DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 10. Januar 1930 | Heft 1

Alle Rechte vorbehalten.

Haus Vaterland.

Von Dipl.-Ing. **Harry Gottfeldt**, Berlin.

Wenige Bauten der letzten Zeit haben in der breiten Öffentlichkeit derartige Beachtung gefunden, wie das im vergangenen Jahr eröffnete „Haus Vaterland" am Potsdamer Platz in Berlin. Die neuartige Einrichtung und Ausstattung der Gasträume, die Innen- und Außenarchitektur, die nach neuesten Gesichtspunkten ausgestatteten Küchen- und Wirtschaftsräume wurden in Tages- und Fachzeitungen eingehend besprochen. Der Ingenieur, der den kühnen Plänen des Gastronomen und des Architekten in harter Arbeit zum Leben verholfen hat, stand, wie so oft, etwas im Hintergrund. In den folgenden Zeilen sollen daher die wichtigsten und interessantesten Teile dieses schwierigen Um- und Neubaues einer Würdigung unterzogen werden.

Um einen Überblick über die gestellte Aufgabe zu erlangen, ist zunächst eine kurze Beschreibung des Bauwerkes in seinem ursprünglichen Zustand erforderlich. Das nach einer Front- und zwei Längsseiten freistehende Gebäude von etwa 25 m Breite und etwa 85 m Länge enthielt im vorderen Teil das bekannte Café Vaterland, im rückwärtigen ein großes Kino (Abb. 1 u. 2). Das Café ist unverändert erhalten geblieben und während des ganzen Umbaues geöffnet gewesen. Beide Betriebe nahmen die ganze Breite des Gebäudes ein. Die Tragkonstruktion besteht in dem Café aus schweren, im Raume stehenden Stützen, die außer den darüberliegenden Geschossen auch die Galerie des Cafés tragen (Abb. 2, 2a). Der Kinoraum wurde von fünf großen kastenförmigen Zweigelenkrahmen mit hochliegendem Zugband umschlossen, die auch den frei vorragenden Rang trugen (Abb. 1). Die darüberliegenden Räume dienten, abgesehen von den durch Licht- und Luftschächte beanspruchten Teilen, für kleinere Betriebe, Büro-

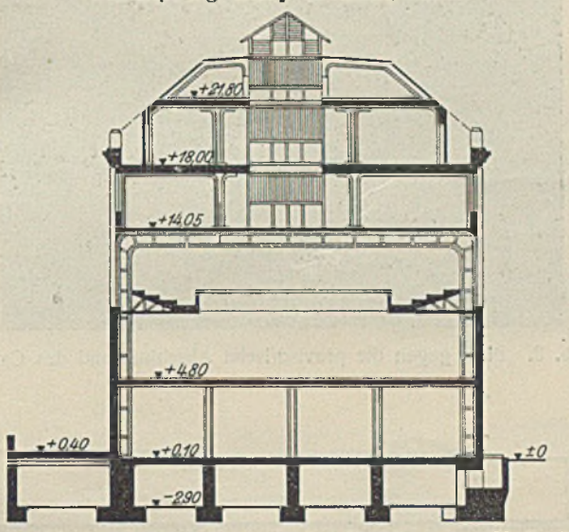


Abb. 1. Querschnitt durch das Kino (vor dem Umbau).

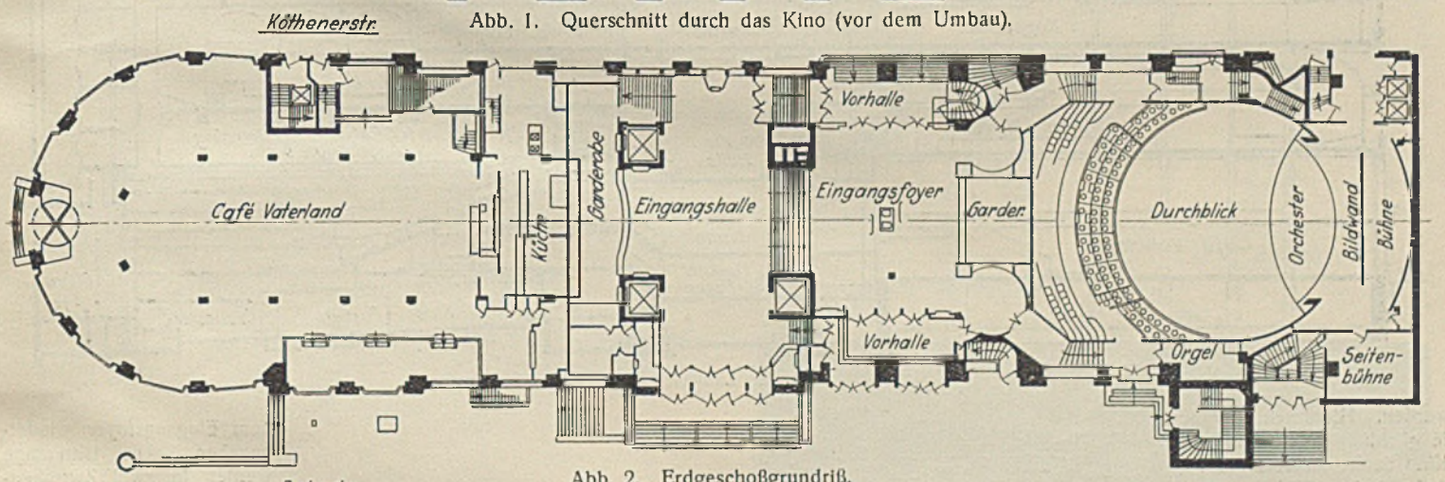


Abb. 2. Erdgeschoßgrundriß.

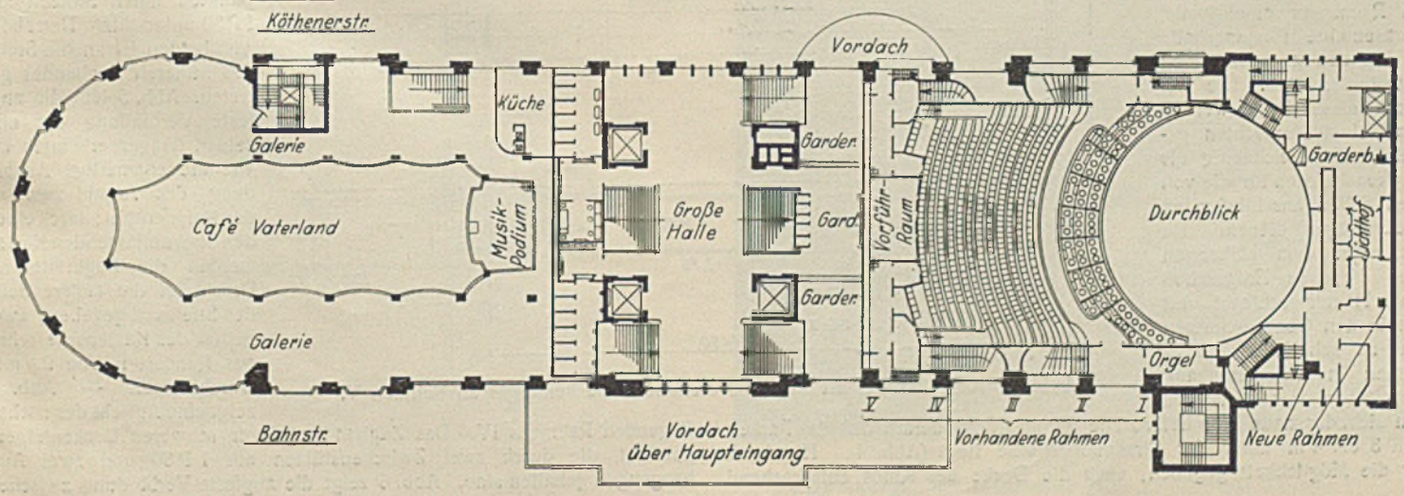


Abb. 2a. Grundriß in Höhe des Ranges.

und Wirtschaftsräume und wurden durch weniger weit freitragende Rahmen-, Träger- und Stützenkonstruktionen überdeckt (Abb. 1, 3, 10, 19; unmittelbar hinter der auf Abb. 3 erkennbaren provisorischen Wand liegt das in vollem Betriebe befindliche Café). — Die gesamte Tragkonstruktion wurde im Jahre 1911 von der Firma Steffens & Nölle AG., Berlin-Tempelhof, in Stahl ausgeführt. Bei der Wahl des Baustoffes dürfte bereits damals der Gedanke an später erforderlich werdende bauliche Veränderungen erheblich mitgesprochen haben, da bekanntlich Stahlbauten stets die besten Möglichkeiten zu baulichen Veränderungen, selbst einschneidendster Art bieten. Alle über und neben dem Café Vaterland liegenden Räume wurden so weitgehenden Veränderungen unterworfen, daß zeitweise neben den massiven Umfassungswänden und einzelnen für die neue Raumeinteilung verwertbaren Konstruktionen der Obergeschosse in der Hauptsache nur noch die vorerwähnten fünf Rahmen standen. Die Hauptmerkmale des Umbaues lassen sich folgendermaßen angeben: Durch Hinzunahme eines an die Rückfront anschließenden Gebäudes konnte der vorhandene Bau um etwa 12 m nach hinten verlängert

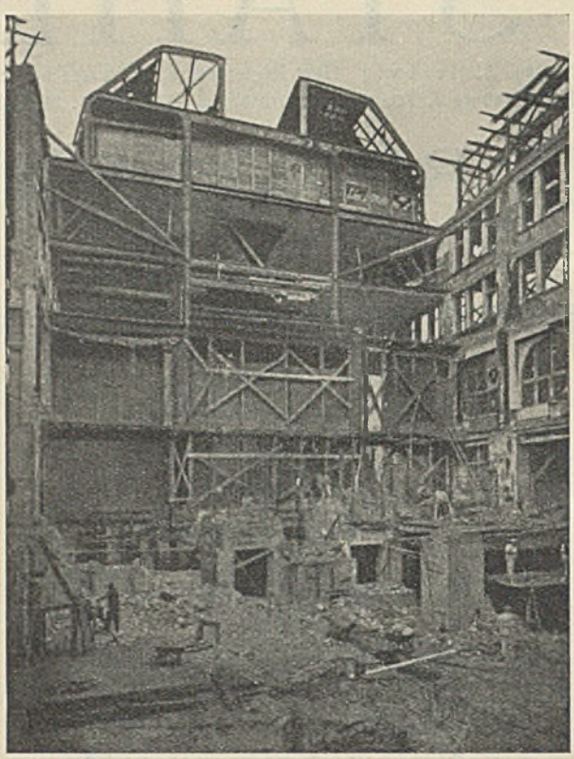


Abb. 3. Blick gegen die provisorische Abschlußwand des Cafés.

tiefer zu legen, d. h. an die Rahmenkonstruktion noch eine Zwischendecke anzuhängen und so von der Eingangshalle her bequem zugängliche Räume zu schaffen. Ingenieurmäßig handelte es sich darum, die vermehrten Decken so anzuordnen, daß die vorhandenen Rahmen sie noch aufnehmen konnten (Abb. 1 u. 7). Mit Rücksicht auf die tiefe Lage des Parketts mußten die Zugbänder der vorhandenen Rahmen entfernt werden. Sie wurden zum Teil durch die Tragkonstruktion des außerordentlich ausgedehnten neuen Ranges, die im folgenden noch genauer erläutert werden, ersetzt. In den oberen Räumen waren zahlreiche Teile der vorhandenen Konstruktion zu verändern oder zu verstärken, andere wieder durch neue Teile zu ersetzen; außerdem wurde in die vorhandene Kuppel eine neue Innenkuppel eingebaut.

