

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

5. Jahrgang

BERLIN, 8. Juli 1932

Heft 14

Rechnerische Untersuchungen über die Größe des Fließbereiches in stählernen Durchlaufbalken unter Berücksichtigung des Momentenausgleiches.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing. Felix Kann, Privatdozent an der Technischen Hochschule Braunschweig und Dozent in Wismar.

Der Spannungsausgleich in stählernen Durchlaufträgern bei gesteigerter Belastung unter Heranziehung der plastischen Verformung kann heute als eine von der Fachwelt des Stahlbaues anerkannte Tatsache gelten. Prof. Maier-Leibnitz hat durch seine bahnbrechenden Versuche¹⁾ diese Tatsache erhärtet und den Verlauf der plastischen Verformung — die sogen. Fließfigur, auch Plastizitätsbereich genannt — beobachtet und studiert. Im folgenden soll gezeigt werden, wie die eindeutige Festlegung des plastischen Bereiches auf analytischem Wege erfolgen kann.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 1, in der die Fließfiguren durch Schraffur gekennzeichnet sind, ist die Länge des Fließbereiches

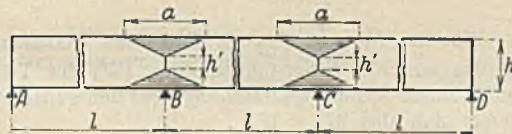


Abb. 1.

$$(1) \quad a = 2 \cdot \frac{l}{n}$$

und die Höhe des Fließbereiches festgelegt durch das Verhältnis

$$(2) \quad \alpha = \frac{h'}{h} = \frac{\text{Höhe des elastischen Kerns}}{\text{Volle Höhe des Querschnitts}}$$

Das Verhältnis der entsprechenden Trägheitsmomente $J':J$, das für den Rechteckquerschnitt gleich dem Verhältnis der dritten Potenzen der Höhen $h'^3:h^3$ ist, soll mit μ bezeichnet werden, derart, daß also

$$(3) \quad \mu = \alpha^3.$$

Durch die beiden Grundwerte n und μ ist somit der Fließbereich eindeutig festgelegt.

Berücksichtigt man für die Formänderungsgleichungen nur den elastischen Kern des Trägers, während die plastisch, also mit der Streckspannung σ_s beanspruchten (schraffierten) Teile des Querschnitts als nicht vorhanden angenommen werden, und führt ferner für $\frac{1}{\mu} - 1$ die Hilfsgröße ν ein, also

$$(4) \quad \nu = \frac{1}{\mu} - 1,$$

so erhält man für einen Träger A—B—C über zwei gleichen Feldern und mit beliebiger Belastung als Formänderungsgleichung die folgende Beziehung zwischen den beiden Grundgrößen n und ν^2)

$$(5) \quad \nu = -\frac{n^2}{3n-1} \left(2 + \frac{k_A + k_C}{2M_B} \right)$$

worin k_A und k_C die Werte der Belastungsglieder (Kreuzlinienabschnitte) für den vorliegenden Belastungsfall sind.

Setzt man in (5) für M_B den einem speziellen Belastungsfall entsprechenden Wert des „ausgeglichenen Momentes“ (Absolutwert des Stützenmomentes gleich dem größten Feldmoment) ein, so erhält man eine Beziehung zwischen n und ν , die in dem erwähnten Buch des Verfassers²⁾ für zahlreiche Sonderfälle aufgestellte „Ausgleichskurve“, also ν als Funktion von n . Durch die Ausgleichskurven ist aber noch nicht eine eindeutige Festlegung des plastischen Bereiches bewerkstelligt, viel-

¹⁾ Maier-Leibnitz, Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz (Bautechn. 1928, Heft 1 u. 2), und Versuche mit eingespannten und einfachen Balken von I-Form (Bautechn. 1929, Heft 20).

²⁾ Vgl. des Verfassers Schrift: Der Momentenausgleich durchlaufender Traggebilde im Stahlbau, Berlin 1932 (Verlag von Walter de Gruyter & Co.), in der obige Gleichung auf Grund des Mohrschen Satzes ausführlich entwickelt wird.

mehr muß noch eine zweite Gleichung zwischen den Grundwerten ν und n bzw. $\mu = \frac{1}{\nu + 1}$ und n gefunden werden.

Im folgenden wird gezeigt, auf welche Weise die beiden Grundwerte durch Gewinnung der erwähnten zweiten Beziehung eindeutig berechnet werden können, wodurch der Plastizitätsbereich auf rechnerischem Wege gefunden ist.

Wie wir sehen werden, ist der plastische Bereich dabei auch hauptsächlich von der Art des Trägerquerschnittes abhängig und soll daher hier für die verschiedenen Belastungsfälle je zweimal, und zwar einerseits für den Rechteckquerschnitt und andererseits für das I-Profil ermittelt werden. Für den Stahlbau ist eigentlich nur der letztere Fall von praktischer Bedeutung.

Fall I (siehe Abb. 2a u. 2b).

Zwei gleiche Öffnungen, Einzellasten in den Drittelpunkten.

a) Durchlaufbalken von rechteckigem Querschnitt.

Wir bezeichnen mit M_S das Moment am Ende des Fließbereiches, also im Abstand $a/2$ nach links und rechts von der Mittelstütze B, und mit $[M_B]$ den Absolutwert des Stützenmomentes.

Für das Stützenmoment M_B wird zunächst näherungsweise überall der Wert des „ausgeglichenen“ Momentes eingesetzt, also

$$[M_B] = M_F,$$

was nicht ganz genau ist. Streng genommen muß — mit Rücksicht auf den Ausgleich der Spannungen — der Momentenausgleich in der Weise durchgeführt werden, daß der Absolutwert des Momentes, am Ende des Fließbereiches gemessen, dem größten Feldmoment gleich wird, also $[M_S] = M_F$.

Diese genauere Rechnung wird zum Schluß kurz durchgeführt und mit den Ergebnissen der Näherungsrechnung verglichen werden, wobei sich zeigen wird, daß die Resultate nur wenig voneinander abweichen und daß die Näherungsrechnung etwas ungünstiger ist als die genaue.

Wir erhalten zunächst den Momenten-Nullpunkt aus der Bedingung

$$Q x_0 = \frac{[M_B]}{l} (l - x_0).$$

Hieraus ist allgemein

$$(6) \quad x_0 = \frac{[M_B] l}{[M_B] + Q l}.$$

Nun ist gemäß Abb. 2b

$$M_S : M_B = \left(x_0 - \frac{a}{2} \right) : x_0.$$

Setzt man in (6) für $[M_B]$ den Absolutwert des „ausgeglichenen“ Momentes (siehe oben)

$$[M_B] = M_F = \frac{Q l}{4}$$

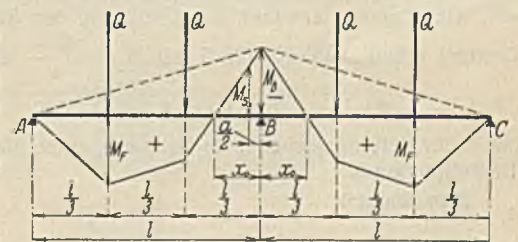


Abb. 2a.

