

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
 Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage
 zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
 samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 3. Mai 1929

Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelettbau als Ergänzung einer bestehenden Betriebsanlage.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Berlin.

Der Stahlskelettbau, dessen Wesen, Eigenart, Bedeutung und Verwendung für den modernen Zweckhochbau in dieser Zeitschrift an vielen

Beispielen der Praxis eingehend erörtert sind, gibt auch ein gutes Mittel an die Hand, bestehende Anlagen ohne praktische und architektonische

Schwierigkeiten mit einem Kleinstaufwand von Mitteln, Zeit und Raum durch Anbau oder Aufbau in geeigneter Weise zu erweitern.

Als ein Beispiel für diese Anwendung soll hier kurz der Turmbau in Stahlskelett beschrieben werden, der in einer Destillieranlage der Reichsmonopol-Verwaltung für Branntwein, Abteilung Berlin-Lichtenberg, im Jahre 1927 errichtet wurde.

Nach Lage der örtlichen Verhältnisse konnte die geplante Neuanlage zur Aufstellung von Destillierapparaten nebst Zubehör nur durch eine turmartige Erweiterung des Kopfteils einer bestehenden Fabrikhalle gewonnen werden. Es kam also darauf an, den Neubau mit der Altanlage konstruktiv und betriebstechnisch einwandfrei sowie ohne Schaden für das Aussehen schnell und billig zu verbinden.

Der in Anspruch zu nehmende Kopfteil der Fabrik maß 15×18 m im Lichten und war 8,5 bis 9,5 m hoch. Für das neue Gebäude, das die Destillierungseinrichtung, vier Wasserbehälter von etwa 60 m^3 Gesamtvolumen im Dachgeschoß und eine eigenartige Außenbeleuchtung der Räume aufnehmen sollte, waren ein Raum von 10×9 m Größe mit sechs übereinanderliegenden

Bühnen, ein Aufzugschacht von 2×2 m Größe und eine Treppenanlage von etwa 2 m Breite, ferner besondere Außenpodeste für die Beleuchtungseinrichtung vorgesehen.

Aus der Benutzung des Gebäudes ergaben sich Nutzlasten von 1800 kg/m^2 für den obersten Raum mit den Wasserbehältern, von 700 kg/m^2 für alle übrigen Räume einschließlich Treppen und sonstige Anlagen.

Für den Aufbau des neuen Gebäudes von etwa 27,50 m Gesamthöhe schien zur Erfüllung des vorgesehenen Zweckes am besten die Wahl eines Stahlskeletts mit Bühnen aus Trägergerippe und Riffelblechabdeckung, sowie mit Klinkerausmauerung zwischen den Außenstützen in guter Verbindung mit dem Altbau. Für die Außenwände des Gebäudes empfahl sich ein Riegelpfostenwerk mit einer $\frac{1}{2}$ Stein starken außen gefugten, innen verputzten Klinkerwand.

Abb. 1a bis c zeigt die Bauanlage, wie sie nach dem Entwurf zur Ausführung kam, einschließlich der Apparate.

Als Haupttragkonstruktion des Turmes von 10×9 m Querschnitt sind die über Betonfundamenten auf ganzer Höhe durchgehenden Stahlstützen anzusehen, deren acht in den Außenwänden und zwei im Innern vorhanden sind, ferner das steif mit ihnen verbundene, kräftige Stahlträgergerippe der einzelnen Plattformen, endlich ein Stahldachstuhl in Zeltform.

Dieses flach geneigte Dach ist mit Holzschalung und Teerpappe auf Holzsparrnen abgedeckt. Das Turmskelett ist gegen Seiteneinwirkungen und Windkräfte in den Außenwänden durch Streben versteift, vor allem unten durch Rahmenverbindung der im alten Gebäude stehenden acht Hauptwandstützen, ferner durch die

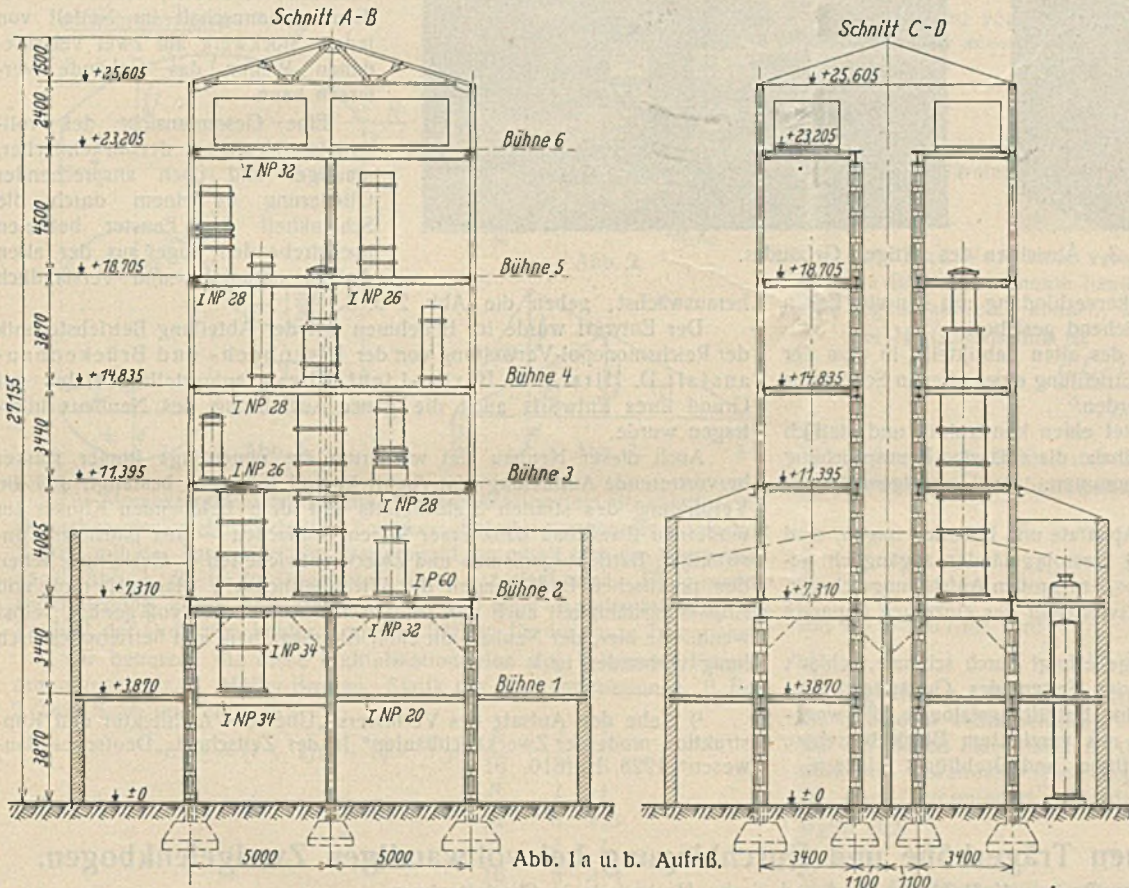


Abb. 1c. Grundriß in Höhe der Bühne 1.

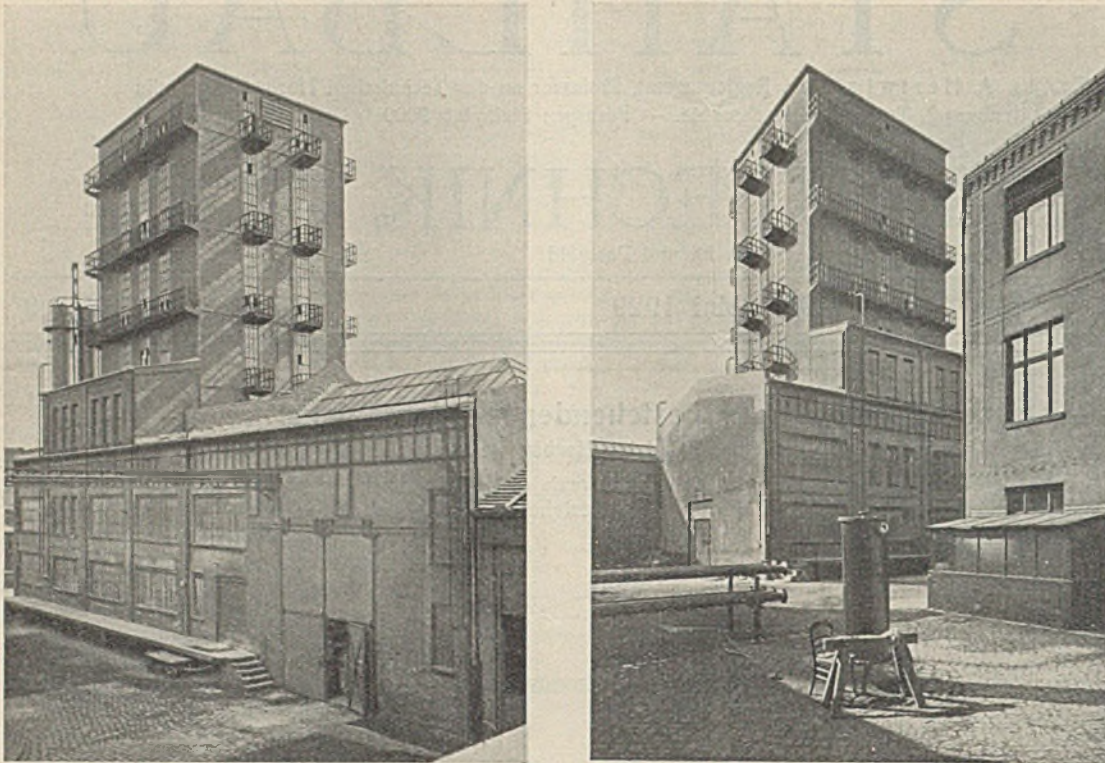


Abb. 2 u. 3. Ansichten des fertigen Gebäudes.

Deckenplatten und durch eine steife Ankerverbindung mit den vier Ecken der Massivwände der alten Halle ausreichend gesichert.

Die Binder, Posten und Verbände des alten Fabrikteils, in dem der neue Turm sich erhebt, konnten für die Errichtung eines offenen Schuppens an anderer Stelle wieder verwendet werden.

Die ganze Bauanlage in Stahl gestattet einen konstruktiv und statisch klar gegliederten und völlig sicheren Aufbau; die zulässige Beanspruchung des Stahls wurde zu 1200 kg/cm² angenommen. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion umfaßt rd. 130 t.

Die einzelnen Bühnen, welche die Apparate und Behälter tragen, sind durch stählerne Bedienungstreppe mit Gasrohrgeländer zugänglich gemacht, ferner verbunden durch einen 2 × 2 m großen Aufstellungsschacht, der eine Bewegung und ein leichtes Auswechseln der einzelnen Apparate gestattet.

Die Belichtung aller Räume bei Tage erfolgt durch schmale, schlank durchgehende Stahlfenster auf allen vier Seiten des Gebäudes. Die Fenster haben in der obersten Bühne eine Entlüftungsjalousie, die waagrecht drehbar ist und deren Klappen aus verzinktem Blech bestehen. Die Fenster selbst haben drehbare Kippflügel und Drehflügel erhalten.

herauswächst, geben die Abb. 2 u. 3.

Der Entwurf wurde im Benahmen mit der Abteilung Betriebstechnik der Reichsmonopol-Verwaltung von der Eisenhoch- und Brückenbauanstalt D. Hirsch in Berlin-Lichtenberg aufgestellt, welcher auf Grund ihres Entwurfs auch die ganze Ausführung des Neubaus übertragen wurde.

Auch dieser Neubau hat wiederum die neuerdings immer stärker hervortretende Auffassung von Architekt und Ingenieur bestätigt, daß die Verbindung des straffen Stahlskeletts mit dem belebenden Klinker im modernen Zweckbau dank einer klaren, einfachen — aus Baustoff, Konstruktion, Betriebsorganismus und Zweck entwickelten — Gestaltung neben den praktischen Bedingungen der Wirtschaftlichkeit, Standsicherheit und Anpassungsfähigkeit auch den ästhetischen Ansprüchen voll genügt, selbst wenn, wie hier, der Neubau mit einer Altanlage bau- und betriebstechnisch innig verbunden ist.¹⁾

¹⁾ Siehe den Aufsatz des Verfassers „Über die Architektur und Konstruktion moderner Zweckhochbauten“ in der Zeitschrift „Deutsches Bauwesen“ 1928, Heft 10.

Die Beziehungen zwischen Trägerhöhe und Durchbiegung bei vollwandigen Zweigelenkbogen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Pohl a. o. Prof. a. d. Techn. Hochschule in Charlottenburg.

Für einen einfachen Balken mit konstantem Trägheitsmoment und gleichmäßiger Belastung gilt die bekannte Beziehung

$$\frac{\delta}{l} = \frac{5}{24} \cdot \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{l}{h}$$

worin l Spannweite, h Trägerhöhe, δ Durchbiegung in Trägermitte, E Elastizitätsmodul und σ größte Spannung. Nennt man

$$l : h = m, \quad l : \delta = n,$$

so läßt sich die Formel schreiben

$$m n = \frac{24}{5} \cdot \frac{E}{\sigma}$$

Das Produkt $m n$ ist also nur vom Material (E) des Stabes und der größten Randspannung σ abhängig. Für $E = 2100000$ und $\sigma = 1200$ kg/cm² wird z. B.

$$m n = 8400$$

ganz unabhängig von der Spannweite und der Größe der gleichmäßigen Belastung. Soll die Durchbiegung eines einfachen Balkens von konstantem Querschnitt nicht 1 : 500 der Spannweiten überschreiten ($n = 500$), so muß $m = 16,8$ sein, d. h. die Höhe des Trägers muß wenigstens den 16,8ten Teil seiner Spannweite betragen, wenn man die zulässige größte Spannung von 1200 kg/cm² ausnutzen will. Für den Zweigelenkbogen läßt sich eine ganz entsprechend geformte Beziehung ableiten. Wegen der statischen Unbestimmtheit sind hier die für die Durchbiegung ungünstigste Belastung und die Stelle, wo man δ_{\max} zu suchen hat, nicht so einfach gegeben

wie beim einfachen Balken. Es dürfte aber zulässig sein, von dem Idealfall des Bogens mit parabelförmiger Achse ohne achsiale Formänderungen auszugehen, der sich bei einseitiger Belastung genau so verhält wie ein Dreigelenkbogen (Abb. 1). Die Biegemomente zeigen die Gestalt von zwei Parabeln mit dem Pfeil $\pm p \cdot \frac{l^2}{64}$, es sind dies zugleich die absolut größten Momente, die durch eine stetige gleichförmige Belastung entstehen können. Man gelangt zu diesem Gleichgewichtszustande am

bequemsten, wenn man zuerst beide Bogenhälften mit $+\frac{p}{2}$ (abwärts gerichtet), dann die linke mit $+\frac{p}{2}$, die rechte mit $-\frac{p}{2}$ (aufwärts gerichtet) belastet und die Ergebnisse beider Teilbelastungszustände addiert. Die Scheiteldurchbiegung ist wegen der vollkommenen Antisymmetrie des Spannungs- und Formänderungszustandes gleich Null, die größten Durchbiegungen entstehen in den Viertelpunkten mit

$$\delta = \pm \frac{1}{2} \cdot \frac{5}{384} \cdot p \left(\frac{l}{2}\right)^4 \frac{1}{EJ} = \pm \frac{5}{3 \cdot 8^4} \cdot \frac{p l^4}{EJ}$$

Dies ergibt sich unmittelbar aus Abb. 1, da die Momentenfläche über jeder Bogenhälfte der eines einfachen Balkens mit der Belastung $\frac{p}{2}$ entspricht. $J' = J \cos \vartheta$ ist hierbei wie üblich ein als konstant angeschener Wert. Vollbelastung erzeugt weder Momente noch Durchbiegungen.

