

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, 26. Juli 1929

Heft 15

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Funktürme von Norddeich.

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

An der sturmreichen Nordseeküste — bei Norddeich im Kreis Norden — sind für die der Reichspostverwaltung gehörende Funkstelle, die den Nachrichtendienst mit allen Deutschland verlassenden und aufsuchenden Seeschiffen im Weltverkehr vermittelt, am Ende des Jahres 1928 drei neue Funktürme dem Betrieb übergeben worden.

Sie dürfen das Interesse der Fachkreise beanspruchen und sollen daher im folgenden kurz beschrieben werden:

Die Funkstelle Norddeich wurde im Jahre 1904 von der Postverwaltung eingerichtet. Vier ältere Türme der Station aus diesem Jahre, die noch heute bestehen, sind als abgespannte Stahlmaste mit Dreieck-Querschnitt 65 m hoch erbaut und oben nachträglich mit einem 20 m langen Holzmast versehen worden. Da der Funkdienst jedoch eine Erweiterung der Station erforderte, nahm die Bauherrin, die das Senderegal im Innen- und Außendienst für ganz Deutschland besitzende Reichspostverwaltung, im Jahre 1927 den Neubau einer Gruppe von drei gleichartig gestalteten Stahltürmen unmittelbar hinter dem großen Seedeich in Aussicht. Diese sollten auf den Ecken eines Dreiecks mit 270 m größter Seitenlänge in selbständigem Aufbau über eigenem Fundament 120 m hoch errichtet werden. Bei der Gesamtanordnung war mitentscheidend, daß sie zur Einschränkung des beanspruchten Raumes nicht als Masten mit der viel mehr Platz beanspruchenden Abspannung, sondern — auf gedrängtem Grund — neben den vier alten als freistehende Türme zu erbauen waren.

Die nach eingehenden Verhandlungen und Vorarbeiten endgültig gewählte Gruppenanordnung der neuen Türme, ferner die Einrichtung der Funkstelle mit ihren Gebäuden, dem Deich nebst anliegender Straße zeigt die Lageplanskizze in Abb. 1.

Mit Rücksicht auf die Freiheit der Sturmbewegung am offenen Meere schien es den zuständigen Behörden von vornherein geboten, bei dem standsicheren Bau der drei neuen Türme mit besonderer Vorsicht vorzugehen.

Die Ausführung der drei Türme einschließlich der Gründung sowie der Lieferung aller Baustoffe wurde zufolge einer Ausschreibung unter den führenden Stahlbauunternehmen der Hein, Lehmann & Co. A.-G., Berlin und Düsseldorf auf Grund ihres Entwurfs und Kostenangebots sowie mit Rücksicht auf ihre große Erfahrung auf diesem Gebiete im Jahre 1928 vom Reichspost-Zentralamt übertragen.

Beim Bau der weithin sichtbaren und ungeschützt an der offenen See stehenden Türme waren die Rücksichten auf die Vollwertigkeit des Funkdienstes, die Selbständigkeit des Aufbaus, die Sicherheit der Gründung in dem neben dem hohen Deich vom Seewasser durchsetzten Untergrund, ferner die standsichere und möglichst rostfreie Ausführung, im übrigen die wirtschaftliche und ansprechende Gestaltung mit Viereck-Querschnitt und leicht gegliedertem Fachwerk maßgebend.

Als Baustoff für die Türme wurde auf Verlangen der Auftraggeberin gekupfertes Siemens-Martin-Stahl gewählt, der 44 kg/mm² Bruchfestigkeit, 20% Dehnung und einen Kupferzusatz von 0,3% aufweist, sich

im übrigen — wie die späteren Erfahrungen in den Werkstätten zeigten — ebensogut wie der Stahl St 37 bearbeiten, bohren und nieten läßt. Er gestattet für den Standsicherheitsnachweis eine zulässige Beanspruchung von 1600 kg/cm².

Man hat diese Stahlart bevorzugt, weil sie dem Rostangriff besser als jede andere widersteht und verhältnismäßig leichte Abmessungen des Stabwerkes gestattet. Sie ist bei der Funkstelle in Norddeich in Deutsch-

land zum ersten Male für Bauwerke verwendet, so daß die Türme in dieser Hinsicht als bemerkenswert und neuartig angesprochen werden können: Die Einschränkung der Unterhaltungs- und Überwachungslast bei so hohen, feingliederten, Wind und Wetter ständig ausgesetzten Türmen ist natürlich ein bedeutender Vorteil für Wirtschaftlichkeit und Betrieb einer Funkstelle.

Für den Funkdienst sollten die von den drei Türmen getragenen Antennen durch eine Gegengewichts- und Windeinrichtung im Spannungsausgleich gehalten werden können, und zwar war für das Gegengewicht 3000 kg, für den größten Spitzenzug — 120 m über Gelände — als Resultierende der einen Turm beanspruchenden zwei Antennenzüge 2750 kg je Turm in Aussicht genommen. Die Stahltürme waren gegen das Erdreich durch die Einschaltung von Porzellankörpern am Fuß isoliert, im übrigen durch eine Leiter bis zur Plattform mit der Winde und bis zur Spitze zugänglich gemacht. Gemäß den Vorschriften war als Winddruckbelastung eine

Steigerung des Druckes geradlinig von 150 kg/m² am Fuß bis 300 kg/m² an der Spitze bei 300 m Höhe, ferner eine zweifache Kippsicherheit am Fundament nach den sonst üblichen Vorschriften zugrunde zu legen.

Gerade betreffs der Standsicherheit gegen Windbelastung schien besondere Vorsicht geboten, weil die Wirkung des Winddrucks — vor allem der in kurzen Abständen folgenden Windstöße — auf so hohe Bauwerke noch nicht genügend erforscht ist und ein Zusammenfallen der Schwingungsdauer des bewegten Turmes und der Windstöße, also Resonanz, zum Gefahrenmoment werden kann. Es mußte deshalb und mit Rücksicht auf die ungeschützte Lage am freien Meer im Interesse unbedingter Standsicherheit eine möglichst hohe Windbelastung, andererseits eine weitmächtig gegliederte Stabwerkanordnung vorgesehen werden, die dem Winde wenig Druckfläche bietet. Es kam daher auf statisch klare und einfache, sowie steife Ausbildung des Turmes an, um eine möglichst geringe Schwingungsdauer zu erzielen.

Die nach diesen Gesichtspunkten und auf Grund ihrer eigenen Erfahrungen von der Hein, Lehmann & Co. A.-G. für die drei gleichartig zu gestaltenden Türme aufgestellten Entwürfe sind in Abb. 2 bis 5 dargestellt.

Die Grundrißform der 120 m hoch zu wählenden und für einen größten Spitzenzug von 2750 kg zu berechnenden Konstruktion ist viereckig gestaltet und hat am Fuß über dem Fundament 15 m, am Kopf 1,25 m Seitenlänge. Die vier in einem Zuge durchgehenden hervortretenden Eckpfosten begrenzen in flüssiger Linie das schlank entwickelte Umriß-

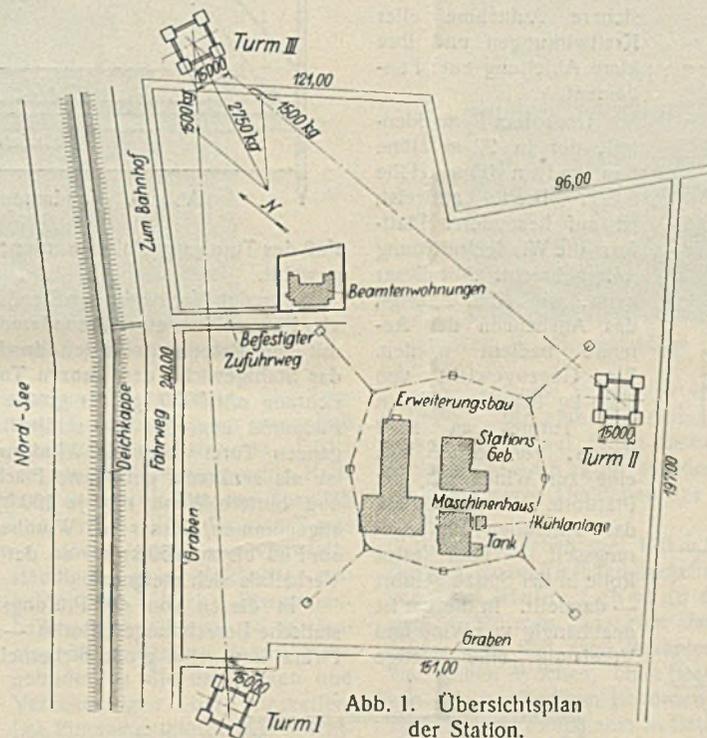


Abb. 1. Übersichtsplan der Station.

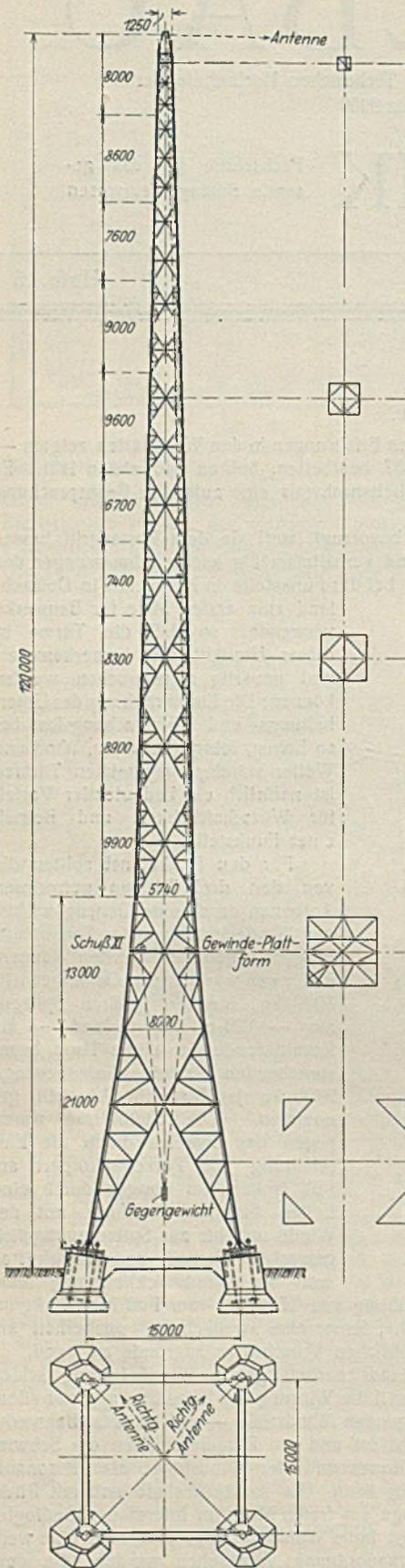


Abb. 2. Gesamtansicht des Stahlturmes.

bild der Türme: Sie sind im unteren — 30 m hohen Teil — pyramidenartig und gespreizt gestaltet, um die Standsicherheit gegenüber dem großen Windmoment zu erhöhen, und stehen mit vier Füßen auf den festen Einzel-fundamenten, die — im Viereck gruppiert — 15 m voneinander entfernt sind. Das Raumbachwerk bilden die vier weitmaschig gegliederten Fachwerk-wände, in verschiedene Schüsse aufgeteilt, die als statisch bestimmtes Netz-system — s. Abb. 2 — für den ungünstigsten Belastungsfall zu berechnen und zu bemessen sind. Diese Viereckgestaltung gestattet eine klare Berechnung und Konstruktion, eine bestimmte und sichere Aufnahme aller Kraftwirkungen und ihre klare Ableitung zum Fundament.

Über dem Pyramiden-teil, der in 22 m Höhe 8 m und in 30 m Höhe 6,5 m Breite aufweist, ist auf besonderer Platt-form die Windeinrichtung untergebracht. Mit dieser kann, wie Abb. 2 zeigt, das Anspannen der Antenne bedient werden. Ein Gegengewicht von 3000 kg hängt im Innern des Turmes an zwei Seilen, von denen das eine zur Winde auf der Plattform führt, das andere das Antennen-Verlänge-rungsseil — über fester Rolle in der Spitze geführt — darstellt. In diesem ist unabhängig von Wind und Vereisung eine stetige

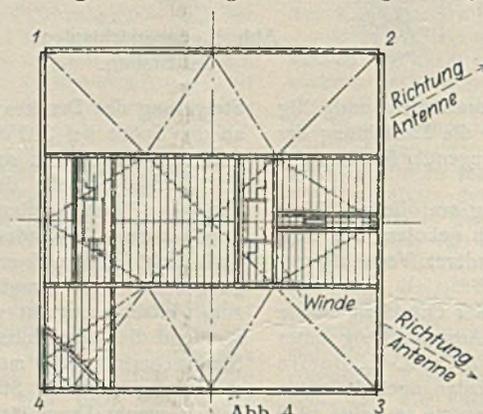


Abb. 4. Winden-Plattform.

