

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

6. Jahrgang

BERLIN, 8. Dezember 1933

Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

Über durchlaufende Träger mit Gelenkvierecken an den Stützen.

Von Prof. A. Müllenhoff, Aachen.

I. Allgemeines.

Ein durchlaufender Träger mit beliebig vielen Öffnungen wird bekanntlich statisch bestimmt, wenn über den mittleren Stützpunkten Gelenkvierecke angeordnet werden. Das System ist wohl zuerst von Müller-Breslau als Beispiel der kinematischen Behandlung des Fachwerks untersucht worden. Auch in anderen Lehrbüchern der Statik wird es so behandelt. Eine andersartige Berechnung des Systems hat Prof. Dr. Worch gezeigt.¹⁾

Von Ausführungen des Systems ist mir nichts bekannt; als ich es in einem besonderen Falle einmal vorschlug, wurde es als „zu beweglich“ abgelehnt — ein Zeichen dafür, daß seine Eigenschaften nicht genügend bekannt sind. Die Ablehnung dieser Trägerart dürfte nicht berechtigt sein, wie in folgendem gezeigt werden soll. Es hat nämlich ein amerikanischer Ingenieur namens E. M. Wichert ein Patent in den USA. auf derartige Träger erhalten und kein geringerer als der bekannte amerikanische Brückenbauer D. B. Steinmann hat ihnen ein besonderes Buch²⁾ gewidmet, in dem er neue Erkenntnisse über das Verhalten der Träger und Vereinfachungen ihrer Berechnung bringt.

Der Träger hat, in welcher Form auch seine Umrisse gewählt werden, im wesentlichen die Eigenschaften eines durchlaufenden Balkens. Da der Träger andererseits statisch bestimmt ist, ist er frei von Zusatzspannungen infolge einer allgemeinen Temperaturänderung sowohl wie auch infolge eines Temperaturunterschiedes zwischen den beiden Gurtungen und infolge von Stützensenkungen, die bekanntlich bei statisch unbestimmten durchlaufenden Balken unter Umständen recht erhebliche Spannungen hervorrufen.

Sehr wesentlich ist aber die Eigenschaft des Systems, daß sich die Größe des negativen Momentes über den Stützen durch die Ausbildung des Gelenkviereckes in recht weiten Grenzen beliebig wählen läßt, z. B. so, daß der Inhalt der Momentenfläche für gleichförmige verteilte Belastung ein Minimum wird, oder daß sich die Momentenlinie für Eigengewicht soweit wie möglich dem Trägerumriß angleicht. Es beruht das darauf, daß, wie meines Wissens Steinmann zuerst gezeigt hat, das Moment um den über der Stütze liegenden Knotenpunkt des Gelenkviereckes nur von dem Stützendruck R und den Abmessungen des Gelenkviereckes abhängt, daß also $M = R \Delta$ ist. Δ ist die Gelenk-

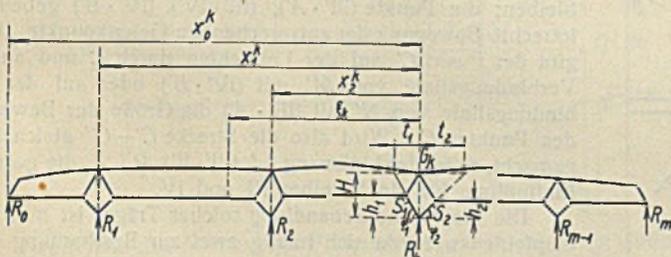


Abb. 1.

Ist nämlich Abb. 1 ein solcher Träger mit $n + 1$ Öffnungen, so lassen sich für die $n - 1$ oberen Gelenkpunkte ebensoviele Gleichungen anschreiben von der Form

¹⁾ Der statisch bestimmte Kranträger mit Y-Stützen. Bautechn. 1927, S. 752.

²⁾ D. B. Steinmann, The Wichert Truss. Verlag van Nostrand u. Co., New York 1932, 138 S.

wo R_0, R_1, \dots, R_k die Stützkräfte bezeichnet,
 x_0^k, x_1^k, \dots ihre Abstände vom oberen Gelenkpunkt G_k ,
 M_k^0 das Moment der Lasten um den Punkt G_k , $M_k^0 = \sum P \xi_k$,
 S_1^k die Stabkraft in der linken Stützstrebe bei k ,
 φ_1 ihr Winkel mit der Waagerechten,
 t_1 der Abstand ihres Schnittpunktes mit der Waagerechten von G_k .

Nun ist aber $R t_2 = S_1 \cdot \sin \varphi_1 (t_1 + t_2)$, somit

$$S_1 \cdot \sin \varphi_1 = R \cdot \frac{t_2}{t_1 + t_2} \quad \text{oder} \quad S_1 \cdot \sin \varphi_1 t_1 = R \cdot \frac{t_1 t_2}{t_1 + t_2}$$

Das ist das Moment der Stützskraft R_k , bezogen auf den Punkt G_k ; es ist entgegengesetzt gleich dem Moment der äußeren Kräfte für denselben Punkt, so daß wir setzen können

$$(1) \quad M_k = R_k \Delta = R_k \cdot \frac{t_1 t_2}{t_1 + t_2}$$

Allgemein ist

$$(2) \quad \Delta = \frac{t_1 t_2}{t_1 + t_2} = \frac{H}{\operatorname{tg} \varphi_1 + \operatorname{tg} \varphi_2} = H \cdot \frac{a_1 a_2}{a_1 h_2 + a_2 h_1}$$

wo a_1 und a_2 die Horizontalprojektionen der Länge der Stützstäbe sind.

In der Regel ist $a_1 = a_2$, also

$$(2a) \quad \Delta = \frac{a H}{h_1 + h_2}$$

und bei Symmetrie um die lotrechte Achse

$$(2b) \quad \Delta = \frac{a H}{2 h} = \frac{t}{2}$$

Wir schreiben also jetzt

$$R_0 x_0^k + R_1 x_1^k + \dots + R_{k-1} x_{k-1}^k + R_k \Delta - M_k^0 = 0 \quad (k = 1 \text{ bis } k = n - 1).$$

Außerdem gilt die Gleichung $\sum R x^n - M_n^0 = 0$ und $\sum R - \sum P = 0$.

Mit diesen $n + 1$ Gleichungen lassen sich die $n + 1$ Stützkräfte und sämtliche Stabkräfte oder, bei vollwandigen Trägern, Momente und Querkräfte ermitteln.

II. Symmetrische Träger auf drei Stützen.

So ist für einen symmetrischen Träger auf drei Stützen (Abb. 2), der durch eine Einzellast im Abstände x vom Auflager A belastet ist:

$$(3) \quad \begin{cases} A l - P(l - x) + C \Delta = 0 \\ A 2 l - P(2 l - x) + C l = 0 \\ A + B + C - P = 0 \end{cases} \quad \text{woraus} \quad \begin{cases} A = P \left[1 - \frac{x}{l} \left(\frac{l - \Delta}{l - 2 \Delta} \right) \right] \\ C = P \cdot \frac{x}{l - 2 \Delta} \\ B = -P \cdot \frac{x}{l} \cdot \frac{\Delta}{l - 2 \Delta} \end{cases}$$

Für die angegebenen Abmessungen ist nach Gl. (2b) $\Delta = 3,9$ m, also für $x = l$: $A = -0,125 P$, $C = 1,25 P$.

Setzt man in jeder Öffnung $P = g l$, $x = \frac{l}{2}$, so folgt

$$A_g = B_g = \frac{g l}{2} \cdot \frac{l - 4 \Delta}{l - 2 \Delta} \quad \text{und} \quad C_g = \frac{g l^2}{l - 2 \Delta}$$

und nach einfacher Zwischenrechnung

$$\max M_g = \frac{g l^2}{8} \left(\frac{l - 4 \Delta}{l - 2 \Delta} \right)^2 \quad \text{und} \quad \min M_g = -g l^2 \cdot \frac{\Delta}{l - 2 \Delta}$$

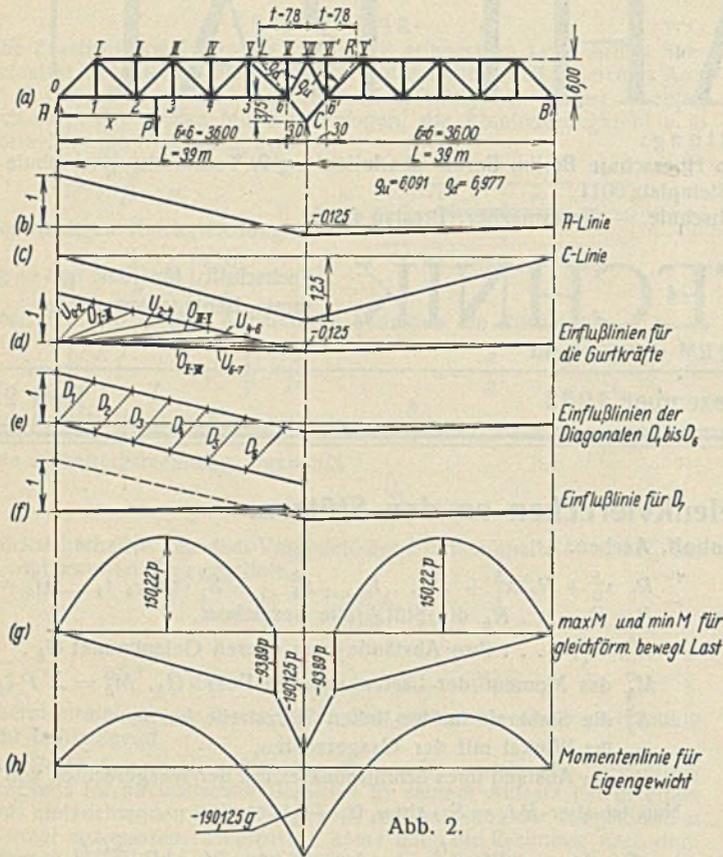


Abb. 2.

Aus der A-Linie ergeben sich die Einflußlinien der Gurkstäbe und Diagonalen. Da die Trägerhöhe gleich der Feldweite ist, sind die Multiplikatoren der Einflußlinien für

$$\mu = \frac{U_{0-2}}{1} \quad \frac{U_{2-4}}{3} \quad \frac{U_{4-6}}{5} \quad \frac{O_{I-III}}{2} \quad \frac{O_{III-V}}{4} \quad \frac{O_{V-VII}}{6} \quad \frac{D_1 \div D_6}{\sqrt{2}}$$

Für den Stab U_{6-7} wird $\mu = \frac{l}{e_u} = \frac{39}{6,901} = 5,65$.