Diese Formeln, welche nur für äußerst dünne Bogen von großem Pfeil (Wellblechdächer) brauchbare Werte ergeben, sind für Brückenträger durch Berücksichtigung der achsialen Formänderungen zu ergänzen. Der Belastungszustand soll jedoch beibehalten werden, auch der Ort der genauer zu berechnenden Durchbiegung. Für diesen Belastungszustand ist in Abb. 2 die Momentenfläche

$$M = M_0 - M_a X_a$$

nach den Flächen M_0 und $-M_a X_a$ getrennt dargestellt worden. Der Horizontalschub $H = X_a$ ist hierbei

$$H = \frac{p l^2}{16 f} \nu,$$

worin

$$\nu = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{J'}{F' f^2} \left(1 + \frac{F'}{F_z}\right)}$$

$J' = J \cos \vartheta$,
 $F' = F \cos \vartheta$, $F =$ Querschnitt des Bogens,
 $F_z =$ Querschnitt des Zugbandes.

Ist kein Zugband vorhanden, so wird $F_z = \infty$ und die Klammer im Nenner fällt weg.

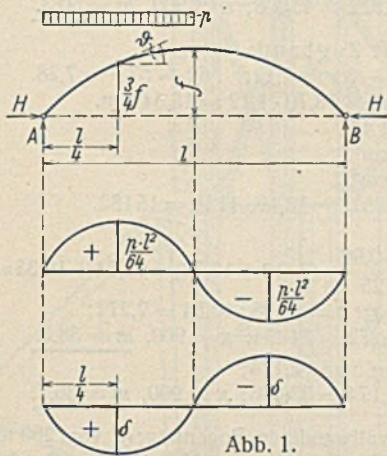


Abb. 1.

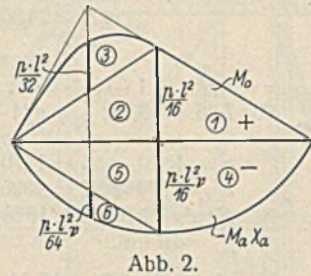


Abb. 2.

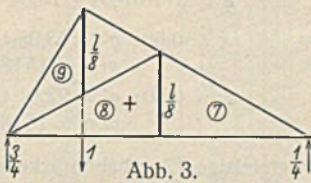


Abb. 3.

Die Momentenfläche wird in die Flächen 1 bis 6 zerlegt, die sämtlich aus Dreiecken oder Parabelabschnitten bestehen. Belastet man dann den einfachen Balken mit der Last „Eins“ im Viertelpunkt, so erhält man die Momentenfläche Abb. 3, die in die Dreiecke 7, 8 und 9 zerlegt wird. Die gesuchte Durchbiegung ergibt sich dann auf Grund einer Arbeitsgleichung als Produkt der Ordinaten beider Momentenflächen für die ganze Trägerlänge.

Wir benutzen für diese Multiplikation eine der bekannten Formelsammlungen, z. B. Müller-Breslau, Statik der Baukonstruktionen, II. Bd., 2. Teil, S. 56 und erhalten:

$$EJ \delta = (1 + 2)(7 + 8) = p \cdot \frac{l^2}{16} \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{l}{3}$$

$$(3)(8) = p \cdot \frac{l^2}{32} \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{l}{2 \cdot 3}$$

$$(2)(9) = p \cdot \frac{l^2}{16} \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{l}{2 \cdot 4}$$

$$(3)(9) = p \cdot \frac{l^2}{32} \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{5}{12} \cdot \frac{l}{2}$$

$$(4 + 5 + 6)(7 + 8) = -p \cdot \frac{l^2}{16} \cdot \nu \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{5}{12} \cdot l$$

$$(5)(9) = -p \cdot \frac{l^2}{16} \cdot \nu \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{l}{2 \cdot 4}$$

$$(6)(9) = -p \cdot \frac{l^2}{64} \cdot \nu \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{5}{12} \cdot \frac{l}{2}$$

$$\text{zusammen } EJ \delta = \frac{p l^4}{3 \cdot 8^4} (62 - 57 \nu).$$

Für $\nu = 1$ erhält man den vorerwähnten Wert. Da sich für $\nu = 1$ derselbe Wert mit umgekehrtem Vorzeichen für die lotrechte Verschiebung in der Mitte der unbelasteten Bogenhälfte ergeben muß, so muß die Formel für die Durchbiegung dieses Punktes lauten

$$EJ \delta = \frac{p l^4}{3 \cdot 8^4} (52 - 57 \nu).$$

Es muß nun $J' = J \cos \vartheta$ als Funktion von zulässiger Spannung und Trägerhöhe ausgedrückt werden. Es darf dabei angenommen werden, daß der einseitige Belastungszustand nach Abb. 1 auch für die größten Spannungen maßgebend ist. Die Horizontalschübe sind

$$H_g = \frac{g l^2}{8 f} \cdot \nu, \quad H_p = \frac{p l^2}{16 f} \cdot \nu.$$

Das Biegemoment, bezogen auf die Stabachse im Querschnitt bei $x = \frac{l}{4}$, $y = \frac{3}{4} \cdot f$, hervorgerufen durch das Eigengewicht, beträgt

$$M_g = \frac{3}{4} \cdot g \cdot \frac{l^2}{8} - \frac{g l^2}{8 f} \cdot \nu \cdot \frac{3}{4} \cdot f = \frac{3}{32} \cdot g l^2 (1 - \nu).$$

Das Moment infolge der Verkehrslast an derselben Stelle kann aus Abb. 2 abgelesen werden:

$$M_p = \frac{p l^2}{16} - \frac{p l^2}{16 f} \cdot \nu \cdot \frac{3}{4} \cdot f = p \frac{l^2}{64} (4 - 3 \nu).$$

Dann beträgt die größte Druckspannung an der Oberkante des Bogens, wenn man für die Normalkraft den Horizontalschub setzt und die Stoßziffer φ einführt:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{H}{F},$$

$$\sigma = \frac{l^2}{64} \cdot \frac{[6g(1-\nu) + \varphi p(4-3\nu)] \cdot \frac{h}{2} + \frac{l^2}{16f} \cdot \nu \cdot \frac{(2g + \varphi p)}{F}}{J}$$

Hieraus folgt:

$$J = \frac{l^2 h}{128 \sigma} q',$$

worin

$$q' = 6g(1-\nu) + \varphi p(4-3\nu) + \frac{8\nu}{f} \cdot \frac{J}{F h} (2g + \varphi p).$$

Dieser Wert von J wird in die Formel für δ eingesetzt und mit den Bezeichnungen $m = l : h$, $n = l : \delta$, $\sigma' = \sigma : \cos$ ergibt sich

$$m n = \frac{96}{62 - 57 \nu} \cdot \frac{E}{\sigma'} \cdot \frac{q'}{p}$$

Die zulässige Spannung ist hierbei um den Betrag zu vermindern, der von der Wärmeänderung herrührt. Für diesen Wert kann man setzen

$$\sigma_t = \frac{M_t}{W}.$$

Das Glied $N : F$ kann vernachlässigt werden, weil es sich hier um positive Biegemomente handelt, die nur bei einer Wärmeerniedrigung des Bogens auftreten können, wobei N eine Zugkraft wird.

Der Horizontalschub ist

$$H_t = \frac{E J_c \epsilon t l}{8 \cdot f^2 l} \cdot \nu = \frac{15}{8} \cdot \frac{E J_c \epsilon t}{f^2}.$$

Der Beiwert ν kann hier unbedenklich $= 1$ gesetzt, ebenso J_c durch J ersetzt werden. Im Viertelpunkt des Bogens ist dann

$$M_t = H_t \cdot \frac{3}{4} \cdot f = \frac{45}{32} \cdot \frac{E J \epsilon t}{f}$$

$$\sigma_t = \frac{M_t}{W} = \frac{M_t}{J} \cdot \frac{h}{2} = \frac{45}{64} \cdot E \epsilon t \cdot \frac{h}{f}.$$

Mit $E \epsilon = 250 \text{ t/m}^2$ wird

$$\sigma_t = 176 \text{ t} \cdot \frac{h}{f},$$

für Bogensträger mit Zugband tritt $J t$ an Stelle von t . Es mag hierbei die nicht sehr wahrscheinliche Voraussetzung in Kauf genommen werden, daß der Bogen eine stärkere Abkühlung erleidet als das Zugband. Bei stärkerer Erwärmung des Bogens werden die positiven Momente $M_g + \varphi M_p$ vermindert. Für den Bogen ohne Zugband mit $t = -35^\circ$ ergibt sich

$$\sigma_t = 6160 \frac{h}{f},$$

und für den Bogen mit Zugband mit $J t = -15^\circ$:

$$\sigma_t = 2640 \frac{h}{f}.$$

Als Mittelwerte kann man

$$f = \frac{l}{8}, \quad h = \frac{l}{40}$$

annehmen, dann wird

$$\frac{h}{f} = \frac{1}{5}$$

und es ergeben sich die Wärmespannungen

$$\sigma_t = 1232 \text{ t/m}^2 = 123 \text{ kg/cm}^2$$

für den Bogen ohne Zugband, und

$$\sigma_t = 528 \text{ t/m}^2 = 53 \text{ kg/cm}^2$$

für den Bogen mit Zugband.

Es ist also gerechtfertigt, bei einem Verhältnis $h : f = 1 : 5$ in dem einen Falle rund 120, im andern etwa 50 kg/cm^2 von der zulässigen Spannung abzuziehen. Für andere Verhältnisse $h : f$ würden sich diese Zahlen entsprechend ändern, für den Zweck der vorliegenden Untersuchung erscheint es statthaft, mit festen Abzügen zu rechnen.

Der Wert

$$\kappa = \frac{J}{F h}$$

in dem Ausdrucke für q' muß geschätzt werden. Dieser Wert wächst mit der Spannweite der Brücke, jedoch ist auch die Querschnittsform —

ob einwandig oder doppelwandig usw. — von Einfluß. Wegen seiner Bedeutung für den zu errechnenden Wert mn sind drei verschiedene Zahlenwerte eingeführt worden.

Von großer Bedeutung für die hier untersuchten Beziehungen ist auch das Eigengewicht. Bei der großen Spannweite von 200 m, die dem folgenden Zahlenbeispiel zugrunde gelegt wurde, ist das Gewicht, bezogen auf 1 m Hauptträgerlänge, ohne Bezugnahme auf einen bestimmten Entwurf schwer anzugeben, da es hierbei sehr auf die Breite der Brücke ankommt, bei deren Wahl verschiedene Umstände gegeneinander abzuwägen sind. Es sollen daher für die Brücken mit Bogen ohne Zugband stets zwei Werte g eingesetzt werden, die in der Nähe des Gewichtes einer Brücke mit einfachen Fachwerkbalkenträgern liegen. Ist ein Zugband vorhanden, so sind diese Werte um das Gewicht des Zugbandes zu vermehren. Es bedeuten

- g_b Brückengewicht für 1 m Länge bezogen auf einen Hauptträger (Bogenträger ohne Zugband),
- g_{bz} dasselbe, wenn ein Zugband vorhanden ist,
- g_z das Einheitsgewicht des Zugbandes allein.

Dann ist

$$g_{bz} = g_b + g_z \quad \text{und} \quad g_z = 1,1 \frac{H}{\sigma} \gamma,$$

wenn γ das Stahlgewicht je m^3 bedeutet und für Stöße usw. 10 % Zuschlag angenommen werden. Für H gilt

$$H = (g_{bz} + \gamma p) \frac{l^2}{8f}.$$

Der Faktor ν kann bei dieser Gewichtsrechnung = 1 gesetzt werden, p bedeutet hierin den Belastungsgleichwert für Vollbelastung. Aus

$$g_{bz} = g_b + \frac{1,1 \gamma (g_{bz} + \gamma p)}{8f\sigma} \cdot l^2$$

folgt

$$g_{bz} = \frac{g_b + \gamma p \varrho}{1 - \varrho},$$

wenn man zur Abkürzung

$$\frac{1,1 \gamma l^2}{8f\sigma} = \varrho$$

setzt.

Zahlenbeispiel: $l = 200$ m, $f = l : 8 = 25$ m.

Für die Belastung nach Abb. 4 wird

$$A_p = 175 + 87,2 \cdot 8,0 = 175 + 697,6 = 872,6 \text{ t},$$

$$M_{\max} = 872,6 \cdot 100 - 697,6 \cdot 56,4 = 175 \cdot 6,4 = 46795 \text{ tm},$$

$$p = \frac{8 \cdot 46795}{200 \cdot 200} = 9,36 \text{ t/m},$$

$$\gamma p = 1,30 \cdot 9,36 = 12,17 \text{ t/m},$$

$$\varrho = \frac{1,1 \cdot 7,85 \cdot 200^2}{8 \cdot 25 \cdot \sigma} = \frac{1727}{\sigma}$$

Für St 37 mit $\sigma = 10$ (1400 — 50) = 13500 t/m^2 wird $\varrho = 0,128$.

g_b sei = 8 t/m, dann wird

$$g_{bz} = \frac{8 + 12,17 \cdot 0,128}{1 - 0,128} = \frac{9,558}{0,872} = 10,95 \text{ t/m}.$$

Für $g_b = 10$ t/m ergibt sich

$$g_{bz} = \frac{10 + 12,17 \cdot 0,128}{0,872} = \frac{11,558}{0,872} = 13,25 \text{ t/m}.$$

Das Zugband verursacht in beiden Fällen ein Mehrgewicht von etwa 3 t/m.