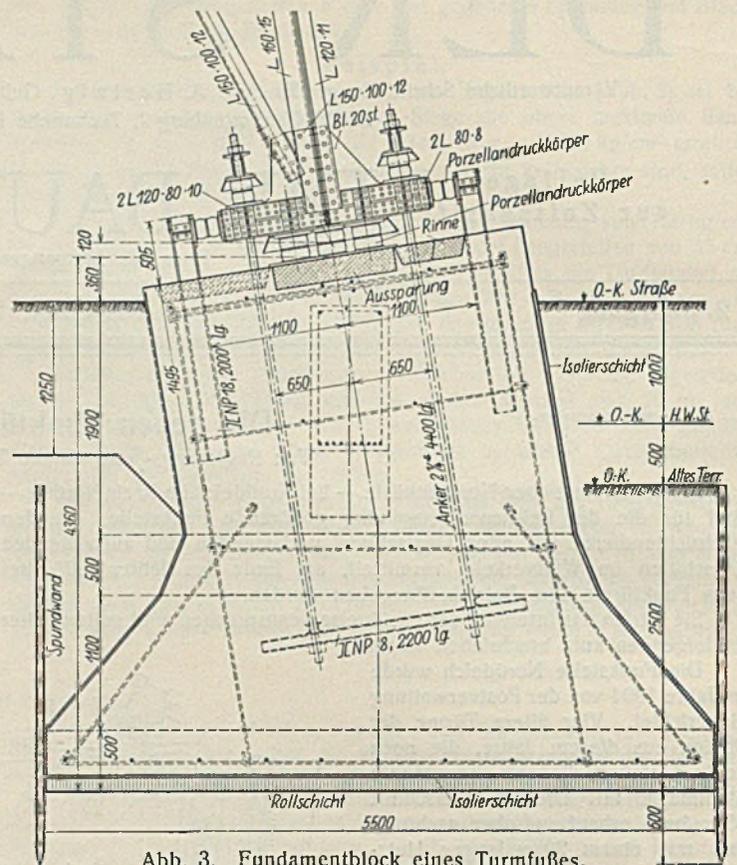


Abb. 3. Fundamentblock eines Turmfußes.

Fuß des Turmes gestaltet werden; zwei verstrebe $\angle 150 \cdot 100 \cdot 12$ wurden gewählt.

Für den Nachweis der Standsicherheit des stählernen Turmes, dessen vier Füße mittels einer besonderen Auflager- und Verankerungskonstruktion mit den Betonfundamenten druck- und zugfest verbunden sind, waren das Stahlgewicht des ganzen Turmes mit 64 t, die Gegengewichts-Einrichtung mit 3000 kg, der größte Spitzenzug mit 2750 kg — 120 m über Fußpunkt angreifend — schließlich und ausschlaggebend der auf den ganzen Turm wirkende Winddruck maßgebend. Für seine Bemessung ist als senkrecht getroffene Fläche in der wirklichen Größe die vordere und hintere Wand mit je 100% statt wie sonst üblich 100 und 50% angenommen, ferner als Windbelastung eine Verteilung von 150 kg/m² am Fuß bis zu 250 kg/m² an der Spitze (in 120 m Höhe), im geradlinigen Verhältnis sich steigernd.

In diesen von der Prüfungsinstanz — Staatliche Prüfungsstelle für statische Berechnungen, Berlin — gebilligten Annahmen der ausführenden Firma liegt eine große Sicherheit: Nach der im April 1928 getroffenen

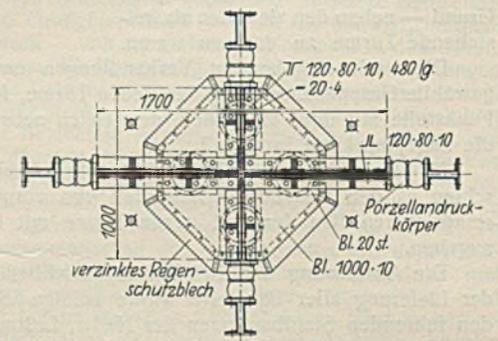


Abb. 5. Aufsicht auf Turmfuß am Fundament.

Spannung von $3000 : 2 = 1500$ kg vorhanden. — In dem Turmkörper sind in verschiedenen Höhen noch Wagerecht-Versteifungen eingelegt. Zur statischen Wirkung sind in dem System nur die Eckpfosten, die wagerechten Pfosten und die Hauptstreben der einzelnen Schüsse herangezogen; zwischen ihnen spannt sich ein kleineres System von Stäben, das zur Aussteifung der Haupttraglieder dient.

Die Konstruktion des 12 Schüsse enthaltenden Turmfachwerks ist in Abb. 2 u. 3 grundsätzlich veranschaulicht, welche das Stabwerk im Schuß XI (vergl. Abb. 2) mit Bemessung der einzelnen Stäbe darstellt. Besonders kräftig und steif mußten die 24 m langen Innenstreben über dem

Vereinbarung der zuständigen Behörden, die mit Werten von 150 kg/m² bis 300 kg/m² bei 300 m Höhe, im übrigen wie üblich mit 100 bzw. 50% für die getroffene Fläche der vorderen bzw. hinteren Wand rechnen, brauchte in 120 m Höhe nur ein Winddruck von 210 kg/m² angenommen zu werden. Da schon ein Winddruck von rd. 150 kg/m² — bei Annahme einer Formel von $n = 0,1 v^2$ kg/m² — eine Windgeschwindigkeit von 40 m/Sek, also eine ungewöhnliche Luftbewegung, die nur bei orkanartigen Stürmen — Windstärke 12 — auftreten kann, voraussetzt, ist die Annahme von 150 bis 250 kg/m² also schon sehr hoch. Besonders gefährlich sind die Windstöße von kurzer Dauer und großer Heftigkeit,

die man mit den gegenwärtig bestehenden Meßinstrumenten noch nicht vollständig erfassen kann. Das Gesamtmoment aus Wind- und Antennenbelastung, das sich besonders am Fuße äußert, stellt sich auf rd. 2356 tm.

Aus den senkrecht und wagerecht wirkenden Belastungen sind nach vorsichtiger Ermittlung dann aus den auftretenden Querkraften und Momenten bei Annahme einer höchsten zulässigen Beanspruchung von 1600 kg/cm² die Spannungen in Streben und Pfosten usw. nach den üblichen Berechnungsverfahren hergeleitet und dementsprechend die einzelnen Stäbe bemessen.

Die Verbindung der Turmfüße mit den Fundamenten einschließlich der Porzellankörper-Isolierung mußte so erfolgen, daß die Zug- und Druckkräfte aus senkrechten und wagerechten Belastungen in ungünstigstem Zustande von Stahlkörper und Porzellan-Isolierung einwandfrei aufgenommen und übertragen werden können.

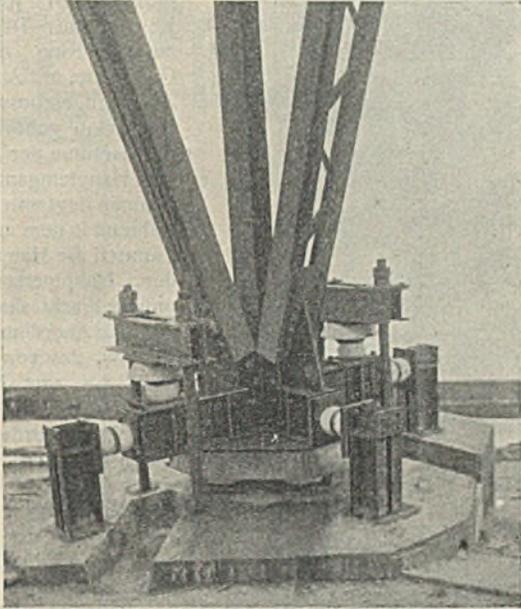


Abb. 6. Verbindung von Turmfuß mit Fundament.

Die wagerechten Lasten sollen besondere Backenträger, die Zugkräfte besondere Verankerungen aufnehmen. Es äußert sich an einem Fuß im Höchsthalle ein Normaldruck von 96 t und ein Normalzug von rd. 61 t in den vier Ankern von 5,5 cm ϕ , ferner eine größte wagerechte Kraft von 10,4 t je Fuß. Die bauliche Ausbildung der Verbindung von Turmfuß und Fundament ist aus den Abb. 4 u. 5 ersichtlich. Das die vier Turmfüße aufnehmende Fundament wird von einer Gruppe von vier selbstständigen, ganz gleichartig ausgebildeten, durch Eisenbetonbalken verbundenen, 15 m voneinander entfernten Betonklötzen gebildet, in die die Backen und Verankerungen tief eingreifen. Die Fundamentklötze haben achteckige Form mit einer Größt- abmessung von 5,50 m und sind im oberen Teil nach der Streben- neigung eingerichtet. Sie treten oben gegen die etwa 1,0 m über Gelände liegende benachbarte Straße 0,5 m heraus, tauchen 3 m unter das anstehende Grundwasser und 4 m unter die Straße in den festen Sanduntergrund ein.

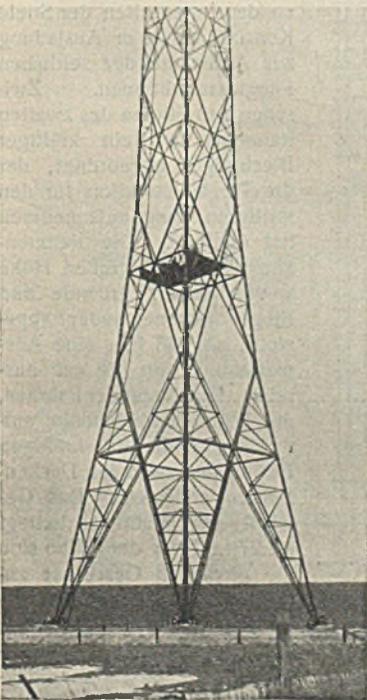


Abb. 7. Unterteil des Stahlturmes.

Die Klötze sind aus Zement- kiesbeton mit Splittzuschlag und Süßwasser zwischen Holzspund- wänden über einer Rollschicht auf guter ebener Unterlage her- gestellt und zum Schutz gegen zerstörende Einflüsse chemischer Art aus dem Brackwasser der Nordsee mit einer Isolierschicht allseitig umgeben.

Die vier Klötze sind durch einen Rahmen aus wagerecht, sich selbst tragenden Eisenbetonbalken

von 1,25 \times 0,64 m Querschnitt steif verbunden, um die Unveränderlichkeit der Turmfüße stärker zu sichern und sie auf eine einheitliche Stützfläche stellen zu können.

Um ein kräftiges Gefüge und gute Verbundwirkung in den einzelnen Körpern zu schaffen, ist eine Bewehrung eingebracht, die auch die genannten Backen und Verankerungen mitumfaßt und mit dem umgebenden Beton zu einem einheitlichen Unterbau verbindet.

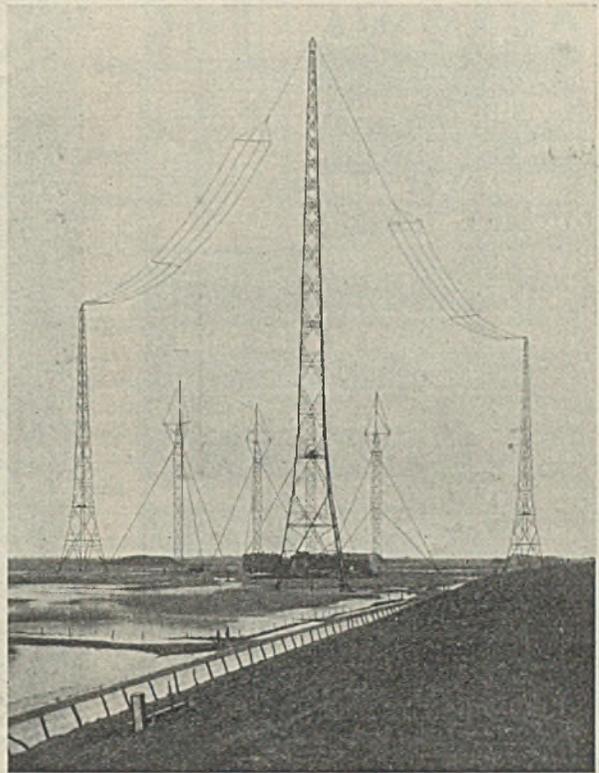


Abb. 8. Gesamtanlage der drei Funktürme von Norddeich.

