

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule  
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011  
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 19. Februar 1932

Heft 4

### Erweiterungsbau des Warenhauses I der Konsumgenossenschaft für Berlin und Umgegend.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Zivilingenieur M. Salomonsen, Berlin.

Die Ausdehnung des Genossenschaftsgedankens veranlaßte in den letzten Jahren recht bedeutende Betriebserweiterungen bei der Berliner Konsumgenossenschaft<sup>1)</sup>. Gleichzeitig hiermit wurden auch die Verkaufsräume, teils durch Neueröffnung von über 200 Einzelverkaufsstellen, teils

weltige so beachtenswerte Vorteile, daß die Bauleitung sich unbedingt für diese Ausführungsart entschied.

Diese Vorteile waren:

1. Die Möglichkeit der Wahl größerer Stützenentfernungen unter Vermeidung zu großer Querschnitte für Stützen und Unterzüge, vor allem für die Frontstützen.
2. Der Abbruch der vorhandenen Gebäude konnte nur

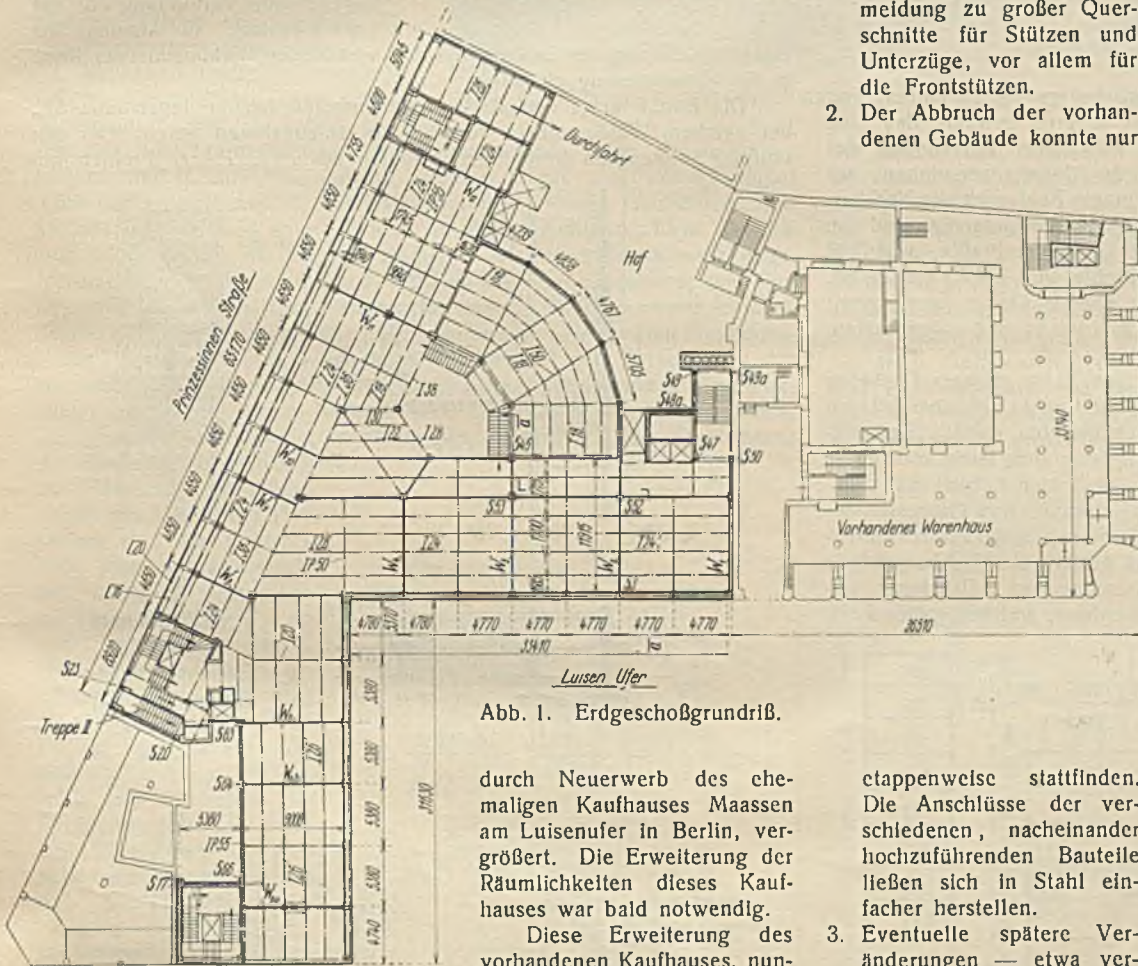


Abb. 1. Erdgeschoßgrundriß.

durch Neuerwerb des ehemaligen Kaufhauses Maassen am Luisenufer in Berlin, vergrößert. Die Erweiterung der Räumlichkeiten dieses Kaufhauses war bald notwendig.

Diese Erweiterung des vorhandenen Kaufhauses, nunmehr Warenhaus I genannt,

wurde sehr großzügig geplant, indem die bisher bebaute Fläche von rd. 1100 m<sup>2</sup> auf rd. 2900 m<sup>2</sup> bei 5- bis 9-stöckiger Bebauung vergrößert wurde. Abb. 1 stellt den Erdgeschoßgrundriß, Abb. 2 einen Hauptquerschnitt des jetzt im Rohbau fertiggestellten Erweiterungsbaues mit dem anschließenden alten Warenhaus sowie auch der später zur Vervollständigung geplanten Erweiterung an der Ecke Luisenufer-Prinzessinnenstraße, dar.

Bei der Entwurfsbearbeitung wurde zuerst die grundlegende Frage der Ausführungsart, ob Stahlkonstruktion oder Eisenbeton, sehr eingehend erörtert. Die Ausführung in Eisenbeton stellte sich überschlägig zwar etwas billiger als in Stahl, jedoch bot die letzte Ausführungsweise ander-

etappenweise stattfinden. Die Anschlüsse der verschiedenen, nacheinander hochzuführenden Bauteile ließen sich in Stahl einfacher herstellen.

3. Eventuelle spätere Veränderungen — etwa verursacht durch Einbau von Verbindungstreppe, Vereinigung einzelner Verkaufsräume durch zwei Etagen, Erweiterungen usw. — konnten im Stahlbau leichter ausgeführt werden. Es hat sich z. B. nach Fertigstellung der Konstruktion und der Decken als erwünscht herausgestellt, durch sämtliche Geschosse eine Rolltreppenanlage einzubauen. Die hierfür erforderlichen baulichen Umänderungs- und Verstärkungsarbeiten konnten in kürzester Zeit mit geringen Kosten bewerkstelligt werden.

Der Grundriß des Erweiterungsbaues war, wie aus Abb. 1 ersichtlich, schiefwinklig mit verhältnismäßig schmalen Trakten. Um die Verkaufsräume nicht zu unübersichtlich zu gestalten, mußten die Stützenentfernungen unter Berücksichtigung der architektonischen Gestaltung der Innenräume in beiden Richtungen so groß wie wirtschaftlich zulässig gewählt werden. Die Entfernungen der Innenstützen betragen demgemäß in beiden Richtungen 9 bis 11 m.

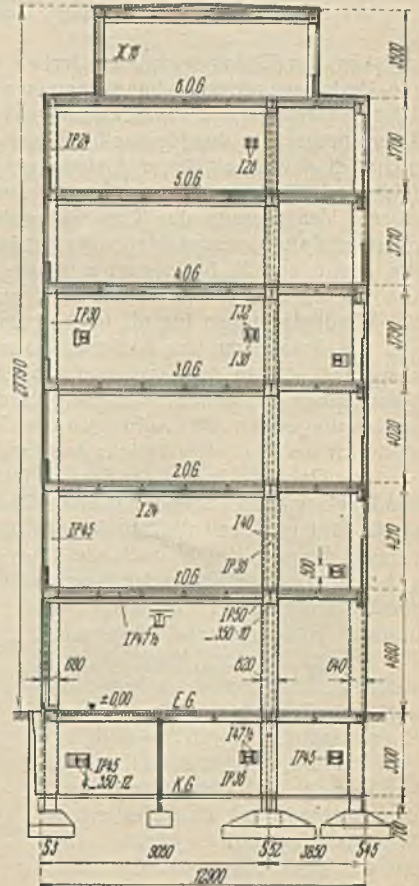


Abb. 2. Querschnitt a—a (s. Abb. 1).

