

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 gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

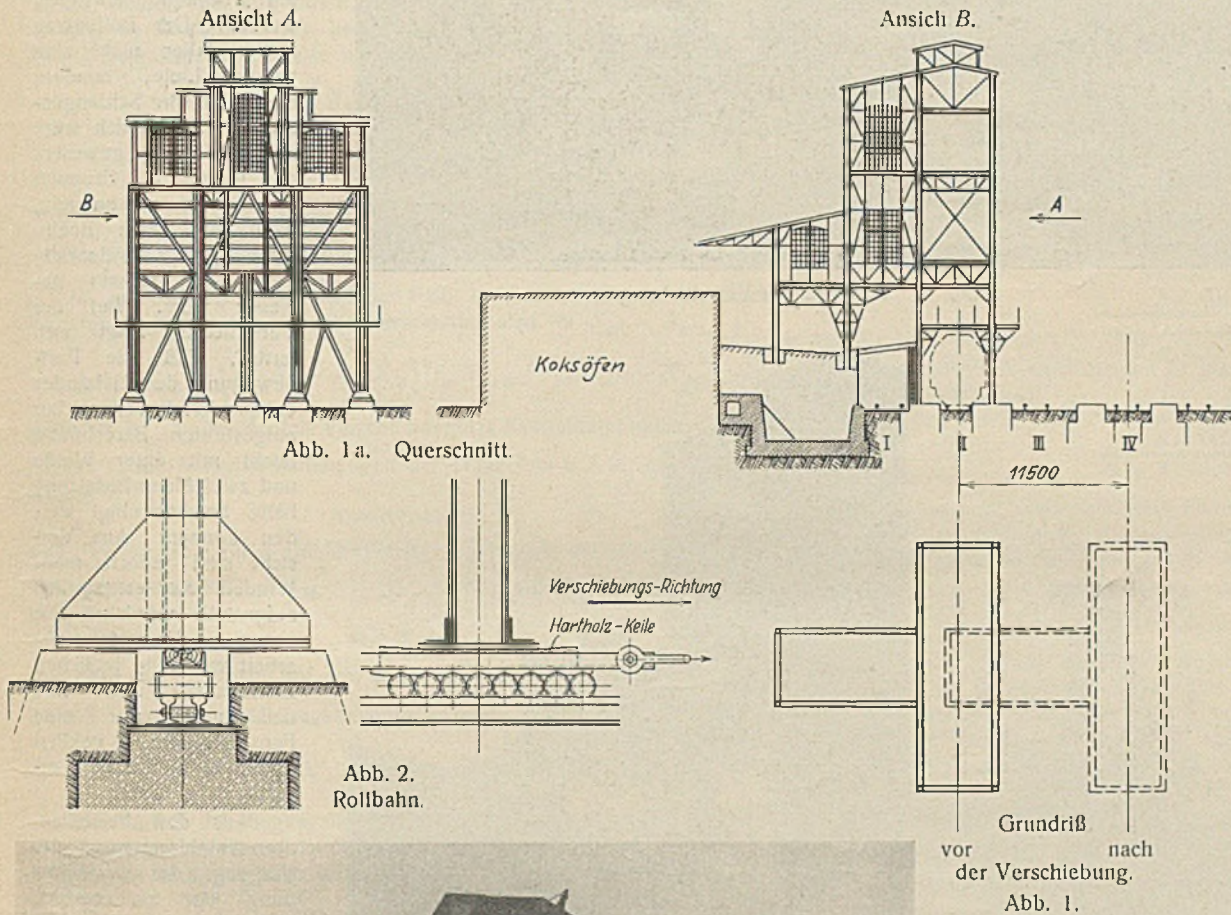
BERLIN, 25. Januar 1929

Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Verschiebung eines Stahlgebäudes.

Von Oberingenieur Torp, Gelsenkirchen.



Bei Erweiterung und Erneuerung industrieller Anlagen kommt es des öfteren vor, daß Gebäudeteile, die für die Weiterführung des Betriebes notwendig sind, bei den geplanten Umbauten im Wege stehen. Ein Abbruch und Wiederaufbau dieser Gebäudeteile an anderer Stelle ist namentlich bei Massiv- und Eisenbetonbauten mindestens sehr kostspielig und kommt auch wegen der hiermit verbundenen Betriebsstörung in den meisten Fällen nicht in Frage. Handelt es sich bei den erwähnten Gebäudeteilen um Stahlbauten, dann besteht immerhin häufig die Möglichkeit, die Bauwerke mit verhältnismäßig niedrigen Kosten und geringer Betriebsstörung auf einen neuen Standort zu verschieben. Diese Möglichkeit der Verschiebung ist ein bemerkenswerter Vorzug, den Stahlbauten gegenüber Betonbauten haben.

Die Verschiebung eines Gebäudes dieser Art ist für die Mannesmannröhren-Werke Abt. Bergwerke auf Schacht Hubert der Zeche Königin-Elisabeth im Jahre 1927 von der Firma Vereinigte Kesselwerke A.-G.

Düsseldorf, Werk Gelsenkirchen (früher Gewerkschaft Orange), ausgeführt worden.

Es handelte sich um einen Kokskohlenturm von 16,24 m Länge, 4,7 m Breite und 24 m Höhe mit einem Seitenflügel von 12 m Länge und 5 m Breite. Das Gewicht der Anlage mit leeren Bunkern betrug etwa 500 t. Die Anordnung der Anlage ist in Abb. 1 schematisch dargestellt. Hiernach stand der Kokskohlenturm an der Verladerrampe der Koksbatte über Gleis II. Auf der Verladerrampe sollte ein neuer fahrbarer Koks-Lösch- und -Verladewagen eingebaut werden, wofür der Kokskohlenturm im Wege stand. Es wurde daher beschlossen, den Kokskohlenturm von Gleis II nach Gleis IV um eine Strecke von 11,5 m zu verschieben, und zwar sollte hierbei der Betrieb möglichst wenig unterbrochen werden. Zu diesem Zwecke wurden zunächst zwischen den alten und den neu angelegten Fundamenten gemauerte Bankette zur Aufnahme von fünf Rollbahnen angelegt. Die Rollbahnen bestanden gemäß Abb. 2 aus je zwei gut miteinander verbundenen Eisenbahnschienen. Diese wurden unter den Turmsäulen mit etwa 250 mm Abstand von der Fußplatte durchgeführt, nachdem vorher in die vorhandenen Fundamente entsprechende Durchlässe gestemmt waren.

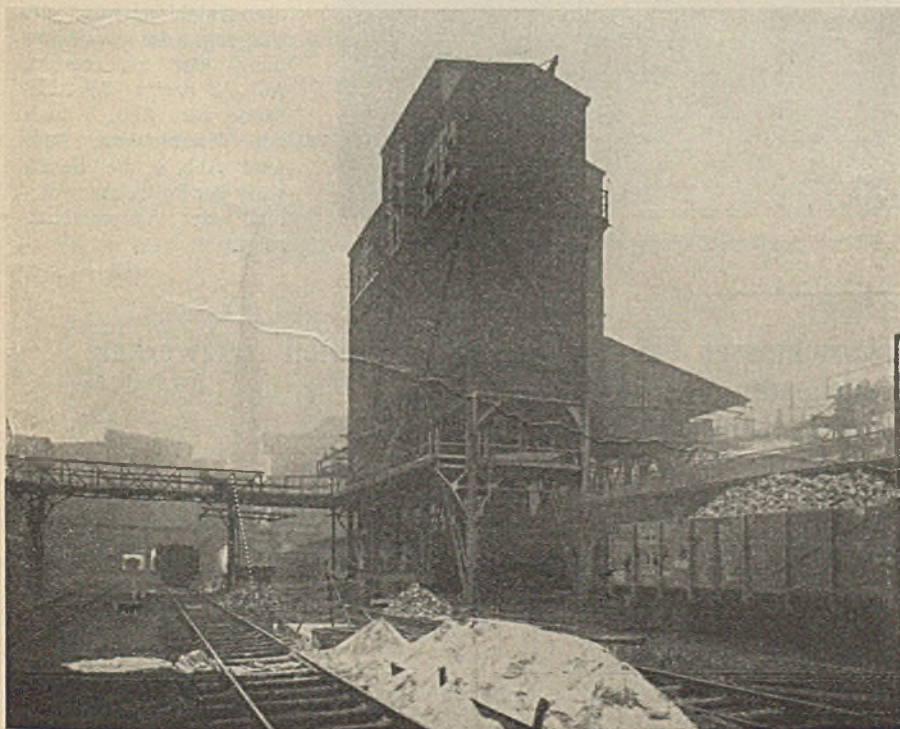


Abb. 3. Vor der Verschiebung.

Die Rollbahnen lagen unter den vorhandenen Gleisen, so daß der Rangierbetrieb am Zechenbahnhof nicht gestört wurde.

Nachdem die auf den Banketten genau parallel und wagerecht verlegten Rollbahnen sorgfältig mit Zement untergossen und abgebunden waren, wurde der auf je sieben Stahlrollen für jeden Säulenfuß ruhende Rollenschlitten unter die Säulenfüße geschoben und die Säulen mittels Hartholzkeile auf dem Schlitten gut unterteilt. Der seitlich überstehende Flügel des Koks-kohlenturmes lagerte sich auf eine ähnliche Rollbahn. Als Zugmittel für jede Rollbahn diente eine Kabelwinde mit zwei Mann Besatzung. Nach Ausführung dieser Vorarbeiten konnten die Bunker entleert und der Betrieb stillgelegt werden. Die Gleise II, III und IV wurden jetzt zur Freilegung der Rollbahnen beseitigt, ferner wurde zur Vergrößerung der Sicherheit in dem unteren Säulenfeld eine Diagonalverbindung (Abbild. 4 u. 5) angebracht. Zum Schluß wurde noch der stehengebliebene Rest der Fundamente unter dem Säulenfuß weggestemmt und die Ankerschrauben abgebrannt. Das ganze Gebäude ruhte auf dem auf Rollen stehenden Schlitten. Infolge des sorgfältigen Unterkeilens der Säulen mit den Hartholzkeilen war eine meßbare Senkung des Gebäudes nicht eingetreten, obwohl auf der mittleren Rollbahn eine Last von etwa 160 t ruhte. Die Winden wurden jetzt mit den vorgesehenen

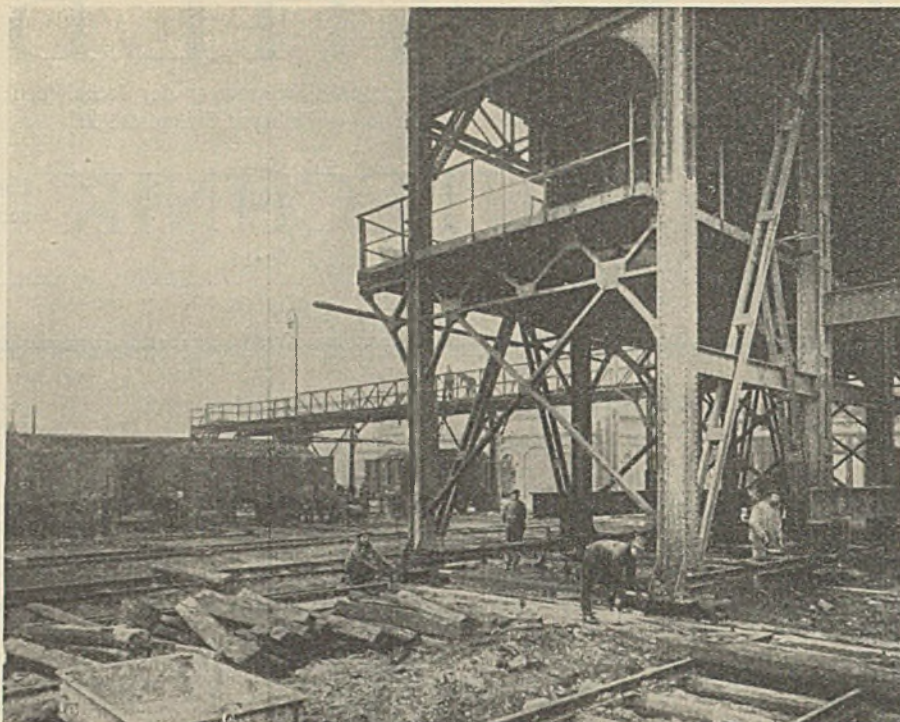


Abb. 4. Während der Verschiebung.

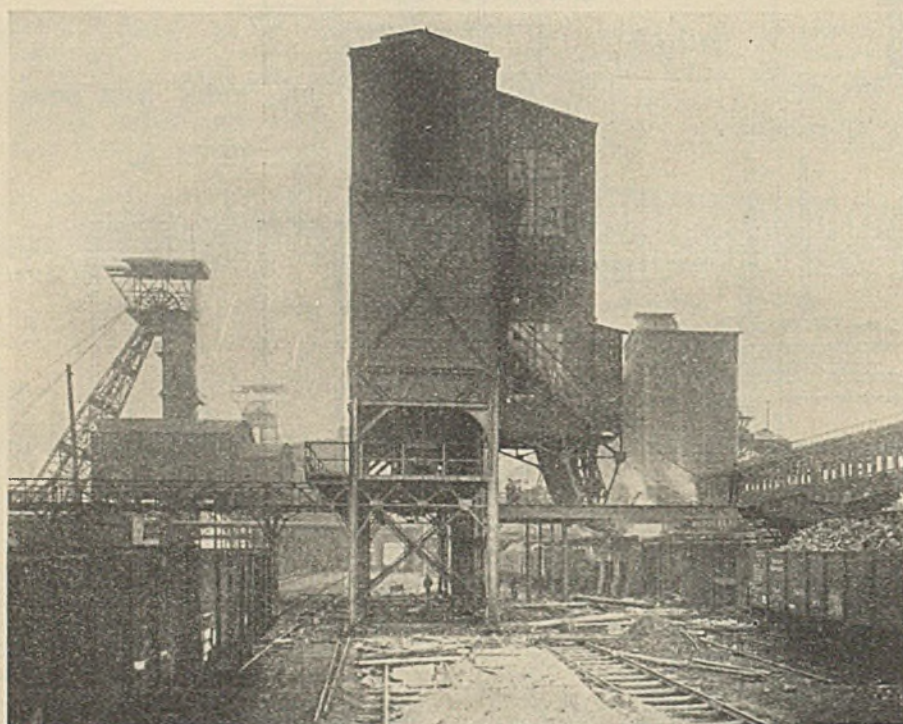


Abb. 5. Nach der Verschiebung.