Die nun folgende Besprechung einzelner Konstruktionsteile möge mit den bereits mehrfach erwähnten fünf alten Rahmen und der zwischen sie einzubauenden Rangkonstruktion begonnen werden. In Abb. 5 ist eine Teilansicht des der neuen Eingangshalle zunächst liegenden Rahmens V mit den Unterzügen über dem Parkettvorraum und

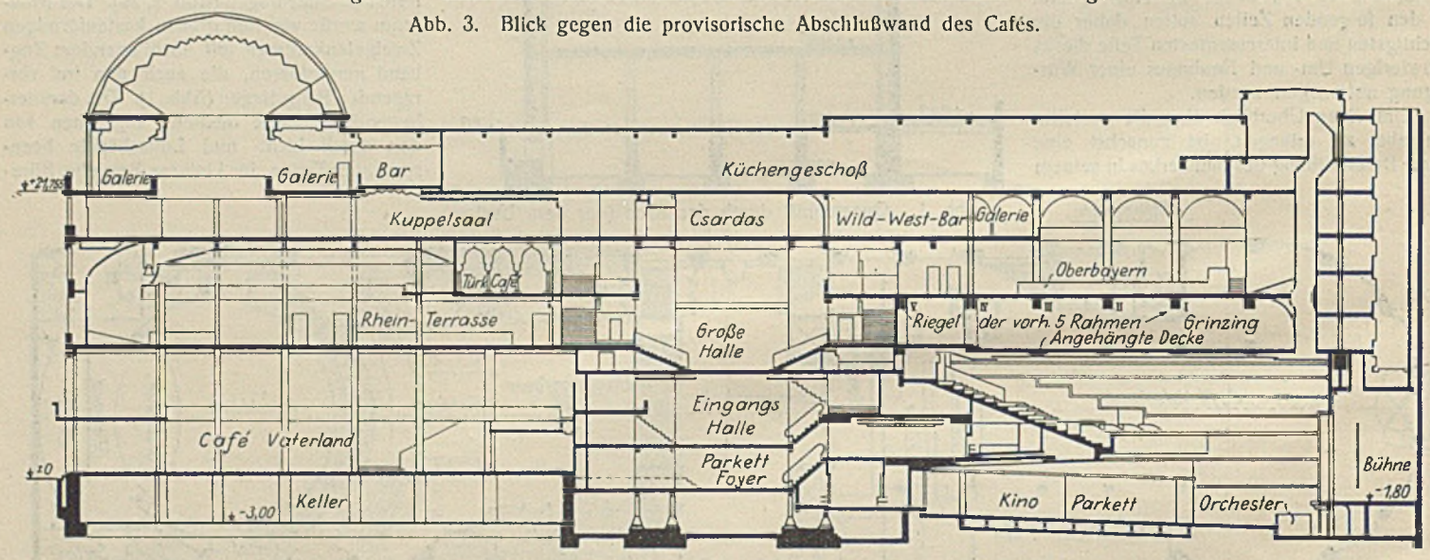


Abb. 4. Längsschnitt.

werden. Hierdurch war die Möglichkeit geschaffen, das Kino derart zu verschieben, daß zwischen Café und Kino ein Raum für eine große, repräsentable Eingangshalle zu den neu zu schaffenden Gasträumen blieb. Die vier Ecken dieser Halle werden von Fahrstuhlschächten gebildet, die gleichzeitig als Tragkonstruktion für die von allen Seiten anschließenden Deckenträger dienen. Da das unter dem bisherigen Kino liegende Erdgeschoß (Abb. 1) nur schlecht mit den in den Obergeschossen neu zu schaffenden Gasträumen in Zusammenhang zu bringen war, entschloß man sich, das neue Kino tiefer zu legen, und zwar derart, daß das Parkett noch 3 bis 4 m unter der Straßenoberfläche liegt (Abb. 4). Hierdurch war die Möglichkeit gegeben, auch die Decke des Kinos entsprechend

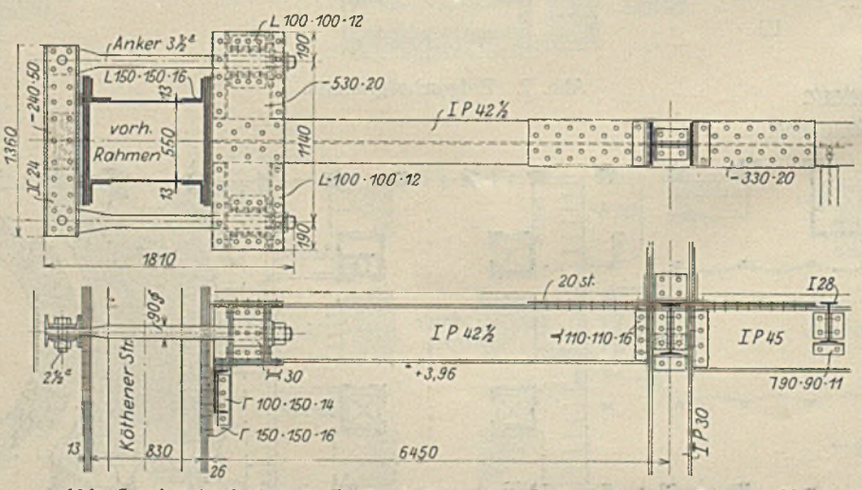


Abb. 5. Anschluß der als Zugband dienenden Deckenträger an Rahmen V.

dem Eingangsfoyer wiedergegeben. Die Unterzüge werden in zwei Zwischenpunkten durch Stützen aus I P 30 unterstützt. Der obere von beiden ist an die Stelle des früheren Zugbandes getreten. Abb. 5 läßt die zugfeste Verbindung der einzelnen Träger erkennen sowie die eigenartige Ausbildung des Anschlusses an den Rahmenstiel; durch einen den Stiel umfassenden Kasten werden die Zugkräfte als Druck auf die äußere Seite des Stieles abgegeben; zwei Seiten des Kastens bestehen aus Rundeisen von 90 mm Durchmesser. — Abb. 6 zeigt eine Ansicht des nächstfolgenden Rahmens IV. Das Zugband wird von schweren Deckenträgern gebildet, die durch zwei Zwischenstützen aus I P 30 und zwei Aufhängungen gehalten sind. Abb. 6 zeigt die zugfeste Verbindung zwischen

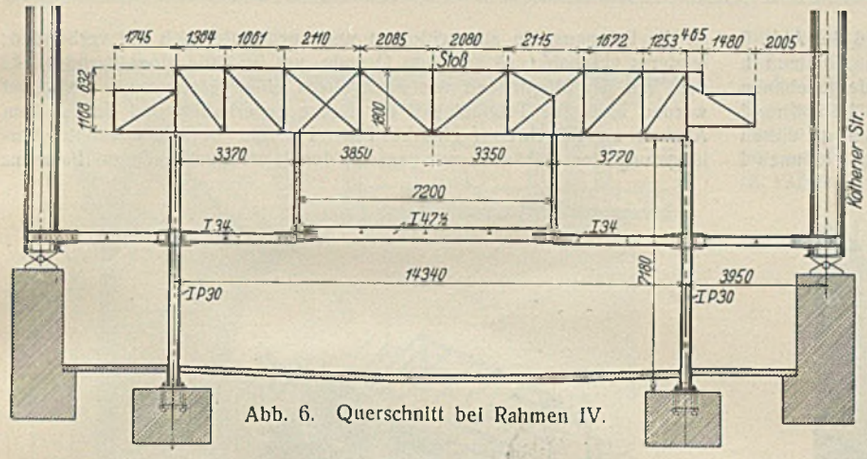


Abb. 6. Querschnitt bei Rahmen IV.

den einzelnen Trägern sowie den Anschluß an den Rahmenstiel, der hier in etwas anderer Weise ausgebildet ist als bei Rahmen V und durch zwei kupierte I 50 vermittelt wird (Abb. 6a). Um den Anschluß montieren zu können, mußte in einem der beiden Stehbleche des kastenförmigen Stieles die in der Abbildung ebenfalls erkennbare Montageöffnung vorgesehen werden. Die vorerwähnten Zwischenstützen tragen im folgenden Geschoß einen Gitterträger, an den wiederum die Aufhängungen ihre Lasten abgeben; ferner dient derselbe zur Aufnahme der Rangträger (s. Abb. 9). Den Gitterträger bis an die Stiele des vorhandenen Rahmens heranzuführen und stützenlos an diese anzuschließen, war aus dem Grunde nicht möglich, weil an den Längsseiten die Zugänge vom Eingangsfoyer zum Rang liegen (vgl. Grundriß Abb. 2 und Querschnitt Abb. 7).

In ähnlicher Weise erfolgte die Ausbildung bei Rahmen III. Der Raum unterhalb des Ranges ist bereits so niedrig, daß er nur noch ein Geschoß aufnehmen kann (Garderobe, vgl. Längsschnitt Abb. 4). Es bildet daher hier der Gitterträger selbst das Zugband. Eine besondere Schwierigkeit ergab sich bei diesem Rahmen daraus, daß wegen des darunter befindlichen Parketts weder Stützen gestellt noch aus den bereits bei Rahmen IV besprochenen Gründen der Gitterträger ohne weiteres bis an den Rahmenstiel herangeführt werden konnte. Um die seitlichen Zugänge frei zu halten, blieb daher nichts anderes übrig, als die Endfelder des Gitterträgers rahmenförmig auszubilden (Abb. 8).

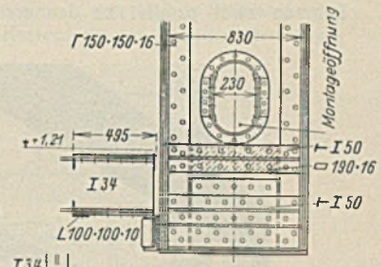
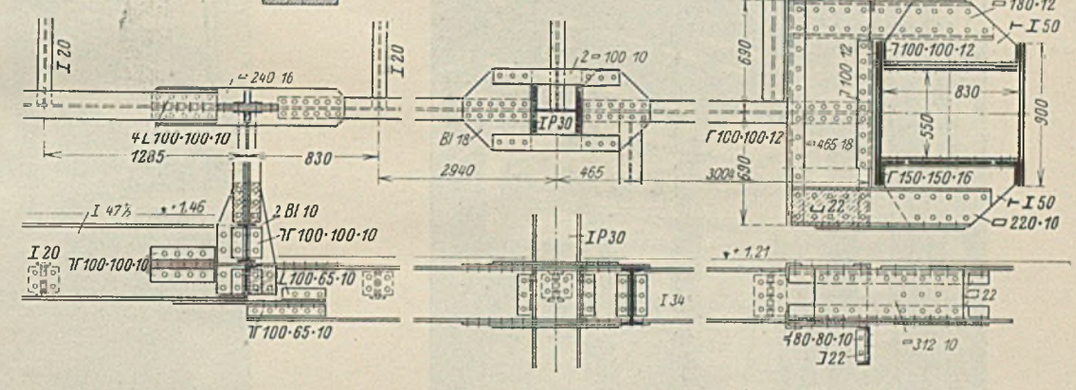


Abb. 6a.
Einzelheiten zu Abb. 6. Zugfeste Verbindung der Deckenträger. Stützen und Hängestangen. Zugbandanschluß.



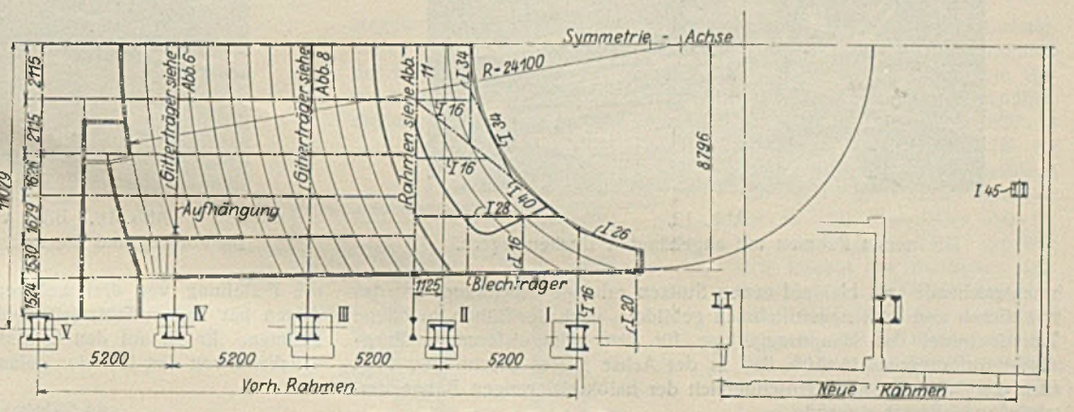


Abb. 9. Grundriß des Ranges.

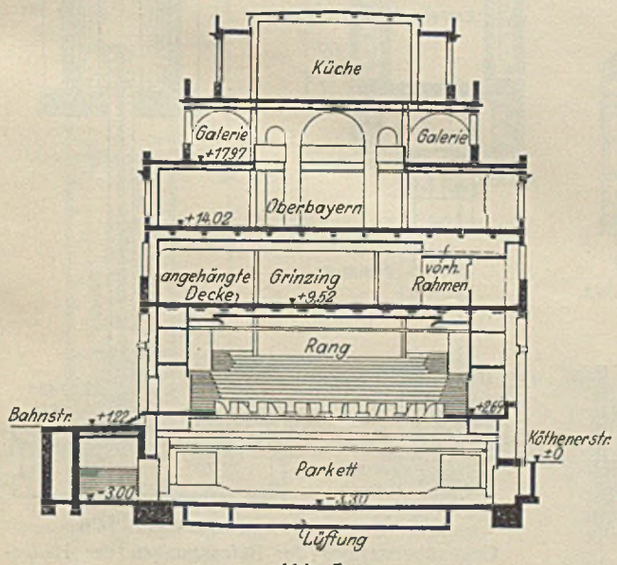


Abb. 7.
Querschnitt durch das Kino nach dem Umbau.

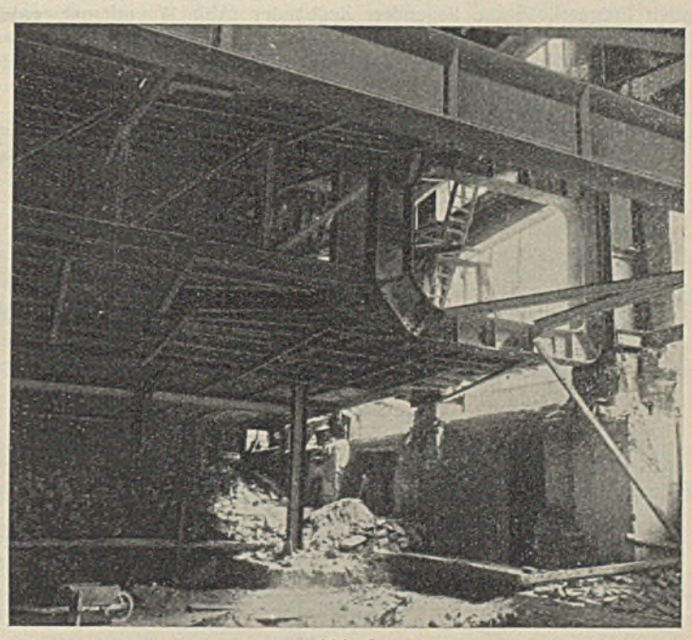


Abb. 8.
Fachwerkträger mit rahmenförmigem Endfeld bei Rahmen III.

