

# DER STAHLBAU

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

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 28. Juni 1929

Heft 13

Alle Rechte vorbehalten.

### Die Entwicklung des Stahl-Skelettbaues in Hamburg.

Von Ingenieur A. Rahn, Hamburg.

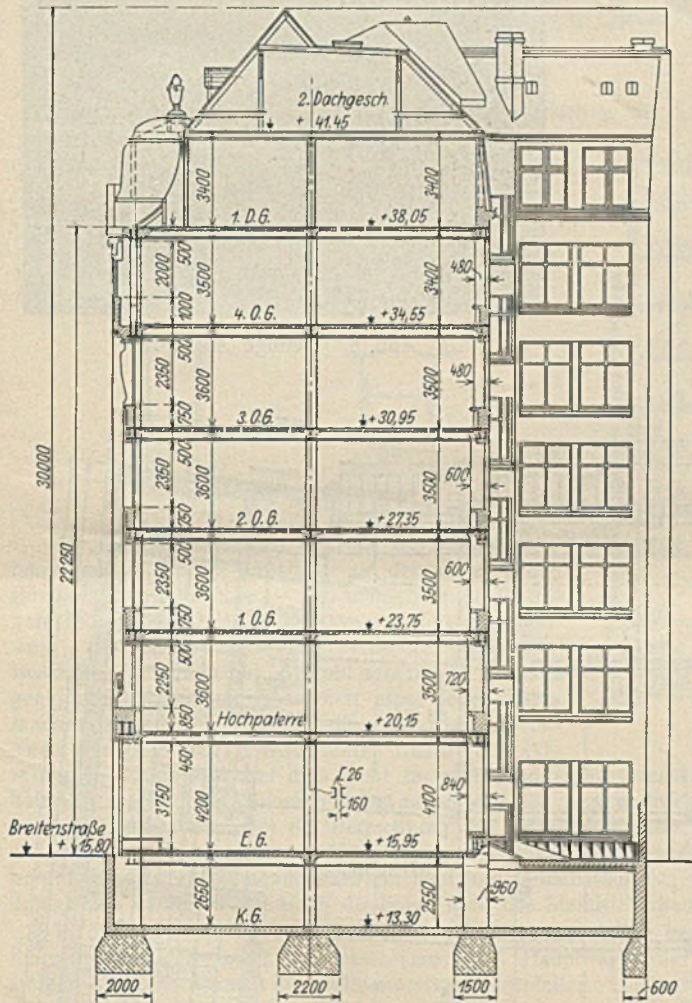


Abb. 1. Aufriß.

Die Vorteile des Stahl-Skelettbaues und die zwingenden Notwendigkeiten, die zu seiner Ausbildung und Verbreitung führten, sind zur Genüge bekannt: Der hohe Wert von Grund und Boden in Großstädten zwingt zu sorgfältigster Raumaussnutzung und führt zur Wahl desjenigen Baustoffs für die Haupt-Tragwerkteile, der größtmögliche Beanspruchung verträgt und dadurch zu kleinsten Querschnitten führt. Bei dem mit den steigenden Bodenpreisen zunehmenden Höhenwachstum der Gebäude können Mauerkörper die wichtige Rolle der Horizontalaussteifung nicht mehr übernehmen, diese muß vielmehr von einer einheitlich durchgebildeten Stahlrahmenkonstruktion übernommen werden. Die Außenmauern werden vorgeblendet; sie können also verhältnismäßig schwach bemessen werden und das Innere des Gebäudes einen weiteren Raumzuwachs erhalten. Hoch zu veranschlagen ist auch der Umstand, daß das Stahl-Skelett durch Witterungsverhältnisse unbeeinträchtigt aufgestellt werden kann, während — wie es gerade im letzten Winter 1928/29 der Fall war — bei anderen Bauweisen anhaltender Frost die Bautätigkeit lahmlegt.

Ausgehend von dem auch für Geschäftshäuser bis dahin allein gebräuchlichen Massivbau, der nur hin und wieder im Innern der Gebäude vereinzelte stählerne und namentlich neben Ladeneingängen profilierte gußeiserne Säulen anwendete, beginnt der Entwicklungsprozeß des Skelettbaues



Abb. 4. Ansicht.

Abb. 1 bis 4. Mönckeberghaus.  
(Ausführung der Stahlkonstruktion:  
H. C. E. Eggers & Co., Hamburg.)

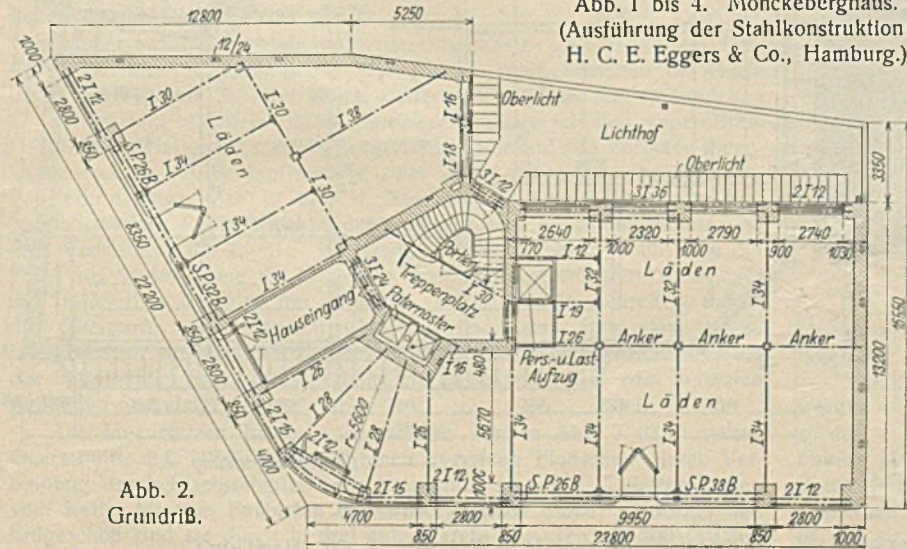


Abb. 2. Grundriß.

mit der Auflockerung der Frontwände. Um in Kontorhäusern mehr Raum und Licht zu schaffen, namentlich auch für die unten vielfach durchlaufenden Läden, werden in den Fronten nur einige massive Hauptpfeiler hochgezogen, das Wandmauerwerk auf ein Minimum beschränkt, vorgeblendet und in den einzelnen Stockwerken durch Träger abgefangen, welche die Vertikallasten auf die Hauptpfeiler übertragen.

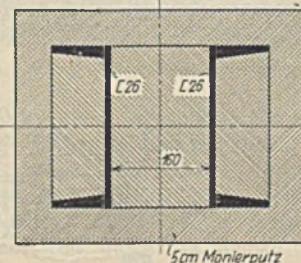


Abb. 3. Querschnitt der Innenstützen.

In diesem ersten Entwicklungsstadium müssen die Seiten- und Innenmauern aber immer noch die Horizontalversteifung übernehmen, daher verhältnismäßig stark bemessen werden.

Ein typisches Beispiel hierfür bietet



das Mönckeberghaus (Architekt Claus Meyer, Hamburg, Zivilingenieur Franz Karck), das in Abb. 1 u. 2 in Grundriß und Aufriß wiedergegeben ist. Die Hauptfrontpfeiler sind voll aus Sandstein hergestellt, während bei kleineren Zwischenpfeilern der Sandstein nur vorgeblendet ist und die Tragorgane hier auch für die Horizontalkräfte aus Walzträgern bestehen. Im übrigen sind die Zwischenpfeiler in den einzelnen Stockwerken abgefangen und ihre Lasten durch die Brüstungsträger auf die Hauptpfeiler übertragen. Die im Inneren vorhandenen Stahlstützen sind entsprechend Abb. 3 aus je zwei  $\square$ -Profilen zusammengesetzt, die durch einfache Bindebleche vereinigt sind. Der Raum zwischen den  $\square$ -Profil-Rücken und -Flanschen ist mit Steinen ausgefüllt und der so gebildete rechteckige Querschnitt mit 5 cm starkem Monierputz ummantelt. Die Säulen sind nur

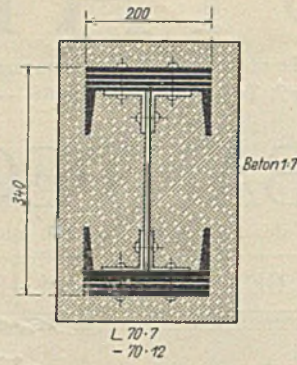


Abb. 7. Querschnitt der Innenstützen.

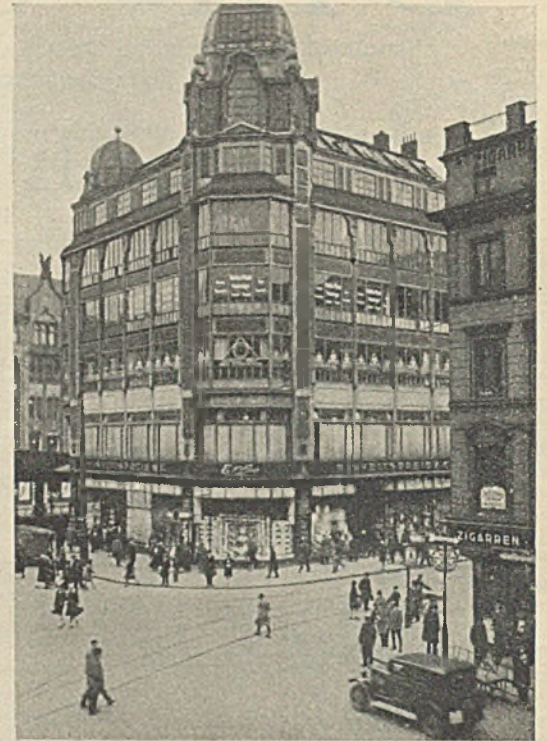


Abb. 8. Heutige Ansicht.

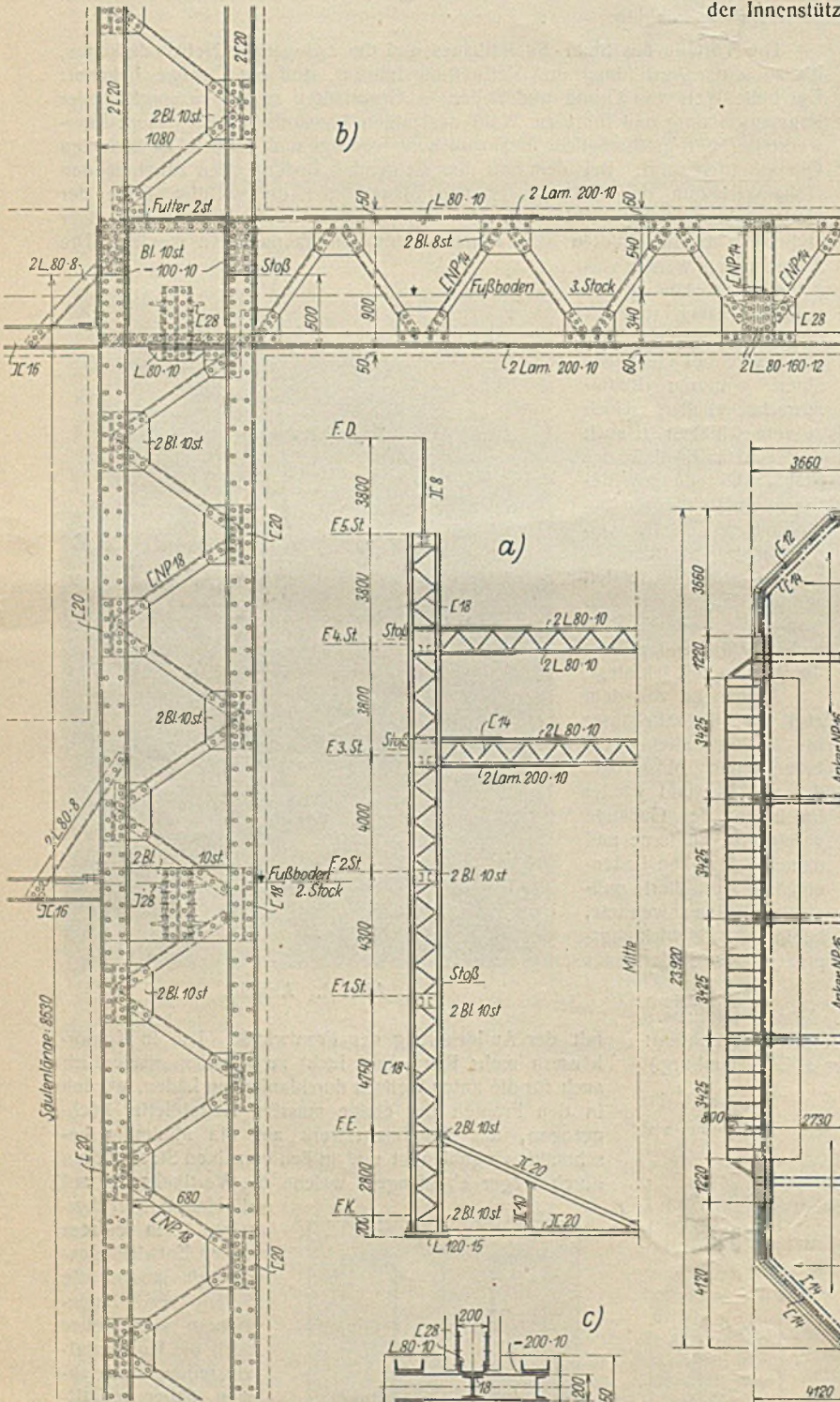


Abb. 6. Ausbildung der Gitterstützen.