Der einzelne Betonklotz ist — unter Annahme eines Auftriebs von 1 t/m³ — für eine Horizontalkraft von rd. 21 t und eine Normalkraft von \sim 310 t auf Sohle bemessen. Er überträgt im Höchsthalle eine Pressung von 1,8 kg/m² auf den Untergrund. Bei dem Standsicherheits- nachweis gegen Umkippen des Turmes ist mit zweifacher Kippsicherheit gerechnet.

Die sämtlichen drei 120 m hohen Funktürme wurden nach Vollendung der von einem Tiefbauunternehmen aus Norddeich hergestellten Gründung von der Hein, Lehmann & Co. A.-G. trotz der ungünstigen, von starken Stürmen bewegten Jahreszeit im Oktober und November des Jahres 1928 von zwei Baukolonnen in der verhältnismäßig kurzen Zeit von sieben Wochen, ohne feste Rüstung aufgestellt, am 23. Dezember von den zuständigen Behörden abgenommen und im Anfang des Jahres 1929 für den Funkdienst in Betrieb gesetzt. Ein Unfall hat sich trotz der schwierigen Aufstellung nicht ereignet.

Die Aufnahmen (Abb. 6 bis 8) zeigen die vollendeten Türme, und zwar (Abb. 6) die Verbindung von Turmfuß mit Fundament nebst Isolierung, Abb. 7 den weitmaschig gegliederten Unterteil der Türme mit der Winden- Plattform in Schuß XII bis IX und Abb. 8 die Gesamtanlagen der drei neuen Türme gemeinsam mit den vier alten Türmen der Funkstelle.

Aufstellung des Entwurfs und die Leitung des Baues lagen in den Händen von Direktor Bräckerbohm und Oberingenieur Behrend der Hein, Lehmann & Co. A.-G., Berlin. Die Prüfung der Anlage in statisch-konstruktiver Hinsicht wurde von der Staatlichen Prüfungsstelle für statische Berechnungen in Berlin vorgenommen.

Die Türme haben bei den großen Stürmen im November 1928, wo sich Windgeschwindigkeiten von Stärke 12 zeitweise gezeigt haben sollen, ihre erste Probe gut bestanden, obwohl damals die Verbindung der Füße mit dem Fundament noch nicht vollständig war. Nach den Angaben der Bauleitung hat sich gezeigt, daß die Türme unter den heftigen Sturm- stößen nicht langsam hin- und herschwanken, sondern nur gezittert haben; offenbar ist dabei nicht die so gefährliche Resonanz der Schwingung von Turm und Windstoß eingetreten. Dieses Verhalten kann als ein Beweis für die Standsicherheit der Türme gedeutet werden und man kann die Erwartung aussprechen, daß die drei neuen Türme, dank ihrer sicheren und gewandten Stahlkonstruktion, den von der Verwaltung an sie ge- stellten Anforderungen voll entsprechen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Das neue Geschäftshaus der „DEBEWA“ in Mannheim.

Von Oberingenieur R. Moosbrucker, Offenbach a. M.

Der Geschäftshausneubau „DEBEWA“-„Filmpalast“ in Mannheim N7/3, Ecke Kunst- und Hövelstraße, der zurzeit nach dem Entwurf des Herrn Regierungsbaumeisters Fritz Nathan, Architekt B. D. A., Frankfurt a. M.,

flügeln über dem Erdgeschoß ein Zwischengeschoß eingeschaltet ist. In der Kunststraße liegt die Bauflucht rd. 4,5 m hinter der Flucht der alten Häuser, während an der Ecke über dem Erdgeschoß auf eine Länge von

8 m die alte Fluchtlinie wieder beibehalten werden durfte. Der turmartig um zwei weitere Geschosse über den Hauptbaukörper hochgeführte Eckbau zeigt dort über dem Erdgeschoß eine freie Auskragung von 4,5 m (Abb. 1 u. 2). Von dem Erdgeschoß gehört der größte Teil als Eingang, Kassenraum, Toiletten usw. zu dem Kino. Die übrigen Geschosse, mit Ausnahme des Zwischengeschoßes, das ganz zum Kino gehört, sind Geschäftsräume der „DEBEWA“. Der Haupteingang zu diesen Räumen liegt unter dem Turm, während in dem auskragenden Turmteil die Haupttreppe und der Hauptpersonenfahrstuhl untergebracht sind.

Die Anordnung des Stahlskeletts, das von der Keller- sohle bis zum Dachgeschoß geht und in Flußstahl St 37 ausgeführt wurde, ist in der Hauptsache aus den Grundrissen (Abb. 3) und den Schnitten (Abb. 4 u. 5) zu ersehen. Von der Wiedergabe weiterer Grundrisse wurde Abstand genommen.

Bei dem Hofflügel besteht die Konstruktion oberhalb des Kellers fast ausschließlich aus Rahmen, die die Decken- und Wandträger aufnehmen, während im Keller- geschoß Stützen- und Trägerkonstruktionen zur Ausführung kamen, bei deren Unterzügen zur Erzielung möglichst geringer Bauhöhe die Stütz- weiten mittels Zwischen- stützen klein gehalten wurden. Die Rahmen des Kino- raumes besitzen bei 20 m Stützweite und 14,1 m Höhe an den Innenseiten der Stiele Konsole von 4 m Ausladung zur Aufnahme der seitlichen Rangkonstruktionen. Zwischen den Stielen des zweiten Rahmens ist ein kräftiger Blechträger angeordnet, der die Tragkonstruktion für den mittleren Rang aufzunehmen hat (Abb. 3). Die Rahmen- stiele sind der großen Höhe wegen durch Verbände und Riegel gegeneinander abge- steift, so daß hier eine Aus- mauerung von 38 cm aus- reicht. Die Riegel der Rahmen, die 1,2 m Stegblechhöhe auf- weisen, sind mit kräftigen Eckblechen nach den Decken- trägern abgesteift. Das Ge- wicht eines Rahmens beträgt rd. 27 t. Über dem Kino sind die einzelnen Geschosse zu- rückspringend abgesetzt, wo- durch die Rahmenriegel neben den Deckenlasten auch an- sehnliche Einzellasten aufzu- nehmen haben. Abb. 6 zeigt den Aufbau des Hofflügels mit den oberen Teilen der

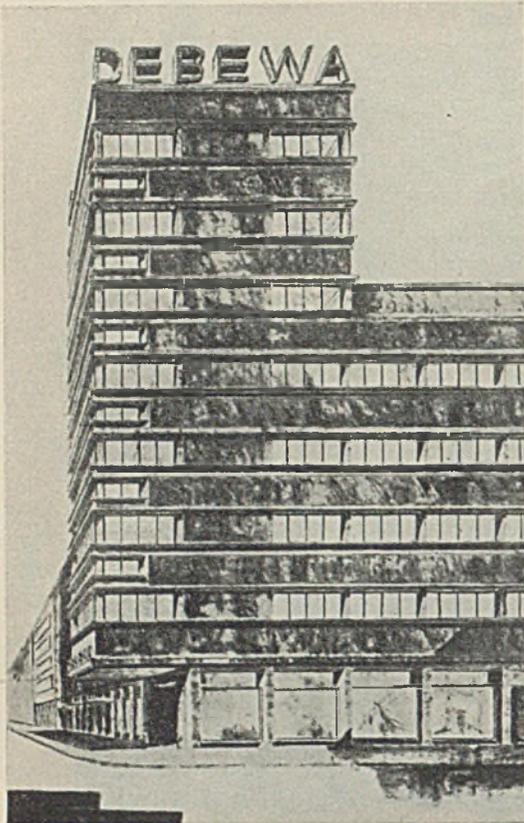


Abb. 2. Ansicht vom Marktplatz aus.



Abb. 1. Ansicht längs der Kunststraße.

fertiggestellt wird, hat als Tragkonstruktion ein beachtenswertes Stahlskelett, das in folgendem kurz besprochen werden soll.

Das Gebäude, dessen Gesamtansicht aus den Perspektiven (Abb. 1 u. 2) zu ersehen ist, besteht aus zwei Frontflügeln und einem Hofflügel, mit den im Grundriß (Abb. 3) eingetragenen Maßen. Einschließlich Keller hat jeder Flügel acht Geschosse, wobei der im Hofflügel liegende Kino- raum über die Höhe von drei Geschossen reicht und in den Front-

flügeln über dem Erdgeschoß ein Zwischengeschoß eingeschaltet ist. In der Kunststraße liegt die Bauflucht rd. 4,5 m hinter der Flucht der alten Häuser, während an der Ecke über dem Erdgeschoß auf eine Länge von

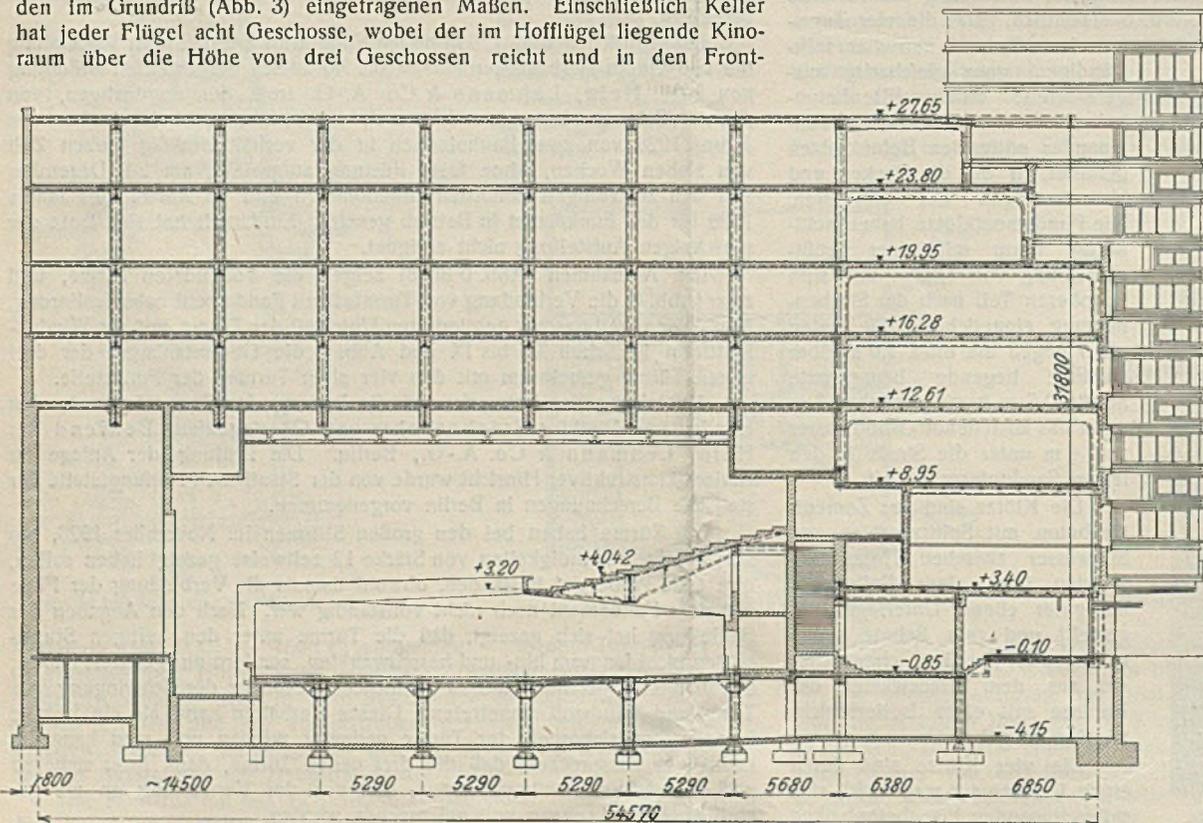


Abb. 4. Schnitt A—B.

schweren Rahmen über dem Kinoraum, während Abb. 7, eine Aufnahme vom Nachbarhof aus, die Seitenansicht mit den Verbänden wiedergibt, wobei zu bemerken ist, daß die oberen Verbände nur zur Aussteifung während der Aufstellung dienen. Am zweiten Rahmen ist hier auch der Blechträger zur Aufnahme des mittleren Rangs erkennbar.