<sup>1)</sup> Neubau der Großbäckerei in Spandau-Haselhorst, Stahlbau 1931, Heft 13; Neubau der Wurstfabrik in Lichtenberg, Stahlbau 1929, Heft 21.

Da an ein Warenhaus keine gar zu großen Forderungen in bezug auf Schall- und Wärmeisolierung der einzelnen Geschosse untereinander gestellt werden, so ist als Decke eine gewöhnliche 10 cm starke gestelzte Kleinsche Steineisendecke gewählt. Die Decken erhalten 5 cm Überbeton aus Gasbeton, in welchem die elektrischen Leitungen verlegt werden unter gleichzeitiger Ausnutzung als Wärme- und Schallsolierung. Zur Erzielung einer ebenen Unterseite werden sämtliche Decken unterhalb der Kappenträger mit einer Rabitzdecke unterspannt, nur die großen, weitgespannten Unterzüge sind unterhalb der Rabitzdecke sichtbar. Abb. 3 zeigt den Normalquerschnitt einer Decke. Das Eigengewicht der Decken einschließlich Fußboden und Unterdecke beträgt rd. 300 kg/m<sup>2</sup>. Die Nutzlast in sämtlichen Räumen beträgt 500 kg/m<sup>2</sup>. Ein Teil der Dachflächen ist ebenfalls mit 500 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast berechnet worden, um als Dachgarten bzw. als Rettungsweg bei Feuergefahr zu dienen, während die übrigen Dachflächen nur für 75 kg/m<sup>2</sup> Schneelast berechnet worden sind. Besondere Sorgfalt ist auf eine gute Dichtung und Wärmeisolierung der Dachflächen gelegt, weshalb das Eigengewicht der Dachdecken einschließlich dieser Schutzvorkehrungen 370 kg/m<sup>2</sup> beträgt und bis 500 kg/m<sup>2</sup> unter dem mit Fliesen belegten Dachgarten steigt.

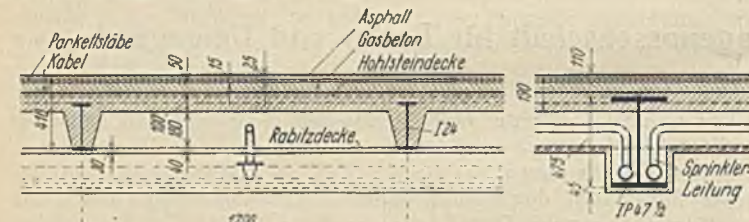


Abb. 3. Normaler Deckenquerschnitt.

Um das Eigengewicht der Decken möglichst gering zu halten, sind die Deckenspannweiten im allgemeinen nur so groß gewählt, daß eine 10 cm starke Steineisendecke ausreicht. Von einer Berechnung der Deckenträger als durchlaufende Träger wurde Abstand genommen, um nicht bei etwaigen späteren Änderungen in einem Feld auch die Nachbarfelder in Mitleidenschaft zu ziehen. Die weitgespannten Unterzüge sind alle zwecks Verringerung der Konstruktionshöhe als Peiner Profile, zum Teil mit Gurtplatten, ausgebildet. Die größten Profile sind IP 55 bis IP 60, die somit nur 25 bis 30 cm unterhalb der ebenen Decke hervorragen. Die Beanspruchung des Stahles ist überall zu 1400 kg/cm<sup>2</sup> angenommen, bei Windbelastungen bis rd. 1600 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Brüstungen der Außenwände sind aus 20 cm starkem Gasbeton ausgeführt, die an der Straßenseite mit Granitplatten in ähnlicher Art wie beim Altbau verblendet wurden. An den Hoffronten werden Keramikplatten vorgesetzt. Das Anbringen der Granitplatten ging leicht vonstatten, weil sich der Gasbeton zwecks Anbringung der Bolzen bohren läßt.

Das Gebäude hat an der Ecke zwischen Luisenufer und Prinzessinnenstraße 9 Geschosse (Erdgeschoß und 8 Obergeschosse), in der Prinzessinnenstraße fällt es wegen des Anschlusses an das bestehende Nachbargebäude in zwei Etappen auf 5 Geschosse. Am Luisenufer sind 7 Geschosse vorgesehen mit Anschluß an das bestehende Warenhaus, welches später durch Aufstockung um 2 Geschosse auf dieselbe Höhe gebracht werden soll.

Da das Gebäude keine querverstehenden Innenwände aufweist und auch die Treppenhauswände zwecks Raumersparnis nur 25 cm stark vorgesehen sind, mußte bei der Entwurfsbearbeitung und Berechnung besondere Rücksicht auf die Aufnahme der Windkräfte genommen werden. Hierbei war zu beachten, daß die Außenstützen aus architektonischen Gründen alle gleichmäßig und möglichst schmal auszuführen waren. In jedem Flügel sind deshalb mehrere Rahmen angeordnet, damit die Windkräfte sich nicht an den einzelnen Punkten konzentrieren und hier die Abmessungen der Konstruktionsteile der Stützen größer werden als bei den übrigen Stützen. In der Abb. 1 ist die Lage der Windrahmen angegeben.

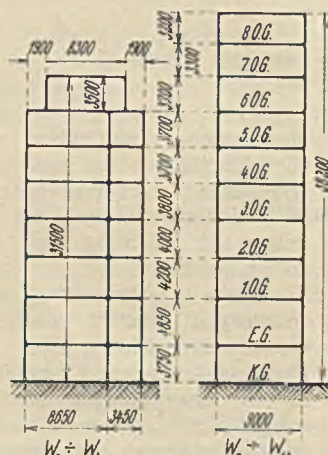


Abb. 4. Statisches System der Steifrahmen.

Die Windkräfte wurden mit 100 bis 150 kg/m<sup>2</sup> entsprechend den amtlichen Vorschriften eingesetzt.

Die Windrahmen sind für die waagerechten Kräfte als Stockwerkrahmen mit steifen Ecken und am Fußpunkt der Stützen gelenkartig aufgelagert berechnet. Die Windrahmen W<sub>2</sub>—W<sub>1</sub> (s. Abb. 1) am Luisenufer sind dreistiehlige Stockwerkrahmen (Abb. 4), die Windrahmen W<sub>6</sub>—W<sub>10</sub> für

das Eckbauwerk zweistiehlige Rahmen und die Windrahmen W<sub>9</sub>—W<sub>10</sub> an der Prinzessinnenstraße mehrstiehlige Rahmen, wogegen die Rahmen W<sub>11</sub> und W<sub>12</sub> ähnlich wie bei W<sub>2</sub>—W<sub>1</sub> als dreistiehlige Rahmen angenommen wurden.

Die Berechnung der Windrahmen erfolgte nach der Annäherungsmethode von Straßner, indem die Nullpunkte in der Mitte der einzelnen Stiele angenommen wurden und die Kraftaufnahme entsprechend den verschiedenen Trägheitsmomenten verteilt wurde.

Die steifen Anschlüsse zwischen Stützen und Riegel waren konstruktiv recht schwierig, weil die Frontstützen, wie erwähnt, so schmal wie möglich gehalten werden sollten und hierfür infolgedessen einfache Peiner Profile gewählt wurden. Abb. 5 zeigt die Abmessungen eines Frontpfellers einschließlich der Ummantelung mit 7 cm Gasbeton. Innerhalb der Ummantelung ist genügend Raum zur Unterbringung der verschiedenen Rohrleitungen, wie Heizung, Sprinkler- und elektrische Leitungen, vorhanden, eine Forderung, die ebenfalls für die Wahl eines einzelnen Peiner Profils für die schmalen Frontstützen ausschlaggebend war. Die freien Stahlteile der Stützen erhielten eine Ummantelung von 3 cm Zementbeton, die

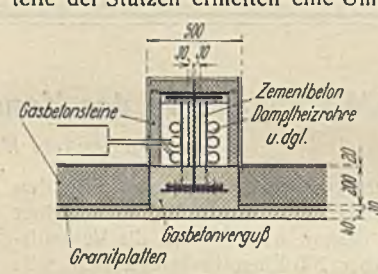


Abb. 5. Frontpfeiler.

im Torkret-Spritzverfahren aufgebracht wurde. Die gewünschten geringen Querschnitte der schwerbelasteten Frontstützen — bis 330 t Gesamtlast und bis 40,5 tm Moment aus Winddruck — sind mit 50 cm Breite und 70 cm Tiefe unter Freilassung der Hohlräume nur im Stahlbau zu erzielen. Da die Rohrleitungen vollständig freiliegen, ohne Verbindung mit der Ummantelung, so können bei

einer Ausdehnung der Leitungen keine schädlichen Wirkungen oder Risse in der Ummantelung eintreten.