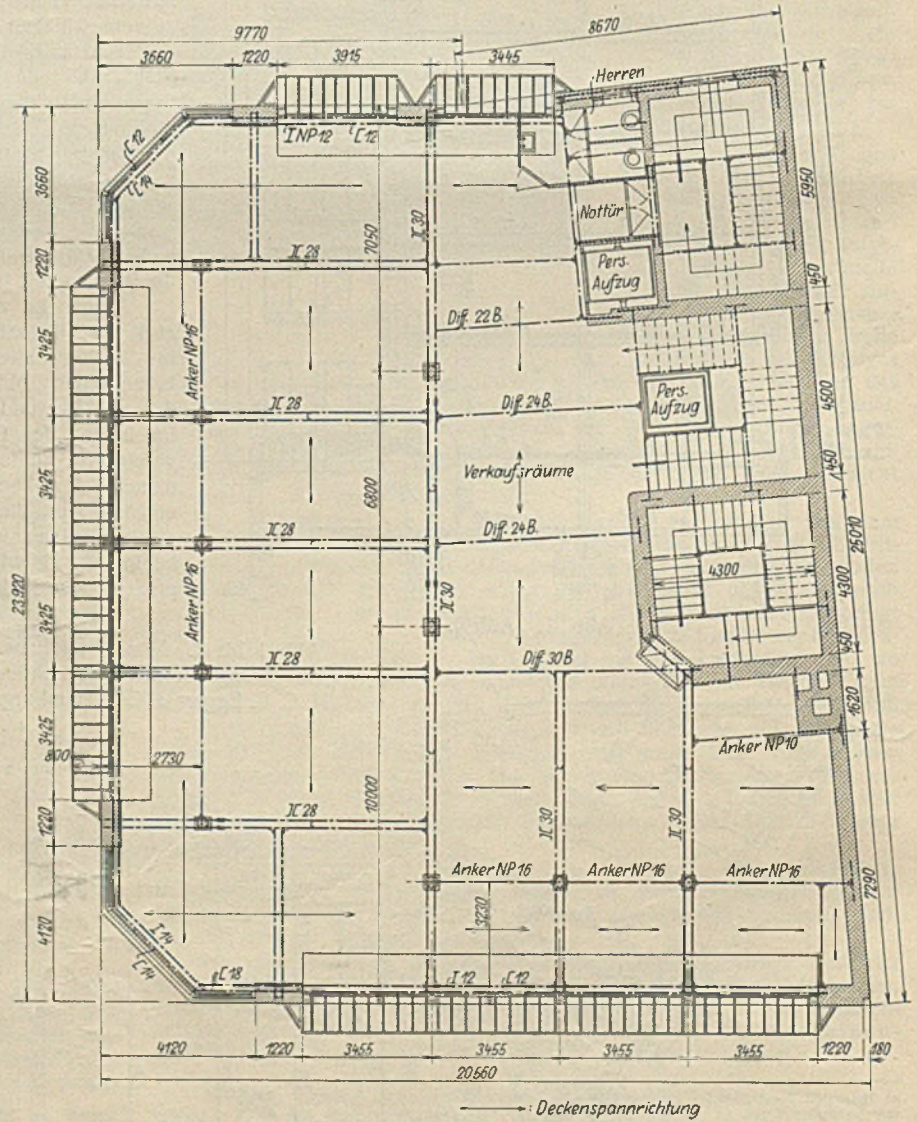


Abb. 5. Grundriß.

Abb. 5 bis 8. Geschäftshaus Franz Schurig. (Ausführung der Stahlkonstruktion: H. C. E. Eggers & Co., Hamburg)



Abb. 9. Gesamtgrundriß des Erdgeschosses.

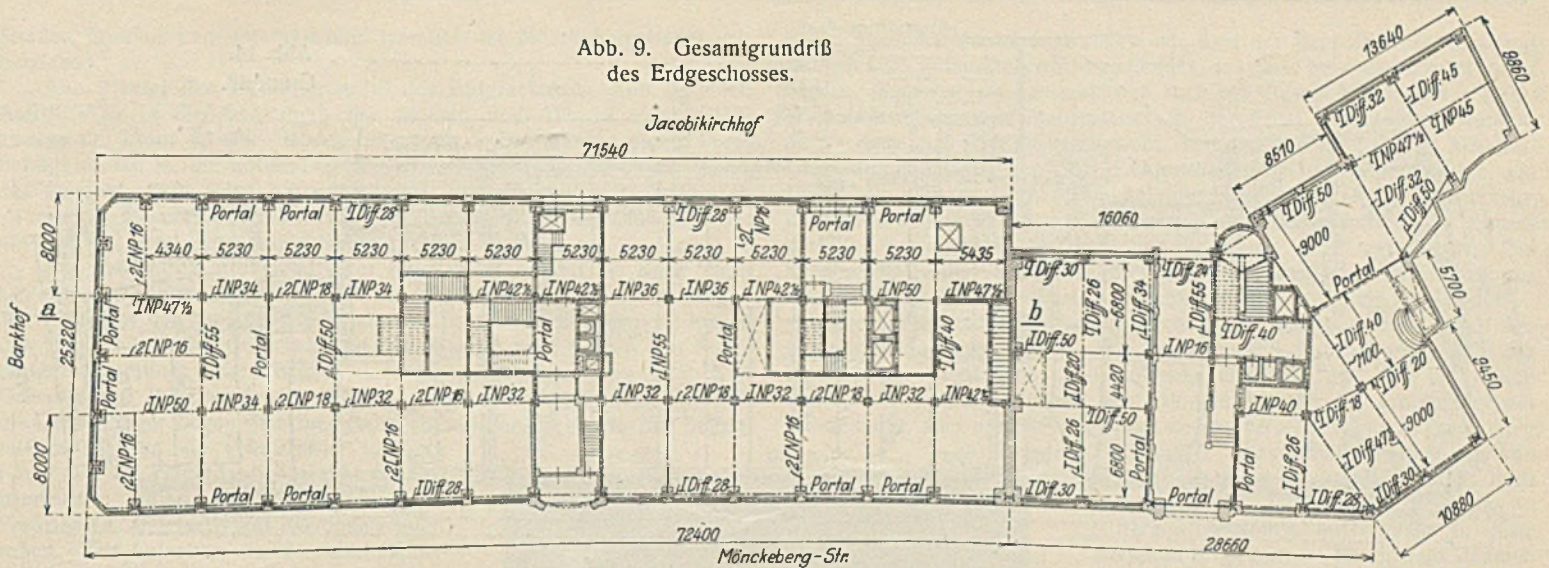


Abb. 9 bis 12. Die Rappolthäuser. (Ausführung der Stahlkonstruktion: Dübler & Co., jetzt Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg.)

für senkrechte Lasten berechnet, sämtliche wagerechte Kräfte werden durch die als Koenensche Voutenplatten ausgebildeten Decken auf die an den Giebeln, im Innern und an der Rückseite des Gebäudes vorhandenen Mauern übertragen. Abb. 4 zeigt eine Aufnahme des fertigen Bauwerks.



Abb. 11 a.



Abb. 11 b.

Ausbildung der Stützen.

Ungefähr in derselben Zeit, als das Mönckeberghaus gebaut wurde, entstand an der Ecke Große Burstah-Altenwallbrücke — also schrägüber der heutigen Hochbahnhaltestelle Rödingsmarkt — ein Bauwerk, das bisher nicht die verdiente allgemeine Beachtung gefunden hat, obwohl schon sein Äußeres geeignet ist, die Aufmerksamkeit eines jeden Fachmannes zu erregen. Es ist dies das Geschäftshaus Franz Schurig (Architekten Lundt & Kallmorgen, Hamburg), bei dem wohl zuerst im modernen Geschäftshausbau die tragende Stahlkonstruktion außen sichtbar und architektonisch nutzbar gemacht ist. Bei der Betrachtung des Grundrisses (Abb. 5) wird ersichtlich, daß nur an der Nachbargrenze und um die Treppenhäuser herum Mauerwerk in nennenswertem Umfange beibehalten ist, und es drängt sich damit unwillkürlich die Frage nach der Standsicherheit auf.

In der Tat lehrt der erste Blick, daß dieses Bauwerk ohne besondere Innenversteifungen nicht standfest wäre: Als Haupttragglieder treten stählerne Gitterstützen an die Stelle massiver Frontpfeiler. Die Ausbildung dieser Gitterstützen ist aus Abb. 6 ersichtlich und zwar gibt Skizze a einen zusammenhängenden Säulenzug, b und c die konstruktiven Einzelheiten des Stützenfachwerks wieder.

Es hat außer den anteiligen senkrechten Lasten auch die entsprechenden Windkräfte aufgenommen. Wie Abb. 6 zeigt, bestehen die Gurte dieser Stützen aus je zwei durch Gitterwerk miteinander verbundenen C-Profilen und bilden im festen Zusammenschlusse mit den wagerechten Gitterträgern Halbportale, deren wagerechte Arme auf den nächsten Innenstützen ruhen. Außerdem sind je zwei dieser Frontsäulen in Höhe der Fensterbrüstungen des 3. und 4. Stockwerkes durch Frontriegel verbunden, bilden somit auch in der Längsrichtung wirksame Portale und eine Versteifung der Front. Zu erwähnen ist hierbei, daß die von der Front aus in das Innere des Gebäudes laufenden wagerechten Gitterträger der Halbportale das Maß der normalen Deckenhöhe überschreiten, indem die Obergurte etwa 600 mm über dem normalen Fußboden liegen. Infolgedessen hat man den Fußboden in diesem ersten Schaufensterfelde des betreffenden Stockwerkes erhöht, und es führen zu ihm vom normalen Fußboden aus einige Stufen empor.

Die Innenstützen haben hauptsächlich den in Abb. 7 dargestellten Querschnitt: 2 C NP 20 mit nach innen liegenden Flanschen, deren Verbindung durch Flachstabgitterwerk hergestellt ist. Die C-Profile laufen vom Keller bis zum Fußboden des 5. Stockwerkes durch; im Keller und Erdgeschoß sind sie durch je drei aufgenietete Lamellen von 200×10 mm

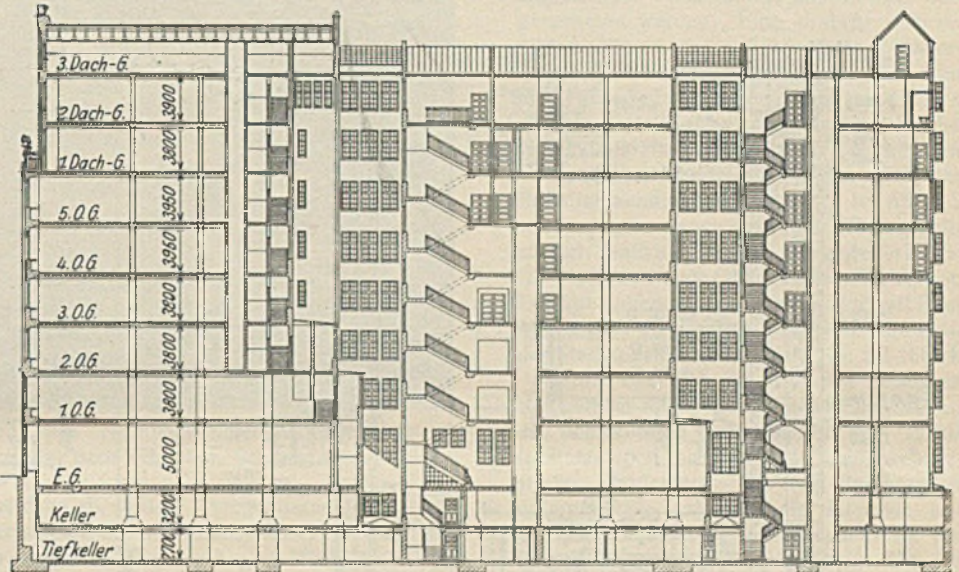


Abb. 10. Aufriß.



Abb. 12. Ansicht von der Mönckebergstraße.

Querschnitt verstärkt, die in den oberen Stockwerken absetzen. Die Verlängerung im 5. Stock besteht aus 2 C NP 16.

