \text{ (I a)}$$

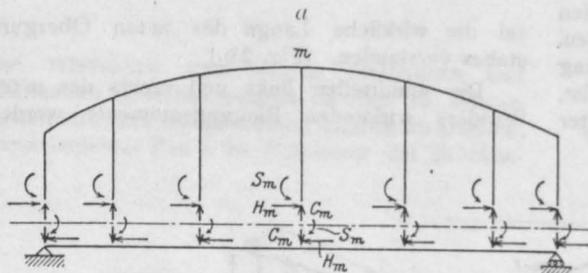


Fig. 3 a.

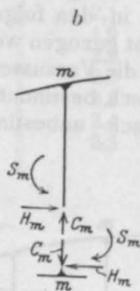


Fig. 3 b.

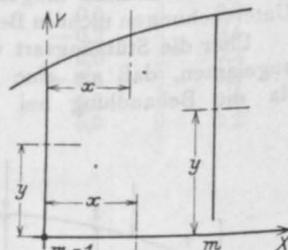


Fig. 5.

Die Gleichungen der Biegemomente M und der Achsialkräfte N lauten (Fig. 5):

a) für den mten Obergurtstab:

$$\left. \begin{aligned} M^o &= M^0 + M'_{m-1} + \frac{M'_m - M'_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x \\ &\quad - \alpha_m \left(h_{m-1} + \frac{h_m - h_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x \right) - \beta_m \\ N^o &= -\alpha_m \cdot \cos \varphi_m \\ &\quad - \sin \varphi_m \left(Q^0 + \frac{M'_m - M'_{m-1}}{\lambda_m} \right) \end{aligned} \right\} \text{ (1)}$$

b) für den mten Untergurtstab:

$$\left. \begin{aligned} M^u &= M^0 - M'_{m-1} - \frac{M'_m - M'_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x + \beta_m \\ N^u &= -\alpha_m \end{aligned} \right\} \text{ (2)}$$

c) für den mten Ständer:

$$\left. \begin{aligned} M^v &= (\beta_m - \beta_{m+1}) + y (\alpha_m - \alpha_{m+1}) \\ N^v &= -\frac{M'_{m-1}}{\lambda_m} + \frac{M'_m (\lambda_m + \lambda_{m+1})}{\lambda_m \cdot \lambda_{m+1}} - \frac{M'_{m+1}}{\lambda_{m+1}} \end{aligned} \right\} \text{ (3)}$$

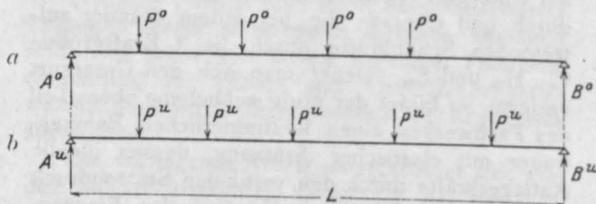


Fig. 4 a u. b.

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= H_0 \\ \alpha_2 &= H_0 + H_1 \\ \alpha_3 &= H_0 + H_1 + H_2 \\ &\dots \dots \dots \\ \alpha_m &= H_0 + H_1 + H_2 + H_3 + \dots + H_{m-1} \end{aligned} \right\} \text{ (II)}$$

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= S_0 \\ \beta_2 &= S_0 + S_1 \\ \beta_3 &= S_0 + S_1 + S_2 \\ &\dots \dots \dots \\ \beta_m &= S_0 + S_1 + S_2 + \dots + S_{m-1} \end{aligned} \right\} \dots \text{ (III)}$$

oder auch, wenn

$$M'_m - \beta_m - \alpha_m \cdot \frac{h_m}{2} = X_m$$

$$M'_m - \beta_{m+1} - \alpha_{m+1} \cdot \frac{h_m}{2} = Y_m$$

eingesetzt wird,

$$M^o = M^o_0 + Y_{m-1} + \frac{X_m - Y_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x - \frac{\alpha_m}{2} \left(h_{m+1} + \frac{h_m - h_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x \right) \quad (1a)$$

$$M^u = M^u_0 - Y_{m-1} - \frac{X_m - Y_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x - \frac{\alpha_m}{2} \left(h_{m-1} + \frac{h_m - h_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x \right) \quad (2a)$$

$$M^v = (Y_m - X_m) + (\alpha_m - \alpha_{m+1}) \left(y - \frac{h_m}{2} \right) \quad (3a)$$

Die Größen X_m, Y_m, α_m werden als statisch unbestimmte Größen gewählt.

Stellt man die Arbeit der inneren Spannkkräfte in der Form*):

$$A_i = \int \frac{N^2 ds}{2EF} + \int \frac{M^2 ds}{2EJ} + \int \epsilon t_0 \cdot N \cdot ds + \int \frac{\epsilon \Delta t}{h} \cdot M ds$$

dar, so liefern unter Berücksichtigung der äußer-

$$\int_0^{\lambda_m} M^o_0 \cdot \frac{J_c}{J^o_m} \cdot ds = \int_0^{\lambda_m} M^o_0 \cdot \frac{J_c}{J^o_m \cdot \cos \varphi_m} \cdot dx = \frac{J_c}{J^o_m \cdot \cos \varphi_m} \cdot \int M^o_0 dx = \frac{s'_m}{\lambda_m} \cdot \delta^o_m$$

$$\int_0^{\lambda_m} M^u_0 \cdot \frac{J_c}{J^u_m} \cdot ds = \frac{\lambda'_m}{\lambda_m} \int_0^{\lambda_m} M^u_0 \cdot dx = \frac{\lambda'_m}{\lambda_m} \cdot \delta^u_m$$

$$\int_0^{\lambda_m} M^o_0 \cdot \frac{J_c}{J^o_m} \cdot x ds = \frac{s'_m}{\lambda_m} \int_0^{\lambda_m} M^o_0 \cdot x dx = \frac{s'_m}{\lambda_m} \cdot L^o_m$$

$$\int_0^{\lambda_m} M^u_0 \cdot \frac{J_c}{J^u_m} \cdot x dx = \frac{\lambda'_m}{\lambda_m} \int_0^{\lambda_m} M^u_0 \cdot x dx = \frac{\lambda'_m}{\lambda_m} \cdot L^u_m$$

$$\int_0^{\lambda_m} M^o_0 \cdot \frac{J_c}{J^o_m} (\lambda_m - x) ds = \frac{s'_m}{\lambda_m} \int_0^{\lambda_m} M^o_0 (\lambda_m - x) dx = \frac{s'_m}{\lambda_m} \cdot R^o_m$$

$$\int_0^{\lambda_m} M^u_0 \cdot \frac{J_c}{J^u_m} (\lambda_m - x) dx = \frac{\lambda'_m}{\lambda_m} \int_0^{\lambda_m} M^u_0 (\lambda_m - x) dx = \frac{\lambda'_m}{\lambda_m} \cdot R^u_m$$

Unter I_c sei hierbei ein beliebiges Trägheitsmoment verstanden.

lich statisch bestimmten Lagerung des Trägers die Elastizitätsbedingungen:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial A_i}{\partial X_m} &= 0 \\ \frac{\partial A_i}{\partial Y_m} &= 0 \\ \frac{\partial A_i}{\partial \alpha_m} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (V)$$

die zur Ermittlung aller Werte X, Y und α und somit zur eindeutigen Bestimmung des Spannungszustandes des ganzen Fachwerks erforderlichen Gleichungen.

Bei den folgenden Entwicklungen wird nur lotrechte Belastung zunächst vorausgesetzt, der Einfluß der Temperatur wird später untersucht.

§ 1. Allgemeine Entwicklung der Grundgleichungen für lotrechte Belastung.

Wir führen folgende Bezeichnungen ein:

$$\frac{\lambda_m}{\cos \varphi_m} \cdot \frac{J_c}{J^o_m} = s_m \cdot \frac{J_c}{J^o_m} = s'_m$$

$$\lambda_m \cdot \frac{J_c}{J^u_m} = \lambda'_m$$

$$h_m \cdot \frac{J_c}{J^v_m} = h'_m$$

*) Vgl. Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeitslehre.

Betrachtet man den zwischen den Ordinaten $m-1$ und m liegenden Teil der M_0 -Fläche des oberen stellvertretenden Balkens, so bedeuten F_m^0 den Inhalt dieses Teiles und L_m^0 bzw. R_m^0 das statische Moment dieses Teiles in bezug auf die Lotrechte durch $m-1$ bzw. auf die Lotrechte durch m . (Fig. 6.)

Das gleiche gilt für die Ausdrücke \bar{y}_m^u , L_m^u , R_m^u , welche sich auf den Teil der M_0^u -Fläche, der zwischen den Ordinaten $m-1$ und m enthalten ist, beziehen.

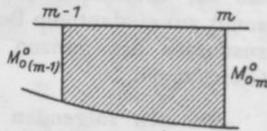


Fig. 6.

Bei der Entwicklung der Elastizitätsgleichungen wird, wie allgemein zulässig, der Einfluß der Normalkräfte auf die Formänderungsarbeit bei den Ständern ganz vernachlässigt, bei den Gurten dagegen werden nur die α -Glieder berücksichtigt.

Zur Elastizitätsgleichung:

$$E J_c \frac{\partial A_i}{\partial X_m} = \int M \frac{\partial M}{\partial X_m} \cdot \frac{J_c}{J} ds + \int N \frac{\partial N}{\partial X_m} \cdot \frac{J_c}{F} ds = 0$$

liefern nur die Gurtstäbe des m ten Feldes und der m te Ständer Beiträge, und zwar erhält man:

a) für den m ten Obergurtstab:

$$\frac{1}{\lambda_m^2} L_m^0 s'_m + \frac{s'_m}{6} (Y_{m-1} + 2 X_m) - \frac{s'_m}{6} \cdot \frac{\alpha_m}{2} (h_{m-1} + 2 h_m);$$

b) für den m ten Untergurtstab:

$$-\frac{1}{\lambda_m^2} L_m^u \lambda'_m + \frac{\lambda'_m}{6} (Y_{m-1} + 2 X_m) + \frac{\lambda'_m}{6} \cdot \frac{\alpha_m}{2} (h_{m-1} + 2 h_m);$$

a) m ter Obergurtstab:

$$-\frac{s'_m}{12} [Y_{m-1} (2 h_{m-1} + h_m) + X_m (2 h_m + h_{m-1})] - \frac{1}{\lambda_m^2} \cdot \frac{s'_m (h_{m-1} R_m^0 + h_m L_m^0)}{2} + \frac{\alpha_m}{12} [s'_m (h_{m-1}^2 - 1 + h_{m-1} h_m + h_m^2) + 12 \lambda_m \cos \varphi_m \frac{J_c}{F_m^0}];$$

b) für den m ten Untergurtstab:

$$+\frac{\lambda'_m}{12} [Y_{m-1} (2 h_{m-1} + h_m) + X_m (2 h_m + h_{m-1})] - \frac{1}{\lambda_m^2} \cdot \frac{\lambda'_m (h_{m-1} R_m^u + h_m L_m^u)}{2} + \frac{\alpha_m}{12} [\lambda'_m (h_{m-1}^2 - 1 + h_{m-1} h_m + h_m^2) + 12 \lambda_m \frac{J_c}{F_m^u}];$$

c) für den m ten Ständer:

$$(X_m - Y_m) h'_m.$$

Durch Zusammenfassen ergibt sich:

$$\left. \begin{aligned} &\frac{1}{\lambda_m^2} (L_m^0 s'_m - L_m^u \lambda'_m) + (X_m - Y_m) h'_m \\ &+ \frac{s'_m + \lambda'_m}{6} (Y_{m-1} + 2 X_m) \\ &- \frac{s'_m - \lambda'_m}{6} \cdot \frac{\alpha_m}{2} (h_{m-1} + 2 h_m) \end{aligned} \right\} = 0 \quad (Va)$$

In ähnlicher Weise liefert die Elastizitätsgleichung:

$$E J_c \frac{\partial A_i}{\partial Y_m} = \int M \frac{\partial M}{\partial Y_m} \cdot \frac{J_c}{J} ds + \int N \frac{\partial N}{\partial Y_m} \cdot \frac{J_c}{F} ds = 0$$

durch Ausdehnung der Integration auf die Gurtstäbe des $(m+1)$ ten Feldes und den m ten Ständer:

$$\left. \begin{aligned} &-\frac{1}{\lambda_{m+1}^2} (R_{m+1}^0 s'_{m+1} - R_{m+1}^u \lambda'_{m+1}) \\ &+ (X_m - Y_m) h'_m \\ &-\frac{s'_{m+1} + \lambda'_{m+1}}{6} (2 Y_m + X_{m+1}) \\ &+ \frac{s'_{m+1} - \lambda'_{m+1}}{6} \cdot \frac{\alpha_{m+1}}{2} (2 h_m + h_{m+1}) \end{aligned} \right\} = 0 \quad (Vb)$$

Schließlich ergeben sich für die 3te Gleichung:

$$E J_c \frac{\partial A_i}{\partial \alpha_m} = \int M \frac{\partial M}{\partial \alpha_m} \cdot \frac{J_c}{J} ds + \int N \frac{\partial N}{\partial \alpha_m} \cdot \frac{J_c}{F} ds = 0$$

folgende Beiträge:

c) für den (m - 1) ten Ständer:

$$-\frac{1}{12} (\alpha_m - \alpha_{m-1}) h_{m-1}^2 h'_{m-1};$$

d) für den m ten Ständer:

$$-\frac{1}{12} (\alpha_m - \alpha_{m+1}) h_m^2 h'_m$$

oder zusammengefaßt:

$$\left. \begin{aligned} & \frac{\lambda'_m - s'_m}{12} [Y_{m-1} (2 h_{m-1} + h_m) + X_m (2 h_m + h_{m-1})] \\ & - \frac{1}{12} [\alpha_{m-1} h_{m-1}^2 h'_{m-1} + \alpha_{m+1} h_m^2 h'_m] \\ & + \frac{\alpha_m}{12} [(s'_m + \lambda'_m) (h_{m-1}^2 + h_{m-1} h_m + h_m^2) + h_{m-1}^2 h'_{m-1} + h_m^2 h'_m + 12 J_c \left(\frac{s_m}{F_m^o} + \frac{\lambda_m}{F_m^u} \right)] \\ & - \frac{1}{2 \lambda_m^2} [h_{m-1} (s'_m R_m^o + \lambda'_m R_m^u) + h_m (s'_m L_m^o + \lambda'_m L_m^u)] \end{aligned} \right\} = 0 \text{ (Vc)}$$

Die weitere Durchführung der Untersuchung gestaltet sich sehr verschieden, je nachdem

oder
$$\frac{\text{Fall A: } s'_m = \lambda'_m}{J_m^o \cos \varphi = J_m^u}$$

oder
$$s'_m = \lambda'_m$$

oder
$$s'_m < \lambda'_m$$

Obige Gleichung besagt, daß in jedem Felde die vertikale Projektion des Trägheitsmomentes in beiden Gurtungen gleich ist, eine Bedingung, welche bei den meisten Trägerkonstruktionen erfüllt wird.

gesetzt werden darf.