Leuten besetzt und an jede Säule ein Mann gestellt, der die hinten ablaufende Rolle wieder vorne vorzulegen hatte.

Mit der Verschiebung des Gebäudes wurde nun begonnen: Es zeigte sich hierbei, daß das Gebäude sofort schief lief, trotzdem die Rollen sorgfältig parallel nebeneinander verlegt waren, doch konnte die Richtung durch entsprechend schräges Vorlegen der neu hinzukommenden Rollen schnell korrigiert werden. Der Rollenweg stellte daher nicht eine gerade Linie, sondern eine schwache Schlangenlinie dar. Hiernach wäre es nicht richtig gewesen, die Rollen in Gruppen miteinander zu kuppeln, weil dann eine Beeinflussung der Rollenrichtung sehr schwer gewesen wäre. Bei der Verschiebung zeigte sich ferner, daß die Fortbewegung des Gebäudes entsprechend der vorher aufgestellten Berechnung leicht mit einer Winde und zwei Mann Besatzung hätte bewerkstelligt werden können. Aus Vorsicht sind jedoch mehr Winden als erforderlich aufgestellt worden. Die ganze Verschiebungsarbeit war ohne jeglichen Zwischenfall und ohne daß auch nur eine Fensterscheibe geklirrt hätte, in 4 Stunden erledigt.

Aus den beistehenden Abbildungen ist der Vorgang der Verschiebung klar zu ersehen. Abb. 3 zeigt das Gebäude vor, Abb. 5 nach der Verschiebung, während Abb. 4 die Betätigung der Rollbahnen während der Verschiebung zeigt.

Beitrag zur Berücksichtigung des Giebelanschlusses bei prismatisch gewölbten Netzwerken aus biegezugfesten Stabzügen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. Heinrich Buchholz, beratender Ingenieur in Leipzig.

(Schluß aus Heft 1.)

Bei richtiger Bestimmung müssen die erhaltenen Werte der Gleichung

$$\frac{x}{c_g} \sum_1^n \delta = \omega \sum_1^n X + 2 X_1$$

bezw. für $c_{ga} = c_{gb} = 0$ der Gleichung

$$\frac{x}{c_g} \sum_1^n \delta = \omega \sum_1^n X$$

genügen.

Die Maximalordinate der Sinuslinie, $\max \eta$, war beliebig, etwa gleich 1 anzunehmen: Mithin sind auch die Verschiebungsziffern δ_v und

die damit erhaltenen Zahlenwerte X , von nicht interessierender absoluter Größe. Zur Vereinfachung der Rechnung sind also die sich ergebenden X so zu reduzieren, daß $\sum_1^n X = 1$ wird.

Nunmehr kann $\sum_1^n X$ als einzige Überzählige außerhalb des Hauptsystems behandelt werden. Als Parameter der Elastizitätsgleichung wird zweckmäßig die Horizontalverschiebung

$$\delta_c = \delta \frac{m+1}{2}$$

der Firstpunkte der Lamellenbogen behandelt. Es muß sein:

$$\delta_c = \sum_1^m P_\mu \delta_{c\mu} + \sum_1^n X_v \cdot \delta_c, \sum_1^n X = 1.$$

Für Annäherung an die Giebelenden des Netzgewölbes gilt:

$$\text{Lim } \delta_c = 0.$$

Daraus

$$\sum_1^n X_G = - \frac{\sum_1^m P_\mu \delta_{c\mu}}{\delta_c, \sum_1^n X = 1}.$$

Die Verschiebungsgrößen dieses Ausdrucks lassen sich in bekannter Weise ermitteln: in der Regel am besten durch Ermittlung der Einflußlinien für δ_c mit den Ordinaten

$$\delta_{c\mu} = \delta_{\mu c}.$$

Es handelt sich nun darum, die Verringerung der Tragebenengegenwirkung im Dachinneren zu bestimmen. Der Verlauf ist bereits durch Abb. 6 festgelegt, so daß also nur noch

$$p = \frac{\sum_1^n X_M}{\sum_1^n X_G} \quad \text{bzw.} \quad q = 1 - p$$

zu ermitteln ist, worin X_M der Tragebenenwiderstand in der Dachmitte ist.

Versteht man unter X_v die Tragebenenwiderstände für $\sum_1^n X = 1$, so gilt im zunächst nur interessierenden Falle der heuristisch angenommenen Verschiebungslinie des Gewölbequerschnitts, also für $X_{n/2} = X_{n/2+1}$

$$-\delta_{cM} = \frac{N}{\cos \psi_{n/2}} \left(\alpha \sum_1^n X_G + \beta \sum_1^n X_M \right) [f_w X'_{n/2} + f_g (X'_{n/2} - X'_{n/2-1})].$$

Darin ist δ_{cM} die horizontale Verschiebung des Firstmittelpunktes, während f_w und f_g die Mittenverschiebungen der Tragebene $n/2$ für gedachte Belastung mit

$$X = \text{const} = 1$$

sind. Ferner ist darin α ein Koeffizient, der angibt, auf wieviel sich δ_{cM} verringert, wenn etwa $\sum X_M = 0$ ist. Weiter gilt für α und β gemeinsam, daß

$$\alpha + \beta = 1$$

sein muß mit Rücksicht auf den extremen Fall $\sum_1^n X_M = \sum_1^n X_G$, also mit Rücksicht auf konstante Tragebenenbelastung

$$-\sum_1^n (X'_v, \sum_1^n X) = -N X'_v, \sum_1^n X_G.$$

Der Verlauf der Biegelinie jeder Tragebene ist nun offenbar genau affin mit dem Verlaufe der Belastungslinie derselben Tragebene nach Abb. 6. Es muß also auch sein:

$$\delta_{cM} = \sum_1^m P_\mu \delta_{c\mu} + \sum_1^n X_M \cdot \delta_c, \sum_1^n X = 1.$$

Setzt man in dem ersten Ausdrucke für δ_{cM} zur Vereinfachung

$$\delta_{cM, N X'_v} = \frac{N}{\cos \psi_{n/2}} [f_w X'_{n/2} + f_g (X'_{n/2} - X'_{n/2-1})],$$

so erhält man durch Verbindung des ersten Ausdruckes für δ_{cM} mit dem zweiten

$$-\left(\alpha \sum_1^n X_G + \beta \sum_1^n X_M \right) \delta_{cM, N X'_v} = \sum_1^m P_\mu \delta_{c\mu} + \sum_1^n X_M \cdot \delta_c, \sum_1^n X = 1.$$

Durch Division mit $\delta_c, \sum_1^n X = 1$ ergibt sich, wenn man gleichzeitig bedenkt, daß

$$\frac{\sum_1^m P_\mu \delta_{c\mu}}{\delta_c, \sum_1^n X = 1} = - \sum_1^n X_G$$

ist, und wenn man zur Vereinfachung setzt

$$\gamma = \frac{\delta_{cM, N X'_v}}{\delta_c, \sum_1^n X = 1},$$

die folgende Gleichung:

$$-\left(\alpha \sum_1^n X_G + \beta \sum_1^n X_M \right) \gamma = - \sum_1^n X_G + \sum_1^n X_M.$$

Daraus ergibt sich nun durch Division mit $\sum_1^n X_G$ die gesuchte Verringerung der Tragebenenwiderstände in der Dachmitte zu

$$p = \frac{1 - \alpha \gamma}{1 + \beta \gamma}.$$

Die Berechnung von γ bietet keine Schwierigkeiten. Auch die Koeffizienten α und β können für die erste, gerade in diesem Falle meist bereits scharf treffende Approximation auf Grund einfacher Überlegungen ermittelt werden: Aus der bekannten Annäherungsgleichung für die elastische Linie

$$EJ \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = -M_x$$

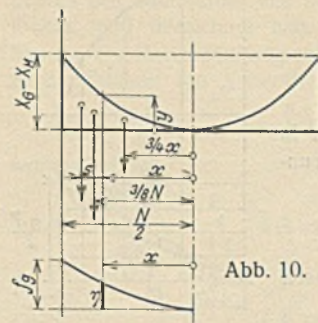


Abb. 10.

ergibt sich an Hand der nebenstehenden Abb. 10 für $X_G - X_M$ als größte Tragebendendurchbiegung aus dem Einflusse eines Gurtes:

$$f_g = \frac{14 (X_G - X_M) N^4}{384 \cdot 15 EJ} + \frac{5 X_M N^4}{384 EJ}; \quad J \approx F_{Pflette} t^3$$

und daraus:

$$f_g = \frac{5 (0,1868 X_G + 0,8132 X_M) N^4}{384 EJ}.$$

Die Koeffizienten, welche die Ersatzlast $X = \text{const} = \alpha X_G + \beta X_M$ aus der parabolischen Belastung $X_G \div X_M \div X_G$ herstellen, haben also die Zahlenwerte:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,1868 \\ \beta &= 0,8132 \\ \alpha + \beta &= 1,0000 \end{aligned}$$

Bestimmt man diese Koeffizienten in ganz analoger Weise für den Wand-einfluß, so erhält man:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,2222 \\ \beta &= 0,7778 \\ \alpha + \beta &= 1,0000 \end{aligned}$$

In den bisher praktisch bearbeiteten Fällen war der Wand-einfluß so gering, daß einfach die Abrundung des zuerst berechneten Koeffizienten auf drei Stellen zur Berücksichtigung dieses Einflusses genügte:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,187 \\ \beta &= 0,813. \end{aligned}$$

Damit ist nun für die erste Approximation die zahlenmäßige Bestimmung aller Überzähligen vorbereitet worden. Es sei jedoch, als ein wenig abweichend vom Gewohnten, noch der Beiwert behandelt, der außer den Biegemomenten und dem Bogenverlaufe im Dachquerschnitte die Formänderungen bestimmt, da sich dieser Beiwert nicht mehr wie im Stützungsfalle A bei der Bestimmung des Horizontalschubes H_0 forthebt.

Außer der Größe

$$\frac{t}{EJ}$$

hat hier der Beiwert noch den Einfluß des Kreuzungswinkels β (vergl. Abb. 4) zum Ausdrucke zu bringen: Die bisher nur betrachteten und der Rechnung zweckmäßig bis zur Bemessung zugrunde zu legenden Momentenvektoren M sind der Dachachse parallel gerichtet. Tatsächlich wirkt daher auf die Lamellen das größere Moment

$$\frac{M}{\cos \beta/2}.$$

Außerdem ist die Lamellenlänge größer als t , nämlich

$$\frac{t}{\cos \beta/2}.$$

Beide Umstände vergrößern also die Winkeländerung $M \frac{t}{EJ}$ jeder Polygonseite t des Querschnittes um

$$\frac{1}{\cos^2 \beta/2}$$

und den Ausschlag der Endpunkte zweier benachbarter Lamellen eines Stabzuges gegeneinander um

$$\frac{1}{\cos^3 \beta/2}.$$

Die senkrechten Verschiebungen sind, wenn k den gesamten Einfluß der Biegemomente und des Bogenverlaufes zusammenfassend zum Ausdrucke bringt,

$$\delta_v \approx \frac{k_v / EJ}{\cos^2 \beta/2 \cos e/2},$$

worin

$$\varepsilon/2 = \operatorname{arctg} \cdot \frac{nT}{l}$$

ist (vergl. Abb. 11), also

$$\frac{\varepsilon}{2} > \frac{\beta}{2} \quad \cos \frac{\varepsilon}{2} < \cos \frac{\beta}{2}$$

Die wagerechten Verschiebungen δ_h' , in angenäherter Richtung in Abb. 11 gekennzeichnet, sind

$$\delta_h' \approx \frac{k_h EJ}{\cos^2 \beta/2}$$

Aus diesen Verschiebungen ergeben sich nach Erweiterung mit dem Faktor

$$\vartheta = \frac{1}{\cos \varepsilon/2}$$

die gesuchten wagerechten Verschiebungen δ_h , entsprechend dem Umstande, daß infolge des von den Rechtecken tT ausgeübten kinematischen Zwanges die Verschiebungen nicht aus den Dachquerschnittsebenen heraus-treten können. Also

$$\delta_h = \frac{\delta_h'}{\cos \varepsilon/2} \approx \frac{k_h EJ}{\cos^2 \beta/2 \cos \varepsilon/2}$$

Damit hat sich also der Beiwert für alle Verschiebungen des Zweigelenkgewölbes angenähert zu

$$C = \frac{t}{EJ \cos^2 \beta/2 \cos \varepsilon/2}$$

ergeben.

Besonders der Entstehung des durch den Faktor ϑ rein kinematisch bewirkten Zuwachses der Formänderungen stellen sich unberücksichtigte Zwangsspannungen entgegen. Man kann deshalb, zumal der Einfluß der \cos -Werte ohnehin nicht groß ist, als Beiwert auch setzen

$$C = \frac{t}{EJ \cos^3 \beta/2}$$

Die schraubenflächenartige Verdrehung der Lamellenhauptebenen kommt nicht entscheidend zur Geltung, weil die Punktverschiebungen im Endergebnis nur im flacheren Teile des Gewölbes von beträchtlicher Größe sind. Auch hat diese Verdrehung bei beiden Verschiebungsarten eine Tendenz zur Verkleinerung des Winkels $\varepsilon/2$ bzw. des Faktors C , also zur Rechtfertigung der Vereinfachung

$$\varepsilon \approx \beta$$

Da der Beiwert somit für alle Verschiebungen nahezu gleich ist, so kommt er in den Regelfällen überhaupt nur zur Ermittlung von p bzw. X_M in Anwendung. (Sehr tragfähige Dachhaut gewisser Anordnung vergrößert in einigen Fällen die Tragebenensteifigkeit $1/\gamma$ weniger als die Biegesteifigkeit der Stabzüge $1/\delta$. Der Verfasser hat deshalb [und gleichzeitig in Abschätzung anderer besonderer Verhältnisse] in einigen praktischen Fällen mit

$$C = \frac{t}{EJ \cos^2 \beta/2}$$

gerechnet, um δ etwas kleiner und damit die maßgebenden Biegemomente etwas größer zu erhalten. Es dürfte das aber meist nicht erforderlich sein, da die Dachhaut bei einer solchen Wirksamkeit in der Regel auch entlastet.)