Die Abb. 6 zeigt den steifen Windanschluß bei der Innenstütze S<sub>64</sub>, bei welchem Windmomente von 40,5 tm aufzunehmen waren. Bei den übrigen Stützen, im besonderen bei den aus zwei Peiner Profilen ge-

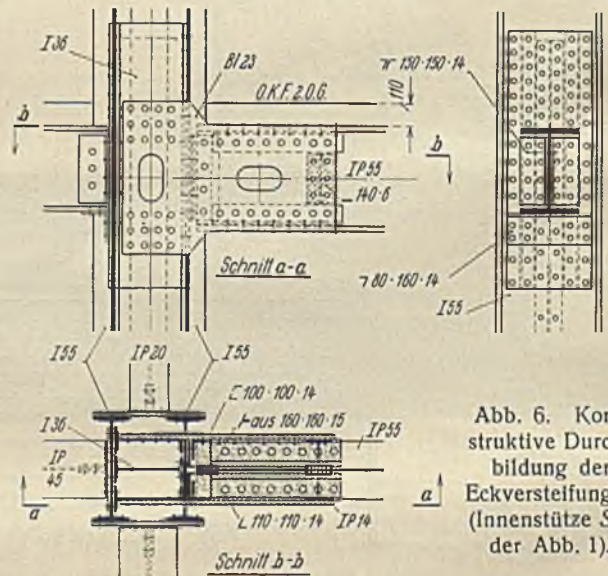


Abb. 6. Konstruktive Durchbildung der Eckverstärkung der Innenstütze S<sub>64</sub> der Abb. 1).

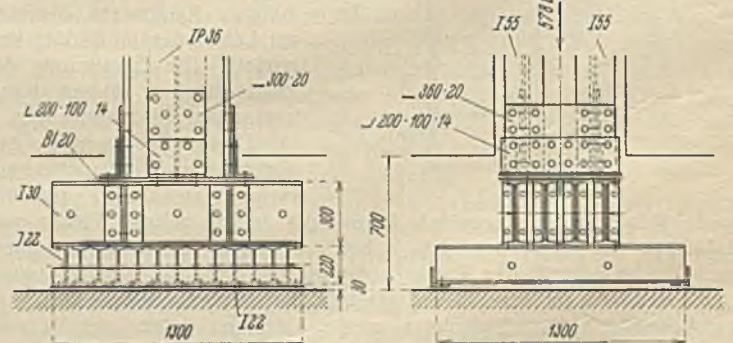


Abb. 7. Fußpunkt der Stütze S<sub>64</sub> mit Trägerrost.

bildeten Innenstützen, gestaltete sich die Ausbildung der steifen Ecken einfacher in üblicher Weise. Abb. 7 zeigt den Stützenfuß der schwerbelasteten Stütze S<sub>64</sub> (Druck 578 t). Die gleichmäßige Höchstpressung auf der Fundamentfuge wurde zu 35 kg/cm<sup>2</sup> angenommen. Die Stützen wurden der einfacheren Aufstellung wegen und aus wirtschaftlichen Rücksichten durch zwei Stockwerke ohne Stoß durchgeführt.

Bei der späteren Erweiterung wird für die oberen Geschosse die Front von der Achse  $S_{63}$ — $S_{66}$  auf  $S_{17}$ — $S_{20}$  verlegt. Zur Abfangung der Decken über dem vorläufigen Hof ist zwischen den Stützen  $S_{17}$ — $S_{20}$  später ein 12,50 m langer Blechträger vorgesehen. Die Stützen sind zur Aufnahme der entsprechenden Last berechnet, die Anschlüsse für die spätere Erweiterung vorgesehen und bereits eingebaut. Der restliche Teil an der Ecke Prinzessinnenstraße-Luisenufer, auf dem augenblicklich noch das Haus Prinzessinnenstraße 1 bis 2 steht, ist nur für eine Bebauung mit 4 Geschossen geplant. Besondere Stützenabfangungen sind an der Treppe II für die obere Stütze  $S_{23}$  über Erdgeschoß sowie für die Frontstützen der zurückgesetzten Dachgeschosse erfolgt.

Abb. 8 zeigt den Stahlskelettbau während der Ausführung. Die Stahlkonstruktion des Daches ist zum größten Teil fertig montiert.

Die Fundierung erfolgte überall auf gutem Baugrund, wobei eine Bodenpressung von 3 bis 3,5 kg/cm<sup>2</sup> zugrunde gelegt wurde. Die Fundamente der schwerbelasteten Stützen sowie die aller Giebelstützen sind in Eisenbeton ausgeführt, während die Zwischenstützen im Keller Stampfbetonfundamente erhielten. Alle Stützen der Windrahmen sind mit den Fundamenten verankert, die übrigen Stützen ohne Anker auf ihre Fundamente aufgesetzt.

Nach den neuen feuerpolizeilichen Vorschriften für große Warenhäuser muß in allen Geschossen eine Sprinkleranlage vorgesehen werden. Die Rohrleitungen hierfür sind in den Hohlräumen zwischen Decke und untergehängter Rabitzdecke (vgl. Abb. 3), die Steigeleitung in den Hohlräumen der Stützen (vgl. Abb. 5) untergebracht, so daß Rohrstränge nicht sichtbar sind. Die Anlage ist an das städtische Wasserversorgungsnetz angeschlossen. Die Maschinen und Pumpen für die Sprinkleranlage sind unterhalb des Hofkellers in einem besonderen Tiefkeller untergebracht, dessen Decke gleichzeitig Sohle des Hofkellers ist. Neben dem Maschinenkeller liegt ein Reserve-Wasserbehälter, der sich bei Störungen in der städtischen Wasserversorgung automatisch in das Leitungsnetz der Sprinkleranlage einschaltet. Dieser Behälter kann etwa 120 m<sup>3</sup> Wasser aufnehmen. Der gesamte Tiefkeller ist in Eisenbeton ausgeführt. Die Stahlstützen des Hofkellers stehen auf den Wänden des Tiefkellers. Sohle und Wände des Tiefkellers sind für Erddruck und Wasserdruck berechnet, wobei der Wasserauftrieb bis Unterkante Keller-sohle angenommen wurde. Die Sohle des Sprinklerkellers wurde gleichzeitig für eine gleichmäßige Übertragung der Lasten vom befahrbaren Hof, der Keller-sohle und der Wände des Sprinklerkellers auf den Boden berechnet. Der Hofkeller wurde, entsprechend den größten Wagen der Konsum-Genossenschaft, für Wagen von 14 000 kg Gesamtbelastung berechnet. Während der Ausführung der Eisenbetonarbeiten für den Sprinklerkeller war eine Grundwasserhaltung in Betrieb.

Äußerst schwierig gestaltete sich die Ausführung des neuen Heizkellers. Der vorhandene Heizkeller des Altbaues reicht für die Aufstellung der erforderlichen Kessel zur Beheizung des gesamten Gebäudekomplexes nicht aus. Aus betriebstechnischen Gründen soll jedoch der alte und der neue Heizraum zusammengelegt werden. Infolgedessen mußte zwecks Vergrößerung des vorhandenen Raumes die Giebelwand des alten Gebäudes auf die ganze Länge des Heizkellers zwischen den Stützen  $S_{60}$  und dem vorhandenen hinteren Treppenhaus abgefangen werden. Die