Diese beiden Fälle mögen daher getrennt behandelt werden.

Die Gleichungen Va, Vb, Vc gehen über in:

$$3 (X_m - Y_m) h'_m = \begin{cases} K'_m - \lambda'_m (Y_{m-1} + 2 X_m) & \dots \dots \dots \text{ (VIa)} \\ - K''_{m+1} + \lambda'_{m+1} (2 Y_m + X_{m+1}) & \dots \dots \dots \text{ (VIb)} \end{cases}$$

$$\left. \begin{aligned} & - \alpha_{m-1} h_{m-1}^2 h'_{m-1} \\ & + \alpha_m [2 \lambda'_m (h_{m-1}^2 + h_{m-1} h_m + h_m^2) + h_{m-1}^2 h'_{m-1} + h_m^2 h'_m + 12 J_c \left(\frac{s_m}{F_m^o} + \frac{\lambda_m}{F_m^u} \right)] \\ & - \alpha_{m+1} h_m^2 h'_m \end{aligned} \right\} = N_m \text{ (VIc)}$$

wobei
$$N_m = 6 \frac{\lambda'_m}{\lambda_m^2} [h_{m-1} (R_m^o + R_m^u) + h_m (L_m^o + L_m^u)];$$

$$\left. \begin{aligned} K'_m &= -3 \frac{\lambda'_m}{\lambda_m^2} (L_m^o - L_m^u) \\ K''_{m+1} &= -3 \frac{\lambda'_{m+1}}{\lambda_{m+1}^2} (R_{m+1}^o - R_{m+1}^u) \end{aligned} \right\} K_m = K'_m + K''_{m+1}$$

Bei Trägern mit parallelen Gurtungen, vereinfacht sich Gleichung VIc wie folgt:

$$-\alpha_{m-1} h'_{m-1} - \alpha_{m+1} h'_m + \alpha_m \left[6 \lambda'_m \left(1 + \frac{2 J_m}{h^2} \cdot \frac{F_m^o + F_m^u}{F_m^o F_m^u} \right) + h'_{m-1} + h'_m \right] = \frac{6 \lambda'_m}{h} \cdot \frac{\delta y_m^o + \delta y_m^u}{\lambda_m} \dots \dots \dots \text{ (VIId)}$$

und wenn

$$J'_{m-1} = J'_m = J_c$$

$$h'_{m-1} = h'_m = h'$$

$$\lambda'_{m-1} = \lambda'_m = \lambda$$

ergibt sich schließlich:

$$\begin{aligned} -\alpha_{m-1} + \alpha_m \left[2 + 6 \frac{\lambda}{h'} \left(1 + \frac{4 J_c}{h^2 F} \right) \right] - \alpha_{m+1} \\ = \frac{6}{h h'} (\tilde{\gamma}^o_m + \tilde{\gamma}^u_m) \end{aligned} \quad (\text{VIc})$$

Aus den Gleichungen VIc, bzw. VIId, bzw. VIe können die Werte α ganz unabhängig von den Werten X und Y leicht bestimmt werden.

Es ist ebenso möglich aus den Gleichungen VIa und VIb Gleichungen abzuleiten, welche nur die Werte X oder die Werte Y enthalten.

Setzt man nämlich:

$$\frac{3 h'_m}{3 h'_m + 2 \lambda'_m} = \varrho_m$$

$$\frac{3 h'_m}{3 h'_m + 2 \lambda'_{m+1}} = \varrho'_{m+1}$$

$$\frac{2 \lambda'_m}{3 h'_m + 2 \lambda'_m} = \mu_m$$

$$\frac{2 \lambda'_{m+1}}{3 h'_m + 2 \lambda'_{m+1}} = \mu'_{m+1}$$

$$\varrho_m + \mu_m = 1$$

$$\varrho'_{m+1} + \mu'_{m+1} = 1$$

so liefern die Gleichungen VIa und VIb:

$$\left. \begin{aligned} X_m &= \frac{K'_m}{3 h'_m + 2 \lambda'_m} - \frac{Y_{m-1}}{2} \mu_m + Y_m \cdot \varrho_m \\ Y_m &= \frac{K''_{m+1}}{3 h'_m + 2 \lambda'_{m+1}} + X_m \cdot \varrho'_{m+1} \\ &\quad - \frac{X_{m+1}}{2} \cdot \mu'_{m+1} \end{aligned} \right\} (\text{VII})$$

Führt man diese Werte in die aus der Zusammenfassung von VIa und VIb entstehende Gleichung:

$$\begin{aligned} Y_{m-1} \lambda'_m + 2 (X_m \cdot \lambda'_m + Y_m \cdot \lambda'_{m+1}) \\ + X_{m+1} \cdot \lambda'_{m+1} = K_m \end{aligned}$$

ein, so erhält man:

$$\begin{aligned} Y_{m-1} \lambda'_m \varrho_m + 2 Y_m \left[\lambda'_m \varrho_m + \lambda'_{m+1} \left(\varrho_{m+1} + \frac{3}{4} \mu_{m+1} \right) \right] \\ + Y_{m+1} \cdot \lambda'_{m+1} \cdot \varrho_{m+1} \\ = K'_m \cdot \varrho_m - \frac{K''_{m+1}}{2} \cdot \mu_{m+1} + K''_{m+1} \end{aligned} \quad (\text{VIIIa})$$

$$\begin{aligned} X_{m-1} \lambda'_m \varrho'_m + 2 X_m \left[\lambda'_m \left(\varrho'_m + \frac{3}{4} \mu'_m \right) + \lambda'_{m+1} \varrho'_{m+1} \right] \\ + X_{m+1} \cdot \lambda'_{m+1} \cdot \varrho'_{m+1} \\ = K'_m - \frac{K''_m}{2} \cdot \mu'_m + K''_{m+1} \varrho'_{m+1} \end{aligned} \quad (\text{VIIIb})$$

Die Gleichungen der Anfangs- und Endfelder verdienen besondere Beachtung, aus der Gegenüberstellung der Gleichungen:

$$-3 h'_0 \cdot Y_0 = -K''_1 + \lambda'_1 (2 Y_0 + X_1)$$

$$X_1 = \frac{K'_1}{3 h'_1 + 2 \lambda'_1} - \frac{Y_0}{2} \mu_1 + Y_1 \cdot \varrho_1$$

ergibt sich:

$$\begin{aligned} 2 Y_0 \left[\frac{3}{2} h'_0 + \lambda'_1 \left(\varrho_1 + \frac{3}{4} \mu_1 \right) \right] + Y_1 \cdot \lambda'_1 \cdot \varrho_1 \\ = -\frac{K'_1}{2} \mu_1 + K''_1 \end{aligned} \quad (\text{VIIIc})$$

und analog:

$$\begin{aligned} 2 X_n \left[\lambda'_n \left(\varrho'_n + \frac{3}{4} \mu'_n \right) + \frac{3}{2} h'_n \right] + X_{n-1} \lambda'_n \varrho'_n \\ = K'_n - \frac{K''_n}{2} \cdot \mu'_n \end{aligned} \quad (\text{VIIId})$$

Im allgemeinen ist es gleichgültig, welche von den beiden Gruppen von Gleichungen VIIIa oder VIIIb zur Auflösung gelangt, da aus Gleichung VII die Werte X durch die Werte Y, und umgekehrt die Werte Y durch die Werte X ausgedrückt werden können. Dagegen wird bei symmetrisch gestalteten Trägern die Symmetrie dadurch am besten ausgenutzt, daß links von der Symmetrieachse R die Werte $Y_0, Y_1, Y_2, \dots, Y_r$ aus den

Gleichungen VIIIa und rechts von derselben die Werte $X_r, X_{r+1}, X_{r+2}, \dots, X_n$ aus den Gleichungen VIIIb ermittelt werden, und beide Gleichungssysteme durch die Mittelgleichung:

$$Y_{r-1} \lambda'_r + 2(Y_r \lambda'_{r+1} + X_r \lambda'_r) + X_{r+1} \lambda'_{r+1} = K_r$$

miteinander verknüpft werden.

Die Auflösung der Gleichungssysteme VIIIa und VIIIb erübrigt sich, sobald die Lasten nur an den Knotenpunkten angreifen. Es müssen nämlich dann, wenn auf die Formänderung der Ständer infolge der Normalkräfte keine Rücksicht genommen wird, die lotrechten Verschiebungen der beiden Gurtungen gleich sein, und damit diese Bedingung erfüllt wird, müssen die Biegemomente der Gurtungen der Gleichung:

$$\frac{M^o_m \cdot ds}{J^o_m} = \frac{M^u_m \cdot dx}{J^u_m}$$

genügen, oder da

$$J^o_m \cdot \cos \varphi_m = J^u_m,$$

so muß auch:

$$\underline{M^o_m = M^u_m.}$$

Aus Gl. (1a) und (2a) ergibt sich:

$$M^o + M^u = M^o_0 + M^u_0 - \alpha_m \left(h_m - 1 + \frac{h_m - h_{m-1}}{\lambda_m} x \right)$$

mithin:

$$M^o = M^u = \frac{M^o_0 + M^u_0}{2} - \alpha_m \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(h_m - 1 + \frac{h_m - h_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x \right) \quad (IX)$$

Letztere Gleichung zeigt also, daß die Bestimmung der Werte α zur Lösung der Aufgabe vollständig genügt. Führt man letzteren Wert in die Gleichungen der Knotenpunktsmomente ein ($x = \lambda_m$, bzw. $x = 0$), so ergibt sich:

$$M^o_m = M^o_{0m} + X_m - \alpha_m \cdot \frac{h_m}{2}$$

bzw. $M^o_m = M^o_{0m} + Y_m - \alpha_m + 1 \cdot \frac{h_m}{2}$

$$M^u_m = M^u_{0m} - X_m - \alpha_m \cdot \frac{h_m}{2}$$

bzw. $M^u_m = M^u_{0m} - Y_m - \alpha_m + 1 \cdot \frac{h_m}{2}$

oder

$$X_m = Y_m = \frac{M^u_{0m} - M^o_{0m}}{2} \dots (X)$$

Gleichung 3a geht jetzt über in:

$$M_v = (\alpha_m - \alpha_{m+1}) \left(y - \frac{h_m}{2} \right)$$

und da für $y = \frac{h_m}{2}$, $M_v = 0$ wird, so sieht man, daß die Momentenlinie des Ständers in der Ständermitte ihren Nullpunkt hat.

Für die Normalkräfte in den Ständern ergibt sich nun folgender einfacher Ausdruck.

Es ist

$$\begin{aligned} C_m &= \frac{M'_{m-1} - M'_m}{\lambda_m} + \frac{M'_{m+1} - M'_m}{\lambda_{m+1}} \\ &= \frac{(M'_{m+1} - \beta_m) - (M'_m - \beta_m)}{\lambda_m} \\ &\quad + \frac{(M'_{m+1} - \beta_{m+1}) - (M'_m - \beta_{m+1})}{\lambda_{m+1}} \\ &= \frac{Y_{m-1} - X_m}{\lambda_m} + \frac{X_{m-1} - Y_m}{\lambda_{m+1}} \\ &\quad + \frac{\alpha_m}{2} \left(\frac{h_{m-1} - h_m}{\lambda_m} \right) + \frac{\alpha_m + 1}{2} \left(\frac{h_{m+1} - h_m}{\lambda_{m+1}} \right) \end{aligned}$$

Führt man nun für X und Y die Werte aus Gl. (X) ein:

$$\begin{aligned} \frac{Y_{m-1} - X_m}{\lambda_m} - \frac{Y_m - X_{m+1}}{\lambda_{m+1}} \\ = \frac{1}{2} \left[\frac{(M^u_{0m-1} - M^o_{0m-1}) - (M^u_{0m} - M^o_{0m})}{\lambda_m} \right. \\ \left. - \frac{(M^u_{0m} - M^o_{0m}) - (M^u_{0m+1} - M^o_{0m+1})}{\lambda_{m+1}} \right] \end{aligned}$$

und beachtet daß:

$$\frac{M^o_{0m} - M^o_{0m-1}}{\lambda_m} = Q^o_{0m}$$

$$\frac{M^u_{0m} - M^u_{0m-1}}{\lambda_m} = Q^u_{0m}$$

$$Q^o_{0m} - Q^o_{0m+1} = P^o_m$$

$$Q^u_{0m} - Q^u_{0m+1} = P^u_m$$

so erhält man insgesamt:

$$C_m = \frac{1}{2} (P^o_m - P^u_m) + \frac{1}{2} \left[\frac{\alpha_m (h_m - 1 - h_m)}{\lambda_m} - \frac{\alpha_{m+1} (h_m - h_m + 1)}{\lambda_m + 1} \right]$$

und bei Trägern mit parallelen Gurtungen:

$$C_m + \frac{1}{2} (P^o_m - P^u_m) \dots \dots \dots (XIa)$$

Schließlich werden die Biegemomente im oberen und unteren Ständerquerschnitt nach der Formel:

$$S_m = M^u_m - \mathfrak{M}^u_m = (Y_m - X_m) - \frac{h_m}{2} (\alpha_m - \alpha_{m+1}) = \frac{h_m}{2} (\alpha_{m+1} - \alpha_m) = \frac{h_m}{2} H_m \dots \dots \dots (XII)$$

errechnet.