St 48, $\sigma = 10$ (1820 — 50) = 17700 t/m^2 , $\varrho = 0,0976$.

$$g_b = 6 \text{ t/m}, \quad g_{bz} = \frac{6 + 12,17 \cdot 0,0976}{1 - 0,0976} = \frac{7,186}{0,9024} = 7,97 \text{ t/m},$$

$$g_b = 8 \text{ t/m}, \quad g_{bz} = \frac{9,186}{0,9024} = 10,16 \text{ t/m}.$$

Hier beträgt das Mehrgewicht infolge des Zugbandes etwa nur 2 t/m.

In der nachfolgenden Zahlentafel sind nun die Werte

$$m = \left(\frac{96}{62 - 57\nu} \cdot \frac{E}{\sigma'} \cdot \frac{q'}{p} \right) \frac{1}{n}$$

zusammengestellt worden, wobei Bogenträger ohne und mit Zugband und die Baustoffe St 37 und St 48 zugrunde gelegt wurden. Außerdem sind zwei Eigengewichtsannahmen und drei verschiedene Annahmen für den Wert

$$x = \frac{J}{Fh}$$

gemacht worden, und zwar $x = 0,6, 0,5$ u. $0,4$ m. Hierzu sei bemerkt, daß für den größten Blechträger der bekannten Tabellen des Buches „Eisen im Hochbau“ der Wert $x = 0,36$ m ($h_s = 2,0$ m) und für den doppelwandigen Versteifungsbalken der Köln-Deutzer Hängebrücke $x = 0,58$ m beträgt ($h_s = 3,2$ m, Plattendicke 10 cm). Der leichteren Kontrolle wegen seien nachstehend einige Zahlen nachgewiesen.

Für alle Fälle gilt:

$$\text{tg } \vartheta \text{ im Viertelpunkt} = \frac{2f}{l} = \frac{1}{4} = 0,25, \quad \vartheta = 14^\circ, \quad \cos \vartheta = 0,97$$

p für halbseitige Belastung, Lastenzug N :

$$p = \frac{8 \cdot 13178}{100^2} = 10,54 \text{ t/m je Gleis},$$

$$\gamma \text{ für } \frac{3l}{4} = 150 \text{ m: } \gamma = 1,30; \quad \gamma p = 13,70 \text{ t/m}.$$

Bogen ohne Zugband:

$$\nu = 0,98; \quad 1 - \nu = 0,02; \quad 4 - 3\nu = 1,06; \quad 62 - 57\nu = 6,14.$$

$$96 : 6,14 = 15,63; \quad \gamma p (4 - 3\nu) = 13,70 \cdot 1,06 = 14,52.$$

St 37.

$$\sigma = 1400 - 120 = 1280 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma' = \sigma \cdot \cos \vartheta = 1280 \cdot 0,97 = 1320 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E : \sigma' = 2100000 : 1320 = 1591; \quad 15,63 \cdot 1591 = 24867.$$

$$g = 8 \text{ t/m};$$

$$q' = 6 \cdot 8 \cdot 0,02 + 14,52 + \frac{8 \cdot 0,98}{25} x (2 \cdot 8 + 13,70) = 15,48 + 9,31 x.$$

$$x = 0,60: \quad q' = 21,07 \text{ t/m}; \quad q' : p = 21,07 : 10,54 = 1,999;$$

$$m n = 24867 \cdot 1,999 = 49709; \quad n = 900, \quad m = 55,2.$$

$$x = 0,40: \quad q' = 19,20 \text{ t/m}; \quad q' : p = 19,20 : 10,54 = 1,822;$$

$$m n = 24867 \cdot 1,822 = 45308; \quad n = 900, \quad m = 50,3.$$

Bogen mit Zugband:

$$\nu = 0,96; \quad 1 - \nu = 0,04; \quad 4 - 3\nu = 1,12; \quad 62 - 57\nu = 7,28.$$

$$96 : 7,28 = 13,19; \quad \gamma p (4 - 3\nu) = 13,70 \cdot 1,12 = 15,34 \text{ t/m}.$$

St 48.

$$\sigma = 1820 - 50 = 1770 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma' = 1770 \cdot 0,97 = 1825 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E : \sigma' = 2100000 : 1825 = 1151; \quad 13,19 \cdot 1151 = 15182.$$

$$g = 10 \text{ t/m}.$$

$$q' = 6 \cdot 10 \cdot 0,04 + 15,34 + \frac{8 \cdot 0,96}{25} x (2 \cdot 10 + 13,70) = 17,74 + 10,35 x.$$

$$x = 0,60: \quad q' = 23,95 \text{ t/m}; \quad q' : p = 23,95 : 10,54 = 2,272;$$

$$m n = 15182 \cdot 2,272 = 34494; \quad n = 900, \quad m = 38,3.$$

$$x = 0,50: \quad q' = 22,91 \text{ t/m}; \quad q' : p = 2,174;$$

$$m n = 15182 \cdot 2,174 = 33006; \quad n = 900, \quad m = 36,7.$$

Zweigleisige Eisenbahnbrücke mit vollwandigen Bogenträgern von 200 m Spannweite, Pfeilhöhe $f = l : 8 = 25$ m, Lastenzug N , zulässige Durchbiegung $n = l : \delta = 900$.

Zahlentafel für die Werte $m = l : h$.

$g = \text{t/m}$	Bogen ohne Zugband $\nu = 0,98$				Bogen mit Zugband $\nu = 0,96$			
	St 37, $\sigma = 1280$		St 48, $\sigma = 1700$		St 37, $\sigma = 1350$		St 48, $\sigma = 1770$	
	8	10	6	8	11	13	8	10
$x = 0,60$ m	55,2	57,8	39,6	41,6	51,5	54,1	36,4	38,3
$x = 0,50$ "	52,8	55,0	38,0	39,7	49,2	51,5	34,9	36,7
$x = 0,40$ "	50,3	52,3	36,4	37,9	46,9	48,9	33,5	35,0

Diese Zahlen bestätigen die bekannte Tatsache, daß größeres Eigengewicht günstig wirkt, hochwertiges Material dagegen größere Trägerhöhen verlangt, wenn die Steifigkeit nicht leiden soll. Verwendet man gewöhnlichen Stahl, so ist es bei reichlicher Bemessung des Eigengewichts und günstiger Querschnittsgestaltung (x) nach dieser Zahlentafel möglich, eine Trägerhöhe von fast 1 : 60 der Spannweite zu erreichen, bei hochwertigem Material dagegen dürfte es sich empfehlen, den Wert $h : l = 1 : 40$ nicht allzusehr zu überschreiten, wenn die Bestimmungen der Reichsbahn über die Durchbiegung eingehalten werden sollen.

Die vorstehend gefundenen Beziehungen sind ohne Änderung auch auf den Langerschen Träger mit vollwandigem Versteifungsbalken anwendbar (Abb. 5), wenn sich Auflagervertikale, Mittellinie des Balkens und Endglied des Stabbogens in einem Punkte schneiden. Da im Balken als Normalkraft eine Zugkraft herrscht, so bedeutet σ_{\max} hier die größte Zugspannung an der Balkenunterkante im Viertelpunkt. Um den Abzug eines kleinen Spannungsbetrages infolge Wärmeänderung zu rechtfertigen, muß man genau wie beim Zweigelenkbogen mit Zugband die wenig wahrscheinliche Annahme machen, daß der Stabbogen sich stärker abkühlt als die in Fahrbahnhöhe liegenden Teile des Trägers.

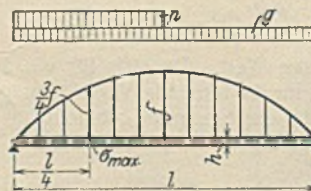


Abb. 5.

Es handelt sich daher zuletzt nur um die Bestimmung eines neuen Wertes für ν . Während beim Zweigelenkbogen mit Zugband nur im Bogen und Zugband beim Zustande $X_a = -1$ Normalkräfte herrschen, gilt dies beim Langerschen Balken auch für die Hängestangen, wodurch der Wert δ_{aa} größer, der Faktor ν , der bei Bogen- und Hängebrücken gewissermaßen die Rolle eines Wirkungsgrades spielt, entsprechend kleiner wird. Andererseits ist hier der Querschnitt des Stabbogens, der in der Formel für ν an die Stelle von F_2 tritt, wegen der erforderlichen Knicksicherheit erheblich größer als der eines Zugbandes, so daß die

geringere Formänderung des Stabbogens diesen Umstand wieder ausgleichen wird. Es ist daher anzunehmen, daß für den Langerschen Balken ν ebenfalls mit etwa 0,96 eingesetzt werden darf, so daß die für den Bogen mit Zugband erhaltenen Werte $m = l : h$ auch hier Geltung behalten werden. Günstig für die Durchbiegung, wenn auch nicht für die Wirtschaftlichkeit wird der Umstand wirken, daß als eine Folge der vorerwähnten Unterschiede das Eigengewicht des Langerschen Balkens unter sonst gleichen Verhältnissen etwas größer ausfallen wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Kuppelbinder in Viergelenkbogenform.

Von Oberingenieur Th. Siemers, Dortmund.

In dem Aufsatz von Dr.-Ing. Kitz „Die Stahlbauten auf dem Gelände der Frankfurter Messe“ in Heft 19/1928 des „Stahlbau“ wird auf Seite 223 die Anwendung von Viergelenkbogen bei der Ausbildung der

ist. Abb. 1 u. 2 geben die Konstruktion und ihre Einzelheiten wieder, insbesondere zeigt Abb. 2 die nur auf Druck wirkenden Tangentiallager am unteren Kuppelring, welche bei einseitiger Belastung in Tätigkeit treten. Die oberen Gelenke sind in Wirklichkeit nicht ausgeführt, sondern durch Knotenbleche dargestellt worden. Die Eisenbahnverwaltung hat seinerzeit unter Verwendung einer Einzellast von 1,0 t eine Probelastung durchgeführt.

Die in Essen gewählte Anordnung empfahl sich insbesondere wegen der verhältnismäßig großen Höhe des Kuppelringes und wegen des nicht einfachen Belastungszustandes. Beides ergab sich durch die aus der baulichen Gesamtanordnung entstehenden Raum- und Lastver-

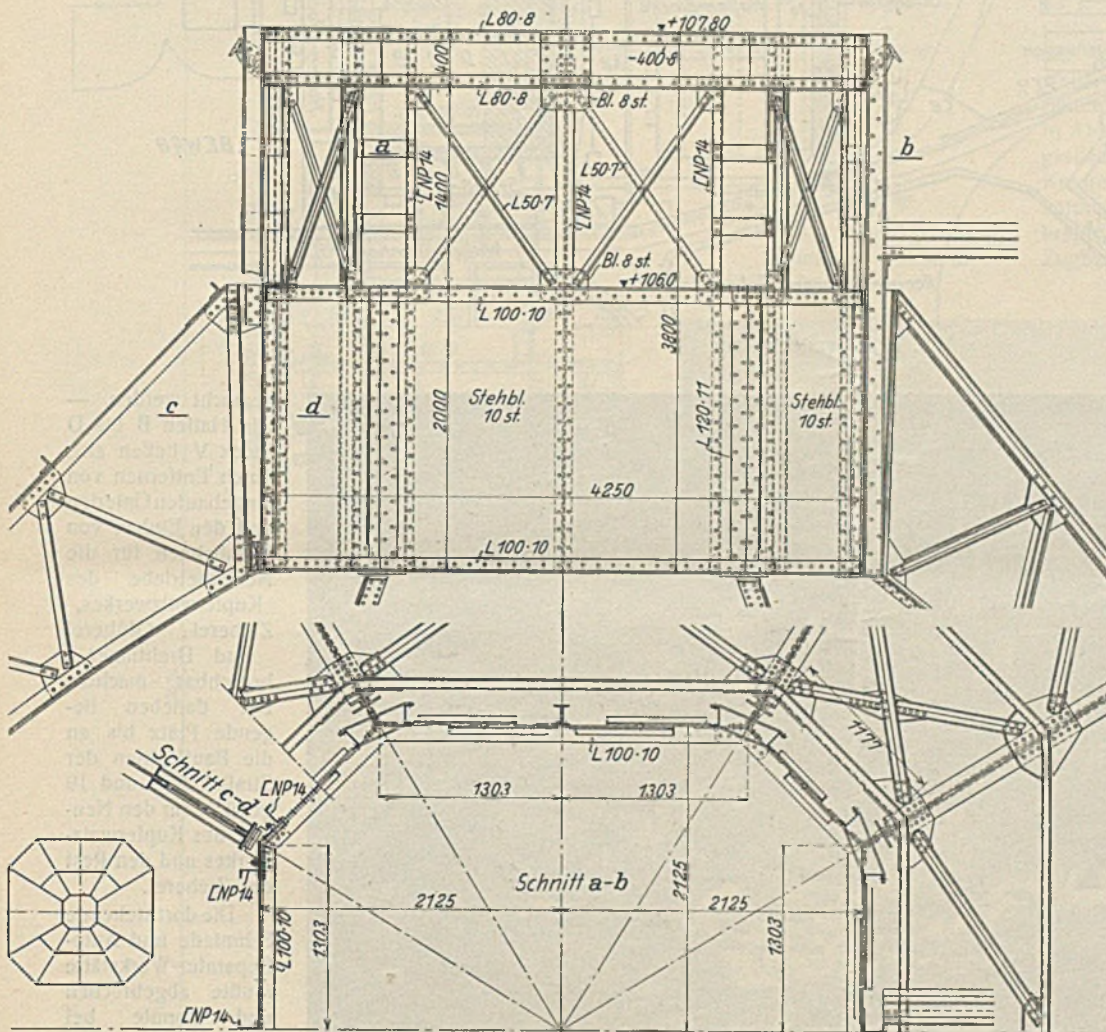


Abb. 1. Grundriß und Außriß.