Für die normalen Teile der Frontflügel wurden im Keller-, Erd- und I. Obergeschoß bzw. Zwischengeschoß in der Hauptsache Stützen- und Trägerkonstruktionen gewählt, während die nächsten fünf Geschosse, wie aus Abb. 8 zu ersehen ist, wieder Rahmen mit Decken- und Wandträgern aufweisen. Der Eckturm besteht aus Stützen und Trägern, wobei die

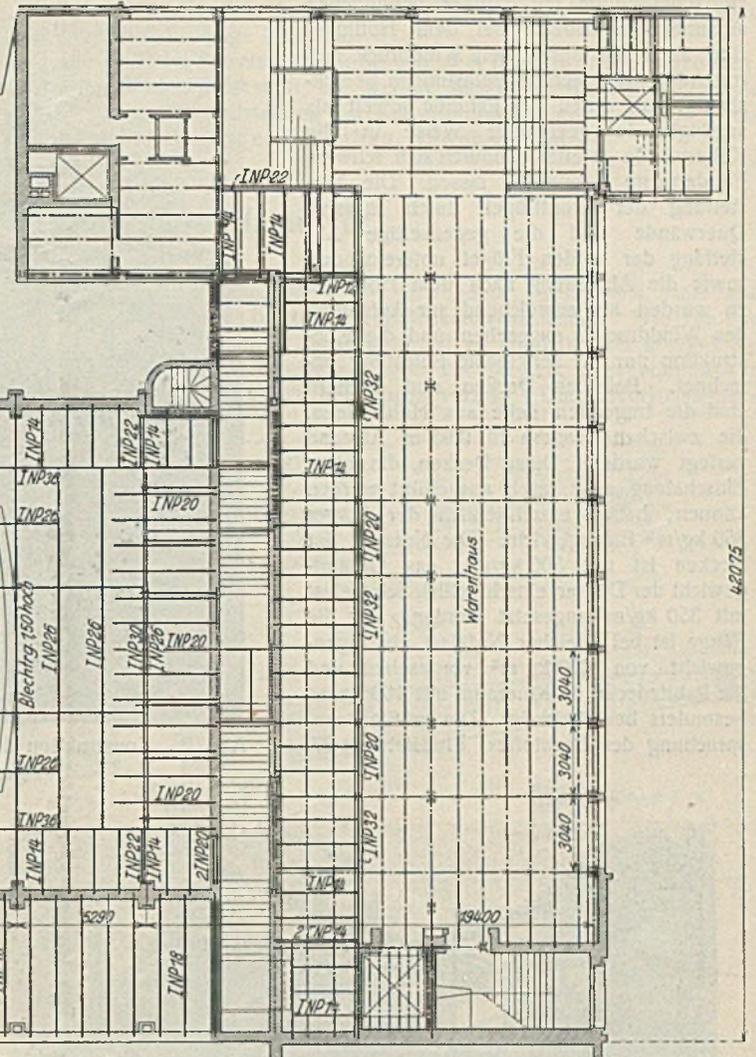


Abb. 3. Grundriß. Erdgeschoß und 1. Obergeschoß.

Abfangung des um 4,5 m auskragenden Turmtails durch die verlängerten Deckenunterzüge stockwerkweise erfolgt. Diese auskragenden Unterzüge bestehen aus genieteten Querschnitten mit Stegblechen, Gurtwinkeln und Gurtplatten. Deren Kragenden mußten zwecks Unterbringung in den

Die Rahmen haben mit Ausnahme der Dachrahmen, deren Querschnitte aus zwei U-Profilen bestehen, einwandige genietete Querschnitte in I-Form aus Stegblechen und Winkeln. Als Stützenquerschnitte sind je nach der Belastung mehrteilige Querschnitte oder einfache I-Formen aus Breitflanschträgern und auch aus Stegblechen mit Winkeln zur Verwendung gekommen. Zwischen Fundament und Stützenfußplatte sind zwecks Schalldämpfung 10 mm starke Antivibrationsplatten eingelegt worden. Die Aufnahmen Abb. 6 bis 11

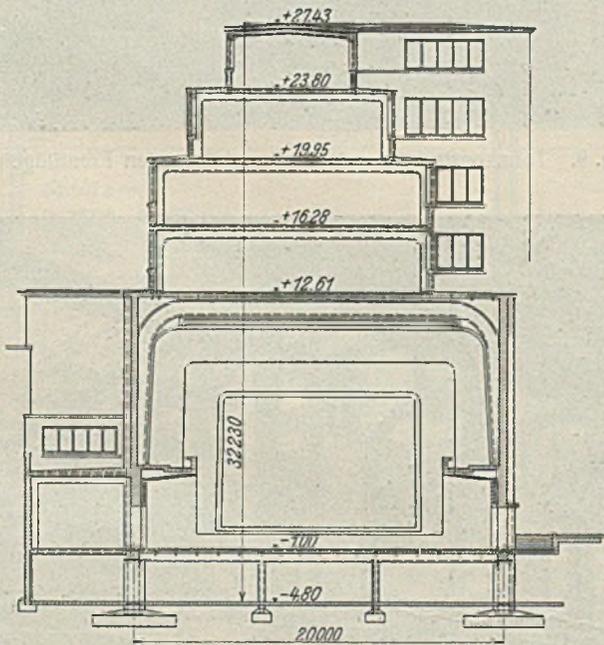


Abb. 5. Querschnitt durch den Hofflügel.

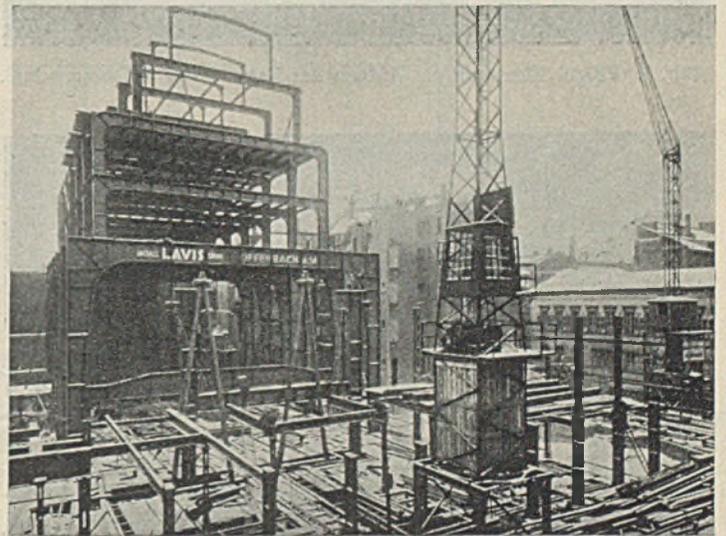


Abb. 6. Konstruktion des Hofflügels nahezu fertig aufgestellt. Die Frontflügel im Anfang der Aufstellung.

Mauerflächen nach unten abgebogen werden. Aus Abb. 9 ist die Turmkonstruktion ersichtlich. In diesem Bild, das auch die Front an der Kunststraße wiedergibt, fehlen noch drei Turmggeschosse, die gleichartig sich nach oben anschließen.

mögen, so gut es kurz möglich ist, ein Bild des gesamten Stahlskeletts geben; die Abb. 10 u. 11 zeigen interessante Einzelheiten der Konstruktion.

In statischer Hinsicht sind die Rahmen übereinandergestellte Zweigelenkrähnen, wobei die Riegel der unteren Rahmen die auftretenden

Horizontalschübe der darüber befindlichen aufzunehmen haben. Bei dem Hofflügel sind auch die durch den Winddruck auftretenden wagerechten Belastungen berücksichtigt und durch die Rahmen soweit als zugänglich in geeigneter Weise in die Kellerwände geleitet, wodurch sich schwere Fundamente vermeiden lassen. Die Aussteifung der Frontflügel durch massive Querwände und die gegenseitige Absteifung der beiden Flügel untereinander, sowie die Absteifung nach dem Hofflügel zu wurden als ausreichend zur Aufnahme des Winddruckes angesehen und die Konstruktion nur für senkrechte Belastung berechnet. Bei den Decken und Dächern sind die tragenden Teile aus Hohlsteinen, die zwischen Trägern in 0,95 m Abstand verlegt wurden. Diese Decken, die ohne Einschalung sehr rasch ausgeführt werden können, haben einschließlich der Träger 350 kg/m^2 Eigengewicht. Die Nutzlast der Decken ist mit 500 kg/m^2 , das Gesamtgewicht der Dächer einschließlich Schneelast mit 350 kg/m^2 angesetzt worden. Für die Ränge ist bei gleicher Nutzlast ein Eigengewicht von 400 kg/m^2 vorgesehen und die Rabitzdecke im Kinoraum mit 100 kg/m^2 besonders berücksichtigt. Die größte Beanspruchung des Baustoffes, Flußstahl St 37,

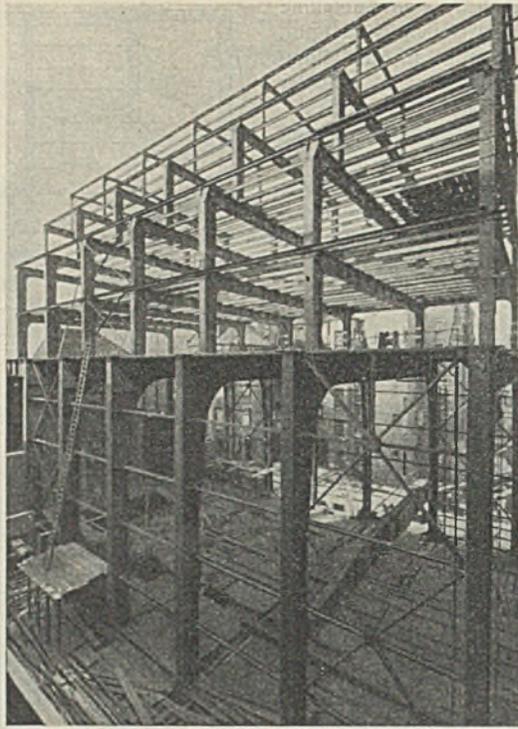


Abb. 7. Konstruktion des Hofflügels von der Seite gesehen.

beträgt 1200 kg/cm^2 , bzw. mit Berücksichtigung des Winddruckes 1400 kg/cm^2 .

Da nach Auftrageileilung und Fertigstellung der statischen Berechnung die Frontflügel gegenüber der bereits festgelegten Anordnung eine völlige Umänderung erfordern, konnte die Konstruktion dieser Flügel nicht gleich zusammen mit der des Hofflügels bearbeitet und angeliefert werden, was zur Folge hatte, daß die Aufstellung gewissermaßen in zwei Abschnitten erfolgen mußte und die Einrichtung der Baustelle nicht voll ausgenutzt werden konnte (Abb. 6). Mit den Aufstellungsarbeiten für den Hofflügel kam man in den Winter hinein, wo aber trotz der grimmigen Kälte, die wie bekannt längere Zeit mit 20 bis 25° anhielt, weiter gearbeitet wurde, was bei einer anderen Bauweise, insbesondere bei Eisenbeton unmöglich gewesen wäre. Das Abladen und Zubringen der Konstruktionsteile für den Hofflügel und bei den vorderen Flügeln auch das Aufstellen, wobei die Rahmen der Flügel und die 16 m langen Kragträger des Turmes gleich unten fertig abgelenkt wurden, erfolgte mit Hilfe eines Turmdrehkrans der Stahlbaufirma; später wurde an der Ecke auch der Kran einer anderen Baufirma kurz mitbenutzt.

Zweifellos wird diese Bauausführung,

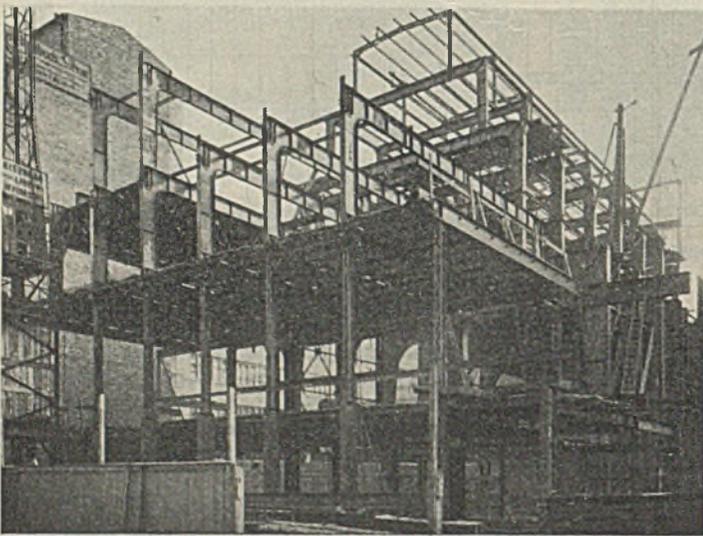


Abb. 8. Flügel Kunststraße. Aufbau der Rahmen im 3. Obergeschoß.