Für den Anfangsständer ergibt sich ausnahmsweise:

$$C_0 = C'_0 + A^o = \frac{M'_1}{\lambda_1} + A^o = \frac{1}{2\lambda_1} [(M^u_{01} - M^o_{01}) + \alpha_1 (h_1 - h_0)] + A^o = \frac{A^o + A^u}{2} + \frac{\alpha_1 (h_1 - h_0)}{2\lambda_1} = \frac{A}{2} + \frac{\alpha_1 (h_1 - h_0)}{2\lambda_1}$$

Die Anwendung der bisher abgeleiteten Formeln möge nun an einigen Beispielen erläutert werden.

Beispiel 1*).

Parallelträger mit 8 Feldern gleicher Beschaffenheit. Die Belastung greift am Untergurt an und beträgt 1000 kg pro Knotenpunkt. (Fig. 7.)

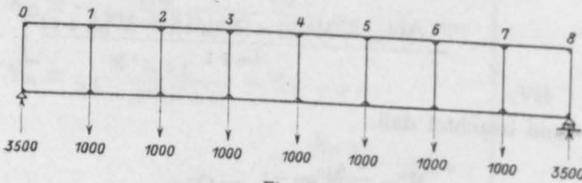


Fig. 7.

Es sei überall $J^o = J^u = J^v$, und $h = \lambda$, mithin auch $h' = \lambda$. Unter Vernachlässigung des Ein-

*) Vergl. Beton und Eisen 1907, Heft X; Gebauer: Eisenbetonträger für große Spannweiten, System Vierendeel. Die mit π_m bezeichneten Werte stimmen mit unseren Werten $H_m - 1$ überein.

flusses der Normalkräfte erhält man, der Gl. (VIe) gemäß, folgendes Gleichungssystem:

$$\begin{aligned} 8 \alpha_1 - \alpha_2 &= \frac{6}{\lambda^2} \cdot \mathfrak{Y}^u_1 = \frac{3}{\lambda} (M^u_{01}) \\ -\alpha_1 + 8 \alpha_2 - \alpha_3 &= \frac{6}{\lambda^2} \cdot \mathfrak{Y}^u_2 = \frac{3}{\lambda} (M^u_{01} + M^u_{02}) \\ -\alpha_2 + 8 \alpha_3 - \alpha_4 &= \frac{6}{\lambda^2} \cdot \mathfrak{Y}^u_3 = \frac{3}{\lambda} (M^u_{02} + M^u_{03}) \\ -\alpha_3 + 8 \alpha_4 - \alpha_5 &= \frac{6}{\lambda^2} \cdot \mathfrak{Y}^u_4 = \frac{3}{\lambda} (M^u_{03} + M^u_{04}) \\ -\alpha_4 + 8 \alpha_5 - \alpha_6 &= \frac{6}{\lambda^2} \cdot \mathfrak{Y}^u_5 = \frac{3}{\lambda} (M^u_{04} + M^u_{05}) \\ -\alpha_5 + 8 \alpha_6 - \alpha_7 &= \frac{6}{\lambda^2} \cdot \mathfrak{Y}^u_6 = \frac{3}{\lambda} (M^u_{05} + M^u_{06}) \\ -\alpha_6 + 8 \alpha_7 - \alpha_8 &= \frac{6}{\lambda^2} \cdot \mathfrak{Y}^u_7 = \frac{3}{\lambda} (M^u_{06} + M^u_{07}) \\ -\alpha_7 + 8 \alpha_8 &= \frac{6}{\lambda^2} \cdot \mathfrak{Y}^u_8 = \frac{3}{\lambda} M^u_{07} \end{aligned}$$

wobei

$$\begin{aligned} M^u_{01} &= 3500 \cdot \lambda = M^u_{07} \\ M^u_{02} &= (2 \cdot 3500 - 1000) \cdot \lambda = 6000 \lambda = M^u_{06} \\ M^u_{03} &= (3 \cdot 3500 - 3 \cdot 1000) \cdot \lambda = 7500 \lambda = M^u_{05} \\ M^u_{04} &= (4 \cdot 3500 - 6 \cdot 1000) \cdot \lambda = 8000 \lambda \end{aligned}$$

Beachtet man, daß infolge der Symmetrie $\alpha_1 = \alpha_8, \alpha_2 = \alpha_7, \alpha_3 = \alpha_6, \alpha_4 = \alpha_5$ werden müssen, so geht das α -Gleichungssystem über in:

$$\begin{aligned} 8 \alpha_1 - \alpha_2 &= 10\,500 \text{ kg} \\ -\alpha_1 + 8 \alpha_2 - \alpha_3 &= 28\,500 \text{ " } \\ -\alpha_2 + 8 \alpha_3 - \alpha_4 &= 40\,500 \text{ " } \\ -\alpha_3 + 8 \alpha_4 - \alpha_4 &= 46\,500 \text{ " } \end{aligned}$$

und hieraus ergibt sich:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1890 \text{ kg} & H_0 &= 1890 \text{ kg} \\ \alpha_2 &= 4620 \text{ " } & H_1 &= 2730 \text{ " } \\ \alpha_3 &= 6585 \text{ " } & H_2 &= 1965 \text{ " } \\ \alpha_4 &= 7580 \text{ " } & H_3 &= 995 \text{ " } \\ & & H_4 &= 0 \text{ " } \end{aligned}$$

Die Knotenpunktmomente betragen nach Gl. (IX):

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}^o_0 = \mathfrak{M}^u_0 &= -\frac{\lambda}{2} \cdot \alpha_1 = -945 \lambda \\ M^o_1 = M^u_1 &= +\frac{1}{2} (M^u_{01} - \lambda \cdot \alpha_1) = +805 \lambda \\ \mathfrak{M}^o_1 = \mathfrak{M}^u_1 &= +\frac{1}{2} (M^u_{01} - \lambda \cdot \alpha_2) = -560 \lambda \\ M^o_2 = M^u_2 &= +\frac{1}{2} (M^u_{02} - \lambda \cdot \alpha_2) = +690 \lambda \\ \mathfrak{M}^o_2 = \mathfrak{M}^u_2 &= +\frac{1}{2} (M^u_{02} - \lambda \cdot \alpha_3) = -292,5 \lambda \end{aligned}$$

$$M^o_3 = M^u_3 = + \frac{1}{2} (M^u_{03} - \lambda \cdot \alpha_3) = + 457,5 \lambda$$

$$\mathfrak{M}^o_3 = \mathfrak{M}^u_3 = + \frac{1}{2} (M^u_{03} - \lambda \cdot \alpha_4) = - 40 \lambda$$

$$M^o_4 = M^u_4 = + \frac{1}{2} (M^u_{04} - \lambda \cdot \alpha_4) = + 210 \lambda$$

$$\begin{aligned} S_0 &= + 945 \cdot \lambda \\ S_1 &= + 1365 \cdot \lambda \\ S_2 &= + 982,5 \cdot \lambda \\ S_3 &= + 497,5 \cdot \lambda \\ S_4 &= 0. \end{aligned}$$

(Fortsetzung folgt.)

ca 800 Z 7 B.

DIE ERSTE TAGUNG DER HÖHEREN TECHNISCHEN BAUPOLIZEIBEAMTEN

fand am 23. Februar d. Js. im Architektenhause zu Berlin statt, bei einer Beteiligung von etwa 100 Herren aus allen Teilen Deutschlands; auch das österreichische Bautenministerium, ferner die größeren deutschen Fachvereine waren durch eingeladene Abgeordnete vertreten. Nach einer kurzen Begrüßung durch das älteste Ausschußmitglied Herrn Baurat Max Schneider (München) erstattete Dr.-Ing. Sachs (Dortmund) den Bericht über die Vorarbeiten und dankte hierbei außer den andern Beteiligten insbesondere der Fachpresse für ihre Unterstützung. Alsdann nahm Privatdozent Dr.-Ing. Probst (Berlin) das Wort zu seinem Vortrag: „Handhabung der preußischen ministeriellen Eisenbetonbestimmungen durch die Baupolizei unter Berücksichtigung der neuen Versuche.“ Aus diesen Ausführungen heben wir insbesondere hervor, daß die bisher übliche Berechnung der Schub- und Haftspannungen nach den neueren Forschungen nicht mehr haltbar sei; ebenso daß es nicht angängig sei, bei der Berechnung kontinuierlich konstruierter Eisenbetonplatten die Tatsache der Kontinuität gänzlich außer acht zu lassen und zu verlangen, daß die Platten wie freiaufliegende Balken berechnet werden. Aus der eingehenden Diskussion ist bemerkenswert, daß die Versammlung im allgemeinen darüber einig ist, daß eine Änderung erfolgen müsse. Bestimmte Resolutionen, wie sie Sachs (Dortmund) befürwortete, wurden jedoch auf Antrag des Kgl. Baurats Markuse (Berlin) und Bürstenbinder (Hamburg) nicht gefaßt. Es wurde vielmehr beschlossen, diese sowie andere wichtige Fragen besonderen kleinen Kommissionen zu überweisen, welche die Frage vorarbeiten und der nächstjährigen Tagung zur Beschlußfassung vorzulegen haben.

Punkt 4 der Tagesordnung brachte die Besprechung verschiedener seitens der Baupolizeibeamten angeregten Fragen aus dem Eisenbetonbau. Aus der Besprechung, an der sich unter andern die Herren Professor S. Müller (Berlin), Sachs (Dortmund), Oberbaurat Dr.-Ing. v. Emperger, Direktor Dr.-Ing. h. c. Koenen (Berlin) beteiligten, heben wir heraus, daß die meisten Herren im allgemeinen den von Herrn Probst vorgetragene Ansichten über die Kontinuität beistimmen, ferner daß auch die Berechnung kreuz-

weise bewehrter Platten dringend einer Regelung bedarf.

Stadtbaurat Steinberger (Darmstadt) hielt dann einen längeren Vortrag über Flechtwerkeinlagen als Zugbewehrung bei Eisenbetonkonstruktionen. Er begründete hierbei die Zweifel, die er gegen die Verwendung von Streckmetall hat, worauf Sachs (Dortmund) ihm erwiderte, daß er bereits mit Versuchen begonnen hätte, welche die strittigen Fragen bis zur nächsten Tagung klären werden. Zu Punkt 8 hielt Baukommissar Bulnheim (Dresden) ein Referat über die Belastungsannahmen im Hochbau im Vergleich mit den tatsächlichen Lasten. Die zum Teil bemerkenswerten Wünsche haben, wie Baurat Markuse mitteilt, durch eine gerade am Verhandlungstage erschienene Neuordnung seitens des preußischen Ministeriums ihre Erledigung gefunden. Ein aktuelles Thema behandelte dann Herr Bauinspektor Scharff (Hamburg), die baupolizeiliche Prüfung gedrückter Eisenstäbe auf Knickfestigkeit. Er empfahl hier nach eingehender Würdigung der verschiedenen Knickformen die Anwendung der Tetmajerschen Formel. Es sprach dann noch Regierungsbaumeister Bollert (Krefeld) über den nachträglichen Einbau eiserner Schaufenster und die Berücksichtigung der Seitensteifigkeit, während viele andere Punkte der Tagesordnung, auch 18 verschiedene seitens des Deutschen Betonvereins angeregte Fragen wegen Zeitmangels teils für die nächste Tagung verschoben, teils kleinen Kommissionen zur Weiterbearbeitung übertragen wurden. Zum Schluß erfolgte die Gründung einer Vereinigung, welche den bisherigen vorläufigen Ausschuß, bestehend aus den Herren Bauräten Schneider (München), Deditius (Lübeck), Bauinspektor Scharff (Hamburg), Oberingenieur Dr.-Ing. Sachs (Dortmund), wiederwählten.

So verlief die erste Tagung dieser Art zur allseitigen Zufriedenheit und wir wünschen der jungen Vereinigung gedeihliches Fortarbeiten im Interesse einer gesunden, deutschen Bauindustrie und im Interesse eines guten Einvernehmens zwischen Baupolizei und Publikum. — Wir behalten uns vor, auf einzelne Vorträge und sonstige Einzelheiten noch näher zurückzukommen. Auch wird über die gesamten Verhandlungen ein eingehendes Protokoll durch den Ausschuß herausgegeben werden.

DIE NEUEN BESTIMMUNGEN FÜR DAS ENTWERFEN UND DIE AUSFÜHRUNG VON EISENBETONKONSTRUKTIONEN.

Herausgegeben vom Ungarischen Ingenieur- und Architekten-Verein.

Mitgeteilt von Professor M. Foerster (Dresden).*)

Aus den sehr ausführlichen am Ende des vergangenen Jahres herausgegebenen Bestimmungen dürften die nachfolgenden Mitteilungen ein allgemeines Interesse auch der deutschen Fachgenossen beanspruchen.

