

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

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

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang

BERLIN, 9. Januar 1931

Heft 1

Das Verwaltungsgebäude der I. G. Farbenindustrie AG., Frankfurt a. M.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Architekt Zimmermann, Berlin.

Das neue, nach den Plänen von Prof. Dr.-Ing. chr. Poelzig erbaute Verwaltungsgebäude der I. G. Farbenindustrie in Frankfurt a. M. umfaßt eine Nutzfläche von 26000 m²; zusammenhängend damit sind ein farbtechnisches Laboratorium von 2000 m² Grundfläche und ein Wirtschafts-

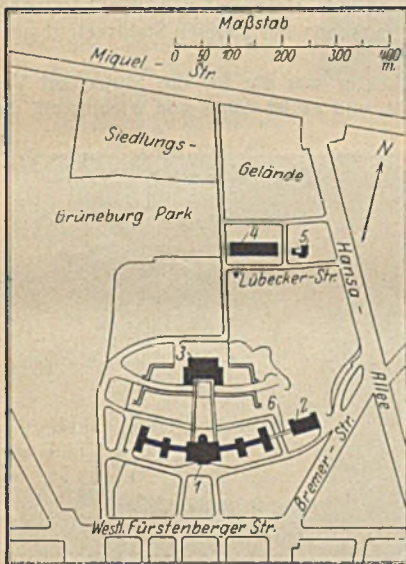


Abb. 1. Lageplan.

1 Verwaltungsgebäude. 2 Laboratorium. 3 Wirtschaftsgebäude. 4 Oragen. 5 Heizwerk. 6 Brücke.

gebäude mit Speisesälen und Küchen für 1600 Personen, ferner ein Heizwerk, Garage und sonstige Nebenanlagen entstanden. Das Bauwerk ist im Nordwesten der Stadt Frankfurt a. M. gelegen, auf einem Gelände, das sich von der Westl. Fürstenberger Straße, der die Vorderfront des Verwaltungsgebäudes zugekehrt ist, in

nördlicher Richtung bis zur Miquelstraße erstreckt (Abb. 1). Das Laboratorium liegt östlich des Hauptgebäudes und ist mit diesem durch eine Brücke verbunden, während das Wirtschaftsgebäude der Rückfront des Verwaltungsgebäudes nördlich vorgelagert ist. Die obengenannten Nebengebäude sind in entfernteren Teilen des geräumigen Grundstücks untergebracht.

Zunächst sei das Verwaltungsgebäude beschrieben. Die Anordnung und Gestaltung des Grundrisses sowie die Höhen und Zahl der Stockwerke sind aus den Abb. 2 bis 4 zu ersehen.

Die Baugrundverhältnisse sind gekennzeichnet durch starken Schichtwechsel und starke Bodenverwerfungen. Der Löss wechselt mit Corbulation und Basaltgeröll ab. Das Gelände ist von Süden nach Norden leicht ansteigend; geologisch stellen diese Schichten Übergänge vom Tertiär zu Quartärformationen dar.

Aus der geologischen Beschaffenheit des Baugrundes er-

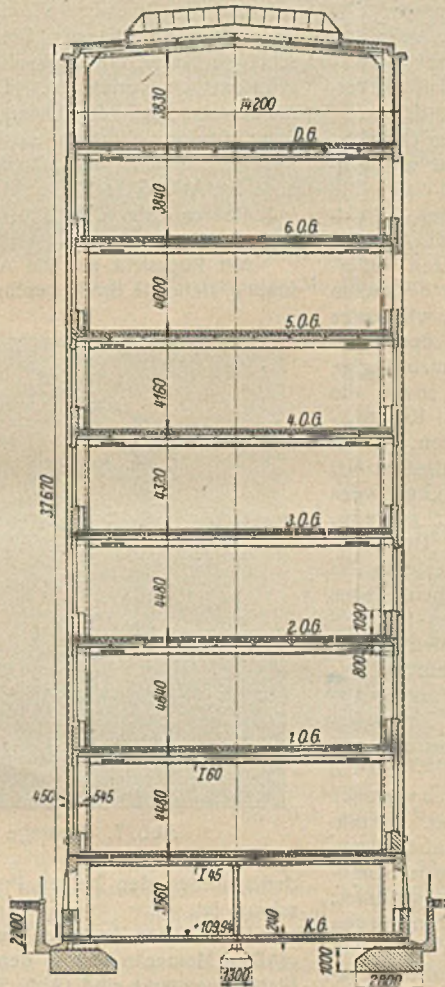


Abb. 3. Querschnitt der Querflügel.

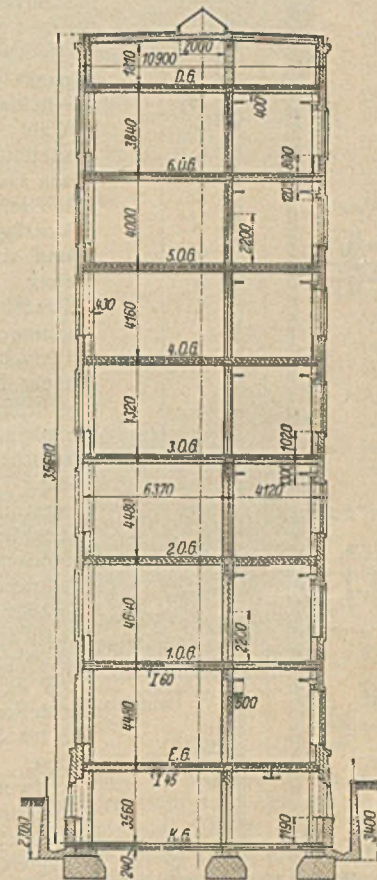


Abb. 4. Querschnitt der Verbindungsbauten.

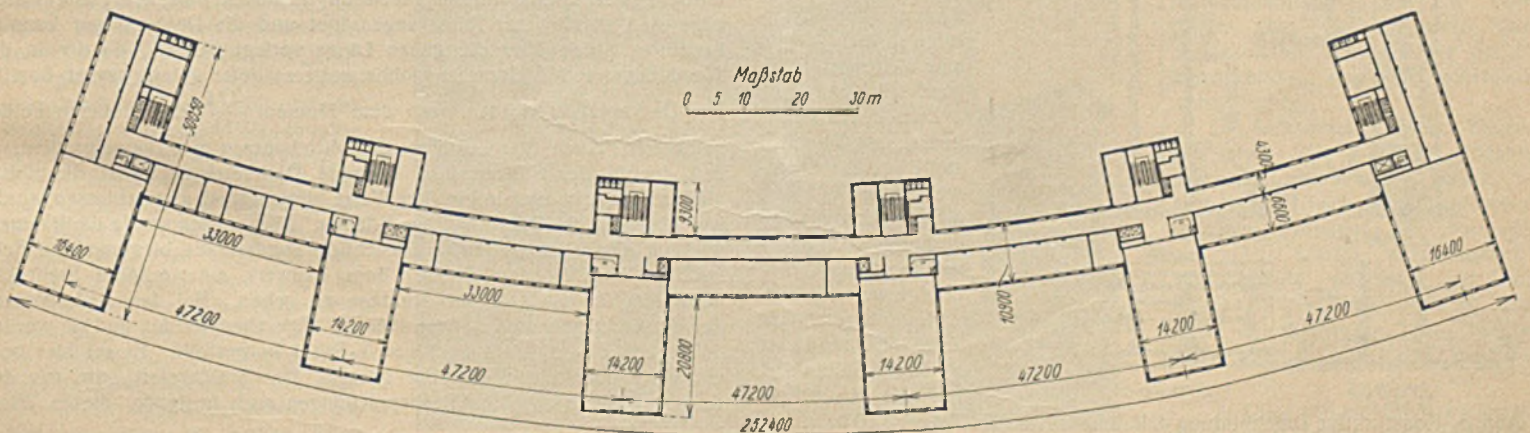


Abb. 2. Grundriß.

gaben sich die Richtlinien für den konstruktiven Aufbau des Gebäudes. Obgleich der Baugrund nicht schlecht ist, mußte immerhin mit der Möglichkeit ungleicher Setzungen gerechnet werden. Es mußte also ein Tragwerk gewählt werden, das sich durch seine natürliche Schmiegsamkeit diesen Verhältnissen anpaßt. Dieser Gesichtspunkt war um so wichtiger, als das Gebäude mit einer gegen solche Bewegungen sehr empfindlichen Werksteinverkleidung versehen wurde.

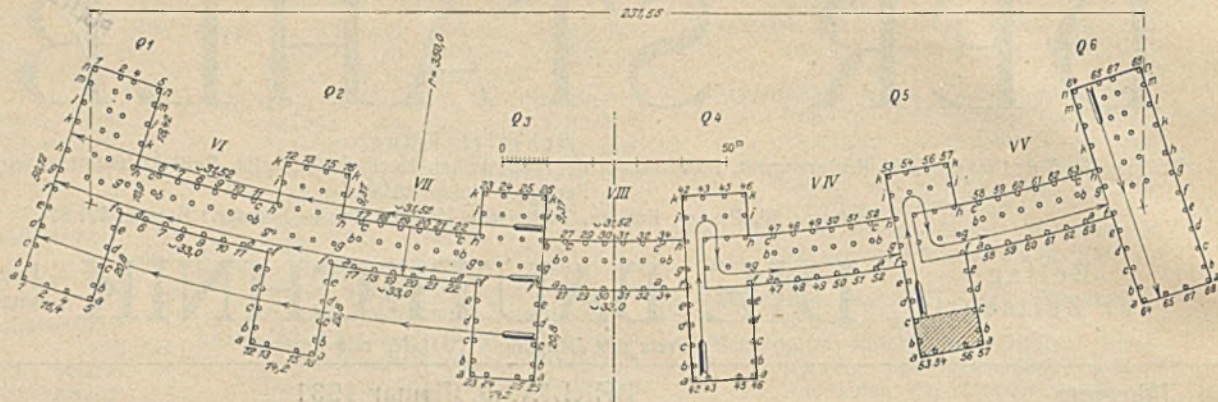


Abb. 6. Arbeitsplan der beiden Montagemethoden.

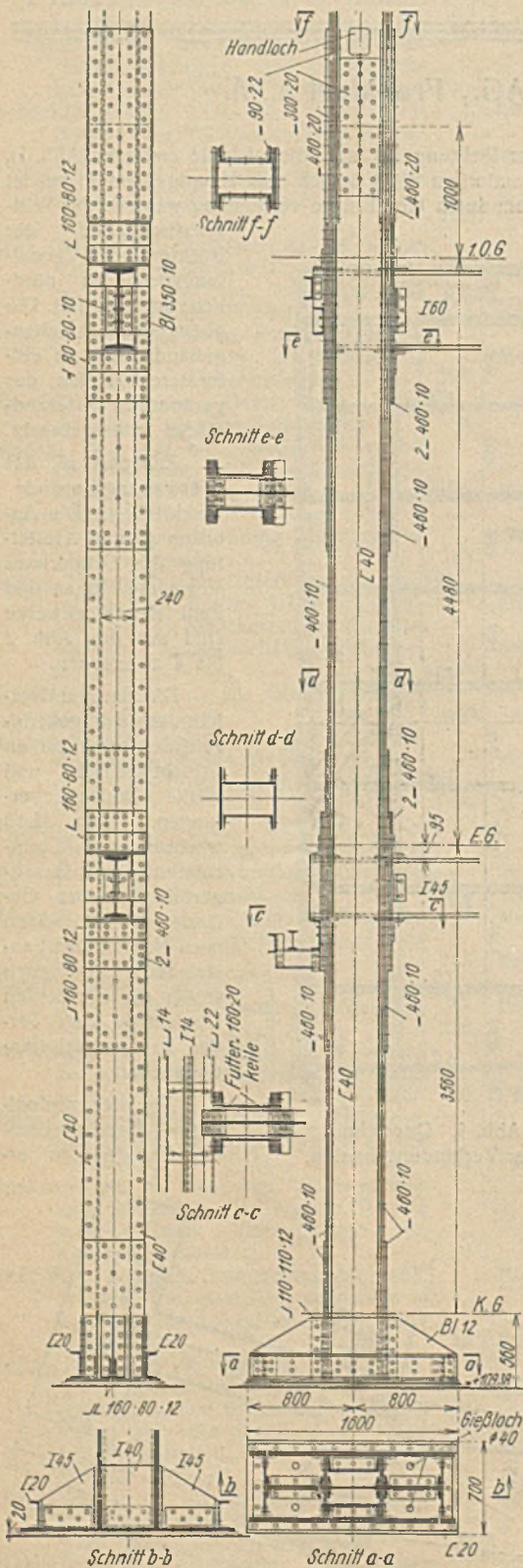


Abb. 5. Konstruktive Durchbildung d. Rahmenstiele der Querflügel mit biegefesten Unterzuganschlüssen.

Dieser Gesichtspunkt war mit entscheidend für die Wahl des Stahlskelettbauwerks, zu dessen Gunsten weiterhin seine bekannten Vorzüge, wie kurze und von der Witterung unabhängige Bauzeit, sowie die geringen Konstruktionsstärken, d. h. mehr Nutzraum bei gleicher Größe des umbauten Raums, sprachen. Die Gründung besteht im wesentlichen aus Eisenbeton-Streifenfundamenten von 1 m durchschnittlicher Stärke. Aus der gewählten zulässigen Bodenpressung von 2,5 kg/cm² ergaben sich Breiten von etwa 2 bis 3 m. Besondere Aufmerksamkeit wurde der Schubarmierung gewidmet; als Sicherung gegen ungleiche Setzungen wurde diese kreuzweise angeordnet.