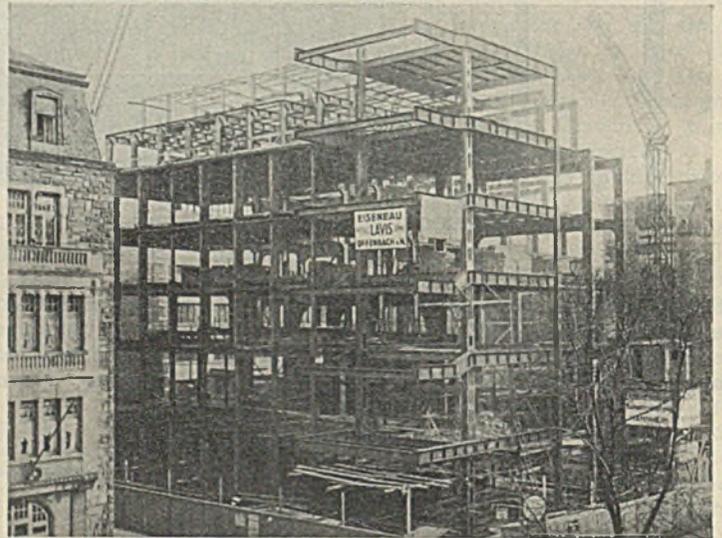


Abb. 9. Turmkonstruktion mit den anschließenden Frontflügeln.

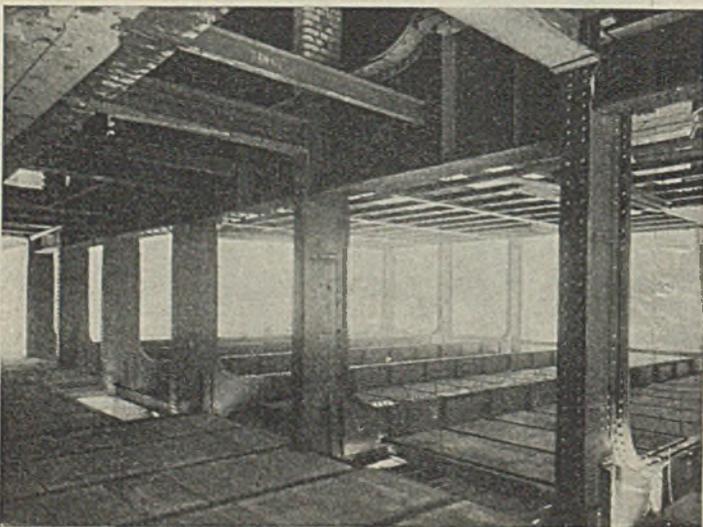


Abb. 10. Konstruktion über dem 3. Obergeschoß. Ausmauerung des Hofflügels.

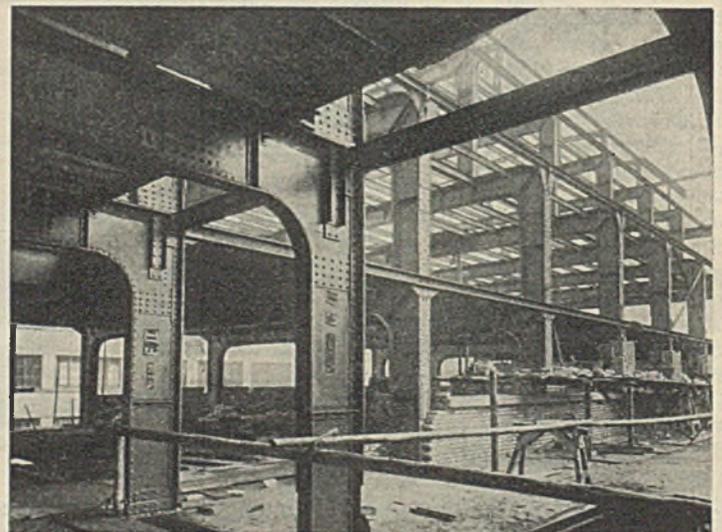


Abb. 11. Flügel Kunststraße. Rahmen und Decken im 2. Obergeschoß. Blick nach der Kunststraße zu.

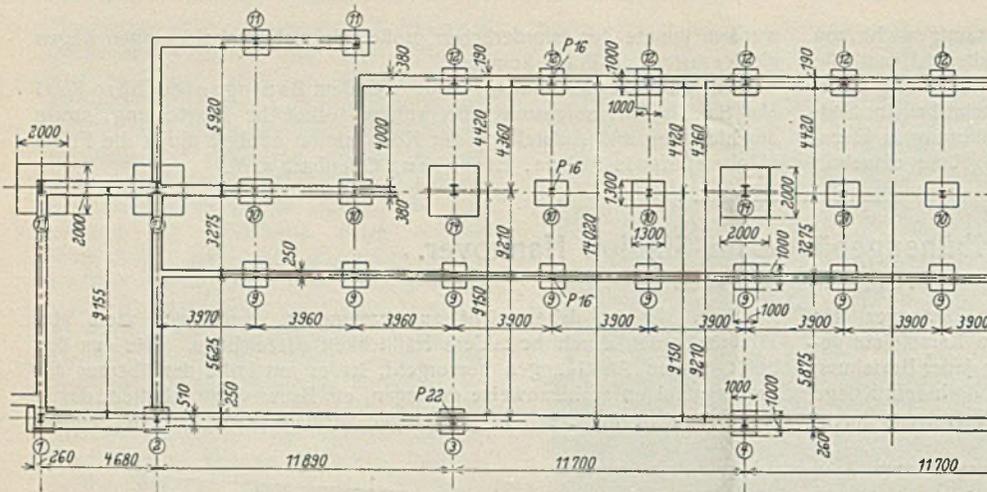


Abb. 2a. Fundament-Teilgrundriß.

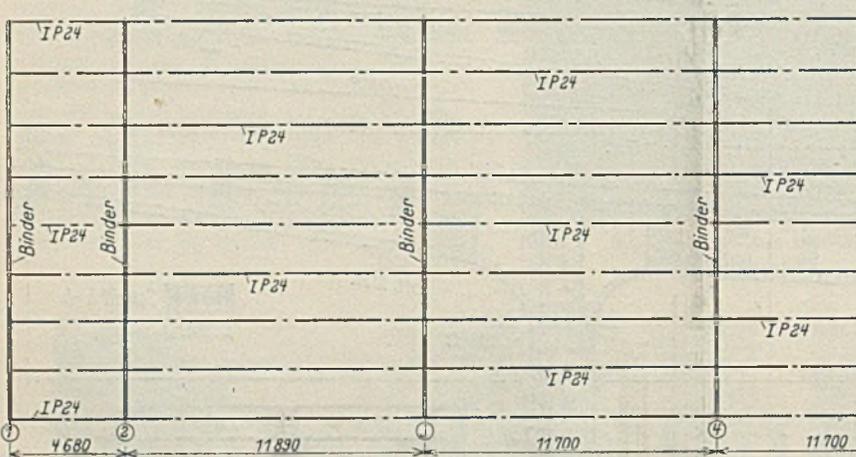


Abb. 2b. Binderteilung.

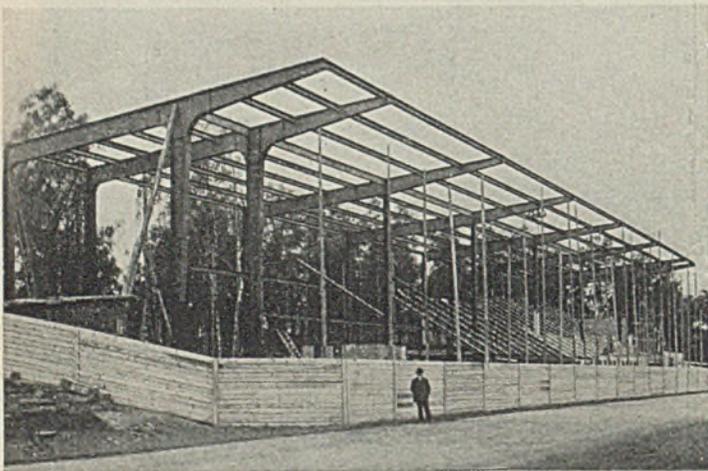


Abb. 3. Aufnahme des Stahlgerippes.

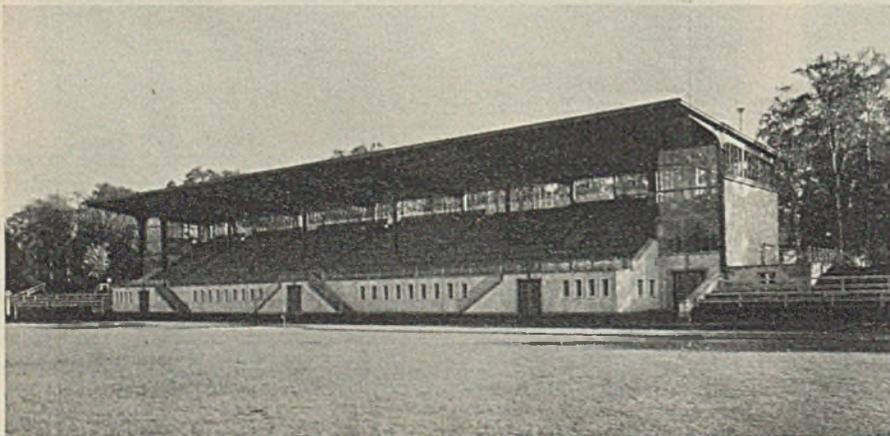


Abb. 5. Die Vorderansicht.

Beim Entwurf der Dachkonstruktion wurde der größte Wert darauf gelegt, die freie Sicht möglichst wenig zu beschränken. Die beste Anordnung, gar keine Stützen einzubauen, kam wegen der hohen Kosten nicht in Frage, obwohl derartige Bauten bereits mehrfach ausgeführt sind. Es sei hierbei gestattet, auf die Stahlkonstruktion der Rennbahntribüne im Bois de Vincennes bei Paris¹⁾ hinzuweisen, deren rückseitig eingespannte Binder 17,5 m frei vorkragen. Zur Erzielung großer Stützenabstände sind in den meisten ausgeführten Bauten hohe Binderunterzüge angeordnet, die aber den Nachteil aufweisen, den Blick nach oben zu behindern und die wenig ansprechend aussehen. Es wurde daher vorgezogen, die Binder direkt zu unterstützen und mit möglichst großem Abstand auszuführen, wobei ein Mehrgewicht der Pfetten in Kauf genommen werden mußte. Bei einem Binderabstand von rd. 12 m sind in dem Zuschauer-

raum nur 4 schlanke Säulen angeordnet, die zudem so weit zurückgesetzt wurden, daß die ersten Sitzreihen überhaupt keine Behinderung erfahren (Abb. 1). Die Pfetten wurden zur Verringerung der Durchbiegung bei der großen Stützweite als teilweise eingespannt berechnet und entsprechend mit Zuglasche und Druckplatte ausgeführt. Um möglichst an Bauhöhe zu sparen, wurden Peiner Profile verwendet und die Pfetten in die vollwandigen Binder derart eingewinkelt, daß sie mit den oberen Gurtwinkeln bündig liegen. Aus gleichem Grunde liegt die 6 cm starke Eisenbetondecke der Dachhaut zwischen den Pfetten, die, durch kräftige Vouten eingehüllt, nur die breiten unteren Flanschen in Erscheinung treten lassen. Es wurde damit erreicht, daß die Binder nur als 55 cm hohe Rippen unter der Dachhaut sichtbar sind. Infolge der massiven Ausführung betrug die Dachlast einschließlich Schnee 355 kg/m², weshalb für die im Abstand von 2 m liegenden Pfetten Träger IP 24 gewählt werden mußten. Die Durchbiegung beträgt trotzdem über 3 cm gleich $\frac{1}{400}$ der Stützweite.