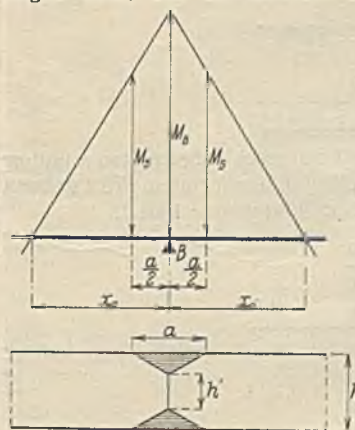


Abb. 2b.

ein, so ergibt sich

$$(7) \quad x_0 = \frac{Q l^2}{4} \cdot \frac{1}{\frac{Q l}{4} + Q l} = \frac{l}{5}$$

Somit $M_S : M_B = \left(\frac{l}{5} - \frac{a}{2}\right) : \frac{l}{5}$ oder mit

$$(8) \quad \frac{a}{2} = \frac{l}{n} \quad (\text{vgl. Gl. 1}):$$

$$M_S : M_B = (n - 5) : n \quad \text{und}$$

$$M_S = M_B \cdot \frac{n - 5}{n}$$

Eine zweite Beziehung zwischen M_S und M_B erhält man durch folgende Überlegung:

Durch den Spannungsverlauf nach Abb. 3a des teils plastisch (mit der Streckspannung), teils elastisch beanspruchten Querschnittes über der Mittelstütze B steigt sich das Widerstandsmoment für einen Rechteckquerschnitt von dem normalen Wert (Abb. 3b)

$$W = \frac{b h^2}{6} \quad (\text{bei geradliniger Spannungsverteilung})$$

auf den erhöhten Wert

$$W' = b \left(\frac{h^2}{4} - \frac{h'^2}{12} \right)$$

Somit $W : W' = 2 : \left(3 - \frac{h'^2}{h^2}\right)$

oder mit $\frac{h'}{h} = \alpha$,

$$W : W' = 2 : (3 - \alpha^2)$$

Nun ist aber

$$M_S = W \cdot \sigma_s$$

$$M_B = W' \cdot \sigma_s, \quad \text{daher}$$

$$M_S : M_B = W : W' \quad \text{oder}$$

$$M_S : M_B = 2 : (3 - \alpha^2) \quad \text{und}$$

$$(9) \quad M_S = M_B \cdot \frac{2}{3 - \alpha^2}$$

Gl. 9 gilt aber, wie ausdrücklich betont werden soll, nur für den Rechteckquerschnitt.

Die Gleichsetzung von (8) u. (9) liefert

$$(10) \quad \frac{2}{3 - \alpha^2} = \frac{n - 5}{n} \quad \text{oder}$$

$$\alpha^2 = \frac{n - 5}{n - 5}$$

Damit also ist die zweite Beziehung zwischen den Grundwerten gefunden, die, wie eingangs erwähnt, zur Gleichung der Ausgleichkurve hinzutritt.

Letztere erhält man aus Gl. 5 mit $M_B = \frac{Q l}{4}$ und

$$k_A = k_C = \frac{2}{3} \cdot Q l$$

(Wert der Belastungsglieder für Belastung durch gleiche Einzellasten in den Drittelpunkten).

Man findet³⁾

$$(11) \quad \nu = \frac{2}{3} \cdot \frac{n^2}{3n - 1}$$

wofür man genügend genau die Geradengleichung

$$(11a) \quad \nu = + 0,222 n + 0,074$$

setzen kann.

Da nach Gl. (4)

$$\mu = \frac{J'}{J} = \frac{1}{\nu + 1} \quad \text{ist, ergibt sich}$$

$$(12) \quad \mu = \frac{1}{0,222 n + 1,074}$$

Nach (3) ist $\mu = \alpha^3$, also

$$(13) \quad \alpha^3 = \frac{1}{0,222 n + 1,074}$$

Die Gl. 10 u. 13 sind zwei Gleichungen mit den zwei Unbekannten α und n ; sie werden am besten durch Probieren gelöst, indem für n ein Wert gesucht wird, der in (10) und in (13) den gleichen Wert von α liefert.

Man findet genau genug

$$\frac{n - 20}{h} = \frac{h'}{h} = 0,57$$

Hierdurch ist der Fließbereich eindeutig festgelegt. Seine Länge beträgt

$$a = 2 \cdot \frac{l}{n} = 2 \cdot \frac{l}{20} = 0,10 l$$

³⁾ In dem erwähnten Buch des Verfassers Gl. 38 bzw. 38a.

Der elastische Kern ist noch mit 0,57, also mehr als der halben Höhe des Querschnitts vorhanden.

b) Durchlaufbalken als I-Profil.

Hier gestaltet sich die Rechnung noch einfacher als beim rechteckigen Querschnitt, da die Steigerung des Widerstandsmomentes für den teils plastisch, teils elastisch verformten Stützenquerschnitt, wie gezeigt wird, unabhängig ist von dem Verhältnis $\alpha = \frac{h'}{h}$, so daß also das Verhältnis $\frac{M_S}{M_B}$ als bekannt in Gl. 8 eingesetzt und hieraus sofort der Wert von n

als einzige Unbekannte errechnet werden kann. Aus Gl. 12 findet sich dann das zugehörige μ .

Nach Grüning⁴⁾ kann mit den Bezeichnungen der Abb. 4 das Moment, bei dem gerade der ganze Flansch in allen Teilen die Streckgrenze erreicht hat, also

$$M = \left[b \delta (h - \delta) + \frac{1}{6} \delta_1 (h - 2 \delta)^2 \right] \sigma_s$$

nicht mehr wesentlich überschritten werden, da für eine Zunahme des Momentes nur noch der schmale Steg in Betracht kommt. Es ist daher dieser konstante Wert von M mit dem Stützmoment M_B zu identifizieren, also

$$(14) \quad M_B = W' \sigma_s = \left[b \delta (h - \delta) + \frac{1}{6} \delta_1 (h - 2 \delta)^2 \right] \sigma_s$$

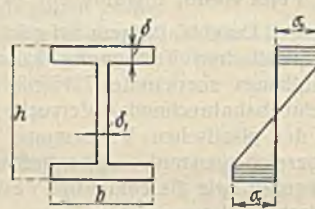


Abb. 4.

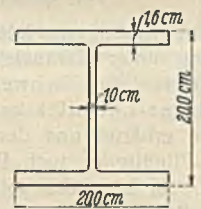


Abb. 5.

Für das Moment M_S am Ende des plastischen Bereiches (Abb. 2b) ist das normale Widerstandsmoment (W) des Trägers bei Annahme der geradlinigen Spannungsverteilung über den ganzen Querschnitt maßgebend, derart, daß also $M_S = W \sigma_s$.

Liegt ein bestimmtes Profil vor, so sind die Werte W' und W (ersterer aus Gl. 14, letzterer aus einer Profiltabelle) bekannt und daher auch das Verhältnis der Momente

$$(15) \quad M_S : M_B = W : W'$$

Nach Gl. 8 findet sich dann für den vorliegenden Fall (durch Gleichsetzung des Verhältnisses $M_S : M_B$ aus (8) u. (15):

$$(16) \quad \frac{n - 5}{n} = \frac{W}{W'}, \quad \text{woraus}$$

$$n = \frac{5}{1 - \left(\frac{W}{W'}\right)}$$

Es sei als Beispiel ein IP 20 zugrunde gelegt (Abmessungen nach Abb. 5).

Man findet gemäß Gl. 14

$$W' = 20 \cdot 1,6 \cdot 18,4 + \frac{1}{6} \cdot 1,0 \cdot 16,8^2 = 640 \text{ cm}^3$$

$$W \text{ (nach Profil-Tabelle)} = 595 \text{ cm}^3$$

$$\frac{W}{W'} = \frac{595}{640} = 0,93$$

Nach Gl. 16

$$n = \frac{5}{0,07} = 71,5$$

Weiter ist nach (12):

$$\mu = \frac{1}{0,222 \cdot 71,5 + 1,074} = 0,059$$

Der Fließbereich hat also jetzt nur eine Gesamtlänge $a = 2 \cdot \frac{l}{n}$

$= 2 \cdot \frac{l}{71,5} = 0,028 l$, ist also wesentlich kürzer als für den Fall des Rechteckquerschnitts (mit $a = 0,10 l$). Die Höhe des elastischen Kerns ergibt sich wie folgt:

Das Trägheitsmoment J' des genannten Kerns ist

$$J' = \mu J = 0,059 \cdot 5950 = 351 \text{ cm}^4$$

Da das Trägheitsmoment des Steges

$$J_{st} = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 16,8^3 = 394 \text{ cm}^4$$

beträgt, so wird näherungsweise der Steg als elastischer Kern verbleiben wogegen die Flansche ganz mit der Streckspannung beansprucht, also plastisch verformt werden.