Sämtliche Stützen, auch die großen Gitterstützen der Fronten, wurden — wie aus Abb. 7 ersichtlich — vollkommen in Beton gebettet, so daß — wie bereits erwähnt — bei diesen Frontpfeilern das bisher übliche Massivmauerwerk durch das Stahlfachwerk der Stützen mit ihrer Beton-Ummantelung ersetzt wird. Die Kanten dieser Ummantelung haben stählernen Kantenschutz, der Raum zwischen den Kantenschutzschienen ist mit grünen Glasursteinen verkleidet. Hier und in den Brüstungen des



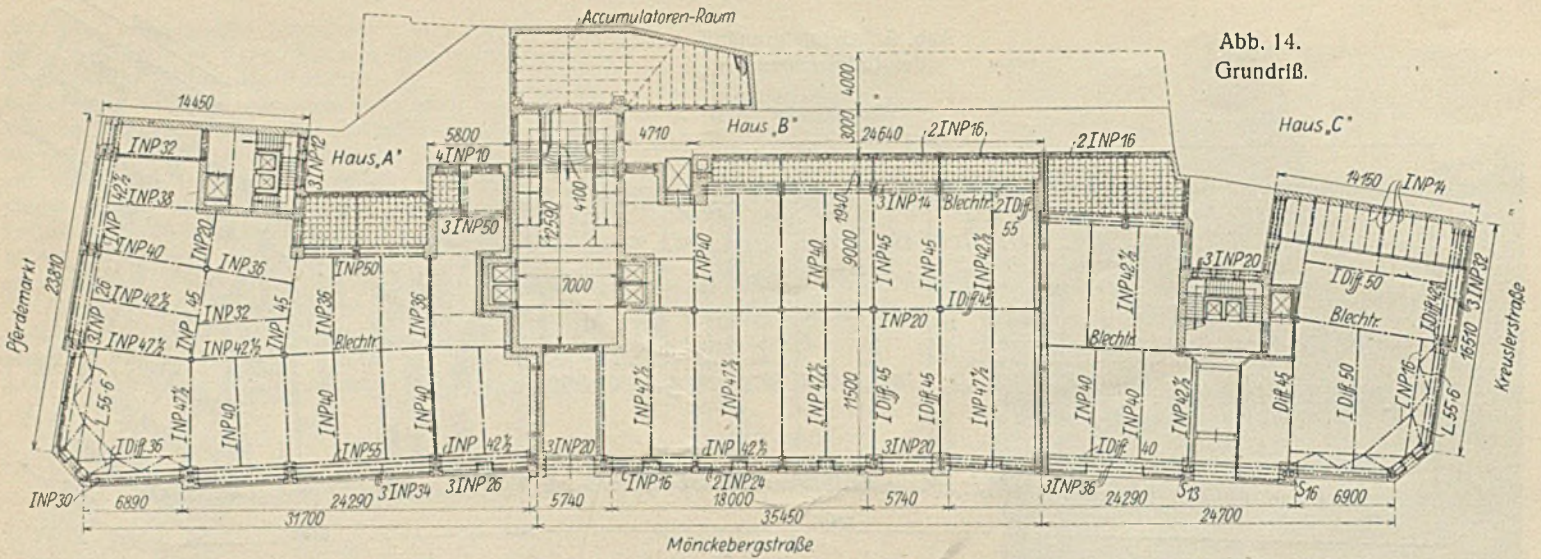


Abb. 14. Grundriß.

Abb. 13 bis 16b. Kontorhaus Hanse. (Ausführung der Stahlkonstruktion: J. Jansen Schütt G. m. b. H., Hamburg.)

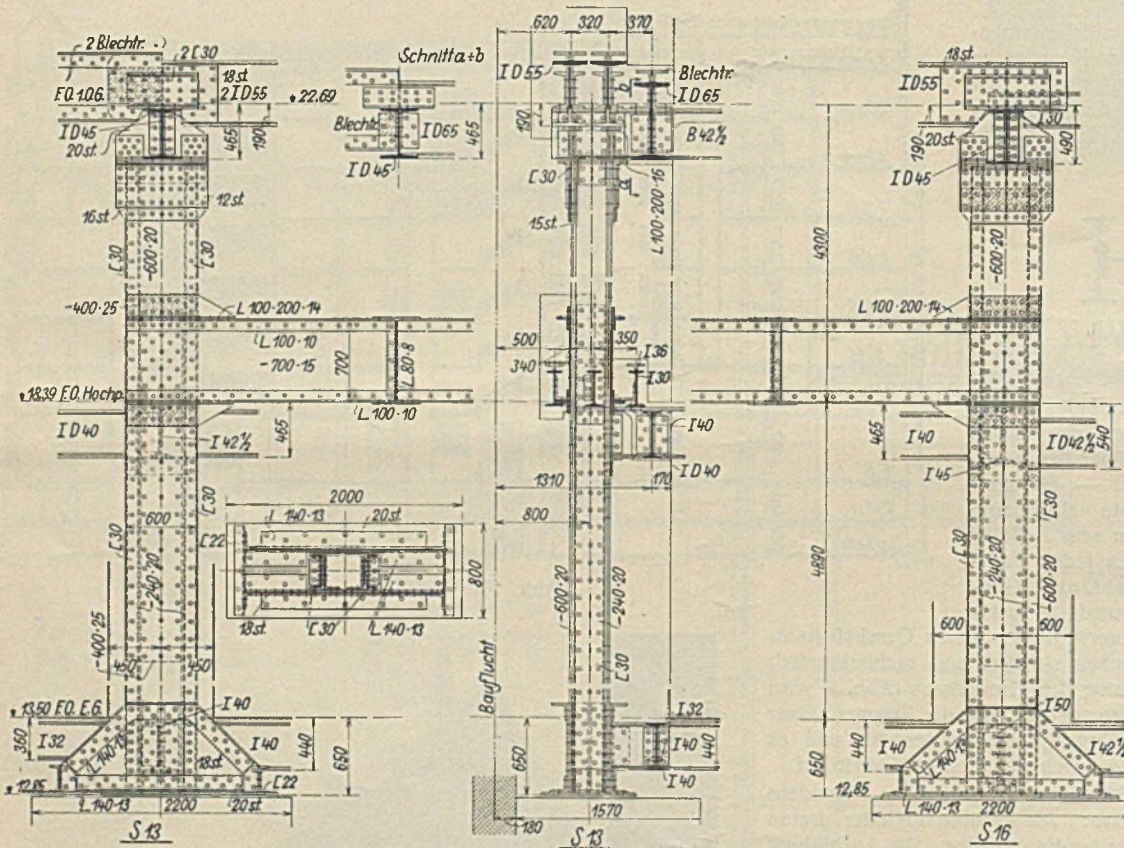


Abb. 15. Einzelheiten der Portalrahmenkonstruktion.

3. und 4. Stockwerkes sind die einzigen Stellen, an denen Stein in Erscheinung tritt, während die Brüstungen der übrigen Stockwerke durch Stahlblech mit Walzprofilbesatz gebildet sind. Entwurf und Berechnung der Stahlkonstruktionen erfolgte durch die Zivilingenieure Lühmann & Martienssen in Hamburg.



Abb. 13. Stützenquerschnitt.

Bei der vor einiger Zeit erfolgten Übernahme des Geschäftshauses durch die „Epa“ wurden von dieser einige bauliche Veränderungen vorgenommen, das Gesamtbild des Baues hat aber dadurch keine wesentliche Veränderung erfahren. Abb. 8 zeigt das Gebäude in seinem heutigen Zustande als einen außerlich vollkommen durchgebildeten Stahl-Skelettbau.

War bei dem bereits aus dem Jahre 1908 stammenden, also verhältnismäßig frühen Bau des Geschäftshauses Franz Schurig auf dem

Gebiete des Stahlhochbaues etwas Außergewöhnliches geschaffen als Werk eines Einzelwillen, so erfuhr bald danach die Hamburger Bautätigkeit von außen her in außergewöhnlich großem Umfang Anregung und Belebung nach dem schon etwa 1903 erfolgten Fallen der alten Wohnviertel zwischen Rathausmarkt und Steintor durch Inangriffnahme des großzügigen neuen Bebauungsplanes: Namentlich durch die Schaffung der prächtigen Hauptverkehrsader Hamburgs, der Mönckebergstraße, sind Hamburger Ingenieure, Architekten und Unternehmer vor ebenso neue wie dankbare Aufgaben gestellt worden. Kam es doch hier auf die Schaffung monumentaler Zweckbauten an, die trotz ihrer jeweiligen Eigenart ein einheitliches Gesamtbild ergeben sollten: Zunächst eine architektonische Aufgabe, kam dabei auch der Ingenieur in hervorragender Weise zum Wort, und wir sehen heute, wie damals in Hamburg verhältnismäßig früh auf dem Gebiete des Stahl-Skelettbau eine Reihe bemerkenswerter Ausführungen entstanden.

Von den vielen in bezug auf ihre Konstruktion mehr oder weniger gleichartigen Kontorhausbauten seien im folgenden einige Beispiele ausgewählt.

Zunächst die Rappolthäuser (Architekt Fr. Höger, Hamburg). Es handelt sich hierbei um einen aus zwei Kontorhäusern — Rappolthaus I und II — einheitlich zusammengeschlossenen Häuserblock, dessen Fronten vom Pferdemarkt aus an der Mönckebergstraße und an den



Abb. 16a. Ansicht nach der Fertigstellung.



Straßen Barkhof und Jacobikirchhof (parallel der Mönckebergstraße) sich hinziehen.

Abb. 9 zeigt den Gesamtgrundriß des Erdgeschosses, Abb. 10 einen Aufriß, Abb. 11 die Ausbildung der Stützen und Abb. 12 eine Außenansicht der Front an der Mönckebergstraße. Die Länge dieser Front beträgt rd. 101 m, die mittlere Gebäudetiefe im Hauptteil rd. 24 m. Durch das Rappolthaus II führt ein öffentlicher Durchgang — „Jacobitwiete“ — von der Mönckebergstraße nach dem Jacobikirchhof, genannt nach der alten, früher hier vorhandenen Straße gleichen Namens.

Der bei weitem größte Teil der Frontpfeiler enthält als Kern Stahlsäulen (Abb. 11a u. b), die so stark ausgebildet sind, daß alle anteiligen Vertikallasten von ihnen allein aufgenommen werden können. Im Innern des Gebäudes sind gleichschsig mit den Pfeilern zwei Reihen von Stahlsäulen angeordnet. Es entstehen so Deckenfelder von etwa  $5,23 \times 8$  m Grundfläche. Die Decken spannen im mittleren Gebäudeteil 5,23 m frei, die Deckenträger liegen also hier senkrecht zur Längsachse, in den Seitenfeldern spannen sie etwa 7,3 m frei, sie ruhen also auf Trägern, die parallel zur Gebäudeachse laufen und einerseits auf den Frontsäulen, andererseits auf den Innensäulen ruhen. Zur Aufnahme der Horizontalkräfte sind verschiedene Portale, deren Lage im Grundriß (Abb. 9) besonders hervorgehoben ist, eingebaut, und zwar stehen in den Frontwänden drei Stück an der Mönckebergstraße, zwei am Jacobikirchhof, eins am Barkhof, außerdem einige im Innern des Gebäudes quer zur Längsachse. Die auftretenden Horizontalkräfte werden durch die massiven Decken auf diese Portale übertragen. Diese selbst sind vorwiegend als Kastenträger nach Abb. 11a ausgebildet, die Stärke der Profile ist naturgemäß verschieden: Beispielsweise sind bei einer Portalstütze vier Winkel  $160 \times 160 \times 17$ , zwei Stehbleche  $550 \times 10$  und zwei Deckbleche  $500 \times 10$  verwendet worden. Was die Konstruktion der übrigen Stützen anbelangt, so sei auf den Querschnitt Abb. 11b verwiesen, der sich je nach der Belastung der Säulen zusammensetzt: In einem Falle besteht er aus zwei I NP 45 mit zwischenliegendem Differdinger Träger Nr. 30B. Letzterer läuft nur in den unteren Stockwerken durch und setzt dann ab, so daß in den darüberliegenden Stockwerken nur zwei I NP 45 verbleiben, die nun durch Gitterwerk miteinander verbunden sind. In den obersten Stockwerken besteht die Säule nur aus einem Differdinger Träger 30B. Die Ummantelung der Innensäulen erfolgte mit 5 cm starkem Monierputz.

Zusammenfassend kann man sagen, daß die mit dem Höhenwachstum der Gebäude auftretenden neuen Aufgaben in bezug auf die Standsicherheit durch die Wahl des Stahls für das Tragwerk einer einheitlichen und glücklichen Lösung entgegengeführt wurden. Entwurf und Berechnung der Stahlkonstruktion erfolgte durch die Zivilingenieure Lühmann & Martiensen in Hamburg.

Im Zuge der Mönckebergstraße folgt auf die Rappolthäuser jenseits des Pferdemarktes das Kontorhaus Hanse, das sich bis zur Kreuzerstraße hinzieht (Architekt Franz Bach, Hamburg, Entwurf und Berechnung der Stahlkonstruktion durch Zivilingenieur Franz Hammerstein, Hamburg). Hat das Stahltragwerk dieses Bauwerkes bei ähnlichen Auf-

gaben auch mancherlei Ähnlichkeit mit dem der Rappolthäuser, so bringt es doch auch grundsätzlich Abweichendes, das einer besonderen Erwähnung bedarf. Zunächst sei bemerkt, daß auch bei diesem Bauwerk aus architektonischen Gründen Mauerpfeiler in der Front durchgeführt wurden, deren Kern aus Stahlsäulen besteht, von denen die anteiligen Vertikallasten aufgenommen werden. Bei den Säulen ist der kastenförmige, aus zwei C-Profilen mit Deckblechen gebildete Querschnitt (Abb. 13) bevorzugt, die C-Profil-Stege sind vielfach durch Lamellen verstärkt. Die Einzelprofile sind natürlich je nach der Belastung recht verschieden, bei schwereren Säulen sind z. B. zwei C NP 30 mit Stegverstärkungen aus Universablechen  $240 \times 20$  und Deckblechen  $600 \times 20$  mm verwendet.

Die Horizontalkräfte werden durch Portale aufgenommen, deren Anordnung bemerkenswert ist. Wie der Grundriß Abb. 14 zeigt, steht ein Portal in der Frontmauer an der Mönckebergstraße, und zwar im zweiten Pfeilerfeld vom Pferdemarkt aus, ein weiteres in der Frontmauer am Pferdemarkt, also um  $90^\circ$  gegen das andere versetzt, ebenfalls im zweiten Pfeilerfeld.

Diese beiden Portale sind nun in den einzelnen Stockwerken durch horizontale — in den Decken liegende — Gitterkonstruktionen miteinander in feste Verbindung gebracht. Es entsteht dadurch eine steife Eckkonstruktion, von der die angreifenden Windkräfte unmittelbar aufgenommen werden. Eine ähnliche Eckausbildung ist an der anderen Seite, Mönckebergstraße—Kreuzerstraße, vorgesehen. Im mittleren Teile des Gebäudes sind noch weitere Portale angeordnet, auf welche die Horizontalkräfte mittels der Koenenschen Voutendecken übertragen werden. Eine der Portalrahmenkonstruktionen ist in Abb. 15 wiedergegeben, aus welcher auch der in grundsätzlich ähnlicher Form bei den anderen Portalen wiederkehrende Querschnitt ersichtlich ist. Die frei stehenden Innensäulen sind mit 5 cm Monierputz ummantelt. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beläuft sich auf 1300 t.