Von hier ab reicht der Rang, dessen Gesamtgrundriß in Abb. 9 wiedergegeben ist, in seinem Hauptteil nicht mehr ganz bis zum Rahmen II. Die vordere Unterstützung wird von einem in Abb. 11 wiedergegebenen flachen Zweigelenkrahmen mit Zugband von 4,65 m Systemhöhe und rund 22,5 m Stützweite gebildet. Nahe den Längswänden schließen an diesen Rahmen zwei parallel zu den ersteren verlaufende, bis über Rahmen I hinausreichende und hier auf neuen Stützen ruhende Blechträger an; das von diesen und dem neuen Rahmen gebildete, nach der Bühne zu offene Viereck bildet das Haupttraggerippe für den halbkreisförmigen Rangabschluß (Ranggrundriß Abb. 9). In der Achse dieses Blechträgers liegt auch die das ganze Kino einschließlich der halbkreisförmigen Bühne umschließende Fachwerkwand.

Bei den letzten beiden Rahmen I und II mußten die in Höhe der alten Erdgeschoßdecke liegenden Zugbänder (Abb. 1) entfernt werden. Die geringen Schübe werden durch die großen Pfeiler aufgenommen. Überdies wurden die Träger der neu angehängten Decke möglichst kräftig an die Rahmenstiele angeschlossen und auch unter sich gut verbunden; letzteres geschah auch aus dem Grunde, um im Falle eines Brandes, bei dem mit der Möglichkeit des Nachgebens einer Hängestange gerechnet werden muß, die Tragfähigkeit der Decke zu erhalten und sie vor dem Absturz zu bewahren (vgl. Abb. 14). Für die bereits erwähnte Verlängerung des Gebäudes war jenseits des letzten vorhandenen Rahmens die Erstellung von drei weiteren Rahmen erforderlich. Der erste von diesen hat 18,8 m Stützweite und etwa die gleiche Höhe wie die alten Rahmen. Er ist auf den Lichtbildern Abb. 10 u. 12 zu erkennen. Abweichend von den letzteren gelang es hier, wenigstens für die Stiele noch

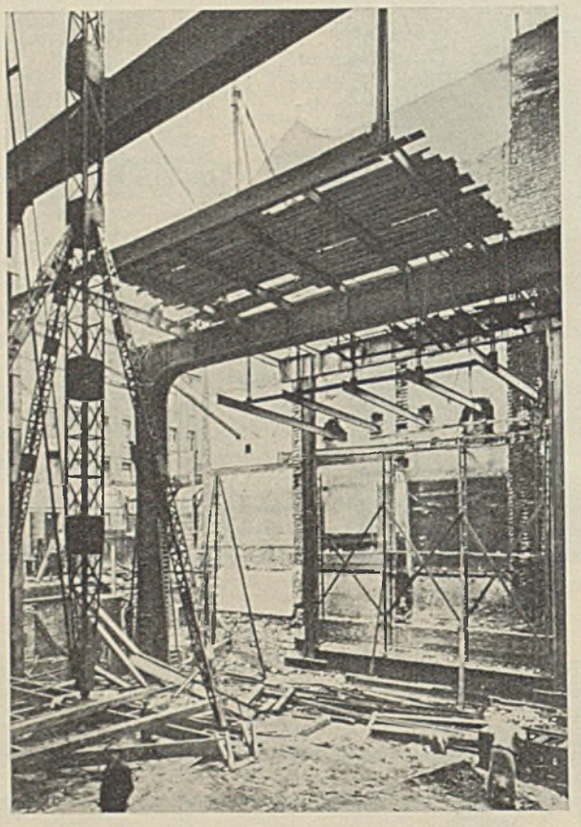


Abb. 12.
Die neuen Rahmen mit angehängten Deckenträgern.

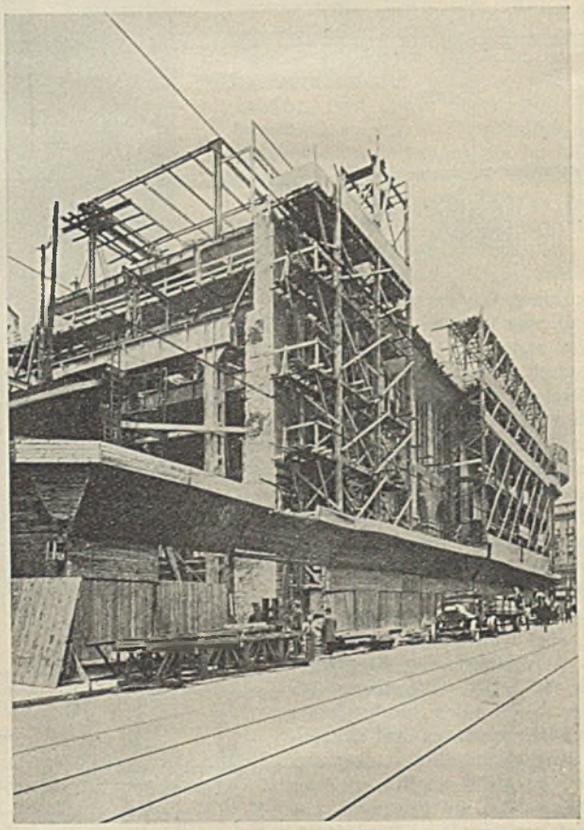


Abb. 10. Blick von der Köthener Straße.
Im Vordergrund die neuen Rahmen für die Verlängerung.

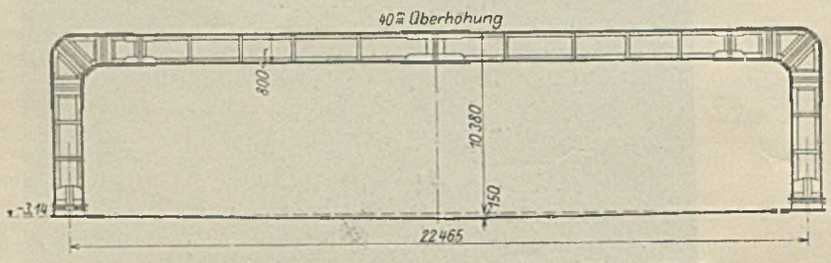


Abb. 11. Zweigelenkrahmen unter dem Rang (vergl. Abb. 9).

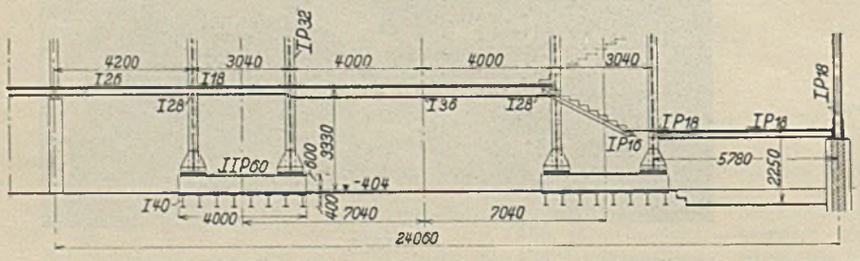


Abb. 15. Fundierung der Fahrstuhlschächte.

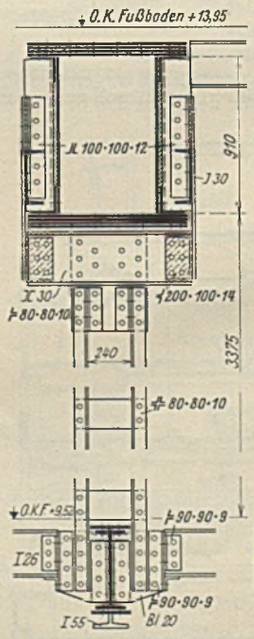


Abb. 14.

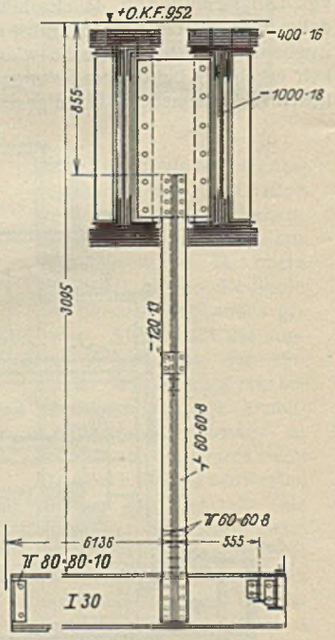


Abb. 14a.

Gegenüberstellung der Befestigungen der Hängestangen für die Decken an den alten (Abb. 14) und neuen Rahmen (Abb. 14a).

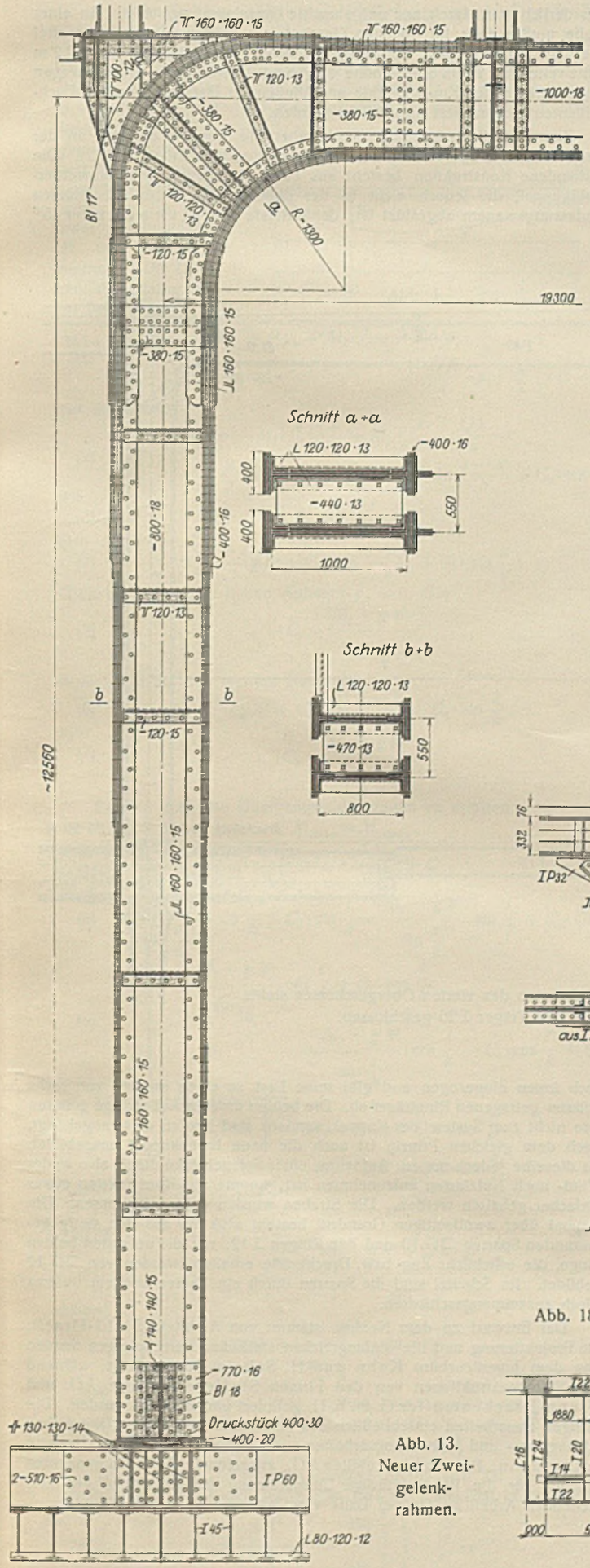


Abb. 13. Neuer Zweigelenkrahmen.

mit Walzträgern, und zwar mit II P 50 auszukommen. Der Riegel wird von zwei gekuppelten Blechträgern gebildet, die mit den Stielen durch steife Ecken verbunden sind. Ganz besondere Abmessungen erreicht dagegen der folgende, in Abb. 13 dargestellte und auch auf den Lichtbildern Abb. 10 u. 12 erkenntliche Rahmen, der eigentlich aus zwei miteinander gekuppelten einwandigen Rahmen von 19,3 m Stützweite und rd. 12,5 m Systemhöhe besteht. Die Kastenform der alten Rahmen wurde