⁴⁾ Bautechn. 1928, S. 274.

Fall II (siehe Abb. 6).

Zwei gleiche Öffnungen, Einzellasten in den Feldmitten.

a) Durchlaufbalken von rechteckigem Querschnitt.

Ausgleich $[M_B] = M_F$ als Näherung (vgl. die Darlegungen zu Fall I).

M_S sei wieder das Moment am Ende des Fließbereiches, $[M_B]$ der Absolutwert des Stützenmomentes.

Der Momenten-Nullpunkt kommt im Abstand von $\frac{l}{4}$ beiderseits der Stütze B zu liegen. Es ist

$$(17) \quad M_S : M_B = \left(\frac{l}{4} - \frac{a}{2} \right) : \frac{l}{4} = (n-4) : n.$$

Ferner nach früherem

$$(9) \quad M_S : M_B = 2 : (3 - \alpha^2).$$

Daher nach Gleichsetzung von (17) u. (9):

$$\frac{n-4}{4} = \frac{2}{3-\alpha^2}$$

und hieraus

$$(18) \quad \alpha^2 = \frac{n-12}{n-4}$$

Die Gleichung der Ausgleichskurve gemäß (5) lautet mit den Werten der Kreuzlinienabschnitte $k_A = k_C = \frac{3}{8} \cdot Ql$ und mit dem Wert des „ausgeglichenen“

Momentes $[M_B] = M_F = \frac{Ql^2}{6}$:

$$\nu = 0,083n + 0,028^5).$$

Daher

$$(19) \quad \mu = \frac{1}{\nu + 1} = \frac{1}{0,083n + 1,028} = \alpha^3.$$

Durch Probieren findet man die Auflösung des Gleichungspaares (18) u. (19):

$$\frac{n=21}{\alpha=0,72}$$

Die Länge des Fließbereiches ist somit $a = 2 \cdot \frac{l}{n} = \frac{2}{21} \cdot l = 0,095l$. Die Höhe des elastischen Kerns ist 0,72 der Gesamthöhe des Rechteckquerschnittes.

b) Durchlaufbalken als I-Profil.

Anstatt der für rechteckigen Querschnitt gültigen Gl. 9 ist hier Gl. 15 maßgebend, wonach $M_S : M_B = W : W'$; hierin ist W' nach (14) einzusetzen, also für ein gegebenes Profil als bekannt anzusehen. Unter Berücksichtigung von (17) ist somit:

$$(20) \quad \frac{n-4}{n} = \frac{W}{W'}, \text{ woraus} \quad n = \frac{4}{1 - \left(\frac{W}{W'} \right)}$$

Nun kann μ aus (19) errechnet werden.

Für den als Beispiel gewählten Sonderfall des IP 20 erhält man:

$$W' = 640 \text{ cm}^3 \text{ (s. früher)}$$

$$W = 595 \text{ cm}^3$$

$$\frac{W}{W'} = 0,93 \quad n = \frac{4,0}{0,07} = \underline{\underline{57}}$$

Sodann ist nach (19)

$$\mu = \frac{1}{0,083 \cdot 57 + 1,028} = \underline{\underline{0,173}}$$

Die Länge des plastischen Bereiches $a = 2 \cdot \frac{l}{57} = 0,0352l$. Die Höhe des elastischen Kerns ergibt sich wie folgt: Das Trägheitsmoment J' des elastischen Kerns muß betragen

$$J' = \mu J = 0,173 \cdot 5950 = 1030 \text{ cm}^4.$$

Das Trägheitsmoment eines Querschnitts, bestehend aus dem Steg und beiderseits anschließenden Teilen der beiden Flanschen von der Höhe $\Delta\delta$ (s. Abb. 7a), berechnet sich — unter Vernachlässigung des Trägheitsmomentes der schmalen Flanschteile bezüglich der eigenen Schwerachse — nach der Gleichung

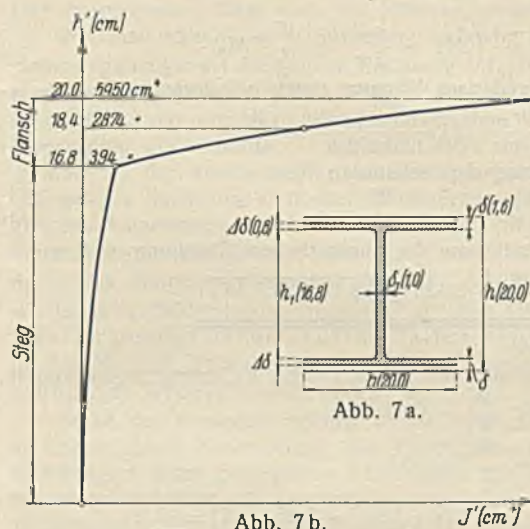
$$(21) \quad J_1 = J_{st} + 2b\Delta\delta \left(\frac{h_1 + \Delta\delta}{2} \right)^2.$$

worin J_{st} , wie schon erwähnt, das Trägheitsmoment des Steges ist. Nach Gl. 21 kann man durch Probieren diejenige Lamellenbreite $\Delta\delta$ der an den Steg anschließenden Flanschteile finden, die auf das bereits bekannte Trägheitsmoment J' des elastischen Kerns führen. In Gl. 21 ist somit auf

⁵⁾ A. a. O. S. 35, Gl. 37a.

der linken Seite für J_1 der Wert von J' einzusetzen. Im vorliegenden Fall ergab sich mit $\Delta\delta = 0,3 \text{ cm}$ ein Trägheitsmoment

$$J_1 = 394 + 2 \cdot 20 \cdot 0,3 \left(\frac{16,8 + 0,3}{2} \right)^2 = 1274 \text{ cm}^4,$$



welcher Wert etwas größer ist als J' , das Trägheitsmoment des elastischen Kerns. Die Höhe dieses beträgt daher nicht ganz $16,8 + 2 \cdot 0,3 = 17,4 \text{ cm}$. Es wird hier also ein kleiner Teil des Flansches (beiderseits des Steges) noch elastisch verformt. Die Abb. 7b zeigt die Zunahme des Trägheitsmomentes mit wachsender Höhe des Kerns über den Steg und die beiden Flanschen.

Fall III (siehe Abb. 8).

Zwei gleiche Öffnungen

mit gleichmäßig verteilter Vollbelastung.

a) Durchlaufbalken von rechteckigem Querschnitt.

Näherungsrechnung $[M_B] = M_F$.

Aus der Momentenfigur der Abb. 8 findet sich:

$$[M_S] = -\frac{q}{2} \cdot \frac{a}{2} \left(l - \frac{a}{2} \right) + [M_B] \frac{l - \frac{a}{2}}{l}$$

oder

$$(22) \quad [M_S] = \frac{n-1}{n} \left([M_B] - \frac{q l^2}{2n} \right)$$

und nach (9):

$$M_S = \frac{2M_B}{3 - \alpha^2}.$$

Nach Einsetzung des ausgeglichenen Momentenwertes für M_B

$$[M_B] = M_F = 0,0855 q l^2,$$

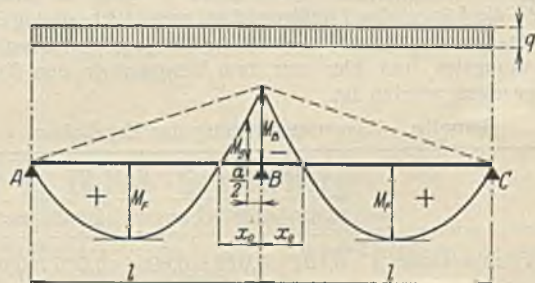


Abb. 8.