Abb. 16b. Nachtaufnahme bei künstlicher Beleuchtung nach erfolgtem Schaufenster-Umbau.

Abb. 16a zeigt ein Bild des gesamten Bauwerkes, Abb. 16b eine Nachtaufnahme des beleuchteten Gebäudes mit den Schaufensteranlagen an der Ecke Mönckebergstraße—Pferdemarkt. Sie zeigt eine kürzlich

vorgenommene bauliche Veränderung, die um so mehr Interesse beansprucht, als sie die Vorteile der Stahlbauweise recht deutlich vor Augen führt (Architekten H. Distel & A. Grubitz, Hamburg): Um für die Schaufenster der im Erdgeschoß untergebrachten Verkaufsräume mehr Platz zu gewinnen, sind die Mauerpfeiler fortgestemmt worden, so daß die in diesen von Anfang an vorhandenen Stahlstützen, deren Abmessungen verhältnismäßig gering sind, nunmehr frei in den Auslageräumen stehen. Sie sind dementsprechend teilweise mit Spiegeln verkleidet, und nichts gemahnt daran, daß dort die bedeutenden Lasten des vielgeschossigen Bauwerkes getragen werden. Es braucht nicht besonders hervorgehoben zu werden, daß die Durchführung derartiger baulicher Änderungen überhaupt nur bei Stahlkonstruktionen möglich ist. Bei diesen — aber auch nur bei diesen — kann den später oft auftretenden Wünschen des Bauherrn nach baulichen Änderungen, die sich aus dem Betriebe heraus als vorteilhaft ergeben, stets verhältnismäßig leicht entsprochen werden. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Stählerne Gittermaste im Hochspannungs-Freileitungsbau.

Von Oberingenieur Heinrich Schoeme, Hamm (Westf.).

Als um das Jahr 1900 herum mit dem Bau von Hochspannungs-Freileitungen begonnen wurde, galt eine Kraftübertragung mit einer Betriebsspannung von 10 000 Volt als eine große Leistung. Damals wurden Kupferdrähte mit 25 bis  $35 \text{ mm}^2$  Querschnitt auf verhältnismäßig niedrigen Gestängen bei geringen Mastenabständen verlegt. Die Entwicklung der elektrischen Kraftübertragung hat jedoch mit der ungeahnt schnellen Steigerung der umgesetzten Leistungen und mit der technischen und wirtschaftlichen Beherrschung immer höherer Spannungen Schritt gehalten: Schon vor dem Kriege wurde die erste 100 000 Volt-Leitung (100 KV) gebaut. Zur Weiterleitung solcher Spannungen genühten natürlich Drähte mit den oben genannten Querschnitten nicht mehr und es sind heute mehrdrähtige dicke Seile erforderlich. Die Höhen und Abstände der Maste mußten immer größer, an Stelle der ursprünglichen kurzen Gestänge hohe Maste bzw. Türme verwendet werden. Diese müssen in der Lage sein, außer den senkrechten Belastungen durch das Eigengewicht der Leitungen und Armaturen und der etwa darauf ruhenden Eis- und Schneelasten noch wagerechte Zugkräfte aufzunehmen, welche bei Richtungsänderung oder Bruch der Leitungen am Mastoberteil auftreten. Sie müssen

alle diese Kräfte in den Erdboden übertragen können und zu diesem Zwecke entsprechend stark ausgeführt werden.

Die Isolation der Leitungsseile erfolgt durch die an den Querträgern befestigten porzellanenen Isolierkörper. Bei Leitungen mit niedrigen Betriebsspannungen kommen diese Isolierkörper als Glocken- oder Stützisolatoren zur Anwendung und werden mittels stählerner Stützen auf den Querträgern befestigt. Bei hohen Betriebsspannungen dagegen finden Isolatoren- oder Hängeketten, die aus mehreren Gliedern (Tellern) bestehen, Verwendung, welche an den Querträgern pendelnd aufgehängt werden.

Zum Schutze der Leitungen gegen Blitzgefahr werden an dem oberen Ende des Mastes ein oder mehrere Erdungseile aus Eisen oder Stahl angebracht. Auch werden die Maste vielfach am Erdaustritt mittels eines verzinkten Bandeisestreifens, der sogenannten Fahne, geerdet.

Im Nachstehenden sollen nun Maste einer Überlandleitung für 110 KV Betriebsspannung behandelt werden, die mit der gebräuchlichsten Besetzung von  $6 \times 120 \text{ Cu}$  belegt sind. Der wirtschaftliche mittlere Mastenabstand liegt bei 250 m. Der größte Durchhang des Seiles beträgt 7,55 m bei einer Temperatur von  $+40^\circ \text{ C}$  und der tiefste Punkt der Leitung muß



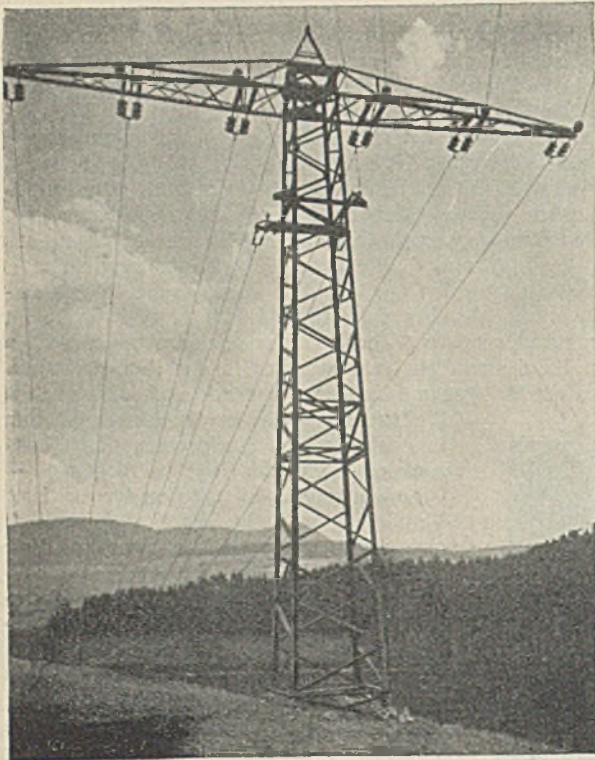


Abb. 1. Abspannmast.

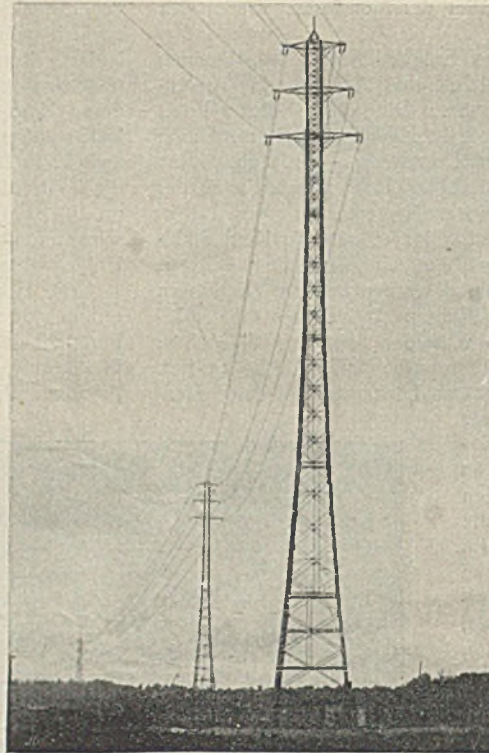


Abb. 2. Kreuzungsmaste der Pegelkreuzung bei Königsberg i. Pr.

Kreuzung von Telegraphen- und Telephonleitungen der Reichspost, von Eisenbahnen, von Wasserstraßen oder von Straßen des öffentlichen Verkehrs aufzustellen sind. Bei diesen K-Masten werden die Leitungen auf Doppelketten verlegt (Abb. 2). Die Berechnung erfolgt nach besonderen Vorschriften.

Eine grundsätzliche Frage, die auf die Ausbildung des Mastes besonderen Einfluß hat, ist die Gestaltung des Leitungsbildes. In den nachstehenden Tafeln sind die gebräuchlichsten Leitungsanordnungen vergleichsweise zusammengestellt. Es finden hier ausschließlich Doppelleitungen Berücksichtigung, weil die Verhältnisse hierfür schwieriger sind und die Mastenbilder der Einzelleitungen hieraus leicht abgeleitet werden können. Die große Gefahr des Leitungsbruches infolge Zusammenschlagens der Leitungen, die bei Rauhrefbelastung besteht, ist in dem verschiedenen Durchhang und dem verschiedenen Abtrieb der Seile durch den Wind begründet. Es ist also sowohl ein möglichst großer wagerechter wie auch senkrechter Abstand anzustreben. Diesem Grundsatz trägt die Anordnung nach Abbildungen 3 und 3a Rechnung. Es wird hier noch besonders

beim größten Durchhang über befahrbaren Wegen noch mindestens 6 m, besser 7 m, vom Erdboden entfernt sein, so daß bei der Bemessung der Mastenlänge im vorliegenden Falle der Abstand zwischen Aufhängepunkt der untersten Leitung bis Erdboden mit  $7,0 + 7,55 = 14,55$  m zu berücksichtigen ist.

Von den bei einer solchen Leitung in Betracht kommenden Masten haben die sogenannten Tragmaste nur den Zweck, die Leitungen zu tragen, werden daher nur in gerader Strecke verwendet. Die Befestigung der Leitungen erfolgt hier an Hängeketten, die etwa 1,5 m lang sind. Der Abstand zwischen der untersten Traverse bis Erdboden beträgt somit beim Tragmast  $14,55 + 1,5 = 16,05$  m. Um in der Leitung feste Punkte zu schaffen, wird mindestens alle 3 km ein Abspannmast eingeschaltet, der für zwei Drittel des gesamten Leitungszuges zu berechnen ist. Treten in der Richtung der Leitung Änderungen ein, so kommen Winkelmaste oder Eckmaste zur Anwendung. Diese müssen die Mittelkräfte der Leitungszüge aufnehmen. An den Enden der Leitung stehen Endmaste, die zur Aufnahme des gesamten Leitungszuges dienen. Bei den Abspann-, Winkel- und Endmasten werden die Leitungen von einfachen Abspannketten getragen. (Abb. 1). Der Abstand von der untersten Traverse bis zum Erdboden beträgt bei diesen Masten 15,0 m.

Es kommen nun noch Kreuzungsmaste in Frage, die bei bruchsicherer

darauf hingewiesen, daß bei Berücksichtigung der verschiedenen Durchhänge infolge ungleichmäßigen Abfallens der Rauhrefbelastung erheblich größere senkrechte Traversenabstände erforderlich sind, als sie sich aus den Vorschriften des V. D. E. an sich ergeben.

In letzter Zeit wird die Anordnung sämtlicher Leitungen in einer wagerechten Ebene mit Erfolg angewandt. Insbesondere hat man in Amerika und Schweden die Erfahrung gemacht, daß diese Anordnung bezüglich der Sicherheit der Leitungen gegen Zusammenschlagen bei ungleichen Rauhrefbelastungen allen anderen Leitungsanordnungen überlegen ist. Bei wagerechter Anordnung der Leitungen in einer Ebene werden in diesen Ländern die Maste als Doppelmaste oder als weitgespreizte Portalen ausgebildet. Diese Ausführung hat in Deutschland jedoch wenig Anklang gefunden, einerseits wegen zu hoher Grunderwerbskosten, andererseits wegen der für diese Maste bei ihrer großen Ausdehnung quer zur Leitungsrichtung bei Walddurchführungen erforderlichen Ausholzung von etwa 50 bis 60 m Breite.

Die in den letzten Jahren in Deutschland vorgekommenen Masten-umbrüche gaben Anlaß, eine neue Bauart einzuführen, die größere Sicherheit gegen Zusammenschlagen der Leitungen sowie größere Standicherheit des Mastes bei Leitungsbruch bietet und dabei nur geringe Grunderwerbskosten erfordert. Sie ist in den Abbildungen 4 und 4a

Zu Abb. 3.

Bezeichnung	Spitzenzug kg	Mastlänge		Gewicht in kg						Fundament Beton m <sup>3</sup>
		L m	l m	ohne Torsion			bei Torsion			
				Mast	Traversen	Gesamt-	Mast	Traversen	Gesamt-	
Tragmast . . . . .	1400	21,0	2,2	ca. 1335	ca. 595	ca. 1930	ca. 1520	ca. 595	ca. 2115	8,35
Tragmast . . . . .	1400	21,0	2,2	1630	595	2225	1815	595	2410	6 Holzschw. 160 × 260 2700 lg
Endmast oder Winkelmast 120°	11200	19,0	2,5	5050	880	5930	5770	880	6650	
Abspannmast oder W-Mast 140°				7800	19,0	2,5	3985	880	4865	4755
Winkelmast 160°	4200	19,0	2,5				2470	880	3350	3690

Zu Abb. 3a.