Abb. 9 bis 12 zeigen den Heizkeller in Grundriß und Querschnitten. Die Schwierigkeit bestand darin, die großen Eisenbetonfundamente für die Stützen  $S_{102}$  und  $S_{103}$  mitsamt dem Schornsteinfundament unter der vorhandenen Giebelwand bei vollem Betrieb im alten Warenhaus auszuführen, wobei noch Rücksicht auf die Durchführung der Grundwasserdichtung genommen werden mußte. Die Unterkante der Sohle des Heizkellers liegt etwa 2,50 m im Grundwasser. Ein stückweises Vortreiben von Stollen, etwa 1 m breit, wie es bei Unterfahrung üblich ist, war wegen des inneren statischen Zusammenhangs der großen Eisenbetonfundamente und der gegen Wasserauftrieb armierten Eisenbetonsohle des Kellers nicht möglich. Es mußte unterhalb der Giebelwand genügend Platz geschaffen werden, um die gesamte Fundierung in einem Arbeitsgang konstruktiv durchzuführen. Zu diesem Zwecke wurde die Giebelwand durch Böcke in 1 m Entfernung abgefangen (Abb. 12). Nachdem der obere Teil der Kellerwand abgetragen war, wurde unter den Böcken ein 12 m langer Unterzug aus 2 I P 55 mit je 3 Gurtplatten oben und unten eingebaut und das obere Mauerwerk der Giebelwand hierauf verkeilt. Die Unterstützungspfeiler  $F_1$ — $F_3$  mit ihren Fundamenten und die Überlagsträger bei  $F_1$ — $F_2$  waren vorher fertiggestellt und ergaben das provisorische Auflager für den Unterzug. Hiernach wurden die Steifen und die restliche Kellerwand entfernt, so daß der Kellerraum in der ganzen Länge zwischen  $S_{60}$  und dem alten Treppenhaus frei war. Der Unterzug übernahm die Last der Giebelwand auf der Länge zwischen den Pfeilern  $F_1$  bis  $F_3$  mit Kragarm bis zum vorhandenen Treppenhaus. Im Schutze dieser Abfangung konnten unbehindert das Eisenbetonfundament für die Stütze  $S_{102}$  sowie das große Fundament für die Stützen  $S_{103}$ ,  $S_{49}$ ,  $S_{49a}$  und den Schornstein, welches allein über 800 t Gesamtlast aufzunehmen hat, einschließlich der Dichtung und der armierten Heizkellersohle ausgeführt werden.

Nach Fertigstellung der Fundamente wurden die Stahlstützen  $S_{102}$  und  $S_{103}$  eingebaut und der Unterzug mit denselben verbunden und verkeilt. Jetzt wurden die Hilfsquerträger an den Pfeilern  $F_1$  und  $F_2$  entfernt und der große Unterzug erhielt seine endgültige Belastung. Die

provisorischen Pfeiler  $F_1$  und  $F_2$  wurden ebenfalls abgebrochen. Trotz der Schwierigkeit ging die Ausführung gut vonstatten und in der vorhandenen Giebelwand haben sich nachträglich keine nennenswerten Risse gezeigt. Die Wasserhaltung mußte während des Baues wiederum in Gang gesetzt werden, weil die Ausführung des Sprinklerkellers und des Heizkellers zeitlich in einem Abstand von 6 Monaten geschah. — Besondere Merkmale für den Warenhausbetrieb bei der Konstruktion bilden die

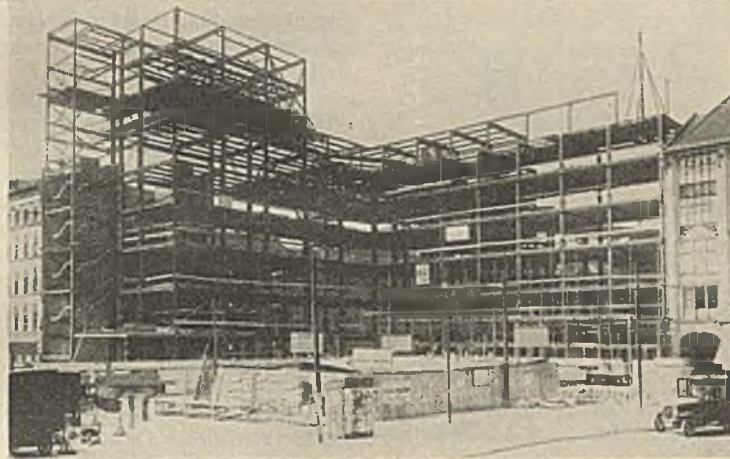


Abb. 8. Montage des Stahlskeletts, vom Oranienplatz aus gesehen.

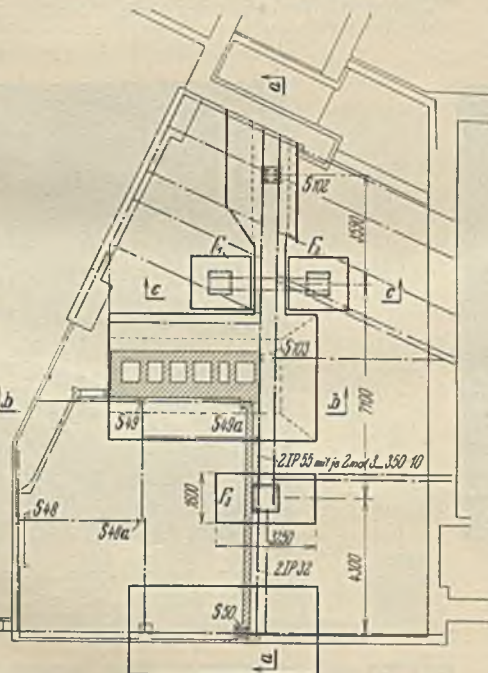


Abb. 9. Grundriß des Heizkellers.

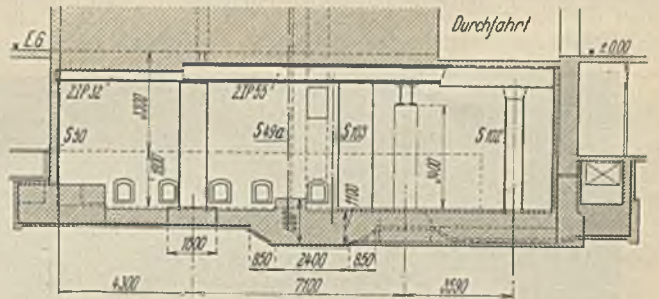


Abb. 10. Schnitt a—a durch den Heizkeller (s. Abb. 9).

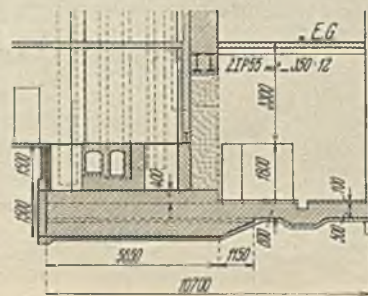


Abb. 11. Schnitt b—b durch den Heizkeller (s. Abb. 9).

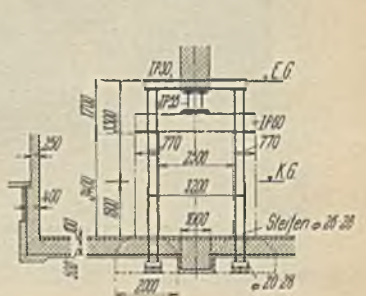


Abb. 12. Schnitt c—c durch den Heizkeller (s. Abb. 9).

provisorischen Pfeiler  $F_1$  und  $F_2$  wurden ebenfalls abgebrochen. Trotz der Schwierigkeit ging die Ausführung gut vonstatten und in der vorhandenen Giebelwand haben sich nachträglich keine nennenswerten Risse gezeigt. Die Wasserhaltung mußte während des Baues wiederum in Gang gesetzt werden, weil die Ausführung des Sprinklerkellers und des Heizkellers zeitlich in einem Abstand von 6 Monaten geschah. — Besondere Merkmale für den Warenhausbetrieb bei der Konstruktion bilden die

Aufhängevorrichtungen für die Reklamebuchstaben; an den Stützen sind Halter aus Flachstahlkonstruktion befestigt, an welchen die Bronzeschienen zur Aufhängung der Reklamebuchstaben befestigt sind (Abb. 13). Solche Vorrichtungen sind im 1. und 6. Obergeschoß vorgesehen.



Abb. 14. Dachgarten-Treppe.

Der offene Dachgarten auf dem Dach über dem 6. Obergeschoß an der Prinzessinnenstraße ist als Restaurationsgarten im Anschluß an den Hauptrestaurationsraum im 7. Obergeschoß vorgesehen. Der Dachgarten ist mit einer Pergola aus Stahlstützen vorgesehen. Um den baupolizeilich erforderlichen zweiten Ausgang vom Dachgarten zu schaffen, ist eine zweigeschossige stählerne Wendeltreppe zu dem tieferliegenden Teil des Daches mit Zugang zur Treppe neben der Durchfahrt vorhanden. Die Konstruktion der Wendeltreppe weicht insofern von der normalen Ausbildung einer Wendeltreppe ab, als die Setzstufen fehlen und die Trittstufen aus durchlöcherter Blechen bestehen, während die äußere Wange nicht aus einem Vollblech besteht, sondern den Stufen entsprechend ausgeschnitten ist.