I. Äußere Kräfte: Die Wirkung der Stöße und der wechselnden Belastung soll entweder durch Erhöhung des statischen Wertes der Belastung oder durch Verminderung der zulässigen Beanspruchung berücksichtigt werden. In diesem Sinne ist für die Verkehrslast von Eisenbahnbrücken der Koeffizient 1,4, für Straßenbrücken von 1,3, desgleichen im Hochbau bei Maschinen-

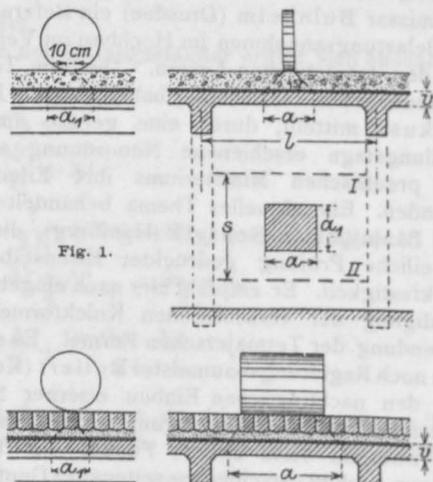


Fig. 1.

Fig. 2.

belastung und von dieser zu erwartender starker Stoßwirkung die Zahl 1,2 bis 1,4 vorgeschrieben. Diese Koeffizienten finden jedoch keine Berücksichtigung, wenn zu gleicher Zeit Winddrücke, Wärmeschwankungen, Zentrifugalkräfte, Bremskräfte usw. soweit in Rechnung gestellt werden, als sie die Kraftwirkung aus der Verkehrslast erhöhen. Als Temperaturschwankung ist nur $\pm 15^\circ \text{C}$ zu berücksichtigen, eine Zahl, die im Hinblick auf die oft großen Betonmassen und die sehr langsame Fortleitung der Wärme innerhalb

*) Nach den von dem Professor A. Czako an der Technischen Hochschule zu Budapest dem Verfasser übersandten Unterlagen. Die Bestimmungen sind vorwiegend im Interesse der Privatbautätigkeit aufgestellt worden und haben zunächst noch keine allgemeine Gültigkeit für Staatsbauten; für diese werden meist etwas strengere Bedingungen gestellt, obgleich eine bindende Verordnung bisher noch nicht erlassen ist.

dieser auch als durchaus zweckmäßig gewählt erscheinen will.

Hat die Anordnung und Herstellung der Konstruktion eine merkliche Einspannung der Trägerenden zur Folge, ohne daß jedoch in der Berechnung der statische Wert der Einspannung genau nachgewiesen wird, so sind die Momente für gleichmäßig verteilte Belastung zu $+\frac{p l^2}{10}$ und $-\frac{p l^2}{15}$ zu rechnen, während bei durchlaufenden Balken Momente und Querkräfte wie bei einem frei aufliegenden durchgehenden homogenen Träger zu bilden sind. Als Annäherungswerte bei minder wichtigen Bauten sind unter der Voraussetzung, daß in der Feldmitte höchstens geringe, vernachlässigbare negative Biegemomente entstehen, die folgenden Momentengrößen gestattet:

a) bei gleichmäßiger Belastung:

1. in der Mitte $+\frac{p l^2}{12}$;

2a. über der Mittelstütze bei 2 Feldern $-\frac{p l^2}{8}$;

2b. desgleichen bei mehreren Feldern $-\frac{p l^2}{10}$;

b) bei konzentrierter Last:

1. in Feldmitte = $+0,8 M'$, worin M' das Moment des frei liegenden Balkens auf zwei Stützen darstellt;

2. über den Stützen = dem negativen Werte des größten, nach b1 berechneten Momentes der Seitenfelder;

c) ist der Träger an seinem Ende nicht frei aufgelagert, sondern festgelegt, der statische Wert der Einspannung aber nicht genau berechnet, so sind die Auflagermomente hier zu $-\frac{p l^2}{15}$ bzw. zu $-0,5 M_{\max}$ zu rechnen,

wenn M_{\max} das für konzentrierte Belastung im Endfelde auftretende Größtmoment darstellt.

Als Stützweite (l) ist die Entfernung von Mitte zu Mitte der Stützen anzunehmen, vorausgesetzt, daß die Länge der Trägerauflagerung nicht größer ist als die $1\frac{1}{2}$ fache Trägerhöhe = h ; sonst ist $l = l_0 + 1\frac{1}{2} h$ zu nehmen, worin l_0 die Lichtweite darstellt.

Für Platten sind, im Anschlusse an die obigen Bestimmungen, noch die Sondervorschriften erlassen:

a) bei konzentrierter Belastung. Zunächst sind hier die Seiten des sogenannten belasteten Vierecks zu bestimmen, auf welches die konzentrierte Last gleichmäßig verteilt werden kann (vergl.

Fig. 1 u. 2) — Ermittlung bei beschotterter Bahn und bei Würfelpflaster.

b) Ist die Platte nur in einer Richtung durch Rippen gestützt, so ist sie bei konzentrierter Belastung ebenso zu berechnen, wie ein an den Rippen gestützter Balken von einer wirksamen Querschnittsbreite (Fig. 1) $s = a_1 + \frac{1}{3} + 2v$, d. h.

so, als wenn die Platte längs den Linien I und II herausgeschnitten wäre. Ist $s > a_1$ die zu l senkrechte, andere Abmessung der Platte, so muß diese letztere anstatt s in Rechnung gezogen werden.

Auf diesem Balken von der Stützweite $= l$ und der Breite $= s$ ist außer der Eigenlast in der Mitte der Öffnung eine auf dem belasteten Vierecke gleichmäßig verteilte Belastung von der Größe der konzentrierten Last anzunehmen.

Der Querschnitt der Eiseneinlagen parallel zu den Rippen hat (in bezug auf die Breitereinheit) zum mindesten 20% des in der Richtung der Stützweite l notwendigen Eisenquerschnittes zu betragen.

c) Ist die Platte auf allen vier Seiten gestützt und l die kleinere, l_1 die größere Stützweite, und $l_1 \geq 2l$, dann ist die Platte als nur in einer Richtung mit der Stützweite l gestützt zu berechnen.

d) Ist $l_1 < 2l$, so ist zunächst in jeder Richtung, als wenn die Platte nur zweiseitig aufläge, M_{max} zu bestimmen. Entspricht hierbei das Moment für l dem Werte M , für l_1 der Größe M_1 , so sind diejenigen größten Momente M' und M'_1 , welche der Dimensionierung der Platte zugrunde zu legen sind, der nachfolgenden Zusammenstellung zu entnehmen. Für die kleinere Stützweite: $M' = \alpha M$; für die größere Stützweite M'_1

$= \alpha_1 M_1$, wobei die Zahlenwerte α und α_1 in der folgenden Tabelle, die für Zwischenwerte eine geradlinige Interpolation gestattet, enthalten sind:

Tabelle I.

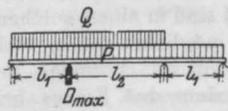
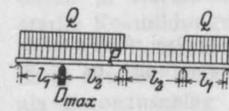
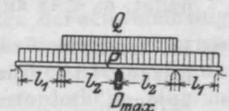
| $l_1 : l$ | für die Stützweite l (α) | für die Stützweite l_1 (α_1) |
|-----------|-------------------------------------|---|
| 1,0 | 0,40 | 0,40 |
| 1,1 | 0,52 | 0,31 |
| 1,2 | 0,62 | 0,24 |
| 1,3 | 0,70 | 0,19 |
| 1,4 | 0,77 | 0,15 |
| 1,5 | 0,83 | 0,12 |
| 1,6 | 0,88 | 0,09 |
| 1,7 | 0,92 | 0,07 |
| 1,8 | 0,95 | 0,06 |
| 1,9 | 0,98 | 0,05 |
| 2,0 | 1,00 | 0,04 |

Der Querschnitt der Eiseneinlage in der Längsrichtung l_1 ist auch hier an die Bedingung gebunden, daß er $\geq 20\%$ des in der Richtung der kleineren Stützweite erforderlichen betrage. Die zentrische Druckkraft der Stützen ist nach der Theorie des frei aufliegenden durchlaufenden Balkens zu berechnen; bei gleichmäßig verteilter Belastung ist der nachfolgende Annäherungsweg empfohlen: Für die größten Stützendrucke (D) bei symmetrischer Tragwerksanordnung (2, 3 oder 4 Felder) gilt:

$$D = \alpha P + \beta Q,$$

wobei P die Summe der gleichmäßig verteilten Eigenlast und der ständigen Belastung und Q die ganze gleichmäßig verteilte Nutzlast bedeutet, welche den größten Stützendruck verursacht. Die Koeffizienten α und β sind der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen.

Tabelle II.

| $\frac{l_2}{l_1}$ | Balken mit 2 Feldern | Balken mit 3 Feldern (bei symmetrischer Einteilung) | | Balken mit 4 Feldern (bei symmetrischer Einteilung) | | | |
|-------------------|---|---|---|--|---------|----------|---------|
| |  |  |  |  | | | |
| | $\alpha = \beta$ | α | β | α | β | α | β |
| 0,2 | | 0,317 | 1,063 | | | | |
| 0,3 | | 0,322 | 0,885 | | | | |
| 0,4 | | 0,328 | 0,755 | | | | |
| 0,5 | 0,688 | 0,333 | 0,696 | 0,348 | 0,438 | 0,018 | 0,600 |
| 0,75 | 0,640 | 0,352 | 0,634 | 0,309 | 0,411 | 0,160 | 0,569 |
| 1,0 | 0,625 | 0,367 | 0,600 | 0,286 | 0,407 | 0,232 | 0,570 |
| 1,5 | 0,650 | 0,405 | 0,593 | 0,273 | 0,433 | 0,309 | 0,563 |
| 2,0 | 0,688 | 0,445 | 0,610 | 0,282 | 0,474 | 0,354 | 0,557 |
| 3,0 | 0,792 | 0,528 | 0,668 | 0,308 | 0,560 | 0,398 | 0,536 |

Auch hier sind für zwischenliegende Werte $\frac{l_2}{l_1}$ die Zahlen durch geradlinige Zwischenschaltung zu ermitteln.

Wenn Q und teilweise auch P nicht unmittelbar den Balken belasten, sondern durchlaufende Deckenplatten bezw. sekundäre Träger die Belastung übermitteln, so sind diese — zur Berechnung der auf die Stützen übertragenen Lasten — als auf je 2 Balken frei aufliegende Träger zu betrachten. Die größte Auflagerkraft an den Endstützen kann für die in der Tabelle II enthaltenen Verhältnisse $\frac{l_2}{l_1}$ für durchlaufende Träger ebenso berechnet werden, wie für einen im Endfelde frei aufliegenden Träger auf 2 Stützen.

Beträgt die Felderzahl im durchgehenden Träger mehr als 4 und sind die Felder gleich oder bei symmetrischer Anordnung fast gleich, dann können die Reaktionen an den Zwischenstützen auch so berechnet werden, als ob der Balken nur 4, aus je 2 Endfeldern zusammengesetzte Öffnungen hätte.

An denjenigen Zwischenstützen des durchlaufenden Balkens, welche in diesem gedachten Balken nicht enthalten sind, ist der größte Auflagerdruck gleich demjenigen der Mittelstütze des gedachten Balkens anzunehmen.

II. Dimensionierung. Vorgeschrieben ist $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; die Zugfestigkeit des Betons ist in der statischen Berechnung außer acht zu lassen. Als Grenzwerte der zulässigen Beanspruchungen sind zugelassen:

Druckspannung im Beton:

- bei gebogenen Trägern, zentrisch belasteten Stützen, auf Druck und Biegung belasteten Stützen, wenn letztere Beanspruchungsart in der statischen Berechnung Berücksichtigung findet: $\sigma_b \leq 45 \text{ kg/qcm}$;
- im letzteren Falle, jedoch bei Außerachtlassung der Biegungsbelastung $\sigma_b \leq 36 \text{ kg/qcm}$;
- in Stützen, bei gleichzeitiger Wirkung von Wind, Temperatur, Belastung usw. $\sigma_b \leq 50 \text{ kg/qcm}$.

Schubspannung $\leq 5 \text{ kg/qcm}$,

Haftspannung $\leq 6 \text{ kg/qcm}$.

Zugspannung im Eisen: σ_b bei Flußeisen $\leq 1200 \text{ kg/qcm}$, bei Schweißmaterial $\leq 1100 \text{ kg/qcm}$; desgleichen auf Abscherung $\tau_e \leq 950$ bezw. $\leq 850 \text{ kg/qcm}$. Die oben angegebenen, zulässigen Beanspruchungen der Stützen haben jedoch nur so lange Gültigkeit als das Verhältnis $m : v$, worin

m die freie Knicklänge und v die kleinere Querschnittsabmessung darstellt ≤ 15 ist; ist $m : v > 15$, d. h. $m > 15 \cdot v$, so ist die Betondruckbeanspruchung entsprechend den nachstehenden Angaben zu verringern und zwar ist:

bei $m : v = 15 \quad 20 \quad 25 \quad 30$
zu rechnen mit: $1,0 \sigma_b \quad 0,8 \sigma_b \quad 0,6 \sigma_b \quad 0,5 \sigma_b$

Auch hier ist geradlinige Zwischenschaltung einzelner Werte zweckmäßig.

Die Eiseneinlagen in den Stützen sollen in der Regel mehr als 0,8% betragen. Wird die Stütze auf zentrischen Druck berechnet, so darf der in Rechnung gestellte Eisenquerschnitt höchstens 4% des vollen Stützenquerschnitts betragen.

Die Entfernung der Querverbindungen soll die kleinere Seitenlänge des Querschnitts bezw. den Säulendurchmesser nicht überschreiten, keinesfalls aber mehr als 30 cm betragen.