Tragmast . . . . .	1500	21,0	2,2	ca. 1420	ca. 610	ca. 2030	ca. 1680	ca. 610	ca. 2290	8,74
Tragmast . . . . .	1500	21,0	2,2	1720	610	2330	1980	610	2590	6 Holzschw. 160 × 260 2700 lg
Endmast oder Winkelmast 120°	12000	19,0	2,5	5050	880	5930	5770	880	6650	
Abspannmast oder W-Mast 140°				8500	19,0	2,5	4210	880	5090	4980
Winkelmast 160°	4500	19,0	2,5				2580	880	3460	3810

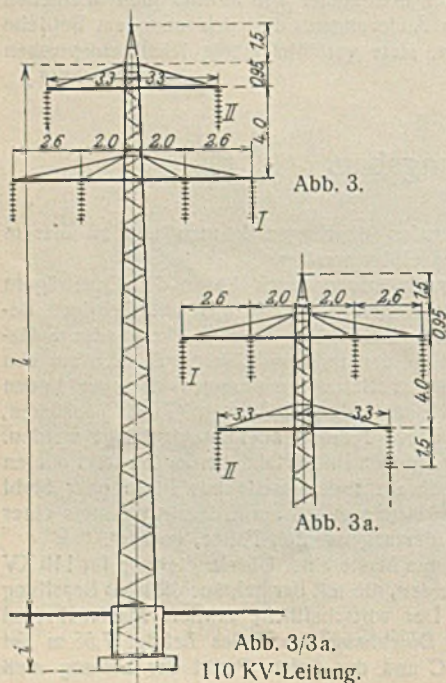


Abb. 3/3a.  
110 KV-Leitung.

Abb. 3.

Abb. 3a.



Zu Abb. 4.

Bezeichnung	Spitzenzug	Mastlänge		Gewicht in kg			Fundament Beton m <sup>3</sup>
		L m	l m	des Mastes	der Traverse	Gesamt	
Tragmast . .	1500	17,0	2,0	ca. 1090	600	1690	7,56
Tragmast . .	1500	17,0	2,0	ca. 1350	600	1950	2 Eisenbetonplatten

Zu Abb. 4a.

Bezeichnung	Spitzenzug	Mastlänge		Gewicht in kg			Fundament Beton m <sup>3</sup>
		L m	l m	des Mastes	der Traverse	Gesamt	
Tragmast . .	1500	17,0	2,0	1380	960	2340	7,56
Tragmast . .	1500	17,0	2,0	1640	960	2600	2 Eisenbetonplatten

dargestellt und wird Einständermast oder Mast mit Einebene-Querträger genannt.

Der Tragmast mit Einebene-Querträger kommt zur Anwendung als Mast mit drehbarem Querträger, mit schwenkbarem und mit starrem Querträger.

Im ersten Fall handelt es sich um die Ausführung eines starren Querträgers, der um die Mastenachse drehbar ist, wobei die Torsionsbeanspruchungen vollständig ausgeschaltet werden. Da die Herstellungskosten dieser Mastenart hoch sind, hat sie in der Praxis geringere Bedeutung.

Bei dem Mast mit schwenkbaren Querträgern kommt eine der A.E.G. in Berlin patentierte Bauart zur Ausführung, bei welcher der Mast auf jeder Seite mit drehbaren Auslegern ausgerüstet wird (Abb. 4). Die Vorzüge der Bauart liegen darin, daß bei einem Leitungsbruch die Torsionsbeanspruchung auf das geringste Maß heruntergebracht bzw. ganz aufgehoben wird, wobei der benachbarte Stromkreis vollständig unversehrt bleibt. Diese Maste sind daher im Gewicht am leichtesten. Da Querträger mit senkrechter Drehachse unnötig beweglich sein würden, sind die Ausleger von der A. E. G. mit geneigter Drehachse vorgesehen, wodurch beim Auspendeln der Querträger ein Anheben der Leitungen herbeigeführt wird. Infolgedessen schwingen die Querträger bei Windböen nur wenig oder gar nicht aus; ferner wird durch diese Anordnung bei Leitungsbruch eine Dämpfung der Querträgerausschwingung sowie eine Erleichterung beim Bau der Leitungen erreicht.

Der Mast mit starrem Querträger (Abb. 4a) kennzeichnet sich dadurch, daß der letztere und der Mast miteinander starr verbunden sind. Auch

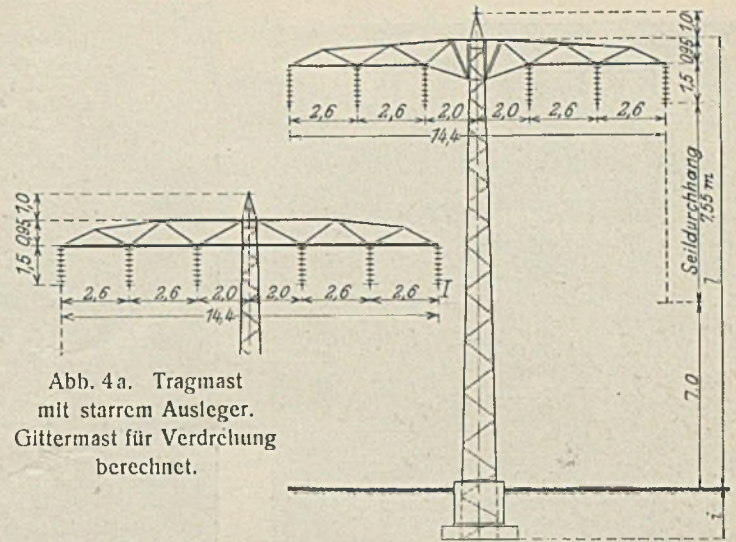


Abb. 4a. Tragmast mit starrem Ausleger. Gittermast für Verdrehung berechnet.

Abb. 4. Tragmast mit drehbarem Ausleger. (Ausführung der A.E.G. Berlin, D.R.P.)

bei dieser Konstruktion scheidet die Bruchgefahr der Leitungen durch Zusammenschlagen aus. Bei Leitungsbruch durch Rauhreifüberlastung oder durch sonstige Umstände können Querträger und Mast nicht unerhebliche Biegungs- und Torsionsbeanspruchungen erhalten. Wie man diese beim Aufstellen der statischen Berechnung erfassen soll, ist in den letzten Jahren Gegenstand großer Meinungsverschiedenheiten gewesen: Einerseits wird Berücksichtigung eines oder zweier Leitungszüge für die Torsionsbeanspruchung verlangt, andererseits soll nur ein Viertel eines Leitungszuges oder überhaupt nichts in Rechnung gesetzt werden.

Nach der Kenntnis des Verfassers ist es überhaupt schwierig, bestimmte Richtlinien aufzustellen, da es hauptsächlich von der Form des Kopfbildes und von der Ausführung des Querträgers abhängt, welche Torsionskraft in die Berechnung einzusetzen ist. So ist z. B. klar zu er-

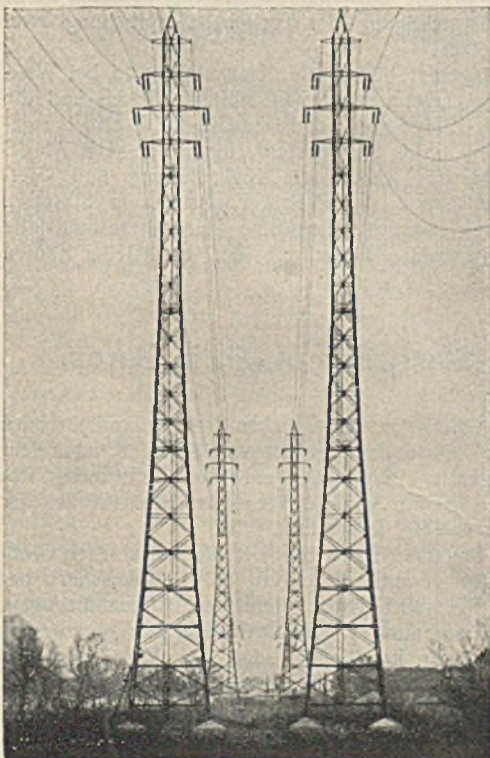


Abb. 5. Elbkreuzung bei Piesteritz.

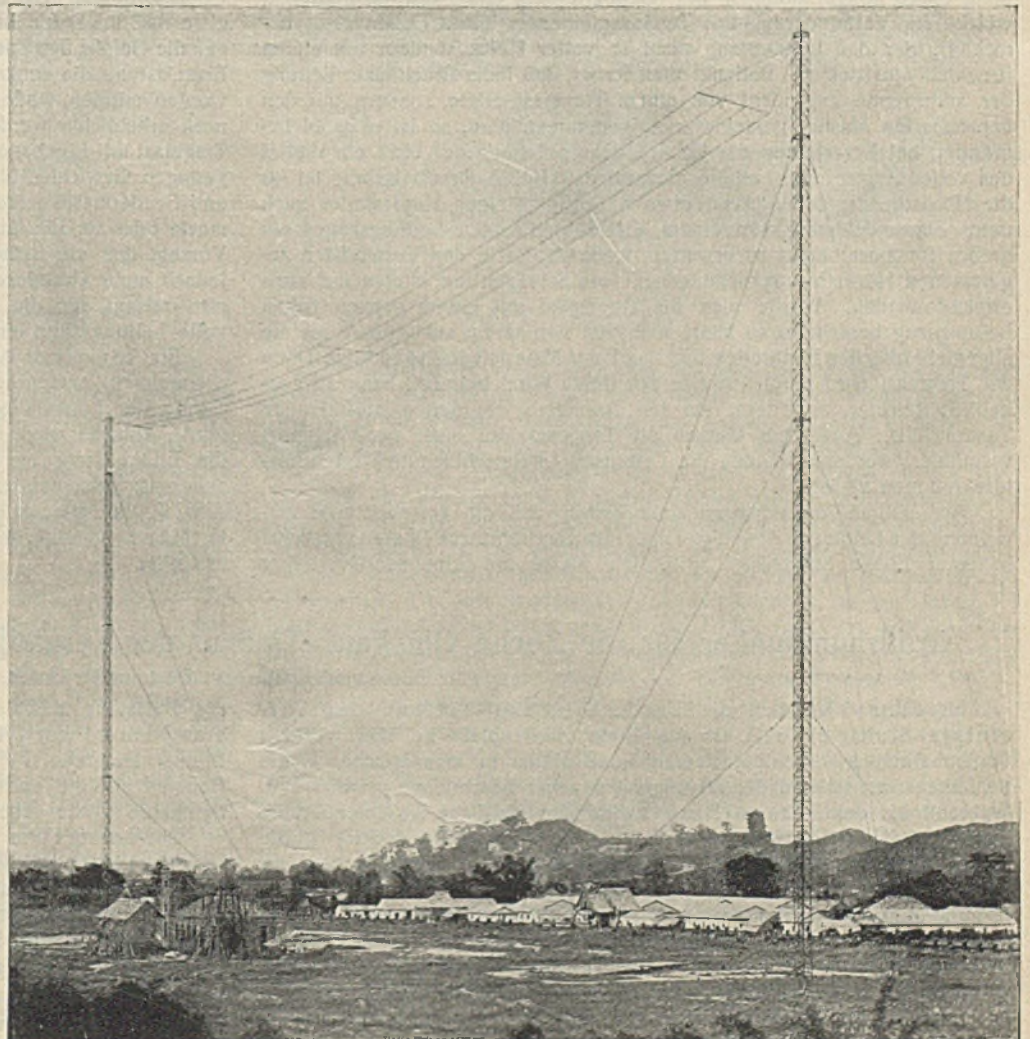


Abb. 7. Freistehende Funktürme der Heeresfunkstelle München.



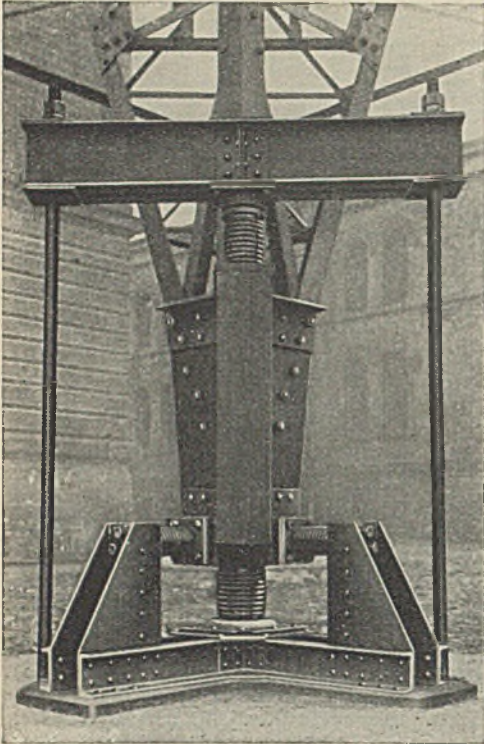


Abb. 6. Fußisolierung und -verankerung freistehender Funktürme in Stuttgart.