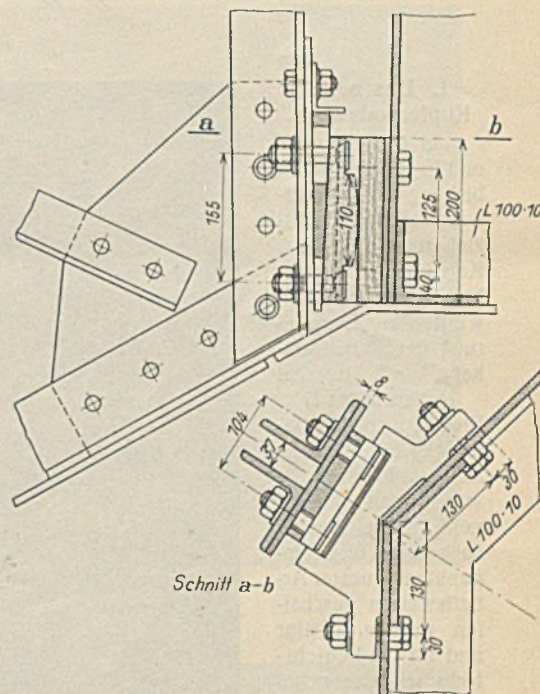


Abb. 2. Ausbildung der Tangentiallager am untern Kuppelring.

Kuppelstrahlen bzw. des Kuppelringes erwähnt und die Wirkungsweise des Viergelenkbogens in Abb. 5 veranschaulicht.

Es dürfte bemerkenswert sein, daß die gleiche Anordnung — und zwar, soweit bekannt, zum ersten Male — bereits im Jahre 1901 bei der 8seitigen Kuppel über der Mittelhalle des Empfangsgebäudes auf dem Hauptbahnhof Essen von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, ausgeführt

hältnisse: Die Kuppel tritt nämlich nur im Innern des Gebäudes in Erscheinung, während nach außen hin der Kuppelraum von einem steilen, unregelmäßigen Satteldach mit hohem Dachreiter abgeschlossen wird.

Durch die Anordnung der vier Gelenke in jeder Binderebene wurde es möglich, den Kräfteverlauf in der Kuppelkonstruktion einwandfrei zu verfolgen.

Die Stahlkonstruktionen für die Neu- und Umbauten der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft im Kabelwerk Oberspree in Berlin-Oberschöneweide in den Jahren 1927/28.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Mensch, Beratender Ingenieur (VBI) Berlin.

Veranlaßt durch die ständig steigenden Anforderungen an die Elektrizitätswirtschaft, entschloß sich die A.E.G. im Herbst des Jahres 1926, ihr in Berlin-Oberschöneweide gelegenes Kabelwerk auf eine zeitgemäße Arbeitsweise umzustellen. Die zum größten Teil in den Jahren 1896 bis 1899 errichteten Bauten boten teils nicht mehr genügend Raum und Höhe, um die

größer und schwerer gewordenen Maschinen und Krane unterzubringen, teils ließen sie eine Gruppierung der Maschinen für Fließarbeit nicht zu.

Der Lageplan Abb. 1 läßt durch Schraffur die Ausdehnung der bis jetzt durchgeführten Um- und Neubauten erkennen. Den Zustand nach der Umstellung zeigt die Fliegeaufnahme Abb. 2.

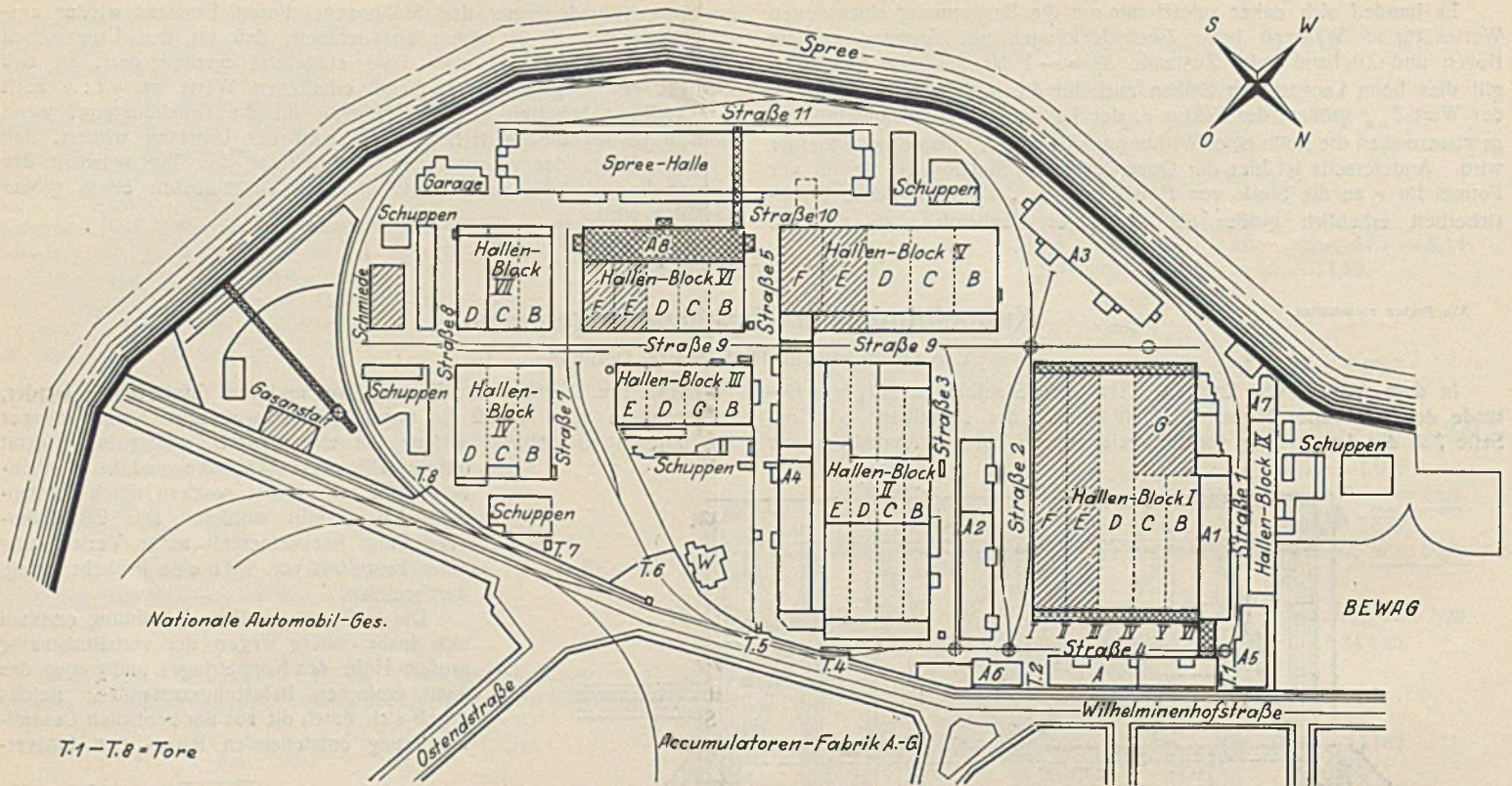


Abb. 1. Übersichtsplan.

1. Das neue Kupferwalzwerk.

In den Hallen E und F Block I waren bisher das Kupferwalzwerk, die Drahtzieherei und das Kabellager untergebracht. Diese Hallen wurden zur Erweiterung der Starkstromkabelfabrik in den Hallen B bis D Block I dringend benötigt. Für das veraltete Kupferwalzwerk sollte eine völlig neue Anlage nach den Gesichtspunkten neuester Arbeitsweisen geschaffen werden. Dafür und für die betriebstechnisch dazugehörige Drahtzieherei mußten daher an anderer, möglichst nahe gelegener Stelle neue Hallen errichtet bzw. vorhandene frei

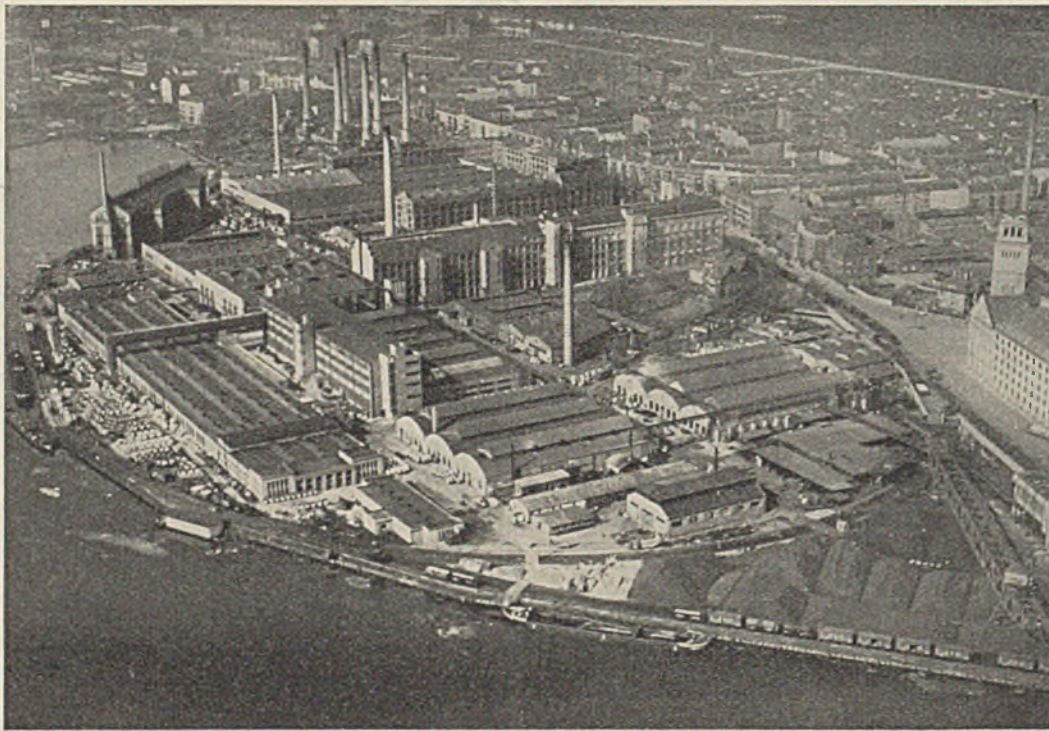


Abb. 2. Luftaufnahme.

gemacht werden. — Die Hallen B bis D Block V ließen sich durch Entfernen von eingebauten Galerien und den Einbau von Kranbahnen für die Nebenbetriebe des Kupferwalzwerkes, Zieherei, Glüherei und Drahtlager brauchbar machen. Der daneben liegende Platz bis an die Baufluchten der Straßen 5, 9 und 10 genügte für den Neubau des Kupferwalzwerkes und den Rest der Zieherei.

Die dort stehende Schmiede und Auto-Reparatur-Werkstätte mußte abgebrochen und konnte bei entsprechender Verlängerung neben dem Hallenblock VII wieder aufgebaut werden.

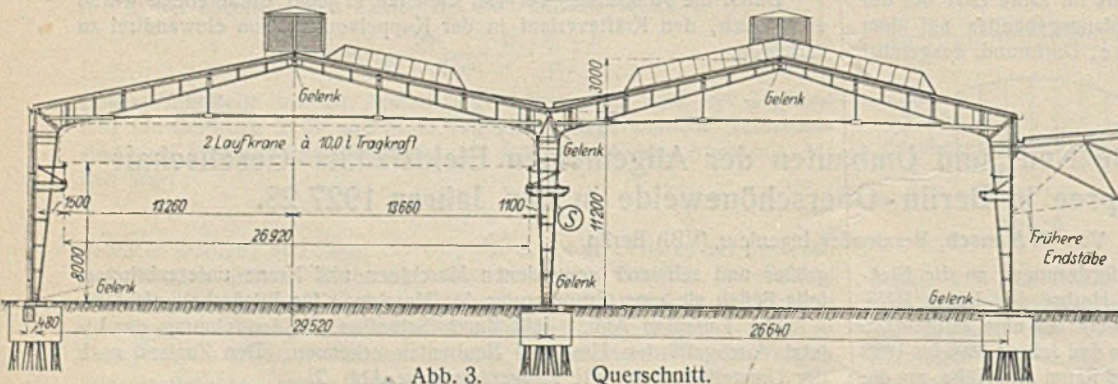


Abb. 3. Querschnitt.

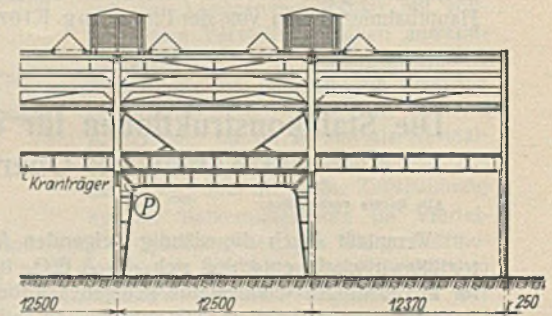


Abb. 4. Längenschnitt mit Zwischenportal.