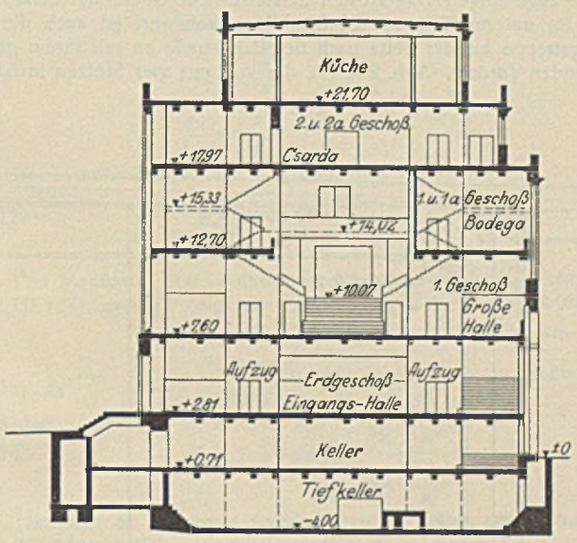


Abb. 16. Querschnitt durch die Eingangshalle

wegen der hiermit verbundenen Bearbeitungs- und Montageschwierigkeiten nicht beibehalten, insbesondere auch mit Rücksicht auf den Anschluß der Hängestangen für die darunter hängende Decke, der bei dem vorhandenen Rahmen erhebliche Umstände verursachte (vgl. die Gegenüberstellung Abb. 14 u. 14a). Vorhanden sind je ein Stehblech 800 · 18 im Riegel bzw. 1000 · 18 im Stiel mit vier Gurtwinkeln 160 · 160 · 15; dazu kommen bis zu fünf Gurtplatten 400 · 16. An den Stoßstellen ergeben sich hieraus Materialstärken von $2 \times 15 + 6 \times 16 = 126$ mm (s. a. Abb. 14a). Der letzte der neuen Rahmen endlich steht nahe der Giebelwand und dient vor allem einer besseren Fundierung, die überhaupt wegen des hohen Grundwasserstandes und der tiefen Lage des Kellers bzw. des Kinoparketts einen schwierigen Punkt bildete; alle neuen Konstruktionen mußten in Höhe der Kellersohle auf schwere Trägerroste gestellt werden (Abb. 15), um an Fundierungstiefe zu sparen. Ebenso steht der letzte Rahmen auf einem unteren durchgehenden doppelwandigen Blechträger, der vollkommen einbetoniert wurde (Abb. 12). Die Konstruktion ähnelt im übrigen derjenigen des ersten der neuen Rahmen; die Stützen bestehen aus je II 45 in 10 m Achsabstand, der

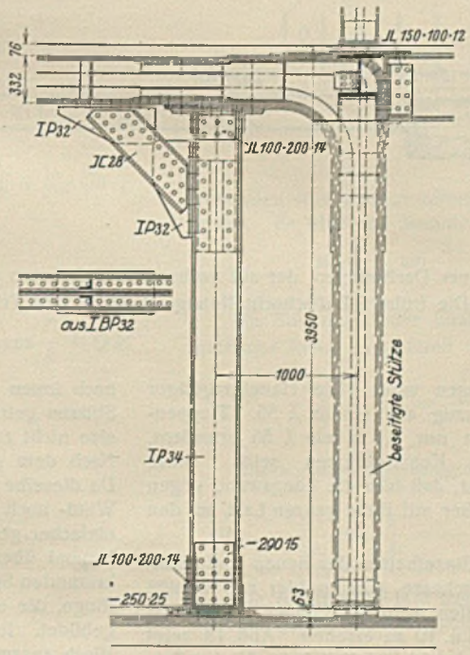


Abb. 18. Versetzung des Rahmenstieles um 1 m.

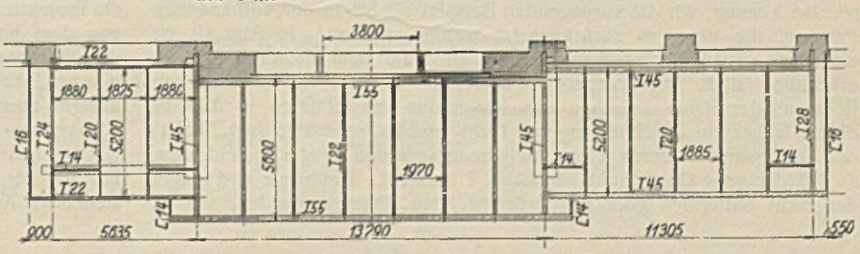


Abb. 17. Grundriß des Vordaches am Eingang.

Riegel jedoch nur aus einem Blechträger. Eine biegungsfeste Verbindung zwischen Riegel und Stiel ist nicht vorgesehen, so daß die Bezeichnung dieser Konstruktion als Rahmen nicht ganz wörtlich zu verstehen ist.

Ein weiteres Beispiel für die angewendete Flachgründung ist in Abb. 15 wiedergegeben, die den unteren Teil der schwer belasteten Fahrstuhlschächte in den vier Ecken der Eingangshalle (s. a. Abb. 2, 4, 16) mit den zugehörigen Trägerrosten darstellt. Die Stiele der Schächte bestehen im unteren Teil aus I P 32. Bemerkenswert ist auch die große Eingangstreppe an der Seite nach der Bahnstraße zu mit ihrem gewaltig ausladenden Vordach (Abb. 2 u. 17), das von nur vier Stützen in 5,635 m, 13,790 m und 11,305 m Abstand getragen wird. Die Hauptkragträger bestehen aus I 45, der vordere Unterzug aus einem I 55. Treppenwangen, die bei einer Lichtweite von nur 3,8 m ein I 55 erfordern, dürften ebenfalls keine alltäglichen Konstruktionen sein. Diese schweren Profile sind dadurch begründet, daß hier die Längswand gegen das Kellermauerwerk vorspringt und daher mit ihrer ganzen Last auf den erwähnten Wangen ruht (Abb. 16).

Von den zahlreichen interessanten Einzelheiten der neuen und abzuändernden Konstruktionen der Obergeschosse können hier nur wenige besonders charakteristische herausgegriffen werden. Einiges hiervon ist auch aus den vorhergehenden Abb. 1, 3 u. 10 zu ersehen. Abb. 18 zeigt besonders eindringlich, mit welcher Rücksichtslosigkeit beim Vorhandensein von Stahlkonstruktionen störende Bauteile entfernt oder versetzt werden können, wie im vorliegenden Beispiel die Stiele der vorhandenen Rahmen, die um 1 m zurückgesetzt werden mußten. In Abb. 19 ist einer der neuen Dachrahmen, wie sie auch auf dem Lichtbild Abb. 10 erkennbar sind, wiedergegeben; dieselben stehen auf vorhandenen Rahmen; der Raum zwischen den Kragarmen der letzteren in Abb. 19 diente früher zur Durchführung von Licht- und Luftschächten (vgl. Abb. 1) und ist nunmehr durch einen zwischengespannten Träger geschlossen, so daß der neue Querschnitt nach Abb. 7 entsteht. Die Stiele und Riegel der nicht entfernten oder abgeänderten alten Rahmen wurden, wo es erforderlich war, durch neu aufgebrachte Gurtplatten verstärkt. An einer Stelle mußte auch im obersten Geschoß ein größerer Raum stützenfrei überdeckt werden; hier wurde ein schwerer Fachwerkträger von 20,2 m Stützweite und 2,9 m Systemhöhe eingebaut. Beide Gurte mußten wegen der außerhalb der Knotenpunkte anschließenden Deckenträger und Dachaufbauten biegungsfest ausgebildet werden.

Zum Schluß noch einige Worte über die Kuppel, die den an der Front nach dem Potsdamer Platz liegenden Rundbau krönt (Abb. 2). Die vorhandene Konstruktion besteht aus einer vierzehnseitigen Schwedler-Stahlkuppel, die jedoch nicht in der üblichen Weise auf die äußeren Umfassungsmauern abgestützt ist; der unterste Ring ist vielmehr unter 45° nach innen eingezogen und gibt seine Last an einen inneren von sechs Stützen getragenen Ringträger ab. Die beiden unteren Außenringe gehören also nicht zum System der Kuppel, sondern sind nur an diese angehängt. Nach dem gleichen Prinzip ist auch die neue Innenkuppel ausgebildet. Da dieselbe jedoch nur zur Aufnahme einer Spiegeldecke dient, also weder Wind- noch Nutzlasten aufzunehmen hat, konnte die Konstruktion etwas einfacher gehalten werden. Die Streben wurden ganz fortgelassen. Die Kuppel über zwölfseitigen Grundriß besteht also nur aus den stetig gekrümmten Sparren ⊐⊏ 10 und den Ringen I 12; nur die untersten beiden Ringe, die erhebliche Zug- bzw. Druckkräfte erhalten, werden von ⊐⊏ 12 gebildet. Im Scheitel sind die Sparren durch ein oberes und ein unteres Blech zusammengeschlossen.

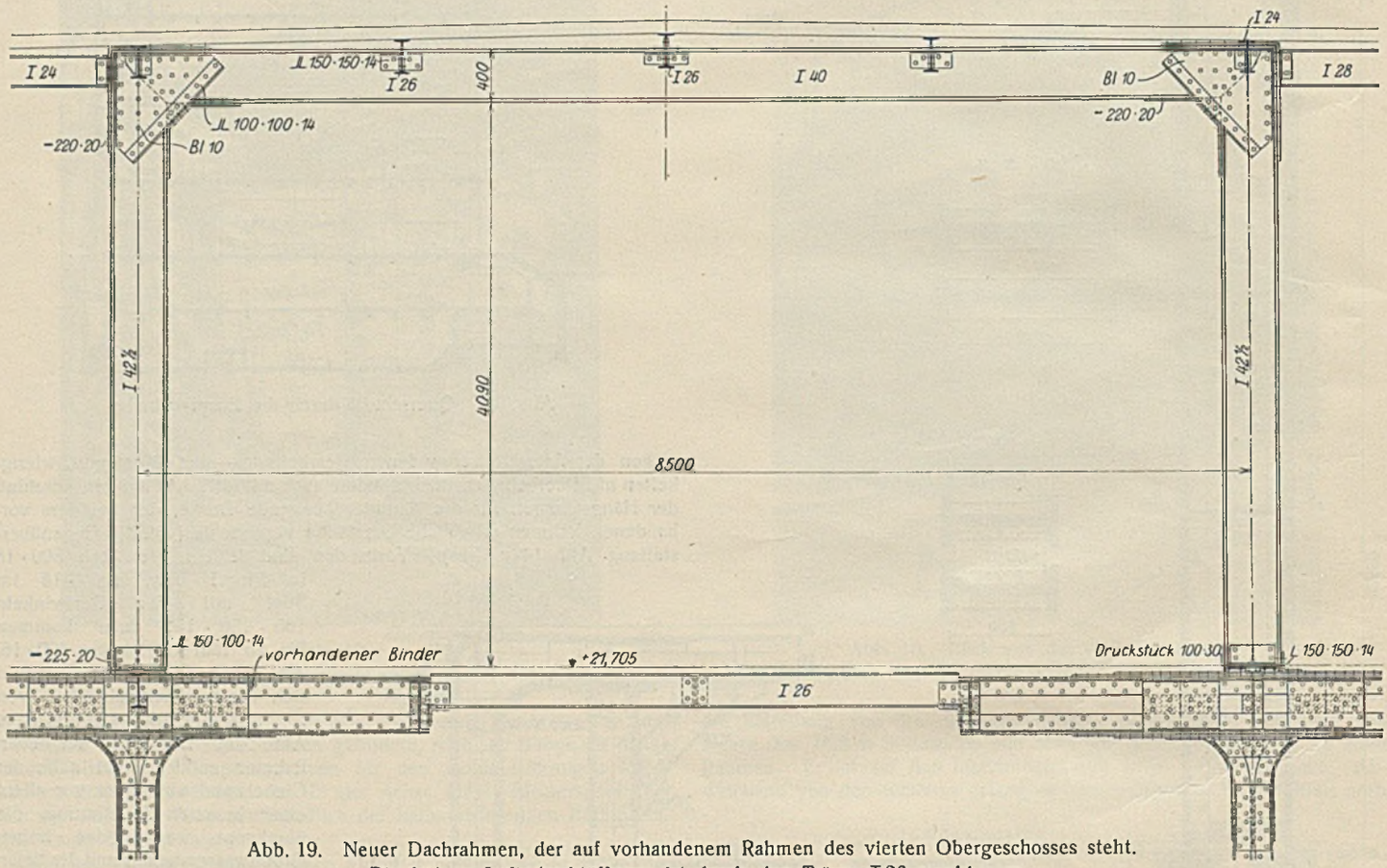


Abb. 19. Neuer Dachrahmen, der auf vorhandenem Rahmen des vierten Obergeschosses steht. Die frühere Luftschachtöffnung ist durch den Träger I 26 geschlossen.

Der Entwurf zu dem Neubau stammt von Architekt Stahl-Urach; die Projektierung und die umfangreichen statischen Berechnungen wurden von dem Ingenieurbüro Kuhn und H. Schaim durchgeführt, während die Stahlkonstruktionen von den Firmen Steffens & Nölle AG. und Krupp-Druckenmüller G. m. b. H. geliefert und montiert wurden. Die übrigen Bauarbeiten einschließlich des Abbruches und der umfangreichen Abfangungs- und Aussteifungsarbeiten wurden von der Firma Heilmann & Littmann, Bau- und Immobilien AG., ausgeführt. Allen Vorgenannten bin ich für die liebenswürdige Unterstützung bei Abfassung der vorstehenden Arbeit zu großem Dank verpflichtet.

Stäbe, die auf Knicken und durch Einzellasten auf Biegung beansprucht werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von A. Schleusner, Dortmund.