Nach Bestimmung von X_G , p und q ergeben sich im Falle genügend genau parabolischen Verlaufes der Belastungskurven der Tragebenen, mit Bezug auf Abb. 10, die Biegemomente aus der Gleichung:

$$M_x = \left[1 - \left(\frac{2x}{N} \right)^2 \right] M_0 q$$

Die Zentralkräfte der Lamellen ergeben sich aus den Tragebenenlasten

$$X_x = \left[\left(\frac{2x}{N} \right)^2 q + p \right] X_G$$

den Tragebenenquerkräften

$$Q_x = \left[\frac{1}{3} \left(\frac{2x}{N} \right)^2 q + p \right] x X_G$$

und den Bogenkräften

$$D = D_0 + D_x;$$

die Momente und Spannkraften sind für die Querschnittsebenen berechnet, also schließlich noch durch $\cos \beta/2$ zu dividieren.

Das Moment der Tragebenen zur Pfettenberechnung ist

$$\max M = (1 + 4p) \frac{N^2 T}{40} \cdot X_G$$

Zu den Pfettenspannkraften hieraus kommen noch in jeder zweiten Pfette die Spannkraften aus der „Nürnberger Schere“ des Rhombennetzes und etwaige Biegebbeanspruchungen.

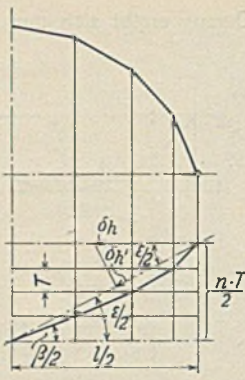


Abb. 11.

Beispiel:

- $l = 2500$ cm
- $L = 6286$ "
- $f = 500$ " = $l/5$
- $n = 16$
- $t = 172,2$ cm
- $N = 108$
- $T = 58,2$ cm
- $\beta = 37^\circ 21'$

(Der wirtschaftlichste Wert von β wird am besten auf Grund bereits vorliegender durchgerechneter Konstruktionen von ähnlichen Grundmaßen bestimmt; nach vorläufigen überschläglichen Entwicklungen ist der wirtschaftlichste Wert etwa $\beta = 40^\circ$. Natürlich können von Fall zu Fall auch andere als rein wirtschaftliche Erwägungen, z. B. konstruktive, Einfluß auf die Wahl von β gewinnen. Im vorliegenden Falle war eine bequeme Vergleichsmöglichkeit mit den Ergebnissen anderer Fälle bestimmend.)

$$J = 2004 \text{ s cm}^4$$

(s ist darin eine das hier verwendete Spezialprofil eindeutig bestimmende Materialdicke)

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Zur Vereinfachung der Berechnung wurden von l bis m immer je zwei Tragebenen zu einer zusammengefaßt und erst nach Durchführung des hier entwickelten Verfahrens wieder im einzelnen betrachtet. Sowohl bei Zugrundelegung der Sinuslinie als auch der Biegungslinie für einseitigen Schnee und Wind ergibt sich die Verteilung der Tragebenenwiderstände X in der vorliegenden Berechnung bis auf mindestens vier Stellen übereinstimmend wie folgt:

- $X_1 = 0,0543$
- $X_2 = 0,1087$
- $X_3 = 0,1550$
- $X_4 = 0,1820$

$$\sum_1^n X = 2 \cdot 0,5000 = 1$$

Genau dieselben Werte ergeben sich auch für $f = l/10$ und $f = l/3!$ Ferner zeigten früher, allerdings mit weniger Stellen durchgeführte Berechnungen unter beträchtlich abweichenden Verhältnissen l/L und F_{Lam}/F_{Pf} im Rahmen der erzielten Genauigkeit gleichfalls vollständige Übereinstimmung der Verteilungsziffern mit den oben aufgeführten. Es empfiehlt sich also, in den Regelfällen die Berechnung bereits mit diesen Verteilungsziffern zu beginnen. Die weitere Durchführung der Rechnung ergibt eine Verringerung des Widerstandes der Tragebenen nach der Mitte hin bis auf

$$p = 0,179$$

in praktisch genau parabolischem Verlaufe. Während also die Biegemomente des Zweigelenkgewölbe-Hauptsystems an den Giebeln auf rd. 0 verringert werden, werden sie in der Mitte nur noch auf das

$$q = 1 - p = 1 - 0,179 = 0,821 \text{ fache}$$

reduziert. Im Falle $f/l = 1/3$ wird

$$\left. \begin{matrix} p = 0,661 \\ q = 0,339 \end{matrix} \right\} \Sigma = 1$$

Im Falle $f/l = 1/10$ dagegen wird

$$\left. \begin{matrix} p = -0,1273 \\ q = +1,1273 \end{matrix} \right\} \Sigma = 1$$

Die Beispiele sind wegen der großen freien Gewölbelänge L sehr ungünstig. Der Tragebenenwiderstand wächst natürlich sehr stark mit der Verringerung von L . Auch in dem Falle $f/l = 1/10$ erwies sich die Linie der Tragebenenwiderstände bzw. Tragebenenverschiebungen bzw. Momente als praktisch genau parabolisch: Kurve b in Abb. 6. Da p offenbar nicht erheblich negativ sein kann, so ist allerdings zu erwarten, daß sich bei Tragebenen, die relativ zur Zweigelenkbogensteifigkeit noch weicher sind, die in Rede stehende Kurve schließlich nach Art der Kurve c in Abb. 6 gegenüber der Parabel gleicher Pfeilhöhe verbreitern muß. Bei negativem p aus der vorn gegebenen Abschätzungsformel ist also stets eine Kontrolle nötig. Bei positivem, aber kleinem p ist die Kurve in den Regelfällen praktisch genau eine Parabel. Bei großem p verläuft die Kurve sehr flach und kann schon deshalb für praktische Zwecke als Parabel behandelt werden (vergl. Kurve a der Abb. 6). Daß mindestens die erste Approximation in jedem Falle von offenbar positivem p genau genug mit der bequemen Parabel begonnen werden kann, zeigt die Feststellung des engen Bereiches, in dem die Kurve überhaupt nur verlaufen kann, durch Vergegenwärtigung der extremen Belastungsflächen, der zugehörigen Momentenflächen und der hierzu gehörigen Biegungslinien. Die etwa nötige Nachprüfung oder weitere Approximation auf Grund der Bedingung, daß der Verlauf der Biegun-

linie dem der Belastungslinie affin sein muß, kann graphisch oder auch analytisch durchgeführt werden und konvergiert natürlich sehr rasch.)

Die Momentenverringung wird auch bei großer Gewölbelänge L in der Mitte beträchtlich, wenn die Tragebenen wirksam eingespannt sind, etwa durch geeignete Verankerung der Pfeilenden in genügend querstandfesten Giebelmauern, oder wenn L durch Querwände oder steife Zwischenbinder unterteilt ist.

Die Lamellen in der Nähe der Giebelwände erhalten in der Regel als Wandstäbe weit höhere Spannkraft beiderlei Vorzeichens, als sie Druckspannkraft aus ihrer Eigenschaft als Elemente des Zweigelen-gewölbes erhalten. Das ist ganz besonders auch für die Ausbildung der Anschlüsse von Bedeutung.

Als für die Praxis voraussichtlich in vielen Fällen günstigster Fall der Netzwerkauflagerung ist noch der

Stützungsfall C

zu behandeln. Dieser Stützungsfall unterscheidet sich von dem Stützungs-falle B nur dadurch, daß die Längsunterstützung des Netzgewölbes auf beiden Seiten als bewegliches Lager zu betrachten ist. Der Fall tritt insbesondere dann auf, wenn die Längswände gewöhnliche Stahlfachwerk-wände ohne eingespannte Hauptstiele sind, also gewissermaßen als Pendel-stützen angesehen werden können.

Die Hälfte des auf die Längswand entfallenden Winddrucks ist bei diesem Stützungsfall außer den bisher berücksichtigten Belastungen von dem Netzgewölbe mit aufzunehmen.

Auf Grund der Erfahrungen, die bei Formänderungsberechnungen für Netzwerke der hier in Rede stehenden Art gemacht wurden, können die im vorliegenden Stützungsfall C auftretenden Punktverschiebungen prak-tisch als aus nur zwei weitaus dominierenden Hauptbestandteilen zusammen-gesetzt gedacht werden. Einmal aus der schon vom Stützungsfall B her bekannten wellenförmigen Vertikalverschiebung der Bogenachse bei festen Auflagern und einseitigen Lasten, durch welche die gleichfalls schon be-kannten Tragebenenreaktionen X hervorgerufen werden; zum anderen aber aus einer horizontalen Paralleltrans-lation des Bogens, durch welche die Trag-ebenenreaktionen Y erzeugt werden. Abb. 12 veranschaulicht die Überlagerung dieser beiden Verschiebungen. Zur Vermeidung von Vorzeichenfehlern wurden die Ver-schiebungen als im gleichen, als positiv angenommenen Sinne erfolgend dargestellt. Tatsächlich ergeben sich diese Verschiebungen und damit die Kräfte X und Y meist als einander entgegengesetzt mit größtenteils antagonistischem Charakter, so daß also die resultierenden Tragebenenbelastungen Z relativ sehr klein sind; bei den Zahlenrechnungen hierzu hat man somit auf ge-nügende Stellenzahl zu halten.

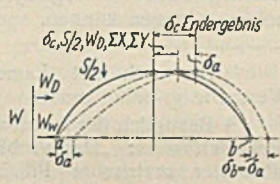


Abb. 12.

Die Berechnung der Verteilungsziffern für die Kräfte X ist natürlich die gleiche wie im Stützungsfall B. Ähnlich erfolgt die Berechnung der Verteilungsziffern für die Kräfte Y , nur sind hier natürlich die anders-artigen Tragebenenverschiebungen aus der Horizontaltranslation in die Gleichungen einzuführen, nämlich

$$\delta_v = \delta_a \cos \psi_v,$$

wenn die Paralleltranslation mit δ_a bezeichnet wird.

Bezeichnet man die Horizontalverschiebung der Firstpunkte mit δ_c , so muß offenbar sein, wenn der unmittelbar auf das Dach wirkende Winddruck mit W_D bezeichnet wird und mit $S/2$ die einseitige Schneelast:

$$\delta_c = \delta_c, S/2, W_D, \sum X, \sum Y + \delta_a.$$

Im einzelnen:

$$\delta_c = \delta_c, S/2 + W_D + \sum_1^n X \cdot \delta_c, \sum_1^n X = 1 + \sum_1^n Y \cdot \delta_c, \sum_1^n Y = 1 + \delta_a.$$

Bei Annäherung der Firstlinie an die Giebelwände gilt:

$$\lim \delta_c = 0$$

$$\lim \delta_a = 0.$$

Dafür folgt aus der Gleichung *:

$$-\delta_c, S/2 + W_D = \sum_1^n X \cdot \delta_c, \sum_1^n X = 1 + \sum_1^n Y \cdot \delta_c, \sum_1^n Y = 1.$$

*) Für die unmittelbare Bestimmung des Verlaufes der Kurve kommen analoge Ansätze in Frage, wie sie von K. Hayaschi, Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage, Berlin 1921, gegeben werden.

$$\sum_1^n X_M = \frac{\delta_c, S/2 + W_D - \alpha \left[\sum_1^n X_G \left(\delta_{a,M}, \sum_1^n X_v' - \delta_{c,M}, \sum_1^n X_v' \right) + \sum_1^n Y_G \left(\delta_{a,M}, \sum_1^n Y_v' - \delta_{c,M}, \sum_1^n Y_v' \right) \right] + \frac{W}{k_y} \left[\beta \left(\delta_{a,M}, \sum_1^n Y_v' - \delta_{c,M}, \sum_1^n Y_v' \right) - \delta_c, \sum_1^n Y = 1 \right]}{\left[\beta \left(\delta_{a,M}, \sum_1^n X_v' - \delta_{c,M}, \sum_1^n X_v' \right) - \delta_c, \sum_1^n X = 1 \right] - \frac{k_x}{k_y} \left[\beta \left(\delta_{a,M}, \sum_1^n Y_v' - \delta_{c,M}, \sum_1^n Y_v' \right) - \delta_c, \sum_1^n Y = 1 \right]}$$

Bezeichnet man mit W den von dem Netzgewölbe mitaufzunehmenden Teil des Winddrucks auf die Wand einschließlich der Horizontalkompo-nenten des unmittelbar von der Dachkonstruktion aufzunehmenden Wind-drucks, und bezeichnet man ferner mit k_x und k_y das Verhältnis der Summe der Horizontalkomponenten der Tragebenenwiderstände X bzw. Y zu der Summe von X bzw. Y schlechthin, so gilt ferner:

$$k_x \sum_1^n X + k_y \sum_1^n Y + W = 0,$$

woraus folgt

$$\sum X = - \frac{W + k_y \sum_1^n Y}{k_x},$$

$$\sum Y = - \frac{W + k_x \sum_1^n X}{k_y},$$

mithin:

$$-\delta_c, S/2 + W_D = \sum_1^n X \cdot \delta_c, \sum_1^n X = 1 - \frac{W + k_x \sum_1^n X}{k_y} \cdot \delta_c, \sum_1^n Y = 1.$$

Hieraus schließlich:

$$\sum X_{\text{Giebel}} = - \frac{k_y \delta_c, S/2 + W_D - W \delta_c, \sum_1^n Y = 1}{k_y \delta_c, \sum_1^n X = 1 - k_x \delta_c, \sum_1^n Y = 1}$$

In gleicher Weise ergibt sich:

$$\sum Y_{\text{Giebel}} = - \frac{k_x \delta_c, S/2 + W_D - W \delta_c, \sum_1^n X = 1}{k_y \delta_c, \sum_1^n X = 1 - k_x \delta_c, \sum_1^n Y = 1}$$

Nicht so einfach ergeben sich die Kräfte X und Y für den Innen-bereich des Netzgewölbes. Die Verschiebung δ_c der Gl. * ist gleich-bedeutend mit der Horizontalverschiebung der Firsttragebenen infolge ihrer Belastung durch die Kräfte X und Y ; in derselben Weise ist die Ver-schiebung δ_a der genannten Gleichung identisch mit der Horizontalver-schiebung der Randtragebenen.