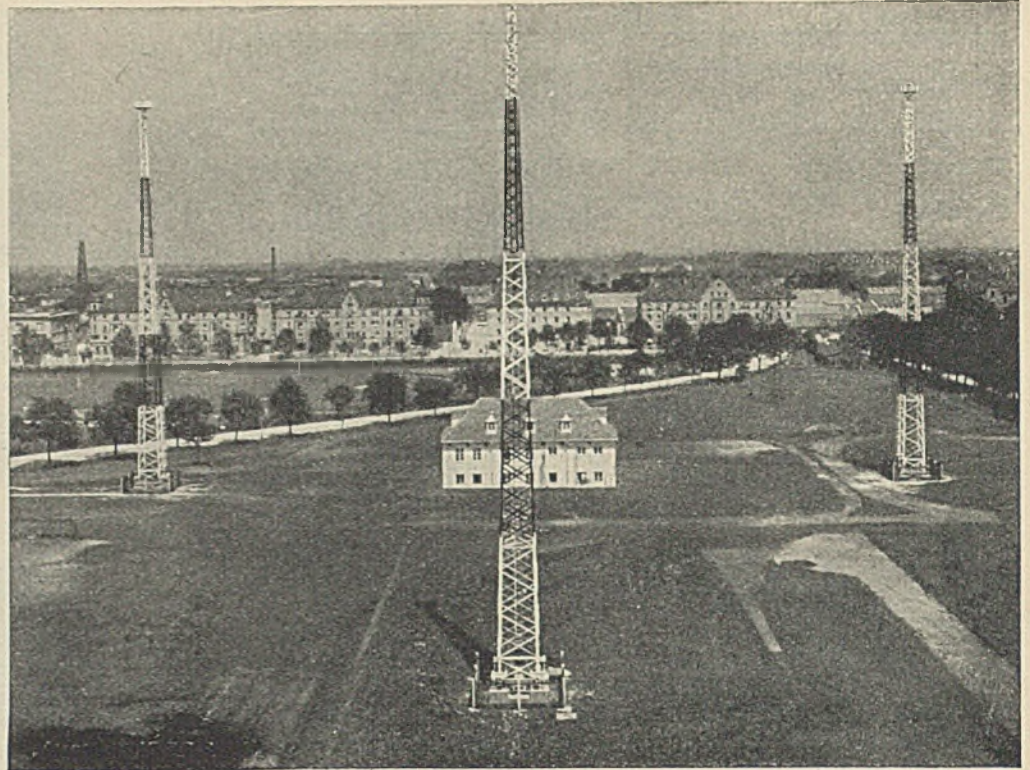


Abb. 8. Abgespannte Funktürme in Kanton, China.

kennen, daß bei der Tannenbaumanordnung, bei welcher an jedem Querträger eine Leitung hängt, der volle Leitungszug für die Torsionsbeanspruchung berücksichtigt werden müßte, weil hier die anderen Leitungen keine Reaktion zur Abschwächung der Torsionskraft ausüben können. Hängen dagegen an einem Querträger mehrere Leitungen, so wird bestimmt beim Bruch einer Leitung in der Nachbarleitung eine Reaktion auftreten, welche zur Verminderung des Torsionsmomentes führt. Daher ist es berechtigt, hier den Leitungszug nicht in voller Höhe, sondern mit einem Bruchteil einzusetzen. Bedenkt man ferner, daß beim Bruch einer Leitung der auftretende Zug nicht von einem Tragmast allein, sondern mit den benachbarten Masten gemeinsam aufgenommen wird, so ist es wohl begründet, bei Berechnung der Torsionsbeanspruchung nur etwa ein Viertel des vollen Zuges einer Leitung einzusetzen. Bei Rauhreifbelastung ist für die Höchstbeanspruchung von etwa  $38 \text{ kg/mm}^2$  eines Kupferseiles auch unter Zugrundelegung von einem Viertel des vollen Leitungszuges ein großes Torsionsmoment zu erwarten, wodurch die in den Vorschriften zugelassenen Höchstbeanspruchungen in den Schrägen und Niete fast stets erreicht werden. Würde man die Tragmaste mit einem ganzen vollen Leitungszug berechnen, so käme man von vornherein auf größere als die allgemein üblichen Baubreiten und damit zur Materialverschwendung. Denn der Tragmast wird normalerweise nur durch Wind belastet, kann also erheblich leichter ausfedern, als bei Annahme des selten auftretenden Torsionsfalls. Außerdem können die Torsionskräfte auch noch dadurch vermindert werden, daß man die Leitungen in Rutschklemmen oder Auslöseklemmen verlegt.

Aus obigen Ausführungen geht hervor, daß die vorteilhafteste Anordnung der Leitungen diejenige ist, bei welcher sämtliche Phasen möglichst in einer Ebene aufgehängt sind. Die Maste mit Einebene-Querträger

ergeben einmal auswelsch der Tafel leichtere Gewichte: So wiegt ein Tragmast mit schwenkbarem Querträger nach Abb. 4 nur etwa  $1690 \text{ kg}$ , während das Gewicht eines Tragmastes für dieselben Verhältnisse nach Abb. 3 etwa  $2115 \text{ kg}$  beträgt. Ferner ist wegen der geringeren Mastenlänge ein Aufwand an Fundamentbeton bei einem Mast mit Einebene-Querträger von etwa  $7,5 \text{ m}^3$  erforderlich, während der Mast nach Abb. 3 etwa  $8,53 \text{ m}^3$  Beton bedingt. Hierbei ist zu beachten, daß mit Rücksicht auf die Gefahr des Zusammenschlagens der Leitungen bei ungleichmäßiger Eisbelastung die senkrechten Querträgerabstände auf etwa  $5 \text{ m}$  vergrößert werden müßten, wodurch die oben nachgewiesenen Gewichtsunterschiede noch erheblicher werden. Noch zu erwähnen ist die Tatsache, daß der Tragmast mit Einebene-Querträger infolge seiner geringen Höhe und seines geringen Gewichtes billiger und schneller auszuführen ist. Die Abspann- und Sendermaste werden bei Leitungsanordnung in einer Ebene als Portal- oder als Einständermaste ausgeführt. Die ersteren haben zwar den Vorzug, daß sie keine Torsionsbeanspruchung bekommen, sie erfordern jedoch mehr Grunderwerb als die Einständermaste. Bei letzteren ist es also ratsam, für die Berücksichtigung der Torsionsbeanspruchung zwei volle Leitungszüge einzusetzen.

Ein besonderes Arbeitsgebiet bilden die Kreuzungsmaste bei Weitspannungen, namentlich bei Überquerung von breiten Flüssen und die Türme der Funkstationen. Einige von der Firma C. H. Jucho ausgeführte Anlagen sind in Abb. 5 bis 8 dargestellt, und zwar zeigt Abb. 5 die Elbkreuzung bei Piesteritz, Abb. 6 die Fußisolierung und -Verankerung freistehender Funktürme der Polizei-Funkstelle in Stuttgart, Abb. 7 die gleichfalls freistehenden Funktürme der Heeresfunkstelle in München, Abb. 8 abgespannte Funktürme der Funkstelle Kanton in China.

## Großraumbunker für die Zeche Glückauf-Tiefbau der Vereinigte Stahlwerke A.-G. in Barop.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur Weber, Dortmunder Union.

Im Jahre 1925 ließ die Zeche Glückauf-Tiefbau der Vereinigte Stahlwerke A.-G. auf ihrem Zechenplatz zu Barop einen Großraumbunker errichten, dessen Konstruktion in mannigfacher Weise bemerkenswert ist und der im folgenden näher beschrieben werden soll. Während bis dahin die in Barop befindliche städtische Koksofenbatterie ihren Bedarf an Feinkohle aus der eigenen Erzeugung deckte, wurde — als die Zeche selbst zum Stillstand kam, die Koksöfen jedoch weiter arbeiten sollten — ein großes Reservoir nötig, um die nunmehr zur Verkokung kommende Fremdkohle in so reichlichem Maße aufzuspeichern, daß selbst bei vorübergehender Störung der Zufuhr keine Stockung im Kokereibetrieb entstehen kann. Das Fassungsvermögen des Bunkers wurde daher auf rd.  $5000 \text{ t}$  festgesetzt, was bei einem spezifischen Gewicht der geschütteten Feinkohle von  $0,8 \text{ t/m}^3$  einem Rauminhalt von rd.  $6300 \text{ m}^3$  entspricht. Außer diesen Belastungsangaben war außer den durch die baupolizeilichen Bestimmungen gegebenen Größen nur noch

die Belastung durch ein über dem eigentlichen Bunker verkehrendes Transportband mit  $0,4 \text{ t/m}^2$  sowie das Gewicht von  $15 \text{ t}$  der unter dem Bunker laufenden Füllwagen zu berücksichtigen. Die Berechnung des Bunkers erfolgte nach der Theorie von Förster, der Schüttwinkel der Feinkohle wurde dabei zu  $\alpha = 50^\circ$  festgestellt.

Die äußere Form des Bunkers (Abb. 1 bis 3) ist die bei solchen Großraumbehältern übliche, nur vermißt man gern die beispielsweise bei Eisenbetonbunkern stets gebräuchlichen vielfachen Unterstützungen. Gerade hierin tritt die Überlegenheit der Stahlbauweise klar hervor. Es bedarf wohl kaum besonderer Erwähnung, daß bei Vergebung des Auftrages auch der Eisenbetonbau als Konkurrenz auftrat<sup>1)</sup>, bei den

<sup>1)</sup> Anmerkung der Schriftleitung. Daß die vom Eisenbeton gerade für den Silo- und Bunkerbau oft behauptete Überlegenheit gegenüber dem Stahlbau auch sonst nicht besteht, zeigt u. a. die Tatsache, daß eine rheinische Firma einen zunächst in Eisenbeton geplanten Bunker-



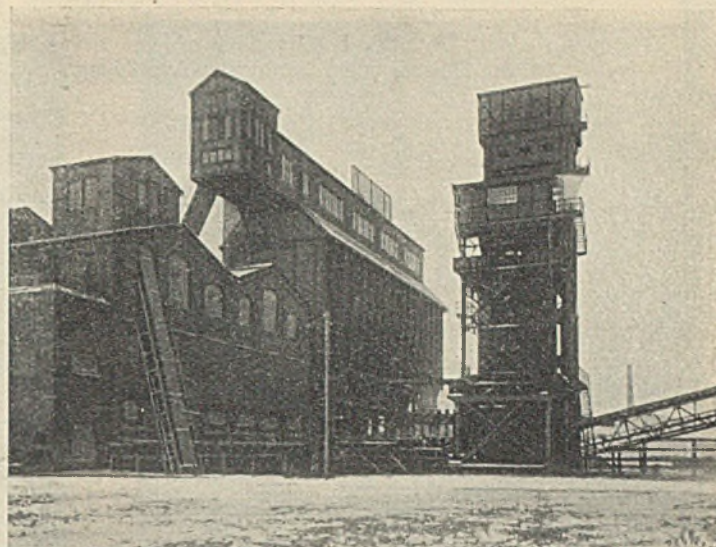
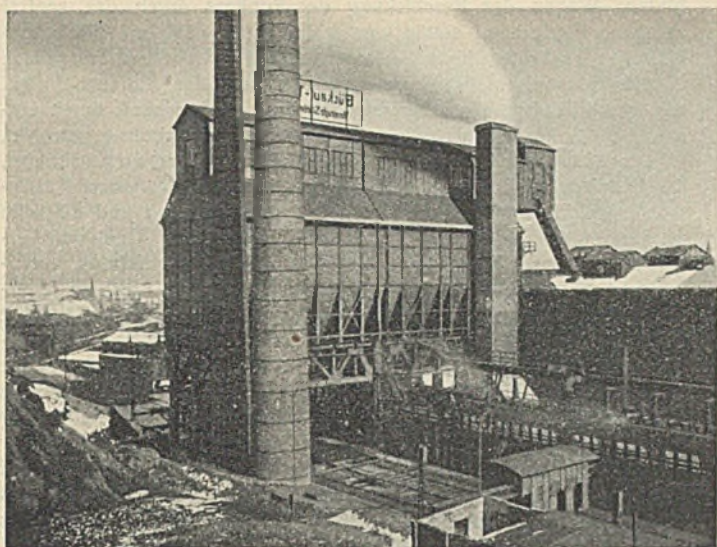


Abb. 1 u. 2. Außenansichten.

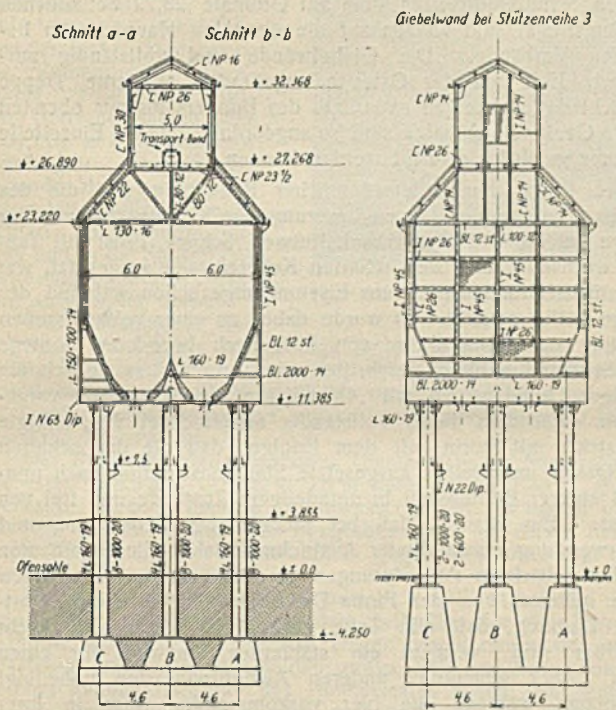


Abb. 3a. Querschnitt.

Abb. 3b. Giebelwand.