Nach Abb. 1 sei P die Druckkraft, Q die Einzellast, die den Stab auf Biegung beansprucht; l und r seien die Abstände der Kraft Q vom linken bzw. rechten Lager, $s = l + r$ die Spannweite, τ_l der Winkel der elastischen Linie am linken Lager. Der Allgemeinheit wegen seien noch eine gleichmäßig verteilte Last g und zwei Endmomente M_l und M_r angenommen. Die Differentialgleichung lautet bekanntlich

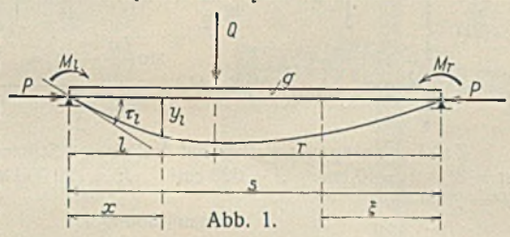


Abb. 1.

$$(1)\quad \begin{cases} EJ y_e'' = -P y_e + M_l \cdot \dfrac{s-x}{s} + M_r \cdot \dfrac{x}{s} \\ \qquad + \dfrac{Q r}{s} \cdot x + \dfrac{g}{2} \cdot x(s-x) \end{cases}$$

mit der Lösung:

$$(2)\quad \begin{cases} P y_e = -M_l \cdot \dfrac{s-x}{s} - M_r \cdot \dfrac{x}{s} - \dfrac{Q r}{s} \cdot x \\ \qquad - \dfrac{g}{2} \cdot x(s-x) - g k^2 + C_1 \cdot \sin \dfrac{s-x}{k} + C_2 \cdot \sin \dfrac{x}{k}, \end{cases}$$

wo

$$(3)\quad k = \sqrt{\frac{EJ}{P}},$$

also

$$(4)\quad M_x = -g k^2 + C_1 \cdot \sin \frac{s-x}{k} + C_2 \cdot \sin \frac{x}{k};$$

Grenzbedingung am linken Auflager $y_e = 0$, also

$$(5)\quad C_1 = \frac{M_l + g k^2}{\sin \frac{s}{k}}.$$

Analog gilt für den rechten Abschnitt

$$(6)\quad M_\xi = -g k^2 + C_3 \cdot \sin \frac{s-\xi}{k} + C_4 \cdot \sin \frac{\xi}{k},$$

also

$$(7)\quad C_3 = \frac{M_r + g k^2}{\sin \frac{s}{k}}.$$

Es sind noch die Übergangsbedingungen zu erfüllen:

$$M_{\text{links}} = M_{\text{rechts}}$$

$$\frac{d M_x}{d x} = -\frac{d M_\xi}{d \xi} + Q$$

für $x = l$ und $\xi = r$.

$$(8)\quad \frac{M_l + g k^2}{\sin \frac{s}{k}} \cdot \sin \frac{r}{k} + C_2 \cdot \sin \frac{l}{k} = \frac{M_r + g k^2}{\sin \frac{s}{k}} \cdot \sin \frac{l}{k} + C_4 \cdot \sin \frac{r}{k}.$$

$$(9)\quad \begin{cases} -\dfrac{M_l + g k^2}{\sin \frac{s}{k}} \cdot \cos \dfrac{r}{k} + C_2 \cdot \cos \dfrac{l}{k} \\ \qquad = \dfrac{M_r + g k^2}{\sin \frac{s}{k}} \cdot \cos \dfrac{l}{k} - C_4 \cdot \cos \dfrac{r}{k} + Q k. \end{cases}$$

Daraus ergibt sich sofort

$$C_2 \cdot \sin \frac{s}{k} = (M_r + g k^2) + Q k \cdot \sin \frac{r}{k}$$

$$(10)\quad C_2 = \frac{M_r + g k^2 + Q k \cdot \sin \frac{r}{k}}{\sin \frac{s}{k}},$$

analog

$$(11)\quad C_1 = \frac{M_l + g k^2 + Q k \cdot \sin \frac{l}{k}}{\sin \frac{s}{k}}.$$

Damit

$$(4a)\quad \begin{cases} M_x = -g k^2 + \dfrac{M_l + g k^2}{\sin \frac{s}{k}} \cdot \sin \dfrac{s-x}{k} \\ \qquad + \dfrac{M_r + g k^2 + Q k \cdot \sin \frac{r}{k}}{\sin \frac{s}{k}} \cdot \sin \dfrac{x}{k}. \end{cases}$$

Nach einigen Zwischenrechnungen ergibt sich für den Tangentenwinkel am linken Lager, wenn man nur die Einzellast berücksichtigt:

$$(12)\quad \tau_l = \frac{Q}{P}\left(-\frac{r}{s} + \frac{\sin \frac{r}{k}}{\sin \frac{s}{k}}\right) = \frac{Q}{P} \cdot \nu''''.$$

Für die anderen äußeren Lasteinflüsse ergibt sich, wie bekannt[1])

$$\tau_l = \frac{M_l}{Ps} \cdot \nu' + \frac{M_r}{Ps} \cdot \nu'' + g \cdot \frac{s}{P} \cdot \nu''', \quad \text{wo}$$

$$\nu' = 1 - \frac{s}{k} \cdot \operatorname{ctg} \frac{s}{k},$$

$$\nu'' = \frac{s}{k} \cdot \operatorname{cosec} \frac{s}{k} - 1,$$

$$\nu''' = \frac{1 - \cos \frac{s}{k}}{\frac{s}{k} \cdot \sin \frac{s}{k}} - \frac{1}{2} = \frac{k}{s} \cdot \operatorname{tg} \frac{s}{k \cdot 2} - \frac{1}{2}.$$

Bei symmetrischer Lage der Einzellast $Q\left(l = r = \frac{s}{2}\right)$ wird

$$(12a)\quad \nu'''' = -\frac{1}{2} + \frac{1}{2 \cos \frac{s}{2k}}.$$

Das Maximum des Feldmomentes ergibt sich nach bekannter Weise aus Gl. (4a); es wird zunächst

$$(13)\quad \operatorname{tg} \frac{x_m}{k} = \frac{\dfrac{(M_r + g k^2) - (M_l + g k^2) \cos \frac{s}{k}}{\sin s/k} + \dfrac{Q k \cdot \sin \frac{r}{k}}{\sin s/k}}{M_l + g k^2}$$

und dann

$$(14)\quad M_{\max} = -g k^2 + \frac{M_l + g k^2}{\cos\left(\frac{x_m}{k}\right)}.$$

Hat man es mit einer Lastengruppe (n Lasten Q) zu tun, so geht Gl. (12) über in

$$(15)\quad \tau_l = \sum_1^n \frac{Q_n}{P}\left(\frac{\sin \frac{r_n}{k}}{\sin \frac{s}{k}} - \frac{r_n}{s}\right) \quad \text{bzw.}$$

$$(15a)\quad \tau_r = \sum_1^n \frac{Q_n}{P}\left(\frac{\sin \frac{l_n}{k}}{\sin \frac{s}{k}} - \frac{l_n}{s}\right).$$

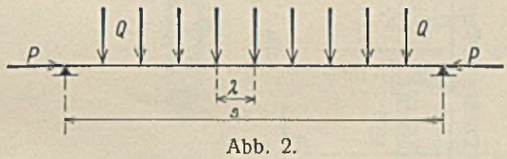


Abb. 2.

Sind die Lasten der Größe nach alle gleich und wirken sie in gleichen Abständen λ, so daß s in n gleiche Teile geteilt wird und $(n-1)$ Lasten Q vorhanden sind (Lastanordnung I), so läßt sich die Summation leicht ausführen. Es tritt eine Summe auf

$$\sin \frac{\lambda}{k} + \sin \frac{2\lambda}{k} + \sin \frac{3\lambda}{k} + \ldots \sin \frac{(n-1)\lambda}{k}.$$

Die Summe ist der imaginäre Teil von $\sum_1^{n-1} \varrho\, e^{i\varrho \cdot \frac{\lambda}{k}}$, die sich als geometrische Reihe summieren läßt:

$$\sum_1^{n-1} \varrho\, e^{i\varrho \cdot \frac{\lambda}{k}} = \frac{e^{i \cdot \frac{\lambda}{k}} + e^{i(n-1)\frac{\lambda}{k}} - e^{in \cdot \frac{\lambda}{k}} - 1}{2\left(1 - \cos \frac{\lambda}{k}\right)}.$$

Nimm davon den imaginären Anteil, so wird

$$(16)\quad \sum_1^{n-1} \sin \varrho \cdot \frac{\lambda}{k} = \frac{-\sin n \cdot \frac{\lambda}{k} + \sin (n-1) \frac{\lambda}{k} + \sin \frac{\lambda}{k}}{2\left(1 - \cos \frac{\lambda}{k}\right)}.$$

Die rechte Seite läßt sich noch weiter umformen; es ergibt sich dann nach einigen Zwischenrechnungen

$$(17)\quad \sum_1^{n-1} \sin \varrho \cdot \frac{\lambda}{k} = \frac{\sin (n-1) \frac{\alpha}{2} \cdot \sin n \cdot \frac{\alpha}{2}}{\sin \frac{\alpha}{2}}\,^{2)},$$

wenn ich zur Abkürzung $\frac{\lambda}{k} = \alpha$ setze.

Setzt man Gl. (17) in Gl. (15) ein, so erhält man

$$(18)\quad \tau_l = \frac{Q}{P}\left[\frac{\sin (n-1) \frac{\alpha}{2} \cdot \sin n \cdot \frac{\alpha}{2}}{\sin \frac{\alpha}{2} \cdot \sin n\alpha} - \frac{n-1}{2}\right].$$

---

[1]) Müller-Breslau, II. 2., 2. Aufl., S. 634.

[2]) Man vgl. dazu Knopp, Theorie und Anwendung der unendlichen Reihen, 2. Aufl., S. 358 ff., wo die Summierung unserer Reihe aus der Theorie der Fourierschen Reihen heraus erfolgt.

Für sehr große n muß daraus der Beiwert ν''' für gleichmäßig verteilte Last g folgen. In der Tat wird wegen $Q = g\lambda$

$$\tau_l = \frac{g\lambda}{P}\left[\frac{\sin\left(n\cdot\frac{\alpha}{2}-\frac{\alpha}{2}\right)\sin n\cdot\frac{\alpha}{2}}{\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\sin\frac{s}{k}} - \frac{n-1}{2}\right]$$

$$\tau_l = \frac{g\lambda}{P}\left[\frac{\left(\sin\frac{n\alpha}{2}\cdot\cos\frac{\alpha}{2}-\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\cos\frac{n\alpha}{2}\right)\sin\frac{n\alpha}{2}}{\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\sin\frac{s}{k}} - \frac{n-1}{2}\right]$$

zur Abkürzung: $\frac{s}{k} = n\alpha = \varphi$.

$$\tau_l = \frac{g\lambda}{P}\left[\frac{\left(\sin\frac{\varphi}{2}\cdot\cos\frac{\alpha}{2}-\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\cos\frac{\varphi}{2}\right)\sin\frac{\varphi}{2}}{2\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\sin\frac{\varphi}{2}\cdot\cos\frac{\varphi}{2}} - \frac{n}{2} + \frac{n}{2n}\right]$$

$$\tau_l = \frac{gs}{P}\left[\frac{k}{s}\cdot\frac{\sin\frac{\varphi}{2}\cdot\cos\frac{\alpha}{2}-\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\cos\frac{\varphi}{2}}{\cos\frac{\varphi}{2}} - \frac{1}{2}\right]$$

$$\tau_l = \frac{gs}{P}\left[\frac{k}{s}\cdot\operatorname{tg}\frac{\varphi}{2} - \frac{1}{2}\right] = \frac{gs}{P}\cdot\nu'''.$$

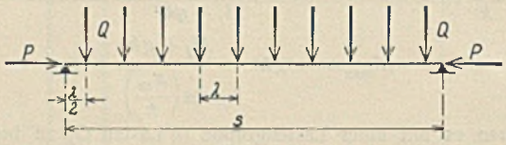


Abb. 3.

Wird der Stab durch n gleiche Lasten Q belastet, die voneinander den Abstand λ haben, von den beiden Lagern dagegen $\frac{\lambda}{2}$ (Lastanordnung II), so wird ähnlich den früheren Ableitungen

$$\tau_l = \frac{Q}{P}\left[\frac{1-\cos\varphi}{2\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\sin\varphi} - \frac{n}{2}\right] \quad \text{oder}$$

$$\tau_l = \frac{Q}{P}\left[\frac{\sin^2\frac{\varphi}{2}}{\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\sin\varphi} - \frac{n}{2}\right]$$

$$\tau_l = \frac{Q}{P}\left[\frac{\operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}}{2\cdot\sin\frac{\alpha}{2}} - \frac{n}{2}\right] \tag{19}$$

Der Grenzwert für τ_l bei $n \to \infty$ wird wieder

$$\tau_l = \frac{gs}{P}\cdot\nu'''.$$

Der Einfluß der biegenden Wirkung von P auf die Knotenmomente eines auf mehreren Stützen gelagerten Stabes ergibt sich aus der bekannten Grundgleichung $\tau_l' + \tau_r = \Delta\vartheta_m$.

Wir erhalten als erweiterte Clapeyronsche Gleichung in der Schreibweise von Müller-Breslau

$$\left\{\begin{aligned} &M_{m-1}\psi_m'' + M_m\left(\psi_m' + \psi_{m+1}'\right) + M_{m+1}\psi_{m+1}'' \\ &\quad = \Delta\vartheta_m - \frac{g_m s_m}{P_m}\cdot\nu_m''' - \frac{g_{m+1}s_{m+1}}{P_{m+1}}\cdot\nu_{m+1}''' \\ &\qquad - \frac{Q_m}{P_m}\cdot\nu_m'''' - \frac{Q_{m+1}}{P_{m+1}}\cdot\nu_{m+1}''''. \end{aligned}\right. \tag{20}$$

Hieraus lassen sich die Stützenmomente bestimmen.