Im vorliegenden Stützungsfall C ist nicht wie im Falle B die Ver-schiebungslinie der Tragebenen notwendig affin mit der Linie der Trag-ebenenbelastungen, und zwar infolge der Einführung der Translation, wo-nach sich die infolge von $S/2 + W$ entstanden gedachten X -Kräfte gewisser-maßen an den Y -Tragebenen abstützen, also nicht mehr an den Auflagern, und die Y -Kräfte an den X -Tragebenen, woraus sich die gegenseitige Verstärkung bis zur Erzielung von Differenzkräften Z , die den Gleich-gewichts- und elastischen Verhältnissen in Wirklichkeit natürlich unmittel-bar entsprechen, verstehen läßt. Im Stützungsfall C ist, während die Ver-schiebungslinie auch wieder ziemlich genau parabolisch verläuft, die Belastungslinie eine breitere Kurve, die etwa durch eine höhere Parabel angenähert werden könnte. Die Zahlenrechnungen zeigen jedoch, daß das Endergebnis gegen die Art der Annahme praktisch genügend un-empfindlich ist, um mindestens für die erste Approximation, solange keine früheren Berechnungen ähnlicher Art vorliegen, die Belastungslinie als gewöhnliche Parabel einführen zu können. Es wird, wie schon im Stützungsfall B, so vorgegangen, daß die Belastung durch Faktoren α und $\beta = 1 - \alpha$ an den Verschiebungen für gleichmäßig verteilte Last gemessen wird.

Hier wird die Berechnung nur noch für die Dachmitte durchgeführt; es ist jedoch ohne weiteres ersichtlich, wie in analoger Weise Zwischen-werte ermittelt und damit gleichzeitig eine Korrektur der Belastungslinie, also der Faktoren α und β , durchgeführt werden könnte. Es zeigt sich, daß, ebenso wie im Stützungsfall B, die Genauigkeit dieser approximativen Berechnung in rascher Konvergenz beliebig gesteigert werden kann; man wird natürlich solche Korrekturrechnungen erst dann vornehmen, wenn die Netzmaße, die Bemessung der Elemente und die genauen Auflager-bedingungen im wesentlichen endgültig beschlossen sind.

Setzen wir also für die Dachmitte

$$\delta_c = - \left[\left(\alpha \sum_1^n X_G + \beta \sum_1^n X_M \right) \delta_{c,M}, \sum_1^n X_v' + \left(\alpha \sum_1^n Y_G + \beta \sum_1^n Y_M \right) \delta_{c,M}, \sum_1^n Y_v' \right]$$

und

$$\delta_a = - \left[\left(\alpha \sum_1^n X_G + \beta \sum_1^n X_M \right) \delta_{a,M}, \sum_1^n X_v' + \left(\alpha \sum_1^n Y_G + \beta \sum_1^n Y_M \right) \delta_{a,M}, \sum_1^n Y_v' \right]$$

so ergibt sich

Eine analoge Gleichung ergibt sich für $\sum_1^n y_M$. Für jeden Gewölbestreifen T_x muß sein

$$k_x \sum_1^n X_x + k_y \sum_1^n Y_x + W = 0.$$

Bei Anordnung von Zugbändern nach Abb. 4a an Stelle eines oder beider fester Auflager ist es natürlich von Bedeutung für die ganze Rechnung, ob die Zugbänder im Endergebnis gespannt sind oder nicht.

Bei den Stützungsfällen B und C ist zu beachten, daß die Belastungslinien der Tragebenen an den Enden in den Regelfällen Unstetigkeiten nach Abb. 13 aufweisen werden. Dicht vor der Giebelwand wird die Plattensteifigkeit der Tragebenen sehr rasch auf nicht mehr zu vernachlässigende Werte ansteigen; ferner wird die Verschiebung der Tragebenen an den Enden sehr gering, so daß die Stablängenänderungen der Zweigelenkstreifen, die bisher vernachlässigt werden konnten, zur Geltung gelangen. Man kann annehmen, daß in nächster Nähe der Giebelwände die einfache Föppl'sche Kräftezerlegung nach Abb. 2 u. 3 in Frage kommt. Der Bereich dieser Wirkung kann offenbar nur sehr gering sein. Nennenswerte Biegemomente aus der Plattensteifigkeit brauchen dabei nicht berücksichtigt zu werden, da ihr Auftreten unmittelbar und ferner mittelbar durch Aktivierung der Zweigelenkbogen wieder eine Milderung der Föppl'schen Zerlegung zur Folge hätte.

Selbst wenn man die eben genannten Störungen der bisherigen Abstraktionen berücksichtigt, ergeben sich nach den Giebelenden hin schwächere Lamellen als in der Mitte. Das hat den Vorteil, daß die Linien der Tragebenenverschiebungen aus Gurt und Wand sehr ähnlich werden, wodurch sich in den Fällen, in denen der Wandeinfluß nicht sowieso verschwindet, die Berechnung von vornherein etwas genauer gestaltet. Das gilt allerdings nicht für eingespannte Tragebenen. In wichtigeren Fällen, bei denen der Wandeinfluß eine etwas größere Bedeutung als gewöhnlich haben sollte, braucht man dann nur die erste Approximation, die mit einem Schnitte quer durch die Dachmitte auskam, durch einen oder mehrere weitere Schnitte zu ergänzen.

Bei einwandfreier Verwirklichung der in den obigen Entwicklungen implizite enthaltenen Mindestforderungen in konstruktiver Hinsicht, wie solche nach zentralen Anschlüssen, Aufteilung der Pfetten in Ober- und Unterpfette u. a. m., sind Zusätze zu den auf Grund dieser Ausführungen ermittelten Biegemomenten und Spannkraften nicht zu machen,

da, abgesehen von der in der Regel vorliegenden großen zusätzlichen Verfestigung des abstrakten Tragwerks der Berechnung durch die Dachhaut, der kinematische Mechanismus der hochgradig statisch unbestimmten Konstruktion der hier vorliegenden Art in weitgehender Weise das Bestreben hat, eine Verteilung nach den gegebenen Tragfähigkeiten der Elemente herzustellen, die sich zudem in der Regel nur stufenförmig und nicht stetig in ihren Querschnittsabmessungen ändern. Voraussetzung ist natürlich der übliche, tadellos zähe Baustoff und die festigkeitstheoretisch richtige Ausbildung der Tragwerkselemente.⁸⁾

Nach Durchführung einiger Zahlenrechnungen wird man den geringen Einfluß erkennen, den eine Verschiedenartigkeit der heuristischen Ausgangskurven hat. Man vergleiche damit den viel größeren Einfluß einer Änderung der doch nur sehr grob wählbaren Belastungen. Aus diesem Grunde kann man auch Wind und Schneelast mit den gleichen Kurven getrennt behandeln. Es ergibt sich dann, daß bei Pfeilhöhen unter $f=1/7,25$ der Wandeinfluß im Falle B außer Betracht bleiben kann, wenn die preußischen Bestimmungen zugrunde gelegt werden.

Es wäre auch noch in manchen anderen Fällen größerer statischer Unbestimmtheit, z. B. bei vielwändigen Türmen angebracht, mit einer Methode sukzessiver, nötigenfalls auf heuristischen Ausgangsannahmen aufgebauter Approximation vorzugehen. Die augenblickliche etwas starre Einstellung der Technik auch in diesen Fällen auf die vermeintlich exaktere direkte Ermittlung ist häufig unbegründet, da mindestens technische Rechnungen, sofern sie metrischer Natur sind, doch stets nur approximativen Charakter haben.⁹⁾

So könnte man auch noch, vielleicht gemeinsam mit einem direkten Verfahren, den Fall, daß nicht wie bei den oben behandelten Aufgaben der Bogeneinfluß dominiert, sondern der Netzwerkeinfluß, mit Hilfe sukzessiver Approximation zu behandeln versuchen. Föppl'sche Netzwerke kommen eigentlich bisher nur in der Literatur vor, wenn man von einigen Ausführungen historischer Bedeutung absieht: Sie würden durch ein günstigeres Berechnungsverfahren in Gemeinschaft mit absichtlicher Bildung schwach biegungsfester Stabzüge möglicherweise doch zu Ansehen gelangen können.

⁸⁾ Die sich bei Lamellendächern weitgehend auf systematische Versuche gründen muß.

⁹⁾ Bezüglich der Problematik metrischer Genauigkeit vergl. die Arbeiten des Verfassers: „Das Problem der Kontinuität“ und „Die Unmöglichkeit absoluter metrischer Präzision und die erkenntnistheoretischen Konsequenzen dieser Unmöglichkeit“. München 1927. C. H. Beck.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Staatenhaus der Pressa.

Von Stadtbaurat Dr. Niggemeyer und Ingenieur Bruno Müller in Köln.

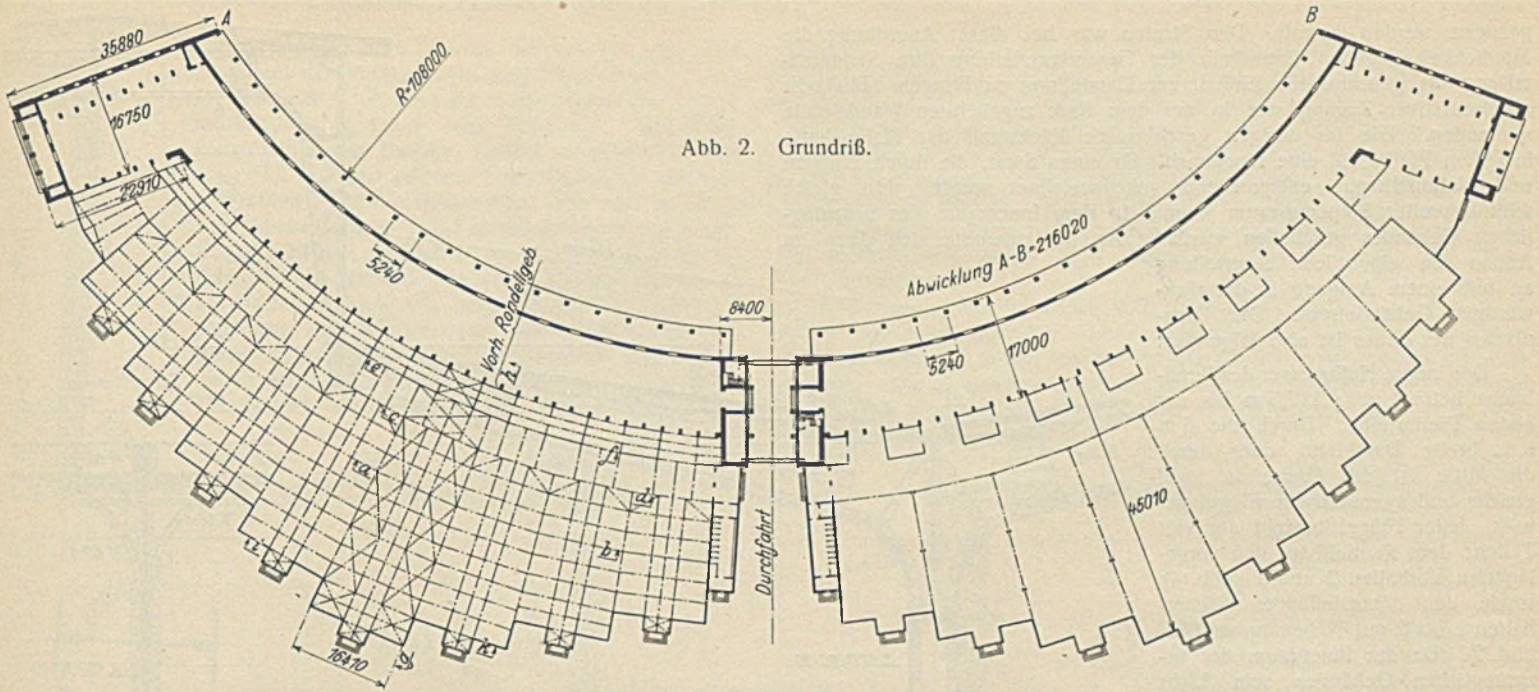
Bevor die Bebauung des rechten Rheinufer bei Köln ihre heutige Gestalt annahm, zeigte sich dort folgendes Bild. Der zwischen Mülheim und Deutz sich am Stromufer hinziehende Rheinpark endete südlich mit

dem Parkhaus am sogenannten Messerelgelände, einem von behelfsmäßigen Ausstellungshallen umstandenen großen Platze von unregelmäßiger Form. Dieser Platz trennte den Rheinpark von der südlich anschließenden



Abb. 1. Gesamtansicht.

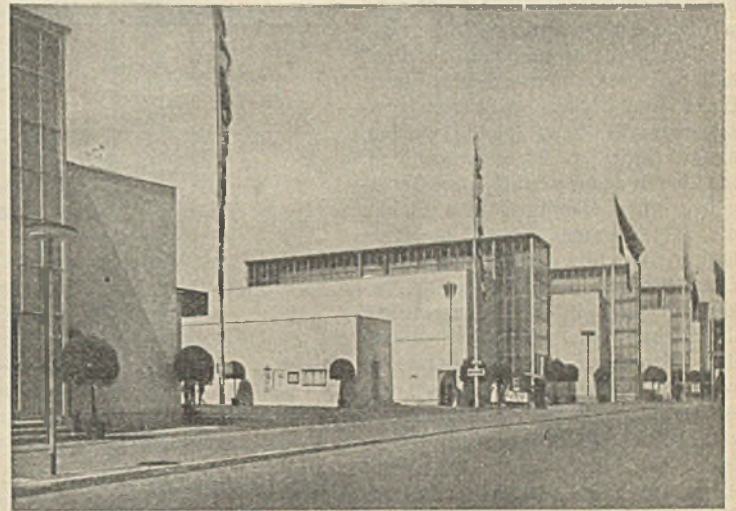
Gebäudegruppe der festen Messe- und Ausstellungshallen, der großen Konzerthalle und des Messehofes und wartete schon seit langem seiner endgültigen Gestaltung. Östlich wurde das Freigelände begrenzt von der nahezu 100 m breiten Fläche der Verschiebgleise des Bahnhofs Deutz-Tief. Sie schob sich trennend zwischen das Uferland und ein großes, noch ungenutztes Gelände, das für spätere Ausstellungen großen Umfangs und andere Veranstaltungen ähnlicher Art auszuweisen ist, und das der unmittelbaren Verbindung mit dem Rheinpark um so mehr bedarf, als es durch einen durchlaufenden Grünstreifen einen Zusammenhang mit den die äußeren rechtsrheinischen Stadtteile durchziehenden Parkflächen schaffen soll. Die Mittelachse dieses zukünftigen Ausstellungslandes verläuft in Richtung zum Messerelgelände, wo sich ebenfalls die Hauptlinien des Rheinparks und die Achse der Messe- und Ausstellungshallen treffen. All diese Linien bilden verschiedene Winkel



zueinander, weil das Rheinufer an dieser Stelle eine sanfte Krümmung aufweist.