Das statische System der Querflügel, bei denen eine Weite von 15,3 m bzw. 13,1 m ohne Zwischenstützen überspannt wird, stellt einen Stockwerksrahmen dar; diese Rahmen wiederholen sich in Abständen von 4,50 m. Infolge der Rahmenwirkung erwies sich, trotz dieser großen Stützweite, für die Unterzüge Träger I 60 bzw. I 45 als ausreichend, was

in verschiedener Hinsicht von großem Vorteil ist. Zunächst natürlich wirtschaftlich, denn Walzträger sind wesentlich billiger als gelenkete Konstruktionen. Sodann war auch die geringe Breite des I-Normalprofils sehr zweckmäßig, was mit der Ausbildung der biegefesten Rahmenecken zusammenhängt. Die störenden, in den Raum hineinragenden schrägen Ecken, die zugleich die Stahlkonstruktionen verteuern, wurden grundsätzlich vermieden. Die Ausbildung der Rahmenecken erfolgte in der Art, daß der Unterzug durch die aus □□-Profilen bestehenden Stützen hindurchgesteckt und die Einspannung mittels Winkel und Laschen durch Horizontalkeile bewerkstelligt wurde in der Art, wie sie aus der Abb. 5 ersichtlich ist und wie sie zuerst von den beratenden Ingenieuren Kuhn u. Schaim, Berlin, schon bei anderen Stahlskelettbauten angewendet wurde¹⁾.

Mit Rücksicht auf die Architektur war die für die Stütze zur Verfügung stehende Breite beschränkt, und es ist daher von Wichtigkeit, daß

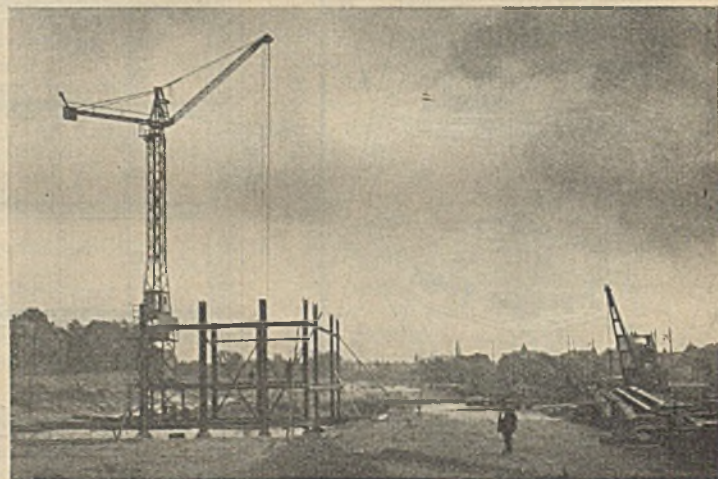


Abb. 7. Montage mit Hilfe des Turmdrehkranes.

der zwischen den beiden Profilen durchzusteckende Unterzug möglichst schmal ist.

Die Stützen bestehen aus □□ 40 bzw. 38, die in der Gegend der größten Momente bzw. in den unteren Geschossen ganz durch aufgenietete Platten verstärkt sind (Abb. 5). Die Verbindungsbauteile, die von Außenstütze zu Außenstütze 10,1 m Breite aufweisen, sind durch eine mittlere Stützenreihe in der Flurwand nochmals unterteilt. Die Unterzüge sind parallel zur Front angeordnet und die Deckenträger konnten in einem Stück über die ganze Länge verlegt werden, da der in der Wand liegende Mittelunterzug ohne weiteres tiefer gelegt werden konnte.

Die Deckenträger wurden nach dem Moment $\frac{Ql}{11}$ des größeren Feldes bemessen. Auch hier bestehen die Mittelstützen aus Doppelprofilen, so daß der in der Stützenachse liegende Deckenträger durch die Stütze hindurchgesteckt und in gleicher Weise biegefest angeschlossen wurde, wie oben für die Querflügel beschrieben. Rechnerisch wurde die Rahmenwirkung hier nicht weiter berücksichtigt, sondern die biegegesteifte Ecke verfolgt lediglich den Zweck, dem Bauwerk eine erhöhte Steifigkeit besonders für die Zeit der Montage zu geben. Bei den Außenstützen der Verbindungsbauteile konnte hiervon abgesehen werden und sie wurden daher aus einem breitflanschtigen I-Profil hergestellt. Es sei hier noch ein Wort über die Windkräfte gesagt. Das Stahlskelett wäre mit den dann zulässigen erhöhten Beanspruchungen auch imstande, diesen Wind-

¹⁾ Vgl. u. a. „Stahlbau“ 1928, S. 178, Abb. 4 u. 5.

druck aufzunehmen, jedoch erscheint diese Frage hier von untergeordneter Bedeutung, denn beim fertigen Bauwerk wird der Wind von den Massivdecken in die Außenwände übertragen und von diesen aufgenommen; das Stahlskelett muß Windkräften im wesentlichen nur während der Montage widerstehen. Die Decken sind durchweg 10 cm starke Hohlsteindecken mit waagerechter Unterspannung zwischen Stahlträgern im Abstand von etwa 1,70 bis 2,20 m.

Mit der Lieferung und Werkbearbeitung der rd. 5000 t betragenden Konstruktion aus Baustahl St 37 waren die drei Firmen: C. H. Jucho, Dortmund, mit rd. 2000 t, Flender A.-G., Düsseldorf-Benrath, mit rd. 2000 t und Eisenbau Bleichert, Neuß, mit rd. 1000 t beauftragt, während die Montage des Stahlskeletts nur von den beiden erstgenannten Firmen je zur Hälfte ausgeführt wurde. Die Aufstellungsarbeiten wurden am 3. Juni 1929 aufgenommen und waren in der Hauptsache am 30. September 1929 beendet.

Die Montage des Stahlskeletts begann, den Anordnungen der Oberleitung entsprechend, für die Firma Jucho bei Querbau Q4 und schritt von dort vor über den Verbindungsbau VIV, Querbau Q5, Verbindungsbau VV nach Querbau Q6 (Abb. 6). Der die Querbauten Q3 und Q4 verbindende Bau VIII wurde von den beiden Firmen je zur Hälfte zum Schluß eingefügt. Als Hauptmontagegerät diente der Firma Jucho der aus Abb. 7 ersichtliche fahrbare Turmdrehkran (Fabrikat Julius Wolff u. Co. G. m. b. H., Heilbronn), der durch bereitgehaltene Derricks ergänzt werden sollte. Zum Abladen der mit Fuhrwerk herangeführten Stahlkonstruktionsteile und zum Bedienen der Einbaukolonne wurde ein Dampfkran verwendet (Abb. 7). Beide Hauptgeräte, Turmdrehkran und Dampfkran, haben sich bewährt.

Erfahrungen über die Leistungsfähigkeit des Turmdrehkranes lagen noch nicht vor. Schon die ersten Tage aber zeigten, daß die Leistungsfähigkeit des Turmdrehkranes höher, als im Plan vorgesehen, eingeschätzt werden konnte. Die große Beweglichkeit, die große Hubgeschwindigkeit und die einfache Bedienung von einem Standpunkte aus für sämtliche Kranbewegungen ergaben den diesen Vorteilen gegenüber als schwerfällig anzusprechenden Derricks, einen solchen Zeitgewinn, daß man sich entschloß, das ganze Skelett vom Keller bis zur obersten Decke mit dem Turmdrehkran zu erstellen und nur für die Aufbringung des Daches einen leichten Schwenkmast auf der obersten Decke folgen zu lassen. Die Montage nahm im großen Zuge nun nachstehenden Verlauf: Der

Turmdrehkran montierte zunächst die Felder *a* bis *f* (Reihen 42 bis 46) des Querbaues Q4, schaffte von hier durch Aufstellung der Konstruktion der Felder *f* bis *h* in den Reihen 42 bis 43 eine Verbindung zu den hinteren Feldern *h* bis *k* und stellte diese Felder 42 bis 46 auf, darauf wurde der

Turmdrehkran gedreht, in den Verbindungsbau VIV hinübergeführt und schloß von hier aus die Lücke der Felder *f* bis *h* in den Reihen 43 bis 46.

Damit war der Zusammenbau des Querbaues Q4 roh beendet. Die hierfür aufgewendete Zeit betrug drei Wochen. Über eine weitere Woche erstreckten sich die Restarbeiten, wie Aufbringen des Daches, restliche Nietarbeiten und Verschraubungen sowie das Ausrichten, so daß nach insgesamt vier Wochen das Stahlskelett dieses Bauteiles im Gewicht von etwa 480 t fix und fertig aufgestellt war und der Ausmauerung übergeben werden konnte.

Während der Restarbeiten in Q4, also im Verlauf einer Woche, führte der Turmdrehkran den Verbindungsbau VIV (Reihe 47 bis 52), etwa 200 t Stahlgewicht, wieder vom Kellergeschoß bis zur obersten Decke auf. Die Restarbeiten nahmen auch in VIV eine weitere Woche in Anspruch; die komplette Montage vom Verbindungsbau VIV war demnach in zwei Wochen durchgeführt.

Der zusammenhängende Vorbau mit dem Turmdrehkran wurde nun nach Aufstellung von VIV unterbrochen. Der Kran wurde für die Montage von Q5 in gleicher Weise wie bei Q4 bei Reihe *a* neu angesetzt. Die Aufstellung von Q5 und VV sollte analog der von Q4 und VIV vorgenommen werden, dabei im Vorbelstreichen an VIV Anschluß an diesen gewinnend. Leider trug sich nach Aufstellung der ersten beiden Felder *ab* und *bc* des Querbaues Q5 am 4. Juli 1929 ein Unfall zu²⁾. Eine starke Bö warf die in ganzer Höhe aufgestellte Konstruktion dieser zwei Felder um, und die Träger und Stützen rissen im Fallen den Turmdrehkran mit sich, ihn unter sich begrabend. Der Umfang des Sturzes, etwa 80 t Stahlkonstruktion, war im Vergleich zum Gesamtgewicht des Stahlskeletts, etwa 5000 t Stahlkonstruktion, als nicht erheblich anzusprechen.

Die Aufräumarbeiten dauerten etwa 2½ Wochen, alsdann wurde mit einem neuen Turmdrehkran, genau nach dem bewährten früheren Vorgang, die Montage von QV wieder aufgenommen. Nun konnte natürlich erst bei Reihe *d* begonnen werden; die Mitte des gestürzten Teiles mußte offen bleiben, bis die Bauteile

²⁾ Über diesen Unfall berichtet Dr. Schellewald anschließend an diesen Aufsatz.

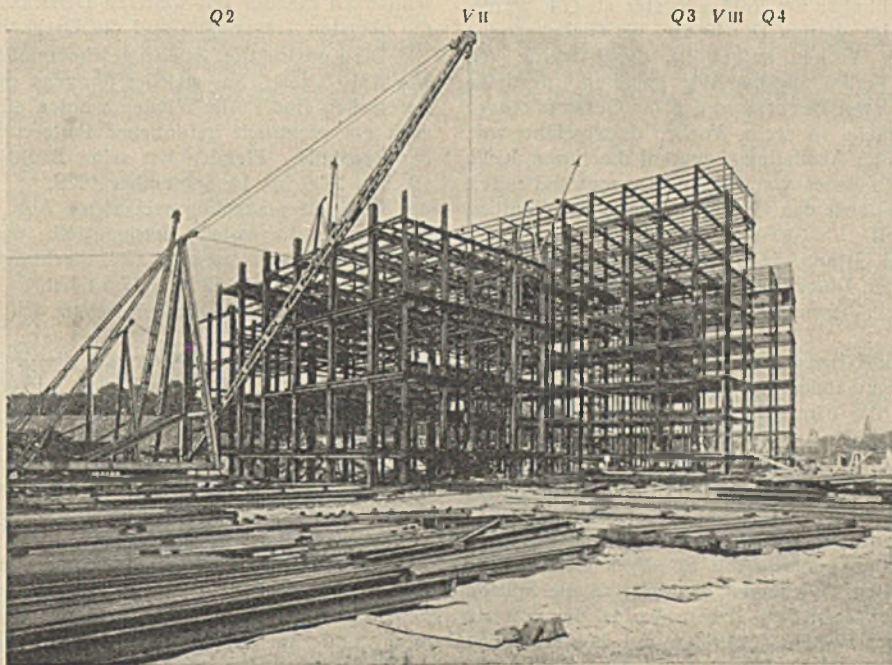


Abb. 8. Stufenweise Montage mit Auslegerkranen.

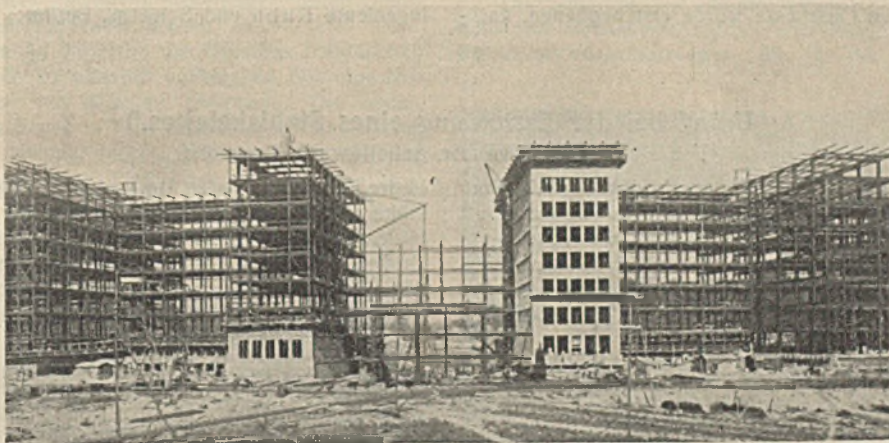


Abb. 9. Montage der Eingangshalle mit den Blechträgern von 20 m Stützweite.



Abb. 10. Kurz vor der Beendigung der Ausfachung.

hierfür neu beschafft waren. Sie wurde später mit Hilfe eines auf der Decke des 5. Obergeschosses im Felde aufgestellten Derricks geschlossen. Die Montage von Q5 und VV ging sonst im gleichen Turnus wie bei Q4 und VIV vor sich und erforderte eine gleiche Zeitdauer.

Der Querbau Q6, im Gewicht etwa um 250 t schwerer als Q4, wurde, bei Giebelwand *n* beginnend, im glatten Durchgang bis Giebelwand *a* mit dem Turmdrehkran in vier Wochen aufgestellt, dabei wurde von vornherein Anschluß an den Verbindungsbau VV gehalten. Restliche Arbeiten beanspruchten weitere zwei Wochen, so daß die Gesamtmontage dieses Bauteiles fertig zur Übergabe in sechs Wochen durchgeführt war. Alles in allem betrug die für die Aufstellung des auf die Firma Jucho entfallenden Anteiles des ganzen Baues von rd. 2300 t angewandte Zeit rd. 14½ Wochen; dabei ist der durch den Unfall entstandene Aufenthalt von 2½ Wochen nicht mitgezählt.