Gleichsetzung der beiden Ausdrücke für M_S in (22) und (9) und Kürzung durch $q l^2$ ergibt sich die Beziehung zwischen n und α :

$$(23) \quad \frac{n-1}{n} \left(0,0855 - \frac{1}{2n} \right) = \frac{0,171}{3 - \alpha^2} \text{ und hieraus} \quad \alpha^2 = 3 - \frac{0,171 n^2}{(n-1)(0,0855 n - 0,500)}$$

Hierzu tritt die Gleichung der Ausgleichskurve⁶⁾, die sich mit

$k_A = k_C = \frac{q l^2}{4}$ und dem obigen Wert von M_B aus Gl. 5 ergibt.

$$\nu = 0,308n + 0,103. \text{ Also}$$

$$(24) \quad \mu = \frac{1}{\nu + 1} = \frac{1}{0,308n + 1,103} = \alpha^3.$$

Aus den zwei Gleichungen 23 u. 24 ergibt sich

$$\frac{n=24}{\alpha=0,49}$$

Die Länge des Fließbereiches für rechteckigen Querschnitt ist daher $a = 2 \cdot \frac{l}{n} = \frac{2}{24} \cdot l = 0,0833l$. Die Höhe des elastischen Kerns ist $h' = 0,49h$.

⁶⁾ Vgl. die angezogene Schrift des Verfassers, S. 30, Gl. 32a).

b) I-Profil.

Gl. 29 bleibt bestehen.

$$M_B = Q l \cdot \frac{n+3}{4n-3}$$

An die Stelle von (30) tritt nun die Beziehung (15)

$$\frac{M_S}{M_B} = \frac{W}{W'}$$

worin W' wieder nach (14) einzusetzen ist. Wird hierin M_S nach (27) eingesetzt, so kommt:

$$(34) \quad \frac{Q l - [M_B]}{3 - [M_B]} = \frac{W}{W'}, \text{ woraus} \\ [M_B] = \frac{Q l}{3 \left(\frac{W}{W'} + 1 \right)}$$

Durch Gleichsetzung von (29) und (34) und nach Kürzung:

$$\frac{n+3}{4n-3} = \frac{1}{3 \left(\frac{W}{W'} + 1 \right)}$$

Somit

$$(35) \quad n = \frac{3 \left(\frac{W}{W'} \right) + 2}{e}$$

worin nach (25)

$$e = 1 - \left(\frac{W}{W'} \right)$$

Ferner kann man nach Gl. 34 $[M_B]$ errechnen. Schließlich findet man durch Einsetzen der Werte von n und $[M_B]$ aus (35) und (34) in (31) den

Wert $\mu = \frac{J'}{J}$.

Die Zahlenrechnung für IP 20 liefert:

$$\frac{W}{W'} = \frac{595}{640} = 0,93, \quad e = 1 - \frac{W}{W'} = 0,07.$$

Nach (35):

$$n = \frac{3 \cdot 0,93 + 2}{0,07} = \underline{\underline{68,5}}$$

Länge des Fließbereiches

$$a = 2 \cdot \frac{l}{n} = \frac{2}{68,5} \cdot l = \underline{\underline{0,0292 l}}$$

Nach (34):

$$[M_B] = \frac{Q l}{3 \cdot 0,93 + 1} = \underline{\underline{0,264 Q l}}$$

Nach (15):

$$[M_S] = M_F = 0,93 \cdot 0,264 Q l = \underline{\underline{0,245 Q l}}$$

Die Näherungsrechnung hatte ergeben:

$$n = 71,5, \quad a = 0,028 l \text{ und } [M_B] = 0,250 Q l.$$

Ferner ist nach (31) laut genauerer Rechnung

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{68,5^2}{3 \cdot 68,5 - 1} \left(2,0 - \frac{2/3 Q l}{0,264 Q l} \right)} = \underline{\underline{0,0764}}$$

Der entsprechende Wert nach der Näherungsrechnung betrug $\mu = 0,059$.

Wie man erkennt, ist die Näherungsrechnung $[M_B] = M_F = 0,250 Q l$, etwas ungünstiger als die genaue Rechnung $[M_S] = M_F = 0,245 Q l$, sofern man bei der Bemessung des Trägers für das ausgeglichene Moment ($= 0,250 Q l$) das normale Widerstandsmoment W des rein elastisch beanspruchten Querschnitts — und nicht etwa das erhöhte Widerstandsmoment W' des elastisch-plastisch beanspruchten Querschnitts einsetzt. Die genaue Rechnung stellt sich dann etwas günstiger und ergibt die gleichen Spannungen sowohl für das Moment $[M_S]$ mit dem Widerstandsmoment W , als auch für das Moment $[M_B]$ mit dem Widerstandsmoment W' , da ja das Steigerungsverhältnis $M_S : M_B$ der Momente das gleiche ist, wie jenes der Widerstandsmomente $W : W'$ (vgl. Gl. 15). Für praktische Zwecke genügt daher in allen Fällen die Näherungsrechnung $[M_B] = M_F$ und Bemessung mit dem normalen (nicht mit dem erhöhten) Widerstandsmoment W .

Sache der Versuchsforschung müßte es nun sein, Mittel und Wege zu finden, durch Nachmessung der Fließfiguren an durchlaufenden Versuchsträgern unter gesteigerten Belastungen und durch Vergleichung der Messungsergebnisse mit den nach vorstehenden Rechnungen gefundenen Größenwerten des plastischen Bereiches den einwandfreien Beweis für die Richtigkeit der Theorie des Momentenausgleichs zu liefern. Dabei wäre selbstredend — entsprechend den hier getroffenen Annahmen — derjenige Grenzzustand für die Belastung maßgebend, bei dem im gefährlichen Querschnitt im Felde, also am Orte des größten positiven Momentes, eben die Streckgrenze am oberen und unteren Rande erreicht wird, so daß eben (zum letzten Male) noch das geradlinige Spannungsgesetz über den ganzen Querschnitt Gültigkeit hat. Eine Fließfigur dürfte bei einem solchen Versuch also nur über der Zwischenstütze, dagegen noch nicht im Felde auftreten. Sämtliche vorstehend durchgeführten Berechnungen gelten ja nur für diesen Grenzzustand.

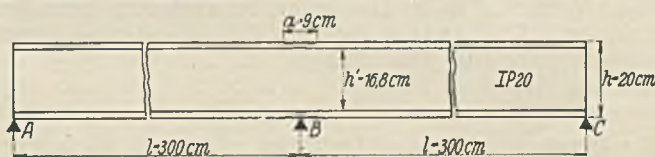


Abb. 10.

Die Abb. 10 zeigt schließlich in maßstäblicher Darstellung den plastischen Bereich für den Belastungsfall I, entsprechend den hier gefundenen Rechnungsergebnissen, für den als Beispiel angeführten Träger IP 20 von 3 m Spannweite.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erweiterungsbauten der Reichspost in Berlin-Schöneberg.

Von Regierungsbaumeister a. D. Willy Wagener und Regierungsbaumeister a. D. Heinz Knoche.

Das Selbstanschlußamt in Berlin-Schöneberg, Hauptstraße 28/29 und Belziger Straße 57, gehört zur Reihe der zur Einführung des automatischen Fernsprechbetriebes notwendig gewordenen Neubauten der Reichspost. Angegliedert sind ein Sammler- und Maschinengebäude sowie eine Großgarage für elektrische und Benzinkraftwagen mit eigener Ladestelle. Der vor der Vollendung stehende Bau schließt sich an vorhandene Anlagen der Reichspost an. Der Hauptteil der Neubauten liegt auf dem Hinterland sowie an der Belziger Straße und bedeckt eine Grundfläche von rd. 7000 m².

Genaue Belastungsproben hatten ergeben, daß die Tragfähigkeit des Baugrundes zwischen 1,2 und 2,5 kg/cm² schwankte, also nur gering war. Dieser Umstand in Verbindung mit den sehr erheblichen Nutzlasten gab Veranlassung zur Wahl einer Bauweise mit geringsten Eigengewichten. Die befahrbare Decke über dem Kellergeschoß war für Raddrücke von 3000 kg, die darüberliegenden Decken für die Betriebsräume des Selbstanschlußamtes für 600 bis 800 kg/m² Nutzlast zu berechnen. Nach eingehenden Untersuchungen der Wirtschaftlichkeit und technischen Erwägungen entschloß sich die Bauleitung zur Stahlskelettbauweise mit schwachen raumabschließenden Außenwänden. Die Giebelwände, die zur Standsicherheit des Hauptbauteils wesentlich beizutragen hatten, wurden dagegen massiv ausgebildet.