Die statische Breite der Platte der Plattenbalken ist anzunehmen entweder zu $\frac{1}{3}$ der Balkenstützweite, oder = einem Fünffachen der Balkenhöhe (inbegriffen die Plattendicke) oder endlich gleich der Rippenentfernung; von diesen drei Maßen ist dasjenige der Rechnung zugrunde zu legen, welches das kleinste ist.

III. Bauausführung. Hier ist verlangt eine durchaus sachverständige Leitung des Baues, Verwendung nur geübter Arbeiter unter Aufsicht sachkundiger Leiter, deren Zahl dem Umfange des Baues zu entsprechen hat. Als Zement ist langsambindender Portlandzement mit einer normmäßigen Druckfestigkeit von $\geq 220 \text{ kg/qcm}$ zu verwenden; der Nachweis dieser Festigkeit ist auf Wunsch von einer staatlichen Versuchsanstalt zu erbringen. Das Eisen soll in der Regel Flußeisen mit einer Zugfestigkeit $> 3600 \text{ kg/qcm}$ (bei Schweiß-eisen $> 3300 \text{ kg/qcm}$) sein; 1 cbm fertigen Betons soll mehr als 300 kg Zement enthalten, Kies und Sand sind in einem solchen Verhältnisse zuzugeben, daß möglichst wenig Hohlräume entstehen; hierbei soll das Volumen des Sandes mindestens $\frac{2}{3}$ von dem des Kieses betragen. Sand und Kies sind nach Raum-, Zement nach Gewichtsteilen zuzumessen. Bei nicht ausreichender Erfahrung mit den Betonmaterialien sind vorläufige Laboratoriumsversuche (4 Probewürfel von 20 cm Seite) als erwünscht bezeichnet. Als Mittelwert der Druckfestigkeit soll sich hier aus 3 Proben, (und unter Ausschaltung des Würfels von der geringsten Festigkeit) $\sigma_b \geq 140 \text{ kg/qcm}$ ergeben.

Als Fristen zur Entfernung der Gerüststützen sind angegeben bei gebogenen Konstruktionen, bei denen die von der Eigenlast herrührenden inneren Kräfte nicht größer sind als diejenigen von der zufälligen Last und die Lichtweite höch-

stens 7 m beträgt, 2 Wochen nach Fertigstellung, sonst mehr als 2 Wochen, bei 10 m Lichtweite und einem doppelten Werte der Eigenlast gegenüber der Nutzlast mehr als 4 Wochen. Das Eintreten von Frost während der Erhärtungsdauer schiebt diese Fristen entsprechend hinaus. Eine Belastung der ausgerüsteten Eisenbetonbauten durch irgend welche besonderen Lasten ist erst 4 Wochen nach ihrer Vollendung, bei Balken von 7 m Stützweite an erst nach 6 Wochen zulässig. Konstruktionen, für die Probelastungen vorgeschrieben sind, dürfen vor diesen überhaupt nicht belastet werden.

Die Prüfung der Sicherheit von Decken- und Brückenkonstruktionen bis zu 8,0 m Lichtweite ist, falls die entwurfgemäße Ausführung nachgewiesen, nicht notwendig. (!?) Hingegen sind Decken und Brücken mit größerer Spannweite als 8,0 m einer Probelastung zu unterziehen, und zwar nicht

vor Ablauf von 6 Wochen nach Beendigung der Betonierung; hierbei soll die größte bleibende Durchbiegung $\frac{1}{3}$ der beobachteten größten Durchbiegung nicht überschreiten usw. usw.

IV. Abweichungen von den Bestimmungen. Ist die Anwendung solcher Baustoffe gesichert, deren Festigkeitsgrad größer ist als vorstehend zugrunde gelegt, so können auch höhere Grenzbeanspruchungen zugelassen werden.

Konstruktionen, die sich einer einwandfreien statischen Begründung entziehen, können auf Grund von Erfahrungen usw. genehmigt werden, welche aus Probelastungen bis zum Bruche abgeleitet sind; hierbei ist aber der Bau der Probeobjekte und die Durchführung der Belastungsproben von einer Versuchsanstalt zu beaufsichtigen. Eine solche Probe soll eine zum mindesten $3\frac{1}{2}$ fache Belastung gegenüber der späteren Beanspruchung zu tragen vermögen.

2807 2 B. 2 Tab.

LITERATURSCHAU.

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

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

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Machinery at new American Cement Works. Angaben über die Maschinen einer neu errichteten Zementfabrik zu Altoona, Kansas. Abb. der Drehöfen und Mühlen. *Concr. and Constr. Eng.* März 1910. S. 170.

Mortiers et bétons. Vortrag von Féret über die allgemeinen Eigenschaften des Mörtels und des Betons, über Reinheit der Zuschlagstoffe, Mischung und Zusammensetzung, Erhärtung, Prüfung usw. *Revue mat. constr. trav. publ.* 1910. Nr. 2.

Die Folgen des Gebrauchs unrichtig zusammengesetzter Mörtel. Zusammenstellung und Besprechung der verschiedenen Ausführungen. Von Ing. Pollak. *Österr. Woch. öfftl. Baud.* 1910. Nr. 13. — L. April 1910. 1, 2. S. 173.

Infuence du broyage des chaux hydrauliques sur leurs propriétés. Durch Versuche hat Leduc festgestellt, daß ein nur viertelstündiges Mahlen des hydraulischen Kalkes dessen Feinheit, Dichtigkeit und Zugfestigkeit erheblich vergrößert. Erklärung dieser Erscheinung und Mitteilung der Versuchsergebnisse. *Revue mat. constr. trav. publ.* 1910. Nr. 2.

Traß. Ausführliche Mitteilung über die Fundorte, Arten, Eigenschaften, Anwendungsmöglich-

keiten und Kosten des Trasses bzw. Traßmörtels. *Beton-Zeitung* 1910. Nr. 9.

La fabbricazione dei mattoni con le scorie derivanti dall' incenerimento delle immondizie. Mauersteine aus Müllschlacke. *Il Cemento* 1910. Nr. 4. s. L. Oktober 1909. V, 1. S. 436/37.

Schlackenbeton und Bimsbeton. Von M. R. Klahre. Anregung zur Veröffentlichung praktischer Erfahrungen über diese Betonarten. Die Vorteile ihrer Anwendung überwiegen die Nachteile. Besonders zu vermeiden ist, Schlackenbeton in Berührung mit Eisen zu bringen, da starke Rostbildungen infolge der schwefelhaltigen Salze des Schlackenzusatzes eintreten. Gewissenhafte Prüfung des letzteren betr. seiner Eignung als Betonzuschlag stets erforderlich. Mitteilung einiger bei Anwendung von Bimsbeton zu beachtender praktischer Regeln. *Zement u. Beton* 1910. Nr. 11 u. 12.

2. Prüfung und Untersuchung.

Das Königliche Materialprüfungsamt. Kurzer Bericht über die Entwicklung und Einrichtung der Anstalt. *Eisenbeton* 1910. Nr. 5. *Dtsch. Bztg., Mitt. Zem.* 1910. Nr. 6. — s. L. April 1910. 1, 2. S. 174.

Experiments on the Coarser Particles in Cement. Von Binckley. Die Mahlfineinheit von Zementen wird untersucht und gefunden.

daß auch grobkörniger Zement, der zwar das 100-Maschen-Sieb durchläuft, aber vom 200-Maschen-Sieb zurückgehalten wird, gute Festigkeiten ergeben kann und zwar besonders nach längerer Dauer der Erhärtung. Auch in kochendem Wasser behielten Probekörper ihre Festigkeit. Eng. Rec. Vol. 61. Nr. 8. S. 212.

Stampfmaschine für Betonprobekörper. Beschreibung und Erläuterung mit Abb. Österr. Woch. öfftl. Baud. 1910. Nr. 9. — L. März 1910. I, 2. S. 133.

Untersuchungen über die Veränderungen des Betons der Monierüberfahrten in den Stationen Mödling und Guntramsdorf der K. K. Priv. Südbahngesellschaft. Untersucht wurde die Einwirkung der Lokomotivengase auf den Beton zweier Unterführungen nach 13jähriger Benutzung. Die Rauchgase waren im allgemeinen etwa 1 cm tief eingedrungen. Die Eiseneinlagen waren unversehrt. Beton-Zeitung 1910. Nr. 12. — L. Januar 1909. I, 2. S. 25.

Die Wirkung von Seewasser auf Beton. Kurze Mitteilung über amerikanische Versuche. Beton-Zeitung 1910. Nr. 12.

Die Prüfung von Traß. Vorschlag zu Vorschriften über die Prüfung von Traß. Von Prof. M. Gary. Mitt. Kgl. Mat.-Prüf.-Amt, Gr.-Lichterfelde 1910. 2/3. Heft.

Untersuchung eines Schlackenzementes. Mitteilungen der sehr günstigen Versuchsergebnisse des Prof. Giulio Bellotti über die Eigenschaften eines aus Hochofenschlacke hergestellten Zementes. Zement u. Beton 1910. Nr. 12.

3. Wirtschaftliches.

Zunahme des Absatzes der ausländischen Zementfabriken in Deutschland. Die Einfuhr ausländischen Zementes steigt rascher als die Ausfuhr deutschen Fabrikats, wenn auch letztere, absolut genommen, größer ist. Beton-Zeitung 1910. Nr. 12.

Verein Deutscher Portlandzementfabrikanten E. V. Bericht über die Hauptversammlung vom 21. bis 23. Februar. Zement und Beton 1910. Nr. 14, 15. — Schweiz. Bztg. 1910. Nr. 8. — Zentralbl. Bauv. 1910. Nr. 20. — Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 28, 30, 34 u. 37. — Dtsch. Bztg. Mitt. Zem. 1910. Nr. 5 u. 6.

Die XIII. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. Berlin, 23. bis 25. Februar. Eisenbeton 1910. Nr. 6. Beton-Zeitung 1910. Nr. 10. — Ausführlicher Bericht. Zement u. Beton 1910. Nr. 11, 12, 13. — Schweiz. Bztg. 1910. Nr. 8. — Zentralbl. Bauv. 1910. Nr. 8. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 30, 34 u. 37. — Dtsch. Bztg. Mitt. Zem. 1910. Nr. 5 u. 6. — Beton u. Eisen 1910. Nr. 4.

Österreichischer Betonverein. Sitzungsbericht: Prof. Heß (Brünn) berichtet über Belastungsversuche an Plattenbalkenkonstruktionen.

Betonzeitung 1910. Nr. 9. — Beton und Eisen 1910. Nr. 4.

Annual Convention of the National Association of Cement Users. Im Februar tagte der Verein der Zementverbraucher in Chicago. Neben einer Ausstellung wurden zahlreiche Vorträge veranstaltet, deren Inhalt kurz wiedergegeben wird und über Betonstraßen, Betonsteine, Säulen, Betonwohnhäuser u. ä. handelt. Eng. News. Vol. 63. Nr. 9. S. 259.

Tagung der höheren technischen Baupolizeibeamten. Die Tagung erfolgt erstmalig und führt zur Gründung der „Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands“. Kurzer Bericht über die behandelten technischen Fragen. Zement und Beton 1910. Nr. 11. — Tonindustrie-Ztg. 1910. Nr. 30. — Beton und Eisen 1910. Nr. 4.

II. Theorie.

Sul calcolo corrente delle travi a traliccio con maglie rettangolari. Von Ing. A. Danusso. Beitrag zur Berechnung des Ständerfachwerks ohne Streben (Vierendeelträger), der zu recht einfachen Formeln führt. Il Cemento 1910. Nr. 3.

Ermittlung des größten Momentes über der Stütze eines durchgehenden Bauteiles bei Einwirkung einer wandernden Lastgruppe, bestehend aus zwei Kräften in konstantem Abstände. Formeln. Beton und Eisen 1910. Nr. 4.

Berechnung von eingespannten Gewölbchen. Von Ing. Burghardt. Annahme einer parabelförmigen Bogenachse und weitere Vereinfachungen; Ableitung von Formeln und einer Tabelle zur Berechnung des Schubes, der Einspannungsmomente und des Auflagerdruckes. Beton und Eisen 1910. Nr. 4.

Dimensionierungsformeln für einfach und doppelt bewehrte Betonplattenbalken. Von Ing. L. Herzka. Wertvoll sind die aus umfangreichen Formeln abgeleiteten vielseitigen Tabellen. Verfasser kommt u. a. zu dem Ergebnis: Bei gleicher statischer Höhe h' und für dasselbe Moment M erfordern doppelt bewehrte Plattenbalken einen größeren Eisenaufwand als doppelt bewehrte Platten von der gleichen Breite. Ein doppelt bewehrter Plattenbalken ist hinsichtlich seines Bewehrungsgehaltes um so wirtschaftlicher, je größer seine Stegbreite b_0 und bei gleicher Stegbreite, je näher die Plattenunterkante an die Nulllinie heranrückt. Die weitere Folgerung, daß einfach bewehrte Plattenbalken einen geringeren Eisengehalt als einfach bewehrte Platten von derselben Höhe erfordern, dürfte wohl nur für den sogenannten „idealen Bewehrungsgehalt“ gelten und sich nicht auf Träger gleicher Tragfähigkeit

beziehen. Desgl. die Folgerung: Bei einfach bewehrten Plattenbalken gleicher Höhe nimmt der Eisenaufwand mit abnehmender Plattendicke ab und wird bei konstantem Verhältnis der Plattendicke d zur statischen Höhe h' um so sparsamer ausfallen, je kleiner die Stegbreite b_0 im Verhältnis zur Plattenbreite b ist. Östr. Woch. öff. Baud. 1910. Nr. 9 u. 10.

La flexion du béton. L. Gellusseau, Ing. Arts et Manuf., weist nach, daß die Annahme der Proportionalität zwischen Spannung und Dehnung und die Annahme ebenbleibender Querschnitte bei der Biegung solcher Baustoffe, die für Druck und Zug verschiedene Elastizitätszahlen haben, zu einem Widerspruche führt; denn unter den genannten Voraussetzungen müßten sich die Elastizitätszahlen wie die Bruchfestigkeiten verhalten. Le Ciment armé 1910. Nr. 2.