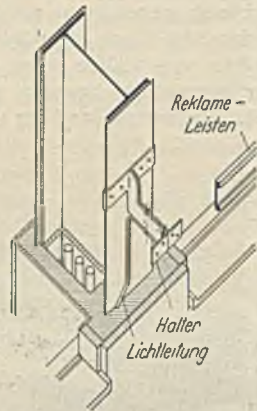


Abb. 13. Vorrichtung zur Befestigung von Reklamebuchstaben.

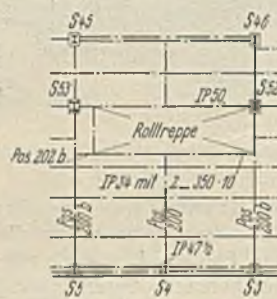


Abb. 15. Nachträglicher Einbau einer Rolltreppe.

eingespannt. Die Spindel ist unten eingespannt und oben frei angenommen unter Berücksichtigung der Einspannungsmomente von den Unterstützungsträgern und der Momente durch Winddruck. Die Spindel besteht aus 4  $\square$  18, die stufenweise, entsprechend dem Treppenlauf, aufhören. In den Etagen erfolgt der Übergang zu den Geschößdecken.

Vom Erdgeschoß bis zum 4. Obergeschoß ist eine einarmige Rolltreppe vorgesehen. Der Einbau dieser Rolltreppe wurde erst beschlossen, nachdem die Trägerlage der Geschosse fertiggestellt war. Es mußte zu diesem Zweck der Unterzug Pos. 200 (Abb. 15) abgeschnitten werden und durch einen neuen Träger Pos. 202b (I P 34 mit 2 Gurtplatten 350/10 oben und unten) abgefangen werden, um die Treppenöffnung zu bilden. Ferner mußten die benachbarten Unterzüge Pos. 200b durch aufgenietete Gurtplatten verstärkt werden. Die Umänderungs- und Verstärkungsarbeiten auf der Baustelle ließen sich bei der Stahlkonstruktion leicht bewerkstelligen.

Die übrigen Treppen im Bau sind als Kunststeintreppen, auf beiderseitigen Wangenträgern aufgelegt, ausgeführt.

Die Montage der Stahlkonstruktion gestaltete sich, wie vorerwähnt, recht schwierig, weil der Abbruch der vorhandenen Wohngebäude nur etappenweise vorgenommen werden konnte, ferner die Ausführung der Fundamente durch die zeitlich auseinander liegende Wasserhaltung für den Sprinklerkeller und den Heizkeller nicht hintereinander geschehen konnte. Z. B. war ein Teil der Stahlkonstruktion bis zum 8. Obergeschoß fertig, während für andere Teile erst die Fundamente hergestellt wurden.

Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion beträgt rd. 1450 t. Bei einem Rauminhalt des Erweiterungsbaues von 56 000 m<sup>3</sup> ergeben sich rd. 26 kg/m<sup>3</sup> Inhalt. Unter Berücksichtigung der großen Spannweiten der Unterzüge und der schwierigen Konstruktionen zur Aufnahme der Windkräfte kann dieses Gewicht als gering angesehen werden.

Die Entwurfsbearbeitung und Bauleitung lagen in den Händen der Architekten BDA Max Taut und Hoffmann, Berlin, und des leitenden Architekten der Konsumgenossenschaft Fr. Wettstein.

Die Anfertigung der Festigkeitsberechnungen und die bautechnische Beratung wurde vom Verfasser unter Mitarbeit von Dipl.-Ing. S. Herz bewerkstelligt.

Die Bauarbeiten wurden von der Berliner Bauhütte G. m. b. H., die Eisenbetonarbeiten für den Sprinklerkeller sowie die Wasserhaltung von der Beton- u. Monierbau AG., Berlin, ausgeführt. Die gesamte Stahlkonstruktion wurde von der Firma D. Hirsch, Eisenhoch- u. Brückenbau, Berlin-Lichtenberg, geliefert und aufgestellt. Die Büroarbeiten für den Stahlskelettbau waren sehr umfangreich, indem über 600 Zeichnungen anzufertigen waren.

Die Abb. 16 u. 17 zeigen zwei Modellbilder, und zwar von der Hauptfront am Luisenufer mit dem aufgestockten alten Warenhaus und von der Front an der Prinzessinnenstraße. Nachdem der Platz vor dem Warenhaus



Abb. 16. Modellaufnahme des neuen Warenhauses (Front am Luisenufer).

Abb. 14 zeigt die fertige Treppe. Die Last der Stufen liegt zur Hälfte auf der äußeren Wange, die viermal im Kreise unterstützt ist. Die Berechnung der schraubenförmigen Wange wurde nach „Beiträge zur Theorie und Berechnung doppelt gekrümmter Freitragler“ von Dr. Seipp durchgeführt. Die Unterstützungsträger für die Außenwange sind an der Spindel

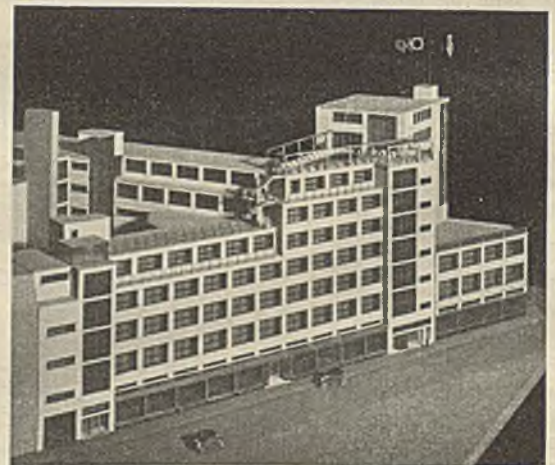


Abb. 17. Modellaufnahme des neuen Warenhauses (Front in der Prinzessinnenstraße).

erweitert und geregelt worden ist, kommt der große, imposante Bau erst recht zur Geltung und trägt in hohem Maße zur Verschönerung des Stadtbildes bei.

Der Bau ist z. Zt. im Rohbau einschl. der Frontenverkleidung mit Granitplatten fertig und geht seiner Vollendung entgegen.

## Verhalten der Stahlkonstruktion und der Steineisendecken bei einer Explosion.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Gerhard Mensch, Beratender Ingenieur V.B.I., Berlin.

### I. Beschreibung des Bauwerkes und der Folgen der Explosion.

Am 3. September 1931 explodierte im Dachgeschoß der Apparatefabriken Treptow der Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft eine Azetylen - Stahlflasche, wodurch bedeutende Gebäudeschäden entstanden. Besonders glücklichen Umständen war es zu verdanken, daß keine Menschenleben zu beklagen waren.

In Abb. 1 ist der Grundriß des betroffenen Gebäudeteiles mit der Anordnung der Pfetten und Binder dargestellt. Wie aus dem Querschnitt Abb. 2 zu sehen ist, sind die seitlichen Abschlußwände als steile Mansarden mit großen Fenstern ausgeführt und die oberen Abdeckungen als flache Dächer mit beiderseitigem Gefälle. Die geknickten Dachbinder werden belastet durch Pfetten, die in dem Teil zwischen den Bindern 1—4 ein hölzernes Sparrendach mit Schalung und untergehängter Rabitzdecke tragen und zwischen den übrigen Bindern eine Abdeckung, bestehend aus einer 6 cm starken Hohlsteindecke mit Glatzstrich und Dachpappe. Die seitlichen steilen Dachflächen sind eingedeckt mit Dachziegeln auf Latten und Schalung und untergespannter Rabitzdecke. Die Geschoßdecken sind durchweg Steineisendecken zwischen Stahlträgern. Die Explosion erfolgte in dem Binderfelde 2—3 (Abb. 1). Ihre Wirkung ist deutlich zu erkennen aus den nachstehend beschriebenen Lichtbildaufnahmen.