Wenn trotz des stark eingeschränkten Eigengewichtes die Einzel fundamente der Stützen Grundflächen bis zu 36 m² aufweisen, so mag das ein Bild der erheblichen Nutzlast einerseits und des schlechten Baugrundes andererseits geben. Die erforderlichen Gründungsflächen waren an den Grenzen des Grundstückes nicht immer ohne Schwierigkeiten zu erreichen. Die Nachbargebäude wiesen vielfach Setzrisse auf, deren Ver-

größerung befürchtet werden mußte. Dieser Gefahr wurde durch Zuhilfenahme von Bohrpfählen begegnet¹⁾.

Die Achsenmaße der Front und die Abstände der Mittelstützen ergaben sich aus den Anforderungen des Betriebes. Das Kellergeschoß bildet einen Teil der Kraftwagenhalle; daher mußte zwischen zwei Stützen von höchstens 62 cm Gesamtbreite einschließlich Ummantelung ein Vielfaches der Standbreite eines großen Lastkraftwagens vorhanden sein. Das Erdgeschoß dient ebenfalls als Wagenhalle und Durchfahrt und sollte deshalb möglichst wenig Mittelstützen enthalten, und die gleiche Forderung galt für die darüberliegenden Wählersäle im Interesse der Übersichtlichkeit und Anordnung der Apparate. Schließlich war die Tiefe des Gebäudes von 15,30 m gegeben. Gewählt wurde ein Stützenabstand von je etwa 8,60 m in der Längsachse, so daß im Kellergeschoß zwischen zwei Stützen drei Wagenstände angeordnet werden konnten und in den darüberliegenden Geschossen bei einer Grundfläche von 52 × 15,3 m nur fünf Mittelstützen stehen.

Die Geschoßhöhen im Keller- und Erdgeschoß waren der Wagenhöhe, in den darüberliegenden Geschossen der Höhe des Hauptverteilers bzw. der Wählergestelle anzupassen. In beiden Fällen ist das Maß vom Fußboden bis zur tiefsten Unterkante eines Unterzuges maßgebend, so daß also für diese keine größere Bauhöhe zur Verfügung stand als für die Deckenträger. Über die hierdurch bedingte Anordnung der Tragwerke aus Stahl wird weiter unten ausführlich berichtet.

Die Decken selbst sind in den Obergeschossen nach einem neuartigen, zum DRP. angemeldeten System ausgeführt. Ursprünglich war eine

¹⁾ Bautechn. 1931, S. 707.

Schlackensteindecke mit Auffüllung vorgesehen; die ausgeführte Doppeldecke (Abb. 1) hat den Vorteil, daß auch unter den Trägern und Unterzügen Hohlsteine vorgelagert werden, so daß ein Verfärben des Putzes unter den Unterflanschen nicht zu befürchten ist. Ferner besteht bei dem Durchstemmen der Decken — mit solchen Arbeiten ist in einem Fernsprechgebäude stets zu rechnen — keine Gefahr, daß die Auffüllung herausrieselt und Staubentwicklung oder Einsinken des Estrichs eintritt. Schließlich ergab sich hierdurch die Möglichkeit, die Gesamtdeckenstärke den Trägerhöhen genau anzupassen oder auch zu vergrößern, ohne daß wesentliche Mehrkosten entstehen. Hiervon wurde bei der Decke über dem Erdgeschoß Gebrauch gemacht, die etwa 50 m lange, 1,50 m breite und 0,25 m hohe Kabelkanäle aufnehmen mußte. Sie erhielt zu diesem Zweck eine Stärke von insgesamt 70 cm, während diese in den übrigen Geschossen ohne Estrich und Putz 37 cm beträgt. Selbstverständlich bietet die Decke eine ebene Untersicht, was nicht nur des Aussehens wegen, sondern vor allem wegen einer glatten Montage der Kabelleitungen usw. erwünscht war. Die Kosten des neuen Deckensystems sind nicht höher als die der ursprünglich vorgesehenen Schlackensteindecke.

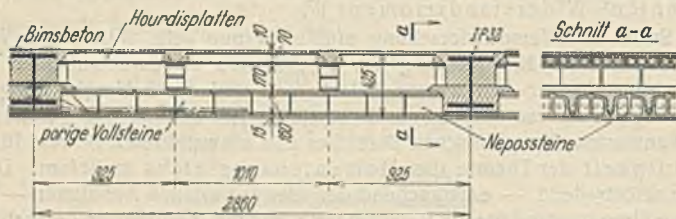


Abb. 1. Deckenquerschnitt.

Die Decke über dem Kellergeschoß stellt eine Fortsetzung der Hofkellerdecke dar und ist deshalb als Plattenbalkendecke in Eisenbeton mit 8,60 m Spannweite zwischen Stahlunterzügen ausgebildet.

Die Berechnung des Stahlskeletts und der hierfür erforderlichen Massen lag für den Vorentwurf in den Händen des beratenden Ingenieurs Dr.-Ing. Freiherrn von Schleinitz in Potsdam. Für die endgültige Ausführung ergaben sich mancherlei Abweichungen, die nach Vorschlägen der mit der Ausführung betrauten Firma Breest & Co. berechnet und ausgeführt wurden.

Der Hauptbau mit sechs Geschossen erhielt von vornherein seine endgültige Länge von 52 m. Da somit keine Rücksicht auf eine spätere Verlängerung genommen zu werden brauchte und der Bau mit massiven Decken ausgestattet wurde, ergab sich die Ableitung der waagerechten Kräfte in einfachster Weise durch Übertragung auf die Giebelwände. Diese mit verhältnismäßig kleinen Wandöffnungen bei 38 bis 64 cm Mauerstärken bedurften für diesen Zweck keiner Kreuzverbände. Eine Ausnahme bildet lediglich das Kellergeschoß der der Hauptstraße zugekehrten Giebelwand. Während in allen übrigen Geschossen nur Sturz- und Abfangeträger zur Aufnahme der senkrechten Lasten angeordnet sind, waren an der bezeichneten Stelle Öffnungen von etwa 3,6 bzw. 6,9 m erforderlich. Der dazwischenliegende Wandteil von 4,15 m Breite wurde zur Unterbringung eines kräftigen Windkreuzes in Stahl benutzt, welches die auf die halbe Gebäudelänge entfallenden Windkräfte in die Fundamente leitet.

Für die Längswände war eine Mindestwandstärke von 38 cm vorgesehen, so daß sich auch hier ein engmaschiges Stahlfachwerk erübrigte. Die bedeutenden, auf die Stützenachsen entfallenden senkrechten Lasten wurden Stahlstützen übertragen, die außer den Windkräften in jedem Einzelgeschoß keine waagerechten Lasten senkrecht zur x-Achse aufnehmen und infolgedessen mit verhältnismäßig kleinen Querschnitten ausgebildet werden konnten. Für den Winddruck auf die Giebelwände wurde mit hinreichender Genauigkeit gleichmäßiges Zusammenwirken aller Stützen einer Wand angenommen. In den Längswänden wurden sämtliche Unterzüge und Stützen biegefest zu Rahmen vereinigt. Für diese wurde als Wendepunkt der elastischen Linie die Stützenmitte vorausgesetzt, eine Annahme, die unter Berücksichtigung der in den Massen der Längswände liegenden Widerstandsreserve zulässig erscheint. Als Hauptprofil der Außenstützen wurden Breitflanschträger von 28 bis 40 cm Höhe benutzt, die in den Untergeschossen durch Winkel an den Innenflanschen, zum Teil auch durch außen angelegte Platten verstärkt wurden.