Der Betrieb des Kupferwalzwerkes erforderte eine Halle (F) von 30 m Spannweite. Für das zweite Hallenschiff (E) verblieb dann die Breite von 27 m. Mit Rücksicht auf den Querverkehr im Hallenblock V mußte die vorhandene massive Längswand der Halle D entfernt und ihre

Dachbinder durch neue Konstruktionen unterstützt werden. Die Binder-
teilung in den Hallen B bis D beträgt 6,25 m. Danach wurde die Teilung
der Binder für die neuen Hallen E und F zu 12,5 m gewählt. Jeder
zweite Binder der Halle D wurde unmittelbar an die neuen Binderstiele

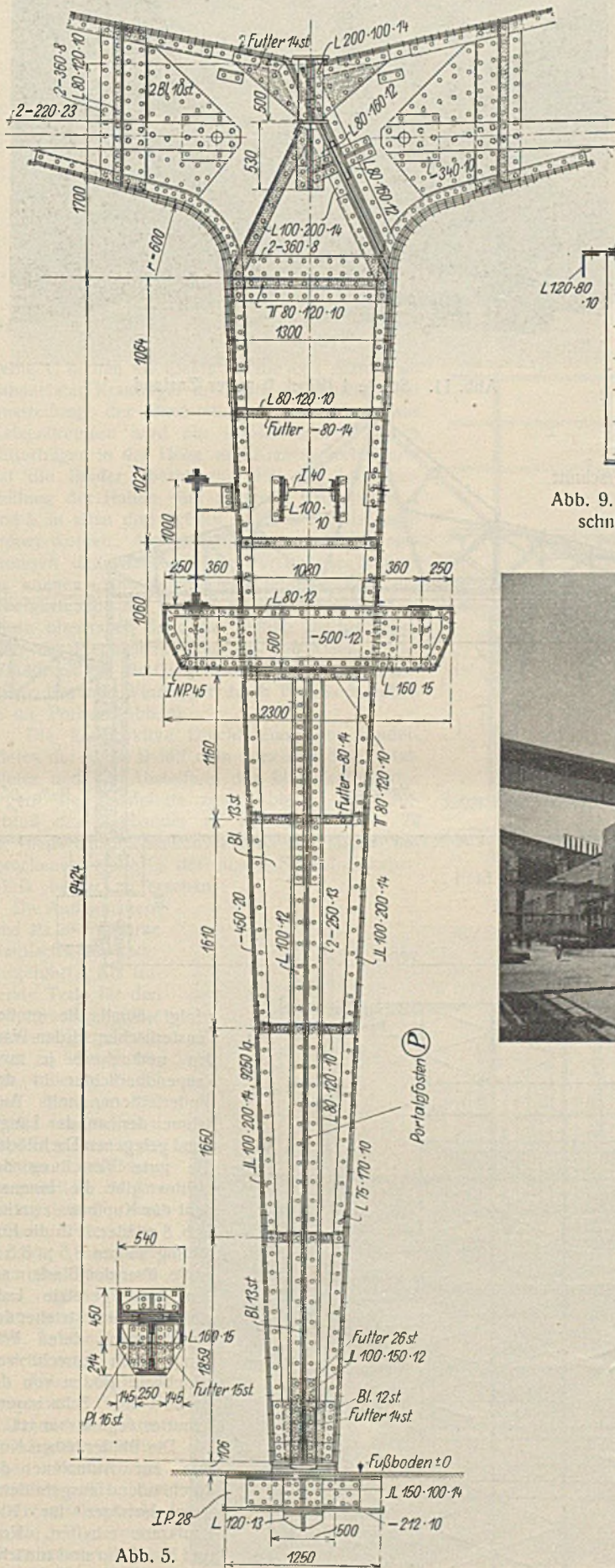


Abb. 5.

Einzelheiten der Bindermitelstütze S mit Portalanschluß (Reihe B) (vergl. Abb. 3 u. 4).

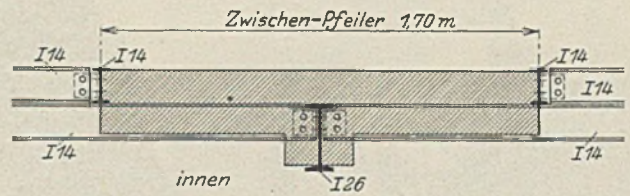


Abb. 6. Einzelheit der Längswand.

angeschlossen, die übrigen durch Hängewerke auf sie übertragen (Abb. 3).

Für die Gründung wurden Mast-Pfähle verwendet, da der tragfähige Baugrund in 5 bis 7 m Tiefe bei einem Grundwasserstande von etwa 2,2 m liegt. Bei der Wahl des Bindertragwerkes mußte berücksichtigt werden, daß die Pfahlfundierung zur Aufnahme von Seitenkräften wenig geeignet ist. Es wurde daher das in Abb. 3 u. 4 dargestellte Bindersystem aus zwei Dreigelenkrahmen mit gesprengten Zugbändern über den Kranprofilen gewählt, bei dem die Seitenschübe verhältnismäßig gering und die Wind- und Katzenbremskräfte auf zwei Fundamentreihen übertragen werden. Zugbänder unterhalb des Fußbodens konnten wegen der

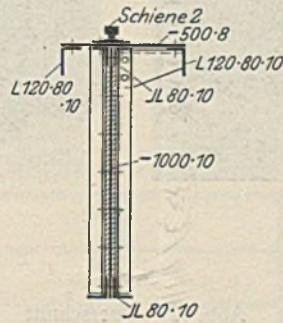


Abb. 9. Kranträgerquerschnitt an Straße 5.

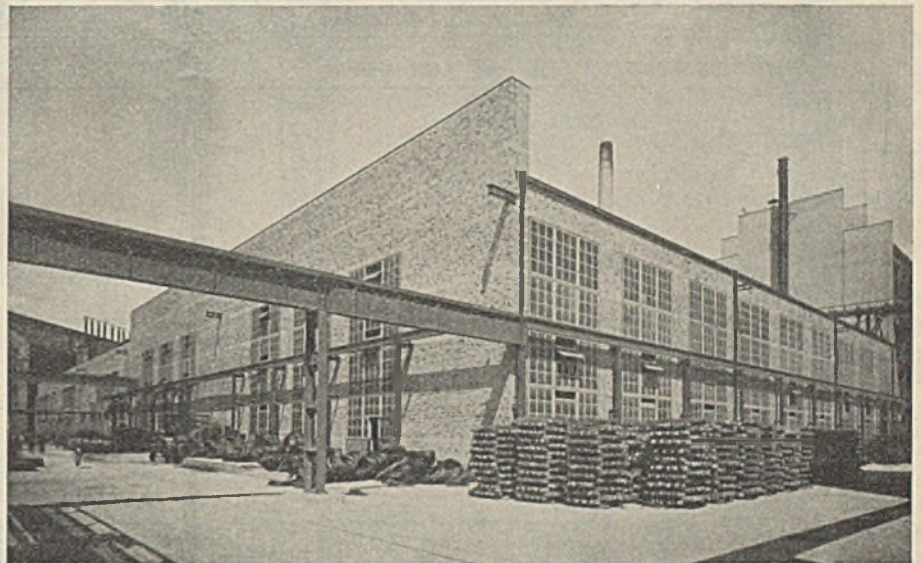


Abb. 7. Außenansicht.

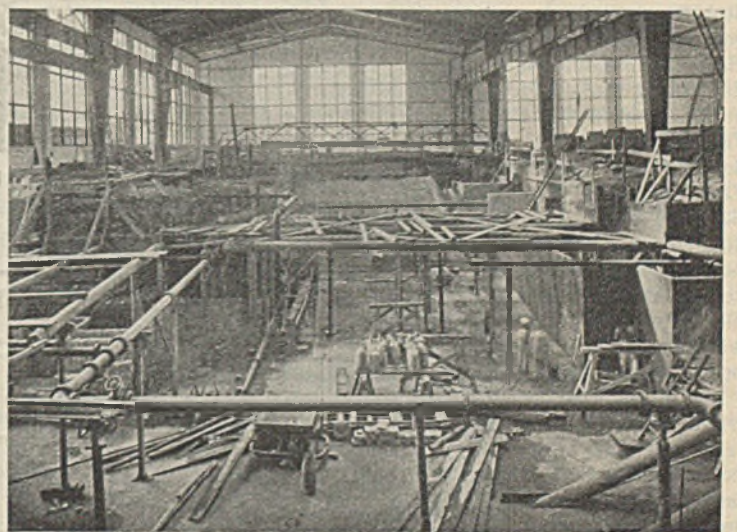


Abb. 8. Innenansicht.

Abb. 3 bis 8. Das neue Kupferwalzwerk.

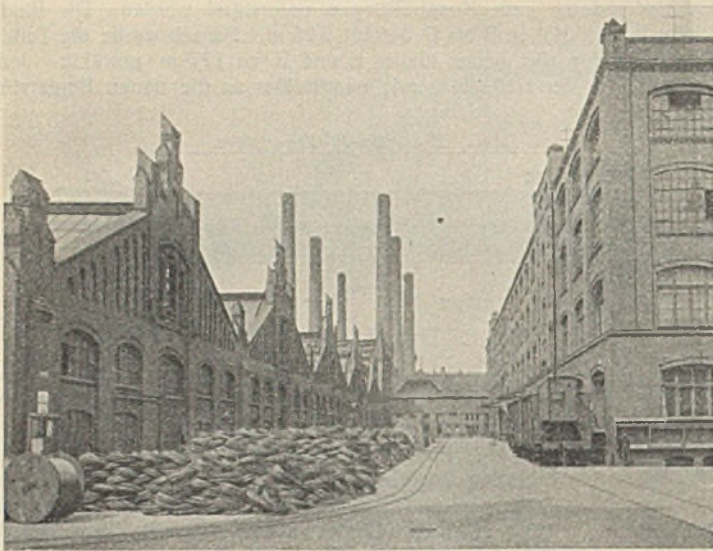


Abb. 10. Straße 4 (Block I) alter Zustand.



Abb. 11. Straße 4 (Block I) neuer Zustand.

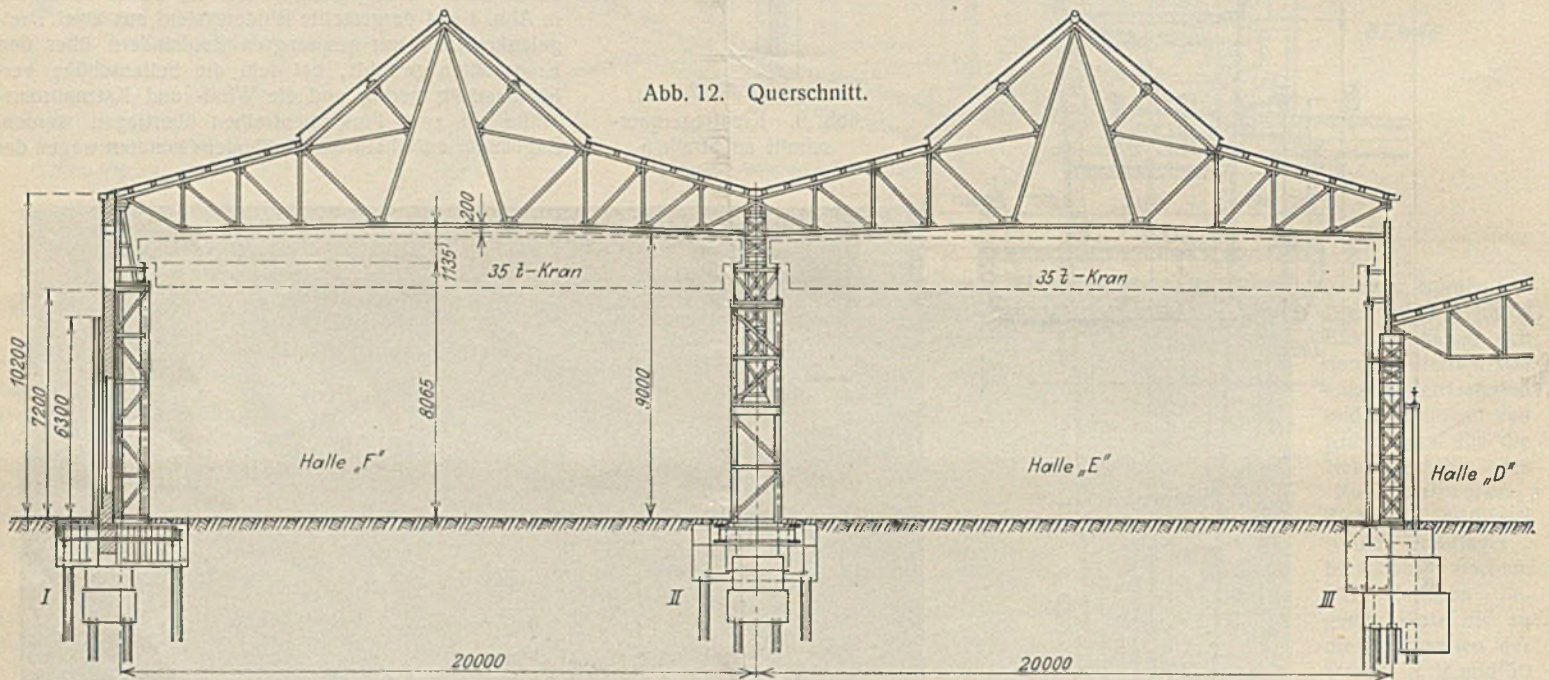


Abb. 12. Querschnitt.

Maschinenfundamente nicht angebracht werden. Die Walzträgerpfetten sind an den Bindern bis zum Untergurt heruntergezogen und deshalb als teilweise eingespannt gerechnet worden. Gegen den Schub aus der Eindeckung sind die Pfetten in der Mitte durch □□ zur Traufpfette abgesteift. Von dort wird der Schub durch Fachwerkstreben in die Binder geleitet. In dem Streifen zwischen der Giebellucht A₁ und der Straße 9 konnte ein Etagenbau für die Garderoben und Verwaltungsräume untergebracht werden (Abb. 1).

Für die Dachdeckung wurde wegen der schnelleren Eindeckung eine doppelte Papplage auf Schalung und Sparren gewählt, da auf die Heizbarkeit der Hallen keine Rücksicht genommen zu werden brauchte. Die Belichtung

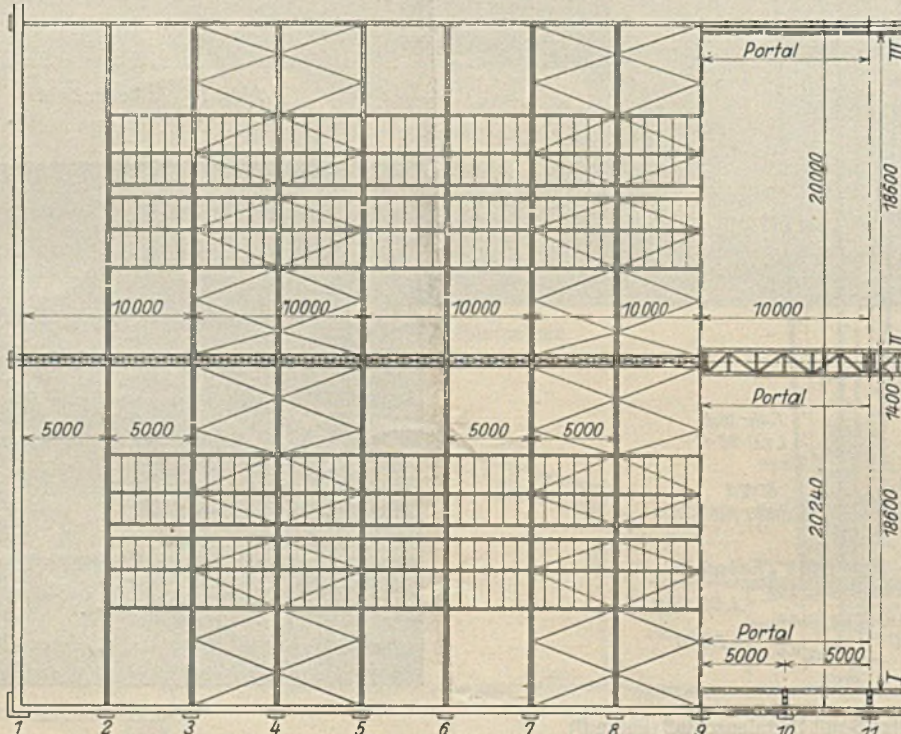


Abb. 14. Grundriß (Block I).

erfolgt durch die großen Fensterflächen in den Wänden und durch je zwei Raupenoberlichter in den Binderfeldern, mit Ausnahme der an der Längswand gelegenen Dachfläche. Die gute Verteilung des Lichtes gibt die Innenansicht des Kupferwalzwerkes Abb. 8 wieder. Für die Entlüftung sorgen $3,5 \times 3,5$ m große, über den Bindern auf den First gesetzte Luftschächte mit feststehenden Luftschlitzen, deren Wirkung durch lotrecht verschiebbare Böden von der Größe des Schachtquerschnittes regulierbar ist.