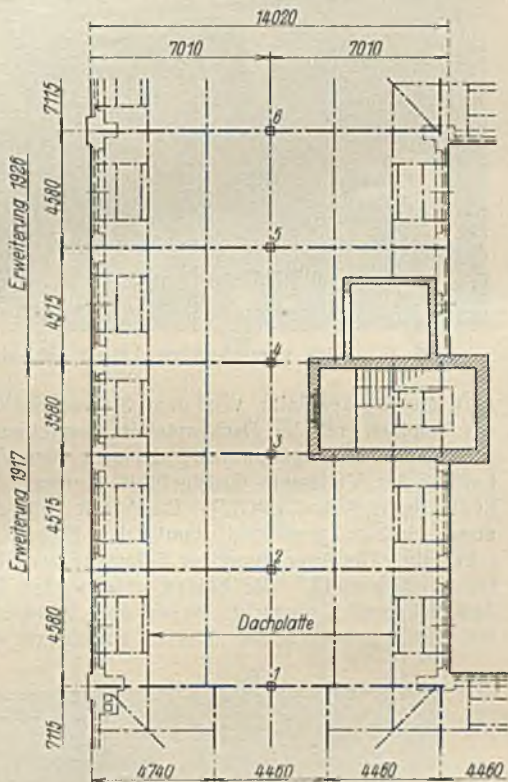


Abb. 1. Grundriß des von der Explosion betroffenen Gebäudeteiles.

auch die Dachziegel fast überall heruntergefallen. Der flache Dachteil mit der 6 cm starken Leichtsteindecke ist anscheinend im Ganzen angehoben worden, aber, wie noch später gezeigt wird, ohne besonders große Zerstörungen wieder auf die unterstützenden Pfetten zurückgefallen.

Bemerkenswert ist in Abb. 3 auch die Wirkung der Explosion auf die Längswand des Gebäudes. Während im 4. Obergeschoß viele Fensterscheiben zertrümmert und in das Innere des Gebäudes gedrückt wurden, sind im 3. Obergeschoß bedeutend weniger Scheiben zerstört und im 2. und 1. Obergeschoß nur noch einzelne. Im Erdgeschoß dagegen sind wieder sehr viele Scheiben zertrümmert und nach außen gefallen. Hier sind sogar die Fensterrahmen teilweise nach außen verbogen, was bei dem letzten Fenster rechts zu sehen ist. Scheinbar ist hier ein Sog aufgetreten.

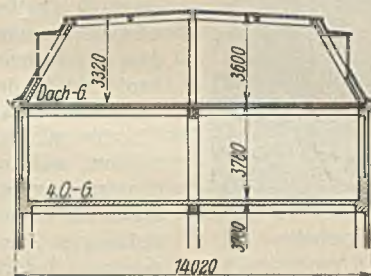


Abb. 2. Querschnitt des betroffenen Gebäudeteiles.

Abb. 4 zeigt den Giebelabschluß an der linken Ecke der Abb. 3. Er bestand aus leichtem Brüstungsmauerwerk und Fenstern, und ist vollständig herausgeschleudert worden. Beim Herunterfallen hat er das Holzdach der daneben stehenden Versandlagerhalle zum Teil durchschlagen, wie Abb. 5 erkennen läßt.

Auf Abb. 4 im Hintergrunde ist noch der äußere gemauerte Eckpfeiler von 2,0 · 0,38 m Querschnitt zu sehen, der durch die Gewalt der Explosion abgesichert und im Grundriß stark verschoben war. Er wurde oben nur noch durch Teile der Dachkonstruktion gegen Herunterfallen gehalten.

In ähnlicher Weise ist der an der gegenüberliegenden Seite stehende, hier nicht sichtbare, gleich starke Pfeiler abgesichert und verdreht worden.

Abb. 4 zeigt weiter, daß die Dachplatte sich von den mit Rabitz ummantelten I-Trägern der stählernen Dachkonstruktion getrennt hat. Bei einem der Dachträger ist die Rabitzummantelung abgefallen.

Abb. 6 gibt einen Blick vom Binderfelde 6—5 nach der Zerstörungstelle. Man sieht auch hier, daß sich die Dachplatte von den Pfetten und Bindern gelöst hat.

### II. Verhalten der Stahlkonstruktion.

Das Tragwerk des Dachgeschosses besteht aus stählernen Bindern und Pfetten. Bei der Explosion hat sich die Eindeckung des Daches von dem Tragwerk getrennt, ohne dieses selbst zu beschädigen. Lediglich ein Kehlträger, der auch in der Abb. 4 zu sehen ist, war beschädigt. Hier handelt es sich um den Träger, bei dem die Rabitzummantelung abgefallen ist.



Abb. 3. Außenansicht der Längswand.

Abb. 3 zeigt die Außenansicht des Gebäudeteiles mit dem zerstörten Dachteil. In dem Binderfelde 2—3, also unmittelbar über der Explosionsstelle, ist das Dach vollständig fortgerissen worden. In dem nächsten schmalen Binderfelde 3—4, gegenüber dem Treppenhaus (vgl. Abb. 1), ist nur die Mansardenfläche vollständig fortgeschleudert, während von dem flachen Holzdachteil der größte Teil liegen geblieben ist. Dagegen ist im Felde 4—5 wiederum der flache Dachteil, hier aus einer Leichtsteindecke bestehend, fortgeschleudert worden. In dem übrigen Dachteile sind sämtliche Fensterscheiben in der Mansardenfläche zerstört und



Abb. 4. Blick in die Gebäudeecke mit Giebelabschluß.

Dieser Träger war bei der Montage nicht ordnungsmäßig eingezogen. Er war im Grundriß etwas gebogen und der Zwischenraum zwischen ihm und dem daneben liegenden schrägen Träger I 14 war bis zur Unterkante mit Beton ausgefüllt. Diese verhältnismäßig große Belastung und die Last der Dachplatte haben den gebogenen I 18 auf Torsion beansprucht. Beim Anheben der Dachplatte durch die Explosion wurde dieser Träger entlastet und beim Wiederherunterfallen der Platte plötzlich wieder stark stoßweise auf Torsion belastet. Dadurch hat er sich verbogen und mußte ausgewechselt werden.

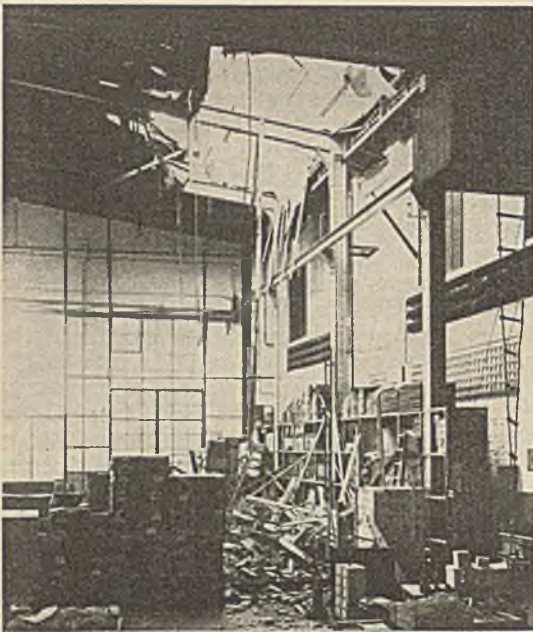


Abb. 5. Blick in die Versandlagerhalle.

waren die Durchbiegungen alle restlos wieder zurückgegangen.

### III. Verhalten der 6 cm starken Steineisenplatte über dem Dachgeschoß.

Wie bereits im Abschnitt I erwähnt, ist unmittelbar über der Explosionsstelle und dicht daneben ein Teil der Dachplatte fortgeschleudert

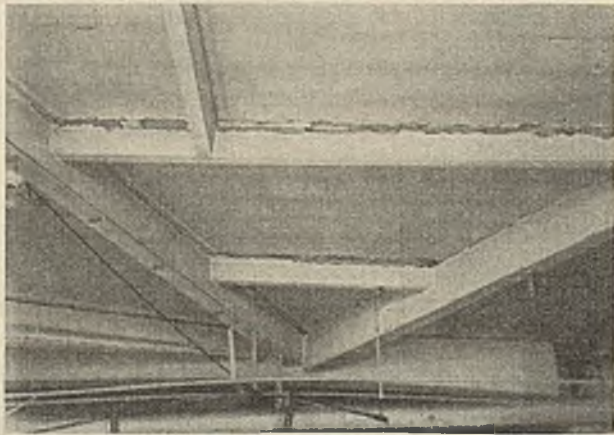


Abb. 7. Die auf den mit Rabitz ummantelten I-Trägern liegende Leichtsteindecke ist nicht in die alte Lage zurückgefallen.

worden. Der ganze übrige Teil der Dachdecke wurde von der Trägerlage abgehoben und ist wieder zurückgefallen. Dabei fiel die Dachplatte nicht überall wieder in die gleiche Lage zurück, was in Abb. 7 deutlich zu sehen ist. Die Beschädigungen der dünnen Steineisenplatte waren verhältnismäßig gering. An einigen Stellen sind sie kaum sichtbar, an anderen deutlicher zu erkennen. Ein glücklicher Zufall ermöglichte, ungefähr zu schätzen, um welches Maß die Dachplatte angehoben wurde; es dürften etwa 20 cm gewesen sein. Aus Abb. 8 ersieht man nämlich, daß der zwischen dem mit Rabitz ummantelten I-Träger und der Dachplatte eingeklemmte Lampenschirm vor der Explosion an der anderen Seite des Trägers hing. Mit der Lampe ist gleichzeitig ein Filzstreifen eingeklemmt worden. Dieses Bild läßt auch die Beschädigungen der Dachplatte erkennen. — Die gesamte Steineisenplatte wurde entfernt und durch eine neue ersetzt. Auch der mit Holz abgedeckte beschädigte Teil hat eine 6 cm starke Leichtsteindecke erhalten.