Die Einflußlinie für D_7 ergibt sich aus der Überlegung, daß sie für Lasten in der Öffnung C—B mit der A-Linie zusammenfallen muß für Lasten links vom Punkte 6 mit der B-Linie.

Der Multiplikator ist

$$\mu = \frac{l-t}{e_d} = \frac{31,2}{6,977} = 4,47$$

Die Einflußlinien aller Stäbe von A bis zur Linie V—6 haben einen Nullpunkt in dem Abstände $l' = 39 \cdot \frac{8}{9} = 34,666$ m vom Auflager A. In dieser Strecke verhält sich der Träger wie ein einfacher Balken von der Stützweite l' . Infolgedessen besteht die Maximalmomentenlinie für gleichförmige bewegliche Belastung aus zwei Parabeln über der Strecke l' (in der linken und rechten Öffnung) mit der Höhe $p \cdot \frac{l'^2}{8} = 150,222 p$.

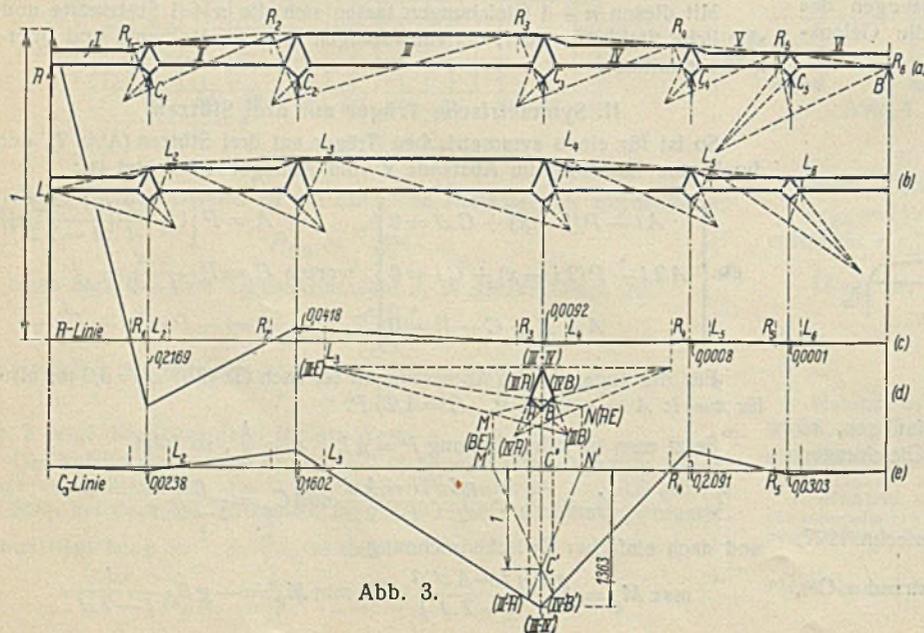


Abb. 3.

Das Minimalmoment in der Strecke l' tritt auf, wenn die Strecke $(2l-l')$ belastet ist, und ist $\min M = Ax$, also für $x = l'$

$$\min M_p' = -p \cdot \frac{\eta_c^A}{2} (2l-l')l' = -p \cdot \frac{0,125}{2} \cdot 43,33 \cdot 34,66 = -93,89 p$$

Im mittleren Teil ruft Belastung des ganzen Trägers $\min M$ hervor; am Punkt C wird

$$\min M_p^c = -C \Delta = -1,25 l p \cdot 3,9 = -p \cdot \frac{l^2}{8} = -190,125 p$$

Daraus folgt für gleichförmige Belastung durch Eigengewicht

$$M_g^c = -g \cdot \frac{l^2}{8} = -190,125 g$$

und die gezeichnete Linie der Momente vom Eigengewicht.

Hier ist das Minimalmoment gerade gleich dem des gewöhnlichen durchlaufenden Trägers, und die Momentengrenzwerte werden für die beiden Trägerarten fast gleich.

Das rührt aber nur von der Wahl des Wertes $\Delta = \frac{l}{10}$ her. Wäre Δ größer gewählt worden, so hätte sich eine kleinere Länge l' ergeben und somit ein kleineres $\max M$ und ein absolut größeres $\min M$.

Sieht man den Wert Δ als günstigsten an, für den die Momentenfläche aus Eigengewicht am kleinsten wird, so ergibt sich

$$\Delta = \frac{l}{6+2\sqrt{2}} = 0,11327 l \text{ und}$$

$$M_g^c = -\frac{g l^2}{l-2\Delta} \cdot \Delta = -0,1465 g l^2, \quad \max M_g = \frac{g l^2}{16}$$

$$M_g \text{ ist positiv auf die Länge } x_0 = l \cdot \frac{l-4\Delta}{l-2\Delta} = l \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 0,7071 l$$

In gleicher Weise läßt sich auch der Träger mit vier und mehr Stützen behandeln; es wird aber natürlich die Rechenarbeit rasch größer³⁾.

III. Balken auf mehreren Stützen.

A. Zeichnerische Behandlung.

Bei größerer Stützenszahl empfiehlt sich aber anders vorzugehen. Man kann da z. B. mit dem von Müller-Breslau angegebenen Verfahren⁴⁾ die augenblicklichen Drehpunkte (Pole) der einzelnen Fachwerkscheiben und Stäbe der Gelenkvierecke ermitteln und daraus die Einflußlinien ermitteln.

Abb. 3 zeigt die Anwendung des Verfahrens auf einem Träger mit sieben Stützen. In Abb. 3a sind die Pole R_6 bis R_1 ermittelt, um die sich die Fachwerkscheiben drehen, wenn dem Auflager A eine lotrechte Bewegung erteilt wird, ebenso in Abb. 3b die Pole L_1 bis L_6 . Mit Hilfe dieser Punkte L und R, die den Festpunkten des gewöhnlichen durchlaufenden Balkens entsprechen, ergeben sich die Einflußlinien für die Stützdrucke, z. B. A und C_3 wie gezeichnet (Abb. 3c u. e).

Die Hilfskonstruktion in Abb. 3d dient zur Ermittlung der Maßstäbe der Einflußlinie für C_3 . Sind nämlich $L_3 = (III \cdot E)$ und $R_1 = (IV \cdot E)$ die Pole der Scheiben III und IV, die in dem Punkte $(III \cdot IV)$ gelenkig verbunden sind und mit den beiden Gelenkstäben A und B eine kinematische Kette bilden, so ist $(III \cdot B)$ der Pol der Bewegung von B gegen III, $(IV \cdot A)$ der Pol von A gegen IV, und der Pol der Bewegung von A gegen die Erde $(A \cdot E)$ muß dann auf der Verbindungslinie von $(IV \cdot A)$ und $(IV \cdot E) = R_1$ und auf der Verbindungsgraden von $(III \cdot A)$ (dem linken Gelenkpunkt) und $(III \cdot E) = L_3$ liegen, also im Punkte N, ebenso der Pol $(B \cdot E) = M$ auf den Graden $(III \cdot E) - (III \cdot B)$ und $(IV \cdot E) - (IV \cdot B)$. Wird nun dem Punkte C eine vertikale Bewegung erteilt, so haben die Punkte L_3, M', N', R_1 die Ordinate Null, da sie, als Drehpunkte der zugehörigen Glieder der Kette III, B, A und IV in Ruhe bleiben; die Punkte $(III' \cdot A')$, $(III' \cdot IV')$, $(IV' \cdot B')$ geben die lotrechte Bewegung der entsprechenden Gelenkpunkte. Dann gibt der Punkt C' auf der Lotrechten durch C und auf der Verbindungslinie von M' mit $(IV' \cdot B')$ oder auf der Verbindungslinie von N' mit $(III' \cdot A')$ die Größe der Bewegung des Punktes C. Wird also die Strecke C—C' gleich Eins gemacht, so ist der Linienzug $L_3', (III' \cdot II'), R_1', \dots$ die gesuchte Einflußlinie für die Scheiben III und IV.

Die graphische Behandlung solcher Träger ist nun nicht empfehlenswert, da sich häufig zwei zur Bestimmung eines Punktes erforderliche Linien unter sehr spitzen Winkeln schneiden, so daß die Genauigkeit nicht genügt. Freunde

³⁾ Für den symmetrischen Träger über drei Öffnungen ergibt sich für gleichmäßig verteilte Last

$$A_g = B_g = \frac{g}{2} \cdot \frac{l_1^2 - \Delta(2l_1 + l_2)}{l_1 - \Delta};$$

$$C_{1g} = C_{2g} = \frac{g l_1}{2} \cdot \frac{l_1 + l_2}{l_1 - \Delta}$$

⁴⁾ Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen, I. Bd., § 52 (4. Aufl., 1905, S. 497 ff.).

graphischer Berechnungen seien auf das erwähnte Buch von Steinmann verwiesen, das eine vereinfachte graphische Berechnung bringt. Im allgemeinen wird die rechnerische Behandlung vorzuziehen sein.

B. Rechnerische Behandlung.

Steht (Abb. 3) eine Last in einem Punkte R , z. B. in R_4 , so sind alle Stützkräfte links davon gleich Null. Ferner ist das Moment für den Punkt R_4 , $M_{R_4} = 0$, also ergeben auch die Stützkräfte rechts vom betrachteten Punkte R für diesen Punkt das Moment Null. Wandert die Last nach links, so ändern sich zwar sämtliche rechts davon liegenden Stützkräfte, sie behalten aber das gleiche Verhältnis untereinander, so daß sie für eine links von R_4 stehende Last stets das Moment $M_{R_4} = 0$ behalten: Eine links von einem Punkte R wirkende Kraft ruft in diesem das Moment Null hervor.

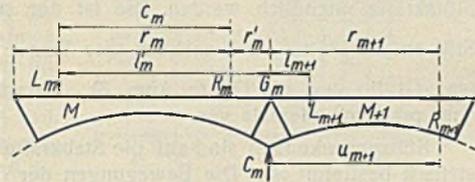


Abb. 4.