Die Binder haben Konsole zur Aufnahme der durchlaufend ausgebildeten Kranbahnträger für 10-t-Laufkrane erhalten. Kran und Kranbahn sind zunächst nur in der Halle F für den Betrieb des Walzwerkes ausgeführt worden. In der

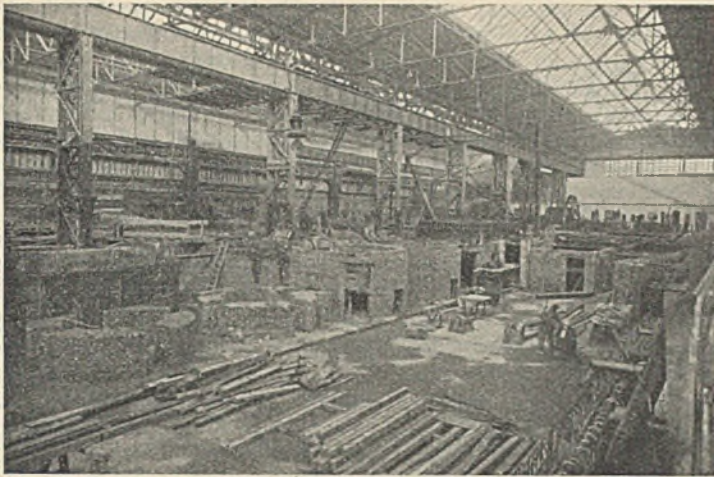


Abb. 15. Hallen E und F. Innenansicht im Bau.

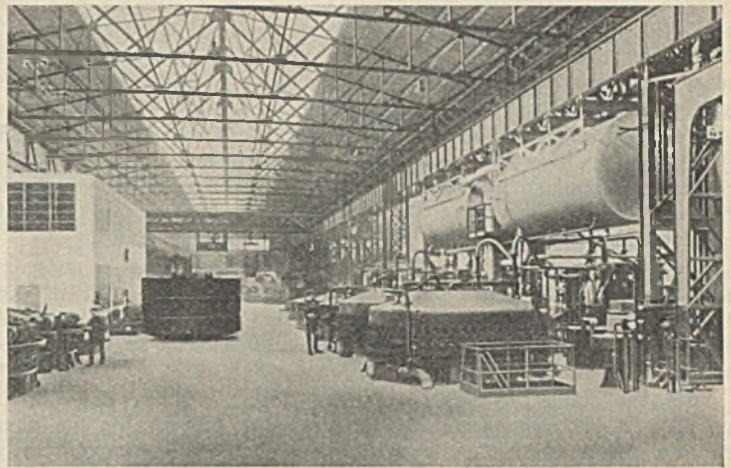


Abb. 16. Hallen E und F. Innenansicht nach Vollendung.

Reihe C dienen als Ersatz für die erst später einzubauenden Kranträger dreikantige Gitterträger zur Aussteifung der Binderstiele. Der Schub aus Katzenbremsen wird nur in der Reihe B durch Gitterträger in der Höhe der Kranträgerobergurte auf die Binder übertragen. Für die Längsaussteifung der Hallen sind zwischen den Reihen 4 und 5 in allen drei Achsen A bis C Portale angeordnet worden. Um die Schübe aus dem Längsbremsen des Kranes in die Portalebene bringen zu können, sind wagerechte Gitterträger in der Obergurtebene der Kranträger angeordnet worden. Diese übertragen dann die Schübe durch Streben über der Riegelausrundung auf den Riegel. Den Winddruck auf die Giebelwand leiten in der Dachebene liegende Windträger durch Fachwerkstreben in die Portale (Abb. 4).

Die konstruktive Durchbildung des Binderstieles der Achse B mit dem Anschluß des Portalstieles und der Absteifung des Binderuntergurtes gegen die Traufpfette zeigt Abb. 5. Der Anschluß des Zugbandes ist aus Abb. 21 u. 22 für den entsprechenden Punkt der später besprochenen Halle G der neuen Starkstromkabelfabrik besser zu ersehen.

Die Außenmauern sind als 25 cm starke Stahlfachwerkwände ausgeführt. Als tragende Teile für den Winddruck gehen die inneren Riegel von Stiel zu Stiel durch. Die äußeren Riegel sind an ihnen befestigt und dienen ebenso wie die senkrechten Fensterstiele als Anschlag und zum Abschluß der Ausfachung. Einzelheiten der Konstruktion läßt Abb. 6 erkennen, während Abb. 7 eine Außenansicht zeigt.

Abb. 8 zeigt das Innere der Halle F während der Ausführung der schwierigen Fundamentarbeiten für die Walzenstraßenfundamente, die unter Grundwasserspiegel-senkung bis zu 8 m Tiefe heruntergeführt werden mußten. Auch

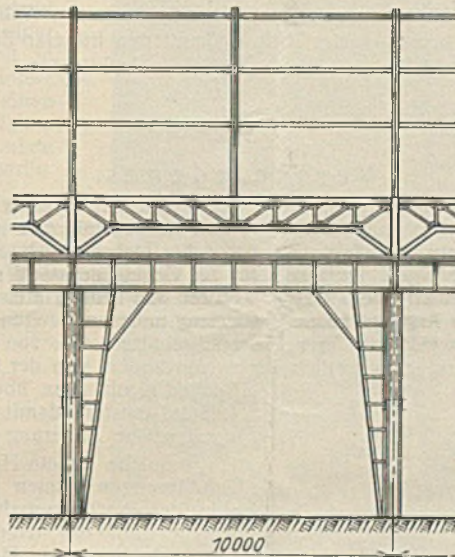


Abb. 13. Längenschnitt mit Portal. Feld 9 bis 11. (Vergl. Grundriß Abb. 14.)

hierbei kam Stahl neben Stampfbeton und Eisenbeton zur Anwendung. Die Walzengerüste der Mittel-, Sorten- und Vorstraße sind über den Fundamentöffnungen für die in Abb. 8 teilweise sichtbaren, ausgedehnten Schlingenkanäle durch schwere Stahlroste abgefangen. Für die Decken dieser, zum Teil zweigeschossig angelegten Schlingenkanäle, mußten schon wegen der geringen Konstruktionshöhen stählerne Träger für die Eisenbetondecken angeordnet werden.

2. Hofkranbahnen in den Straßen 5 und 10.

Für den Transport der Kupferbarren und Drahtringe sind in den Straßen 5 und 10 Kranbahnen für Laufkranne von 5 und 2 t Nutzlast errichtet worden. Ihre Ausbildung ist aus der bereits genannten Abb. 7 zu ersehen. Den Querschnitt des 14,5 m weit gespannten Kranträgers über der Straße 10 zeigt Abb. 9.

3. Neue Starkstromkabelfabrik.

a) Umbau der Hallen E und F des Hallenblocks I.

Nach der Unterbringung des Kupferwalzwerkes und seiner Nebenbetriebe im Hallenblock V waren die Hallen E und F Block I für die Umstellung und Erweiterung frei. Die aus Abb. 10 erkenntliche Ausbildung der im Jahre 1897 errichteten fünf Hallen B bis F mit einer lichten Höhe bis zum Binderuntergurt von 5,2 m genügte jedoch nicht mehr. Der Betrieb der neu einzubauenden Krane mit 35 t Nutzlast bedingte eine um 3,8 m höhere Lage der Binderunterkanten in den beiden Hallen E und F (vergl. Abb. 12 bis 14). Die Dächer waren mit Pappe auf Schalung und von Binder zu Binder reichenden Sparren eingedeckt. Die mittleren Oberlichter im First liefen auf die ganze Länge der Hallen von 160 m durch. Die Binder-teilung betrug 5 m und die Stützen-

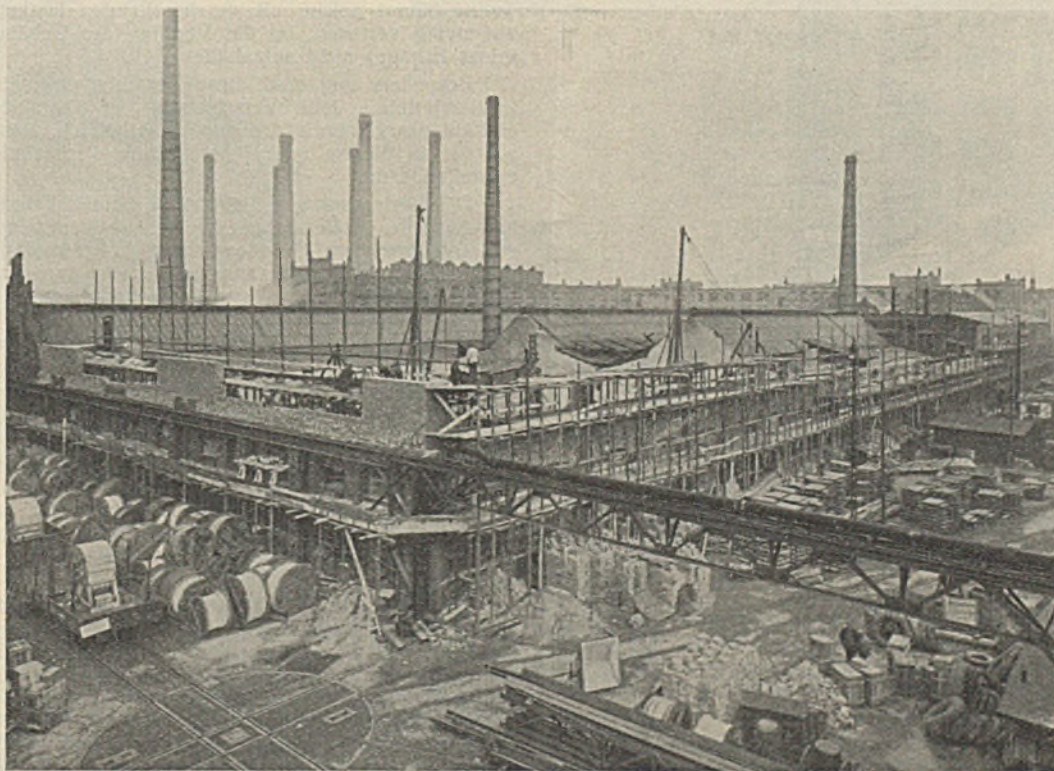


Abb. 17. Hallen E und F. Bauzustand.

Abb. 10 bis 17. Neue Starkstromkabelfabrik. Umbau der Hallen E und F des Hallenblocks I.

abstände 10 m. Paarweise angeordnete Gitterträger übertrugen die Lasten der Zwischenbinder auf die Stützen. Diese Konstruktion ist aus Abb. 12 bis 16 deutlich zu erkennen. Man hat sie unverändert wieder verwendet, indem die alten vergitterten leichten Dachstützen in die neuen schweren Kranbahnstützen hineingestellt worden sind.

Von der anfangs geplanten Hebung des Daches wurde abgesehen, teilweise wegen des Zusammenhanges der Dachkonstruktion und ihrer schwierigen Trennung und unbeschädigten Wiederausammenfügung, vor allem aber wegen der vorher notwendigen Herstellung neuer und schwierig auszuführender Fundamente für die unten eingespannten Stützen.

An der Längswand wurden die im Abstände von 5 m unter jedem Binder vorhandenen Mauervorlagen entfernt und so Platz für die neuen stählernen Stützen geschaffen (Abb. 12 u. 14). Diese mußten zur Aufnahme des Winddrucks auf die Längswand unten eingespannt werden.

Bei der Reihe III mußte auf eine spätere Hebung des Daches der Halle D Rücksicht genommen werden. Es wurden für die neue Kranbahn Stiele errichtet, die später zu einer Stütze wie in Reihe II ergänzt werden können. Die gehobenen Binder der Halle E stützen sich in dieser Reihe auf die Stiele einer dem Abschluß dienenden Stahlfachwand (Abb. 12 u. 15).

Mit den Arbeiten wurde auf beiden Enden der Hallen angefangen, da das alte, in der Mitte liegende Kupferwalzwerk erst später stillgelegt werden konnte. Abb. 17 läßt die verschiedenen Arbeits-

vorgänge des Umbaues erkennen. Im Vordergrund werden die Umfassungsmauern höher geführt und die Stahlkonstruktionsteile montiert. Dahinter wird mit dem Abbruch der Dachhaut begonnen. Hinter dem mit Lüftungsaufbauten versehenen Teil über dem alten Kupferwalzwerk ist die wieder aufgestellte und zum Teil bereits eingedeckte Konstruktion sichtbar. Mit den vorgenannten Arbeiten waren noch umfangreiche und z. T. schwierige Fundierungen, Unterkellerungen und Kanalbauten verbunden, die teils in Mauerwerk, teils in Eisenbeton ausgeführt worden sind und von denen Abb. 15 einen Teilabschnitt erkennen läßt. Die Decke über dem 1900 qm großen Imprägnier- und Massekeller mußte mannigfaltige Aussparungen für die verschiedenen Gefäße erhalten. Auch war auf die weitere Aufstellung von Gefäßen Rücksicht zu nehmen. Es wurde daher für die Tragkonstruktionen Stahl gewählt. Als Nutzlast war mit Einzellasten auf verhältnismäßig kleiner Grundfläche von 30,0 t und 15,0 t zu rechnen.