Die durchschnittliche Tagesleistung des Turmdrehkranes kann auf 25 t angesetzt werden bei einem Durchschnittsgewicht der Einzelstücke von etwa 500 kg. Die mit dem Turmdrehkran erzielte Höchstleistung betrug 55 t je Tag.

Die Flender A.-G., Düsseldorf-Benrath, hat bei der Aufstellung der für ihre Bauhälfte in Frage kommenden Konstruktionen einen anderen Arbeitsgang eingeschlagen, als die Firma Jucho. Auch hier wurde die Aufstellung in der Mitte des Baues begonnen (vgl. Abb. 6). Von der Verwendung eines fahrbaren Turmdrehkranes wurde abgesehen, weil ein solcher Kran eine solide Fahrbahn mit Fundierung erfordert. Flender hat vielmehr alles mit mehreren Auslegerkranen aufgestellt und auf diese Weise die Arbeitsfläche gewissermaßen aufgelockert, indem an mehreren Stellen zugleich gearbeitet werden konnte (Abb. 8). Vom Gelände aus wurden zunächst die vier untersten Trägerlagen montiert; da die Stützen dicht über jeder zweiten Decke einen Stoß haben, wurde der unterste Stoß (d. h. also der Stoß über der zweiten Trägerlage) auf dem Fußboden gleich fix und fertig zusammengesetzt. Dies hat sich als praktisch erwiesen, denn die aufgestellten Konstruktionen mit der ersten, zweiten und vierten Trägerlage waren verhältnismäßig schnell standsicher gemacht.

Mit der Montage der oberen Geschosse wurde erst begonnen, nach-

dem unten die Bauten Q3 und VII aufgestellt und alle Deckenträger fest eingebaut waren. Es wurden dann einige Derricks auf die vierte Trägerlage gehoben, und dort zunächst die fünfte und sechste Trägerlage montiert. Als auch diese für Q3 und VII fertig montiert waren, ist schließlich Flender mit weiteren Derricks nach oben gegangen und hat die obersten Trägerlagen und die Dachkonstruktion aufgebaut.

Die Konstruktion ist also gewissermaßen stufenweise montiert worden, wie Abb. 8 zeigt, aus welcher übrigens die verschiedenen Schwenkkranen zu ersehen sind. Alle Winden wurden elektrisch angetrieben und es war auch ein elektrisch betriebener Portalcran zum Abladen der Teile auf der Baustelle. Flender hat seine Bauhälfte montiert in der Zeit vom 10. Juni 1929 bis 14. September 1929.

Alles ist planmäßig verlaufen. Abb. 9 zeigt die Montage der Eingangshalle, die zuletzt fertiggestellt wurde. Dieser Bauteil hat die schwersten Stücke; es sind zwei Blechträger von 20 m Länge, von denen jeder ein Stückgewicht von 17,5 t hat.

In Beziehung auf die Zeit haben sich beide Montagearten als gleichwertig erwiesen.

Ende November 1929 waren die Rohbauarbeiten des Verwaltungsgebäudes mit rd. 230 000 m³, des Versuchslaboratoriums mit 16 270 m³ und des Wirtschaftsgebäudes mit 39 000 m³ umbauten Raumes in der Hauptsache beendet. Abb. 10 vermittelt einen Blick auf den östlichen Teil des am 1. Oktober 1930 der Bestimmung übergebenen Verwaltungsgebäudes. Abb. 11 zeigt das Gebäude im fertigen Zustand. Über die beiden letztgenannten Gebäude wird in einem zweiten Aufsatz berichtet werden.

Die technische Oberleitung lag in den Händen der Architekten BDA Blattner u. Jack. Ergänzt wurde die Bauleitung in bautechnischer Hinsicht durch Herrn Dipl.-Ing. Santo von der I. G. Farbenindustrie. Die Beratung und zum Teil die Planung auf spezialtechnischen Gebieten erfolgte durch die Ingenieure der I. G. Farben Hofmann, Pichler und Geiger für Heizung und Lüftung und durch Ingenieur Müller für Stark- und Schwachstrom. Die Bauberatung und Statik lag in den Händen der Zivilingenieure Kuhn und Schaim, Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Unfall bei der Errichtung eines Stahlskelettes.³⁾

Von Direktor Dr.-Ing. e.h.r. Schellewald, Dortmund.

Am 4. Juli 1929 ereignete sich bei der Errichtung des Stahlskelettes für das Verwaltungsgebäude der I. G. Farbenindustrie in Frankfurt am Main ein folgenschwerer Unfall, dem leider zwei wertvolle Menschenleben zum Opfer fielen, während zwei Arbeiter schwere Verletzungen erlitten. Das eingeleitete Strafverfahren hat vor kurzem sein Ende gefunden; es führte zur Verurteilung des schuldig befundenen Richtmeisters zu einer Gefängnisstrafe. Der Stahlskelettbau findet in wachsendem Umfange Verwendung; sein statischer Aufbau stellt durch die weitgehende Anordnung des Rahmens besondere Anforderungen an die Durchführung der Montage. Es erscheint angebracht, die Ursache des Einsturzes klarzulegen.

Das Gebäude (vgl. Abb. 6 des voranstehenden Aufsatzes) gliedert sich im Grundriß in sechs radial stehende Querbauten Q1 bis Q6 und fünf zwischen ihnen liegende Verbindungsbauten VI bis VV. Die Querschnitte der Gebäude und die Rahmenausbildung sind in den Abb. 3 u. 4 mit den Hauptmaßen dargestellt; wie aus dem Aufsatz des Herrn Arch. Zimmermann hervorgeht, werden die Windkräfte auf die Längswände durch die Rahmen aufgenommen. Das Stahlskelett ist zu allen Zeiten der Montage gegen Horizontalkräfte senkrecht zur Längsachse der Gebäudeteile standsicher. Die Windkräfte in der Längsrichtung der Querbauten werden nach der Vollendung des Baues durch die Ausmauerung der Längswände aufgenommen; Verbände sind in diesen Wänden nicht angeordnet.

³⁾ Der im vorigen Aufsatz erwähnte Montageunfall wird in diesem Beitrag näher beleuchtet. Im Hinblick auf diesen Zusammenhang der beiden Aufsätze wird die Numerierung der Abbildungen anschließend fortgesetzt.

In der Höhe einer jeden Decke laufen Züge aus C-Profilen verschiedener Höhe entlang, die auf der Außenseite der Stützen angeschraubt sind; sie bilden mit den Stützen Rahmen, die geeignet sind, Horizontalkräfte gewisser Größe, die in der Längsrichtung der Bauten wirken, aufzunehmen (vgl. Abb. 5). Die Verbindungsbauten sind nach der Vollendung des Gesamtbaues Längskräften aus Wind nur in geringem Maße ausgesetzt; vor der Ausmauerung stützen sie sich gegen die im Zuge ihrer Längswände vorhandenen Rahmen der Querbauten.

Die Überlegungen des einen Werkes führten zu dem Entschluß, für die Montage der östlichen Hälfte einen fahrbaren Turmdrehkran (Abb. 7) zur Montage zu verwenden; er erschien als das geeignete Gerät, die Aufstellung der Konstruktion in der vereinbarten Zeit zu erledigen und gleichzeitig die Montagekosten innerhalb der vorgesehenen Grenze zu halten; diese Annahme hat sich als richtig erwiesen.

Das zweite Werk beschritt bei der Aufstellung einen anderen Weg; es errichtete das Stahlskelett stockwerkweise mit Hilfe von Schwenkmasten, dabei jeweils zwei Stockwerke durch einen Mast bearbeitend (Abb. 8).

Die Verwendung des Turmdrehkranes, dessen Weg in der Abb. 6 dargestellt ist, erforderte, das Stahlskelett von den Giebeln anfangend in voller Gebäudehöhe vorzutreiben. Damit ergab sich die Notwendigkeit, bei jedem Querbau eine Sicherung gegen Umstürzen in der Längsrichtung solange zu treffen, bis das gesamte Skelett des Bauteiles fertiggestellt war. Für die Verbindungsbauten kamen derartige Sicherungen nicht in Frage. Der einfachste Weg für die Abfangung wäre die Verankerung der Stützenfüße im Fundament gewesen; der dahin zielende Vorschlag wurde aber abgelehnt. Anscheinend sollte die Einheitlichkeit der unter dem ganzen Gebäude sich hinziehenden Fundamentplatte nicht gestört werden.

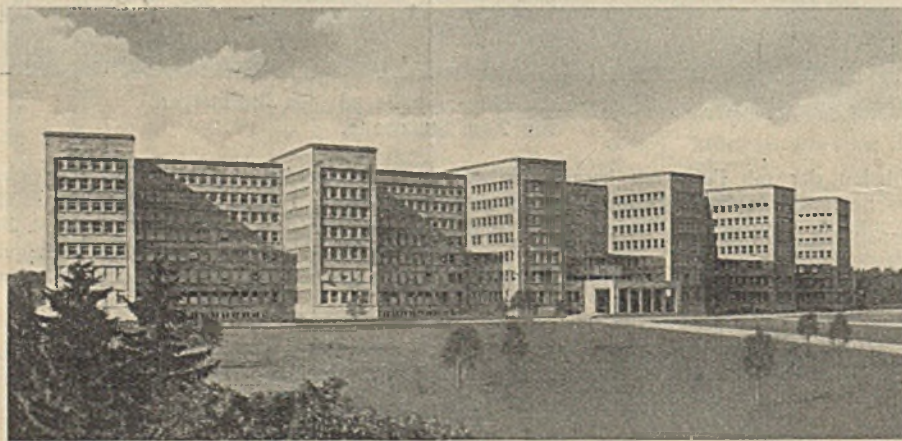


Abb. 11. Ansicht des fertiggestellten Gebäudes.

Man hätte sich nun damit begnügen können, das Skelett durch Drahtseile abzufangen; dies wurde als nicht ausreichend angesehen; infolgedessen wurde in je einem Felde der beiden Längswände ein Vertikalverband, der über das Keller- und Erdgeschoß reichte, angeordnet (s. Abb. 7). Aus der Abbildung ist ersichtlich, daß der Richtmeister die einzelnen Stützen vor dem Einbau des Verbandes vorschriftsmäßig durch Holzstiefen und Drahtseile abgefangen hat. Die Verankerungspfähle für die Drahtseile sind gut erkennbar. Durch die Verbände wurde die Sicherung des Skelettes gegen einen Winddruck von 100 kg/m^2 geschaffen.

Die Überwachung der Montage erfolgte in Zeiträumen von 1 bis $1\frac{1}{2}$ Wochen durch einen Montageingenieur, der jeweils 2 bis 3 Tage auf der Baustelle verblieb. Im übrigen lagen die Arbeiten in den Händen eines altbewährten, schon lange beschäftigten Richtmeisters, dessen Zuverlässigkeit bei vielen schwierigen Montagen erprobt war.

Als der in der Abb. 6 schraffierte Teil des Baues Q5 aufgerichtet war, trat unerwartet gegen die Mittagszeit des 4. Juli 1929 ein starker böiger Wind in der Längsrichtung des Querbaues auf, versetzte den stehenden Teil in Schwingungen und brachte ihn nach wenigen Schwingungen zum Einsturz. Dabei rissen die Schrauben in den verschiedenen Anschlüssen unter schußartigem Lärm. Die sofort vorgenommene Untersuchung ergab, daß der Richtmeister den Verband in den Längswänden nicht eingebaut hatte, und daß im Augenblick des Einsturzes Sicherungen durch Drahtseile oder Holzstiefen nicht mehr vorhanden waren.

Nach den Beobachtungen der in der Nähe der Baustelle befindlichen öffentlichen Wetterwarte hatte die so plötzlich auftretende Böe eine Geschwindigkeit, die einem Druck von 40 kg/m^2 entsprach. Die Untersuchung der Standsicherheit des Baues in dem Zustande, in dem er sich unmittelbar vor dem Einsturz befand, zeigte, daß ein Umkippen der

des Einbaues der Verbände zu geben. Es liegt eine gewisse Tragik darin, daß er den umzubauenden, noch in dem Bauteil Q4 befindlichen Verband zum Teil gelöst und die Arbeiter bestimmt hatte, welche am Nachmittag den Umbau des Verbandes vornehmen sollten.

Bel der Gerichtsverhandlung wurde von einem Sachverständigen die Forderung erhoben, daß bei einem Bau der vorliegenden Art ständig ein Montageingenieur auf der Baustelle anwesend sein müsse. Das Gericht hat sich dieser Auffassung nicht angeschlossen, sondern die übliche Überwachung, die in gewissen Zeitabständen nach Bedarf durch einen Montageingenieur erfolgt, als ausreichend angesehen.

Abb. 12 gibt eine Gesamtaufnahme der Unfallstelle. Die umstürzende Konstruktion hat die in den Außenwänden des Verbindungsbaues VIV auskragenden C-Profile verbogen. Der hierbei auftretende Stoß ist von den Rahmen des Baues aufgenommen worden. Aus Abb. 13 ist erkennbar, daß sich die Stützen um die Fußplattenkanten gedreht haben. Die hochstehenden Träger sind Deckenträger, deren Befestigung an dem freistehenden Ende beim Sturz abgerissen worden ist. Von Interesse ist noch die Verformung der Stützen an den Stellen, an welchen die Unterzüge

die Stützen durchdringen. Hier hat eine Faltung der C-Profillflanche und der zur Verstärkung aufgenieteten Lamellen stattgefunden; die Kräfte waren stark genug, die Nietköpfe glatt abzureißen (Abb. 14).