Ebenso ruft eine rechts von einem Punkte L stehende Last in diesem das Moment Null hervor. Es seien nun (Abb. 4) M und $M + 1$ zwei im Gelenke G_m aneinanderstoßende Scheiben eines durchlaufenden Trägers mit Gelenkvierecken; R_{m+1} sei der R -Punkt der Scheibe $M + 1$, der von dem oberen und unteren Gelenkpunkt bei m die Abstände r_{m+1} und u_{m+1} hat. Gesucht wird der Abstand des Punktes R_m von G_m .

Eine R_m angreifende Last ruft nun in R_{m+1} das Moment $M_{R_{m+1}} = 0$ hervor; ferner sind alle Stützdrücke links von R_m gleich Null. Es ist also

$$P r'_m = C_m \Delta_m \quad \text{und} \quad P(r'_m + r_{m+1}) = C_m u_{m+1}$$

Daraus folgt

$$(4) \quad r'_m = \frac{r_{m+1} \Delta_m}{u_{m+1} - \Delta_m} \quad \text{und analog} \quad l_{m+1} = \frac{l'_m \Delta_m}{l'_m - \Delta_m}$$

In der Regel wird, wie auch in der Abbildung angenommen, der obere und untere Gelenkpunkt in einer Lotrechten liegen, so daß $u_{m+1} = r_{m+1}$ und $l'_m = l_m$ ist. Dann ist

$$(4a) \quad r'_m = \frac{r_{m+1} \Delta_m}{r_{m+1} - \Delta_m} \quad \text{und} \quad l_{m+1} = \frac{l'_m \Delta_m}{l'_m - \Delta_m}$$

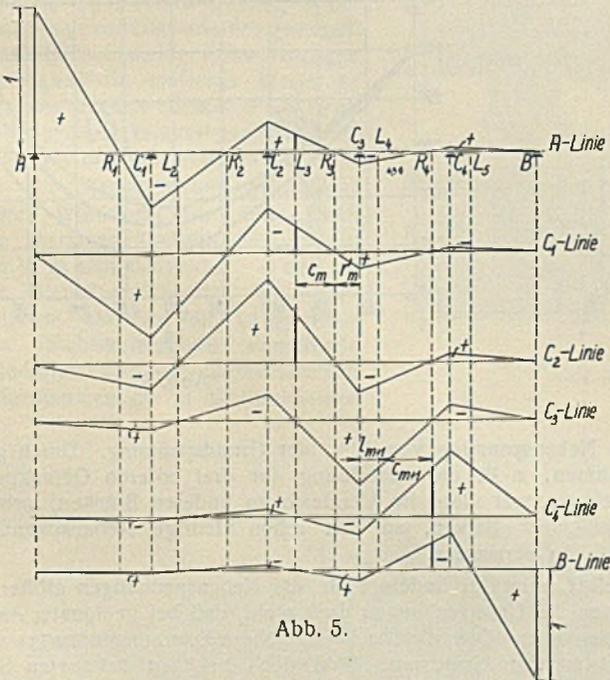


Abb. 5.

Nennt man den Abstand der Festpunkte L und R der m -ten Öffnung c_m , so wird, da die Einflußlinie für C_m durch L_m geht und eine Last in R_m im Punkte G_m das Moment $M_{G_m} = P r'_m - C_m \Delta_m = 0$ hervorruft, also

$C_m = P \cdot \frac{r'_m}{\Delta_m}$ ist, der Stützdruck C_m für eine Last $P = 1$ im oberen Gelenkpunkte G_m :

$$\eta_{c_m} = \left(1 + \frac{r'_m}{c_m}\right) \cdot \frac{r'_m}{\Delta_m} = \frac{l'_m r'_m}{c_m \Delta_m}$$

Dieser Stützdruck kann auch in anderer Weise berechnet werden. Sind nämlich (Abb. 5) die Punkte L und R berechnet, so haben die Ein-

flußlinien der Stützkräfte die skizzierte Form. Rechts von einer Last $P = 1$ im Punkte L_m sind die Stützdrücke Null; die Summe der Stützdrücke links ist gleich Eins. Da die Ordinaten der Einflußlinien dieser links gelegenen Stützdrücke in der m -ten Öffnung sämtlich in einem konstanten Verhältnis stehen, ist die Summe ihrer Ordinaten im Punkte m gleich

$$\sum_0^{m-1} \eta_{c_m} = -\frac{r'_m}{c_m}$$

Ebenso ist für eine Last $P = 1$ in R_{m+1} die Ordinatensumme der Einflußlinien für die Stützdrücke rechts an der Stelle m gleich

$$\sum_{m+1}^n \eta_{c_m} = -\frac{l_{m+1}}{c_{m+1}}$$

Steht nun eine Last $P = 1$ über dem Gelenk G_m , so ist die Summe aller Stützdrücke gleich Eins oder:

$$\sum_0^{m-1} \eta + \eta_{c_m} + \sum_{m+1}^n \eta = 1,$$

woraus folgt

$$(6) \quad \eta_{c_m} = 1 + \frac{r'_m}{c_m} + \frac{l_{m+1}}{c_{m+1}}$$

Durch diese Scheitelordinaten und die Punkte L und R sind die Einflußlinien der Stützdrücke vollständig bestimmt und können sofort aufgetragen werden.

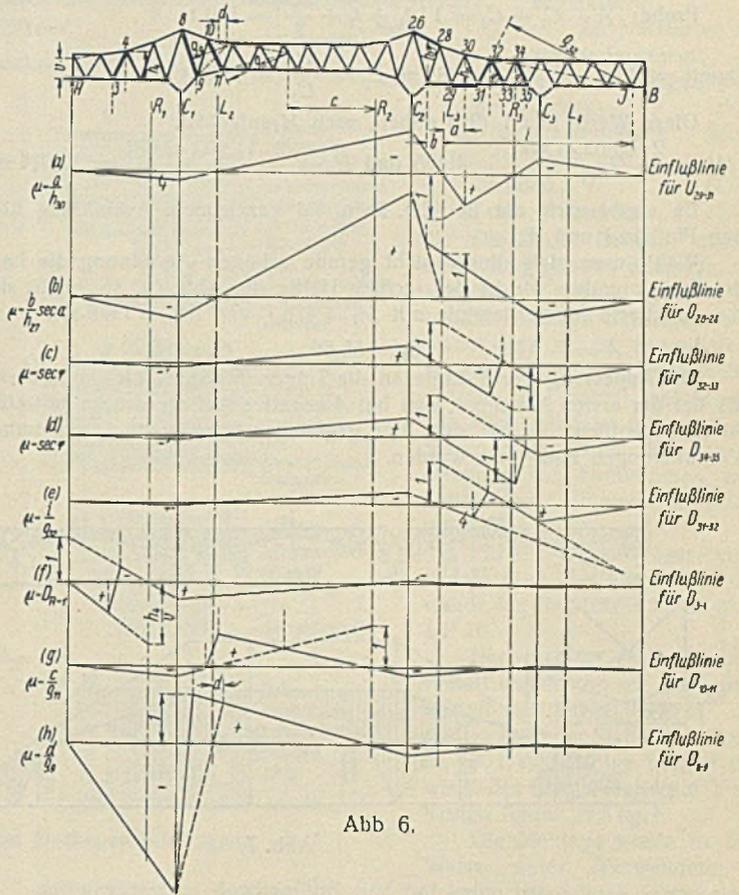


Abb. 6.

Die Einflußlinie für einen Gurtstab zwischen den Punkten L und R ist in Abb. 6a dargestellt. Abb. 6b gibt die Einflußlinie eines Gurtstabes zwischen L_3 und dem Auflager.

Abb. 6c u. 6d geben die Einflußlinien zweier Diagonalen innerhalb und außerhalb der Strecke c_3 bei parallelen Gurten. Bei nicht parallelen Gurten folgt die Konstruktion der Einflußlinien aus der erwähnten Eigenschaft der Träger, daß Lasten rechts links von einem Punkte L in diesem das Moment Null hervorrufen. Man nimmt also in einem Festpunkte der Öffnung, zu der der Stab gehört, die Querkraft „1“ an, z. B. (Abb. 6e) für Stab D_{31-32} im Punkte L_3 . Durch diese Kraft „1“ und die Punkte R ist der rechte Teil der Einflußlinie gegeben. Der linke folgt daraus, daß er sich mit dem rechten senkrecht unter dem Punkte J schneiden muß, in dem sich die Gurtstäbe treffen, durch die ein Ritterscher Schnitt durch die Diagonale geht.

Fällt der Punkt J unbequem, wie bei Stab D_{3-4} (Abb. 6f) so kann die wohl ohne weiteres verständliche Konstruktion eintreten. Abb. 6g u. 6h zeigt für zwei weitere Fälle die Anwendung desselben Satzes⁵⁾.

⁵⁾ Bei den gezeichneten Einflußlinien ist angenommen, daß sich in allen Knoten Querträger befinden. Wo das nicht der Fall ist, sind in bekannter Weise einzelne Spitzen abzuschneiden.

IV. Wahl der Gelenkkonstanten.

Wie sich durch die Wahl der Gelenkkonstanten die Momentenflächen beeinflussen lassen, zeigt Steinmann an einem Beispiel. Es sei (Abb. 7) ein Träger mit 30 + 75 + 90 + 75 + 30 m Stützweite in den Umrißlinien eines durchlaufenden Bogenträgers zu berechnen. Gewünscht sei die skizzierte Momentenfläche (Abb. 7b) für das (vorläufig gleichmäßig verteilt angenommene) Eigengewicht: d. h. die Momente in der Mitte der Öffnungen 2, 3, und 4 sollen Null werden.

Setzt man $g = 1 \text{ t/m}$, so ist in den einzelnen Öffnungen $M_1^0 = \frac{30^2}{8} = 112,5 \text{ mt}$, $M_2^0 = \frac{75^2}{8} = 703,125 \text{ mt}$, $M_3^0 = \frac{90^2}{8} = 1012,5 \text{ mt}$. Somit werden die Momente über den Stützen: $M_{II} = -1012,5 \text{ mt}$ und $M_I = 2 M_2^0 - M_{II} = -393,75 \text{ mt}$.