Ein quer durch den Hallenblock I anzulegender Rohrkanal von 105,0 m Länge erhielt wegen der großen Lasten des darüber angeordneten Verladegleises und der vorhandenen Konstruktionshöhe eine Stampfbetondecke zwischen breitflanschigen Stahlträgern.

Nach der Fertigstellung der Umbauarbeiten und des weiter unten beschriebenen Verbindungsbaues vom Hochbau A nach A₁ hat die Straße 4 das aus Abb. 11 ersichtliche Aussehen erhalten. Man vergleiche damit den früheren Zustand nach Abb. 10 mit der vor 30 Jahren üblichen Fabrik-Architektur. (Schluß folgt.)

Verschiedenes.

Der Stahl im Hotelbau: Einfluß der Bauart auf Baugeldbedarf und Gebäudenutzung. Wie bei allen anderen Bauwerken muß selbstverständlich auch bei Hotelbauten die Baustoffwahl einzig und allein auf Grund ihrer Tauglichkeit für diesen besonderen Zweck erfolgen. Dazu ist es notwendig, die Voraussetzungen für den rentablen Betrieb eines Hotels namentlich in bezug auf das Hotelgebäude selbst ins Auge zu fassen. Aus der großen Anzahl von Baustoffen, die bei einem Hotelbau in Frage kommen, seien hier nur diejenigen für das Tragwerk, also freilich für den bei weitem wichtigsten Gebäudeteil betrachtet.

Auf Grund einer umfassenden Untersuchung von etwa 350 amerikanischen Hotels und jahrelanger praktischer Erfahrung hat der Mitherausgeber der Fachzeitschrift „Hotel Management“, J. O. Dahl — also eine für den Gegenstand gewiß maßgebende Autorität — die Ursachen für das Veralten von Hotels, d. h. für ihre allmähliche Entwertung, einer Betrachtung unterzogen. Offenbar hingen die mit einem Hotel erzielten Ergebnisse stark von dem Charakter der Stadtgegend ab, in der es steht: Nun ändert sich der Charakter eines Viertels unserer heutigen Großstädte ständig, oft ganz überraschend schnell, und für ein einmal vorhandenes Hotel entsteht damit die Aufgabe, zur Erhaltung seines Ertragswertes sich auf solche Änderung umzustellen.

Solche für ein Hotel im günstigen oder ungünstigen Sinne wichtigen Änderungen können gegeben sein erstens durch den Bau neuer Hotels in der Nachbarschaft mit neuzeitlicherer und eleganterer Einrichtung, ferner durch die steigenden Ansprüche des Publikums nach dieser Richtung; etwa in bezug auf Heizung, Lüftung, Küchenausstattung, Stil der Inneneinrichtung, Bedienung und sonstigen Komfort. Bauliche Änderungen können u. a. wünschenswert werden bei Speise- und Tanzsälen, Gesellschaftsräumen, durch den Einbau von Ausstellungshallen, Dachgärten, Theatersälen, die Anlage neuer Bäder u. dergl. — Wo die seinerzeit gewählte Bauart solche oft durchgreifenden Umbauten nicht zuläßt oder übermäßig verteuert, ist das Veralten des Gebäudes und die Minderung seines Ertrages nicht aufzuhalten.

Besonders eng sind diese Beziehungen zwischen Hotels und Geschäftsvierteln. Jede Verschiebung im Charakter dieser letzteren beeinflusst das Erträgnis der ersteren erheblich, wenn es sich nicht schnell auf das in diesem oder jenem Sinne wechselnde Niveau seiner Gäste einstellen kann.

Die Verlegung von Bahnhöfen, Straßenbahnen oder sonstigen Verkehrsmitteln, große Schadenfeuer, aufsehenerregende Vorfälle u. dergl., aus irgendwelchen Gründen unbeliebt gewordene Hotelleitung können weitere Gründe bilden, aus denen eine grundlegende Umstellung des ganzen Betriebes oder sogar der Umbau des Hauses für einen anderen Zweck nötig wird.

Das Steigen des Bodenwertes nötigt auch den Hotelbetrieb, seinen Reinertrag zu steigern: Da das durch Erhöhung der Zimmer- usw. Preise ohne Schaden meist nicht zugänglich ist, kann man es durch den Einbau von Läden im Erdgeschoß u. dergl. versuchen, was durchgreifende bauliche Änderungen bedingt.

Eine andere Möglichkeit, bei steigenden Bodenpreisen auch den Ertrag zu steigern, ist die Aufstockung: Erlaubt das Tragwerk des alten Gebäudes ohne besondere Schwierigkeiten die zur Aufnahme der neuen Stockwerklasten erforderliche Verstärkung, ist ihm ein neues Leben gewährleistet, andernfalls wird sein Veralten d. h. seine Entwertung unvermeidlich.

Bei der steigenden Bedeutung, die heute — und nicht nur in Amerika — dem Hotel nicht mehr nur als Herberge, sondern als Mittelpunkt wirtschaftlichen und gesellschaftlichen Lebens für Groß- wie für Provinzstädte zukommt, scheint es in der Tat wichtig, daß aus den Feststellungen Dahls die erforderlichen Schlüsse gezogen werden. Bauherren, Architekten, Baugeldbanken und Hypothekenverleiher werden damit vor die Frage gestellt, ob sie für ihren Neubau mit der Verwendung von Baustoffen einverstanden sind, deren „monolithische“ Eigenschaften auch kleine Umbauten störend und teuer, große vollends unerschwinglich oder unmöglich machen, die das aus ihnen errichtete Gebäude also von vornherein zu einem kurzen oder unbefriedigenden Leben verurteilen. Was bei richtiger Wahl der



Der Daseinszweck eines Hotels ist sein lohnender Betrieb, dieser ist allein bedroht durch Überaltern in jeder Form, durch das „Nichtmehraufderhöhessein“. Solange das auf ein Gebäude begebene Kapital sich noch ebenso gut verzinst wie bei jeder anderen vorsichtigen Anlage, so lange hat ersteres auch Daseinsberechtigung und Wert.

Eines der sichersten Anzeichen für Alterserscheinungen an einem Gebäude ist jedoch das Nachlassen des Reinertrages und des Kapitalumsatzes. Wenn nun natürlich letzten Endes auch jedes Gebäude altert, also entwertet wird, so hängt die Zeitspanne, in der sich dieser Prozeß vollzieht, doch sehr von seiner Bauart ab.

Bauweise zur Erhaltung der Rentabilität von Hotelbauten geschehen kann, dafür im folgenden einige Belege:

Das in der Madison Street gelegene Gebäude des Chicagoer Turnvereins ist 1905 erbaut. Es hat rd. 12×24 m Grundfläche, 12 Obergeschosse, Zwischen- und Erdgeschoß, Souterrain, Keller usw. und ist in Stahl gebaut. 1926 wurde es notwendig, den verfügbaren Raum des Gebäudes um 6 weitere Obergeschosse mit 42 Guestzimmern zu vergrößern, was in Stahlkonstruktion ebenso reibungslos möglich war, wie ein ähnlicher Umbau des Sherman-Hauses, das ebenfalls die Zahl seiner Guestzimmer erhöhen mußte.

Noch günstiger liegen die Verhältnisse beim Morrison-, beim Sherman- und beim Congress-Hotel in Chicago, die An- und Erweiterungsbauten auf benachbarten Grundstücken vornehmen konnten: Da sie in Stahl errichtet waren, machte die Ausführung der nötigen Verbindung und Übergänge zwischen altem und neuem Gebäudeteil ebenso wie die nötigen Modernisierungs- und Umbauarbeiten im ersten keine ernstlichen Schwierigkeiten und vergleichsweise geringe Kosten.¹⁾ Die Abbildung auf S. 106 gibt ein eindrucksvolles Bild von der leichten Aufstockungsmöglichkeit in Stahlskelettbau in einem amerikanischen Großstadtbau vor und nach der Aufstockung, die das ursprünglich vierstöckige Gebäude in ein zehnstöckiges verwandelte.

Auch in deutschen Großstädten ist gerade der Fall nicht selten, daß Hotels für andere Zwecke — etwa für Büro- oder Verwaltungsgebäude — umgebaut werden sollen. Nach einer Meldung des „Berliner Lokal-Anzeigers“ vom 15. 2. 29 bestehen zur Zeit in Berlin derartige Absichten in bezug auf das „Palast-Hotel“ am Potsdamer Platz. Ob sich diese Pläne durch einen Umbau werden verwirklichen lassen, steht dahin. Ebenso sei erinnert an den durchgreifenden Umbau des „Excelsior“-Hotels am Anhalter Bahnhof zu Berlin.

Wie leicht dergleichen bei Stahlkonstruktionen möglich ist, zeigt das Beispiel der Hotels Holland Haus, Knickerbocker und Manhattan in New York und von Planters Hotel in St. Louis, die zu Bürohäusern umgebaut wurden. Dazu waren Treppen und Aufzüge zu entfernen oder zu versetzen, die Flure sowie der ganze erste Stock mit Speise- und Gesellschafts-

seinerzeit beim Neubau verwendeten Stahlkonstruktion mit vergleichsweise niedrigen Kosten und — was vor allem wichtig — ohne Zwischenfall und zu den vertragsmäßigen Terminen ausgeführt.

Es war vorher über das Bedürfnis des Einbaues von Läden in bestehende Hotels gesprochen, für den auch deutsche Großstädte genügend Beispiele liefern. Dahl führt in seinem Bericht das Waldorf-Astoria-Hotel, das Baltimore- und das Astor-Hotel in New York an, wo namentlich die Höherlegung oder Durchbrechung von Decken und das Versetzen der schwerbelasteten Stützen nur dank der seinerzeit beim Bau erfolgten Wahl von Stahl technisch und wirtschaftlich möglich gewesen sind.

Erwähnt sei auch der jedenfalls technisch bemerkenswerte Innenumbau alter, insbesondere den Ansprüchen auf Feuersicherheit nicht mehr genügender Hotels unter Belassung der alten Außenmauern und ohne Verstärkung der Fundamente. Er ist in Amerika vielfach vorgenommen und wirtschaftlich gewesen dank des vergleichsweise geringen Gewichts des stählernen Tragwerkes, das eine solche Neugründung entbehrlich machte.

In Finanz- und Börsenkreisen sind für die Anlage von Geldern die Fachausdrücke „fest“ und „flüssig“ üblich. Ein Stahlbau ist offenbar dank seiner Anpassungsfähigkeit an jeden Zweck eine flüssige Anlage und eine entsprechende Unterscheidung der Bauten ist durch ihre Nutzungsmöglich-

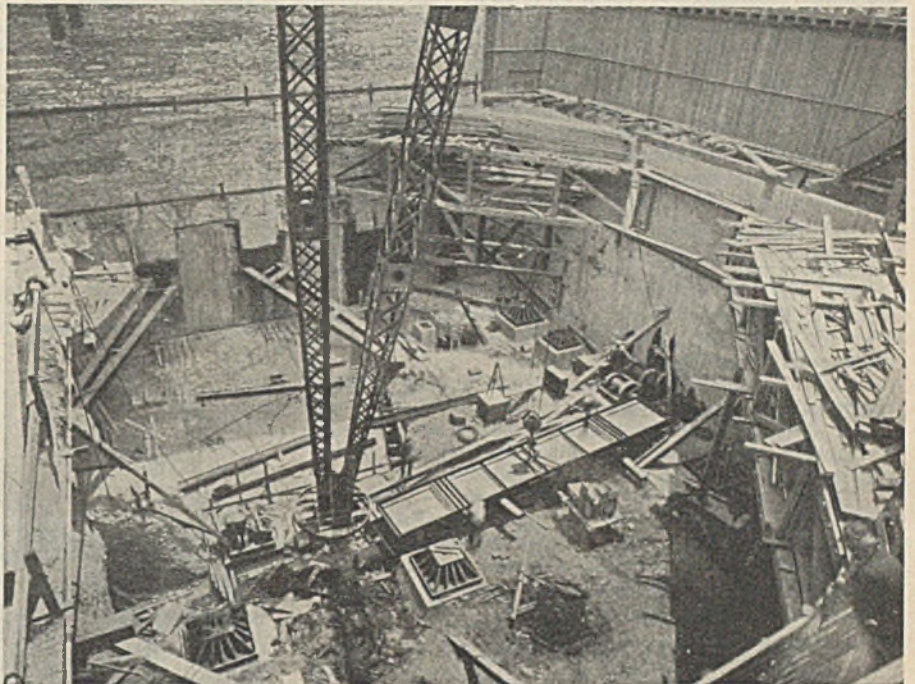


Abb. 1.

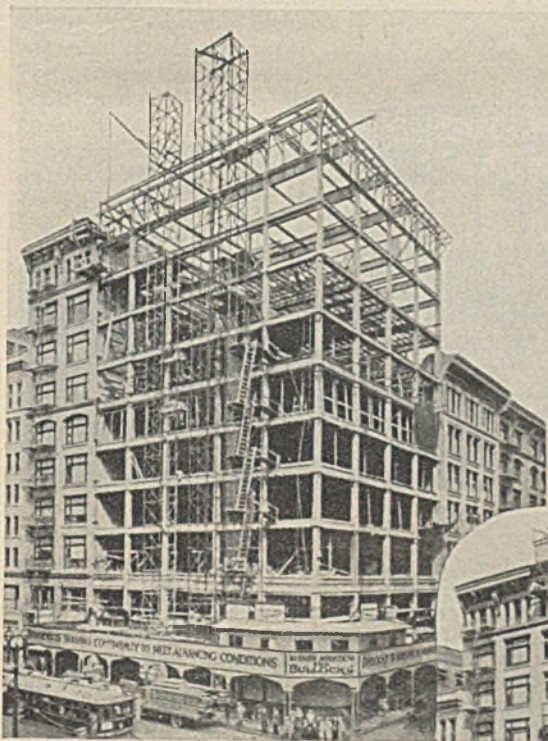


Abb. 2.

räumen, Küche und Läden für die Bedürfnisse eines Bürobetriebes einzurichten, d. h. völlig umzugestalten. Es war die Verstärkung von Stützen, Verlegung, Verstärkung, Entfernung oder Neuordnung von Unterzügen und anderen Bauteilen erforderlich. Alle Arbeiten wurden dank der Anpassungsfähigkeit der

¹⁾ Vergl. hierzu: Baustoffwahl und Baugeldverzinsung, „Der Stahlbau“ 1928, Heft 3, S. 35.