Es entstand also die Aufgabe, drei bisher ohne Zusammenhang nebeneinander bestehende Anlagen — Rheinpark, Messe- und Ausstellungshallen und östliches Erweiterungsgelände — in gegenseitige Beziehung zu bringen, hierbei die unerwünschte Nachbarschaft des annähernd in Geländehöhe liegenden Eisenbahnkörpers weniger fühlbar zu machen und diesen gleichzeitig mit einem breiten Verkehrswege zu unterfahren oder zu überbrücken. Zu diesem Zwecke wurde eine große kreisrunde Gartenanlage mit mittlerem Springbrunnen und breiten Promenadenwegen, zur Abhaltung von Gartenkonzerten geeignet, geschaffen (Abb. 1). Von ihrem Mittelpunkt strahlen die nach verschiedenen Richtungen gehenden Geländeachsen aus. Auf der der Eisenbahn zugekehrten Seite wurde sie durch einen der Kreislinie folgenden langgestreckten Baukörper begrenzt und architektonisch gefaßt, der im Innern einen einheitlichen Ausstellungsraum bietet und nach dem Park zu sich in einer geräumigen Wandelhalle öffnet. Der bereits bestehende Parkteil weiter nördlich hatte einen mehr landschaftlichen Charakter; hier, beim Übergang in das Ausstellungsgelände, erhielt der neue Teil durch diese Anordnung eine strengere architektonische Fassung, die nunmehr den Mittelpunkt des gesamten Stadtausschnitts zwischen Mülheimer Hafen, Hohenzollernbrücke und Deutz-Mülheimer Landstraße darstellt. Die noch nicht zur Ausführung gekommene Verbindung mit dem östlichen Erweiterungsgelände spricht sich in einem starkbetonten, die Mitte des Rundbaues durchbrechenden portalartigen Durchgang aus.

An den beiden Schmalseiten endet der geschwungene Hauptkörper des Gebäudes in quergelagerten Seitenflügeln. Die Bestimmung des Rundbaues, bei seiner erstmaligen Benutzung während der Internationalen Presseausstellung, die Sonderausstellungen der fremden Staaten aufzunehmen, gab ihm Namen und Gestalt. In seiner ursprünglichen Ausdehnung, die sich auf den halbrunden Baukörper mit den Seitenflügeln beschränkte, war er nur für Ausstellungen mittleren und kleineren Um-



fanges bestimmt, da für große Veranstaltungen in den bereits vorhandenen Ausstellungshallen hinreichend Platz war. Für die zahlreichen und teilweise ausgedehnten Ausstellungen der Staaten bedurfte das Gebäude deshalb einer starken räumlichen Erweiterung. Seine geschwungene Grundform sowie der Umstand, daß jeder einzelne Staat je nach dem Ausmaß seiner Ausstellung größeren oder kleineren Raum beanspruchte, führte dazu, auf der Rückseite des Gebäudes fächerartig einzelne Sektoren von rhythmisch wechselnder Länge anzugliedern, von denen jeder als Raum für sich durch leichte Trennwände abgeschlossen oder auch, wenn es nötig werden sollte, mit den Nachbarsektoren als Raumeinheit zusammen-

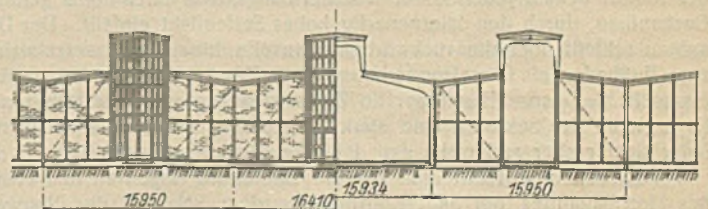
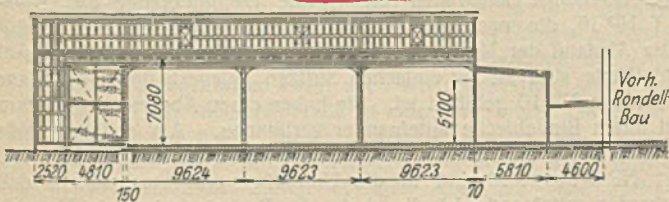
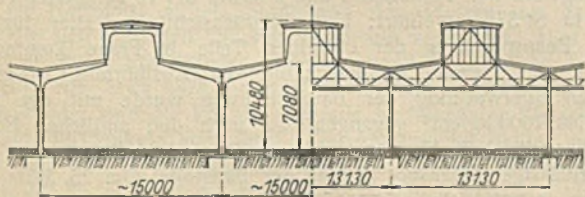


Abb. 4c. Schnitt g-h.

Abb. 4a bis d. Einzelheiten der Sektor (Fächer-)hallen. (Vergl. Grundriß Abb. 2.)

gezogen werden konnte. Den Staaten war bei dieser Anordnung die Möglichkeit gegeben, innerhalb der Gesamtausstellung ihre Sonderabteilung als geschlossene Einheit zur Darstellung zu bringen. Ein sehr repräsentativer Zugang war in der dem Park zugekehrten Wandelhalle vorhanden. Die im übrigen geschlossene Rückwand der Halle hatte in jedem Pfeilerfeld eine Eingangstür für einen Staat, die durch Wappen und Nationalflagge entsprechend gekennzeichnet wurde. Ein gleich wirkungsvoller Empfangsraum konnte in dem Innenraum des ursprünglichen Gebäudes geschaffen werden. An ihn gliederte sich dann im Anbau die eigentliche Ausstellung an mit einem Ausgang in der rückwärtigen Gebäudefront. Der Organismus des Baues ist also folgender:

Der innere Halbmesser des Rundbaues beträgt etwa 112,5 m bis zur ersten Pfeilerreihe. Durch die 6 m i. L. breite Durchfahrt quer durch die Mitte ist das Ganze in zwei gleiche und symmetrische Flügel geteilt. Jeder Flügel besteht aus vier Teilen: dem Rondellbau, den vorgelegerten Vorhallen 2 und 1 (Abb. 4), sowie den daranstoßenden Fächerhallen 1 bis 8 mit Nebenräumen (Abbild. 2). Da der Innenraum des ursprünglichen Gebäudes sein Licht durch hochliegende Fenster der rückwärtigen Außenwand bezieht, mußte der Anschluß des Anbaues zur Freihaltung dieser Fensterfläche durch Einschaltung eines niedrigen Zwischenbauteiles bewerkstelligt werden, dessen Dach für sich entwässert ist. In ihm konnten seitlich der Durchgänge vom Hauptbau zum Anbau die erforderlichen Nebenräume Platz finden, die ihre Belichtung durch Oberlicht und hohes Seitenlicht bekamen. Der in Stein ausgeführte Rondellbau hat ein 4,5 m breites Vordach, das von Steinpfeilern getragen wird. Gürtelartig legt sich an die Außenseite des Rondellbaues eine ebenfalls der Rundung folgende Vorhalle (Nr. 2) von 4,6 m Breite und 2,8 m Höhe an. Eine zweite vorgelegerte gleichermaßen segmentartige Vorhalle (Nr. 1) ist um etwa 2,7 m höher als Halle 2 und hat eine Breite von 5,85 m. Gegen die bogenförmige Außenkante der Vorhalle 1 stoßen mit einer Giebelseite fächerartig je acht Hallen, die alle gleichen Hallen-Querschnitt haben, jedoch von verschiedener Länge sind, so daß sie mit der anderen Giebelseite gestaffelt gegeneinander vorspringen (Abb. 3). Den Zwischenraum der Fächerhallen 1 und der Rondellflügel füllt je ein Nebenraum.

Der ursprüngliche Rundbau war gleich den übrigen Neubauten im Ausstellungsgelände als Eisenbetonbau ausgeführt und erhielt wie sie eine Verkleidung von ausgesuchten Ziegelsteinen, die durch zweierlei leicht voneinander abweichende Oberflächenbehandlung und -färbung eine zarte Musterung in wagerechten Streifen zeigt. Der Anbau wurde nicht lediglich als Behelfsbau für die Pressa hergestellt, sondern in einer Ausführung, die gegebenenfalls späterhin auch eine anderweitige Verwendung gestattet. Hierzu schien Stahlfachwerk das Gegebene zu sein, wie denn überhaupt bei der Erweiterung der alten Messeanlagen, die ihrerseits in Eisenbeton ausgeführt sind, in weitestem Umfang Stahl als Baustoff zur Verwendung gekommen ist.¹⁾

Die Außenwände erhielten glatten weißen Verputz. Für die Belichtung des Innern bekam jeder Sektor in seiner Längsachse einen höher geführten Dachaufbau, durch den laternenartig hohes Seitenlicht einfällt. Der Dachaufbau schießt über die rückwärtige Stirnseite hinaus und setzt sich bis zum Fußboden als Glaseisenvorbau vor die Front (Abb. 2 u. 4b), wodurch einerseits der ganze Baukörper im Zusammenhang mit dem fächerartigen Divergieren der Sektoren eine stark ausgeprägte einheitliche Gliederung, jeder Sektor aber andererseits eine lebhaftige Eigenbetonung erhält.

Vorarbeiten, Entwurf und oberste Bauleitung lagen in den Händen des Hochbauamtes der Stadt Köln; außer dem Schöpfer des Bauwerks,

¹⁾ Vergl. „Der Stahlbau“ 1928, Heft 7: Pirlet, Der Turm der Kölner Messeanlagen.

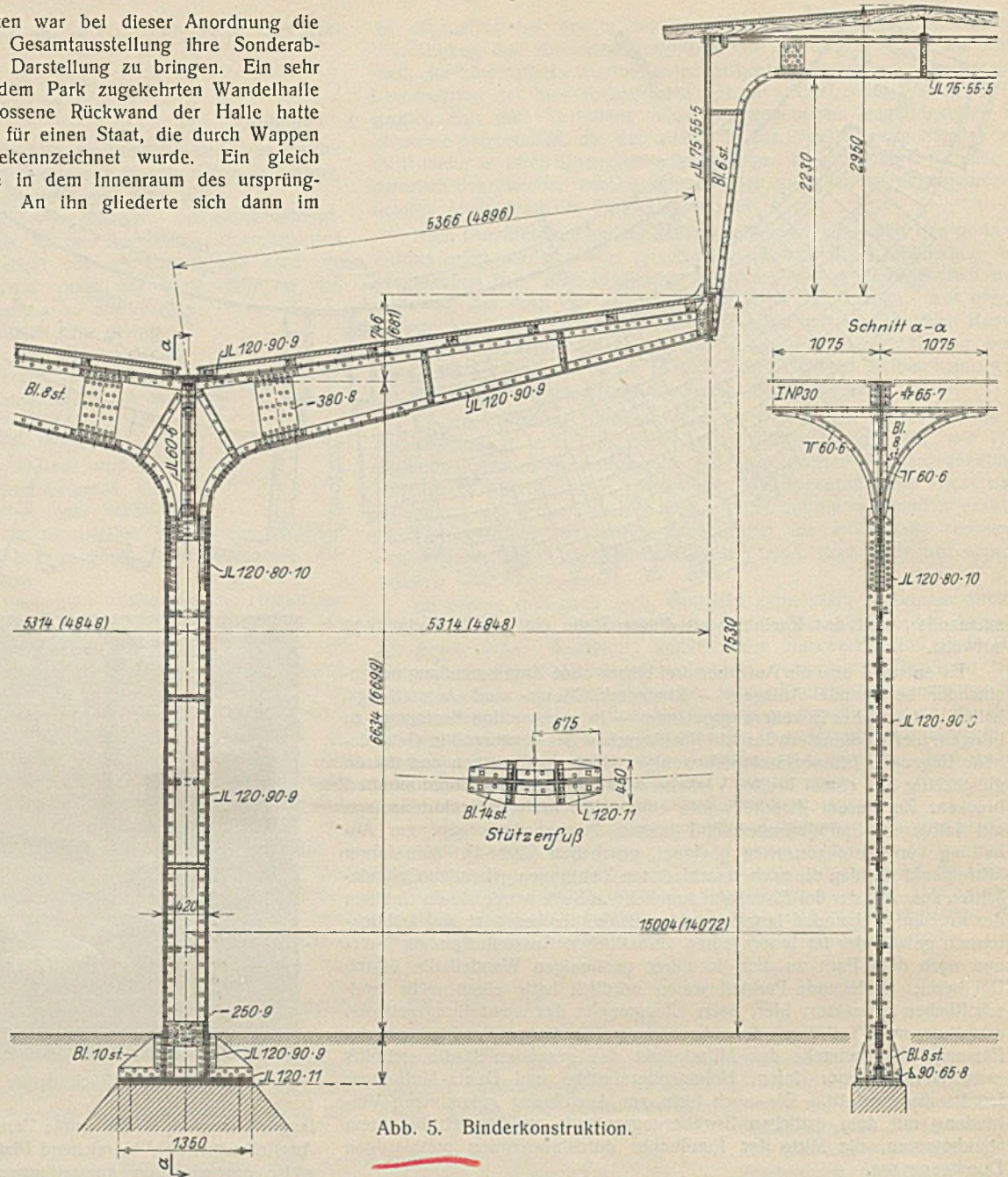


Abb. 5. Binderkonstruktion.

Stadtbaudirektor Adolf Abel, war Regierungsbaumeister Schulte-Frohlinde bei der Durchführung des Bauvorhabens besonders beteiligt. Die Lieferung und Aufstellung der in folgendem eingehend behandelten Stahlkonstruktionen erfolgte durch die Firma J. Pohlig A.-G., Köln-Zollstock, die Gesamtausführung des Staatenhauses durch die Firma Kloth A.-G., Köln.

Das Tragwerk der Vorhallen 1 und 2 sowie der vorgelegerten Fächerhallen ist in St 37 ausgeführt: Unter Berücksichtigung aller für eine ungünstige Beanspruchung der einzelnen Teile in Frage kommenden Belastungen, der Gewähr für einwandfreieste Ausführung, sowie der zuverlässigen Überwachung der Bauausführung wurde mit der Beanspruchung bis 1600 kg/cm² gegangen, die nach den amtlichen Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 25. März 1925, Absatz B, 3b gestattet ist.