Aus $A \cdot 30 - \frac{30^2}{2} = -393,75$ folgt $A = 1,875 \text{ t}$ und aus der Momentengleichung für den Gelenkpunkt über C_2

$$A \cdot 105 + C_1 \cdot 75 - \frac{105^2}{2} = -1012,5 \text{ findet man } C_1 = 57,375 \text{ t.}$$

Analog ist aus der Momentengleichung für C_3

$$A \cdot 195 + C_1 \cdot 165 + C_2 \cdot 90 - \frac{195^2}{2} = -1012,5 : C_2 = 90,375 \text{ t.}$$

$$\text{Probe: } A + C_1 + C_2 = 1 \left(l_1 + l_2 + \frac{l_3}{2} \right) = 150 \text{ t.}$$

Damit wird $\Delta_1 = \frac{M_I}{C_1} = 6,862 \text{ m}$, $\Delta_2 = \frac{M_{II}}{C_2} = 11,203 \text{ m}$.

Diese Werte in Gl. (2b) geben, nach H aufgelöst,

$$H_1 = \frac{2 \cdot 6,862 \cdot 1,605}{5} = 4,405 \text{ und } H_2 = \frac{2 \cdot 11,203 \cdot 2,681}{5} = 12,014 \text{ m.}$$

Es ergibt sich die in Abb. 7c u. 7d gezeichnete Ausbildung über den Pfeilern I und II.

Wählt man statt dieser nicht gerade schönen Anordnung die Lage der Systempunkte wie in der rechten Hälfte der Abb. 7a, so ergibt sich die punktierte Momentenlinie mit $M_I = 475,7$ und $M_{II} = 1428 \text{ mt}$,

$$A = -0,86; \quad C_1 = 55,66; \quad C_2 = 95,20 \text{ t.}$$

Die Anpassung der M -Linie an die Trägerumrisse ist hier noch besser als bei der ersten Annahme; daß bei A negative Auflagerdrücke auftreten, ist unwesentlich, da bei den hier gegebenen Spannweiten wohl immer Verankerungen nötig sein werden.

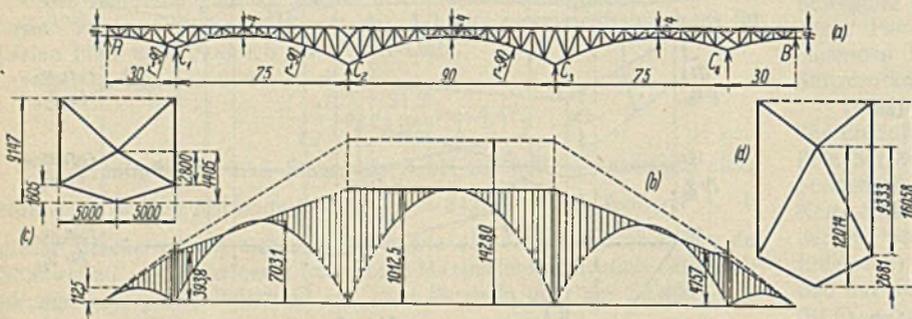


Abb. 7.

Diese weitgehende Freiheit in der Wahl der negativen Momente ist freilich im allgemeinen nur auf Kosten der Wirtschaftlichkeit möglich. Auch hierüber bringt Steinmann eingehende Untersuchungen. So sind für Träger über zwei gleiche Öffnungen die Kurven der Momente für Eigengewicht und der Maximal- und Minimalmomente aus Verkehr (wie in Abb. 2g u. 2h) für verschiedene Werte $\frac{\Delta}{l}$ aufgetragen, um die beim Entwurf zu erwartenden Kräfte schnell abschätzen⁹⁾ zu können. Aus diesen Kurven wurden nun die Kurven Abb. 8 hergeleitet; diese geben das Verhältnis des Inhalts der gesamten Momentenflächen aus ruhender Last und Verkehrslast der durchlaufenden Träger mit Gelenkviereck zu der Gesamtmomentenfläche zweier einfachen Balken für verschiedene Werte von $\frac{\Delta}{l}$ und für eine Verkehrslast $p = 0$, $p = 0,25g$ und $p = 0,5g$.

⁹⁾ Wie bei allen durchlaufenden Balken- und Gelenkträgerbrücken ist die Annahme gleichmäßig verteilten Eigengewichts auch bei den hier behandelten Trägern nur eine erste Näherung.

Auf die weiteren Untersuchungen Steinmanns über die Wirtschaftlichkeit des Systems einzugehen, verbietet der Mangel an Raum.

V. Die angebliche Beweglichkeit des Trägers.

Daß der Träger statisch bestimmt und unverschieblich ist, geht schon aus den Untersuchungen Müller-Breslaus a. a. O. hervor. Allerdings wird bei gewissen Verhältnissen von $\frac{\Delta}{l}$ der Träger unbrauchbar, weil Stützkräfte unendlich werden. So ist der symmetrische Träger auf drei Stützen für $\Delta = \frac{l}{2}$ unbrauchbar, der Träger auf vier Stützen für $\Delta = \frac{l}{2}$ (vgl. Gl. (3) und die Gl. in Anm. 3). Derartige Werte von Δ kommen aber praktisch niemals vor.

Stützensenkungen sind auf die Stabkräfte ohne Einfluß, da der Träger statisch bestimmt ist. Die Bewegungen der oberen Gelenkpunkte infolge einer Stützensenkung sind durch die Ordinaten der Einflußlinie der betreffenden Stützkraft gegeben. So ist in dem Beispiel Abb. 3 bei einer Senkung des Stützpunktes C_3 um 100 mm die Senkung des darüber liegenden Gelenkpunktes G_3 136,3 mm und die Hebung der benachbarten Gelenkpunkte G_2 und G_4 16 und 20,9 mm. Die Drehung der Überbauten 2 und 4 im Gelenk ist in diesem recht ungünstigen Fall also

$$\alpha = \frac{13,62}{8949} + \frac{13,62}{5202} = 0,004143 \text{ oder rd. } 14''.$$

Immerhin dürfte es sich empfehlen, mindestens da, wo Pfeilersenkungen zu erwarten sind, die Gelenkvierecke mit wirklichen Gelenken auszuführen. Steinmann gibt einige Ausführungszeichnungen durchgearbeiteter Entwürfe sowohl für Fachwerk- wie für Blechträgerbrücken. Insbesondere dürfte der Vorschlag, die beiden unteren Stäbe des Gelenkviereckes wie Druckpendel mit Wälz Gelenken auszubilden, zweckmäßig sein. Denn ganz abgesehen von Stützensenkungen werden auch durch die bewegliche Verkehrslast in den Gelenkvierecken die größten Formänderungen erzeugt, also auch die größten Nebenspannungen hervorgerufen. Auch diese hat Steinmann untersucht, und zwar für einen Träger auf vier Stützen mit 87 + 160 + 87 m Stützweite für den Belastungszustand, der über die beiden Pfeiler die größten Kräfte hervorruft. Die Untersuchung ergab ein

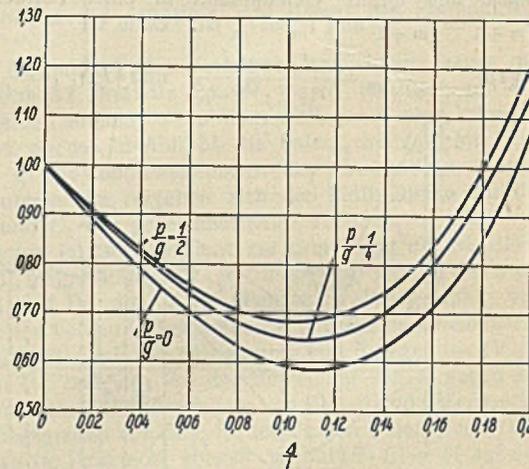


Abb. 8.

größte Nebenspannung von 42% der Grundspannung. Durch geeignete Maßnahmen, z. B. die Ausbildung der drei unteren Gelenkpunkte als Wälz Gelenke, war diese im Vergleich zu anderen Brücken, insbesondere durchlaufenden Balken, an sich schon niedrige Nebenspannung noch auf 26% zu verringern.

Selbst wenn für andere Fälle die Nebenspannungen größer werden, so zeigen die Untersuchungen doch wohl, daß bei geeigneter Ausbildung der Gelenke und Querschnitte kaum höhere Spannungen zu erwarten sind als bei anderen Systemen. Sind doch bei den bekannten Schweizer Messungen in einem ganz normalen Fachwerkträger, der Rhonebrücke bei Brieg z. B., erheblich höhere Nebenspannungen gemessen worden.

Es besteht also wohl tatsächlich kein Grund, diese Träger mit Gelenkvierecken grundsätzlich zu meiden, wie es bisher geschehen ist. Es wäre vielmehr zu wünschen, daß bald einmal das System ausgeführt würde und seine großen Vorzüge ausgenutzt würden, die aus der statischen Bestimmtheit folgen in Verbindung mit den Vorzügen des durchlaufenden Trägers.

Das Stahlskelett des staatlichen Freiherr-vom-Stein-Gymnasiums in Schneidemühl.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reg.-Baumeister Kirstein, z. Z. in Schneidemühl, Preuß. Hochbauamt.

Der Hauptbau stellt eine Verbindung der Stahlskelett- und der Massivbauweise dar. Die Giebelbauten sind auf eine Frontlänge von je rd. 10,6 m in allen Geschossen massiv ausgeführt, der mittlere Bauteil ist auf eine Frontlänge von rd. 50,5 m im Keller- und Erdgeschoß massiv, im ersten bis dritten Obergeschoß dagegen als Stahlskelett ausgebildet. In dieser Kombination zeigt sich in besonderem Maße die weitgehende Anpassungsfähigkeit des Stahlskelettbaues an die verschiedenartigsten Anforderungen. Entsprechend der Fensterteilung sind in den Längswänden in Abständen von je 2,02 m Stützen angeordnet, und zwar sowohl in den beiden Außenwänden als auch in der Mittelwand. Die Deckenträger spannen sich auf rd. 6,5 m zwischen diesen Stützen und verbinden dieselben zu rahmenartigen Gebilden. Die Längswände werden oberhalb der Fenster von Überlagsträgern durchzogen, die mit den Stützen konstruktiv verbunden sind und einen Verband in der Längsrichtung herstellen. Die vorbeschriebene Gesamtanordnung zeigt Abb. 1. Wie weiter ersichtlich, ist inmitten des Baues im Erdgeschoß eine rd. 6,6 m weite Öffnung in der Innenlängswand erforderlich gewesen, die durch Einbau einer fachwerkartigen Abfangung in einfacher Weise geschaffen werden konnte. Ferner enthält der Stahlskeletteil zwei Treppenzüge mit eisernen Wangen.