Das Feldmoment unter der m^{ten} Last Q wird dann nach Müller-Breslau [3]) (bei der Lastenordnung I) mit unserer Bezeichnungsweise:

$$\left\{\begin{aligned} \mathfrak{M}_m = &\left[\frac{nQ}{s}k^2\cdot\frac{\frac{\alpha}{2}}{\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}} + \frac{1}{2}(M_l + M_r)\right]\frac{\cos\left(\frac{n}{2}-m\right)\alpha}{\cos\frac{n\alpha}{2}} \\ &+ \frac{1}{2}(M_l - M_r)\frac{\sin\left(\frac{n}{2}-m\right)\alpha}{\sin\frac{n\alpha}{2}} - \frac{nQ}{s}\cdot\frac{k^2\cdot\frac{\alpha}{2}}{\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}}. \end{aligned}\right. \tag{21}$$

Zahlenbeispiel: Balken auf drei starren Stützen. $s_1 = s_2 = 320$ cm $n = 8$ $\lambda = 40$ cm $J = 320$ cm^4 $E = 120\,000$ kg/cm^2 $Q = 65$ kg $P = 2600$ kg.

Lastanordnung I.

$$k = \sqrt{\frac{120\,000\cdot 320}{2600}} = 121{,}52 \tag{3}$$

$$\alpha = \frac{\lambda}{k} = \frac{40}{121{,}52} = 0{,}329\,216 \qquad \frac{\alpha}{2} = 0{,}164\,608$$

$$n\alpha = \varphi = \frac{s}{k} = 2{,}633\,728$$

$$\frac{Q}{P} = 0{,}025$$

$$\frac{n-1}{2} = 3{,}5$$

$$\frac{n}{2} = 4.$$

Stützenmoment: $M_c = -s\cdot\frac{Q\nu''''}{\nu'}$

$$M_c = -\frac{320\cdot 65\left(\frac{\sin 3{,}5\alpha\cdot\sin 2\alpha}{\sin 0{,}5\alpha\cdot\sin 8\alpha} - 3{,}5\right)}{1-\varphi\operatorname{ctg}\varphi}$$

$$M_c = -\frac{320\cdot 65\cdot 7{,}615}{5{,}732} = -\underline{27\,600}\text{ kgcm.}$$

Lastanordnung II.

Stützenmoment: $M_c = -\frac{320\cdot 65\left(\frac{\operatorname{tg} 4\alpha}{2\cdot\sin 0{,}5\alpha} - 4\right)}{1-\varphi\operatorname{ctg}\varphi}$

$$M_c = -\frac{320\cdot 65\cdot 7{,}77}{5{,}732} = -\underline{28\,200}\text{ kgcm.}$$

Rechnet man mit gleichmäßig verteilter Last

$$g = \frac{65}{40} = 1{,}625\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}},$$

so wird das Stützenmoment

$$M_c = -gs^2\cdot\frac{\nu'''}{\nu'}$$

$$M_c = -\frac{1{,}625\cdot 320^2}{5{,}732}\cdot\nu''' = -29000\,\nu'''$$

$$\nu''' = \frac{1-\cos\varphi}{\varphi\cdot\sin\varphi} - \frac{1}{2} = 0{,}963$$

$$\underline{M_c = -27\,927\text{ kgcm,}}$$

Das Feldmoment (nach Gl. 21) unter der 4. Last ($m = 4$) wird bei

Lastanordnung I: $M_4 = +15\,950$ kgcm,
Lastanordnung II: $M_4 = +14\,750$ „
gleichmäßig verteilter Last $g = 1{,}625$ kg/cm: $M_4 = +16\,020$ „

In der Nähe der Bruchgrenze werden die Unterschiede der M_m-Werte erheblich größer.

[3]) Man vgl. dazu Müller-Breslau a. a. O., S. 659.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlgittermaste für eine 60-kV-Leitung.

Von H. Schmudde, Köln-Kalk.

Für die Hochspannungsleitung, die sich von der Zeche Werne I/II über die Orte Bergkamen-Werne, Kamen nach Königsborn mit einem ungefähr rechtwinkligen Abzweig von Kamen über Derne nach Rauxel zur Zeche Viktor I/II erstreckt, kamen zwei Leitungssysteme mit je drei Seilen zur Verlegung. Die Maste hatten hiernach je sechs Leitungsseile von 95 mm² Cu mit 12,5 mm Durchmesser zu tragen; außerdem wurde noch ein Blitzseil vorgesehen von 50 mm² Fe mit 9 mm Durchmesser. Die Leitungsseile wurden in der allgemein üblichen Weise an zwei Traversen rechts und links der Maste aufgehängt. Das Blitzseil ist mitten auf die Maste auf je einen besonderen Aufsatz aufgelegt. Die Gesamtlänge der Hochspannungsleitung ist etwa 45 km und die größte Entfernung der Maste 250 m. Durch diese größte Entfernung und den dadurch bedingten Durchhang der Leitungsseile ergab sich eine Mindestlänge von etwa 19,5 m für die Maste. Außer den Masten mit der Normallänge von 19,5 m kamen auch noch Maste mit größeren Längen, und zwar bis 50,5 m zur Aufstellung. Die für diese Hochspannungsleitung erforderlichen Maste, unter denen einige besonders bemerkenswerte sind, sollen Gegenstand des vorliegenden Aufsatzes sein.

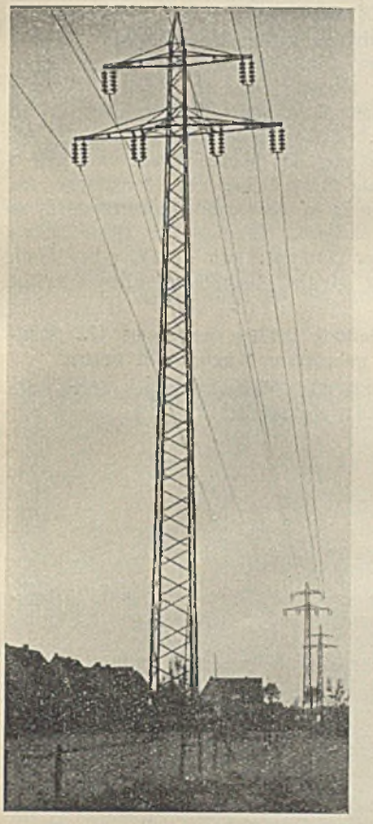


Abb. 2. Ansicht der Normal-Maste von 19,5 m Länge.

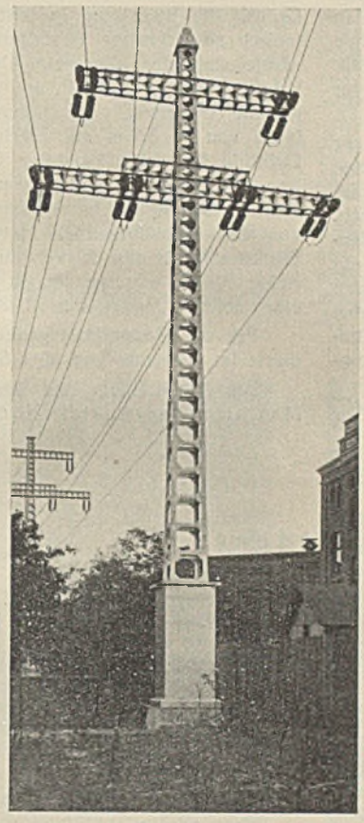


Abb. 5. Ansicht der Ziermaste von 19,5 m Länge.

Abb. 5 u. 6. Maste vor dem Verwaltungsgebäude.

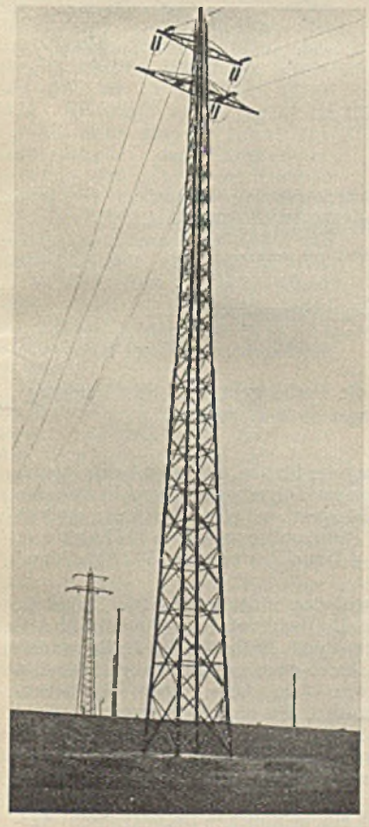


Abb. 4. Ansicht der Eisenbahn-Kreuzungs-Maste von 50,5 m Länge.

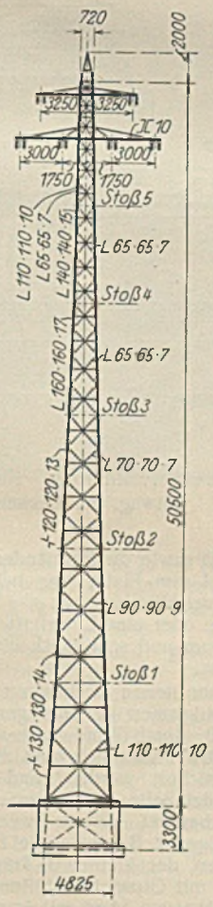


Abb. 3. Systemskizze der Eisenbahn-Kreuzungs-Maste.

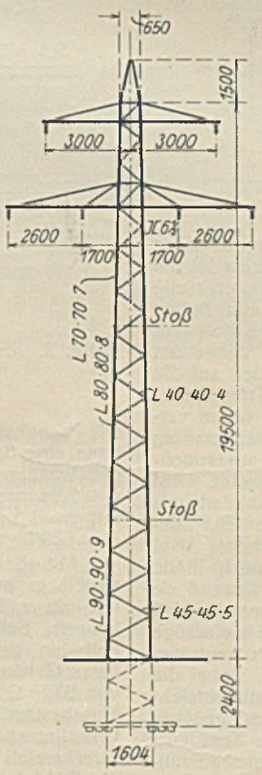


Abb. 1. Systemskizze der Normal-Maste.

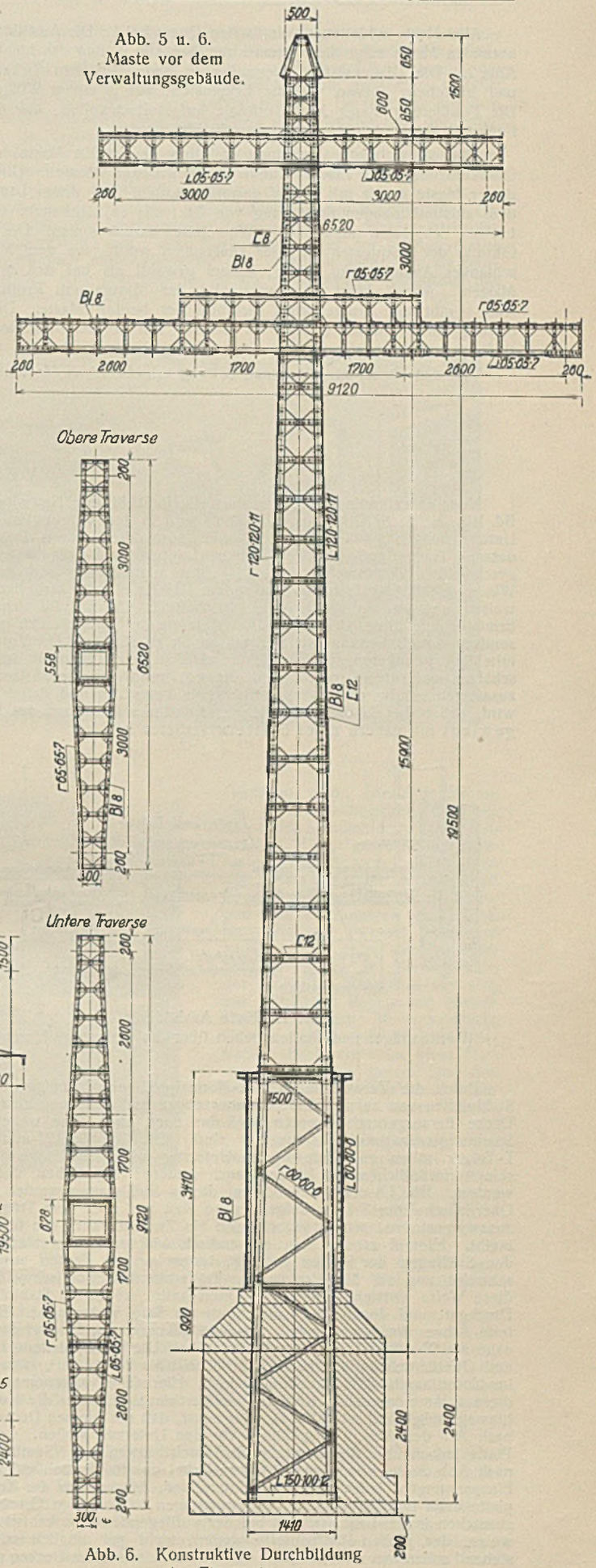


Abb. 6. Konstruktive Durchbildung der Ziermaste.