Die Sicherung von Stahlskelettbauten während der Aufstellung durch besondere Maßnahmen wird in sehr vielen Fällen notwendig sein, da die statischen Voraussetzungen, die für den fertigen Bau Geltung haben,

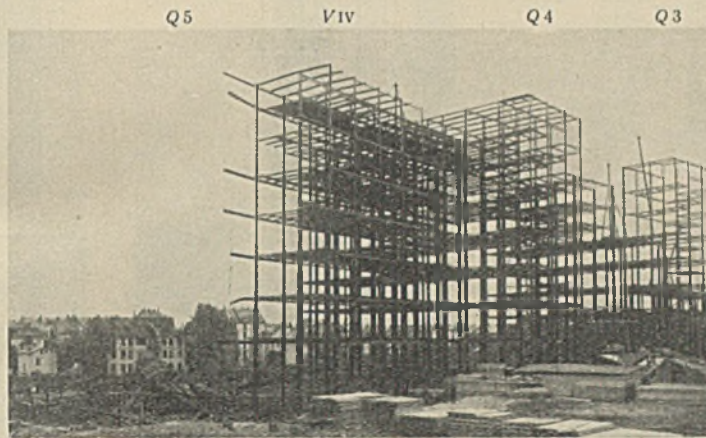


Abb. 12. Gesamtaufnahme der Unfallstelle.



Abb. 13. Die umgekippten Stützen mit Fußplatten.

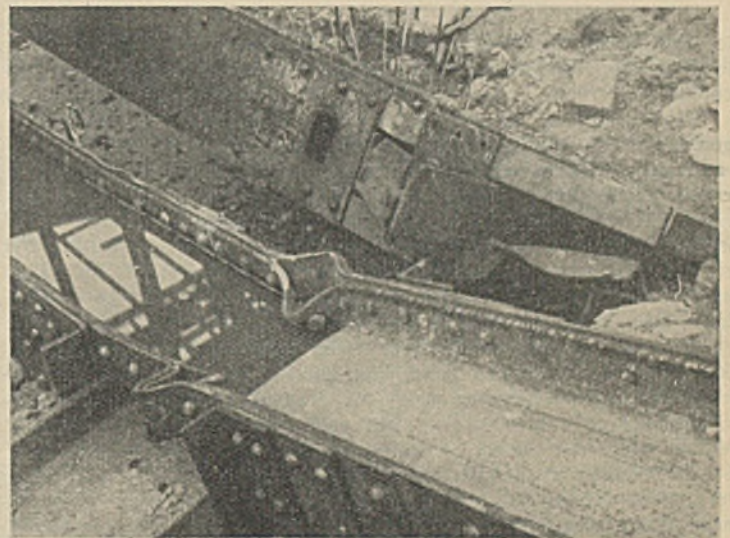


Abb. 14. Verformung einer Stütze am Unterzuganschluß durch den Einsturz.

Stützen um die Fußplattenkanten eintreten mußte, sobald die Windkräfte auf die Oberfläche der Stützen, Unterzüge usw. die Größe von 40 kg/m^2 erreichten. Nur das Eigengewicht der Konstruktion wirkte als Gegenlast, die Kippachse lag in der Längskante der Stützenfüße.

Die Ursache des Einsturzes lag in dem Fehlen des Montageverbandes in Verbindung mit den unerwartet auftretenden Windkräften. Der Richtmeister war nicht in der Lage, eine Erklärung für die Unterlassung

während der verschiedenen Phasen des Aufstellens nicht immer vorhanden sind. Gerade dem Stahlskelett kann zeitweilig während der Montage die Standsicherheit fehlen, wie dies in der Veröffentlichung über das Schaltwerkhochhaus Siemensstadt von Direktor Reglerungsbaumeister Hertlein ebenfalls erwähnt wird (Zeitschrift des V. d. I., Jahrgang 29, Bd. 73, Heft 29). Das einfachste und wirksamste Mittel, das Skelett zu sichern, werden Diagonalverbände sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Blechkamine und ihre Montage.

Von H. Schmudde, Köln-Kalk.

Äußerst beschränkte Platzverhältnisse, sehr oft aber auch schlechte Baugrundverhältnisse, führen häufig zu der Entscheidung, einen Kamin aus Stahlblech aufzustellen, statt ihn in Mauerwerk ausführen zu lassen. Die Entscheidung fällt meistens um so leichter, da bei einem Blechkamin stets mit einer Geld- und einer Zeitersparnis gerechnet werden kann. Bei einem gemauerten Kamin können die Hauptarbeiten zu seiner Her-

stellung und Aufstellung nur am Aufstellungsort selbst ausgeführt werden, während bei einem Blechkamin die Herstellungsarbeiten sehr großer Einzelteile in der Werkstatt unabhängig von der Baustelle und von Witterungsverhältnissen erledigt werden können. Auch bei dem Zusammenbau der großen Einzelteile des Blechkamins auf der Baustelle und beim Aufstellen haben Witterungsverhältnisse bei weitem nicht den Einfluß auf

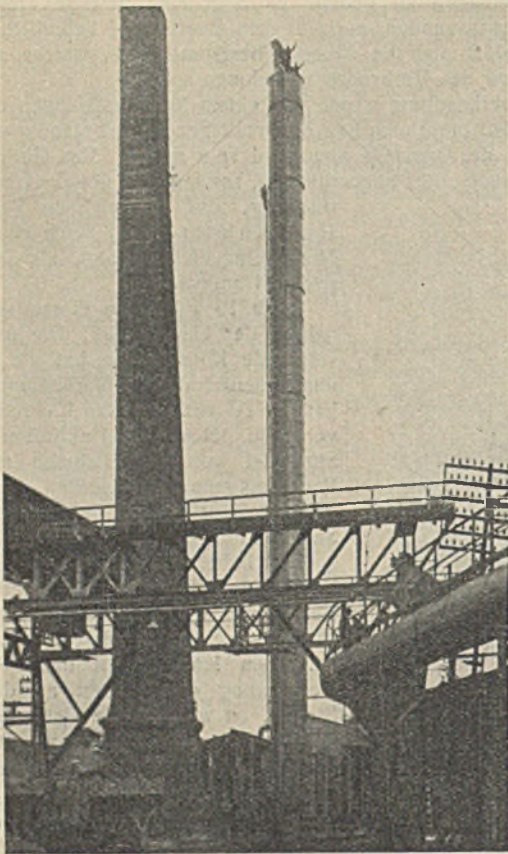


Abb. 1. Stahlblechkamin von 55 m Höhe, fertig aufgestellt.

die Fortführung und Beendigung der Arbeiten, wie dies bei der Ausführung eines gemauerten Kamins der Fall ist.

Der Behauptung, ein gemauerter Kamin verursache geringere Unterhaltungskosten als ein Blechkamin, kann nur unter gewissen Voraussetzungen zugestimmt werden. Jedenfalls sind die Kosten für das durchaus nicht seltene nachträgliche Geraderichten von gemauerten Kaminen, insbesondere aber auch die Kosten für das Dichten und Ausfügen entstandener Risse, das damit notwendige nachträgliche Anbringen von Armierungsringen u. dgl. m. ziemlich erheblich.

Auch die größere Lebensdauer eines gemauerten Kamins hat nur bedingten Wert. Was nützt es, einen Kamin mit beispielsweise zwanzig- bis dreißigjähriger Lebensdauer zu bauen, wenn nicht damit gerechnet werden kann, daß infolge ihrer Inanspruchnahme die betriebstechnisch mit dem Kamin verbundenen Anlagen die gleiche, wahrscheinlich aber nur geringere Lebensdauer haben. Es ist mehr als fraglich, ob die dann abzubrechende Anlage wieder nach dem alten System aufgebaut werden kann. Aus wirtschaftlichen Gründen wird sie aller Wahrscheinlichkeit nach einem neuen System weichen müssen. Ebenso wahrscheinlich ist es dann aber auch, daß der alte Kamin dem neuen System nicht mehr entspricht und abgebrochen werden muß. Die Entfernung eines gemauerten Kamins ist aber, zum mindestens innerhalb von Industrieanlagen, nur mit erheblichen Kosten möglich.

Diese und verschiedene andere Gründe führten zu der immer häufigeren Verwendung der Stahlblechkamine, so daß sich im Stahlbau ein Sonderfach für deren Herstellung und Aufstellung herausbildete.

Eine große Anzahl von Stahlkaminen wurde in den letzten Jahren von der Humboldt-Deutzmotoren A.-G. in Köln-Kalk ausgeführt. Von diesen sollen einige in ihrem konstruktiven Aufbau, insbesondere auch ihre Aufstellung am Bauort, näher erläutert werden.

Abb. 1 zeigt einen soeben fertig aufgestellten Kamin von 55 m Höhe. Links vorn ist auch noch der alte gemauerte Kamin zu sehen, als dessen Ersatz der neue Blechkamin dient. Der Blechkamin hat von Hüftenflur aus bis in Höhe von 26,6 m einen lichten Durchmesser von 2,5 m, im oberen 28,4 m hohen Teil einen Durchmesser von 2,3 m. Der Kamin ist unten auf einen Gußeisenring aufgesetzt und in Höhe von 40 m durch vier Spannketten abgespannt, die je um rd. 90° voneinander ver-

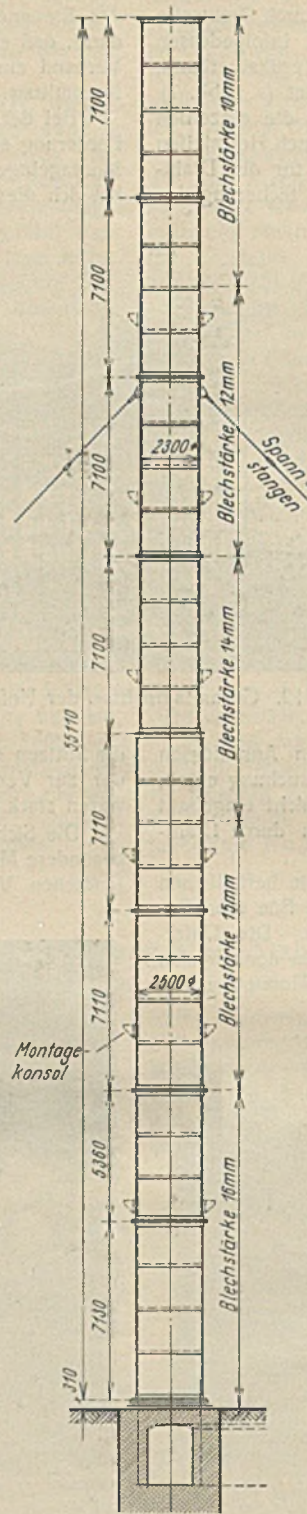


Abb. 2. Konstruktion eines Stahlblechkamines von 55 m Höhe.

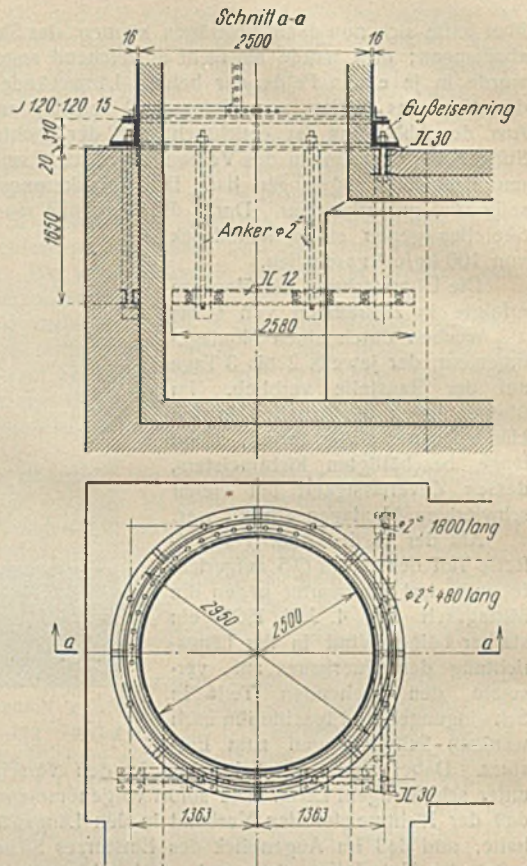


Abb. 3. Fußausbildung und Verankerung eines Stahlblechkamines von 55 m Höhe.

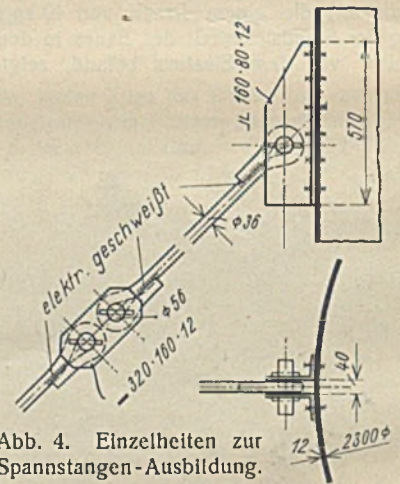


Abb. 4. Einzelheiten zur Spannstangen-Ausbildung.

setzt angeordnet sind. Die Spannketten verlaufen ungefähr unter 45° zur Horizontalen. Die Gesamtlänge des Kamins wurde in acht einzelne Stücke aufgeteilt, von denen sieben eine Länge von durchschnittlich 7,1 m und eins von 5,36 m aufweisen. Die Kaminstücke wurden aus je vier bzw. drei Stücken schwach konischen Blechschüssen zusammengestellt und erhielten am oberen und unteren Ende je einen Winkelringflansch. Die einzelnen Kaminstücke wurden in der Werkstatt jedes für sich fix und fertig zusammengenietet und so zur Baustelle gesandt. Hier brauchten also nur noch die Rohrstücke aufeinandergesetzt, miteinander verschraubt und die Spannstangen angebracht zu werden. In Abb. 2 ist die Konstruktion des Blechkamines dargestellt. Abb. 3 zeigt die Fußausbildung des Kamines mit dem Gußeisenring und die Verankerung mit dem Fundament bzw. Fußmauerwerk. Aus dieser Abbildung ersieht man, daß zwei rechtwinklig zueinander stehende Fuchskanäle zu dem Kamin führen. Zur Überbrückung der beiden Fuchskanäle wurden je $\square \square 30$ angeordnet, deren Enden mit dem Fuchsmauerwerk durch drei Rundstahlanker von 2" Durchmesser verbunden wurden. Der gußeiserne Fußring lagert also zum Teil auf den Überbrückungs- \square -Profilen und zum Teil auf dem Fuchsmauerwerk. Zur Verankerung des Kaminfußes wurden insgesamt acht Anker von 2" Durchmesser vorgesehen, von denen vier Stück 480 mm lang sind, um die Befestigung an den Überbrückungsträgern herzustellen.