Die Standsicherheit des Baues gegen Winddruck wird teils durch die massiven Giebelbauten erzielt, die — in sich standsicher — den auf die Giebel entfallenden Wind aufnehmen. Der auf die Längswände des Stahlskelettbaues entfallende Winddruck wird von Querverbänden aufgenommen, die in die die Klassen

trennenden, aus Leichtsteinmaterial bestehenden Querwände eingebaut sind. Um die Versetzbarkeit der Querwände für eine später etwa erwünschte andere Raumeinteilung nicht zu behindern, sind auch die Verbände in ihren Anschlüssen versetzbar eingerichtet.

Die Ausführung erfolgte in St 37 in Übereinstimmung mit den einschlägigen ministeriellen Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und Beanspruchungen der Baustoffe. Für letztere waren 1400 bzw. 1600 kg/m² zugelassen.

An Nutzlasten wurden zugrunde gelegt:
für den begehbaren Teil des Daches 250 kg/m²
für die Klassenräume . . . 350 „
für die Flure und Treppen 500 „
für den Bodenraum . . . 125 „

Die Dach-, Decken- und Wandausbildung geht in allen Einzelheiten aus Abb. 2 hervor. Es sind in weitestem Umfange Leichtbaustoffe verwendet, und es ist besonderer Wert auf gute Isolierung gegen Feuchtigkeit, Wärme und Schall gelegt worden. Die Mittelwand ist mit einer solchen Stärke vorgesehen, daß die Unterbringung von Hohlräumen zur Aufnahme von Leitungen und Schränken möglich war.

Für die Deckenträger wurde im allgemeinen das Profil I P 26 verwendet, für die Stützen im allgemeinen I P 16.

Der von dem eigentlichen Stahlskelett eingenommene umbaute Raum beläuft sich auf rd. 8000 m³, das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion auf rd. 180 t, demzufolge beträgt das Gewicht des Stahlskeletts auf 1 m³ umbauten Raum 22,5 kg.

Die Montage wurde in üblicher Weise unter Verwendung eines Schwenkmastes durchgeführt und bot keine besonderen Schwierigkeiten. Die Standsicherheit des Stahlskeletts während der Montage war durch

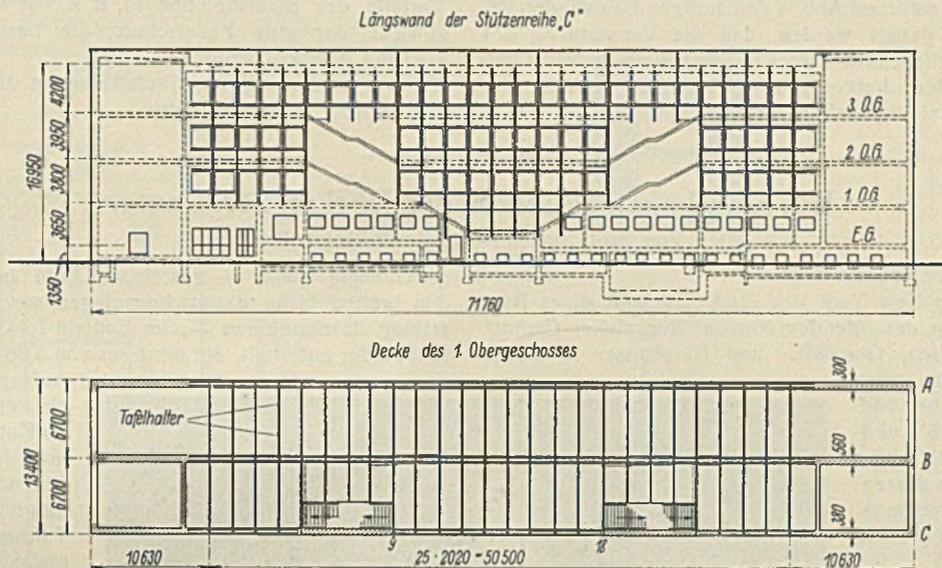


Abb. 1. Längsschnitt und Grundriß.

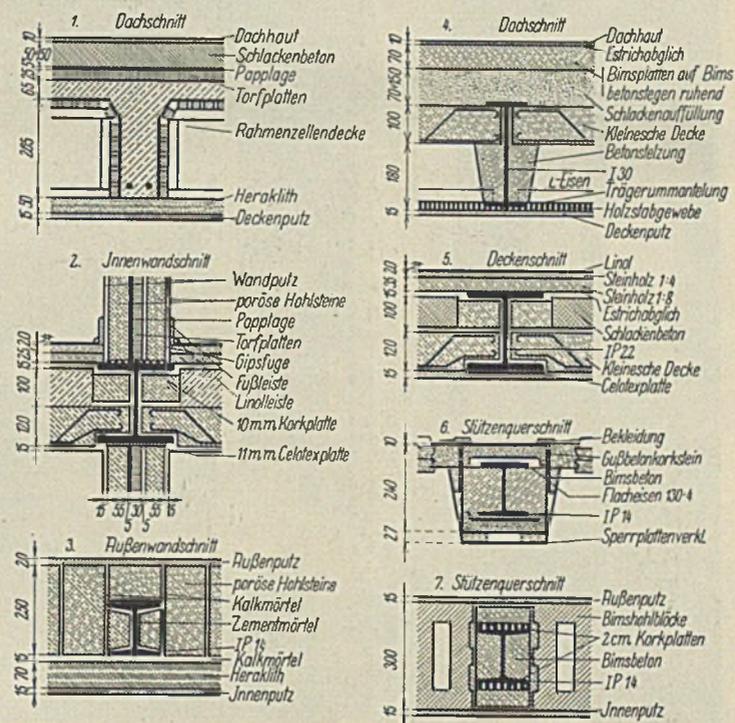


Abb. 2. Wand- und Deckenausbildungen.

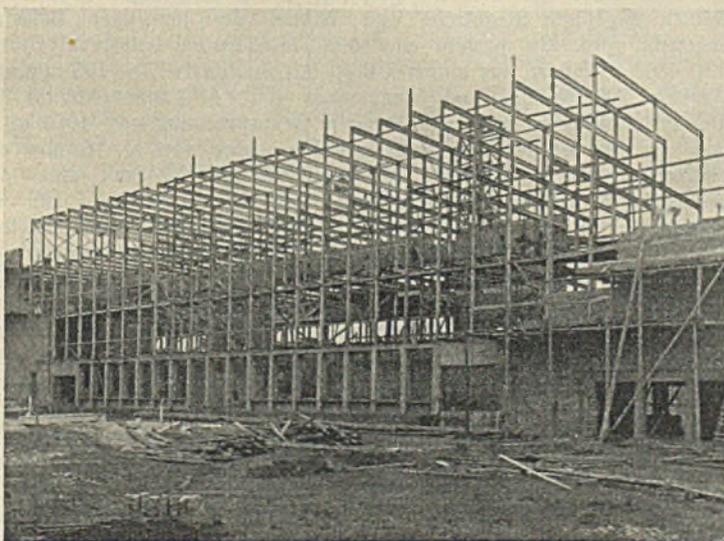


Abb. 3. Montage des Stahlskeletts.

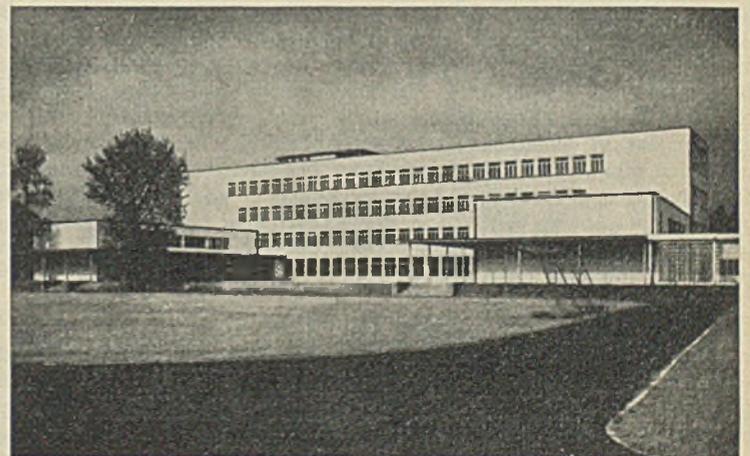


Abb. 4. Ansicht des Gymnasiums.

teils provisorische, teils endgültige Verbände sowie durch die vorhandene Rahmenwirkung sichergestellt.

Einen Gesamteindruck von der Stahlkonstruktion des mittleren Bauabschnittes vermittelt Abb. 3, während Abb. 4 den fertigen Bau wiedergibt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Verwendung des Stahlskeletts sich für den vorliegenden Zweck in jeder Weise bewährt hat. Als besondere Vorzüge seien hervorgehoben die Möglichkeit, die Fensterfelder äußerst schmal zu halten, die Möglichkeit der Ver-

setzbarkeit der Querwände, ferner die Erzielung ebener Deckenunterseiten bei verhältnismäßig niedriger Deckenstärke. Durch geeignete Auswahl der Stoffe für die Wände und Decken sind auch die weiteren Vorteile des Stahlskelettbaues, d. h. das verhältnismäßig geringe Eigengewicht, der gute Feuerschutz, die bessere Schallisolierung voll zur Wirkung gebracht worden.

Die Ausführung des Skeletts lag in den Händen der Stahlbauanstalt J. Gollnow & Sohn, Stettin.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Stahlkonstruktionen des Rockefeller-Center.

Von Dipl.-Ing. S. Herz, Berlin-Tempelhof.