Vorhalle 2 von 4,6 m Breite und etwa 3,7 m lichter Höhe von Fußboden Oberkante hat radial verlaufende Dachunterzüge aus Walzträgern T NP 16, die nach der Außenseite mit etwas Gefälle verlegt sind. Der Abstand der Unterzüge beträgt etwa 3,1 m bzw. 6,1 m. Auf der Rondellseite sind sie auf einfachen Stützen gelagert, deren Kopf aus zwei U-Profilen NP 10 gebildet ist. Sie haben einen Abstand von 70 mm und sind durch Bindebleche miteinander verbunden. Am anderen Ende sind die Unterzüge an den Dachstützen der Halle 2 aufgelagert. Die Pfetten T NP 8 bzw. 14 sind in die Unterzüge eingewechselt, so daß die Oberkanten miteinander bündig sind. Als Dacheindeckung ist Doppel-Teerpappdach auf Holzschalung und Holzsparren ausgeführt. In dieser Halle sind eine Anzahl kleiner Büros für die einzelnen Staaten unter-

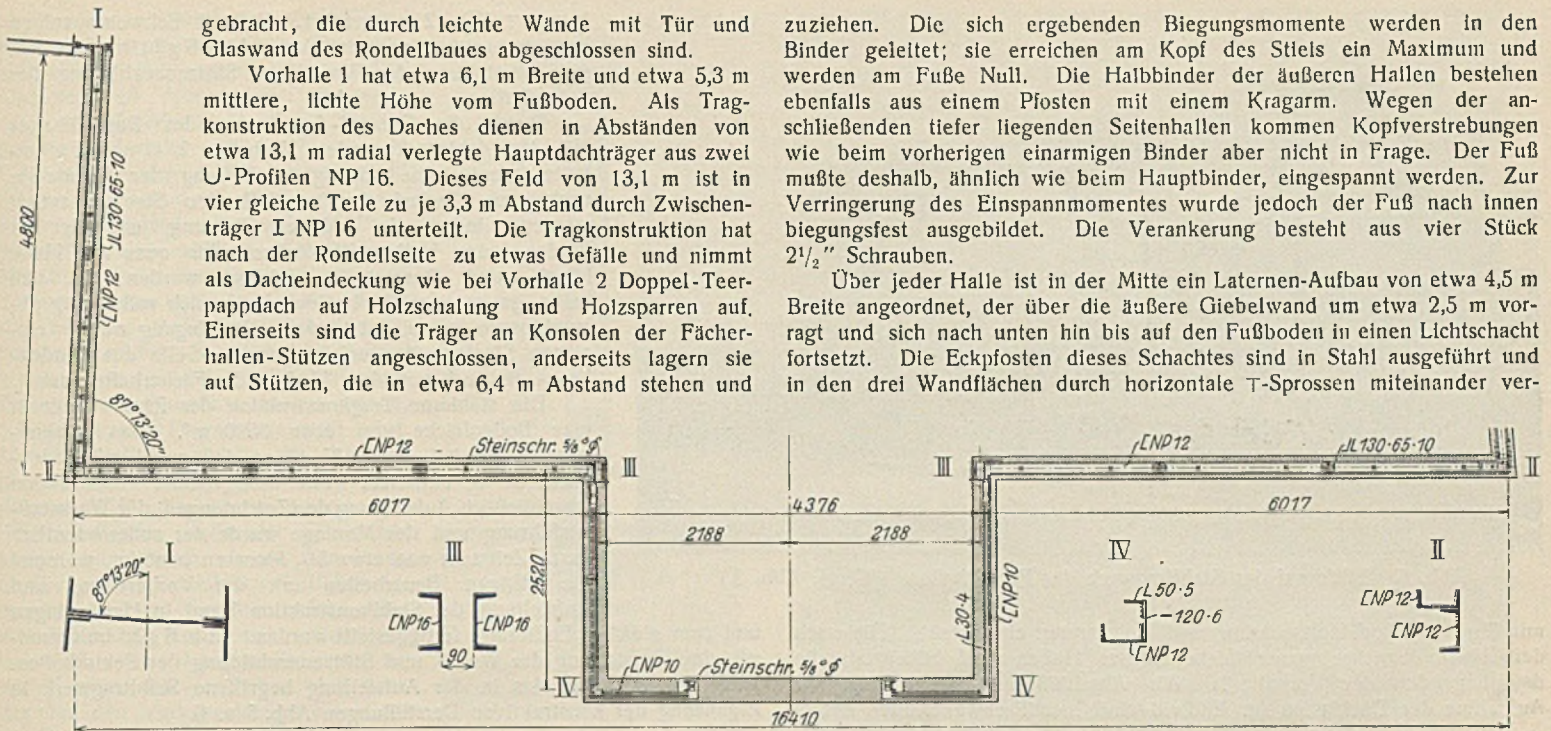


Abb. 6. Wand- und Stützensausbildung der Sektor (Fächer-) hallen.

aus zwei U-Profilen mit Verschnallung ausgeführt sind. Der jedesmal zwischen zwei Stützen liegende Dachunterzug NP 16 wird durch einen Kopfträger aus zwei U-Profilen NP 16 abgefangen, der zwischen zwei benachbarten Stützen vorgesehen ist. Diese U-Profile tragen gleichzeitig die 1,3 m breite vertikale Glaswand, die als Wandabschluß über dem Dach der Vorhalle 2 gegen Vorhalle 1 angeordnet ist. Als Verglasung ist Rohglas von etwa 500 mm Breite gewählt, das in bekannter Weise auf stählernen T-Sprossen mittels Kitt und Stifte verlegt ist. Die Sprossen sind mit dem oberen und unteren Abschlußwinkel nicht etwa vernietet, sondern verschweißt.

Die fächerartigen acht Hallen der beiden Segment-Stücke (Abb. 4 a bis d) haben gleichen Hallen-Querschnitt von etwa 15 m Stützweite, die Länge der Hallen ist verschieden. Die inneren Giebelseiten, also nach dem Rondell zu, liegen auf einer Kreislinie, während die äußeren Stirnseiten gegeneinander abgestuft sind. Halle 5 hat eine Länge von etwa 33,9 m, Halle 4 und 6 von 29,1 m, Halle 3 und 7 von 24 m, Halle 2 und 8 von 19,5 m und Halle 1 ist mit 14,7 m am kürzesten. An Halle 1 schließt sich noch ein Nebenraum bis zu den Seitenflügeln des Rondellbaues mit etwa 9,6 m Länge. Die Bedachung wird von Hallenbindern (Abb. 5) getragen, die aus einem Stiel bestehen, der sich in zwei Arme teilt (Bahnsteighallenbinder). Die Höhe über Fußboden bis Oberkante Binderstiel ist etwa 6,7 m. Der Stützenfuß unter Flur ist 500 mm hoch. Die unter 8° nach der Mitte zu geneigten Arme haben eine horizontale Reichweite von etwa 5,3 m. Der Binder ist aus Stehblech, Gurtwinkeln, Lamellen und Aussteifungswinkeln ausgeführt und der Stützenfuß, der zur Aufnahme des Einspannmomentes aus einseitiger Schneebelastung und aus den Windlasten mit vier Stück 1 1/4" Fundamentanker versehen ist, ist durch Stoßbleche an den Pfosten angeschlossen. Am Kopfe verbindet ein Herzstück mittels Stoßbleche den Pfosten mit den Binderarmen, die sich nach den äußeren Enden hin verjüngen. Hier setzt sich die Laterne durch Portalbinder ohne Zugband auf. Diese haben eine Stützweite von etwa 4375 mm und eine gesamte Höhe von 2650 mm. Wie die Binder sind die Portale ebenfalls in bekannter Weise aus Stehblech und Gurtwinkeln ausgeführt. Der Abstand der Binder voneinander beträgt etwa 9,63 m und wird am Kopf der Binder in der Pfosten-Achse durch T NP 30 teilweise mit bzw. ohne Lamellen gehalten. Die Enden der Binderarme schließen an einen Blechträger von 450 mm Höhe an, der gleichzeitig die Glaswand der Laterne trägt. Zwischen diesem und dem vorerwähnten Unterzug sind Pfetten T NP 16 in Abständen von etwa 3,2 m angeordnet und mit Winkeln an den Stegen angeschlossen, so daß deren Oberkante etwas tiefer als die Oberkante der Unterzüge liegen. Bei der abgestuften Form der Hallen-Außenlinie ergibt sich, daß die Giebelwand der kleineren Halle in einen einseitigen Binder der etwas größeren übergehen muß. Dieser Binder ist ähnlich den Hauptbindern ausgeführt, jedoch mit dem Unterschied, daß er anstatt eines rechten und eines linken Armes nur einen einzigen Arm hat. Die auftretenden vertikalen und horizontalen Belastungen werden nicht durch Einspannung des Stützenfußes aufgenommen, sondern es ist in diesem Falle einfacher, die aus anderen Gründen eingebauten Wandverbände zum Tragen heran-

zuziehen. Die sich ergebenden Biegemomente werden in den Binder geleitet; sie erreichen am Kopf des Stiels ein Maximum und werden am Fuße Null. Die Halbbinder der äußeren Hallen bestehen ebenfalls aus einem Pfosten mit einem Kragarm. Wegen der anschließenden tiefer liegenden Seitenhallen kommen Kopfverstrebenungen wie beim vorherigen einarmigen Binder aber nicht in Frage. Der Fuß mußte deshalb, ähnlich wie beim Hauptbinder, eingespannt werden. Zur Verringerung des Einspannmomentes wurde jedoch der Fuß nach innen biegefest ausgebildet. Die Verankerung besteht aus vier Stück 2 1/2" Schrauben.

Über jeder Halle ist in der Mitte ein Laternen-Aufbau von etwa 4,5 m Breite angeordnet, der über die äußere Giebelwand um etwa 2,5 m vorragt und sich nach unten hin bis auf den Fußboden in einen Lichtschacht fortsetzt. Die Eckpfosten dieses Schachtes sind in Stahl ausgeführt und in den drei Wandflächen durch horizontale T-Sprossen miteinander ver-

bunden, die zur Aufnahme der klaren Glasscheibe von etwa 500 bis 600 mm Breite dienen. Als Längssprossen sind ebenfalls T-Profile verwandt. Auch diese Sprossen sind unter sich und mit den abschließenden Rahmenwinkeln durch Schweißen verbunden. Im unteren Teile des Glasvorbaues ist eine Türöffnung von etwa 2,1 m Breite und 2,7 m Höhe. Die vertikalen Längswände des Laternen-Aufbaues sind als Glasband von etwa 2,5 m Höhe, die durch eine horizontale Sprosse unterteilt ist, ausgeführt. Die Glaswände werden von den Blechträgern, die die Enden der Binderarme verbinden, getragen. Als Oberabschluß dient ein liegender U-Träger NP 18, das durch schmale T-Profile Nr. 8 auf dem Unterzug der Glaswand abgestützt wird. Dieser U-Träger ist gleichzeitig Traufpfette des Laternen-Aufbaues. Die Sprossen sind mit den Rahmenwinkeln ebenfalls durch Schweißung verbunden. In jeder Glaswand des Laternen-Aufbaues befinden sich ein bzw. zwei bewegliche Lüftungsklappen, die um eine horizontale Achse drehbar gelagert sind und vom Fußboden

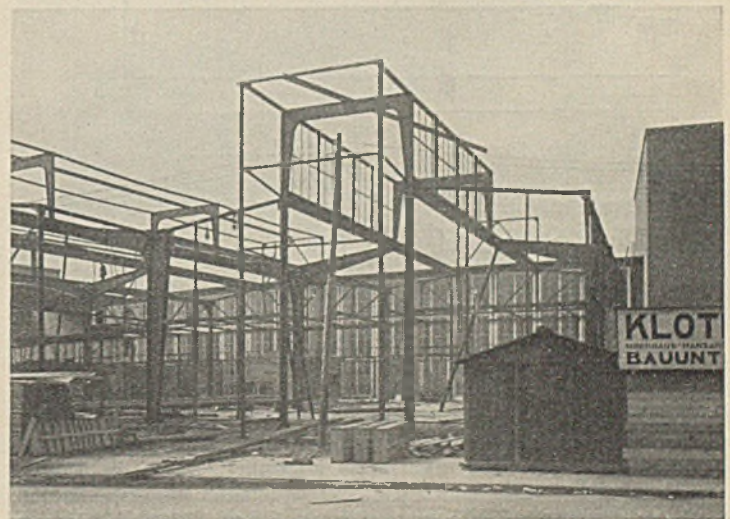


Abb. 7. Hallenbinder beim Zusammenbau.

aus mittels einer Zugvorrichtung geöffnet werden können. Als Firstpfette geht über die Portalbinder des Laternen-Aufbaues ein T-Träger hinweg, der als Gerberbalken ausgeführt ist. Als Pfetten mit überragenden Enden sind T NP 18, als eingehängte Träger T NP 14 verwandt. Die Verbindung zwischen den fortlaufenden Trägern ist in bekannter Weise durch Laschen hergestellt, die an dem aufgelegten Träger angenietet sind und an dem eingehängten durch ein Loch verschraubt sind.

In den ersten Pfettenfeldern, die nach dem Rondell zu liegen, sind leichte Verbandsisen eingezogen, in den Dachflächen der Halle 5 sind ebenfalls Verbände vorgesehen. Auch die Dächer der Fächerhallen sind

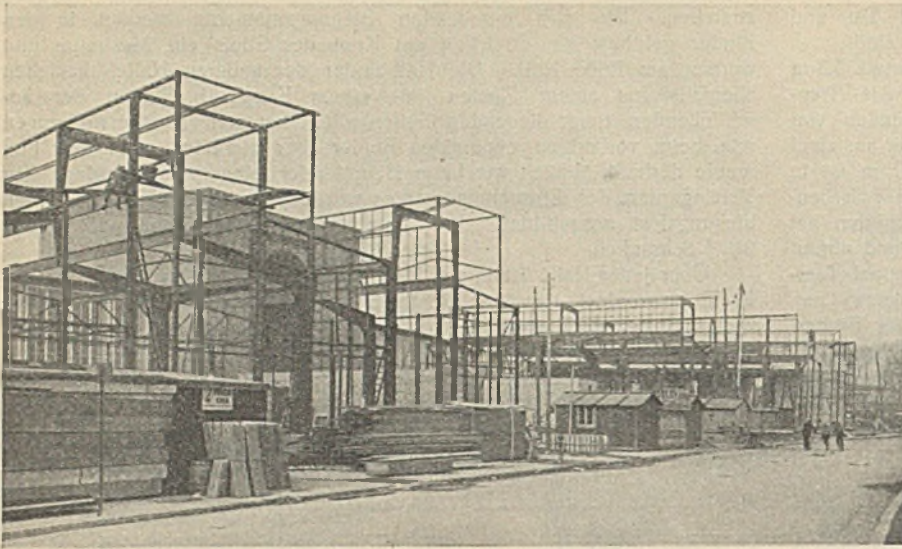


Abb. 8. Blick auf das Stahltragwerk der Fächerhallen. (Vergl. Abb. 3.)

mit Teerpappe auf Holzschalung und Holzsparren eingedeckt. Die nach dem Rondellbau gelegenen Giebel dieser Hallen sind höher als die davorliegenden der Vorhalle 1. Als Abschluß und gleichzeitig zur Aufnahme der Dachlasten im Endfeld sind hier Fachwerkbinder aus U

bezw. T NP 12 ausgeführt, die mit Schwemmsteinen ausgemauert und verputzt sind. Abb. 6 gibt im Grundriß eine Darstellung der Wand- und Stützenausbildung der Sektorhallen.