### IV. Verhalten der 10 cm starken Kleineschen Decke über dem 4. Obergeschoß.

In dem Felde unmittelbar unter dem Explosionsherd waren einige Deckensteine etwas aus der Deckenebene nach unten herausgedrückt. Dieser Teil der Decke mußte selbstverständlich erneuert werden (Abb. 9). An den Stelzungen der benachbarten Felder war längs der unteren Flansche der Deckenträger fast durchweg der Putz abgebröckelt. Außerdem zeigten die Stelzungen in gewissen Abständen senkrechte Risse, die nur vereinzelt bis zur Unterkante der Decke reichten. In zwei Feldern war der Putz im Anschnitt der Voute an die Deckenplatte an verschiedenen Stellen herabgefallen. Durch Nachstemmen wurde festgestellt, daß sich

Nachdem die gesamte Dachdecke entfernt war, wurden die Stahlkonstruktion und ihre Anschlüsse sorgfältig geprüft und dabei festgestellt, daß keine Beschädigungen oder Verbiegungen eingetreten waren. Auch die Deckenträger über dem 4. Obergeschoß hatten unmittelbar unter dem Explosionsherd und in der Nähe wohl starke Durchbiegungen erlitten, was aus den senkrechten Rissen der Trägerstelzungen hervorging, jedoch

waren die Durchbiegungen alle restlos wieder zurückgegangen.



Abb. 6. Blick vom Binderfeld 6—5 nach der Zerstörungsstelle.

dort die Deckenplatte von dem Stelzungenbeton gelöst hatte. — Um die Tragfähigkeit der Deckenplatten beurteilen zu können, wurden Belastungsproben vorgenommen, die nach den Vorschlägen und unter der Leitung des Verfassers durchgeführt wurden. Zur Verfügung stand eine hydraulische Presse von 150 t Druckkraft. Für den vorliegenden Fall war diese viel zu groß und damit das Einhalten bestimmter Laststufen schwierig. Die Anordnung der Belastungsvorrichtung ist auf den Abb. 10 bis 12 dargestellt. Die beiden untersuchten Deckenfelder sind in der Abb. 9 kenntlich gemacht. Neben dem Probefeld 1 war die Deckenplatte mit den durchgedrückten Steinen bereits auf einer Breite von rd. 3 m

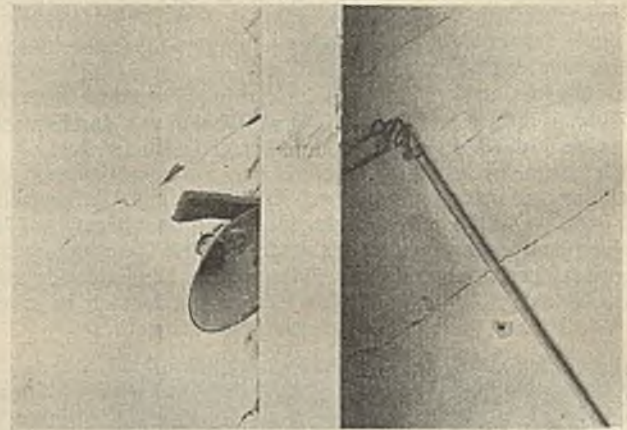


Abb. 8. Der zwischen Träger und Dachplatte eingeklemmte Lampenschirm hing vor der Explosion auf der rechten Seite.

entfernt. Um die Ribbildung besser beobachten zu können, waren die Deckenuntersichten mit Gips geschlämmt worden.

#### Probefeld 1 (Abb. 9 bis 12).

Spannweite der 10 cm Deckenplatte	= 1,50 m
Länge des Deckenfeldes	= 6,50 m
Belastungslänge	= 2,20 m.

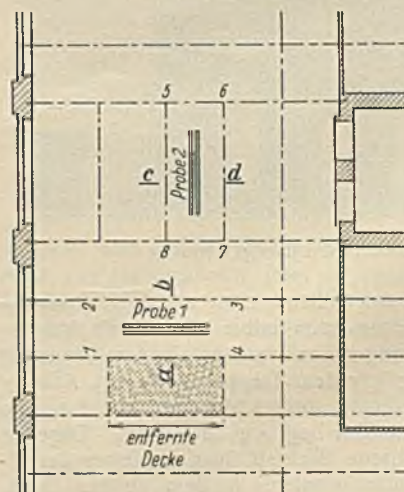


Abb. 9. Lage der Probefelder.

Innerhalb des Probefeldes waren bereits zwei Löcher für die geplante Untersuchung des Nachbarfeldes gestemmt. Diese haben jedoch offenbar die Tragfähigkeit wenig beeinflußt. Die Verformung der Decke war von ständigem Knistern begleitet. Zuerst entstand an der Unterseite der Decke der Rib *a* (Abb. 11), darauf der Rib *c* und dann zeigten sich die Risse *b* im Fußboden (Abb. 12). Unter der größten Last von 14,4 t waren die Risse unter der Presse ungefähr 3 mm breit. Sie verstellten sich zu den Auflagern hin. Es zeichneten sich auch einzelne Deckensteine durch feinere Risse ab. An den Stellen *d* platzte die Gipschlämme in ge-



Abb. 12. Ansicht des Probefeldes 1 von oben.

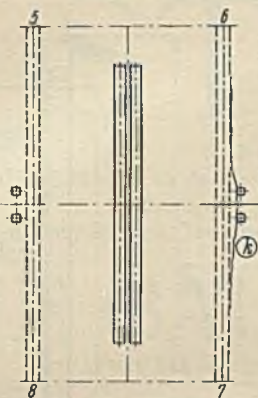


Abb. 15. Ansicht des Probefeldes 2 von oben.

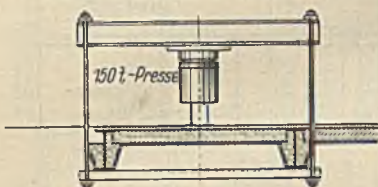


Abb. 10. Querschnitt a-b (s. Abb. 9).

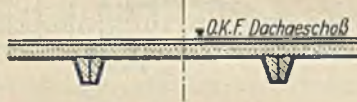


Abb. 13. Querschnitt c-d (s. Abb. 9).

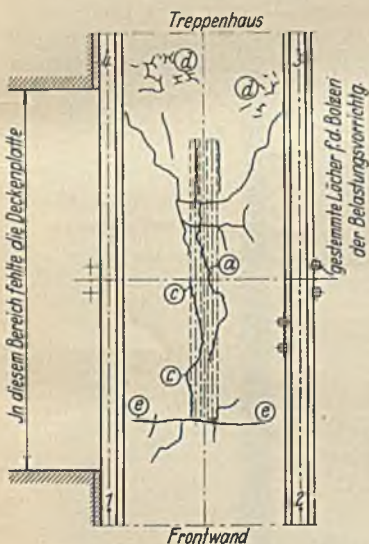


Abb. 11. Ansicht des Probefeldes 1 von unten.