Alle Maste erhielten quadratischen Querschnitt. Die Ausbildung der normalen Maste zeigt die Systemskizze der Abb. 1 und das Lichtbild in Abb. 2. Die Diagonalstäbe verlaufen in einer einfachen Zickzacklinie und bestehen, ebenso wie die Eckpfosten, aus je einem Winkelprofil. Die Fundierung dieser Maste erfolgte auf Holzschwellen, die mit der Fußkonstruktion der Maste fest verschraubt wurden.

Eine abweichende Gestaltung erhielten die beiden Maste, die zur Überkreuzung einer Eisenbahnlinie der Reichsbahn dienten. Die Länge dieser Maste mußte mit 50,5 m gewählt werden. Bei dieser Länge und dem aufzunehmenden Spitzenzug von 5,6 t war es nicht mehr möglich, bei den Eckpfosten mit einfachen Winkeleisen auszukommen. Die Linienführung der Eckpfosten und der Diagonalen wurde, um dem Mast ein schlankes Aussehen zu geben, anders gewählt als bei den normalen Masten. Abb. 3 zeigt das Systembild der Masten mit Profilangabe. Abb. 4 gibt ein anschauliches Lichtbild der beiden Maste. Die Fundierung dieser Maste erfolgte in Beton. Ein solcher Mast wog einschließlich Traversen rund 23 t.

Von den vielen für die ganze Leitung erforderlichen Masten fanden zwei Stück vor dem Verwaltungsgebäude der Zeche Viktor I/II Aufstellung. Es war die Bedingung gestellt, daß diese beiden Maste eine architektonisch ansprechende Gestaltung erhalten sollten. Aus diesem Grunde wurde statt des allgemein üblichen Dreiecknetzwerkes ein vielfaches Rahmenfachwerk gewählt, und zwar sowohl für die Maste selbst, als auch für die Traversen. Der untere Mastteil wurde außerdem noch bis in Höhe von rd. 3,7 m mit Blech sockelartig umkleidet. Abb. 5 gibt im Lichtbild die architektonische Gestaltung der beiden Maste und Abb. 6 ihre konstruktive Ausbildung an. Die Maste haben die Normallänge von 19,5 m. Sie stehen im Abstand von 54 m voneinander und rund 187 m von den nächstfolgenden Masten entfernt. Einer dieser Maste ist als Winkelmast für eine Abweichung der Leitungen von rd. 171° bestimmt. Beide Maste erhalten jedoch ganz gleiche Ausbildung. Das Gewicht eines solchen Mastes war rd. 8,3 t.

Für die Gesamthochspannungsleitung mußten insgesamt 173 Stahlmaste im Gewichte von über 600 t geliefert und aufgestellt werden.

Die Herstellung und Lieferung der Maste erfolgte durch die Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk.

Verschiedenes.

Neue amerikanische Deckenbauweise in Stahl (Eng. News-Rec. 1929, Bd. 103, Nr. 9, S. 326). Augenblicklich sind in den Vereinigten Staaten Untersuchungen im Gange über einen besonderen neuen Deckentyp, dessen Traggerippe aus gewöhnlichen normalen I-Trägern mit aufgeschweißten Stahlblechen besteht. Diese neue Decke verbessert die Windsteifigkeit der Gebäude, ist zudem leichter als alle bisherigen Bauweisen und ist schließlich auch wirtschaftlich. An und für sich ist die Ermöglichung dieser Deckenausführung der in der Jetztzeit sich ganz besonders vervollkommnenden Schweißtechnik zu danken. Der Vorteil des erheblich geringeren Eigengewichts wäre in der Tat nicht zu unterschätzen und tritt so recht in Erscheinung, wenn man die Stützenlastenzusammenstellung eines großen Bauwerks betrachtet und dabei gewahr wird, daß bisher in diesen Stützengesamtlasten allein schon das Eigengewicht mit nahezu zwei Dritteln vertreten ist.

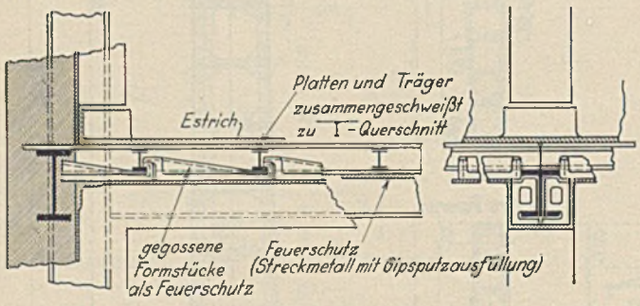


Abb. 1. Erste Ausbildung.
(Deckenträger und Platten gehen über die Unterzüge hinweg.)

Durch die Verwendung von I-Normalprofilen mit aufgeschweißten Stahlplatten von zu normenden Abmessungen soll eine möglichst leichte Decke herausgebracht werden, bei der dann auch ohne weiteres alle Spannungsverhältnisse bestimmbar sind. Die 76 bis 127 mm hohen I-Träger sollen von Unterzug zu Unterzug mit 6,1 m Länge gespannt sein (erforderlichenfalls können auch andere Trägerhöhen verwendet werden). Die 4,8 oder auch 6,7 mm dicken Stahlplatten werden auf die Oberflansche der Träger aufgelegt, so daß sie über dem Trägermittel zusammenstoßen, wobei jedoch noch ein Zwischenraum von 6 mm verbleibt. Hierauf arbeitet ein automatisch wirkender Schweißapparat an den Stoßfugen der Platten entlang, indem er die Kanten zusammenschweißt und sie überdies an den Trägeroberflansch aufschweißt. Auf diese Weise entsteht eine Art T-Querschnitt, wobei die Stahlplatte als Druckgurt und der I-Träger gleichsam als Steg wirksam ist. Die neutrale Achse dieses dergestalt zustande gekommenen Querschnitts wird nahe am Oberflansch des Trägers verlaufen. Die Beanspruchung in Platte und Oberflansch beträgt je nach Profil 210 bis 280 kg/cm², während sie im Unterflansch 1265 kg/cm² ausmacht. Hierbei ist angenommen, daß diese zusammengesetzte Konstruktion durchlaufend, über die Unterzüge hinweg, ausgeführt ist (Abb. 1), oder sonst, daß die kleinen Deckenträger nach Art der Abb. 2 ausgeklinkt vor den Unterzug stoßen, wobei die Platte jedoch über den Unterzugoberflansch hinwegläuft. Somit entsteht nach Abb. 2 eine der gegenwärtig auch bei uns in Deutschland geübten Einspannungen, jedoch mit dem Unterschied, daß bei uns die Kopfdeckplatte dank ihrer Schmalheit Formänderungen in gesunden Grenzen mitzumachen in der Lage ist, was bei der vorliegenden amerikanischen Bauweise, der großen Plattenbreite wegen, nicht gut möglich ist. Nachstehend sollen nun zwei Beispiele von den amerikanischen Decken gegeben werden.

Beispiel 1.

Trägerhöhe $h = 76$ mm, I-Träger von $l = 2{,}54$ m Spannweite (Trägerabstand ist in der Quelle leider nicht angegeben) mit $g = 8{,}5$ kg/m; Platte 4,7 mm stark.

Dann ist die Tragfähigkeit der Decke $q = 930$ kg/m², Durchbiegung $y = 1{,}78$ mm.

Beträgt die Spannweite jedoch $l = 3{,}8$ m, dann ist $q = 415$ kg/m² und $y = 4$ mm.

Eigengewicht der fertigen Decke = 52 kg/m².

Beispiel 2.

$h = 127$ mm, $g = 15$ kg/m, Abstand der I-Träger 61 cm, Platte 6,4 mm, dann wird $q = 1170$ kg/m² bei $l = 4{,}6$ m, $y = 2^1/_2$ mm
und $q = 640$ kg/m² bei $l = 6{,}1$ m, $y = 4{,}4$ mm.

Deckengewicht 75 kg/m².

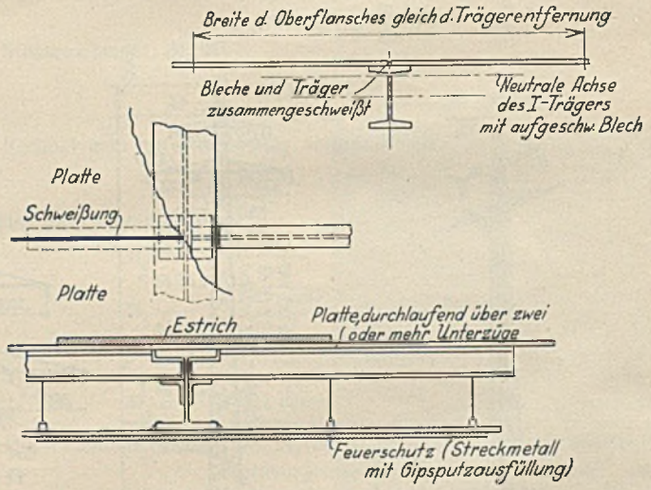


Abb. 2. Zweite Ausführung. Nur die Platte geht über den Unterzug hinweg, die Deckenträger stoßen dagegen.

Die Festigkeit sowie die Formänderung der Platten selbst ist befriedigend, denn eine 6,4-mm-Platte trug bei einem Trägerabstand von 61 cm eine gleichmäßig verteilte Last von $q = 2750$ kg/m² bei einer Durchbiegung von $y = 2{,}94$ mm, oder eine Einzellast in Plattenmitte von $P = 1117$ kg/lfd. m mit $y = 1{,}5$ mm und schließlich eine 4,7-mm-Platte: $q = 1540$ kg/m² und $P = 630$ kg/m.

Mit dieser neuen Deckenform wird das entstehende feste Stahldeck zu einem wirksamen Verband gegen Drehwirkungen irgendwelcher Art, wie sie z. B. durch Wind und auch durch Erdbeben bewirkt werden können. Selbstverständlich muß die Decke auch auf ihre Feuerbeständigkeit hin gesichert werden, und zwar stets dann, wenn die brennbaren Gebäudeinhalte eine Hitze erzeugen, die eine Temperatur im Stahl von 538° C bewirkt. Dieser Zweck kann erreicht werden entweder durch feuerbeständige, z. B. gegossene Formstücke, die wie in Abb. 1 auf die Unterflanschen der kleinen I-Träger verlegt werden, oder auch durch Streckmetall mit Gipsputzausfüllung. Es soll noch bemerkt werden, daß die Stahlplatten von oben mit irgend einem üblichen Belag (Estrich) versehen werden.

Die Kosten für das Schweißen des Leistchens in der Stoßfuge der Platte und auf dem Kopfflansch des Trägers ist von einem Unternehmer

bei Verwendung automatisch wirkender Schweißmaschinen auf 0,28 R.-M. lfd./m geschätzt worden. Ein anderer Unternehmer hat sich bereit erklärt, diese Arbeit für 0,42 bis 0,55 R.-M. je m² Decke zu übernehmen.

Da die Schweißnaht nicht weit von der neutralen Achse liegt, so ist ein Werfen der Decke nicht zu befürchten. Die Gesamtkosten einer Decke aus 76 mm-I-Trägern, 4,7 mm-Platten, auf der Oberseite mit Korkziegeln abgedeckt und auf der Unterseite durch Streckmetall mit Gipsputz gegen Feuer gesichert, betragen:

je m² rd. $12^1/_2$ R.-M.

Die neue Decke wird je nach Ausführung 90 bis 270 kg/m² leichter als irgendeine der bisherigen Konstruktionen (man denke an die Steindecken, die ohne Träger allein schon etwa 130 bis 250 kg/m² wiegen). Bei einem 75stöckigen Bau mit einer Feldteilung von 5,5 × 5,7 m wird die Ersparnis an Eigengewicht auf ein einziges Stützenfundament fast schon 90 t betragen. D.

Abb. 1.

Abb. 2.

Künstler und Techniker. „Stählerne" Kunst. Es ist noch gar nicht so lange her, daß die Künstler auf den Gedanken gekommen sind, die Schöpfungen der Technik als ebenbürtige Motive anzuerkennen. Denn man glaubte früher, daß wahre Schönheit sich nur in der Natur offenbare. Bis dann eines Tages die Technik auch für die Kunst entdeckt wurde, der Künstler erkannte, daß die monumentale Wucht der Hochöfen, die bizarre Form der Krane, der kühne Schwung der Brückenbogen, der Koloß des Fabrikgebäudes und andere technische und architektonische Werke seines Pinsels oder Griffels genau so würdig seien, wie etwa die schöne Landschaft oder der Mensch es sind.

Welche Fülle von Anregungen die Technik dem Künstler bietet, bewies in überzeugender Weise die vom Deutschen Stahlbau-Verband aus Anlaß der Tagung seines 25jährigen Bestehens in der Technischen Hochschule, Berlin, veranstaltete Kunstausstellung „Stahlbau in Bild und Plastik". Das von dem bekannten Bremer Maler und Graphiker Fritz Jacobsen zusammengestellte Material zeigte in Gemälden, Graphiken, Zeichnungen, Plastiken und Photographien, welche starken Eindrücke der moderne Künstler von den Schöpfungen des Stahlbaus empfangen und wie er sie zu eindrucksvollen Kunstwerken gestaltet hat; sodann wurde durch diese Ausstellung aber auch dargetan, daß in diesen technischen Leistungen, die oft Wunderwerke deutscher Ingenieurkunst darstellen, ästhetische und formbildende Elemente selbst schon enthalten sind. Und so lieferte diese Ausstellung zugleich einen wertvollen und überzeugenden Beitrag zu der sich immer stärker bahnbrechenden Erkenntnis, daß Schönheit und moderne Technik durchaus nicht mehr zwei entgegengesetzte Begriffe sind. Ingenieur und Architekt wirken heute durch ihre Zweckbauten in hohem Maße kunstschöpferisch.