Die 4 Binder im Zuschauerraum sind einfache Balken auf 2 Stützen. Sie ruhen einerseits auf den Wandstielen IP 22 der Rückseite der Tribüne, die in die Unterkonstruktion eingespannt sind, andererseits auf den 4 Pendelstützen IP 28 im Zuschauerraum. Da diese letzteren aus den obenerwähnten Gründen weit nach innen gesetzt wurden, kragen die 16 m langen Binder rd. 7 m frei vor. Sie sind vollwandig ausgeführt und bestehen aus 12 mm starken Stehblechen ohne Aussteifungen und Winkeln 100 × 150 × 12, die über den Stützen durch Gurtplatten verstärkt sind. Die Trägerhöhe zwischen den Stützen beträgt 800 mm, sie verjüngt sich im Krageil auf 350 mm. Im Gegensatz zu den 4 mittleren Bindern wurden aus architektonischen Gründen die 2 letzten Binder jeder Seite, die die Treppenhäuser flankieren, mit den Stützen zu Zweigelenrahmen vereinigt. Die vorderen Stiele sind bei senkrecht bleibendem Innengurt nach oben verbreitert, die Rahmenecken ausgerundet. Das gesamte Pultdach, dessen Vorderkante 12 m über Erdboden liegt, erhielt ein ringsumlaufendes Betongesims.

Die Endrahmen wurden auf den Giebelseiten in ihrer oberen Hälfte verglast. Ebenso besteht der Abschluß der Treppenhäuser nach der Stadionseite zu aus einer Glaswand zwischen den vorderen Rahmenstielen, die vom Dach bis herunter zur Eingangstür reicht.

Die Sitzreihen der Tribüne sind auf einer schräg ansteigenden Decke von 30° Neigung angeordnet, die in Höhe + 9,04 in einen wagerechten Teil übergeht. Sie ist als Hohlsteindecke zwischen Trägern ausgeführt und mit stufenförmigen Aufmauerungen versehen, die die hölzernen Sitze tragen. Als Nutzlast wurden 500 kg/m² als ausreichend erachtet. Um an Bauhöhe für die unter der Tribüne gelegenen Räume zu gewinnen, sind für sämtliche Decken wiederum Peiner Profile verwendet. Die Tribünenräger IP 22 liegen im Abstand von rd. 2 m und stützen sich auf das massive Mauerwerk der Rückwand, auf 2 Unterzüge sowie auf die Decke + 3,64 in Logenhöhe. Das Abknicken der oberen aus einem Stück bestehenden Träger erfolgte durch keilförmiges Ausschneiden bis zum Flansch und Zusammenschweißen nach erfolgter Biegung. Die Unterzüge liegen über den Zwischenwänden der beiden Geschosse unter dem Zuschauerraum und sind durch besondere Stützen im Abstand von 3,9 m abgefangen, die auch die unteren

¹⁾ Le Génie Civil 1924.

Decken aufnehmen. Ebenso erhielt die niedrige Abschlußwand der Stadionseite besondere Stützen zur Aufnahme der Decke + 3,64 m.

Bemerkenswert ist die geschickte Ausnutzung der ausgebauten Räume unter der Tribüne für die Bedürfnisse der Sporttreibenden. Von den giebelseitigen Treppenhäusern, die die Hauptaufgänge zum Zuschauerraum enthalten, führt seitlich eine besondere Treppenanlage zum Obergeschoß auf Höhe + 4,35 m. Die Treppen münden beiderseits auf einen Flur, der sich über die ganze Länge des Gebäudes erstreckt und alle Räume miteinander verbindet. In der Osthälfte des Obergeschosses sind 7 Schlafräume von je 16 m² und ein größerer von 34 m² Grundfläche untergebracht mit insgesamt 62 Betten. Die Westhälfte enthält die Verpflegungsräume, Küche, Speisekammer, Anrichte sowie einen großen Speiseraum von rd. 90 m². Die Belichtung des Flures erfolgt durch Fenster in der schrägen Decke, die unter den Sitzreihen der Tribüne angebracht sind. Auf der niedrigen Seite sind auf der ganzen Länge des Flures eingebaute Schränke für die Gäste vorhanden.

Alle übrigen Räume erhalten ihr Licht durch Fenster in der Rückwand des Tribünengebäudes.

Das Erdgeschoß auf Höhe + 1,36 m wird durch einen Durchgang in

Gebäudemitte in eine Frauen- und eine Männerseite geteilt. Ein Flur in der Längsachse verbindet jeweils die Treppenhäuser am Giebel mit dem Durchgang. Die niedrigen Räume unter der Decke + 3,64 m auf der Stadionseite sind für die Kleiderablage (900 Personen) bestimmt, anschließend sind Gerätekammern und Toiletten untergebracht. Auf der anderen Seite des Flures mit den Fenstern nach der Rückfront des Gebäudes befinden sich die verschiedenen Baderäume mit Duschen und Umkleezimmer sowie einige Räume für die Verwaltung und sanitäre Fürsorge.

Eine Ansicht der Rückfront des Tribünengebäudes zeigt die beigegebene Abbild. 4, während Abb. 5 die Vorderansicht wiedergibt. Ein besonderes Gepräge erhält die Architektur der Fassade durch die umlaufende Glaswand, die den Zuschauerraum abschließt. Die darunterliegende massive Außenwand ebenso wie die Giebel sind verputzt. Besonderer Wert wurde auf den Anstrich der sichtbar bleibenden Stahlkonstruktion (Abb. 3) gelegt. Die harmonische farbige Behandlung von Putz, Stahl und Glas geben dem Gebäude ein sehr gutes Aussehen, das



Abb. 4. Die Rückansicht.

die Lichtbilder nur unvollkommen wiedergeben können. — Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion betrug rd. 200 t. Die Aufstellung erfolgte mittels fahrbaren Auslegerdampfkran in der kurzen Zeit von 5 Wochen.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelettbau für die Heimstätte G. m. b. H. in Hamburg.¹⁾

Von Oberingenieur Karl Maul, Hamburg.

Zwischen Besenbinderhof/Norderstraße und Nagelsweg besitzt die Heimstätte G. m. b. H. — eine Tochtergesellschaft des Allgemeinen Deutschen Gewerkschaftsbundes in Hamburg — eine Anzahl in verschiedenen Abschnitten errichteter, teils für Büro und Geschäftszwecke, teils für Wohnzwecke bestimmte Gebäude, die zu Beginn des Jahres 1928 um eine Heimstätte für alleinstehende Frauen und Mädchen vermehrt werden sollten.

Zur Verfügung stand für dieses Bauvorhaben ein Platz von 13 m Tiefe und etwa 64 m Länge. Mit Rücksicht auf die zulässige Bauhöhe sollte das Gebäude aus Tiefkeller, Keller, Erdgeschoß, sieben Obergeschossen und einem Dachgeschoß bestehen; die gesamte Höhe von Terrain-Oberkante bis Gesims ergab sich zu rd. 26 m. Um in den unteren Geschossen möglichst wenig Raum zu verlieren und um ferner die Möglichkeit zu besitzen, die vorgesehenen Kleinwohnungen, aus einem Zimmer und Küche bestehend, später evtl. zu erweitern oder zusammenzulegen oder möglicherweise auch das ganze Gebäude für andere Zwecke zu verwenden, mußte Rücksicht auf verhältnismäßig billige Änderungsmöglichkeit genommen werden. Man entschied sich deshalb für die Ausführung als Stahlskelett mit Massivdecken und einer von oben

bis unten 34 cm starken, geschosswise abgefangenen massiven Außenwand in Vollziegeln mit Klinkerverblendung.

Mit der Planung waren beauftragt die Architekten H. Distel, A. Grubitz in Hamburg, mit der Ausarbeitung des Entwurfes und der statischen Berechnung des Stahlskeletts die Ingenieure Dr.-Ing. Kuball und Kölling in Hamburg. Die Ausführung des Stahlskeletts in St 37 wurde der Firma Carl Spaeter G. m. b. H. in Hamburg übertragen.

Bei der Berechnung des Stahlskeletts wurden im Einvernehmen mit der Hamburger Bau-polizei folgende vereinfachenden Annahmen gemacht: Der Winddruck wurde hinsichtlich der Windaussteifung mit 100 kg/m² eingesetzt, entsprechend den Stützenabständen in der Front anteilig berechnet und auf je vier hintereinanderstehende Stützen

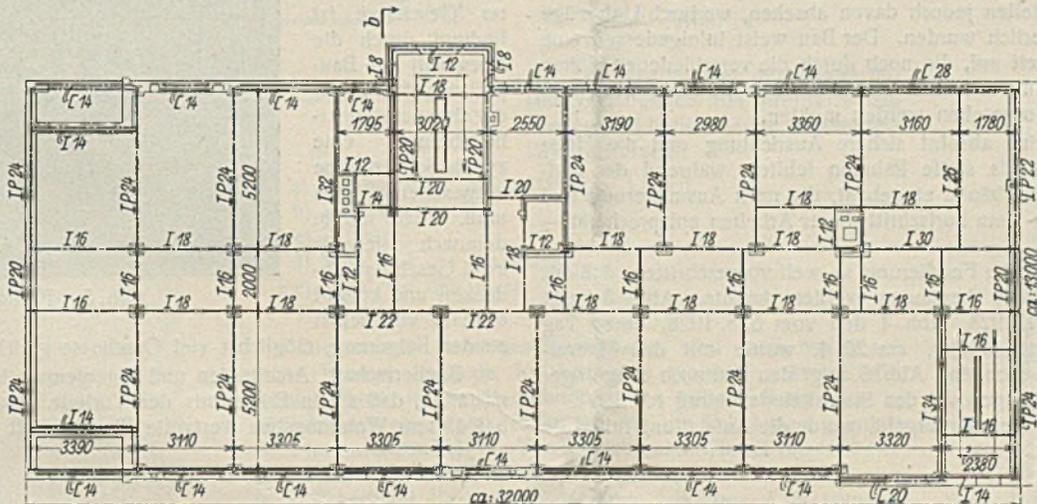


Abb. 2. Grundriß.

gleichmäßig verteilt, dabei der Momentennullpunkt in halber Geschosshöhe angenommen, so daß sich in den Stützen Biegemomente von $M = \frac{W_x \cdot h}{4} \cdot \frac{h}{2} = W_x \cdot \frac{h^2}{8}$ ergaben. Bei Berücksichtigung dieser Zusatzmomente war bei den Stützen 1400 kg/cm² als Beanspruchung zugelassen. Die als frei aufliegende Balken berechneten Deckenträger wurden ohne rechnungsmäßige Erfassung der Eckmomente durch die Windkräfte unter Verwendung kräftiger oberer und unterer Flanschwinkel sowie der üblichen Stegwinkel

¹⁾ Vergl. a. die kurze Erwähnung dieses bemerkenswerten Stahlskelettbauwerks in „Stahlbau“ 1929, Heft 14, S. 159 (Abb. 23). D. Schriftlg.

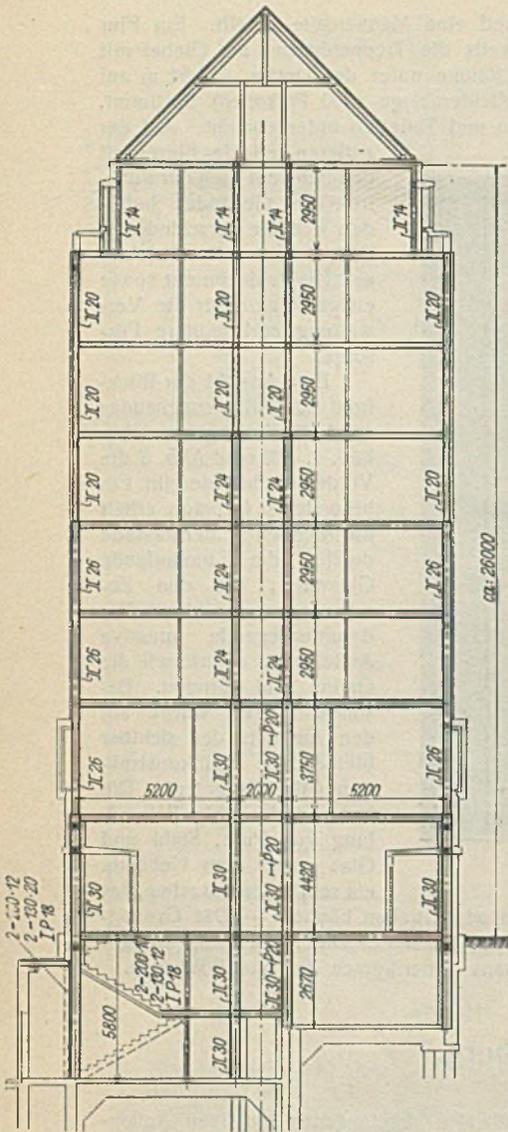


Abb. 1. Querschnitt.