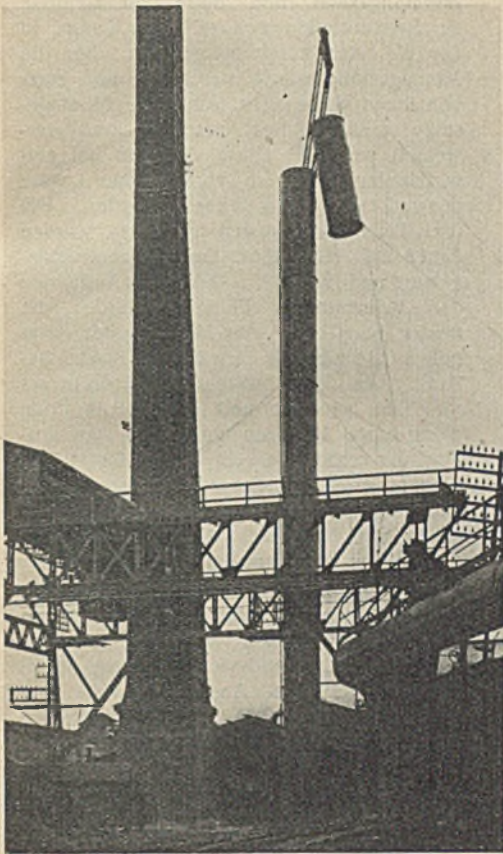


Abb. 5.

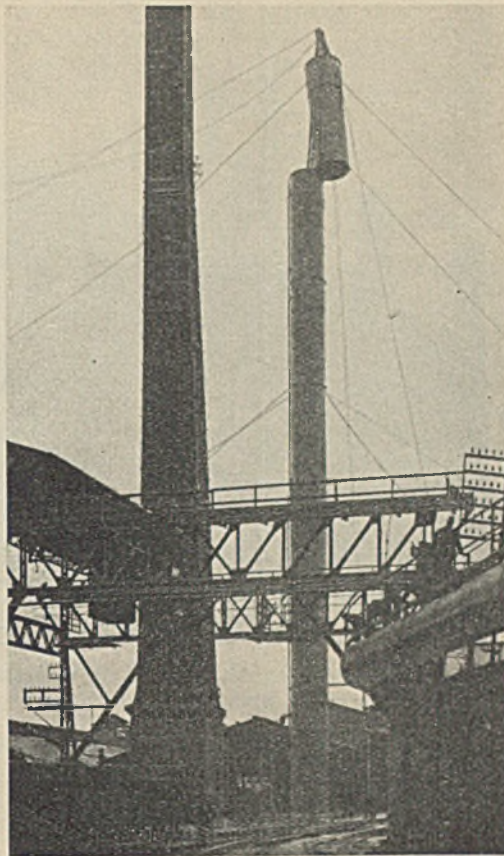


Abb. 6.

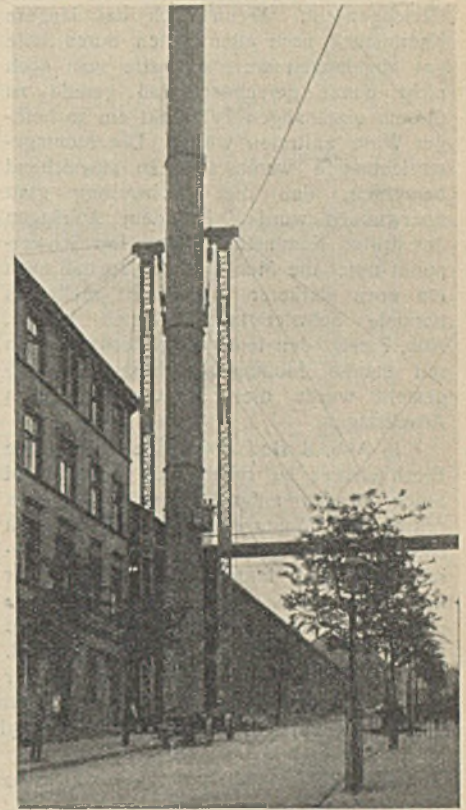


Abb. 7. Stahlblechkamin 42 m hoch.
Montagevorrichtung am fertig montierten Kamin.

Abb. 5 u. 6. Stahlblechkamin 55 m hoch. Das letzte Kaminstück wird hochgewunden und abgesetzt.

Die übrigen vier Anker sind 1800 mm lang und dienen in allgemein üblicher Weise mittels Ankerbarren aus $\square \square 12$ zur Verankerung des Fußes mit dem Mauerwerk.

Die Spannstangen von 36 mm Durchmesser mußten in verschiedenen Längen, und zwar von 41 bis 63 m ausgeführt werden. Sie wurden aus Teilstücken von 6,3 m zusammengestellt, deren Enden zu einer Öse umgebogen und elektrisch verschweißt wurden. Die Teilstücke sind untereinander mittels Augenlaschen und Bolzen verbunden. Abb. 4 zeigt die konstruktive Ausbildung.

Bei der Aufstellung des 55 m hohen Blechkamins waren gewisse Schwierigkeiten zu überwinden. Bei der Durchbildung der Konstruktion mußte hierauf größter Bedacht genommen werden, ganz besonders auch deshalb, weil nur eine kurze Aufstellungszeit zur Verfügung stand. Außerdem war der Aufstellungsplatz sehr beengt. Für die Aufstellung wurde ein verfügbarer zweistieliger Rahmen gewählt, dessen Stiele rd. 14 m lang waren und deren Abstand rd. 3 m betrug. In der lichten Öffnung dieses Montagerahmens konnte also jedes Kaminstück von rd. 7,1 m Länge aufrecht stehend gut Platz finden. In der Mitte des Rahmenriegels wurde ein Querbalken schwenkbar angehängt. An den Enden des Querbalkens waren Flaschenzüge angebracht. Die Fußenden der beiden Rahmenstiele erhielten Gelenke, um den Rahmen neigen und heben zu können. Diese Gelenke wurden in Montagekonsolen verlagert, die am Kaminmantel angeschraubt werden konnten. Der Montagerahmen wurde genau über der Mitte des Kaminfundamentes aufgestellt und mittels Seilzüge an Verankerungswinden abgefangen. Hiermit wurde nun das erste Kaminstück aufgestellt und danach das zweite Kaminstück auf das erste aufgesetzt. An dem zweiten bis siebenten Kaminstück waren nun bereits in der Werkstatt jeweils nahe dem unteren Ende an zwei gegenüberliegenden Stellen je zwölf Bohrungen zum Anbringen der 0,5 m auskragenden Montagekonsole vorgesehen. Nach Aufstellung und Verschraubung der beiden ersten Kaminstücke wurde auf dem oberen Rande des oberen Kaminstückes eine Hilfshebevorrichtung, und zwar ein Querbalken aus $\square \square$ -Profilen mit kleinen Flaschenzügen an dessen Enden befestigt. Mit dieser Vorrichtung wurde der Montagerahmen mitsamt den Montagekonsolen darunter so weit gehoben, daß die Montagekonsole bis in Höhe der Befestigungslöcher am unteren Ende des zweiten Kaminstückes hingen und hier mit dem Kaminstück verschraubt werden konnten. Hiernach wurde die Hilfshebevorrichtung abgeschraubt, zu Boden gelassen und auf dem oberen Ende des dritten Kaminstückes befestigt. Jedes Einzelstück wurde nun bei der Aufstellung besonders angeeilt. Die beiden Seilenden führten über Flaschenzüge nach der oberen Traverse und von da weiter zu Kabelwinden. So wurde die Aufstellung des Kamins von

zwei Mann und einem Richtmeister in zehn Arbeitstagen ausgeführt. — Das Gesamtgewicht des Kamins war rd. 60 t, und die Einzelgewichte der Kaminstücke, die der Montagerahmen einzeln hochhob, betragen 5 bis 8 t.

Vor dem Heben eines neuen Kaminstückes wurde nun der Montagerahmen nach vorn geneigt und in dieser Stellung das Kaminstück hochgewunden, bis seine Unterkante etwas über Oberkante des zuletzt montierten Kaminstückes lag (Abb. 5). Dann wurde der Montagerahmen senkrecht gestellt und das hängende Kaminstück auf das bereits stehende abgeseht und mit diesem verschraubt (Abb. 6).

Ein anderer Kamin von 42 m Länge und 2,05 m lichtem Durchmesser mußte direkt an einer ziemlich engen und mit Privathäusern bebauten Verkehrsstraße aufgestellt werden. Für diesen Kamin konnten wegen seines verhältnismäßig geringen Durchmessers längere Teilstücke in der Werkstatt zusammengebaut und zum Versand gebracht werden. Insgesamt wurden fünf Teillängen von 9,62, 9,59, 7,68 und $2 \times 7,64$ m hergestellt. Das Gesamtgewicht des Kamins betrug rd. 38 t. Jedes Teilstück wog etwa 7,5 t. Die konstruktive Ausbildung des Kamins war dieselbe wie bei dem zuvor beschriebenen großen Kamin. Zur Abspannung waren jedoch nur drei in Höhe von 32,5 m über Flur anschließende Spannketten vorgesehen.

Zur Montage wurden zwei Stahlmaste von rd. 30 m Länge verwendet mit je einem Flaschenzug am oberen Ende. Die beiden Maste wurden nun rechts und links vom Aufstellungsort des Kamins aufgerichtet und im Boden verankert. Nun wurde zunächst das oberste 9,62 m lange Kaminstück auf das Fundament aufgestellt und dessen oberes Ende durch Seile abgefangen, die nach Kabelwinden geführt wurden. Am unteren Ende dieses Kaminstückes waren bereits in der Werkstatt kräftige Montageösen angeschraubt, und zwar außen am Mantel und um 180° gegeneinander versetzt. Mittels dieser Montageösen und der beiden Flaschenzüge wurde nun dies oberste Kaminstück so weit gehoben, daß das zweitoberste Kaminstück darunter aufgestellt und beide miteinander verschraubt werden konnten. Auch an dem zweitobersten Kaminstück waren am Mantel zwei Montageösen angeschraubt, hierbei jedoch nicht am unteren Ende, sondern etwas unter der Mitte. An diesen Ösen wurden dann beide Kaminstücke wieder so weit gehoben, daß das drittoberste Kaminstück darunter aufgestellt und verschraubt werden konnte. Auch das vierte und fünfte Kaminstück wurden in der gleichen Weise untergebaut und so der ganze Kamin aufgerichtet.

Schwierig wurde die Aufstellung, als die beiden obersten Kaminstücke zusammen hochgehoben wurden, weil zu diesem Zeitpunkt ein ziemlich starker Wind einsetzte. Der Schwerpunkt des im Zuge hängenden Kamin-

stückes lag über den Montageösen. Das Stück befand sich daher nur im labilen Gleichgewicht. Wenn auch das längere Kaminstück nach allen Seiten durch Seile gut abgefangen war, so hatte man doch nicht damit gerechnet, daß gerade zu diesem ungünstigen Zeitpunkt ein so heftiger Wind auftreten würde. Die Montageeinrichtungen waren aber so ausreichend bemessen, daß die Erschwerung glatt überwunden wurde. Mit dem Anhängen des dritten Kaminstückes sank der Schwerpunkt unter die Montageösen, so daß auch ein noch stärkerer Wind nicht mehr als normale Schwierigkeiten bieten konnte. Abb. 7 zeigt den fertig aufgestellten Kamin mit seinen Montagevorrichtungen. Aufgestellt wurde dieser Kamin in sieben Arbeitstagen.

In Abb. 8 sind drei hohe kamlnartige Blechbehälter zu sehen, von denen zwei Stück bereits aufgestellt und bei dem dritten der Montagevorgang zu erkennen ist. Die Blechbehälter waren völlig geschlossen und hatten 3 m Durchmesser und 24 m Höhe. Außerdem besaßen sie noch eine Menge innerer Einbauten, wie Schrägböden, Trichter, Überläufe u. dgl. Jeder Behälter wog 42 t. Diese Behälter mußten dicht vernietet und in den Nähten verstemmt werden. Die Mäntel wurden aus engen und weiten zylindrischen Blechschüssen zu-

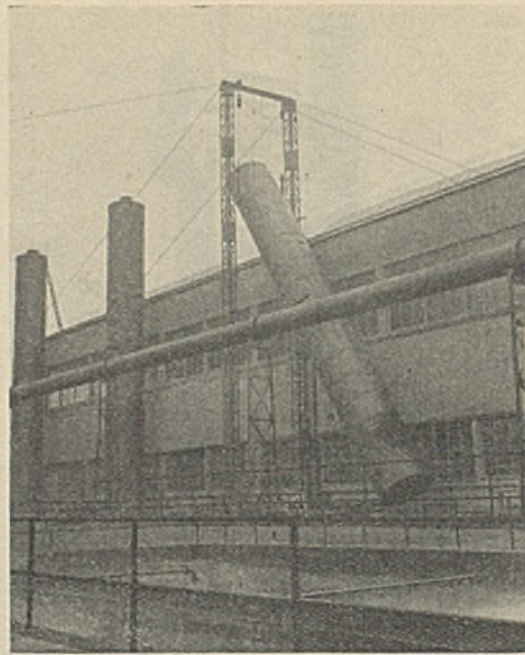


Abb. 8. Drei Behälter, davon zwei fertig aufgestellt. Der dritte wird hochgewunden.

sammengesetzt und diese Blechschüsse zu Behälterteilen von rd. 8 m Länge in der Werkstatt zusammengenietet. Für die Montagestöße war Verlaschung, und zwar von innen vorgesehen. Auch die Montagestöße mußten dicht vernietet und verstemmt werden. Diese Arbeiten bei aufgerichteten Behältern vorzunehmen, wäre unzweckmäßig und teuer geworden. Die drei Teile eines jeden Behälters wurden daher auf Hüttenflur liegend zusammengebaut und vernietet. Für das Aufrichten der vollständigen Behälter wurden die beiden bereits bei der Montage des 42 m hohen Blechkamins erwähnten Maste benutzt. Die Maste waren hier jedoch auf rd. 26 m verkürzt und am oberen Ende durch einen kräftigen Querträger starr miteinander verbunden. An diesem Querträger hingen zwei Flaschenzüge, deren Zughaken in zwei Montageösen eingriffen, die etwas unterhalb des oberen Endes am Mantel des Behälters befestigt waren.