Die Innenstützen brauchten mit Rücksicht auf die oben beschriebene Ableitung der Windkräfte nur für senkrechte Lasten berechnet zu werden, wobei mit Rücksicht auf den außermittigen Anschluß der Querunterzüge auch einseitige Nutzlast infolge des dadurch hervorgerufenen Biegemomentes zu berücksichtigen war. Diese Momente hielten sich aber in sehr engen Grenzen, so daß trotz der erheblichen senkrechten Lasten (zum Teil über 450 t) je ein Breitflanschträger 40 bzw. 50 genügte. Verstärkungen wurden durch Platten bzw. innen angeordnete Winkel erzielt (Abb. 2).

Wie aus der Darstellung der Stützenberechnung hervorgeht, ist — entgegen der meist üblichen Berechnungsweise — absichtlich auf ein rahmenartiges Zusammenwirken der Stützen mit den Querunterzügen verzichtet. Der Grund liegt in der Anordnung, die sich nach eingehenden Erwägungen für das Tragwerk im 2. bis 4. Geschoß ergab.

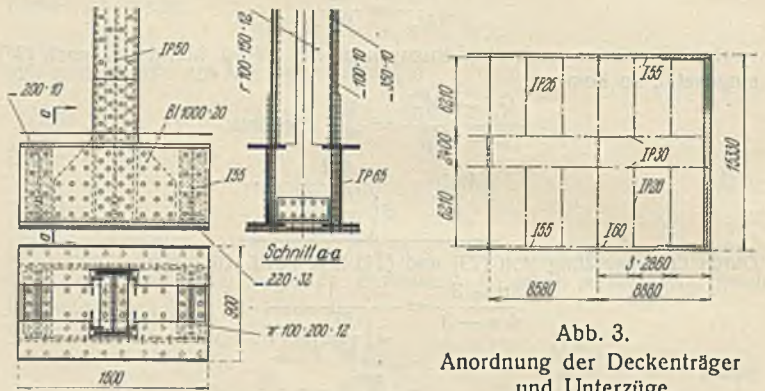


Abb. 2. Stützenfuß.

Abb. 3. Anordnung der Deckenträger und Unterzüge im 2. bis 4. Geschoß.

Diese Geschosse nehmen das eigentliche Selbstanschlußamt auf, dessen betriebliche Anforderungen die eingangs erwähnten Vorschriften über die Bauhöhe der Decken veranlaßt hatten. Der der Ausschreibung zugrunde liegende Entwurf hatte für diese Geschosse als Unterzüge Breitflanschträger aus St 37 mit Verstärkungen aus Platten in hochwertigem Stahl vorgesehen und außerdem von der völligen oder teilweisen Einspannung bzw. Durchführung über mehrere Stützen weitgehenden Gebrauch gemacht. Die mit der Ausführung betraute Stahlbaufirma äußerte aber Bedenken gegen die Verwendung zweier verschiedener Stahlarten in einem und demselben Querschnitt und wies ferner auf die konstruktiven Schwierigkeiten hin, die sich aus der sehr engen Begrenzung der für das Stahltragwerk zur Verfügung gestellten Querschnitte ergab. Sie schlug demgegenüber eine Aufteilung der Deckenträger und Unterzüge gemäß Abb. 3 vor, wobei nur St 37 verwandt zu werden brauchte und alle Vorschriften hinsichtlich der Querschnittsausmaße innegehalten wurden.

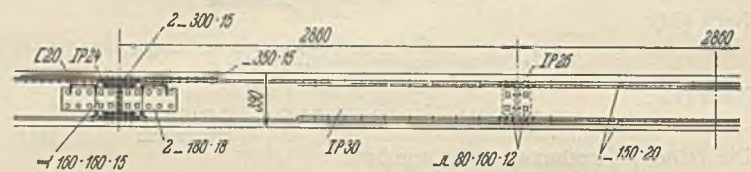


Abb. 4. Konstruktive Durchbildung der Zwischenunterzüge.

Danach spannen sich die Steineisendecken zwischen Deckenträgern aus Breitflanschprofilen 26 in Abständen von 2,86 m. Die Stützweite der Deckenträger beträgt dabei 6,215 m, bleibt also wesentlich unterhalb der Grenze, für die ein Nachweis der Durchbiegung erforderlich ist. Die Deckenträger sind als gewöhnliche Balken auf zwei Stützen berechnet. Sie finden ihr Auflager außen auf den Wandunterzügen, deren Bauhöhe nicht beschränkt war und die infolgedessen als hohe Normalprofile (55 und 60) ausgeführt wurden, womit sich gleichzeitig eine gute Einspannung der Außenstützen mit Rücksicht auf Windkräfte gegen die Giebelwand ergab. Innen liegen die Deckenträger auf Zwischenunterzügen, die parallel zu den Längswänden verlaufen und Stützweiten von 8,58 m haben. Bei diesen konnte durch Laschen auf der Zugseite eine teilweise Einspannung hergestellt und damit eine wesentliche Verminderung der Feldmomente erreicht werden. Es ergab sich der Querschnitt nach Abb. 4

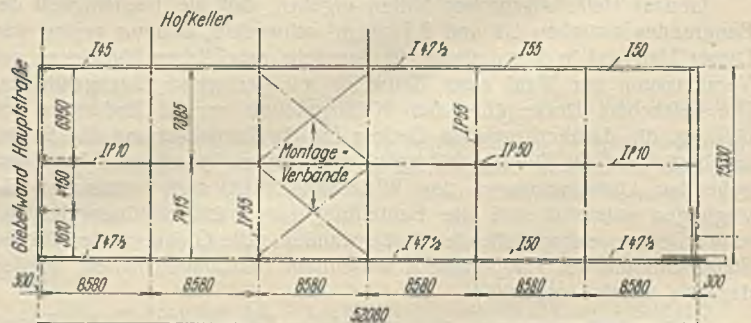


Abb. 5. Erdgeschoßgrundriß.

mit einer Gesamthöhe von 30 cm ohne Nietköpfe bei einer größten Durchbiegung von 15,7 mm gegenüber einer zulässigen Durchbiegung von 17,2 mm.

Die Zwischenunterzüge stützen sich auf die quer zur Längsachse des Gebäudes laufenden Hauptunterzüge. Diese haben die größte Belastung aufzunehmen und außerdem die Massivdecken auszusteifen. Trotzdem kam man, ohne Einspannung mit flachstahlverstärkten Breitflanschträgern 24 aus und konnte damit die zulässige Bauhöhe einhalten, wobei die Verminderung der Stützweite durch die Stützenbreite berücksichtigt und

architektonisch besonders durchgebildeten Fachwerkwände (Abb. 6 u. 9). Dagegen ist auf Kreuzverbände zur Windaussteifung verzichtet, das Treppenhaus gegen die Einwirkung waagerechter Kräfte vielmehr durch Anschluß an den Hauptbau gesichert. Der umgekehrte Weg, das Treppenhaus als unten eingespannten Freitrag in Stahlskelett zu konstruieren und andere Bauteile dagegen zu lehnen, wird häufig angewandt, jedoch

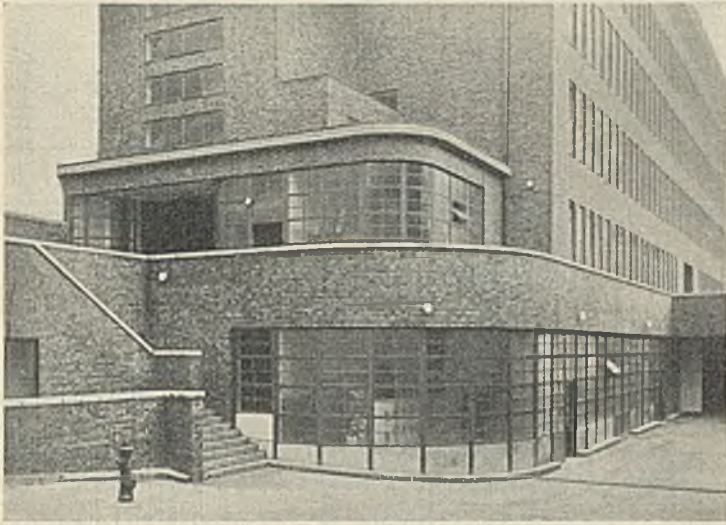


Abb. 6. Ansicht des Gebäudes vom Hof aus.