Durch die Gesamt-Anordnung des Rondellbaues mit den dahinterliegenden Vorhallen 2, 1 und Fächerhalle konnte eine günstige Aufteilung der Stände je nach dem Bedarf der ausstellenden Staaten erzielt werden, indem in radialer Richtung entweder in Binder- oder Hallenmitte-Achse oder quer zur Halle Längs- und Querwände errichtet wurden, so daß halbe, ganze oder $1\frac{1}{2}$ Hallen, die in sich vollständig abgeschlossen waren, entstanden. Der Zugang zu den einzelnen Staatenhallen erfolgt von der Seite des Rondellbaues als auch von dem Vorbau der Fächerhallen aus.

Die stählerne Tragkonstruktion der Räume bedeckt eine Bodenfläche von etwa 8500 m². Das Gesamtgewicht beträgt etwa 485 t, so daß auf 1 m² Bodenfläche 57 kg entfallen. Für die gesamte Konstruktion einschließlich Anfertigung der Zeichnungen, der Werkstattausführung und der Montage wurde der außerordentlich kurze Zeitraum von etwa $3\frac{1}{2}$ Monaten benötigt, während die übrigen Bauarbeiten mit der Vorbereitung und Aufstellung der Stahlkonstruktion Hand in Hand gingen und zum gleichen Endtermin fertiggestellt wurden. Abb. 6 gibt im Grundriß eine Darstellung der Wand- und Stützenausbildung der Sektorhallen. Abb. 7 u. 8 zeigen das in der Aufstellung begriffene Stahltragwerk in Ergänzung der konstruktiven Darstellungen Abb. 5 u. 6.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Flugzeughalle in Kiel-Voßbrook.

Von Oberingenieur W. Schneider, Kiel.

Von den letzten Bauten, welche die Brückenbauanstalt Gebrüder Andersen in Kiel-Hassee ausgeführt hat, sei die neue Flugzeughalle auf dem Flugplatz der Flughafenbetriebsgesellschaft in Kiel-Voßbrook einer kurzen Betrachtung unterzogen.

Die Gestaltung der Halle ist in ihrer Flächenausdehnung bedingt durch den vorhandenen Grundrißplan, welcher für die eigentliche Flugzeughalle einen Raum von $39,28 \times 28$ m vorsieht, an welchen sich über die ganze Länge der Halle an der der Torwand gegenüberliegenden

hierauf entfallenden Dachlasten und die Winddrücke aufzunehmen und an die Fundamente bzw. an die Windverbände abzugeben vermag. Der Winddruck auf die Wände und das Dach wird durch Windträger, von denen der eine in der Halle im Binderuntergurt zwischen den beiden Mittelbindern angeordnet ist und der andere sich im Werkstättenanbau unmittelbar unter den Pfetten befindet, auf die entsprechend abgesteiften Fachwandscheiben bzw. auf den Portalrahmen übertragen. Dieser Rahmen mit einer lichten Stützweite von 35 m dient zur Aufnahme der Binder-

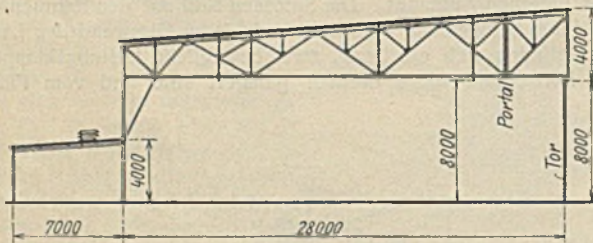


Abb. 1a. Querschnitt durch die Halle.

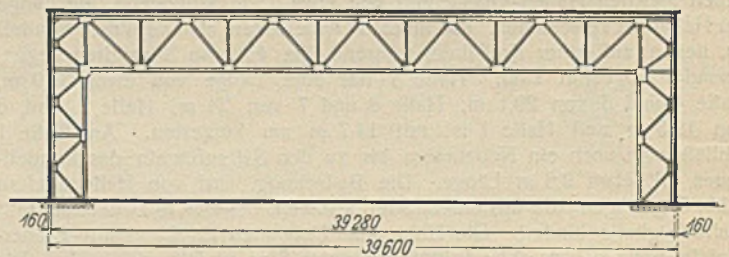


Abb. 1b. Längsschnitt durch die Halle.

Längswand ein Werkstattbau von 7 m Tiefe anschließt. Die lichte Toröffnung beträgt 35×8 m und wird abgeschlossen durch acht zweiflügelige Falltüre. Eine Beschreibung dieser Tore erfolgt weiter unten.

Die Umfassungswände der ganzen Anlage, also der eigentlichen Flugzeughalle und des Werkstättenanbaues, bestehen aus Stahlfachwerk mit einer $\frac{1}{2}$ Stein starken Ausmauerung. Die Innenwände der Halle werden glatt verputzt, während die Außenwände einen 2 cm starken Putz erhalten. Über der Torwand ist ein 4 m hohes Lichtband in Kittverglasung vorgesehen, ebenfalls an der rückwärtigen Wand und im Werkstättenanbau, letzterer mit den erforderlichen Lüftungsflügeln. Das Dach der Flugzeughalle ist vollständig freitragend konstruiert. Die aus Tropenstrapazit bestehende Dacheindeckung mit aluminiumfarbigem Anstrich ruht auf eisenbewehrten Bimsbetonplatten von 9,5 cm Stärke, letztere mit einer Zwischenlage aus einem Estrichglattstrich. Die ganze Dachhaut wird wiederum getragen von stählernen Pfetten. Sie ruhen auf eben solchen Bindern, von denen in der Flugzeughalle sechs Stück angeordnet sind und welche sich mit ihrem einen Ende auf die Wandstiele der Trennwand zwischen Halle und Werkstättenanbau stützen und mit dem anderen Ende auf dem Portalrahmen ruhen, der eine lichte Öffnung von 35×8 m frei läßt und dort noch mit je einem Kragarm versehen ist, um auch den Teil der Halle zwischen Portal und Torwand zu überdecken. Bei der Werkstätte sind ebenso wie bei der Haupthalle sechs Binder vorgesehen, die jedoch im Gegensatz zu den Fachwerkbindern dieser Halle aus einfachen I-Trägern bestehen. Das Stahlgerippe der Wände besteht ebenfalls aus I-Profilen und ist derart konstruiert, daß es die

lasten und wie oben bereits angeführt, zur Auflagerung des Hauptwindträgers. Die Fachwerkstruktur des Rahmens ist derart ausgebildet, daß seine Stiele mit der Breite der geöffneten Torkonstruktion übereinstimmen und daher keinen Raumverlust bedingen. In der Flugzeughalle sind noch zwei Laufbahnen für je eine Laufkatze von 1 t Tragfähigkeit an den Dachbindern aufgehängt. Einzelheiten der Konstruktion sind aus den Abb. 1a u. b ersichtlich.

Bei Formgebung und Durchbildung ist darauf Bedacht genommen, daß eine zweite Halle unmittelbar an die bestehende angesetzt werden kann.

Das Falltür System Andersen ist in Abb. 2 dargestellt und besteht im vorliegenden Fall aus 16 einzelnen Torscheiben, welche paarweise durch Gelenke mit Kugellagern miteinander verbunden sind. Jede Scheibe hat eine ungefähre Breite von 2,2 m und 8 m Höhe und besteht aus kräftigen U-förmig gebogenen Blechrahmen von 4 mm Stärke mit Querriegeln, welche wiederum durch Knotenbleche mit dem Rahmen verbunden sind. Die Füllung besteht aus 2,5 cm starken, beiderseits gehobelten und gespundeten Bohlen aus nordischer Kiefer. Jedes Torpaar stützt sich unten an den Ecken mittels Drehzapfen auf zwei einrollige Wagen, deren Laufräder zur Vermeidung der störenden Reibung keinen Spurkranz erhalten. Dafür ist an jedem Wagen ein Horizontal-Rollenpaar angeordnet, welches die seitliche Führung übernimmt. Die Fahrachse, auf welcher das ganze Torgewicht ruht, ist in einem gemauerten Torkanal versenkt gelagert und letzterer durch aufklappbare Abdeckplatten abgeschlossen. Diese sind geteilt, so daß ein auf die Mitte der Toröffnung

durchlaufender Schlitz von etwa 25 mm vorhanden ist, durch den die Stützbleche der Fahrwagen greifen. Die Abdeckplatten ruhen dabei ihrerseits auf dem Mauerbock des Fahr schienenskanals, andererseits auf durchlaufenden Profilträgern, welche sich wiederum auf den in den Kanal eingelassenen Querträgern, die gleichzeitig auch die Fahr schienens tragen, stützen. Durch diese Konstruktion ist erreicht, daß man ein Tor erhält, das sich unten stützt, daher die mißliche Aufhängung sowie die damit verbundene Belastung der Hallenkonstruktion vermeidet und gleichzeitig die über die Flurebene hinausragende, also hinderliche Fahr schiebe nicht zeigt. Die Profilträger, welche die Abdeckplatten stützen, sind gleichzeitig auch Führungen für die unteren wagerechten Rollen, die an Stelle der Spurkränze treten und durch deren Anordnung der besondere Vorteil des Fortfalles der Spurkränze erzielt wird. Bei der Abdeckung der Grube, welche nur den schmalen Längsschlitz aufweist, ist besonders hervorzuheben, daß dann der für den Verkehr lästige Einschnitt in dem Geländeflur vermieden wird. Die Fahrwagen, auf welchen sich die Torscheiben gelenkig abstützen, laufen nur in gerader Richtung. Die Faltung der Tore erfolgt durch Drehung der Torhälften um die Scharniere und Gelenklager der Fahrwagen. Die Konstruktion ist dabei folgende:

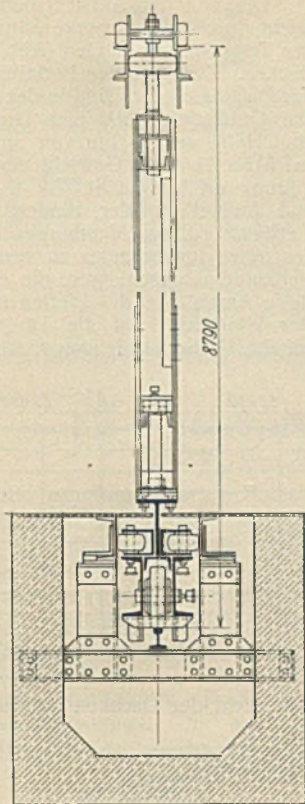


Abb. 2. Führung der Torscheiben.

An den oberen äußeren Ecken jedes Torpaares sind wagerechte Rollen angebracht, welche sich in einer ebenfalls nur gerade laufenden Führung bewegen. Die Rollen sind dabei mit den Torscheiben so verbunden, daß diese um die Rollenachse schwenken können. Die Drehachsen des unteren Gelenklagers am Stützblech des Fahrwagens und die Rollenachsen fallen dabei zusammen. Über den Drehachsen der Scharniere, welche die Torscheiben verbinden, ist eine weitere wagerechte Rolle angebracht, welche verursacht, daß zwei zusammengekuppelte Torscheiben im geschlossenen Zustand in einer Ebene liegen.

In diesem Zustande ist das miteinander verbundene Torpaar außerdem nach unten an der Faltstelle verriegelt. Der Riegel wird dabei durch eine senkrechte Stange dargestellt, welche bis über das obere wagerechte Torrahmeneisen herausragt und sich mittels einer Rolle am Stangenkopf gegen eine obere Führung legt. Letztere bezweckt, den Riegel — welcher durch Federkraft hoch und an die Führung gedrückt wird — bis zu einer gewissen Stellung im Riegelloch zu halten und dadurch die Verriegelung zu bewirken.

Bei der ausgeführten Halle ist die Bewegung von je zwei zusammengekuppelten Torhälften durch Hand vorgesehen. Die Torpaare können auch nach unten gekuppelt werden, wodurch es dann möglich ist, die Paare des gesamten halben Torverschlusses auch auf einmal zu bewegen. Da nur rollende Bewegungen vorkommen und sämtliche Rollen auf Kugellagern laufen, ist der benötigte Kraftaufwand für die Betätigung beim Öffnen und Schließen der Tore äußerst gering und es genügen zur Bewegung der gekuppelten Tore einer Torhälfte zwei Mann. Die beschriebene Konstruktion ist so eingerichtet, daß die Bewegung auch mittels eines Windwerkes erfolgen kann, wobei ein über Rollen geleitetes Seil, an welchem die einzelnen Torpaare angeschlossen sind, in dem Fahrkanal untergebracht ist.

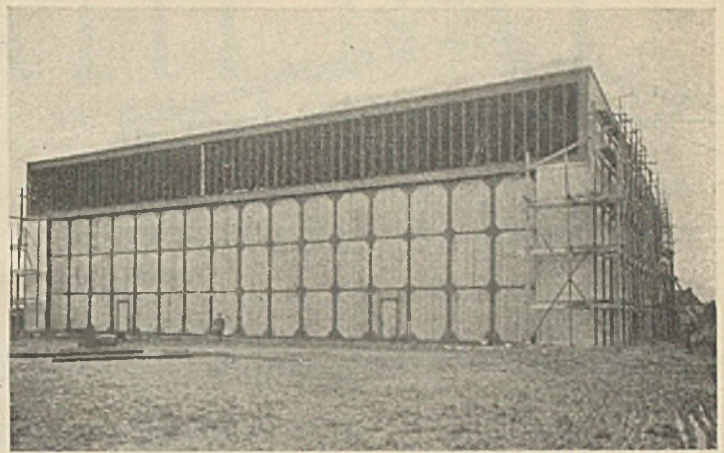


Abb. 3. Halle mit geschlossenen Toren.