Da sehen wir — nur einiges sei aus der großen Zahl der vom Stahlbau-Verband vorgeführten Arbeiten herausgegriffen — auf dem großen von Hans von Bartels geschaffenen Gemälde der riesigen Straßenbrücke Köln—Deutz, wie sich dieses großartige stählerne Werk dem schönen landschaftlichen Bilde vollkommen einfügt. Oder wir erkennen an dem von Jacobsen geschaffenen Gemälde der Rheinbrücke Duisburg—Hochfeld, wie aus dem kühnen, weitausholenden Schwung der Brückenbogen, aus ihren Trägern und Stützen ein großartiges Gebilde von höchstem ästhetischen Reiz entstanden ist. Da tönt uns aus dem Bilde „Eisenbauwerkstatt" von Baluschek das gewaltige Lied der Arbeit entgegen; da verstehen wir bei der Kohlezeichnung einer Stahlkirche (von Jacobsen), daß der moderne Stahlbau nicht nur der zweckmäßigste Baustil für profane Zwecke ist, sondern auch ein der religiösen Andacht dienendes Gebäude würdig zu errichten vermag.

Besonders interessant vom technischen wie vom künstlerischen Gesichtspunkt sind die Jacobsenschen Zeichnungen der Stahlskelettbauten von Geschäftshäusern usw.; hier blicken wir nicht nur gewissermaßen hinter die Kulissen dieser Bauweise, wir erkennen auch, wie sie formbildend wirkt, also grundlegend für die zweckmäßige Gliederung und die neuzeitlich-ästhetische Gestaltung des Baues und besonders der Fassaden wird. Die Anregungen, die gerade technischen Zwecken dienenden Stahlbauten, wie Rampenbrücken, Fördergerüste, Eisenbauhallen, Martinwerke, Hochöfen usw. dem Künstler unserer Zeit bieten, zeigen auch die Radierungen und Zeichnungen von Künstlern wie J. C. Turner, Graf und anderen. So reizt den Künstler bald die Wucht der Formen, bald der großartige Rhythmus der sich aus stählernen Bogen und Balken fügenden Bauten; ihr scheinbares Gewirr ordnet sich dem künstlerischen Blick stets zu einer Harmonie, und der tiefere Sinn des ganzen Bauwerks offenbart sich ihm im Erkennen der diesen durchdringenden zweckmäßigen Idee.

Abb. 3. Phot.: A. Groß, Berlin.

Zahlreiche Photographien, unter ihnen Meisterleistungen der photographischen Kunst, sowie eine Sammlung bildlicher Darstellungen aus den verschiedensten Gebieten des Stahlbaues, bildeten wertvolle Ergänzung der gezeigten Kunstwerke, weil auf diesen Blättern sich die einzelnen Phasen des Stahlbaus und seine zahlreichen Anwendungsgebiete in einer auch für den Fachmann lehrreichen Weise erkennen ließen.

Und nicht vergessen seien als eindrucksvolle Beigabe dieser einzigartigen Kunstausstellung (die es verdient, auch in anderen deutschen Städten gezeigt zu werden) die von Bildhauern, wie Walter Becker, Prof. Jaensch, Schaper, Luise Schmuckler, Thuma und Post stammenden Plastiken, die uns den arbeitenden Menschen in der bildnerischen Schönheit seines mühseliger Arbeit dienenden Körpers zeigen. Ernst Collin.

Bauen im Winter. In der wichtigen und zur Zeit wieder sehr aktuellen Frage des Bauens im Winter sei im folgenden ein interessantes Beispiel aus der Praxis gegeben.

Die Maschinenfabrik Eßlingen, Eßlingen a. Neckar, Württemberg, begann am 2. Januar 1929 mit der Montage eines Kessel- und Maschinenhauses für die Baumwollspinnerei in Eisenlohr-Dettingen. Trotz der ganz außergewöhnlichen Kälte (bei einer Temperatur von —25° wurde ohne besondere Vorkehrungen noch gearbeitet) war

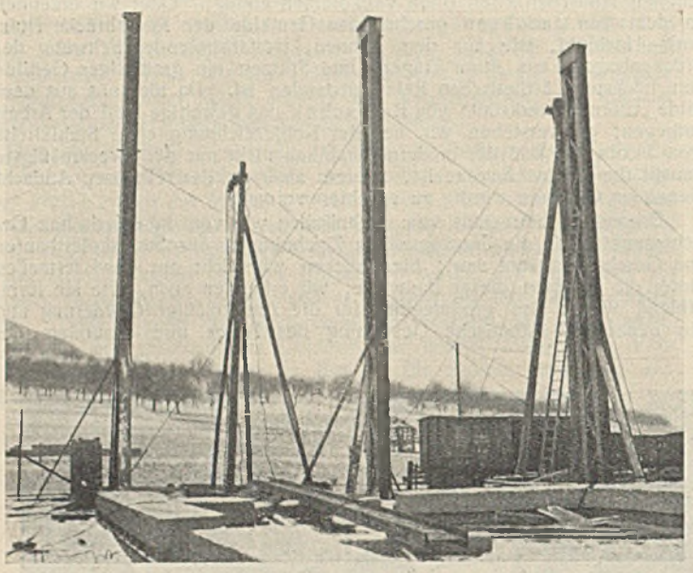


Abb. 1.

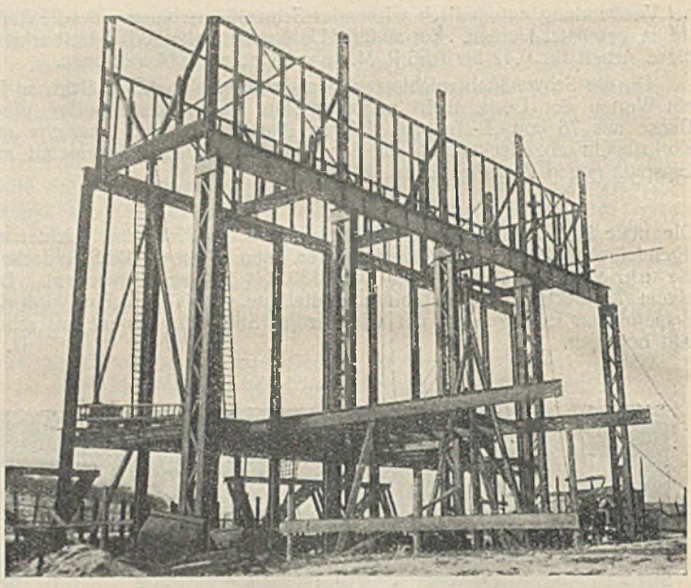


Abb. 2.

bereits Anfang Februar die Montage des Bunkerteiles vom Kesselhaus beendet.

Nun zeigte sich aber ein großer Übelstand. Infolge des strengen Frostes waren die Fundament- und Maurerarbeiten für das weiter zurückliegende Kesselhaus vollständig eingestellt worden, und es konnte deshalb

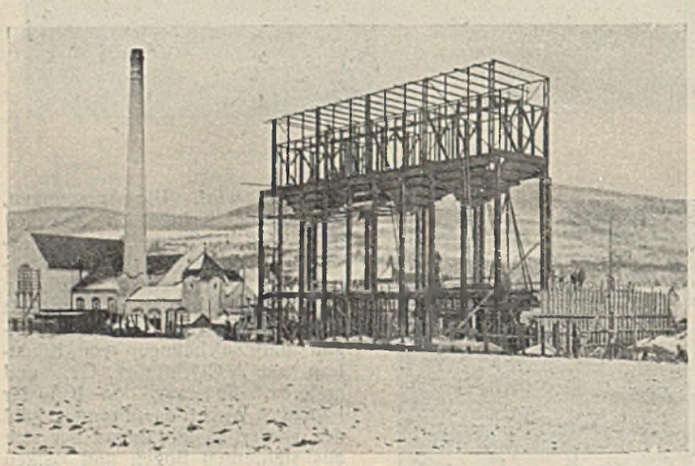


Abb. 3.

die Montage dieser Bauteile nicht gleichzeitig oder im Anschluß an die Montage des Bunkerteiles durchgeführt werden. Es mußten aus diesem Grunde, wie aus Abb. 2 ersichtlich, die Deckenträger des 1. Geschosses samt Unterzügen, welche sich auf dem Mauerwerk des Kesselhauses abstützen sollten, provisorisch durch Holzstützen abgefangen werden. Erst

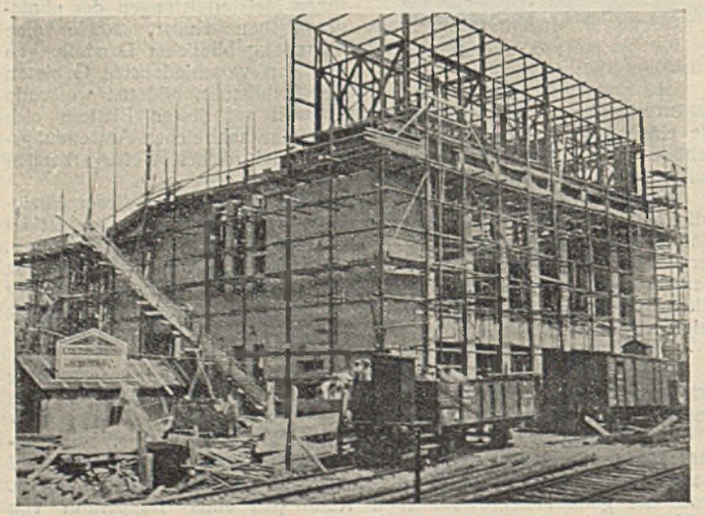


Abb. 4.

nach Einsetzen von milderem Wetter konnten die Fundament- und Mauerwerksarbeiten und daran anschließend die Montage der übrigen Bauteile fortgeführt werden.

Durch diese Verzögerung konnte die Stahlkonstruktion erst Anfang Juni beendet werden. Hätte man die Tragkonstruktion des Kessel- und Maschinenhauses nicht auf Mauerwerk, sondern statt dessen, ebenso wie die Bunkerkonstruktion, auf stählernen Säulen abgestützt, so wäre die Verzögerung zweifellos vermieden worden, und die Aufstellung der Stahlkonstruktion hätte programmäßig Anfang März beendet sein können.

Die Gesamtanlage besteht aus einem Bunkerhaus von 6,4 × 31,0 m Grundrißfläche und 21,5 m Höhe, dem eigentlichen Kesselhaus von 12,1 × 31,0 m Grundrißfläche und 16,8 m Höhe und dem Maschinenhaus von 14,5 × 31,0 m Grundrißfläche und 14,0 m Höhe einschließlich Kranbahn.

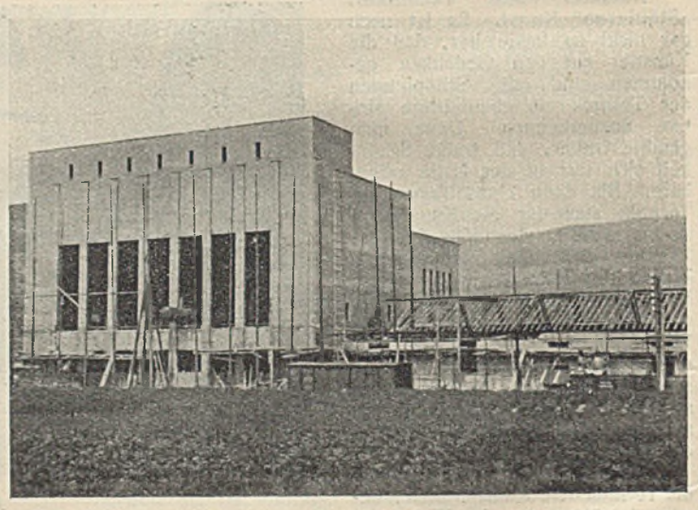


Abb. 5.

Abb. 1 bis 3 zeigen verschiedene Montagezustände, während Abb. 4 den Bau in einem vorgeschritteneren Stadium und Abb. 5 den vollendeten Rohbau darstellt.

Aus Abb. 5 läßt sich bereits erkennen, daß die architektonische Lösung der Anlage außerordentlich glücklich genannt werden muß. Die einfachen glatten Flächen und die schlanken rechteckigen Fensteröffnungen der würfelförmigen Gebäude kommen der Forderung nach Einfachheit und Sachlichkeit in jeder Beziehung entgegen. Auch in diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß die architektonischen Möglichkeiten, die der Stahlskelettbau bietet, unbegrenzt sind und daß sich jede Gebäudeart ihrer Umgebung — auch wie in vorstehendem Beispiel einer mit ausgesprochen ländlich-hügeligem Charakter — ohne Schwierigkeiten anpassen läßt.

INHALT: Haus Vaterland. — Stäbe, die auf Knicken und durch Einzellasten auf Biegung beansprucht werden. — Stahlgittermaste für eine 60-kV-Leitung. — Verschiedenes: Neue amerikanische Deckenbauweise in Stahl. — Künstler und Techniker. „Stählerne" Kunst. — Bauen im Winter.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.