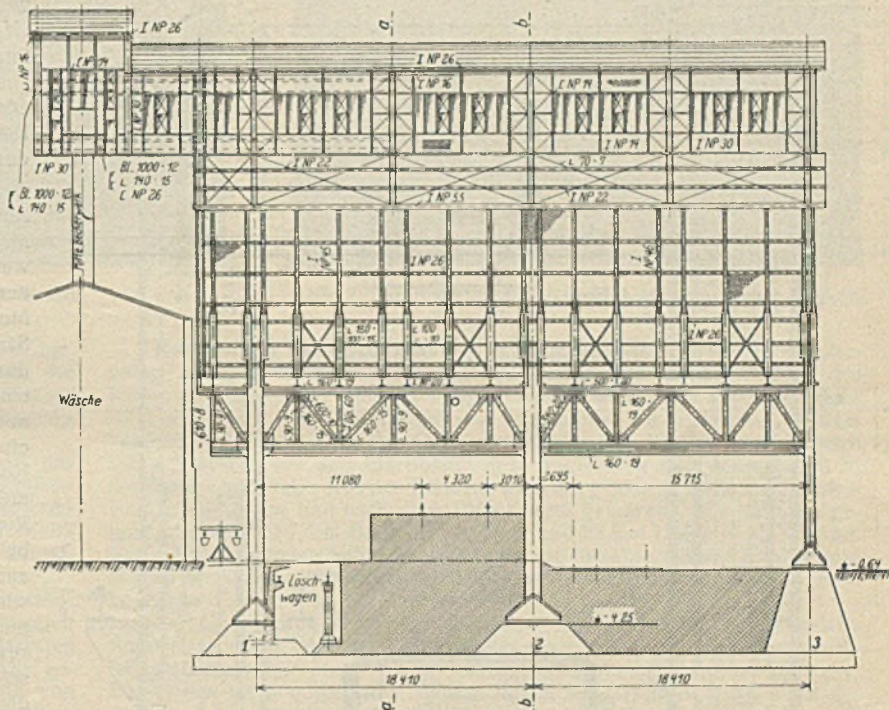


Abb. 4. Längsansicht.

außerordentlich ungünstigen Baubedingungen allerdings ohne Aussicht auf Erfolg. Galt es doch die Tragkonstruktion unter ganz besonders schwierigen Verhältnissen mit geringsten Raumbedürfnissen und unter der Bedingung auszuführen, daß der vorhandene Kokereibetrieb ebenso die Seilbahn, die die Hochöfen der Dortmunder Union mit Koks zu versehen haben, in keiner Weise gestört werden dürfe. Sowohl die vor Kopf der Koksöfen verkehrende Seilbahn als die hinter den Öfen laufenden Koks-ausdrückwagen bestimmten die Stellung der Stützen, die ihrerseits wegen der Öfen nur sehr beschränkte Abmessungen erhalten konnten. Die auf diese Weise festgelegte Stützenentfernung beträgt 18,41 m. Der die Seilbahn überkragende Teil hat eine Ausladung von 3,575 m. Oberhalb der somit verhältnismäßig offenen Unterkonstruktion erhebt sich der eigentliche Bunker, dessen massige, gedrungene Form ohne weiteres seine Bestimmung erkennen läßt. Entsprechend dem Schüttwinkel ist der obere Bunkerteil eingeschnürt und dachartig ausgebildet. Über dem Bunker erhebt sich noch ein 5,1 m hoher schmaler Aufbau, der das Förderband enthält, das die Beschickung des Bunkers mit Kohle zu verrichten hat. Die Aufgabevorrichtung befindet sich am äußersten Ostende des Aufbaues und besteht aus einem Becherwerk. Dies mußte wegen des vorgeschobenen Tiefbehälters, in den die Kohle aus den Eisenbahnwagen direkt gekippt wird und aus dem das Becherwerk gespeist wird, weit vorgezogen werden und krägt somit 10,7 m über die östliche Giebelwand vor.

neubau in Stahl auszuführen genötigt ist, da die Eisenbetonfirmen die Verantwortung für die Ausführung angesichts der Schüttgut-Temperatur von 150° C ablehnen mußten. Auf der anderen Seite ist ein Niederlausitzer Kohlenwerk, in dessen Bezirk z. T. recht bekannte Eisenbeton-Großbunker vorhanden sind, jetzt dazu übergegangen, Bunkerneubauten in Stahl herzustellen, da „Betonbunker unzweckmäßig sind und leicht einfrieren“.

Die Einzelheiten der Anlage sind aus den beigelegten Abbildungen ersichtlich. Die Stützen bilden zu je dreien mit dem sie verbindenden Querriegel ein Portal. Abb. 3 zeigt das mittlere der drei Portale. Die Stützen sind kastenförmig, im oberen Teile ringsum geschlossen, mit kräftigen, inneren Aussteifungen, im unteren Teile offen, so daß eine Kontrolle der Stützen auch in ihrem Inneren sowie die Erneuerung des Anstrichs jederzeit möglich ist. Die Füße stehen über dem Betonsockel, ihre Ausbildung ist so getroffen, daß bei etwaigen Bodensenkungen, bequem Pumpen untergeschoben werden können, um den Niveaueausgleich herzustellen. Die auftretenden Lasten sind beträchtlich, hat doch Stütze A2 beispielsweise 1200 t Auflast und ein aus Schub, Eigenlast und Wind herführendes Moment von 445 t/m zu übernehmen. Die Berechnung erfolgte nach den von Kleinlogel aufgestellten Berechnungsformeln.

Auf den Stützen ruhen die 18,41 m weit gestützten Hauptträger, Parallelträger normaler Bauart, ebenfalls von anschnlichen Dimensionen (Abb. 1 u. 4). Die Vertikalen der Träger tragen an ihrem Unterteil auf Ordinate + 7,5 m Konsolen zur Aufnahme der Laufbahn des Abfüllwagens (Abb. 3). Auf dem Obergurt des Trägers sitzen die Spanten des eigentlichen Bunkers (Abb. 4). Diese sind als oben offene Portale in einfacher Weise aus I-Profilen hergestellt, die Ecken aus winkeligesäumten Blechen, die dem Schüttwinkel des Bunkers entsprechend ausgebildet sind. In wechselnden Abständen sind die Spanten untereinander durch I-Profil-Riegel verbunden, wodurch das die senkrechte Bunkerwand bildende 1 Stein starke Mauerwerk eine solide Fassung erhält. Der schräge Teil der Bunkerwandung ist aus Beton gebildet und läuft schließlich in stellen Konussen aus, die von einem besonderen U-Profil-Gerippe getragen werden (Abb. 3 u. 5), an welches dann die stählernen Backenverschlüsse angeschraubt sind. Der Längsabstand dieser Verschlüsse be-







24 m Länge. — Der Entwurf lag in den Händen von Architekt Sydow-Berlin und Ingenieur E. Sušický-Prag, dem auch die Bauleitung oblag. Die Berechnung des Stahltragwerks erfolgte durch das Ingenieurbüro Kuhn und Schaim in Berlin, Lieferung und Ausführung durch die Witkowitz Eisenwerke, Herstellung der Decken durch die Firma Dr. Ing. Keclik.

Der Baugrund ist fast durchweg fester lehmiger Sand, nur teilweise Schiefer. Die Beanspruchung des Baugrundes durch die Grundmauer schwankt zwischen 3 bis 5 kg/cm<sup>2</sup>. Die ganze Brandmauer eines benachbarten Hauses mußte unter sehr schwierigen Verhältnissen bis zu einer Tiefe von 10 m durch ein zuverlässiges Mauerwerk aus Zementmörtel abgefangen werden. Im übrigen Bereiche wurde der Erddruck mit Stützmauern abgefangen, die teils als tragende Mauern, teils als Betonplatten zwischen senkrechten im Grundmauerwerk und in der Souterraindecke eingebundenen I-Trägern ausgebildet waren.

Die Fundamente des Tragwerks wurden als selbständige Betonblöcke oder als durchlaufende, mittels Trägerrost ausgesteifte Rippen ausgebildet, z. T. auch an die Grundmauern der in ähnlicher Weise verstärkten Pfeiler des alten Hauses auf durchlaufender Betonrippe angeschlossen unter teilweiser Unterfangung des alten Mauerwerks.

Der Fußboden des erwähnten Theatersaals im Souterrain und das Orchester liegen um 1,0 bzw. 2,9 m tiefer als der 7,30 m unter Straßenoberkante liegende höchste Grundwasserspiegel. Während der Aushubarbeiten mußten deshalb die Baugrubenwände an dieser tiefsten Stelle durch Einpressen von Zementmilch gegen den Andrang des Grundwassers gesichert werden.

Die ganze Tragkonstruktion besteht aus St-Steel; für die Stützenstränge wurden durchweg gewalzte I-Profile, für die Treppenwangen C-Profile verwendet. Genietete Träger kamen nur in den am stärksten belasteten Tragwerken der beiden großen Säle zur Anwendung. Die genieteten Rahmentragwerke des Theatersaales haben eine Stützweite von 13,10 m; ihre Höhe ist z. T. — bis ins Zwischengeschloß reichend — 13,0 m, z. T. 8,0 m und ihre gegenseitige Entfernung 4,60 m. Sie sind als vollwandige Zwillingsrahmen durchgebildet; in der Ausführung wurden die für die statische Berechnung angenommenen Fußgelenke durch eine Verringerung des durchgehenden Querschnitts ersetzt. Die übrige Tragkonstruktion ist in normaler Weise ausgebildet. Die Biegebbeanspruchung überschreitet nirgends die Grenze von 1700 kg/cm<sup>2</sup>; der größte axiale Druck der Stützen im Untergeschoß beträgt 450 t.

Die Decken sind als Hohlsteindecken mit ebener Untersicht unter Verwendung von „Simplex“-Ziegeln durchgebildet. Die zufällige Belastung beträgt in den Geschäftsräumen 850 kg/m<sup>2</sup>, in den Fluren 500 kg/m<sup>2</sup>, in den Wohnräumen 250 kg/m<sup>2</sup>. Für das Ausfüllungsmauerwerk wurden teils gewöhnliche Ziegel, teils volle oder porlige „Calofrig“-Steine verwendet. Das tatsächliche Gewicht dieser Ausmauerung ist auf Grund ausgemauerter Versuchskörper nach siebentägiger Erhärtung wie folgt festgestellt:

Ziegelmauerwerk (kleines Format) . . . . .	= 1450 kg/m <sup>3</sup>
Mauerwerk aus Leichtbauziegeln . . . . .	= 1030 "
Gemischtes Mauerwerk aus gewöhnlichen und Leichtbauziegeln . . . . .	= 1350 "
Mauerwerk aus „Calofrig“-Steinen (bei 25 cm Wandstärke) . . . . .	= 540 "

Alle sichtbaren Stützen sind mit wagerecht gelegten Verkleidungssteinen abgedeckt, die Stützensträger und die genieteten Träger wurden zum Schutz gegen Feuer und Rost ausbetoniert. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt etwa 1250 t.

Der Bau des Geschäftshauses Sušický beweist auch für die besonderen Verhältnisse in der Tschechoslowakei von neuem die Wettbewerbsfähigkeit des Stahlbaues bei Großgeschoßbauten vermöge seiner Anpassungsfähigkeit an jede Bauaufgabe, vor allem auch wegen seiner vollkommenen Raumaussnutzung und hohen Tragfähigkeit.

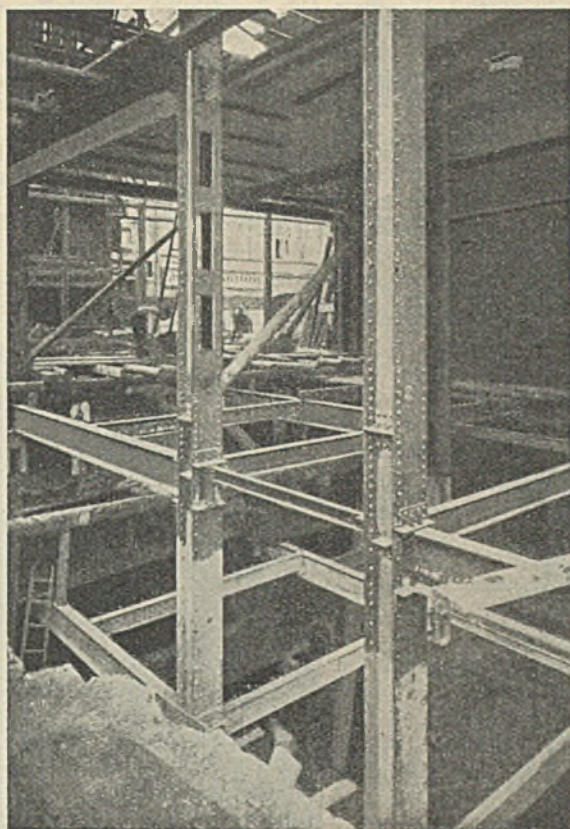


Abb. 1. Blick in das Innere.

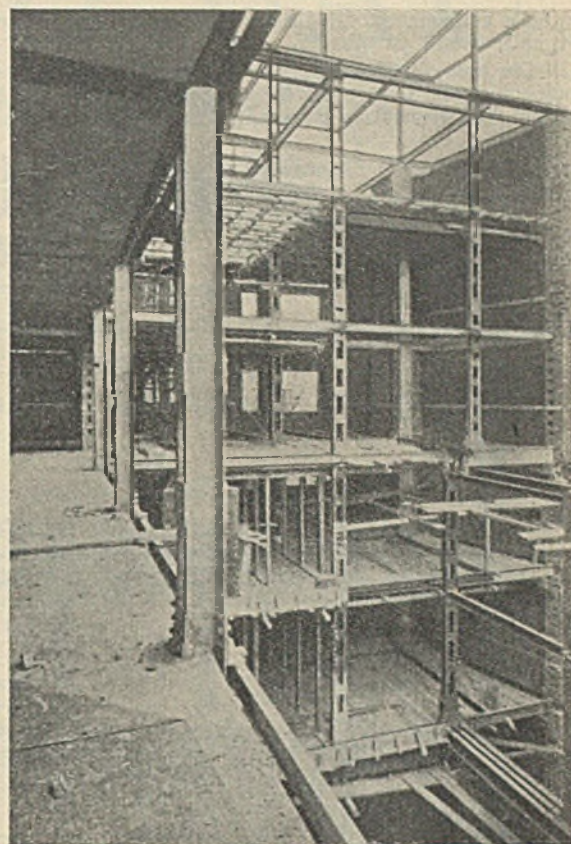


Abb. 2. Stahlskelett mit teilweise einbetonierten Decken.