Die in diesem Aufsatz beschriebenen Konstruktionen und Montagen können als Typen angesprochen werden. Sie erscheinen einfach und vielleicht auch selbstverständlich, ihre Ausführung ist aber das Ergebnis eines langjährigen ver-

ständigen Zusammenarbeitens zwischen Konstruktions- und Montageingenieur.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelettbau für eine Seifenfabrik.

Von Oberingenieur H. Gruetz.

In der Nähe des aufblühenden Städtchens Steinau (Kreis Schlüchtern) hat die seit länger als einem Jahrhundert bestehende, bekannte Seifenfabrik Victor Wolf, Schlüchtern, eine großzügig angelegte und mit den zur Zeit besten Einrichtungen zur Herstellung von Seifen und ähnlichen Erzeugnissen ausgestattete neue Fabrikanlage errichtet, deren Gebäude wegen ihrer zweckmäßigen Gesamtanlage, vorzüglich aber wegen ihrer ansprechenden Architektur (Entwurf und Einzelplanung durch Architekt H. Meusert, Hanau) gewisse Beachtung auch in weiteren Kreisen verdienen. Wie fast stets bei solchen Bauvorhaben, standen sich der Stahlskelettbau, der Eisenbeton und die gemischte Bauweise im schwersten Wettbewerb gegenüber. Nach sehr reiflicher Erwägung entschied sich der Bauherr für die reine Stahlskelettbauweise und der Erfolg hat dieser Entscheidung recht gegeben.

Die schlüsselfertige Herstellung des Gesamtbaues war der M. A. N., Werk Gustavsburg, übertragen worden; am 21. August 1929 fand die Feiler der Grundsteinlegung statt.

Die Anlage besteht aus dem etwa 63 m langen und 15 m breiten, vier- bis fünfstöckigen Längsbau mit einem linken Seitenflügel von etwa 36 m Länge und 20 m Breite, der zum Teil zwei,

zum Teil drei Stockwerke erhalten hat, und einem 30 m langen und 15 m breiten rechten vierstöckigen Seitenflügel. Ein dreistöckiger Halbrund-Vorbau am Längsbau dient als Privatkontor, Pfortnerhaus und Wohnung. Im Längsbau sind hauptsächlich die eigentlichen Fabrikationsräume und der Laboratoriumssaal untergebracht, der linke Seitenflügel

enthält die Siedehalle und das Öllager, während der rechte Seitenflügel im wesentlichen die Verpackungs- und Versandräume und im II. Obergeschoß die Büroräume umschließt. In den vom Längsbau und Flügeln umschlossenen Hof münden zwei Eisenbahngleise, welche dem An- und Abtransport dienen. Als Wetterschutz hat der Hof ein umlaufendes Kragdach mit Glasabdeckung erhalten.

Als Nutzlast für die verschiedenen Decken sind 350 bis 1000 kg/m² angesetzt, außerdem waren zahlreiche Einzelbelastungen durch Ölkessel, Bottiche, Bandtrockner und sonstige Betriebsapparate, Tresore u. dgl. im Stückgewicht bis zu 60 t zu berücksichtigen. Eine Anzahl dieser Behälter durchdringt die Decken, es mußten also hierfür besondere Öffnungen und Abfangekonstruktionen vorgesehen werden, außerdem war auf die Anbringung der außerordentlich umfangreichen Leitungsanlagen für Heizung, Oms-

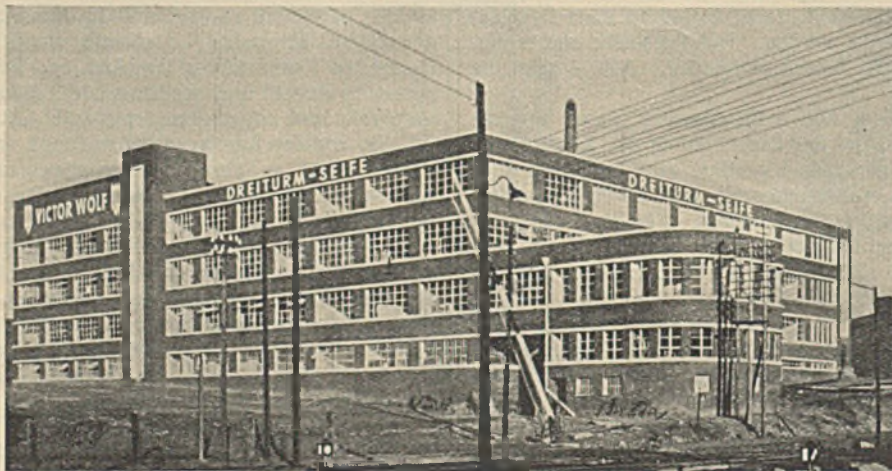


Abb. 1. Gesamtansicht der Seifenfabrik.

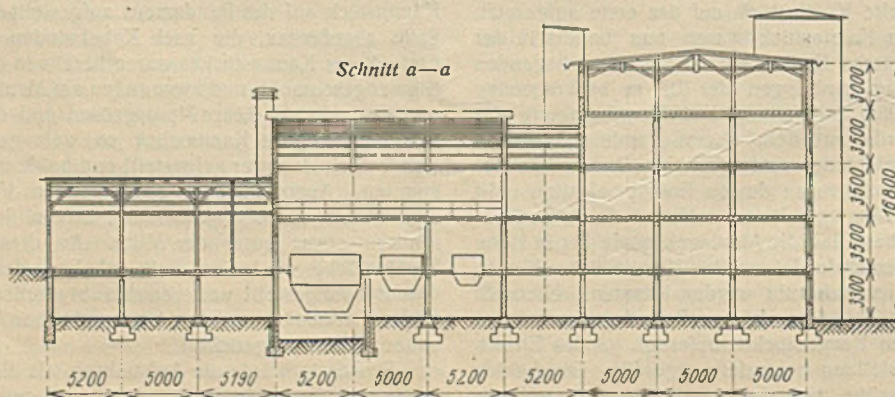


Abb. 3. Schnitt a-a (Abb. 2) durch den linken Seitenflügel.

grube, Entlüftung, Licht und Kraft, Wasser und Dampf Rücksicht zu nehmen.

Das Stahlskelett besteht im wesentlichen aus den in etwa 5×5 m Abständen stehenden Stützen, den Unterzügen und Deckenträgern. Die Dachkonstruktion ist aus Ersparnisgründen in Holz ausgeführt. Zum Teil sind später weitere Aufstockungen vorgesehen.

Die Gebäudestützen, welche Lasten bis über 100 t je Stütze aufzunehmen haben, sind durchgängig aus einfachen Breitflanschträgern mit je nach der Belastung wechselnden Abmessungen ausgeführt. Für Bauten vorliegender Art eignen sich als Stützen die Breitflanschträger recht gut, da bei der verhältnismäßig niedrigen Geschoßhöhe (etwa 3,5 m) auch die Minimum-Trägheitsmomente der Träger gegen Knickgefahr ausreichend sind und der Wechsel der Profile je nach der für jede Stütze auftretenden Last leicht durchgeführt werden kann, so daß nur die wirklich notwendige Materialmenge verbraucht wird und die Werkbearbeitung ein Mindestmaß erreicht. Für die Unterzüge sind gleichfalls, um die Deckenhöhe möglichst gering zu halten, fast durchgängig Breitflanschträger verwendet worden, während für die in 1 m Abstand liegenden Deckenträger Normalprofile geringer Höhe ausreichend waren. Unterzüge und Deckenträger sind als über mehrere Felder durchlaufende Träger ausgeführt und dort, wo sie an die Stützen stoßen, biegeunfähig angeschlossen. Sie bilden mit den Stützen also Rahmenkonstruktionen, wobei aber berücksichtigt ist, daß die durchlaufenden Massivdecken den Winddruck auf die Wände ohne weiteres auf die längs- und querlaufenden Mauern mitübertragen. Die Zwischendecken sind als Kiesbetondecken ohne Eiseneinlagen zwischen den Trägern ausgeführt. Nur dort, wo größere Einzellasten unmittelbar auf der Betondecke aufliegen, ist eine Eisenbewehrung eingelegt worden. Der Estrich besteht in den Fabrik- und Lagerräumen aus einer Zementschicht. In den Büro-, Laboratorium- und Wohnräumen wurde außerdem noch eine Steinholzabdeckung aufgebracht. Sämtliche sichtbaren Stahlteile wurden mit Rabitzverkleidung versehen. Außer einigen Einzeltreppen dienen zwei vom Kellerboden bis zum obersten Geschoß durchgehende Treppenhäuser und ein Aufzug dem Verkehr zwischen den einzelnen Geschossen.

Die Ausmauerung der Umfassungswände geschah mit hartgebrannten Ringofenziegeln mit einer Außenverblendung durch verschieden gefärbte gesinterte Ziegel. Reichlich vorgesehene Fensterflächen unterbrechen die Mauern. Die Fensterbankgurte, Fensterstürze und Hauptgesimse sind in Beton hergestellt und heben sich wirkungsvoll gegen die dunklen Mauerflächen ab. Wie die Abbildung 1 zeigt, ist so mit verhältnismäßig geringen Mitteln ein recht gefälliges Aussehen erzielt, ohne daß die bei dem Stahlskelettbau an sich selbstverständliche Sachlichkeit verliert, aber auch nicht in allzu aufdringlicher Weise zur Schau gestellt wurde.

Die Montage der Stahlkonstruktion, insgesamt etwa 380 t, war im wesentlichen am 20. September 1929 beendet. Die Bauarbeiten, welche im Auftrage der M. A. N. durch in der Nähe der Baustelle ansässige Unternehmer ausgeführt wurden, waren Anfang Dezember 1929 zu Ende geführt, die Inbetriebnahme der neuen Fabrik erfolgte am 1. Januar 1930.

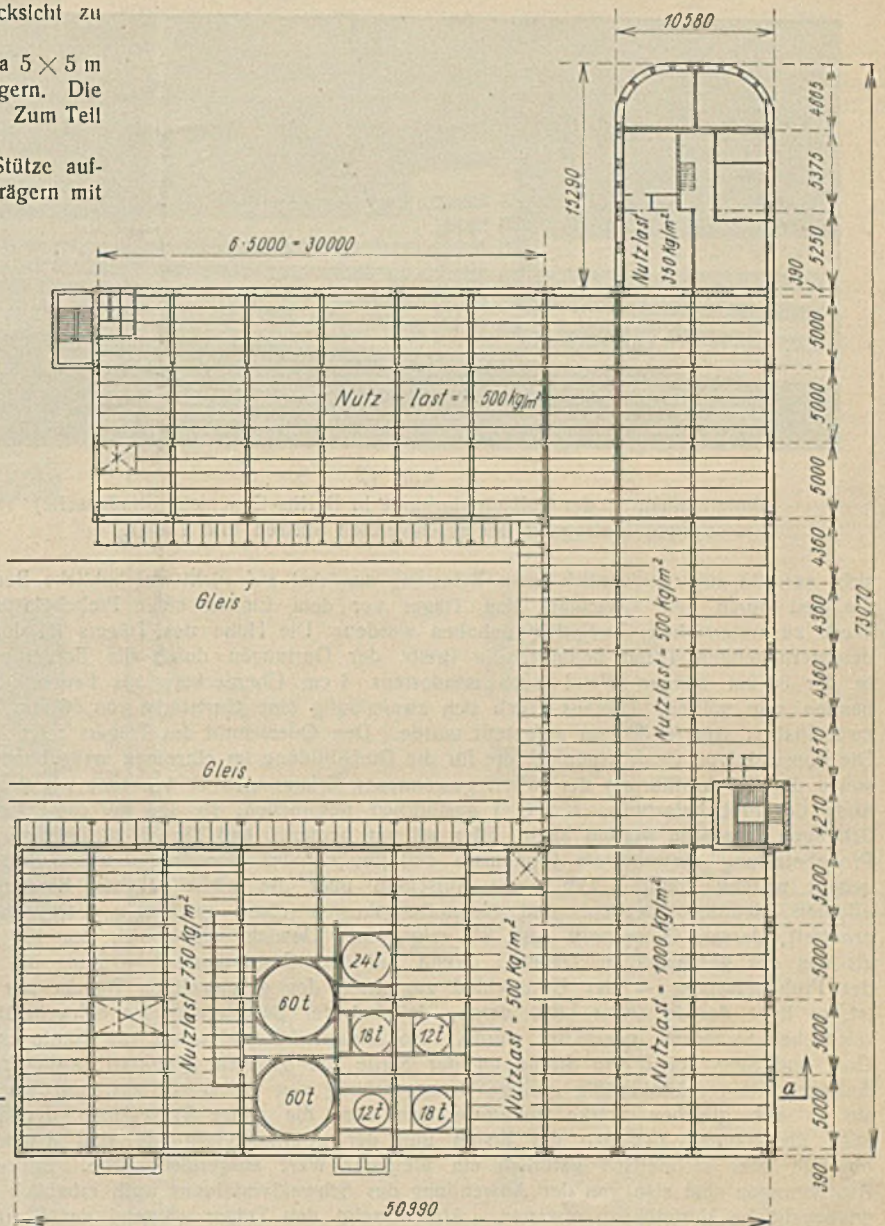


Abb. 2. Grundriß der Seifenfabrik.