Les déplacements quotidiens du sommet de la Tour Eiffel. Enthält Angaben über den tatsächlichen Winddruck. Le génie civil 1910. Nr. 19.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

I procedimenti per determinare l'aderenza delle malte ed i loro difetti. Beschreibung verschiedener Verfahren zur Bestimmung der Haftfestigkeit von Mörtel, mit Abb. und Tabelle einiger Festigkeitszahlen. Il Cemento 1910. Nr. 4.

Tests of Concrete Columns made under Building Conditions. Von Berry. Beim Bau eines großen Geschäftshauses zu Pennsylvania wurden vertragsmäßig 9 Säulen von $35,5 \times 35,5$ cm Querschnitt und 3,6 m Höhe zu Versuchszwecken entnommen. Angaben über Beschaffenheit und Prüfung der Säulen mit zahlreichen Abbildungen. Die Messungen ergaben vorzügliche Beschaffenheit des Betons, der in Säulen ohne Eiseneinlage fast die gleiche Druckfestigkeit zeigte als mit Spiralarmierung. Eng. Rec. Vol. 61. Nr. 8. S. 206.

Beitrag zur Durchbiegung von Eisenkonstruktionen und Folgerungen hieraus. Von Dipl.-Ing. Pollnow. Vergleich der für einen durchgehenden Träger gerechneten und gemessenen Durchbiegungen; die letzteren sind wesentlich geringer als die ersteren. Der Balken hat sich als an den Enden fest eingespannt verhalten. Beton und Eisen 1910. Nr. 4.

Versuch mit einem Träger aus Kalkmörtel. Von A. Werner. Probebelastung eines unbewehrten Trägers aus mexikanischem Kalkmörtel ergab vor dem Auftreten von Rissen eine rechnerische Druckspannung von 19 kg/qcm, eine Zugspannung von 25 kg/qcm. Beton und Eisen 1910. Nr. 4.

Tests of Models of the Medina Aqueduct Arch. Im Staate New York wird eine

Kanalbrücke geplant, die als Betonbogen von etwa 85,5 m lichter Weite einen Eisenbetonkasten von 4 m Höhe und 38,7 m Breite tragen soll, der eine Wasserlast von 4 t/qm erhält. Stützweite und Belastung rechtfertigen große Vorversuche und diese werden zurzeit durchgeführt. Ein Versuchsbogen von 2,4 m Stützweite wurde zum Bruche belastet. Zahlreiche Beobachtungen werden mitgeteilt. Mit Abb. Eng. Rec. Vol. 61. Nr. 18. S. 264. — Eng. News. Vol. 63. Nr. 10. S. 275. — s. auch V. 3.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Ministerialerlaß über Belastungsannahmen und zulässige Beanspruchungen. Wiedergabe der Bestimmungen. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 32, 38. — s. auch L. 1910. April IV.

Belastungsannahmen im Hochbau. Die sehr beachtenswerten Forderungen auf zeitgemäße Neuordnung der amtlichen Vorschriften haben z. T. durch die erlassenen Bestimmungen vom 31. 1. 1910 Erledigung gefunden. M. Bulnheim (Dresden) schlägt u. a. folgende Begriffsklärungen der verschiedenen Belastungen vor:

Eigengewicht = Gewicht des tragenden oder stützenden Bauteiles;

Auflast = Gewicht der unveränderlichen, mit dem Bauteile nicht unwandelbar verbundenen und seine Tragfähigkeit nicht erhöhenden Last;

Verkehrslast = die zufällige, veränderliche oder bewegliche, von der Zweckbestimmung abhängige Belastung der Baukonstruktion (z. B. Personen, Einrichtungsstücke, lagernde Massen usw.);

ständige Last = die Gesamtheit der unveränderlichen Lasten, also: Eigengewicht + Auflast;

Nutzlast = die Last, zu deren Aufnahme der Baukonstruktionsteil nützen soll, also: Auflast + Verkehrslast;

Gesamtlast = die Gesamtheit aller Lasten, also Eigengewicht + Auflast + Verkehrslast;

Bruchlast = die Belastung von Probekörpern oder Prüfungsbauteilen, unter der diese so zerstört werden, daß das Manometer der Prüfungsmaschine trotz Drucksteigerung sich rückwärts dem Nullpunkte zuzubewegen beginnt.

Zement und Beton 1910. Nr. 13. — Eingehende Besprechung von Reg.-Rat Laskus: Beton und Eisen 1910. Nr. 4.

Reinforced Concrete Regulations of Building Codes. Ein Leitartikel bespricht die Verschiedenheiten in der Behandlung des Eisenbetons bei verschiedenen Stadtverwaltungen und rät zur Annahme eines gemeinsamen Baugesetzes. Eng. Rec. Vol. 61. Nr. 7. S. 173.

Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete. Grundlagen für ein Baugesetz betreffend Verwendung von Eisenbeton, aufgestellt vom Verein amerikanischer

Zementverbraucher. Eng. Rec. Vol. 61. Nr. 10. S. 268.

V. Ausführungen.

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

Ferro Concrete. Ein Vortrag über die Vorzüge des Eisenbetons. Praktische Proben mit Eisenbetonpfählen in der Themse zeigten selbst nach sieben Jahren keine Roststellen im Metall, das man freilegte. Concr. and Constr. Eng. März 1910.

An Application of Tile to Concrete Surface. Um Betonwände im Freien zu bauen, wird Anwendung von Ziegeleinlagen empfohlen. Muster sind beigefügt. Cement Age 1910. Febr. S. 90. Mit Abb.

Verbindung von frischem und altem Beton. Es wird ein eigenartiger Vorschlag in Amerika veröffentlicht, der darin besteht, die Oberfläche des alten Betons mit Eisbeuteln zu bedecken, um so das Abbinden bis zur Fortsetzung der Betonarbeiten zu verzögern. Zement und Beton 1910. Nr. 14.

Oils mixed with Concrete. Bericht über die L. März 1910. I, 1. S. 131 erwähnten amerikanischen Versuche, Mineralöle dem Beton beizumischen. Concr. and Constr. Eng. März 1910. S. 166.

Armierete Kunststufen, System Friesecke. Winkelförmige Stufen, bei denen eine Trittstufe mit der über ihr liegenden Setzstufe vereinigt ist. Mit derselben Stufe lassen sich verschiedene Steigungsverhältnisse erzielen. Für einseitig eingespannte Stufen ist die gewählte Form sehr günstig, da die Trittstufe als Platte im gedrückten Teile des Trägers liegt. Mit Abb. Dtsch. Bztg. Zem. Mitt. 1910. Nr. 7.

Orgues en ciment armé. Orgel aus Eisenbeton. Mit Abb. Le Ciment 1910. Nr. 2. s. L. April 1910. V, 1. S. 177.

2. Ausführungen im Hochbau.

A Concrete House with untreated surface. Villa in einem Seebad ist in Eisenbeton hergestellt, ohne die Außenwände nach Ausschalung weiter zu bearbeiten. Gerühmt wird gutes Aussehen, Wetterfestigkeit und Billigkeit dieses Baues. Einzelheiten. Cement Age 1910. Februar. S. 65. Mit Abb.

Kirche aus Eisenbeton. In New-York wurde, um an Kosten zu sparen, eine Kirche bis auf einige eiserne Dachbinder vollständig aus armiertem Beton hergestellt. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 11.

Dock Warehouses at Marseille. Die für 1478 000 Frs. erbauten Speicher wurden in 10 Monaten fertiggestellt, schneller und billiger

als in Eisenfachwerk möglich gewesen wäre. Allgemeine Angaben u. Abb. Concr. and Constr. Eng. März 1910. S. 205.

Eisenbetonfachwerk-Bauten. Beschreibung zweier Transformatorengebäude in Diedenhofen und Metz. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 14.

Le premier gratte-ciel européen. Der erste europäische „Wolkenkratzer“ in Liverpool. Beschreibung mit Abb. Mehrfache Verwendung von Eisenbeton mit Einlagen von 46 und 50 mm. Le Génie civil 1909. 1. Dezember. — Le Ciment armé 1910. Nr. 2.

Concrete Pile Foundation, Evansville. Betonpfähle, in wagerechter Lage hergestellt, zeigen Mischungen 1:2:4 aus Flußsand und Kies. Angaben über den Einbau der Pfähle mit Druckwasser. Eng. Record. Vol. 61. Nr. 8. S. 218. Mit Abb.

Gründungen mittels mechanischer Bodenverdichtung, „System Compressol“, in Ägypten. Begründung, warum in Ägypten dieses Verfahren besonders vorteilhaft ist. Anordnung der Brunnen, Bauvorgang; Bodendruck ohne Berücksichtigung der Reibung 1,6 kg/qcm. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 4.

Gründungsplatte aus Eisenbeton. Kurze Beschreibung mit Abb. der Gründung eines fünfgeschossigen Geschäfts- und Wohnhauses in Hamburg auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte. Die Kosten betragen nur die Hälfte der ursprünglich vorgesehenen Pfahlgründung. Zement und Beton 1910. Nr. 13.

Eisenbetondecken. Von Rgbmstr. Werner. Stuttgart. Die Beschreibung einer Hohlkörperdecke. Die Hohlkörper bestehen aus Bims- oder Schlackenbeton und werden auf der Baustelle in kürzester Zeit angefertigt. Mit Abb. Eisenbeton 1910. Nr. 6.

Die Bulbeisendecke im Neubau des Schuppens am Moldauhafen zu Hamburg. Von Dipl.-Ing. Kaufmann. Gründung: Betonpfeiler von etwa 6 m Höhe auf Pfahlbündeln aus Gerad- und Schrägpfählen. Erdgeschoßdecke etwa 7 m über M.N.W. Durch Verwendung von Bulbeisen wurde eine Ersparnis von etwa 7 M/qm erzielt. Berechnung. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 4 und 5.

Ein Eisenbetonfachwerk-Träger von 20 m Stützweite. Mit gedrückten Streben und parallelen Gurten, deren Schwerachsen 3,56 m Entfernung haben. Belastung jedes Knotens 32 t. Die Bewehrung ist lehrreich und vorbildlich. Zulässige Zugbeanspruchung im Eisen 1500 kg/qcm. Die Untergurteisen gehen ohne Stoß auf 18 m Länge durch. An den Knotenpunkten sorgen eiserne Bleche und Schuhe für ein gutes und konzentrisches Zusammenwirken der Stäbe. Kosten eines Trägers 3000 M, wovon

die Hälfte auf die Schalung. Mit Abb. Dtsche. Bztg. Mitt. Zem. 1910. Nr. 6.

Ausführung von Fabrik- und Schornsteinbau unter besonderer Berücksichtigung der Feuerfestigkeit der Materialien und Baustoffe. Von Oberingenieur Steppes. Schornstein von 60 m Höhe und Staubkammer für eine Zementfabrik; in beiden herrscht für gewöhnlich eine Temperatur von rund 500° C, des öfteren aber sogar 700° C. Ergebnisse von Versuchen über die Würfel- und Biegezugfestigkeit des Betons bei solchen Temperaturen, die recht günstige Werte darstellen. Mitteilungen über die Bewährung der Anlage. Mit Abb. Dtsche. Bztg. Mitt. Zem. 1910. Nr. 7.

Details of a tapered Concrete Chimney at Boston. Schornstein von 37,5 m Höhe mit äußerem Durchmesser von 1,75 m oben und 3,05 m unten. Angaben über Beton und Eisenlagen. Eng. Rec. Vol. 61. Nr. 9. S. 258.

Design of Retaining Walls. Beim Bau einer Schmelzhütte in Steptol Valley wurden durch die örtliche Lage rund 1700 m Stützmauern verschiedener Höhe erforderlich, für die ein zweckmäßiger Querschnitt in \perp -Form gefunden wurde. Bei 6 m Mauerhöhe stellte sich der Eisenbetonbau etwa halb so schwer als reiner Betonbau. Zahlreiche Angaben über die Bauausführung. Mit Abb. Eng. Rec. Vol. 61. Nr. 8. S. 210.

A Water Tank with a Dome supported Bottom. Wasserbehälter zu Cajame, Mexico, zylindrisch von 8 m Durchmesser, 12,7 m Wandstärke, 4,4 m Wasserstandshöhe. Die Lehrgerüste und Schalungen wurden so ausgebildet, daß sie mehrfach wieder verwendet werden konnten. Mit Abb. Eng. Rec. Vol. 61. Nr. 9. S. 248.

I progetti premiati al Concorso per Costruzioni Edilizie nelle regioni italiane soggette a movimenti sismici. Beschreibung des Vorschlags und Entwurfs von Edm. Coignet, Paris. Mit Abb. Il Cemento 1910. Nr. 4.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Brücken in Eisenbeton als Überführungen für Kleinbahnen. Bogenbrücken mit Rundeiseneinlagen, rund 24 m Öffnung, 2,80 m Breite. Aufhängung der Lehrbögen an einem doppelten Sprengwerk über dem Gewölbe. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 4.

A Concrete skew Arch at Chicago. Schiefe Straßenbrücke von 42 m Länge, 11,5 m Breite, mit einem Bogen von 22,5 m Spannweite. Die Lage ist 68½° gegen die untere Kanalachse. Kurze Angaben über Beton und Baueinheiten. Eng. Rec. Vol. 61. Nr. 8. S. 211.

A Two Span Concrete Highway Bridge. Straßenbrücke mit 2 Bögen von je 19 m Spann-

weite. Beton 1:2:6 im Widerlager, 1:2:4 im Bogen. Rundeisen von 16 mm Stärke. Einzelheiten über Kosten. Mit Abb. Eng. Rec. Vol. 61. Nr. 8. S. 224.