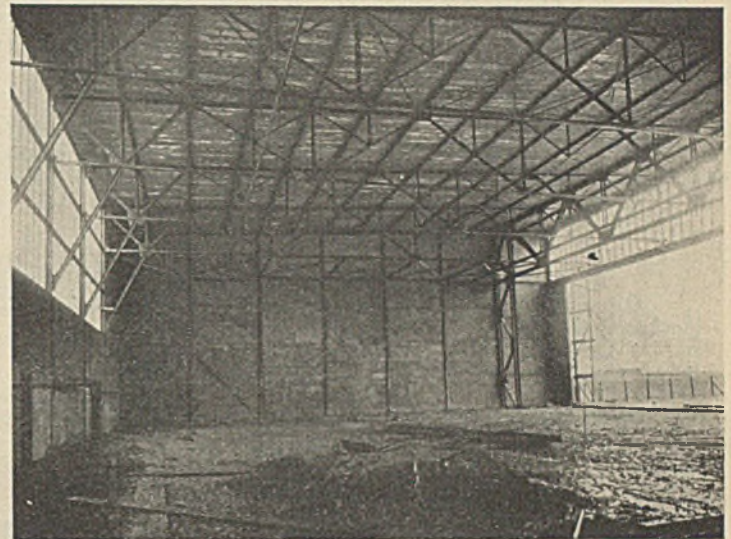


Abb. 4 Innenansicht.

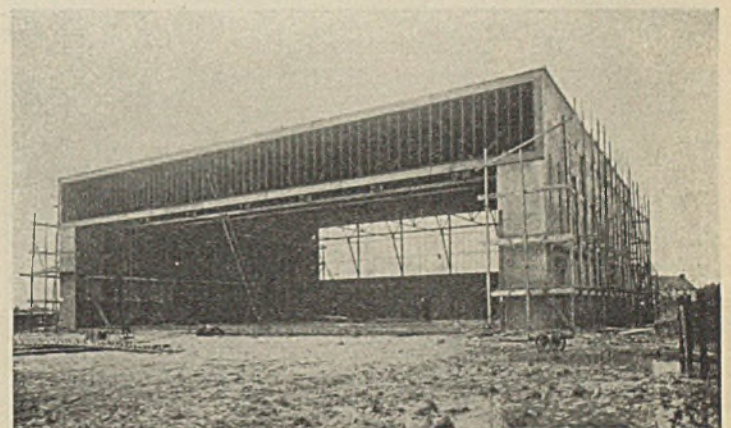


Abb. 5. Halle mit offener Torwand.

Abb. 3 zeigt die Halle nach dem Einbauen der Tore im geschlossenen Zustand, Abb. 4 eine Innenansicht der Halle und Abb. 5 eine Schrägansicht gegen die offene Torwand vor dem Einbauen der Tore.

Verschiedenes.

Durch raumsperrende Traggerüste verbaute Räume. In Warenhäusern und Kaufläden spielt der ungeteilte und mit möglichst wenig Stützen durchsetzte Raum eine große Rolle. In den Entwurfszeichnungen, in denen die Architekten die Stützenquerschnitte und die Höhen der Deckenbalken und Unterzüge knapp halten, nehmen sich solche Räume sehr gut aus, die Wirklichkeit sieht dann freilich ganz anders aus, wenn der Bau in Eisenbeton ausgeführt worden ist. Der Eisenbetonunternehmer wählt die Stützenquerschnitte und Balkenhöhen nach dem Wirtschaftlichkeitsprinzip, d. h. im Interesse der Eisensparnis möglichst groß: Von dem Raum, den der Architekt auf der Zeichnung geschaffen hat, bleibt dann in der Wirklichkeit nicht viel übrig: Er ist durch die wirtschaftlichen Querschnitte verbaut.

Ein Beispiel dafür, wie der ins Wirtschaftliche getriebene Eisenbetonbau Räume verbaut, bietet das vor kurzem eröffnete Kaufhaus der Deutschen

Beamten-Warenversorgungs-G. m. b. H. in Essen, Huysenallee. Die Deckenbalken und Unterzüge, die eine Spannweite von 7 m haben, sind 80 cm hoch. Dazu kommen noch die Vouten an den Umfassungswänden. An den Stützen und Unterzügen liegen die Vouten (Verbreiterung des Balkenquerschnitts zur Aufnahme der Querkraft) wagerecht — ein neuer Stil in der Innenarchitektur. Am wenigsten fallen die Stützen auf, da sie mit ihren respektablen Abmessungen zu dem Gebälk der Decke sehr gut passen.

Die Architektur ist eine raumbildende und keine raumverbauende Kunst und schließlich ist ein Warenhaus kein Kohlenturm. Den Architekten aber, die sich nicht in ähnlicher Weise der Wirtschaftlichkeit des Eisenbetonbaues ausliefern wollen, ist nur zu empfehlen, vor dem Einholen der Angebote und erst recht beim Vergeben der Aufträge die Stützenquerschnitte und Balken- bzw. Unterzughöhen, über die nicht hinausgegangen werden darf, genau festzulegen. Czech.

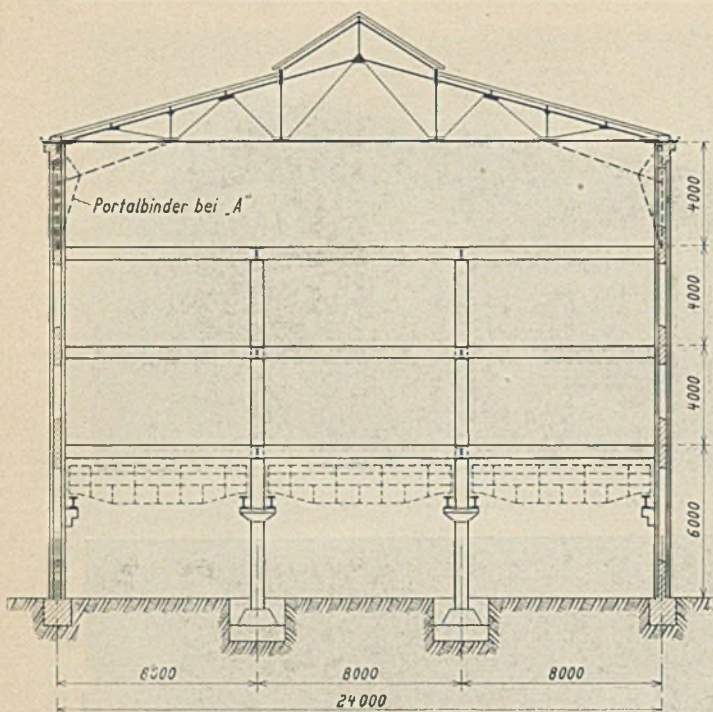


Abb. 1 a. Querschnitt.

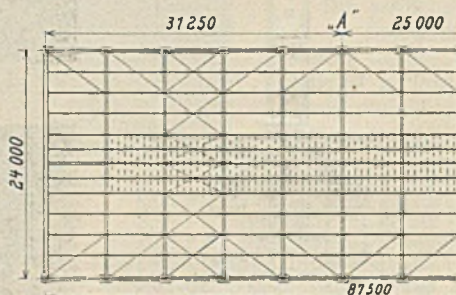


Abb. 1 b. Teilansicht der Dachkonstruktion.

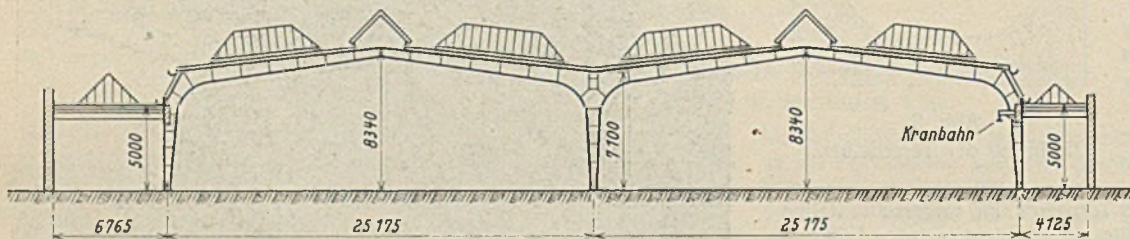


Abb. 3 a. Querschnitt.

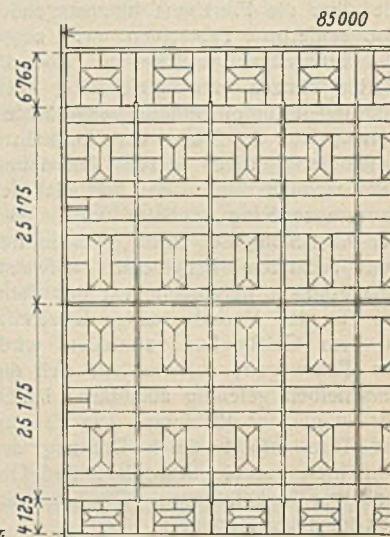


Abb. 3 b.

Teilgrundriß der Dachkonstruktion.

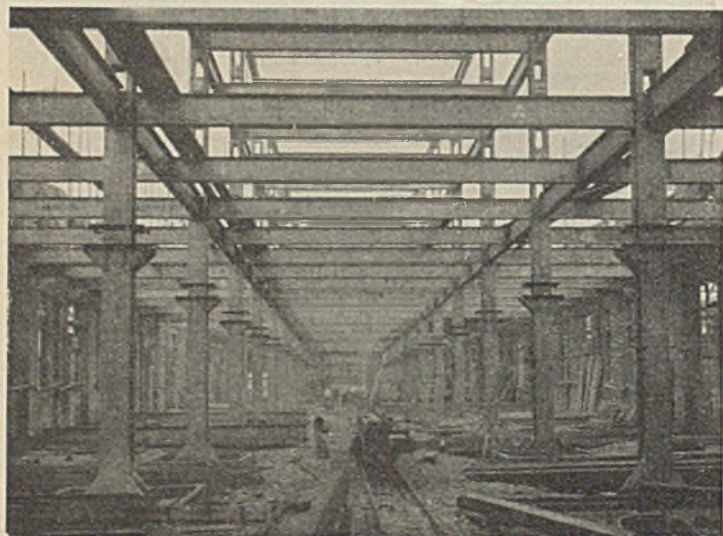


Abb. 2. Bauaufnahme.

Abb. 1 u. 2. Gebäude für Holzbearbeitung der Werft Blohm & Voß, Hamburg.

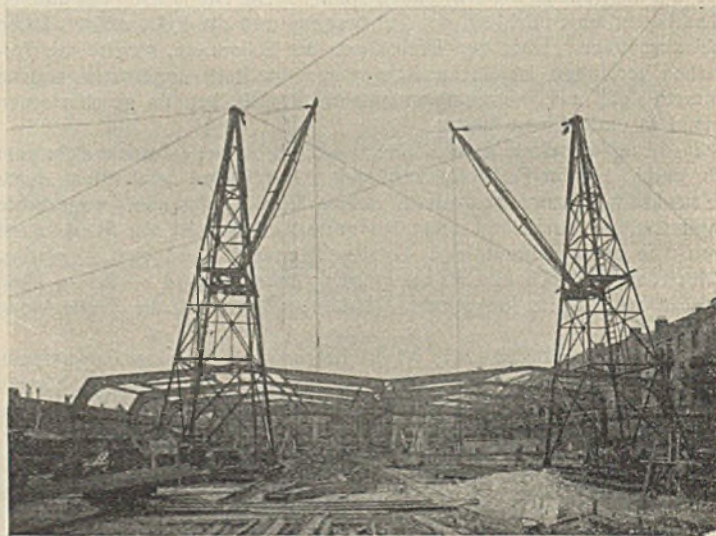


Abb. 4. Aufstellung der Binder.

Abb. 3 u. 4. Halle G d. Hauptwerkstatt Falkenried d. Hamburg, Hochbahn A.-G.

Neuere Stahlbauten der Firma H. C. E. Eggers & Co. in Hamburg. Als besonders typische Beispiele für den Stahlskelettbau und die Ausführung stählerner Hallenbauten sind im folgenden zwei von der H. C. E. Eggers & Co. G. m. b. H. in Hamburg erstellte Bauten beschrieben:

Abb. 1 u. 2 geben Querschnitt, Grundriß sowie eine Bauaufnahme der Stahlkonstruktion des für die Hamburger Werft Blohm & Voß aufgeführten Gebäudes für Holzbearbeitung wieder. Das Tragwerk besteht aus Stützen von \square -Querschnitt mit dazwischenliegenden Unterzügen von etwa 6,20 m Länge zur Aufnahme der Deckenträger. Die Umfassungswände sind massiv und tragen ohne Verstärkung durch ein Stahlfachwerk die Auflager der Unterzüge und Deckenträger. Die Aufstellung erfolgte in einfachster Weise mit gewöhnlichen Standbäumen und erforderte eine Zeit von 12 Wochen. Da die Maurer bei dem Hochführen der Wände mit dem Errichten des Stahltragwerkes nicht Schritt halten konnten, wurden die Träger auf behelfsmäßige Wandstützen gelegt. Auch dieses Beispiel zeigt die Anpassungsfähigkeit des Stahlbaues an den Fortgang der übrigen Bauarbeiten und gestattet andererseits den Schluß, daß sich bei der Wahl eines tragenden Stahlfachwerkes auch für die Umfassungswände die Bauzeit jedenfalls hätte abkürzen lassen.

Das Aufstellen der Binder (Abb. 4) erfolgt mit Hilfe zweier Auslegerkrane: Die Hauptbinder wurden in drei Teilen am Boden zusammengebaut und zunächst mit je einem Kran ein seitlicher und ein mittlerer Teil aufgerichtet, alsdann mit dem entsprechenden Kran der zweite, seitliche Binderteil. Die Verbindung der Firstpunkte konnte mittels der dort vorgesehenen Gelenkbolzen schnell erfolgen. Als dann wurden — über den jeweils zuletzt aufgestellten Binder rückwärts greifend — mit den Kranauslegern alle Dachträger, Unterzüge und Pfetten der Seiten- und Hauptschiffe hochgezogen und eingesetzt. Die gesamte Aufstellung erforderte etwa acht Wochen, das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion für das eine Grundfläche von 85,0 \times 61,24 m bedeckende Bauwerk beträgt 260 t.

INHALT: Verschiebung eines Stahlgebäudes. — Beitrag zur Berücksichtigung des Giebelanschlusses bei prismatisch gewölbten Netzwerken aus biegefesten Stabzügen (Schluß). — Das Staatenhaus der Pressa. — Die neue Flugzeughalle in Kiel-Voßbrook. — Verschiedenes: Durch raumsperrnde Trägergestelle verbaute Räume. — Neuere Stahlbauten der Firma H. C. E. Eggers & Co. in Hamburg.