Durch einsichtiges, reibungsloses Zusammenarbeiten von Bauherrschafft, Architekt und Unternehmerrschafft wurde hier ein Ergebnis geschaffen, das alle Teile durchaus befriedigte mit Einschluß der Stadt Steinau, welche um einen schönen Bestandteil bereichert ist. Und von den zahlreichen Reisenden, welche auf der Strecke Frankfurt a. M.—Bebra das Kinzigtal durchfahren, werden gewiß viele ihre Freude daran haben, wie gut sich dieser einem an sich nüchternen Zwecke dienende Bau der reizvollen Landschaft zwischen Rhön und Vogelsberg einfügt.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Neubau der Polizeiunterkunft Berlin-Cöpenick.

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt, Berlin.

Der von der Preußischen Bau- und Finanzdirektion (Reg.- u. Baurat Beckmann) ausgeführte Neubau der Polizeiunterkunft in Berlin-Cöpenick ist ein langgestreckter Massivbau von vier bis sechs Stockwerken Höhe (Abb. 1) und weist als solcher an Stahlkonstruktionen nur die üblichen Abfange- und Überlagsträger auf, sowie einzelne Stützen an Stellen, wo große Lasten konzentriert sind, stärkere Pfeiler aber aus architektonischen Gründen störend gewesen wären. Das Bauwerk bietet insofern dem Stahlbauingenieur nichts Bemerkenswertes; wenn es trotzdem einer kurzen Besprechung unterzogen werden soll, so geschieht dies deswegen, weil für die Träger und Stützen in weitestem Umfang das Schweißverfahren angewendet worden ist. Selbstverständlich kommt ein Ersatz der üblichen Walzträger und der normalen Baustützen aus I-, C- oder IP-Profilen ohne zwingende Gründe nicht in Frage. Ist jedoch die Belastung oder die Stützweite eines Abfangträgers so groß, daß zur Aufnahme des

Biegemomentes ein Blechträger erforderlich wird, dann erweist sich ein mittels Schweißung hergestellter Träger dank seines wesentlich geringeren Gewichtes einem genieteten als wirtschaftlich überlegen. Dieser Fall trat bei dem hier besprochenen Bauwerk über dem im Erdgeschoß vorgesehenen Speisesaal ein, wo auf eine Länge von 12 m die darüber befindliche $1\frac{1}{2}$ Stein starke Wand samt den anteiligen Dach- und Deckenlasten abzufangen war (vgl. Abb. 2). Der Abfangträger befindet sich nicht unmittelbar über dem Speisesaal, da dessen Decke oben und unten völlig eben sein sollte, sondern er konnte aus diesem Grunde erst im darüberliegenden Stockwerk angeordnet werden. Die gleichmäßig verteilte Gesamtlast beträgt 200 t; hiervon entfallen etwa 78% auf ständige Last, die restlichen 22% auf Deckennutzlast. Die Anregung, den Träger zu schweißen, stieß bei der ausführenden Firma, der Steffens & Nölle A.-G., Berlin-Tempelhof, mit Rück-



Abb. 1.

Modellaufnahme der Polizeiunterkunft in Berlin-Cöpenick (Straßenseite) mit Eintragung der geschweißten Stützen und Träger.

sicht auf die außergewöhnlich hohe Belastung zunächst auf nicht unerhebliche Bedenken, die erst durch den Vorschlag, den Träger vor dem Einbau einer Probelastung im Werk zu unterziehen, endgültig behoben wurden. Die Höhe des Trägers ist durch die darunterliegenden Türen bedingt, die Breite der Gurtungen durch die Forderung, daß in der 38 cm starken Wand noch mindestens 4 cm Überdeckung als Feuerschutz vorhanden sein sollten. Hieraus ergab sich zwangsläufig eine Gurtstärke von 66 mm, die in zwei Platten von je 33 mm aufgeteilt wurde. Den Querschnitt des Trägers zeigt Abb. 3a. Die konstruktiven Gesichtspunkte, die für die Durchbildung im einzelnen maßgebend waren, sowie die bei Ausführung der Arbeit gewonnenen Erfahrungen sind ebenso wie die Ergebnisse der Probelastung, a. a. O.¹⁾ ausführlich besprochen, so daß auf diese Veröffentlichungen verwiesen werden kann. Hier sei nur bemerkt, daß die bis zu 240 t gesteigerte Probelastung einwandfreie Ergebnisse zeitigte, so daß der Träger unbedenklich eingebaut werden konnte. Um einen Aufschluß über die wirtschaftlichen Ergebnisse zu erhalten, wurden Gewicht und Herstellungskosten eines genieteten Vergleichsträgers ermittelt, dessen Querschnitt Abb. 3b zeigt. Sein Gewicht ergab sich um 19% höher als das des geschweißten Trägers. Wenn bei den Gesamtkosten — ohne die Kosten der Probelastung — der Unterschied zugunsten des geschweißten Trägers nur gering ist, so liegt das in erster Linie daran, daß bei der Berechnung der Schweißnähte mit reichlicher Sicherheit gearbeitet wurde. So weisen beispielsweise die Nähte zwischen Gurt und Steg bei 8 mm Stärke an der Stelle der größten Querkraft, also über dem Auflager, die verhältnismäßig geringe Beanspruchung von 460 kg/cm² auf; trotzdem wurden sie in der gleichen Stärke ununterbrochen über die ganze Trägerlänge durchgeführt; auch die Raupen zwischen der ersten und der zweiten Gurtplatte sind 8 mm stark, obgleich hier rechnerisch natürlich ein kleinerer Wert ausgereicht hätte. Bei späteren Ausführungen sind also von der Anwendung des Schweißverfahrens noch erheblich größere wirtschaftliche Vorteile zu erwarten. Abb. 4 zeigt den Träger während der Bearbeitung, Abb. 5 in versandfertigem Zustand. Der Träger ruht auf zwei bis zu den Fundamenten herabreichenden Stützen, die aus je einem IP 28 bestehen (Abb. 2).

Ähnliche Verhältnisse liegen bei der Abfangung der Mittelwand über der Durchfahrt (Abb. 1, links) vor; als Abfangträger dienen hier IIP 60, die auf Stützen aus □□ 22

¹⁾ Zeitschrift des V.d.I. 1930, Heft 52; Elektroschweißung 1931, Heft 1.

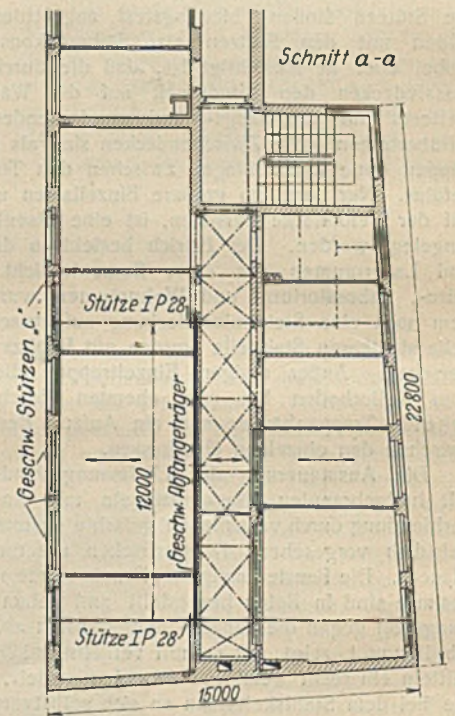
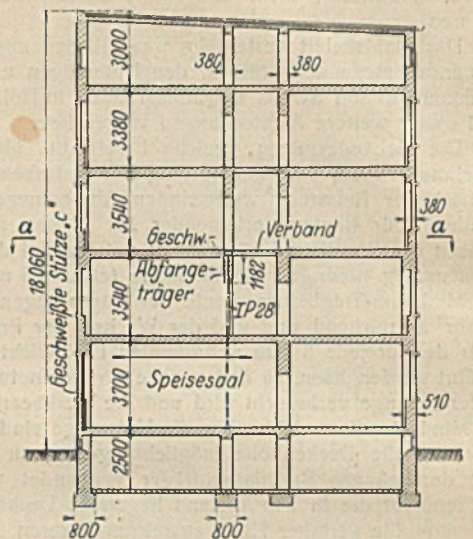


Abb. 2.

Anordnung des Abfangträgers und der Stützen „c“ im Auf- und Grundriß.

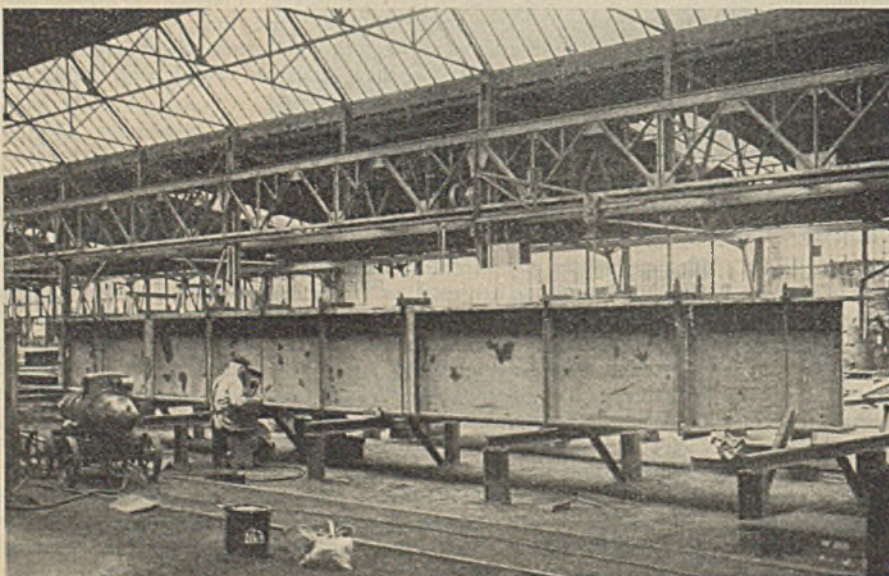


Abb. 4. Schweißung des Abfangträgers.

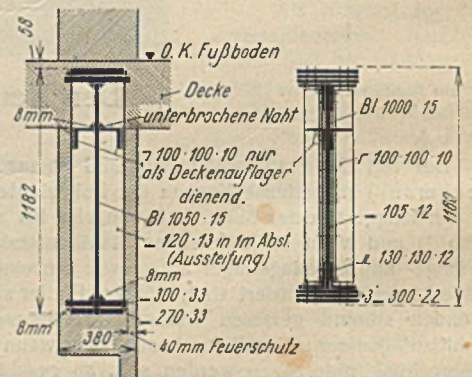


Abb. 3a.

Abb. 3b.

Vergleich zwischen geschweißter und genieteter Ausführung des Abfangträgers bei gleicher Konstruktionshöhe.

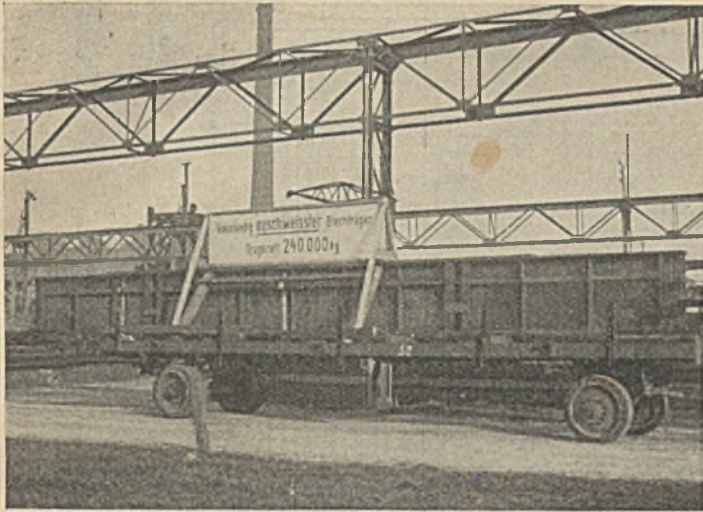


Abb. 5. Versand des Abfanträgers.

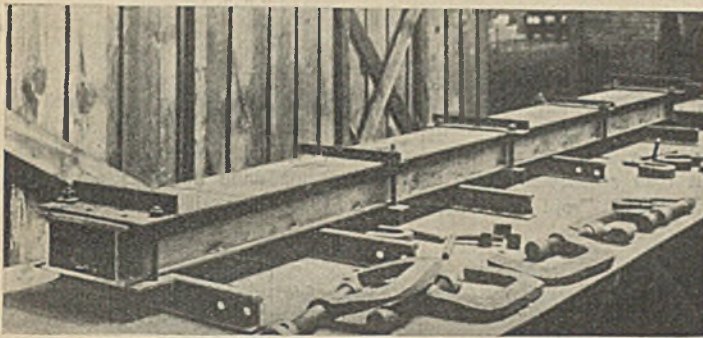


Abb. 6. Stützenschaft, zusammengeklemt und vorgeheftet.

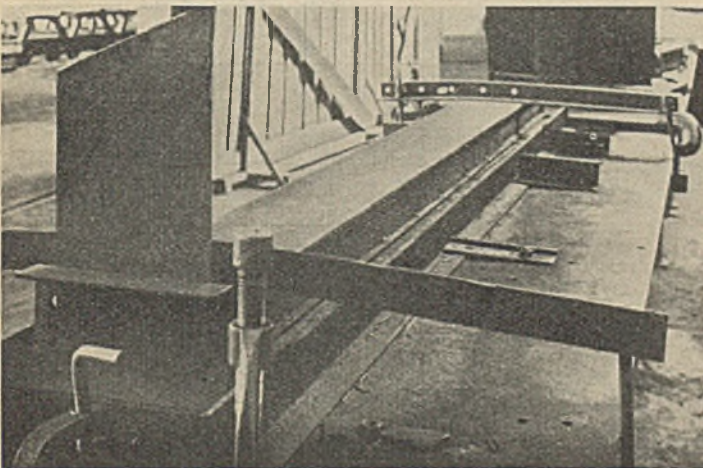


Abb. 7. Stützenschaft im Kiesbett ruhend, fertig zum Schweißen.