Ponts en arc en béton coulé dans une enveloppe en fer. Bogenbrücken, deren Haupttragteile aus einzelnen eisernen Zylinderstücken zusammengesetzt und mit Beton gefüllt werden. Le Ciment 1910. Nr. 2.

Culvert at Kilton. Der in L. März 1910. V, 5. S. 136 erwähnte Eisenbahndurchlaß wird an der Hand von Abb. besprochen. Concr. and Constr. Eng. März 1910. S. 207. — Eng. Rec. Vol. 61. Nr. 7. S. 182.

Impiego delle travi sperimentali in scala ridotta per le prove statiche delle costruzioni in cemento armato. Anwendung von Versuchsträgern kleineren Maßstabes für die statische Prüfung von Eisenbetonbauteilen beim Bau der Straßenbrücke über den Po bei Piacenza. Die Flutbrücke auf Mailänder Seite hat eine gesamte Länge von 205 m, die 3 Gruppen zu je 4 Öffnungen mit je 15 m Stützweite und eine 13. Öffnung umfaßt. Die Hauptträger sind Plattenbalken, durchgehend über je 2 Öffnungen mit dem festen Lager auf der Mittelstütze. Diese Anordnung bietet den großen Vorteil, daß die hohen Pfeiler durch die Längenänderungen der Träger so gut wie gar nicht beansprucht werden, da sich die Schübe aufheben. Die Balken lagern auf eisernen Lagerplatten von 4 cm Stärke und 15 cm Breite, die oben etwas abgerundet sind, so daß sich die Berührung auf etwa 10 cm erstreckt. Durch mehrere Bleche von nach unten zunehmender Breite wird der Auflagerdruck auf den umschnürten Pfeilerkopf übertragen. Eiseneinlagen der vier Hauptträger: oben 16 \varnothing 21 mm, unten 24 \varnothing 30 mm. Fahrdamm 7,5 m breit, 2 Fußwege je 1,25 m breit. Bauzeit drei Monate, Kosten des Viadukts mit Pfeilern und Gründung 430 000 Lire, d. h. 210 M für 1 qm Fahrbahn. Die Versuchsbalken waren in 1/3 natürlicher Größe hergestellt; gemessen wurden die Durchbiegungen und die Dehnungen und Kürzungen der Randfasern. Die Ergebnisse der Versuche und der Vergleich mit den Probelastungen am Bauwerk sind ausführlich mitgeteilt. Mit Abb. Il Cemento 1910. Nr. 4 und 5.

Reinforced Concrete Aqueduct Lining. Im Zuge des Illinois-Mississippi-Kanals liegen 9 Kanalbrücken von zus. 558 m Länge, die bedeutendste von 106 m Länge. Stützweiten von 10,6 m wurden allgemein vorgesehen. Breite des Wasserspiegels 12 m, gewöhnliche Tiefe 2,1 m. Trog aus Eisenbeton ruht auf eisernen Stützen. Eng. News, Vol. 63. Nr. 8. S. 223.

Converting a Steel Bridge into a Reinforced Concrete Bridge. Bei einer Straßen-

brücke von rd. 15 Stützweite wurden die leichten Eisenträger durch Betonummantelung in geeigneter Weise tragfähiger gemacht. *Concr. and Constr. Eng.* März 1910. S. 187. Mit Abb.

The Boston Elevated Railway. Kurze Angaben mit Abb. der Betonbrücken, wobei die in L. Februar 1910. V, 3. S. 104 erwähnte, mit Eisenbeton umgebene eiserne Brücke besprochen wird. *Concr. and Constr. Eng.* März 1910. S. 190.

Grande viadotto in California. Gerüstpfeilerviadukt aus Eisenbeton. Mit Abb. *Il Cemento* 1910. Nr. 4. — *Zeitschr. östr. Ing. A.-V* 1910. Nr. 6.

4. Ausführungen im Wasserbau.

La fabrication et la manutention du béton dans la construction des écluses du canal de Panama. Ausführliche Besprechung über Herstellung und Förderung des Betons bei den Panama-Schleusenbauten. Mit guten Abb. *Le génie civil* 1910. Nr. 22.

Il nuovo porto dell' Ammiragliato a Dover. Beschreibung des neuen Hafens in Dover, mit vorzüglichen Abbildungen über die Herstellung und Verwendung der Betonblöcke. *Il Cemento* 1910. Nr. 3.

Concrete Work in the Chelsea Dock Improvement. Neue Hafenanlagen hat die Stadt New York geschaffen; kurze Angaben über architektonischen Schmuck durch Betonornamente *Cement Age.* Februar 1910. S. 75. Mit Abb.

Reinforced Concrete Quays at King's Dock, Swansea. Kurze Angaben über die Ladekais mit zahlreichen Abbildungen von Bauzuständen und fertigen Anlagen. *Concr. and Constr. Eng.* März 1910. S. 159.

Concrete for the Preservation of Piles exposed in Seawater. Betonmäntel um Holzpfähle werden vielfach bei Seebauten verwendet. Art der Herstellung wird beschrieben. Teils wird Betonhülle vor dem Einrammen um den Pfahl gelegt, teils aber wird ein Eisenrohr über den Holzpfehl geschoben, der Zwischenraum ausgepumpt

und mit Beton gefüllt. Besondere Ausbildung des Verfahrens bei Hafengebäuden in San Francisco. *Eng. News*, Vol. 63. Nr. 9. S. 261.

Construction of Reinforced Concrete Dam at Fredericksburg. Staumauer von rund 220 m Länge und 7 m Höhe über Sohle in Beton 1:2:4 mit gedrehtem Flacheisen als Einlage wurde in Virginia errichtet. *Eng. Rec.*, Vol. 61. Nr. 7. S. 196. Mit Abb.

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

An Experimental Road Surfacing of Concrete Cubes. Kleinsteinpflaster aus Betonwürfeln von 5 cm Seitenlänge wurde auf einer Versuchsstrecke von 550 m eingebaut. Kurze Angaben über die Herstellung. 26 000 Würfel ließen sich täglich fertigen, daher billige Befestigung etwa 2 M/qm. *Eng. News*, Vol. 63. Nr. 9. S. 258. *Eng. Rec.* Vol. 61. Nr. 10. S. 277.

Armierter Makadam. Kurze Beschreibung einer in Frankreich bei Automobilstraßen bewährten Straßenbefestigung aus Eisenbeton. *System Guiet.* Beton-Ztg 1910. Nr. 12.

A Combined Concrete Fence and Retaining Wall. Zum Absperren der Bahn von der gleichlaufenden Straße wurde eine 2,15 m hohe, 15 cm starke Eisenbetonmauer errichtet und zwar in Verbindung mit einer Betonstützmauer. Angabe der Querschnittsabmessungen. *Eng. Rec.* Vol. 61. Nr. 9. S. 242. Mit Abb.

Wasserrohre aus armiertem Beton. Vorschlag über Ersatz der gußeisernen Wasserleitungsrohre durch solche aus Eisenbeton. Angabe der maschinellen Herstellung und Kostenvergleich. *Beton-Zeitung* 1910. Nr. 12.

VI. Allgemeine Fragen.

La défense de Paris contre les inondations. Vorschlag, neben dem eigentlichen Flußlaufe unterirdische Kanäle anzulegen und so ein ausreichendes Durchflußprofil zu schaffen. *Le Ciment armé* 1910. Nr. 2.

RUNDERLASS,

BETREFFEND DEUTSCHE NORMEN FÜR EINHEITLICHE LIEFERUNG UND PRÜFUNG VON PORTLANDZEMENT UND VON EISENPORTLANDZEMENT*.)

Berlin, den 16. März 1910.

An Stelle der „Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement“ vom 28. Juli 1887 (*M.-Bl. f. d. g. i. V.* 1887, S. 189 und Zentralblatt der Bauverwaltung 1887, S. 309) treten von jetzt ab die „Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement und von Eisenportlandzement“ vom Dezember 1909.

Beide Normen, von denen je ... Abdrucke beigelegt sind, unterscheiden sich lediglich in den beiden Abschnitten:

*) Weitere Abdrucke von diesem Runderlaß und den „Normen“ sind zum Preise von je 30 Pf von der Verlags-handlung Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W (66), Wilhelmstraße 90, zu erhalten.
D. Schriftlfg.

I. Begriffserklärung und
II. Verpackung und Gewicht.

Bereits mehrere Jahre vor Aufstellung dieser neuen Normen waren in meinem Auftrage, und zwar auf Veranlassung des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten und des Vereins Deutscher Eisenportlandzementwerke umfangreiche vergleichende Versuche mit Portland- und Eisenportlandzement vorgenommen worden; ich verweise deswegen auf das 5. und 6. Heft der „Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde-West“, Jahrg. 1909.

Dasselbst ist auf S. 338 bis 353 die Prüfung von Eisenportlandzement im Vergleich zu Portlandzement in den Versuchsreihen I, IIa und b mitgeteilt (Tabelle 1 bis 23). Das Ergebnis der Prüfung befindet sich auf S. 353.

Ein Auszug aus dieser Veröffentlichung wird Euer... demnächst zur Verteilung an die nachgeordneten Behörden und Beamten zugehen.

Die obengenannten Versuchsreihen können gegebenenfalls bereits vor der im Erlaß vom 6. März 1909*) — III. 189 A. I. D. 4686 — erwähnten Untersuchung einen Anhalt geben, ob nach dem Gegenstande der Bauausführung die eine oder die andere Zementart vorzugsweise geeignet erscheint; dabei ist hinsichtlich des Eisenportlandzements, besonders wenn es sich um Lufterhärtung handelt, die Bewährung mit besonderer Sorgfalt durch Versuche festzustellen. Die in der Regel für beide Zementarten zu veranlassende Ausschreibung kann hiernach ausnahmsweise auch von vornherein auf eine Zementart beschränkt werden.

Im übrigen bemerke ich zu den neuen Normen folgendes:

zu I, Begriffserklärung von Portlandzement.
Die in der Begründung und Erläuterung erwähnten

Naturzemente sind den Portlandzementen ähnliche, aus natürlichen Steinen durch einfaches Brennen hergestellte Erzeugnisse, die jedoch mangels inniger Mischung der Bestandteile nicht die erforderliche Gleichmäßigkeit gewährleisten. Solche Zemente dürfen nicht als Portlandzemente bezeichnet werden.

zu I, Begriffserklärung von Eisenportlandzement.

Um die Erfahrung bei Verwendung dieses Zements zu erweitern, ist von etwaigen verdächtigen Erscheinungen, die eine schädliche Zusammensetzung der Schlacke vermuten lassen, dem Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde Mitteilung zu machen.

Insbesondere wird eine Nachprüfung durch das Materialprüfungsamt erforderlich sein, falls die Vermutung vorliegen sollte, daß die Mischung des gelieferten Zements der Probe nicht entspricht.

zu VII. Festigkeit.

Bei Vergebung von größeren Zementlieferungen empfiehlt es sich, vor der Zuschlagserteilung nicht nur Proben mit Normensand und in der Normalmischung 1:3 anzustellen, sondern, wie dies in der Begründung und Erläuterung hervorgehoben wird, auch mit denjenigen Mischungen und Sandsorten, die bei dem Bau wirklich verwendet werden sollen (z. B. 1:5 oder 1:7).

Es sei hier noch besonders darauf hingewiesen, daß die Druckprobe in Zukunft in erster Linie maßgebend sein soll, die Zugprobe jedoch daneben beibehalten ist, da sie als Vorprobe genügt und auf den Baustellen meist leichter auszuführen sein wird.

Ich ersuche, hiernach alle nachgeordneten Behörden und Beamten mit Anweisung zu versehen.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

v. Breitenbach.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48,
Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Patent-Anmeldungen.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

80 a. E. 14 835. Riffelwalzwerk zur Aubereitung von Ton, Braunkohle u. dgl. Chr. Erfurth & Sohn, Teuchern. 19. 6. 09.

80 a. L. 27 125. Verfahren zur Herstellung von Wellplatten aus Faserstoffen und hydraulischen Bindemitteln mit Metalleinlagen. Dr. Georg Wilhelm Lotterhos, Berlin, Belleallianceplatz 14. 27. 11. 08.

80 a. R. 25 701. Preßvorrichtung zur Herstellung glattwandiger oder profilierter Voll- und Hohlkörper aus Beton, Zement o. dgl., bei welcher die Preßform unter dem Drucke des Preßgutes dem Fortschritt der Formfüllung entsprechend vorwärts bewegt wird. Rudolf Reeder jr., Köln, Eifelstr. 56. 13. 1. 08.

Patent-Erteilungen.

80 a. 221 194. Stampfform zur Herstellung längsgewölbter Betonträger von vorzugsweise glockenförmigem Querschnitt. Matthäus Dutschmann, Dresden, Langebrückerstr. 7. 2. 2. 09. D. 21 125.

*) Zentralblatt der Bauverwaltung 1909, S. 153.

80 a. 221 195. Verfahren zur Härtung von Kunststeinen. Georg Lacher, Weißenburg a. S. 2. 5. 09. L. 28 004.

37 a. 413 067. An zwei Seiten aufgeschlitzter Halter zur Befestigung von Schallsolierplatten und Putzdecke an Eisenbetonrippendecken. Otto Kilp, Wiesbaden, Philippsbergstr. 41. 1. 6. 08. K. 34 706.

37 b. 412 978. Mauerstein aus Zement mit Eiseneinlage. Eugen Bauer, Waiblingen. 8. 2. 10. B. 46 502.

37 b. 412 982. An der Luft getrockneter Leichtbaustein, Franz Dittenhöfer und Heinrich Dittenhöfer jr., Kronach. 9. 2. 10. D. 17 674.