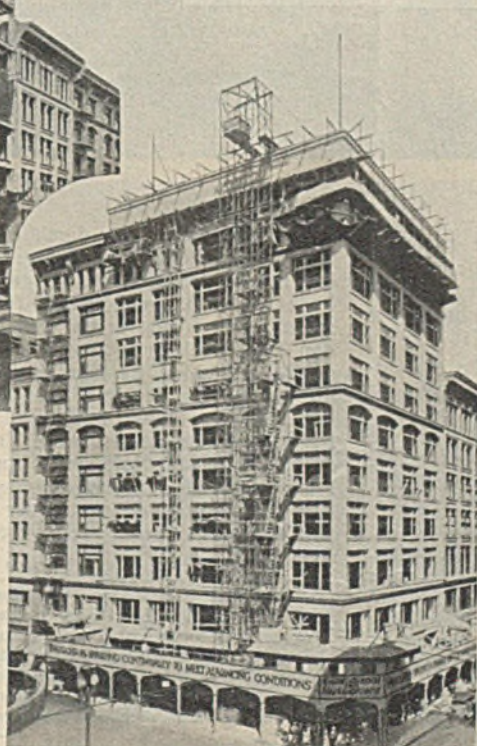


Abb. 3.

keit sicherlich gerechtfertigt. Architekten und Ingenieure haben die Aufgabe, die Interessen ihrer Klienten, d. h. der Bauherrschaft, durch vorsichtige Wahl von Baustoff und Bauart wahrzunehmen und dem ihnen anvertrauten Bau eine befriedigende Lebensdauer, d. h. möglichst langen vollen Nutzungswert zu sichern.

1172 t Stahlkonstruktion in 15 Tagen aufgestellt sind zufolge einer Mitteilung von „Construction Methods“ in der ersten Hälfte Mai 1928 für den in Abb. 1 bis 3 dargestellten Neubau des Großwarenhouses Bullock in Los Angeles. Es ist damit sicherlich eine Leistung erzielt, die überzeugend für die Möglichkeiten des Stahlbaues spricht, dessen Schnelligkeit der Ausführung in keinem anderen Material ohne die Gefahr empfindlicher Rückschläge auch nur annähernd erreicht werden kann.

Auch in Stahl ließ sich die unwahrscheinlich kurze Bauzeit nur dank weitgehender Baustellenorganisation und Typisierung erreichen; die Ausführung lag in Händen der Llewellyn Eisenwerke in Los Angeles, die (Abb. 1) am 1. Mai mit dem Aufstellen begannen, am 15. Mai — wie gesagt — eine Teilkonstruktion von 1172 t, am 19. Mai das gesamte Tragwerk aufgestellt hatten (Abb. 2), worauf in noch nicht vier weiteren Wochen — am 15. Juni — nach Abb. 3 das gesamte Bauwerk fast vollendet werden konnte.

Am 6. Juli begann in den unteren drei Stockwerken des neuen Warenhauses bereits der Verkauf und man kann dem American Institute of Steel Construction wohl recht geben, wenn es in der genannten Meldung seine Genugtuung über diesen neuen Erfolg der Stahlbauindustrie zum Ausdruck bringt.

Verschiebung einer 1450 t schweren Stahlbrücke.

Die Erweiterungsarbeiten im Hafen von Straßburg haben u. a. den Anlaß für eine Ausführung gegeben, die nicht nur als außerordentlich kühn zu bezeichnen ist, sondern vor allem auch die Anpassungsfähigkeit des Stahlbaues an veränderte Verhältnisse und Forderungen in besonders wirksamer Weise erhellt. Es handelt sich um die seitliche Verschiebung einer stählernen Fachwerkbogenbrücke mit Öffnungen von 66 m größter Spannweite um etwa 300 m — ohne Beschädigung der Fahrbahn und sonstiger Teile — infolge Anlage eines neuen Hafenbeckens, das die heutige Rheinstraße unterbricht.

Dazu war entweder diese Straße so zu erhöhen, daß die Brücke über das neue Vauban-Becken — etwa 9 m über dem Wasserspiegel — zu liegen kam, oder es war die Straße zu verlegen und die Überbauten über alle drei Öffnungen der über den kleinen Rhein gespannten Brücke um die genannte Strecke stromaufwärts zu verschieben (Abb. 1).

Die Überbauten der beiden Seitenöffnungen hatten eine Stützweite von 21 m und ein Gewicht von je 200 t, die mittlere Öffnung war durch zwei 66 m weitgespannte Fachwerksbogen und 9,60 m Achsabstand und 3,50 m weit auskragenden Gehwegplatten überspannt. Die Arbeit begann mit der Trennung der drei Bogen voneinander, indem man die beiden äußeren in der Straßenrichtung rückwärts zog. Sodann führte man auf jedem Ufer unter den zuvor mit Schraubenspindeln angehobenen mittleren Überbau (Abb. 2) zwei besonders für diesen Zweck gebaute Wagen, die auf insgesamt achtzehn Führungsrollen liefen und sich auf dem auf jedem Ufer verlegten normalspurigen Laufgleis bewegten.

Die Schwierigkeit der Ausführung wurde noch dadurch vermehrt, daß eine der Schienen auf einer Strecke von 120 m Länge auf einem in den Fluß gerammten Pfahlgerüst ruhte, und weiter dadurch, daß etwa 135 m der Gesamtstrecke einen Bogen von 110 m Halbmesser beschrieb.

Die Verschiebung erfolgte durch Seilzug mittels Handwinden. Die Gesamtdauer des Arbeitsvorgangs betrug drei Tage für den Hauptüberbau. Der Transport der beiden Seitenüberbauten ging in ähnlicher Weise vonstatten und dauerte nur zehn Stunden.

Die — mindestens in diesem Umfang — neuartige Arbeit war damit innerhalb der gesetzten Frist ohne Zwischenfälle und in jeder Weise befriedigend vollendet, und mit ihr ein neuer Beweis für die Überlegenheit stählerner Bauwerke über sogenannte Massiv- oder monolithische Bauweisen erbracht.

Die Durchbiegung von Trägern. Die Einhaltung eines bestimmten Höchstmaßes für die Durchbiegung von Trägern aus Flußeisen und hochwertigem Baustahl ist nicht allgemein vorgeschrieben, wird aber in besonders gearteten Fällen zu verlangen sein, so insbesondere bei stark beanspruchten Transmissionsträgern, sowie bei den über 7 m langen Trägern und Unterzügen, die ein Gebäude aussteifen und an Stelle der sonst vorhandenen Quer- und Längswände treten. In solchen Fällen soll die Durchbiegung $\frac{1}{500}$ der Stützweite nicht überschreiten.

Ministerielle Bestimmungen vom 25. Februar 1925.

Soweit sich diese Forderung auf Transmissionsträger erstreckt, ist sie ohne weiteres verständlich. Bei stark beanspruchten Trägern dieser Zweckbestimmung soll durch die Einschränkung der Durchbiegung auf $\frac{1}{500}$ der Stützweite der übermäßigen zusätzlichen Beanspruchung der Träger durch dynamische Kräfte vorgebeugt werden.

Wesentlich anders liegen die Dinge bei Unterzügen, die ein Gebäude aussteifen. Hält man sich an den Wortlaut der Bestimmungen, so braucht nicht jeder in der Aussteifungsrichtung liegende Deckenträger oder Unterzug der Forderung zu entsprechen, vielmehr genügt es, wenn ihr etwa alle 6 m ein in der Aussteifungsrichtung liegender Träger entspricht. Die Bestimmungen gehen von der Annahme aus, daß die Deckenscheibe einen zwischen den Giebeln oder zwischen noch verbleibenden Zwischenwänden liegenden Windträger bildet, dessen Pfosten mit den Deckenträgern bzw. Unterzügen, die an Stelle der sonst vorhandenen Querwände liegen, zusammenfallen. Je größer bei den Deckenträgern bzw. Unterzügen der Biegungs Pfeil aus der Belastung durch Eigengewicht und Nutzlast ist, desto größer wird auch die zusätzliche Beanspruchung aus dem durch den Wind im Träger erzeugten Moment werden. Bei den üblichen Hochbauten wird diese zusätzliche Beanspruchung auch bei einer größeren Durchbiegung als $\frac{1}{500}$ der Stützweite die für Windbelastung zulässige Mehrbeanspruchung von 200 kg/cm² kaum jemals erreichen. Möglicherweise ist auch an den Seitendruck der Brandmauern benachbarter Häuser gedacht; obschon eigentlich Brandmauern für sich stehen sollen, was sie freilich nicht immer tun.

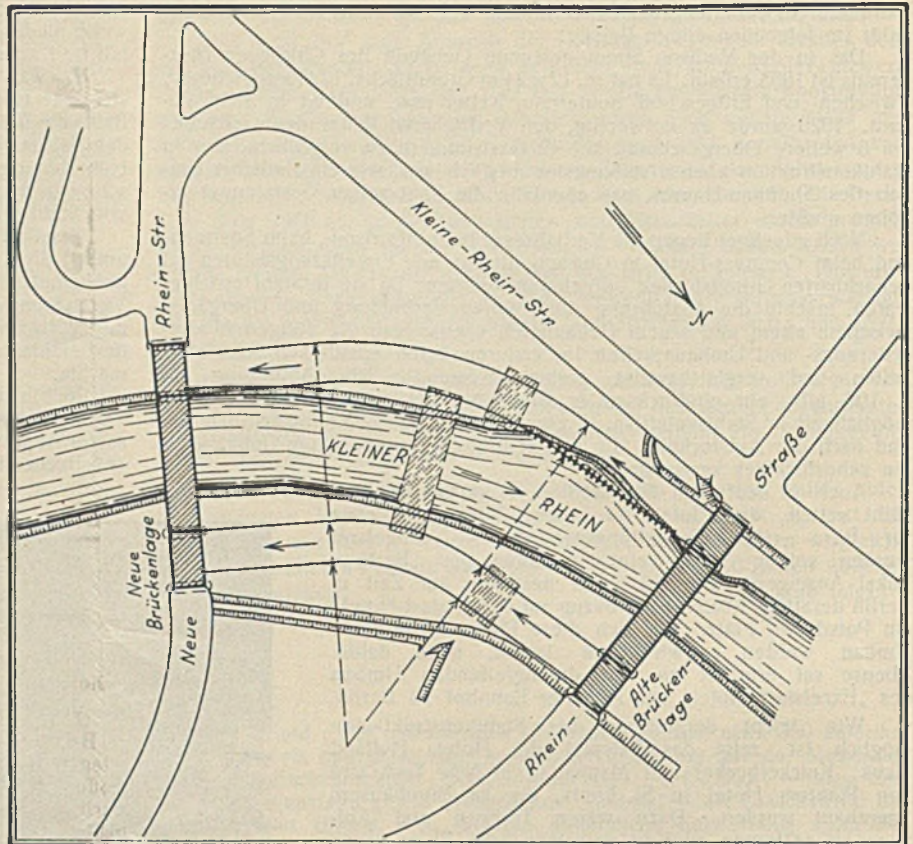


Abb. 1.

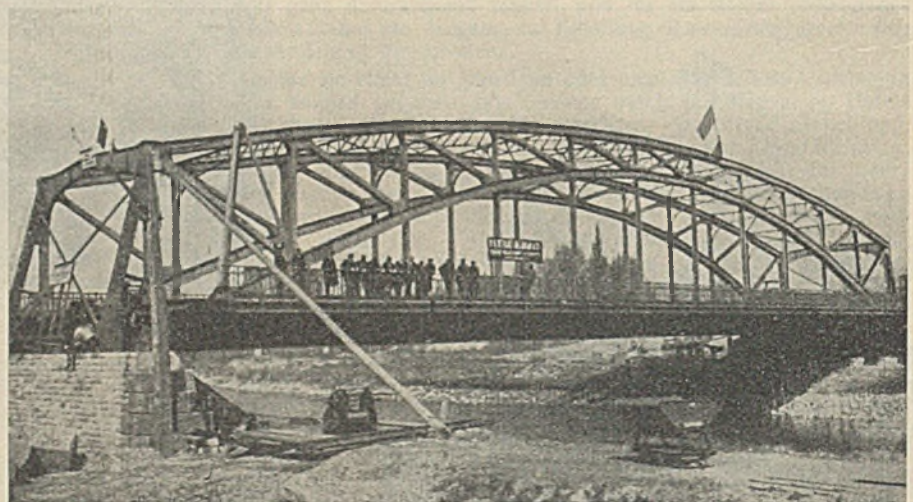


Abb. 2.

Das Einhalten der durch die Bestimmungen auf $\frac{1}{500}$ der Stützweite eingeschränkten Durchbiegung bedeutet einen Mehraufwand an Baustoff, der um so größer wird, je geringer die zur Verfügung stehende Bauhöhe ist: z. B. wenn Peiner Träger verwandt bzw. ausgenutzt werden sollen. Der Verfasser hat sich bei einem Bau dadurch geholfen, daß er den Trägern einen Stich gab, was auch von einer Baupolizeibehörde gutgeheißen wurde. Es handelt sich um Unterzüge von 9,2 m Stützweite, die aus Peiner Trägern P 30 bestehen und unter dem Eigengewicht und der Nutzlast (beide annähernd gleich groß) eine Durchbiegung von $\frac{1}{233} = 3,95$ cm zeigen. Die Träger erhalten einen Stich von 2,5 cm; die verbleibenden 1,45 cm entsprechen dann einem Pfeil von $\frac{1}{635}$. Der Forderung, daß die Durchbiegung $\frac{1}{500}$ der Stützweite nicht überschreiten soll, ist insofern genügt, als der Pfeil — auf den allein und nicht auf die wirkliche Durchbiegung es ankommt — $\frac{1}{500}$ der Stützweite nicht übersteigt. Czech.

INHALT: Stahlskelettbau als Ergänzung einer bestehenden Betriebsanlage. — Die Beziehungen zwischen Trägerhöhe und Durchbiegung bei vollwandigen Zweigelenkbogen. — Kuppelbinder in Vjergelenkbogenform. — Die Stahlkonstruktion für die Neu- und Umbauten der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft im Kabelwerk Oberspree in Berlin-Oberschöneweide in den Jahren 1927/28. — Verschiedenes: Stahl im Hotelbau: Einfluß der Bauart auf Baugeldbedarf und Gebäudenutzung. — 1172 t Stahlkonstruktion in 15 Tagen aufgestellt. — Verschiebung einer 1450 t schweren Stahlbrücke. — Durchbiegung von Trägern.