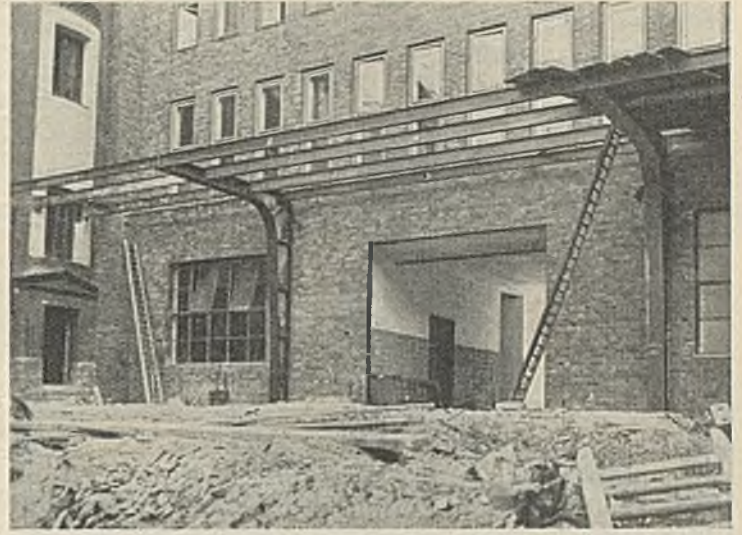


Abb. 8. Geschweißte Stahlkonstruktion des Vordaches.

dementsprechend die Exzentrizität des Anschlusses bei der Berechnung eingeführt wurde.

Im Laufe der Entwurfsbearbeitung wurde der Gedanke erwogen, die Unterzüge als Balken auf drei Stützen auszubilden. Sie zu diesem Zwecke durch die Mittelstützen hindurchzustecken, war aus den oben erwähnten Gründen wegen der Vorschriften über den Stützenquerschnitt nicht möglich. Ein anderer Vorschlag ging dahin, die Stützen in jedem Geschos zu stoßen, eine Anordnung, wie sie bei dem eben vollendeten Stahlskelett des Neu-

wird häufig die Rücksichtnahme auf Fenster- und Türöffnungen die Anordnung der Windverbände erschweren.

Weitgehende Verwendung fand der Stahl als Baustoff bei dem niedrigen und langgestreckten Gebäude, welches die Benzinkraftwagen und die Ladestelle aufnimmt. Bei der abgerundeten Fachwerkwand des Ladestellengebäudes konnten die architektonischen Formgebungen mit den konstruktiven Gesichtspunkten mit Hilfe der elektrischen Lichtbogenschweißung auf das beste vereint werden.

Die Benzinkraftwagenhalle erhielt Stahlbinder sowie Stahlstützen an der aufgelösten Vorderwand, während die geschlossene und niedrige Rückwand in massivem Mauerwerk erstellt wurde. Die Steifigkeit gegen Wind auf die Längswände wurde erreicht, indem die Binder aus Walzprofilen mit den Torstielen durch elektrisch eingeschweißte Ecken zu Halbrahmen verbunden wurden (Abb. 7).

Die Lichtbogenschweißung fand auch bei der Konstruktion des Vordaches Anwendung (Abb. 8).

Das ganze Bauwerk, dessen Lichtbild Abb. 9 zeigt, darf als ein gutes Beispiel für die Ausschöpfung der Möglichkeiten bezeichnet werden, die der neuzeitliche Stahlbau für eine Anlage des modernen Post-

und Fernsprechbetriebes bietet, ohne daß an den dafür geeigneten Stellen auf Beibehaltung der Massivbauweise verzichtet worden wäre. Der Stahl ist als Baustoff überall dort verwandt, wo er am Platze ist: mit seiner Hilfe erfolgte die Überspannung weiter Flächen, die Auflösung von Wänden zum Durchlassen von Luft und Licht und zur Herstellung von Einfahrtöffnungen mit dauerhafter Schutzeinfassung, die Ableitung großer senkrechter und waagerechter Kräfte bei geringster Raumbeanspruchung. Dagegen ist dem Massivbau dort sein Recht gelassen, wo es ihm zukommt, das heißt bei geschlossenen Wandflächen von geringer Höhe, die sich selbst tragen können, und an den Stellen, wo andere als statische Gründe Mauerstärken vorschrieben, die, einmal gegeben, nun auch zur weiteren Kraftübertragung herangezogen werden konnten.

Die Lieferung und Aufstellung der gesamten Stahlkonstruktion erfolgte durch die Firma Breest & Co. in Berlin. Die Gründungsarbeiten sowie einen Teil der sonstigen Bauarbeiten hatte die Continentale Bau A.-G. in Berlin übernommen, während ein weiterer Teil von der Firma F. C. Reincke & Co. ausgeführt wurde.

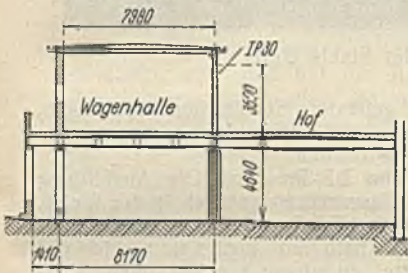


Abb. 7. Benzinkraftwagenhalle.

baues der Allgemeinen Ortskrankenkasse in Berlin zur Erzielung der Rahmenwirkung mit gutem Erfolge durchgeführt worden ist.

In Schöneberg gab man der oben beschriebenen Lösung den Vorzug, weil keine Konstruktionsteile über die Oberkante des Fußbodens hinausragen sollten und die freie Leitungsführung nicht beeinträchtigt werden durfte.

Das geringe Mehrgewicht der als Balken auf zwei Stützen statt als Rahmenriegel oder durchlaufende Träger berechneten Unterzüge wurde in wirtschaftlicher Hinsicht durch die Ersparnis an steifen Ecken und die Einfachheit der Montage völlig ausgeglichen.

Da die Unterzüge in der Längsrichtung des Gebäudes infolge der Gesamtanordnung des Deckentragwerks in Abständen von 1,20 m an den Stützenachsen vorbeilaufen, wurden die Stützen in dieser Richtung durch zwei danebengelegte $\square 20$ gegen Verschiebungen in der y-Achse gesichert (vgl. Abb. 4). In den übrigen Geschossen waren keine besonderen Einschränkungen für die Bauhöhe gegeben, so daß in diesen Deckenträger und Unterzüge in üblicher Weise wie z. B. nach Abb. 5 angeordnet werden konnten.

Für den unteren Teil des Treppenhauses sowie für die Treppenkonstruktion kam ein Stahlskelett zur Verwendung, insbesondere für die

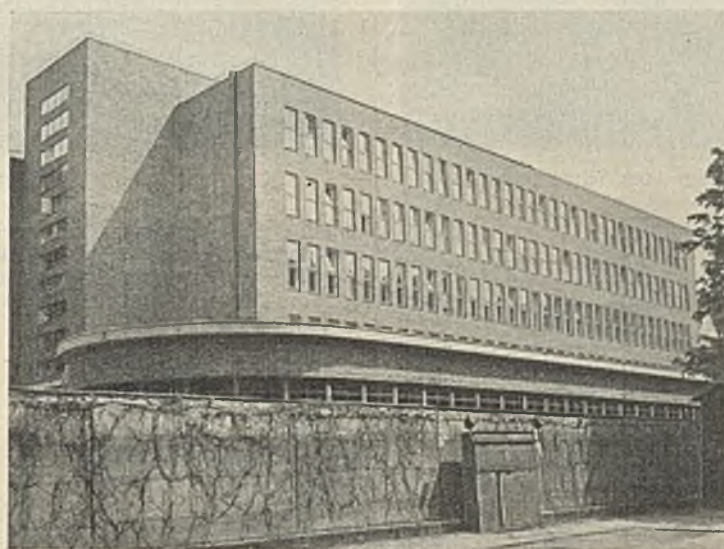


Abb. 9. Ansicht des fertiggestellten Gebäudes.