**Kalkbunker der Phönix Akt.-Ges., Duisburg-Ruhrort.** Die Bunkeranlage dient zum Speichern gelöschten Kalkes, der zur Herstellung des basischen Futters der Thomasbirnen verwandt wird. Der gelöschte Kalk wird in Kübeln auf Eisenbahnwagen angefahren, deren Gleise in dem bunkerfreien Giebelfeld des Gebäudes liegt. Die Kübel werden durch einen Laufkran von den Eisenbahnwagen abgehoben und deren Inhalt in die Bunker gestürzt. Aus den Bunkern wird der gelöschte Kalk in Feldbahnwagen abgezogen und nach dem Thomaswerk gefahren. Die zwei Hängebunker fassen bei 7,1 m Breite, 6,2 m Tiefe und 23,5 m Länge je rd. 1000 m<sup>3</sup>. Auf der bunkerfreien Seite des Gebäudes ist für eine spätere Erweiterung in der Art Vorsorge getroffen, daß hier weitere Bunker angebaut werden können.

Im Querschnitt zeigt das Gebäude die aus Abb. 1 ersichtliche Anordnung. Das Dach ist in Bimsbeton eingedeckt und zeigt eine gleichfalls in Bimsbeton eingedeckte, seitlich offene Laterne von 11 m Breite. Die 23,6 m weit gespannten Binder liegen in 3,55 m Abstand. Da die Stützen 7,1 m voneinander entfernt stehen, sind die Zwischenbinder auf Blechträgerunterzügen gelagert (Abb. 2). Geschlossen ist das Gebäude nur oberhalb der Bunker. Im oberen Teil sind sowohl die Längswände wie die eine Giebelwand mit Jalousien verkleidet, der übrige Teil ist in

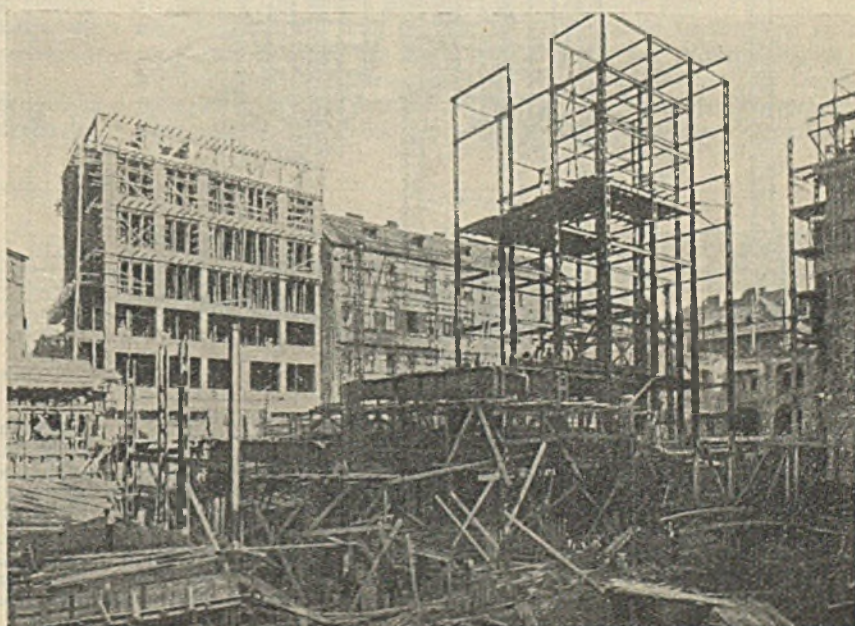


Abb. 3. Aufbau des Stahlskeletts über dem Theatersaal.



1/2 Stein ausgemauert. Der in der Richtung der vorgesehenen Verlängerung liegende Giebel ist offen.

Die beiden Hängebunker sind quer zur Längsrichtung des Gebäudes angeordnet und werden auf ihrer ganzen Länge von den Außenstützen und je drei Zwischenstützen getragen. Die Bunker sind aus Breitstahlplatten

Diese aus Abb. 3 ersichtlichen Blechträger werden durch die oberen Teile der Stirnwände gebildet.

Jeder Bunker hat acht Ausläufe, deren Verschlüsse durch ein zwischen-geschaltetes Hebelgestänge von Hand betätigt werden. Aus Abb. 4 sind die Einzelheiten eines solchen Verschlusses zu erschen.

Die nach einer Parabel geformten Hängebunker sind den gestützten Bunkern in jeder Hinsicht überlegen; sie beanspruchen wenig Raum und sind vor allem mit einem weit geringeren Baustoffaufwand herzustellen als gestützte Bunker. Die Firma C. H. Jucho in Dortmund, die Erbauerin der vorbeschriebenen Anlage, hat übrigens auch Erzbunker als

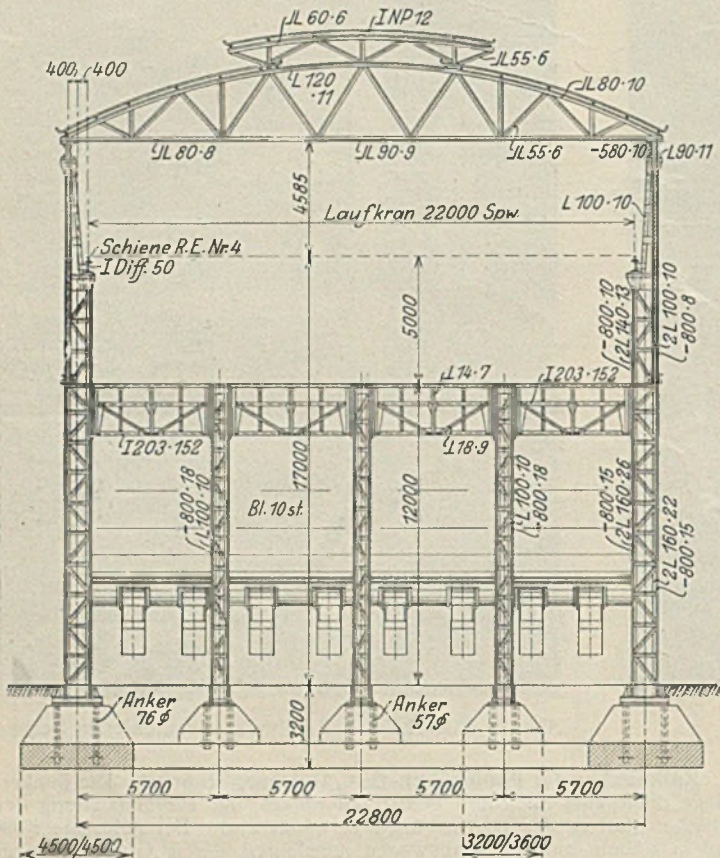


Abb. 1. Querschnitt.

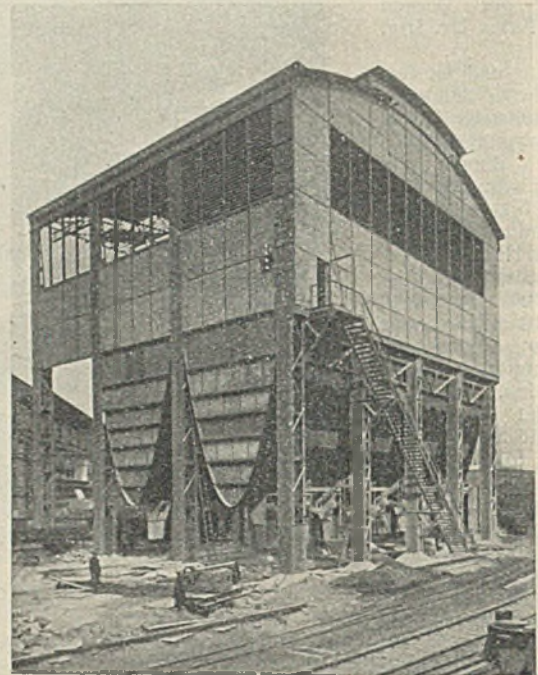


Abb. 3. Ansicht.

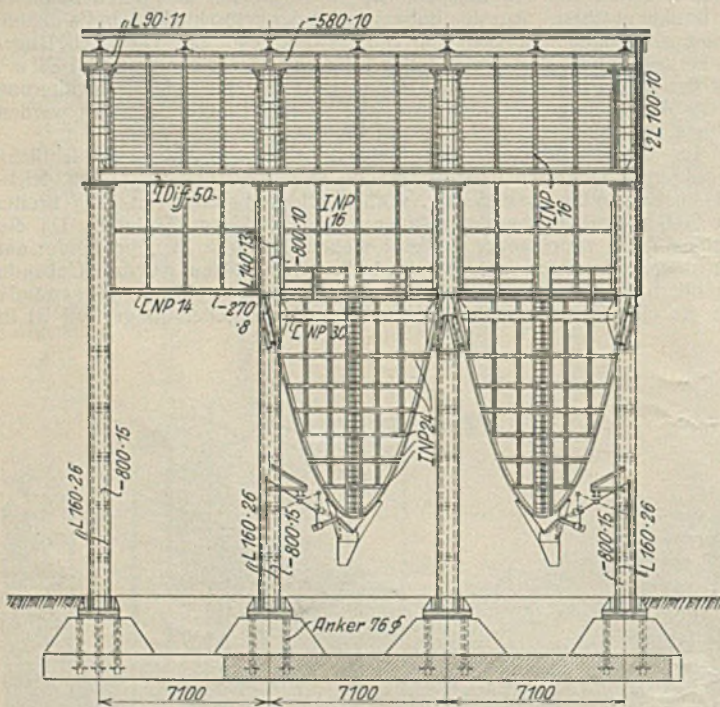


Abb. 2. Längsschnitt.

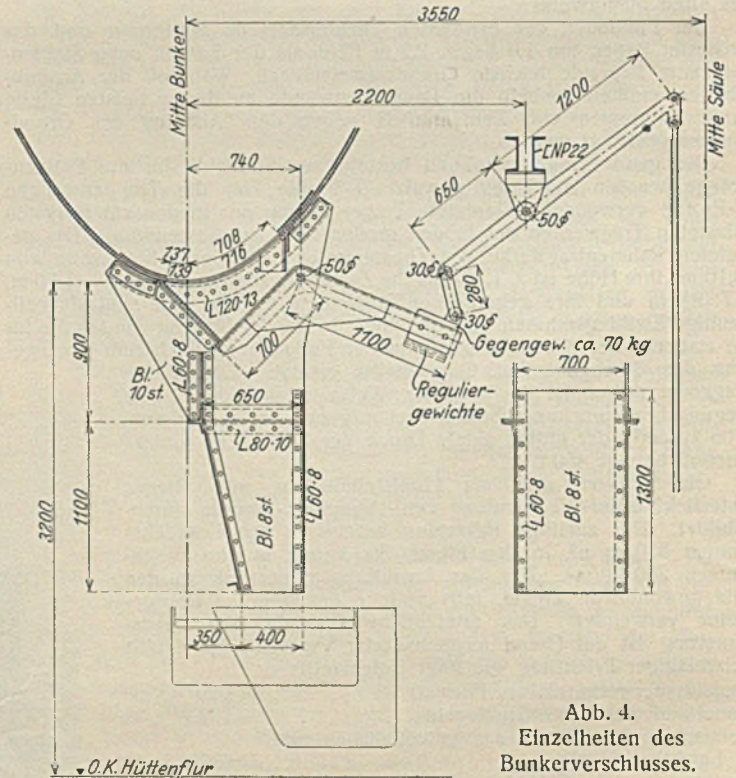


Abb. 4. Einzelheiten des Bunkerverschlusses.

800×10 gebildet, die in der Hängerichtung überlappt genietet und in der Querrichtung durch Laschen gestoßen sind. An den Stirnwänden sind in die Hängebleche in wagerechter Richtung I NP 24 eingienietet, gegen die sich der durch Winkel ausgesteifte, stirnseitlich abschließende Blechbelag stützt. Zwischen den Stützen hängen die Bunker an zweiwandigen Trägern, deren Gurtungen aus I 203×152 bestehen und deren Wandfüllung auf der Innenseite aus den Bunkerblechen, auf der Außenseite aus Fachwerkstäben gebildet wird. Nach der anderen Achse haben diese Träger den Horizontalschub der Hängebunker von Stütze zu Stütze zu übertragen, wo er durch U-Profile, welche auf Stützenbreite in die Bunker eingebaut sind, seinen Ausgleich findet. Die Stirnwände der Bunker sind an Blechträger, die gleichzeitig die Giebelwände tragen, angeschlossen.

Hängebunker ausgeführt, so für die Phönix A.-G. in Hörde, die Rheinischen Stahlwerke in Melderich, die August-Thyssen-Hütte in Hamborn, die Gewerkschaft Jakobus in Hageningen und die Adolf-Emil-Hütte in Esch.

**INHALT:** Die Entwicklung des Stahl-Skelettbau in Hamburg. — Stählerne Gittermaste im Hochspannungs-Freileitungsbau. — Großraumbunker für die Zeche Glückauf-Tiefbau der Vereinigte Stahlwerke A.-G. in Barop. — Verschiedenes: Geschäftshaus der Firma Othmar Sušický, ein weiterer Stahlskelettbau in Prag. — Kalkbunker der Phönix Akt.-Ges., Dulsburg-Ruhrort.