I. Gesamtanlage.

Im Dezember 1932 ist in New York der erste Abschnitt eines Bauvorhabens fertiggestellt worden, das unter dem Namen „Rockefeller-Center“ Kunst- und Vergnügungstätten, Geschäfts- und Bürohäuser in bisher nicht dagewesenem Ausmaße vereinigt. Auf einer Grundfläche von 48 500 m² zwischen der 5. und 6. Avenue und der 48. und 51. Straße entsteht ein neuer Stadtteil, als dessen Wahrzeichen sich das Bürogebäude der Radio Corporation of America (R. C. A.-Bürogebäude) zu einer Höhe von 260 m (70 Stockwerke) erhebt (Abb. 1 u. 2). Nach Westen (6. Avenue) sind ihm ein 12 Stock hoher Bau, bestimmt für die Aufnahme- und Senderäume der Broadcasting Co., und ein 16 Stock hoher Flügel an der Straßenfront mit zusammen 163 × 58,22 m bebauter und 270 000 m² nutzbarer Fläche vorgelagert. Nordwestlich, an der 51. Straße, liegt die International Music Hall, ein Theater- und Konzertsaal, mit 6100 Sitzplätzen; über ihrer Eingangshalle an der 6. Avenue erhebt sich das 125 m hohe Verwaltungsgebäude der Radio Keith Orpheum-Corp. (R. K. O.-Gebäude) mit 31 Stockwerken. Auf der Südwestseite befindet sich das R. K. O.-Tonfilmtheater mit 3500 Sitzplätzen, an das sich östlich ein Opernhaus für 4300 Personen anschließen soll. Mit Ausnahme des Opernhauses sind die vorerwähnten Gebäude fertiggestellt und bilden als „Radio City of New York“ den Kern von „Rockefeller-Center“. Für die weitere Bebauung im Osten sind zwei Bürohäuser von 183 m Höhe bzw. 45 Stockwerken und vier niedrige Bauten an der 5. Avenue mit 6 bis 9 Stockwerken vorgesehen, die der Unterbringung fremder Handelsvertretungen dienen sollen. Nach Ausführung des Gesamtplanes werden rd. 350 000 m² Nutzfläche für Bürozwwecke zur Verfügung stehen. In dem verbleibenden Freiraum wird ein vertiefter Terrassengarten angelegt. Sämtliche tiefliegenden Dachflächen einschl. der Theaterdächer werden zu ausgedehnten Gartenanlagen mit Springbrunnen, Liegeplätzen, Gaststätten usw. ausgebaut (Abb. 1). Durch geschicktes Ausnutzen der in der New Yorker Bauordnung gegebenen Möglichkeiten ist es gelungen, die Fronten der Hochhäuser ohne wesentliche Abtreppungen bis zur vollen Höhe glatt hochzuführen und so ein architektonisches Bild zu schaffen, das in wohlthuendem Gegensatz zu den benachbarten älteren Gebäuden steht. Für den Konstrukteur bedeutet dies eine wesentliche Erleichterung und Vereinfachung seiner Aufgabe. Die Gebäude besitzen selbst für Blocktiefen von 32,5 m keine Innenhöfe; im Brandfalle dürften derartige Höfe auch eine Gefahr bilden, da sie wie Schornsteine wirken und die Ausbreitung eines Brandes begünstigen müßten.

II. Der Hauptbau.

Der 260 m hohe Hauptbau mit den anschließenden 12 und 16 Stock hohen Flügeln ist zwar der größte, aber konstruktiv der einfachste Teil der Gesamtanlage. Von der bebauten Fläche von 163 × 58,22 m entfallen auf den Turm (vom 13. Stockwerk ab) 100,70 × 32,4 m. Stützenstellung und Grundrißaufteilung sind hier bestimmt durch Lage und Anzahl der Aufzugschächte. In der Längsrichtung beträgt die Stützenentfernung

gleichmäßig 8,38 m — ausreichend, um zwei Aufzugschächte und einen 3 m breiten Gang dazwischenzulegen sowie eine zweckmäßige Fenster- teilung durchzuführen —, im Endfeld 7,44 m. Die Gebäudebreite ist in fünf Felder unterteilt, ein mittleres von 5,68 m Spannweite — innerhalb der Aufzugsschächte —, anschließend je ein Feld von 7,26 m und 5,58 m, wozu im Unterbau, bis zum 13. Stockwerk, noch je ein Endfeld von 9,88 m tritt. Die mittelste Spannweite von 5,68 m vergrößert sich in der Westfront des Turmes auf 8,38 m, damit hier die gleiche Fenster- teilung wie in den Längsfronten angeordnet werden kann. Die Stockwerk- höhe beträgt vom 3. bis zum 64. Stockwerk 3,5 m, mit Ausnahme von fünf Geschossen, welche 5,49 m Höhe haben. In diesen Geschossen ist eine besondere Zwischen- decke eingezogen, auf der Verteilungs- rohre für die Wasserversorgung, Heizung, Lüftung, Pumpen usw. unter- gebracht sind; unterhalb der Zwischen- decke verbleibt dann die normale Höhe von 3,50 m für Büroräume. Derartige Unterverteilungen bzw. Unterstationen sind für die Versorgung von Hochhäusern erforderlich, um die Hauptanlage im Keller zu entlasten und gegebenenfalls von ihr unabhän- gig zu sein. So liegen z. B. im 23. und 46. Geschoß je ein Wasser- tank von 83 m³ und im 69. Stock ein solcher von 48 m³ Inhalt. Die Stütz- teilung ist einheitlich durch den ganzen Turmbau durchgeführt. Da infolge der fast absatzlosen Hoch- führung der Fronten die einzelnen Geschosse wenig voneinander ab- weichen, zeigen die Stützenbelastun- gen nur geringe Unterschiede; d. h. für einen großen Teil der Stützen eines Geschosses kann der gleiche Querschnitt gewählt werden. Den

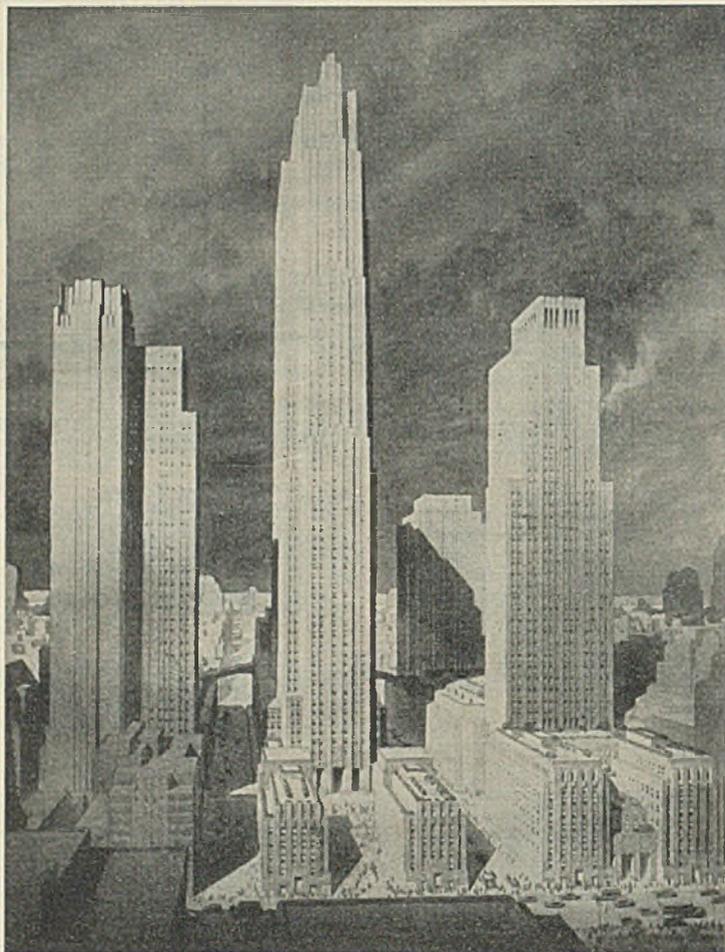


Abb. 1. Ost-Ansicht des Rockefeller-Centers, Modellaufnahme.

425 mm hoher Breitflanschträger, der durch aufgelegte Platten und seitlich zugefügte Stegbleche und Winkel der jeweiligen Belastung angepaßt wird. So besteht eine der am stärksten belasteten Stützen mit 4300 t Auflast aus einem I B 40 mit Platten 1067 × 105 mm, vier Winkeln 203/203/28,6 und Stegblechen 406 × 98,4 mm (Abb. 3). Mit dieser Belastung ist bei der zulässigen Beanspruchung von 1060 kg/cm² und der für die Nietung zulässigen Blechdicke von rd. 160 mm oder fünfmaligem Nietdurchmesser (32 mm) die Tragfähigkeit einer drei- wandigen Stütze in gewöhnlichem Baustahl erschöpft. Für vier Stützen, die einen rd. 270 m hohen Schornstein mit einer Zusatzlast von 2700 t je Stütze — Gesamtlast 7000 t — zu tragen haben, war demgemäß eine fünf- wandige Stütze oder eine solche aus hochwertigerem Material vorzusehen. Diese Stützen wurden bis zum 13. Stockwerk aus Siliziumstahl mit $\sigma_{zul} = 1410 \text{ kg/cm}^2$ hergestellt und von dort in gewöhnlichem Baustahl weitergeführt. Für die Montage mußten sie um 0,8 mm je Stockwerk länger hergestellt werden. Diese Zugabe entspricht der infolge der größeren Beanspruchung vermehrten Verkürzung bei gleichem Elastizitätsmodul beider Baustoffe. Für die Ausbildung der Stützenfüße sind je nach der Belastung drei Typen durchgebildet. Fuß- bleche werden nur für die stärkst belasteten Stützen verwandt und erreichen Höhen von 2,40 m bei 97 mm Dicke. Die weniger stark belasteten Stützen stehen auf schweren bis zu 152 mm starken Fuß- platten, mit denen sie nur durch Heftwinkel verbunden sind. Teilweise

liegen diese Platten auf besonderen Trägerrosten aus I-Normalprofilen, deren Stege zur Aufnahme der Schubspannungen durch Steglamellen verstärkt sind (Abb. 4). Der Stützenfuß ist einbetoniert und so bemessen, daß er gleichzeitig das Fundament bildet; der Untergrund ist Fels. Die Lastübertragung zwischen Stütze und Fußplatte erfolgt nur in den Berührungsflächen, die demnach genau aufeinanderpassen müssen. Die Trägerteilung beträgt 1,97 bis 2,40 m; Kappenträger und Unterzüge sind I-Normalprofilträger.

durch Winkelstreben in voller Geschoßhöhe (zwei Winkel 100/150/10 bis zu zwei Winkeln 90/180/25) kopfbandartig ausgesteift (Abb. 5). Nicht verständlich ist, warum die beiden Mittelstützen in der Querrichtung nicht durch Andreaskreuze ausgesteift wurden, da irgendwelche Öffnungen eine

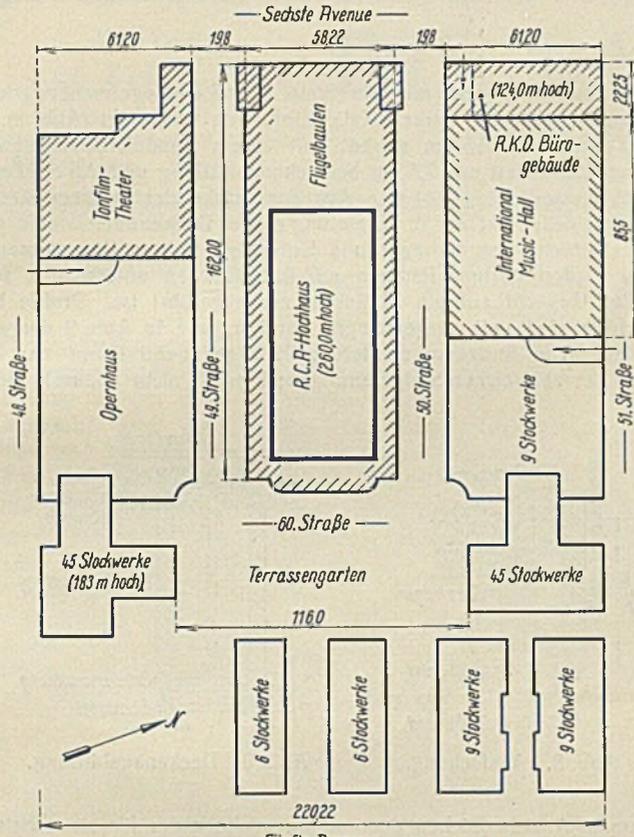


Abb. 2. Lageplan.