Verschiedenes.

Das Hochhaus der Allgemeinen Bankvereinigung in Antwerpen wird in einem Aufsatz von Ingenieur Holzwarth, Duisburg, in Nr. 1 des Jahrgangs 1932 der Zeitschrift „Der P-Träger“ behandelt.

Dieses Gebäude darf insofern besonderes Interesse beanspruchen, als es zur Zeit das höchste Hochhaus Europas darstellt. Einige bemerkenswerte Einzelheiten werden deshalb im folgenden kurz wiedergegeben.

Insgesamt wurden 3000 t St 37 verwendet, davon fast 2400 t P-Träger. Wegen der großen Kräfte — die größte Stützenlast beträgt etwa 950 t — reichten die normalen Profile nicht überall aus, so daß dann entsprechend starke Vorprofile verwendet werden mußten. Die Stützenstränge gehen mit Rücksicht auf eine möglichst einfache Ausführung über je drei Stockwerke ungestoßen durch. Die Stützenkräfte werden in den Stößen durch



Abb. 1. Ansicht des fertigen Gebäudes vom Schoenmarkt aus.

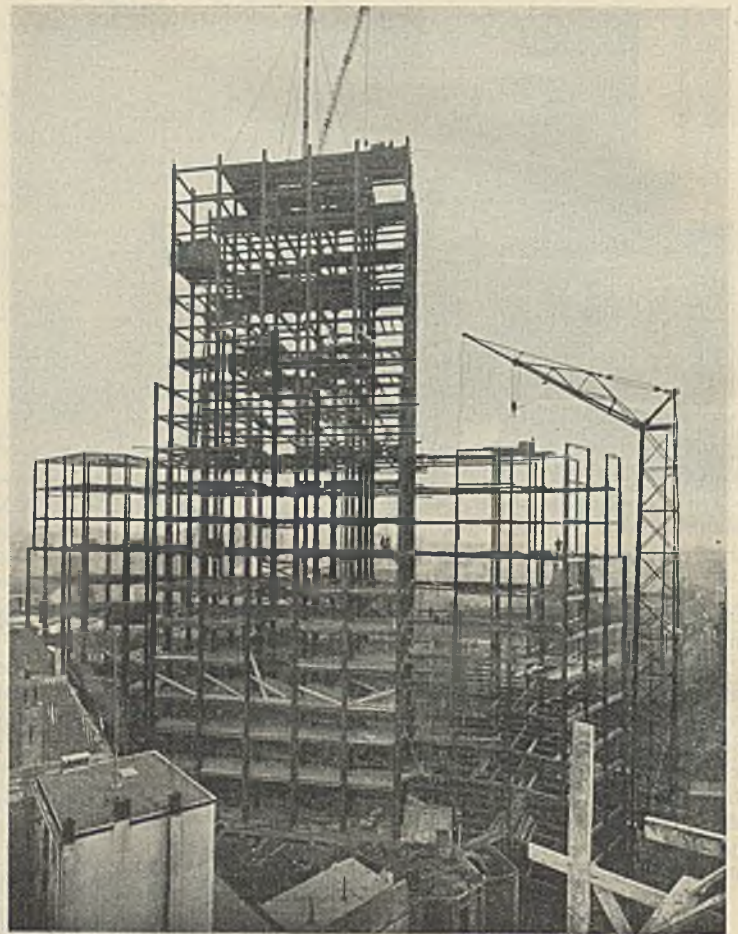


Abb. 3. Montage des Stahlskeletts.

Von dem gesamten Gebäude wird besonders der Bauteil am Schoenmarkt (s. Abb. 2) behandelt, da der Teil an der Bedestraat keine Besonderheiten bietet. Der Bauteil am Schoenmarkt besteht, wie Abb. 1 u. 2 zeigen, aus einem Turmbau von 86 m Höhe mit 25 Stockwerken und zwei seitlichen bogenförmigen Anbauten mit 10 Stockwerken. Außerdem sind in dem ganzen Gebäude zwei Kellergeschosse vorhanden. Das unterste Kellergeschoß enthält die Banktresore sowie die Einrichtungen für Heizung, Warmwasserversorgung usw. und das obere Kellergeschoß u. a. ein Restaurant. Über Flur befinden sich die Geschäftsräume der Bank, Läden, Büros, Privatwohnungen usw. Im obersten Stockwerk ist ein Wasserbehälter von 200 m³ eingebaut.

Die gesamte Tragkonstruktion besteht aus Stahl. Zwecks Aufnahme der Windkräfte sind im Turmbau die Stützenstränge in allen Geschossen mit den Unterzügen in beiden Richtungen biegesteif verbunden, so daß hier 5 bzw. 6 senkrecht zueinander stehende Rahmensysteme vorhanden sind. Der Winddruck auf die Anbauten wird, soweit er parallel zur Straßenfront wirkt, auf den Turmbau abgeleitet, während die senkrecht dazu wirkenden Kräfte durch besondere Rahmensysteme aufgenommen werden. Die Gründung des Gebäudes erfolgte auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte. Da die Bodenpressung unter dem Turmbau bedeutend größer als unter den Anbauten ist und da infolgedessen mit verschiedenen großen Setzungen zu rechnen war, wurde die Betonplatte beiderseits des Turmbaus durch eine senkrechte Fuge unterbrochen. Aus demselben Grund wurden auch in dem ersten Feld der seitlichen Anbauten die Unterzüge gelenkig an die Stützen angeschlossen, um auf diese Weise kleine Bewegungen unschädlich zu machen.

Die konstruktive Durchbildung der Einzelheiten wurde stark durch die besonders weitgehende Verwendung von I-P-Profilen beeinflusst.



Abb. 2. Gebäudegrundriß.

unmittelbare Berührung der sauber gefrästen Stirnflächen übertragen. Aus Sicherheitsgründen wurden außerdem noch Laschen zugegeben, welche für etwa 60% der Höchstlast bemessen wurden.

Die Stützen bestehen durchweg aus I-P-Profilen. Die Ausbildung der Turmstützen geschah in der Weise, daß drei I-P-Profile, von welchen zwei etwa halb so hoch sind wie das dritte, zu einem kreuzförmigen Querschnitt zusammengefügt wurden, indem je ein Flansch der kleineren mit dem Steg des größeren Profils verbunden wurde. Diese Verbindung mußte durch Schrauben erfolgen, da sich in den inneren Flanschen keine Niete schlagen ließen. Die Rahmenriegel reichen jeweils nur von einer Stütze zur nächsten, stoßen also stumpf vor die Stützenflansche. Um die Knoten genügend steif zu machen, mußten deshalb kräftige Konsolen angeordnet werden, welche mit den Unterflanschen der Träger und den Stützenflanschen verschraubt wurden. Die oberen Flansche wurden außerdem noch durch schräge Flachstäbe miteinander verbunden, um die Zugspannungen um die Stützen heranzuleiten.

Der Auftrag auf Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion wurde der DEMAG A.-G. in Duisburg Anfang Juni 1929 erteilt. Mit der Aufstellung des Stahlgerüsts wurde am 25. Oktober 1929 begonnen. Bis zum 10. Stockwerk wurde sie mit Hilfe eines fahrbaren Turmdrehkranes und darüber hinaus über jeweils 3 Stockwerke mit einem besonders konstruierten Schwenkmast durchgeführt (s. Abb. 3). Am 25. März 1930 war die Aufstellung beendet.

Dipl.-Ing. A. Schultz, Breslau.

INHALT: Rechnerische Untersuchungen über die Größe des Fließbereiches in stählernen Durchlaufbalken unter Berücksichtigung des Momentenausgleiches. — Die Erweiterungsbauten der Reichspost in Berlin-Schöneberg. — Verschiedenes: Hochhaus der Allgemeinen Bankvereinigung in Antwerpen.

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.