Mittelstützen gestellt wurden. Man versuchte, in der Querachse auch in den Außenwänden die Stützen in demselben Abstände zu stellen, mußte mit Rücksicht auf die Treppenanlage und sonstige bauliche Erfordernisse an verschiedenen Stellen jedoch davon absehen, wodurch Unterzüge und Abfangungen erforderlich wurden. Der Bau weist infolgedessen eine ziemliche Unregelmäßigkeit auf, die noch durch die verschiedenen Höhen des vorderen und des hinteren Teils sowie dadurch verstärkt wird, daß einige Zwischendecken vorgesehen werden mußten.

Mit Rücksicht auf eine absolut sichere Ausrichtung und die Höhe des Stahlskeletts wurden, da steife Rahmen fehlten, während der Aufstellung Längs- und Querverbände eingebaut, die nach Ausmauerung und Herstellung der Decken — dem Fortschritt dieser Arbeiten entsprechend — wieder entfernt wurden.

Am 1. März 1928 war die Fundierung so weit vorgeschritten, daß mit Aufstellen des Stahlskeletts begonnen werden konnte. Abb. 3 zeigt den Bauzustand am 2. 4. 1928, Abb. 4 den vom 5. 5. 1928, einen Tag vor der endgültigen Fertigstellung, am 20. 4. wurde mit den Maurerarbeiten im Erdgeschoß begonnen. Abb. 5 zeigt den Bau nach endgültiger Fertigstellung. Das Gesamtgewicht des Stahlskeletts betrug rd. 380 t.

Wie aus den Abbildungen hervorgeht, wurde die Aufstellung mit Hilfe

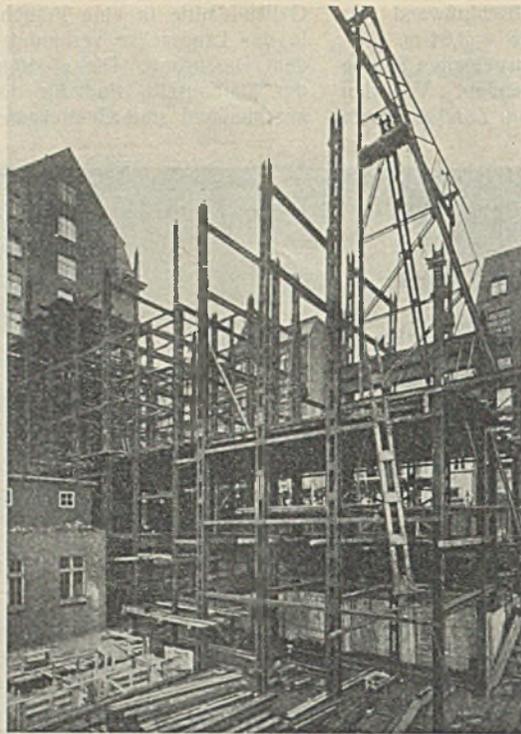


Abb. 3. Bauzustand am 2. 4. 1928.

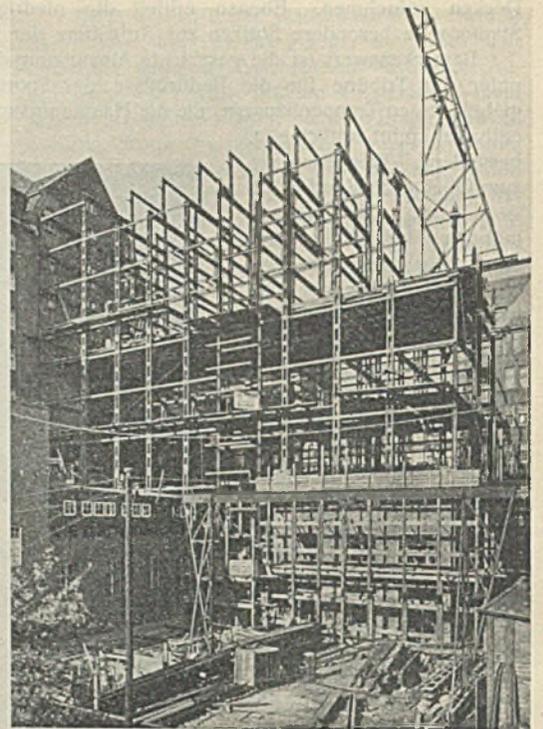


Abb. 4. Bauzustand am 5. 5. 1928.

mit den Stützen biegunstief vernietet. Die Trägeranschlüsse im übrigen so ausgebildet, daß möglichst zentrische Übertragung der lotrechten Lasten in die Stützen erreicht wurde.

Die Anordnung des Stahlskeletts zeigen die schematisch gezeichneten Grundriß- und Querschnittsdarstellungen (Abbild. 1 u. 2). Wie daraus hervorgeht, ist bei diesem Wohnungsbau in der Mitte ein durchgehender Flur vorhanden, zu dessen beiden Seiten die

eines Portalkrans mit Elektrohängekatze ausgeführt und das Material mit einem Schwenker, ebenfalls mit Elektrohängekatze, hochgenommen.

Der Portalkran war so ausgebildet, daß in den unteren Geschossen je drei und zum Schluß sogar vier Geschosse auf einmal errichtet wurden. Die gleichzeitige Aufstellung mehrerer Geschosse ist bedingt durch die Vorschrift der Baupolizei, daß außer der abgedeckten Arbeitsbühne eine zweite Schutzbühne vorgesehen sein muß. Man müßte demnach jeweils zwei Geschosse abdecken und kommt deshalb von selbst zu der Folgerung, möglichst viel Geschosse gleichzeitig aufzubauen.

Bauherrschaft, Architekten und Ingenieure ist besonderer Dank abzustatten, daß sie in Erkenntnis der Vorteile des Stahlskelettbauens auch bei diesem Wohnungsbau wertvolle Pionierarbeit für ihn geleistet haben.

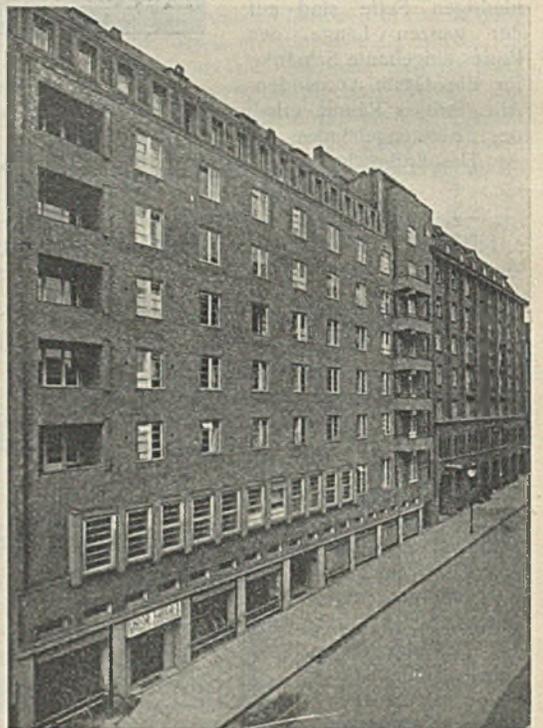


Abb. 5. Fertiger Zustand.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Rheinkreuzungstürme Rheinhausen - Duisburg.

Von Dipl.-Ing. E. Ackermann, Bochum.

Eine neue Spitzenleistung auf dem Gebiete des Leitungsmastenbaues hat die Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen (Niederrhein) zu verzeichnen. Zwei Stahltürme von 118 m Höhe mit je 6 bis 9 m ausladenden Traversen tragen auf 570 m Entfernung von Ufer zu Ufer 6 Leitungen von 220 kV und 6 von 25 kV, sowie 1 Blitzseil; der Durchhang beträgt 43,8 m (Abb. 1). Im linksrheinischen Nachbarfeld werden die Leitungen nach einem Winkelmast weitergeführt. Auf der rechtsrheinischen Seite führen die Seile der 220-kV-Leitung in ein etwa 25 m vom Mast

stehendes Gebäude. Von den 6 Seilen der 25-kV-Leitung werden je 3 Stück zu einem Kabel vereinigt und innerhalb des Mastes heruntergeführt. Der Berechnung ist der am ungünstigsten beanspruchte Mast auf der rechten Rheinseite zugrunde gelegt; hiernach sind beide Türme gleich ausgebildet. Die Seile für die 220-kV-Leitung werden im Kreuzungsfeld mit je 4 Ketten abgespannt, in den Nachbarfeldern dagegen nur mit je 2 Ketten.

Nachstehende Tabelle gibt näheren Aufschluß über die Abmessungen der Seile sowie die Seilzüge:

		Nachbarfeld linksrheinisch		Kreuzungsfeld			Nachbarfeld rechtsrheinisch
Spannweiten	L	~ 220 m		~ 570 m			etwa 25 m
Leitungen		1 Blitzseil	12 Kraftseile	1 Blitzseil	12 Kraftseile	2 Kabel	6 Kraftseile
Baustoff	25 kV 220 kV	Bronze	6 Kupfervollseile 6 Hohlseile	Bronze	6 Bronzevollseile 6 Hohlseile	2 Kupferkabel	6 Hohlseile
Querschnitt . . . mm ²	F	70	120 200	120	120 200		
Durchmesser . . mm	d	10,5	14 25	14	14 25	25	
Beanspruchung } kg/mm ²	σ	25	16	14	14	6	
Seilzug kg	$F + \sigma$	1750	1920 3200	1680	1680 2800	1200	
Gewicht der Leitung } kg/mm ²	γ_0	0,008 65	0,008 900 0,010 801	0,008 65	0,008 65 0,010 55	0,010 801	
Eis-zusatzlast } kg/mm ² kg/m	γe $0,18 \cdot \sqrt{d}$	0,008 33	0,005 76 0,004 50		0,005 76 0,004 50		
Gewicht der Leitung mit Eis } kg/mm ²	$\gamma = \gamma_0 + \delta e$	0,016 98	0,014 660 0,015 301	0,014 41	0,014 41 0,015 05	0,015 301	
Gewicht des Seiles ohne Eis } kg	$G = \gamma_0 \cdot F \cdot L$	134	235 476	592	592 1202	5760 55	
Gewicht des Seiles mit Eis } kg	$G = \gamma \cdot F \cdot L$	262	387 674	986	986 1715	77	

Zulässige Beanspruchungen.

Für die aus St 37 bestehende Stahlkonstruktion wurden folgende Beanspruchungen zugelassen:

	ohne Torsion	mit Torsion
Für Zug und Druck	1600 kg/cm ²	1800 kg/cm ²
Niete auf Abscheren	1280 "	1600 "
" " Lochleibung	4000 "	5000 "
Schrauben auf Abscheren	1000 "	1280 "
Lochleibung	2500 "	3100 "
auf Zug	900 "	1100 "

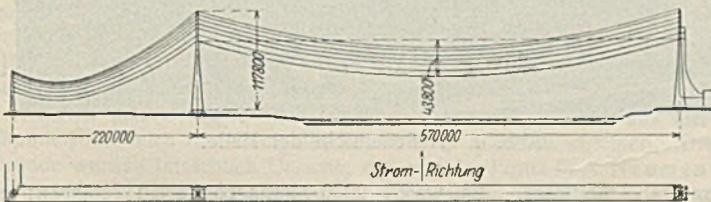


Abb. 1.

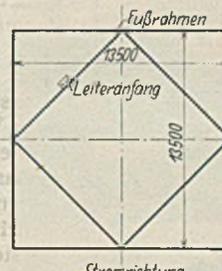


Abb. 2a.

Zur Bestimmung der ungünstigsten Spannungen der Breitseite des Mastes sind nachstehende Belastungsfälle untersucht:

- Eigengewicht und ständige Lasten,
- Eislast,
- Seilzüge,
- Wind auf die Traversen,
- Wind auf den Mast,
- Verdrehung.

Die schlanke Form des Turmschaftes wird durch nur 5 auf einer Parabel liegende Knickpunkte erreicht, während die sonstige konstruktive Durchbildung des kühnen Bauwerkes in einfachster Weise durchgeführt ist; für die Eckpfosten konnten auch im untersten Teil des Turmes gekreuzte Winkel 160 · 160 · 32 (Vorprofil) verwendet werden, während im obersten Teil einfache Eckwinkel 120 · 120 · 11 genügen. Weitere Abmessungen sind aus Abb. 2a u. b zu erschen.