37 b. 413 338. Platten aus Eisenbeton mit Verbindungsvorrichtung. Jakob Weintraut, Hagen i. W., Bahnhofstr. 29a. 18. 8. 09. W. 28 335.

37 b. 413 452. Trägermast aus Eisenbeton. Emil Voitel, Kleinsaubernitz, Post Guttau. 26. 2. 10. V. 7956.

37 f. 412 979. Zusammenstellbarer, auf der Grabeinfassung fundamentierter Grabstein aus Zement mit Eiseneinlage. Eugen Bauer, Waiblingen. 8. 2. 10. B. 46 503.

80 a. 413 153. Form zur Herstellung von Hohlmasten aus Beton o. dgl. mit Aussparungen in den Wandungen. Lolat-Eisenbeton-Breslau, Akt.-Ges., Breslau 10. 2. 10. L. 23 573.

37 e. 220 961. Schalkörper aus Blech für Betonbauten. Keith Osmond Guthrie, Brooklyn.

Nr. 409 808. T. Frey, Verfahren zur Herstellung konischer, hohler Pfähle aus armiertem Beton.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

37 a. 412 763. Gelochte Stalldeckenplatte aus Zementbeton. Wilhelm Jaeger, Neubrandenburg. 19. 2. 10. J. 9986.

- 37 b. 412 761, Betonschachtstein. Hiltruper Terrazzo- und Zementwaren-Werke Akt.-Ges., Hiltrup b. Münster i. W. 19. 2. 10. H. 45 023.
 37 d. 412 769. Türdichtungs-Apparat für Flügel- und Pendeltüren. Edmund v. Grafen, Elberfeld, Luisenstr. 59. 21. 2. 10. G. 24 046.
 37 d. 412 770. Eisenbetonzaun. P. Kreuzer, Neuwied a. Rh. 21. 2. 10. K. 42 517.
 37 e. 412 741. Hängeeisen zum Einschalen von Beton- o. dgl. Decken zwischen Eisenträgern. Heinrich Trottmann, Witten a. Ruhr. 14. 2. 10. T. 11 565.

Neue in Frankreich angemeldete Patente.

- Nr. 410 019. Rehm, Konstruktionssystem aus Beton oder armiertem Zement.
 Nr. 410 076. A. Gauzy, Treppe aus armiertem Zement.

Neue in England angemeldete Patente.

- Nr. 6428. J. H. Barker, Kiesel-Beton.

Neue in Österreich angemeldete Patente.

Laut Beschluß des österreichischen Patentamtes ist neuerdings auf folgende Erfindung ein Patent erteilt worden: Einrichtung zur Befestigung von Lagerkonstruktionen u. dgl. an Baukonstruktionsteilen, insbesondere aus Eisenbeton, gekennzeichnet durch einen U-förmig gebogenen Körper, dessen Schenkel nach auswärts gerichtete Ansätze tragen und der in den Baukonstruktionsteil derart eingebettet ist, daß die abgebogenen Schenkelenden herausragen, sodaß die in die Ansätze an den Schenkeln eingehängten Schrauben an der Seitenwand des Baukonstruktionsteiles frei liegen.

Angemeldet wurde die Erfindung von Herrn Bruno Bauer, Ingenieur in Prag.

Das österreichische Patentamt hat ferner folgende Erfindung unter Patentschutz gestellt: Betonarmierung, deren Spannungsglied eine flache Unterseite mit seitlichen Flanschen und an diesen vorgesehene diagonale Schlitzlöcher besitzt, dadurch gekennzeichnet, daß die in diese eingebrachten dünnen und flachen Scherglieder mit ihren flachen Mittelteilen dicht an der Unterseite des Spannungsgliedes anliegen und von diesem in einem Winkel wegstehen.

Anmelder der Erfindung ist Herr Avila Thomas, Ingenieur in West Detroit, Michigan (V. St. A.).

Außerdem hat das österreichische Patentamt auf folgende Erfindung den Patentschutz erteilt: Eiseneinlage für Betonkonstruktionen und Verfahren zu deren Herstellung: Nach einer Schraubenlinie anlaufende Drähte, Stäbe oder Bleche werden derart mit nach gewellten Erzeugenden einer Umdrehungsfläche verlaufenden Drähten, Stäben oder Blechen kombiniert, daß die letzteren an den Windungen der ersteren abwechselnd innen und außen vorbeigeführt sind.

Angemeldet wurde die Erfindung von Herrn Paul Lecler, Ingenieur in Monemorency (Frankreich).

Neue in Ungarn angemeldete Patente.

- 630 F. 2365. Theodor Frey, Maschinenfabrikant in Hochdorf. „Verfahren zur Herstellung von hohlen, konischen, eisernarmierten Betonmasten.“ XVII/d. 12. 1909. 744 W. 2513. Fa. Weirich & Reinken, Ingenieure in Kiel. „Eisenbetonsilo mit eingebauten Sätteln“ XVII/d. 7. 4. 09.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Eisenbeton und umschnürter Beton in den einfacheren Anwendungsformen von A. Kleinlogel, Oberingenieur. Kurze praktische Anleitung mit 88 Abb. und mehreren Tabellen. Karl Scholtze, Leipzig, Verlag W. Junghans. Preis gebunden M 5,—.

Das von dem, auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues bereits bestens bekannten Verfasser herausgegebene, sehr übersichtliche Werk richtet sich vorwiegend an die mittleren technischen Schulen und die aus ihnen hervorgegangenen Praktiker. Es gestattet diesen, sich durch Selbststudium in bester Weise mit dem Wesen, den Eigenschaften und der statischen Berechnung des neuen Baumaterials bekannt zu machen. Mit Recht behandelt der Verfasser bei den statischen Berechnungen nur die einfachsten Konstruktionsteile, hierbei nicht notwendige Formeln vermeidend und sich vorwiegend auf bewährte Rechenmethoden stützend, die durch gut gewählte Beispiele erläutert werden. Hervorhebenswert erscheint der besondere Abschnitt, der sich mit dem umschnürten Beton befaßt, wenn es auch nicht angebracht erscheinen will — vgl. die Überschrift des Buches — diese Bauart neben den Eisenbeton zu stellen, von dem sie doch nur ein immerhin beschränktes Sondergebiet darstellt. Es liegt ja allerdings auf der Hand, daß gegenüber der vom Verfasser gegebenen wissenschaftlich genauen Berechnungsart des Beton fretté in Zukunft immer mehr auf die ministeriellen Vorschriften vom 18. 9. 1909 zurückgegriffen werden dürfte, die eine sehr einfache, rechnerische Behandlung der Umschnürung gestatten; mit Recht hat deshalb der Verfasser auch diese Bestimmungen in sein Buch aufgenommen.

Neben einem kurzen geschichtlichen Überblick werden behandelt: Materialeigenschaften, Säulen, einfach armierte Platten rechteckigen Querschnittes mit und ohne Berücksichtigung der Zugspannungen im Beton, die am ganzen Umfange aufliegende Platte, doppelt bewehrte Platten rechteckiger Querschnittsform, Fundamentplatten, Plattenbalken mit einfacher und doppelter Einlage, sowie mit und ohne Berücksichtigung der Zugkräfte im Beton; im Anschluß werden eine Anzahl ausführlicher Zahlenbeispiele, unter denen „der auf Drehung beanspruchte Plattenbalken“ besonders hervorhebenswert erscheint, angeführt. Ein Abdruck der wichtigen, für den Eisenbetonbau notwendigen Tabellen vervollständigt das Ganze. Hinweise auf benutzte Quellen und Arbeiten finden sich allenthalben im Werke mit peinlicher Genauigkeit.

Das Kleinlogelsche Buch, das mit großem Verständnis für das Wichtige und mit klarem Blicke aus der Praxis heraus geschrieben worden ist, wird nicht verfehlen, sich seinen ihm gebührenden Platz innerhalb der heut fast allzugroßen Eisenbetonliteratur zu erwerben; ein jeder, der es in die Hand nimmt, wird es mit bestem Erfolg benutzen können und auch ohne besondere Vorkenntnisse befähigt sein, sich einen ausreichenden und klaren Überblick über die neuere Bauweise zu verschaffen. Möge dem Werke der verdiente Erfolg werden! M. Foerster.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

- Tonindustrie-Zeitung, Merksätze für den Betonbau. 38 S. Verlag Zement und Beton. Berlin 1910. Preis geb. M 0,75.
 Germer, Prof. H., „Mauerwerks-Untersuchungen“ 1 Bd. Text, 68 S., 1 Bd. 38 Tafeln. Verlag: Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H. Berlin 1910. Preis geb. M 6,—.

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

*Ingenieurbureau u. Eisenbetonbau-Unternehmung
für Hoch- und Tiefbau.*

Stuttgart
TELEPHON 5340

Karlsruhe
TELEPHON 2479.

Ulm a. D.
TELEPHON 962

H. Pek

PROJEKTIERUNG UND AUSFÜHRUNG VON

BETON- UND EISENBETON-BAUTEN

*Brücken, Wasserbehälter, Silos, Fabrikbauten, Lagerhäuser etc.
Fundierungen, Eisenbetonpfähle, Isolierdecken für Stallungen.*

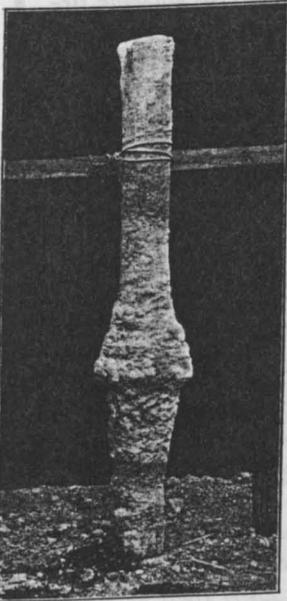
Besteigbare Eisenbetonmaste, System "Saxonia" u. "Bavaria". 129

ERSTE REFERENZ. PROSPEKTE, PLÄNE UND VORANSCHLÄGE AUF ANSUCHEN.



Grossviehmarkthalle Stuttgart

Betonpfähle Patent Strauss.



Vorteile gegenüber anderen künstlichen Gründungen:

Sofortiger Baubeginn, kürzeste Ausführungszeit. — Keine Rammarbeit, keine die benachbarten Gebäude gefährdenden Erschütterungen. — Herstellung nachträglicher Fundamentsicherungen in und neben bestehenden Gebäuden. — Gleichmässige Verdichtung des Baugrundes. — Grösste Tragfähigkeit auch bei schlechtestem Baugrund. — Erfolgreiche Anwendung für schwebende Pilotage. — Keine Ausschachtungs- und Wasserhaltungsarbeiten. — Aufschluss über die Bodenverhältnisse bei jedem Pfahl. — Anpassung der Pfahllängen an die wechselnde Gründungstiefe. — Grösste Billigkeit der Gründung.

Zahlreiche Ausführungen für staatliche und städtische Behörden sowie für Private. Interessenten stehen Mitteilungen über die Ausführung umfangreichster Gründungen auf Strauss-Pfählen gern zur Verfügung. Auf Wunsch Ingenieurberatung und Ausarbeitung von Entwürfen.

Alleiniges Ausführungsrecht für Deutschland:

Dyckerhoff & Widmann, Aktiengesellschaft

Tiefbau-Unternehmung,

Spezialgeschäft für Beton- und Eisenbetonbauten im Hoch- und Tiefbau
Biebrich a. Rh., Dresden, Berlin, Hamburg, Karlsruhe, Nürnberg - München.

Wir bauen
Mischer für 7
verschiedene
Misch-Systeme.
können also
Maschinen für
jedes Material
u. Jede Leistung
liefern.

Mischmaschinen für Mörtel u. Beton

Dr. Gaspary u. Co., Markranstädt

32) Prospekt TTM Nr. 15 gratis.

**Kauf
und
Miete.**

Einige Typen
stets auf Lager.

Wunstorfer Portland Cementwerke A.-G.

Telegramm - Adr:
Cementwerke.

Wunstorf.

Fernsprecher:
Amt Wunstorf №2.

Fabrikat von grösster Gleichmässigkeit,
Volumbeständigkeit und Mahlfeinheit.

Kleeblatt-
Cement.



Marke
I. Ranges.

Rein graue Farbe.

Höchste Festigkeiten.

[81]

WRISSENBERG- DECKEN

Patente in allen Kulturstaaten.

Lizenzen für einzelne Be-
zirke noch zu vergeben,
ferner Auslands-Patente
für einige Länder.

D. R. P. 217958. = Einfachste Herstellungsweise.
Billigkeit und Leichtigkeit der Beschaffung der nötigen Materialien.

Ausgeführt unter Anderem:

| | |
|-----------------------------------|---------|
| Volksschule, Bremen-Hastedt . . . | 2200 qm |
| Ökonomie-Gebäude, Lüneburg . . . | 1350 " |
| Baumwollspeicher, Bremen | 2110 " |
| Haupt-Feuerwache, Bremen | 3300 " |
| Volksschule, Bremen - Gröplingen | 3700 " |
| Privatvillen usw. | |

Neueste Erfindung.

Vollkommenste EISEN-Beton-Hohldecke der Gegenwart.

Die WRISSENBERG-PATENT-DECKE stellt eine Kombination der Hennebique-Eisenbeton-Decke und der mannigfaltigen Systeme der Hohlsteindecken in sinnreichster Weise dar, so dass sich nur die Vorteile der beiden zur Zeit den ganzen Deckenbau beherrschenden Systeme vereinigen.

Massiv-Decke mit ebener Untersicht ohne Balkenteilung—schallsicher—feuerfest—leicht. Erhöhter Wärmeschutz. Einfache Ausbildung als Deckenventilation.

GEBRÜDER BÖLKEN EISENBETON-HOHLDECKEN-PATENTE
"SYSTEM WRISSENBERG." BREMEN.