Zur Aufnahme der Windkräfte dienen in beiden Richtungen alle verfügbaren Rahmen. In der Nordsüdrichtung ist durch die Wahl einer kleinen Spannweite für den Mittelteil des Rahmens (5,68 m) erreicht, daß die Beanspruchung durch horizontale Kräfte sich in diesen beiden Stützenreihen konzentriert. Da die Wände der Aufzugschächte jedwede Art von Aussteifung zulassen, kann der von den Aufzügen eingenommene Teil des Gebäudes als das Rückgrat des Gesamtbaues angesprochen werden. Bis zu 30 m Höhe ist keine Windbelastung berechnet, von 30 m bis zu 122 m beträgt sie rd. 100 kg/m² und steigt von dort um je 12 kg/m² für jede 30 m Höhenzunahme bis zum Höchstwert von 150 kg/m² für die Gebäudespitze. Die senkrechten Zusatzlasten in den Stützen sind wie üblich ermittelt, indem das Gebäude als ein an der Sohle eingespannter Kragträger angesehen wurde und aus den Biegemomenten die Stützendrücke als verhältnismäßig zu ihrem Abstand von der Mittelachse errechnet wurden. Aus den Stützendrücken wurden die in den Unterzügen auftretenden Querkräfte schätzungsweise ermittelt. Dann wurde der Ausschlag der Gebäudespitze errechnet, soweit er durch die Formänderung der Stützen infolge der vertikalen Zusatzlasten verursacht wird. Zugelassen war eine Bewegung von 1/600 der Höhe, d. h. 435 mm. Der Unterschied zwischen der zulässigen und der durch die Stützenverkürzung hervorgerufenen Verschiebung ergibt diejenige Bewegung, die von der infolge der Durchbiegung der Riegel und Stützen auftretenden nicht überschritten werden darf. Daraus erhält man, wenn man das verbleibende Maß entsprechend den Geschoßhöhen verteilt, für jedes Geschoß die zulässige Durchbiegung, d. h. Knotenpunktverschiebung, bzw. die erforderlichen Steifigkeiten (I/I) von Balken und Stützen, bzw. die zugehörigen Biegemomente an den Stützenköpfen. Vorausgesetzt war, daß infolge der steifen Deckenplatte die Stützenköpfe eines Geschosses sich um das gleiche Maß verschieben. Aus den Biegemomenten konnten rückwärts die Querkräfte ermittelt und, falls sie mit den zuerst errechneten nicht übereinstimmten, verbessert, gegebenenfalls der Rechnungsgang mit verbesserten Abmessungen wiederholt werden. Der vorbeschriebene Rechnungsgang weicht infolge der Vorausbestimmung des Grenzmaßes für die Bewegung der Gebäudespitze von der üblichen Berechnung als Stockwerkrahmen ab.

Die konstruktiven Maßnahmen zur Aufnahme der Windkräfte sind folgende: In den Wänden der Aufzugschächte sind die Rahmenfache

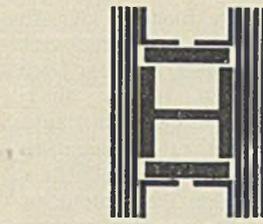


Abb. 3. Stützenquerschnitt.

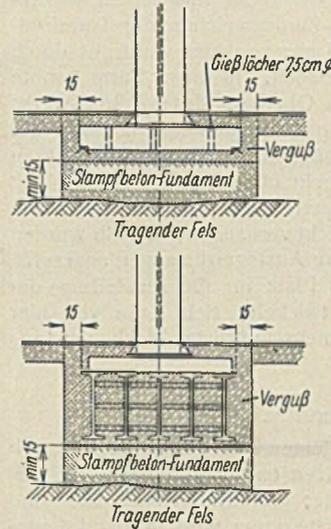


Abb. 4. Stützenfuß.

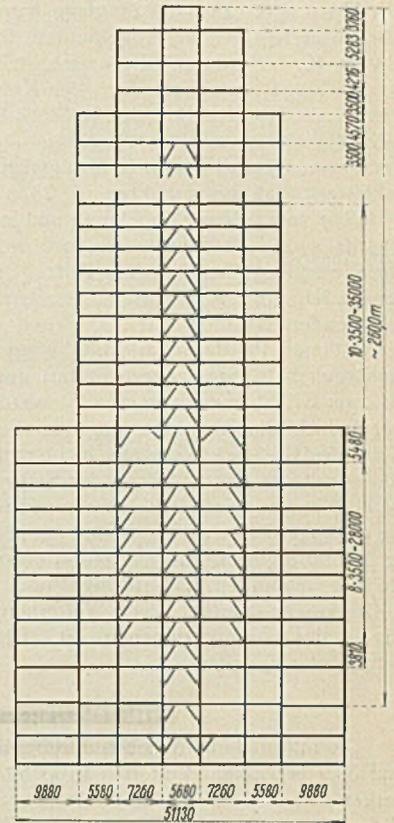


Abb. 5. Windrahmen.

derartige, statisch klarere Lösung nicht behindert hätten. Die Steifigkeit wäre erhöht, Riegel und Stützen von Biegemomenten freigemacht worden. In den übrigen Feldern, in denen die Geschoßhöhe durch Einbauten nicht beeinträchtigt werden durfte, finden wir die bekannten Verbindungen zur Erzielung steifer

Ecken, wie kupierte parallelflanschige I-Träger bzw. eingeschobene Rahmenecken aus Trägerabschnitten (Abb. 6). Auf die Stege der kupierten Parallelflansch-Träger sind Kontaktplatten zur Sicherung des Binderauflagers aufgeschweißt.

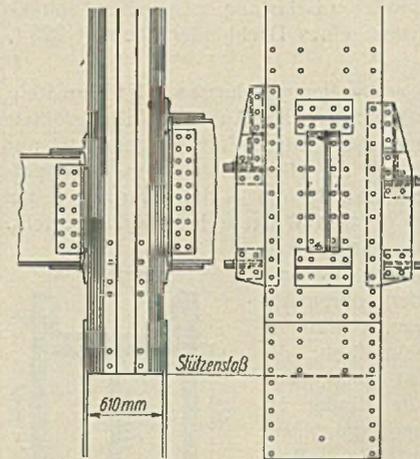
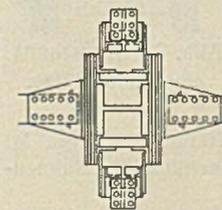


Abb. 6. Eckverbindung.



Flügelbauten. Die Konstruktion des Hochhauses verrät die eingehende Mitarbeit des beratenden Ingenieurs an der Gesamtgestaltung. Der einheitliche Aufbau des Stahlskeletts mit verhältnismäßig geringen Abweichungen in den Abmessungen der Konstruktionsglieder ermöglichte eine fast serienmäßige Herstellung der einzelnen Geschoßträgerlagen und die Beschränkung der Zeichenarbeit auf ein Mindestmaß. Alle Räume aber, die sich in dieses Konstruktionsbild nicht einordnen konnten, liegen außerhalb des Hauptbaues. Die Aufnahme- und Senderäume der Broadcasting Co., für die stützenfreie, zwei bis drei Stock hohe Säle zu schaffen

waren, sind deshalb in dem vorgelagerten zwölf Stock hohen Flügel untergebracht, wo ihre Konstruktion keine besonderen Schwierigkeiten bot.

Für die Überspannung dieser großen Räume sind schwere Fachwerkträger bis zu 32,5 m Stützweite und 4,9 m Höhe, die zum Teil als Abfangträger für die darüber befindlichen Stützenstränge dienen, notwendig

geworden. Die Dachlast beträgt infolge der für die Anpflanzungen erforderlichen Erdaufschüttung rd. 2200 kg/m² (1).

Rund 58 000 t Stahlkonstruktion — d. h. fast die Hälfte des auf 125 000 t geschätzten Gewichts für die Gesamtanlage — entfallen auf den Hauptbau, d. s. rd. 55 kg/m³ umbauten Raumes (1 040 000 m³).