Mit der Vollendung dieser im Auftrage des R. W. E. Essen ausgeführten Türme ist die Rheinfront um zwei imponierende Meilensteine in der Geschichte des deutschen Stahlbaues verschönert worden; der Reisende, der die Türme schon aus weiter Ferne hervorsteht sieht, wird mit Bewunderung an ihnen emporschaun.

Abb. 3 zeigt die beiden Maste während der Aufstellung.

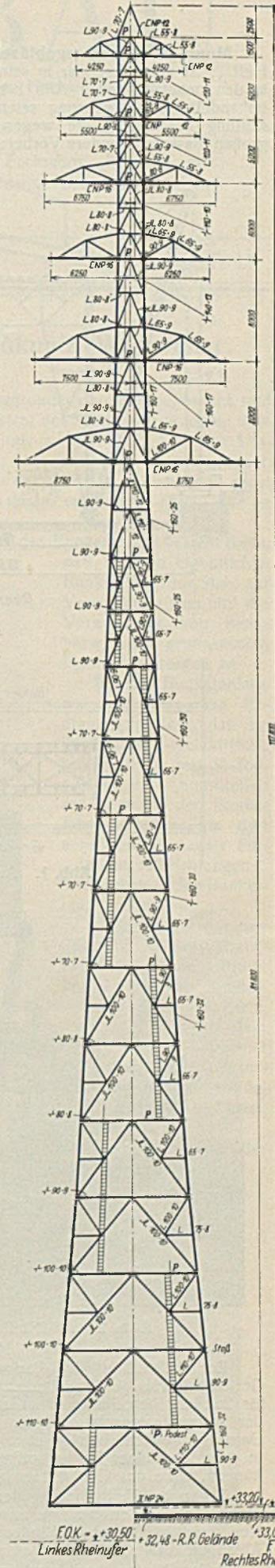


Abb. 2b.

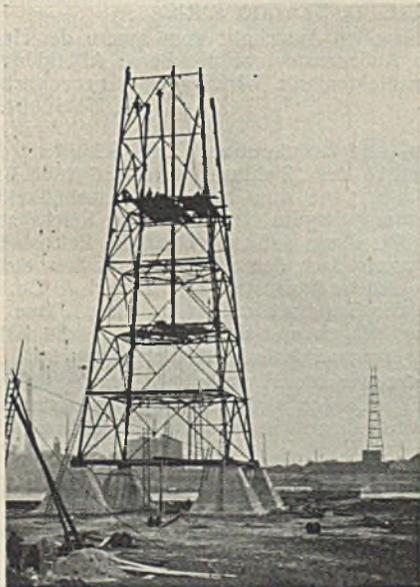


Abb. 3.

Verschiedenes.

Montage einer Gasgebläse-Maschinenhalle. Im „Stahlbau“ 1928, Heft 7, ist vom Verfasser in seinem Aufsatz „Großhallenbauten“ auch die in den nebenstehenden Abb. 1 bis 4 dargestellte Gebläsemaschinenhalle behandelt. Als Ergänzung seien hier noch einige Einzelheiten der Aufstellung geschildert, die wegen der Eigenart der Konstruktion und der großen Massen besondere Vorbereitungen, Umsicht und Sorgfalt erforderte.

riegel *d* erhielt eine Versteifungskonstruktion *e* (Abb. 1 u. 2) und wurde im ganzen gezogen. Seine Länge ist rd. 35 m, das Gewicht mit Hilfskonstruktion rd. 50 t. Die unteren Gurtplatten am Stoß sind am Pfosten, die oberen am Riegel vorgezogen, das Stehblech schräg gestoßen, um so den oberen Teil leichter einsetzen zu können.

Das Transportieren, Aufstellen und Abnieten eines Binders erforderte

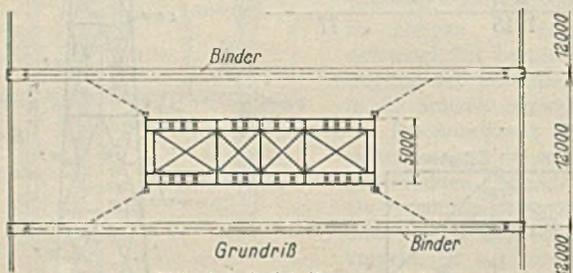
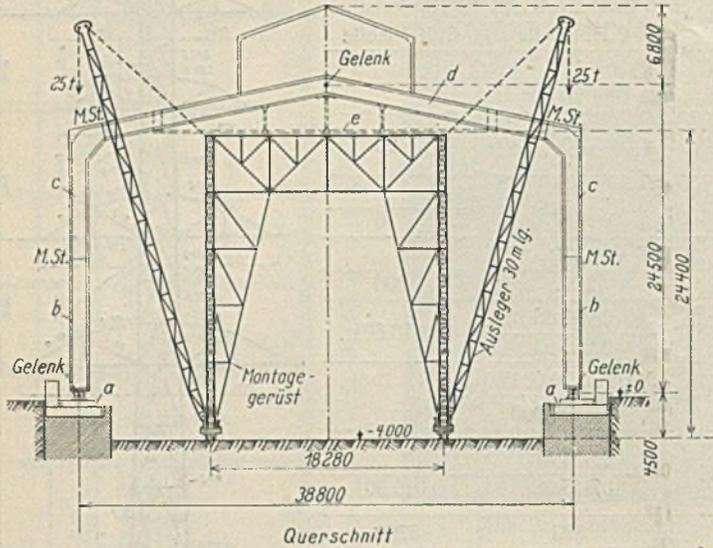


Abb. 1. Aufstellungsgerüst.

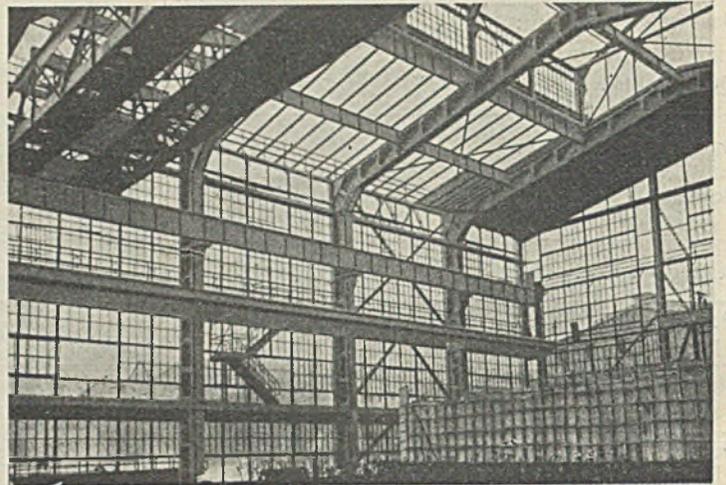


Abb. 3. Innenansicht der Halle.

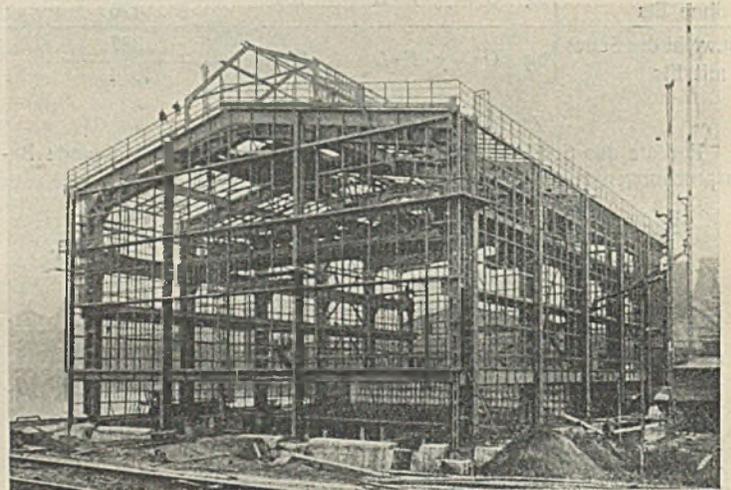


Abb. 4. Außenansicht der Halle.

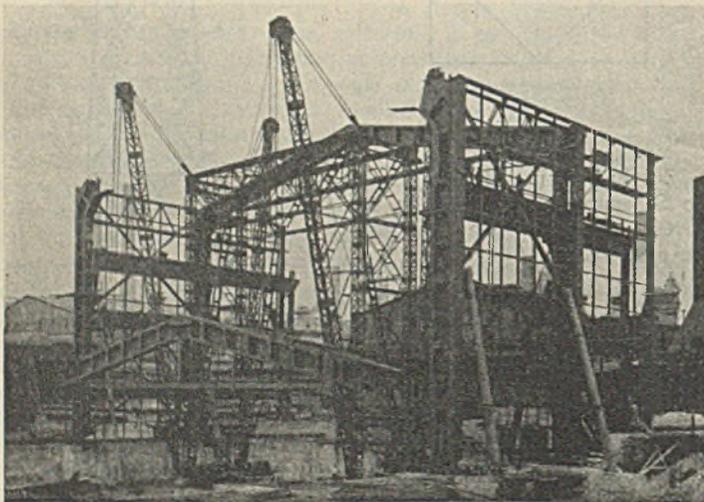


Abb. 2. Mittelteil eines Hauptbinders im Zug.

Zur Aufstellung des Bauwerkes wurde das in Abb. 1 dargestellte Gerüst mit vier je 30 m langen Auslegern benutzt. Jeder Ausleger ist für 25 t Last berechnet. Das Gerüst ist fahrbar, wurde jedoch beim Heben der Lasten festgesetzt und durch seitlich angebrachte Tauen abgefangen. Das Eigengewicht beträgt etwa 120 t. Die Montagekonstruktion wurde in der Mitte eines Feldes aufgestellt, um so zwei Binder montieren zu können, ohne das Gerüst verschieben zu müssen.

Schon bei Fertigstellung der Fundamente waren die Roste *a* mit den Stahlgußunterteilen auf genaues Maß verlegt und vergossen worden. Nun erfolgte für einen Binder das Aufrichten der Pfosten *b* und nach Abfangen dieser Teile das Aufsetzen der Pfostenobertheile *c*.

Jeder Pfosten, bestehend aus den Teilen *b* und *c*, wiegt 40 t.

Nun wurden, wie Abb. 2 zeigt, Längswandunterzüge, Kranträger usw. zur Erzielung guter Längsversteifung eingebaut. Der obere Rahmen-

etwa 14 Arbeitstage. Es waren 2200 Montageniete zu schlagen; an Werkstattnieten etwa 11 200.

Mit Hilfe des Gerüsts wurde auch der Maschinenkran für 75 t Nutzlast und 120 t Eigengewicht hochgezogen. Lieferung und Aufstellung erfolgte durch die Flender A.-G. in Benrath a. Rh.

Abb. 3 gibt einen eindrucksvollen Ausschnitt vom Innern der Halle wieder, während Abb. 4 eine Außenansicht zeigt. Beide Abbildungen lassen die ruhige und gute architektonische Wirkung eines neuzeitlichen Stahlbauwerkes erkennen.

R. Ulbricht.

Heimatschutz beim Bahn- und Brückenbau. Zum Schlußsatz des unter dieser Überschrift in Heft 11 des „Stahlbau“ veröffentlichten Aufsatzes von Protzmann, erhalten wir von Herrn Reichsbahndirektor Friedrich der Gruppenverwaltung Bayern der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft die berichtende Mitteilung, daß „die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft den Wiesentalübergang nach dem seinerzeit mit dem ersten Preis bedachten Entwurf der Brückenbauanstalt Gg. Noell & Co. in Würzburg unter Übertragung der Stahlkonstruktion an diese Firma im heurigen Jahre zur Ausführung bringen und daß gleichzeitig die Bahnlinie bis zum Endbahnhof Behringersmühle fortgesetzt werden wird“.

Wir freuen uns, daß die seinerzeit von der Firma Noell & Co. aufgewendete Mühe und die umfangreichen Vorarbeiten nicht nutzlos gewesen sind und daß die landschaftlich so reizvolle Gegend nunmehr vollends durch eine Bahnverbindung aufgeschlossen wird.

Die Schriftleitung.

INHALT: Die neuen Funktürme von Norddeich. — Das neue Geschäftshaus der „DEBEWA“ in Mannheim. — Das neue Tribünengebäude im Stadion Hannover. — Stahlskelettbau für die Helmstätte G. m. b. H. in Hamburg. — Die neuen Rheinkreuzungstürme Rheinhausen-Duisburg. — Verschiedenes: Montage einer Gasgebläse-Maschinenhalle. — Heimatschutz beim Bahn- und Brückenbau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8.
 Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.