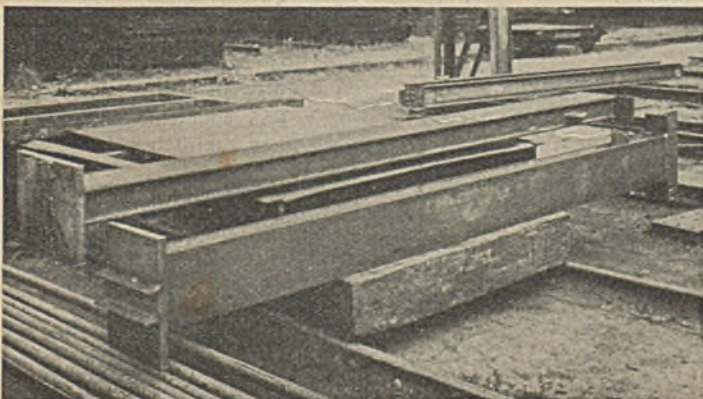


Abb. 8. Vollständig geschweißte Stützen „c“.

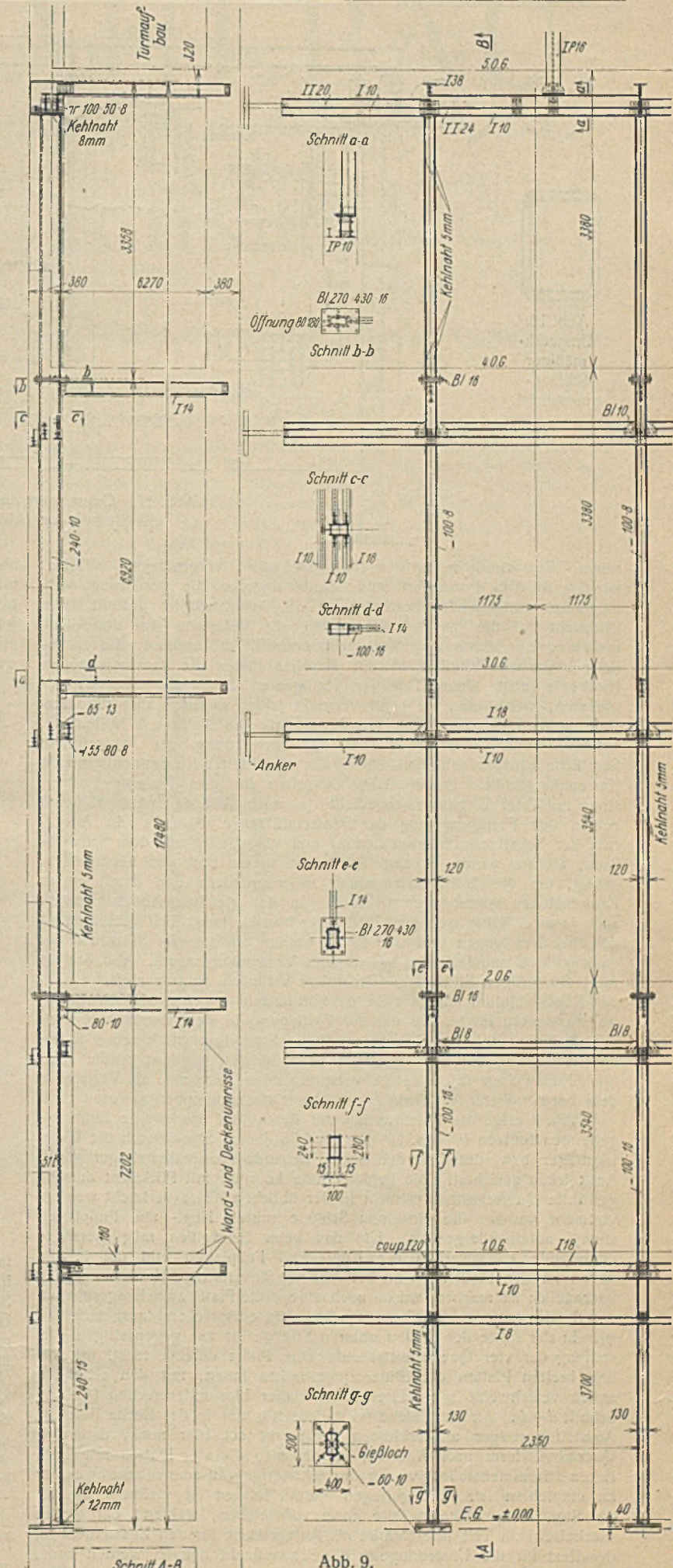


Abb. 9. Konstruktive Durchbildung der Stützen „b“ mit Anschluß der Deckenträger. Das Bild veranschaulicht in demonstrativer Weise die Schlankheit der geschweißten Stützen.



Abb. 10.
Unzweckmäßiger
Stützen-
querschnitt.

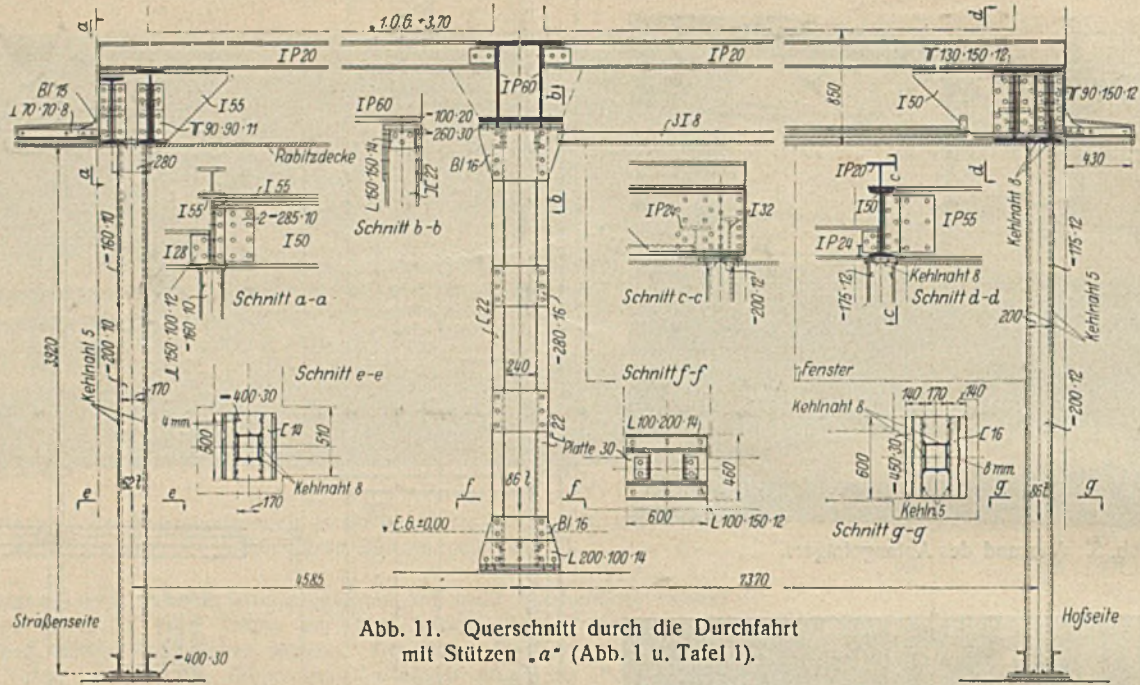


Abb. 11. Querschnitt durch die Durchfahrt mit Stützen „a“ (Abb. 1 u. Tafel 1).

ruhen. Für sämtliche in den Außenwänden vorgesehenen Stützen, wie sie in Abb. 1 markiert sind, wurde dagegen die Forderung nach möglichst weitgehender Beschränkung der Ansichtsfläche gestellt. Mit Rücksicht auf die bis zu 86 t ansteigende Belastung war diese Anforderung nur durch zusammengesetzte Profile zu erfüllen, die erhebliche Nietarbeit erfordert hätten; überdies hätten die hervorstehenden Nietköpfe noch einen Teil der verfügbaren Breite in Anspruch genommen, wenn man sie nicht versenkt hätte, wodurch aber die Herstellungskosten weiter erhöht worden wären. Die Steffens & Nölle A.-G. entschloß sich daher auch hier zur Anwendung der Schweißung. Sämtliche Stützen erhielten einen aus vier Platten zusammengesetzten Kastenquerschnitt. Zahlenmäßige Angaben für drei typische Formen sind in Tafel 1 zusammengestellt (s. auch Abb. 1). Abb. 6 bis 8 zeigen den Fertigungsgang der Fensterstützen *c* (Abb. 1). In Abb. 6 ruht der Schaft zusammengeklummt und vorgeheftet auf dem Schweißtisch; alsdann wurde er zum Schweißen in ein Bett von nassem Kies gelegt, um die Wärmeansammlung zu vermindern und damit einem Krümmziehen vorzubeugen (Abb. 7). In der gleichen Absicht wurden auch je zwei Nähte stets gleichzeitig geschweißt; tatsächlich wiesen selbst die über 7 m langen und nur 13 cm breiten Schüsse der Stützen *b* nur ganz geringe und leicht zu beseitigende Verwindungen auf. Abb. 8 zeigt zwei der fertigen Stützen *c*. Besonders sei noch auf die einfache Fuß- und Kopfausbildung hingewiesen; der Fuß besteht aus einer angeschweißten 30 mm starken Platte, die nur zur Festlegung in dem Zementbett noch mit einem angehefteten C-Profil versehen ist, der Kopf aus einem T-Stück, an dessen Steg die Überlagsträger angeschlossen wurden; weder Kopf noch Fuß weisen irgendwelche vorspringenden Teile auf, ein Verlangen, dem bei genieteter Ausführung nur schwer nachzukommen gewesen wäre.

Abb. 9 zeigt die Konstruktion der durch fünf Stockwerke hindurchgehenden Stützen *b* (Abb. 1). Sie sind in jedem Stock durch die Überlagsträger bzw. durch in der Decke liegende Aussteifungsträger gegen Ausknicken gesichert. Die beiden Stöße konnten mit Rücksicht auf die gewählte Querschnittsform nicht in der üblichen Weise verlascht werden, vielmehr wurden die einzelnen Schüsse mittels Kopf- und Fußplatten stumpf aufeinandergesetzt. Um das beim Schweißen möglicherweise eintretende Balligwerden der Kopf- und Fußplatten und die infolge davon an den Stoßstellen zu befürchtende außermittige Kraftübertragung unschädlich zu machen, wurde noch eine dritte Platte zwischengeschaltet, die der Kastenform des Stützenquerschnitts entsprechend ausgeschnitten ist. In der Mitte der beiden unteren Stränge ist zur gegenseitigen Versteifung der vier Querschnittswände eine Platte durchgesteckt, die mit den breiten Platten der Stützenquerschnitte innen, mit den schmalen außen verschweißt ist; letztere sind daher hier unterbrochen (Abb. 9, Schnitt *d-d*). An die Lasche ist gleichzeitig der in der Decke liegende Aussteifungsträger angeschlossen. Bemerkt sei hier noch, daß eine Querschnittsform nach Abb. 10, bei der also die vier Platten mit ihren Ecken zusammenstoßen, wegen des schwierigen Zusammenbaues weniger zu empfehlen ist. Bei geringen Materialstärken ist vielmehr die für die Stützen *a* und *c* gewählte Form vorzuziehen, während bei dicken Flacheisen ein Teil ihrer Stärke als Anlagefläche für den Zusammenbau, der Rest für die Unterbringung der Schweißnaht benutzt werden kann, wie es bei *b* geschehen ist; diese Anordnung ergibt selbstverständlich die bessere Materialausnutzung, zumal wenn zu der senkrechten Last

noch erhebliche außermittige Belastungen hinzukommen, also auch ein großes Widerstandsmoment benötigt wird, wie es bei den Stützen *b* der Fall war (vgl. Tafel 1). Für den lichten Abstand der Platten wählt man zweckmäßig ein rundes Maß, da dann beim Zusammenbau ein I- oder C-Profil von entsprechender Höhe als vorläufiger Halt benutzt werden kann.

Stütze gemäß Abb. 1 (Hofseite)	a	b	c
		unterster Schuß	und obere Schüsse von b)
P	85,8 t	50,8 t	42,6 t
M _x	0	336 tm	14 tm
Gesamtlänge	4,3 m	7,2+6,9+3,4=17,5 m	3,4 m
s		3,7 m	
Skizze des Querschnittes			
bestehend aus	2 - 200-12	2 - 240-15	2 - 250-10
und	2 - 175-12	2 - 100-16	2 - 100-8
Nahstärke	5 mm	5 mm	4 mm
F	90,0 cm ²	104,0 cm ²	66,0 cm ²
J _x	4220 cm ⁴	8300 cm ⁴	4290 cm ⁴
W _x	—	686 cm ³	343 cm ³
J _y	> J _x	2600 cm ⁴	1650 cm ⁴
i _{min}	68,4 cm	5,00 cm	5,00 cm
λ	63	74	68
ω	1,30	1,46	1,36
σ	12+0	1220	1290

Tafel 1. Vergleichende Darstellung geschweißter Stützenquerschnitte.

Schließlich zeigt Abb. 11 noch einen Querschnitt durch die Durchfahrt. Um die zugelassenen Abmessungen von 20 x 20 cm trotz der hier besonders hohen Lasten einhalten zu können, waren bei diesen Stützen Biegemomente unerwünscht (vgl. Tafel 1, Stütze *a*). Die Überlagsträger wurden daher an eine Art von Waagebalken aus einem IP 20 mit angeschraubtem Kopfstück I 50 bzw. I 55 angeschlossen; letzteres überträgt die Last mittels eines Druckstückes zentrisch auf die Stütze (Abb. 11, Schnitt *c-c*).

Die vorstehenden Ausführungen dürften gezeigt haben, daß die Stahlbauweise durch Einführung des elektrischen Schweißverfahrens wiederum erheblich an Wirtschaftlichkeit und Anpassungsfähigkeit gewonnen hat, und zwar auch auf Gebieten, die, wie das des Massivbaues, bisher der Schweißung noch kaum eröffnet worden sind.

INHALT: Das Verwaltungsgebäude der I. G. Farbenindustrie AG., Frankfurt a. M. — Unfall bei der Errichtung eines Stahlskelettes. — Blechkamine und ihre Montage. — Stahlskelettbau für eine Seifenfabrik. — Der Neubau der Polizeiuferkunft Berlin-Cöpenick.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.