Montage. Für die Montage wurde der gesamte Block in vier Abschnitte zerlegt: 1. die Flügelbauten, 2. der Turm bis zum 13. Stockwerk, 3. vom 13. bis zum 37. Stockwerk, 4. vom 37. Stockwerk bis zum Dach. In den Flügelbauten standen vier Krane von 20 bis 30 t Hublast, die zu je zwei die Konstruktion des 16 Stock hohen bzw. des 12stöckigen Hauses bewältigten. Im zweiten Abschnitt — dem Turmunterbau — waren acht Krane von 30 bis 50 t in der Längsrichtung 15 m hinter der Bauflucht so aufgestellt, daß sie mit ihren rd. 23 m langen Auslegern die Bauteile unmittelbar vom Lastzug abnehmen und an Ort und Stelle versetzen konnten. Oberhalb des 12. Stockwerks, wo sich der Unterbau zum eigentlichen Turm verjüngt, wurden für Aufzug und Montage getrennte Einheiten verwendet. Die Aufzugkrane standen an der Front und legten die ankommenden Bauteile auf der durch das Zurückweichen der Turmfront geschaffenen Plattform im 13. Obergeschoß ab; von hier wurde es durch Montagehebeebäume weiterbefördert und versetzt. In dieser Form konnte bis zum 37. Stockwerk gearbeitet werden. Oberhalb des 37. Stockwerks war jedoch die Abnahme der Bauteile durch die Montagekrane von der Höhe des 13. Stockwerks aus nicht mehr möglich, da die Seillänge 600 m und damit die Fassungskraft der Seiltrommeln überstieg. In dieser Höhe (rd. 140 m über der Straße) waren nennenswerte Rücksprünge in der Front, die als Lagerplätze hätten dienen können, nicht vorhanden; deshalb wurden an die fertiggestellte Konstruktion besondere Auslegerrüstungen angesetzt, die die fehlenden Lagerflächen und den Platz für die Aufstellung der Aufzugkrane schufen. Der Weiterbau entwickelte sich dann von hier aus in der vorbeschriebenen Art. Die durchschnittliche Wochenleistung betrug vier Geschosse.

III. Die Theaterbauten.

Die International Music Hall überdeckt einen Raum von 87,2 × 61,2 m und 36,9 m Höhe. Von den 6100 Sitzplätzen entfallen rd. 3500 auf das Parkett, der Rest auf drei Ranggeschosse; die Bühnenausmaße sind 43,6 m × 18,9 m. Der 54 m breite Zuschauerraum wird in der Längsrichtung von sechs Fachwerkträgern überspannt, deren vier mittlere mit je 52,8 m Spannweite in den 33,6 m weit gespannten Trägern über der Bühnenöffnung einbinden. Der Abstand der Gurtungen beträgt 8,95 m bzw. 10,97 m (Bühnenträger); er ist zur Unterbringung zweier Geschosse für die Maschinenanlage, Proben- und Senderäume usw. ausgenutzt. Die doppelwandigen Gurtungen der Dachbinder bestehen aus Stegblechen 910/19 mm und vier Winkeln 150/200/25 zu denen im Obergurt noch Platten 970/17,5 mm treten. Die Gurtungen des Bühnenträgers sind bei gleichem Höhenmaß der größeren Belastung entsprechend stärker ausgebildet. Das Konstruktionsgewicht eines Dachbinders beträgt 225 t, das des Bühnenträgers 300 t.

Der schwerste Rangträger des ersten Ranggeschosses zeigt eine freie Auskrugung von 11,85 m und 2,52 m Höhe am Auflager. Die größten Stabkräfte betragen 200 t Druck und 188 t Zug. Vom Kragende ist nur der geringste Teil ausgefacht, während der Hauptteil aus einem doppelwandigen Stegblechträger — Blechstärke 25 mm — und Gurtungen aus je zwei Winkeln 200/200/28,5 und je zwei Winkeln 150/150/25 besteht.

Die Rangbinder der oberen Ranggeschosse sind in ihrem auskragenden Teil durchweg vollwandig ausgebildet. Parallel zu den Bindern, deren Abstände zwischen 6,80 m und 8,45 m schwanken, liegen Längsträger aus I-Normalprofilen, die durch Querträger hindurchgesteckt sind, von denen die Lastübertragung auf die Binder erfolgt. Ein Verband in der Rangneigung zur Übertragung des Rangschubes auf die Seitenwände fehlt. Der Rangaufbau ist massiv; die „Setzstufen“ sind aus 7 cm starkem Hartbrandsteinmauerwerk, die „Trittstufen“ 10 cm starke Schlackenbetonplatten mit 4 cm Glattestrich, zu deren Unterstützung auf den geneigten Rangträgern besondere Winkelstücke aufgesetzt sind. Einen Stützenquerschnitt für eine Rangstütze mit 2700 t Belastung zeigt Abb. 7. Die Höchstlast tragen die beiden Stützen seitlich der Bühnenöffnung mit 3400 t (Querschnitt wie in Abb. 3).

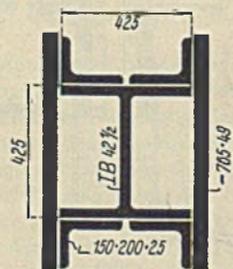


Abb. 7. Querschnitt einer Rangstütze.

Die Eingangshalle zur Music Hall liegt im Erdgeschoß des R. K. O.-Bürogebäudes an der 6. Avenue. Das Stahlskelett dieses Hochhauses zeigt die gleiche Gliederung wie das des Hauptbaues.

Die Konstruktion des Lichtspieltheaters ist der der International Music Hall ähnlich, nur daß sie bei den geringeren Abmessungen des Bauwerks entsprechend leichter gehalten ist. Die bebaute Fläche beträgt 61,2 × 48,15 m bei 36,9 m Höhe. Das Parkett enthält 1890 Sitzplätze, die drei Ränge

insgesamt 1610. Sechs Dachbinder von 39 m Spannweite überspannen den Zuschauerraum in der Querrichtung; die Gurtungen bestehen aus Breitflanschträgern mit aufgelegten C-Profilen und Platten; die größten Stabkräfte betragen 950 t (Druck) und 900 t (Zug). Der Rang hat ebenfalls keinen Verband zur Aufnahme des Rangschubes. Der Stahlverbrauch beträgt: für die International Music Hall und das Radio Keith Orpheum-Verwaltungsgebäude rd. 13 400 t oder 35 kg je m³ umbauten Raumes (380 000 m³), für das Tonfilmtheater 3220 t oder 25,5 kg je m³ (127 000 m³). Insgesamt sind demnach bisher rd. 75 000 t Stahlkonstruktion eingebaut worden.

IV. Ausbau.

Das Stahlskelett ist mit ein Stein starkem Ziegelmauerwerk ausgefacht und mit 10 cm starken Kalksteinplatten verkleidet (Abb. 8). Die Decken sind 10 bis 15 cm starke, mit einem Rundeisennetz bewehrte Schlackenbetondielen mit 7,5 cm Schlackenauffüllung und 2,5 cm Zementestrich (Spannweite bis 2,44 m). Aus der Stärke der Deckenplatte geht hervor, daß kein Wert auf die Erzielung glatter Deckenuntersichten gelegt wurde; sämtliche Kappenträger und Unterzüge in den Büroräumen sind sichtbar, in den übrigen Räumen mit Rabitzdecken unterspannt, so daß das „tote“ Gewicht auf ein Minimum zurückgeführt ist. Profile bis zu 75 cm Höhe sind voll ausgestampft, darüber, wie in Abb. 9 dargestellt, ummantelt. Die Stützenummantelung läßt genügend Raum zur Unterbringung der zahlreichen Steigeleitungen; hier ist nicht allzusehr Bedacht

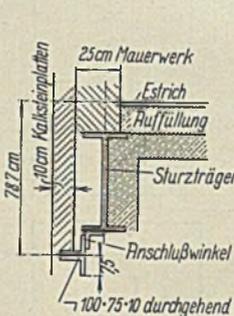


Abb. 8. Ausfachtung.

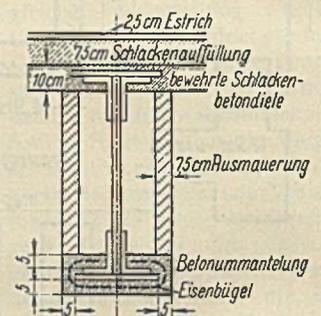


Abb. 9. Deckenausbildung.

auf schmale Ansichtsflächen genommen, sondern der für eine wirtschaftliche Stützensausbildung erforderliche Platz zur Verfügung gestellt. Die Dachdecken sind mit einem Glattestrich versehen, darüber i. M. 7,5 cm Schlackenauffüllung, 5 cm Korkisolierung, Papplage, 1,2 cm Schutzestrich und Plattenbelag. In den gartenartig angelegten Dachtellen beträgt die Schutzschicht 2,5 cm; darüber ist Gartenerde bis zu einer Höhe von 90 cm aufgebracht. Mit besonderer Sorgfalt sind Decken und Wände der Aufnahme- und Senderäume gegen Schall isoliert. Auf einem mit Drahtgeflecht überspannten und verputzten C-Profilrost ist zwischen Holzplatten eine 10 cm starke Faserschicht eingebracht, die auf der Innenseite mit durchlochtem, stoffüberzogenen Stahlblechplatten abgedeckt ist. Die Platten sind verstellbar, um verschiedene akustische Wirkungen erzielen zu können. Dieses Gehäuse hängt frei mittels federnder Hängeeisen und Klammern an der Hauptkonstruktion. Die federnde Aufhängung wirkt als Stoßdämpfer, so daß, wie die Erfahrung gezeigt hat, durch diese Maßnahme selbst in stark schwingenden Eisengerüsten Dämpfungen von 60 bis 100 Phon erzielt werden können. Sämtliche Räume können künstlich belüftet werden. Während für die Theater- und die Senderäume jeweils eine zentrale Belüftungsanlage mit einer Leistung von 67 m³ je Besucher vorgesehen ist, sind in den Büroräumen Einzelventilatoren angeordnet. In den Fensterbrüstungen ist eine Aussparung zum Einbau eines Ventilators mit Filtern und Schalldämpfern freigelassen, die nach außen durch ein Aluminiumblech abgedeckt ist. Durch die so geschaffene Möglichkeit einer künstlichen Belüftung sind die Büroinsassen der Notwendigkeit enthoben, die Fenster zwecks Frischluftzuführung zu öffnen; dadurch soll gleichzeitig das Eindringen des Straßenlärms unterbunden werden.

Im Jahre 1929 wurden die ersten Pläne für das „Rockefeller Center“ angefertigt. Am 23. Juli 1931 begann die Ausschachtung für den ersten Bauabschnitt, der nach anderthalbjähriger Arbeit mit rd. 1 550 000 m³ umbauten Raumes fertiggestellt ist. Fast zwei Drittel der auf insgesamt 250 Mill. Dollar geschätzten Bausumme dürften bisher verwendet sein.

INHALT: Über durchlaufende Träger mit Gelenkvierecken an den Stützen. — Das Stahlskelett des staatlichen Freiherr-vom-Stein-Gymnasiums in Schneidemühl. — Die Stahlkonstruktionen des Rockefeller-Center.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.