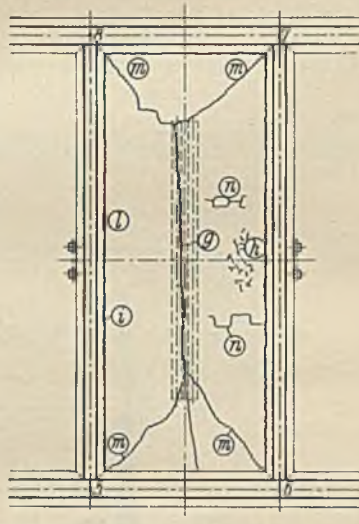


Abb. 14. Ansicht des Probefeldes 2 von unten.

ringem Umfange ab. Zum Fenster hin zeigte ein Riß *e* an, daß die mittragende Wirkung des nicht durch die Träger direkt belasteten Deckenteiles aufhörte. Die Durchbiegung betrug unter der größten Belastung 18 mm.

Der Versuch wurde abgebrochen, nachdem die Träger der Vorrichtung sich soweit verbogen hatten, daß die Gefahr des Abrutschens der Bolzen bestand. Bei der Entlastung ging die Durchbiegung auf etwa 6 mm zurück. Die Risse schlossen sich bis auf etwa 1 mm Breite. Beim Ent-

lasten blätterte der Gips in kleinen Blättchen ab und fiel herunter. In den Stelzungen zeigte sich nirgends ein neuer Riß. Die vorhandenen senkrechten Risse hatten sich nicht vergrößert.

Probefeld 2 (Abb. 13 bis 15).

Spannweite der 10 cm Deckenplatte = 1,50 m  
Länge des Deckenfeldes = 3,60 m  
Belastungslänge = 2,20 m.

Zuerst entstand der Riß *g*, der schnell länger und breiter wurde. Bei *h* blätterte der Gips ab. Zwischen der Stelzung und der Deckenplatte entstand der Riß *i*, der zunächst ungefähr 3 m lang war, sich dann aber bis zu den Ecken der Deckenplatte fortpflanzte. Der im Fußboden aufgetretene Riß *k* (Abb. 15) lag im Nachbarfelde und ging von den Ankerlöchern aus. Bei *m* verästelte sich der Riß *g* und vereinigte sich mit den Rissen in den Stelzungen. Bei *n* waren einzelne Deckensteine durch feine Risse kenntlich. Die Durchbiegung betrug 16 mm bei der größten Belastung von 18,9 t.

Die Entlastung geschah unter auffällig starkem Knistern. Der Gips fiel reichlich ab, aber nur in kleinen Plättchen. Die bleibende Durchbiegung betrug ungefähr 7 mm. Der Riß im Fußboden erstreckte sich auf ungefähr je 1 m Länge nach beiden Seiten. Er schloß sich wieder verhältnismäßig dicht. — Der Versuch mußte abgebrochen werden, da sich die Vorrichtung bedenklich verbogen hatte.

Die größte Last für ein lfd. m Deckenplatte bei Probefeld 1 wurde unter Berücksichtigung von 3 m mittragender Plattenlänge zu 4800 kg/m errechnet. Diese Last hat als Streckenlast gewirkt auf einer Breite von  $\approx 0,5$  m. Sie entspricht, wenn eine teilweise Einspannung angenommen wird, einer gleichmäßig verteilten Nutzlast von  $q = 5500 \text{ kg/m}^2$ .

Das Probefeld 2 hat nach den obigen Angaben bei dem gleichen elastischen Verhalten noch größere Lasten getragen als das Feld 1, da es als vierseitig aufliegende Platte gewirkt hat, und da hier nicht, wie bei dem Felde 1, das eine Nachbarfelde herausgeschlagen war.

Die Decke war berechnet für eine Nutzlast von  $750 \text{ kg/m}^2$  plus 50% für Erschütterungszuschlag, also für eine ruhende Last von  $q = 1,5 \cdot 750 = 1125 \text{ kg/m}^2$ . Da die Probebelastung vollkommen stoßfrei durchgeführt wurde, ist also für Probefeld 1 das Verhältnis der Nutzlast zur Probelast  $1125 : 5500 = 1 : 4,9$ .

Nachdem also durch die Probebelastung festgestellt war, daß die untersuchten Deckenfelder bei fast 5-facher Nutzlast noch teilweise elastisch waren, konnte die Tragfähigkeit der restlichen Deckenplatten als ausreichend angesehen werden.

#### Zusammenfassung.

Bei der Explosion im Dachgeschoß des Fabrikgebäudes hat das Tragwerk für das Dach, bestehend aus stählernen Pfetten und Bindern, keine Beschädigungen erlitten, weil die Dacheindeckung, teils aus Sparren mit Holzschalung und untergehängter Rabitzdecke, teils aus einer Leichtsteindecke bestehend, von der Stahlkonstruktion abgehoben wurde. Auch die Beschädigungen der Decke über dem 4. Obergeschoß waren ganz geringfügig, da sich die Explosion auf sie nur in geringem Maße auswirkte. Der am Bauwerk entstandene Schaden umfaßte lediglich die Wiederherstellung der Dacheindeckung und von  $4,5 \text{ m}^2$  Decke über dem 4. Obergeschoß. — Hätte die Dacheindeckung bei einer anderen Bauweise einen größeren Widerstand geleistet, so wären möglicherweise an der Decke über dem 4. Obergeschoß größere Schäden entstanden und beim Herunterfallen von Material und Maschinen vielleicht noch weitere Decken durchgeschlagen worden.

## Neues Kesselhaus einer Zellulosefabrik.

Von Regierungsbaumeister Sudergath, Mainz-Gustavsburg.

Die deutsche Zellstoffindustrie als ein wichtiger Zweig der chemischen Industrie unterhält durch ihre Holzeinfuhr aus dem waldreichen europäischen Osten einerseits und durch die Zellstoff- und Papieraufuhr ins europäische und überseeische Ausland andererseits einen beachtlichen Teil unserer ausländischen Handelsbeziehungen. Wenn auch der Zwang zur Ausfuhr, der durch die politischen und wirtschaftlichen Verhältnisse heute gegeben ist, oft als schwerer Druck empfunden werden muß, so können diese Ausfuhrmöglichkeiten andererseits auch wieder anderen Industrien durch Neubau bzw. Ausbau bestehender Anlagen neue Impulse geben.

So bot sich beim Um- und Erweiterungsbau des Kesselhauses der Zellulosefabrik Okriftel a. M., der im Jahre 1929/30 vor sich ging, eine Bauaufgabe, die außer den die Betriebseinrichtungen liefernden Firmen vielen Zweigen des Baugewerbes Betätigungsmöglichkeit gab. Beachtenswert dabei ist, daß eine Stahlbaufirma als Generalunternehmerin für die schlüsselfertige Herstellung der baulichen Anlage auftrat. Der Entwurf und die für den Stahlbau typische genaue Verfolgung aller Kräfte des Stahlskeletts, die Abhängigkeit aller übrigen Arbeiten auch in den zeitlichen Dispositionen von der Stahlkonstruktion bringen eine Durchdringung und genaue Kenntnis des ganzen Baues mit sich, die den Stahlbauingenieur sehr wohl befähigen, die gesamte Bauleitung erfolgreich und zum Vorteil der Bauherrschaft in die Hand zu nehmen. In einer Zellulosefabrik dient

der erzeugte Dampf nicht nur der Krafterzeugung, sondern — oft sogar zur Hauptsache — der Zellulosekocherei und der Dampfheizung der Trockentrommeln. Der Um- und Erweiterungsbau einer bestehenden Kesselanlage gestaltet sich infolgedessen, da jede Betriebsstörung vermieden werden muß und im allgemeinen Tag und Nacht gearbeitet wird, nicht einfach.

Im vorliegenden Falle nahm das alte Kesselhaus einen Rechteckgrundriß ein, der in Abb. 1 durch die stehengebliebenen, 51 cm starken Mauern gekennzeichnet ist. Die bestehende Wasserreinigungsanlage — ein besonders wichtiger und umfangreicher Bestandteil, da für die Speisung das ziemlich verschmutzte Mainwasser in Frage kommt — befand sich etwa an der Stelle des neuen Kessels. Das neue Kesselhaus ist bestimmt für die Aufstellung von drei Kesseln, von denen zunächst einer aufgestellt wurde; die beiden alten Kessel blieben vorläufig auch in Betrieb. Der neue Grundriß ist etwa  $23 \times 27 \text{ m}$  groß, die Gebäudehöhe beträgt rund 23 m. Die schwierigen Umbauverhältnisse sowie die Gebäudehöhe gaben für die Wahl von Stahl für das Traggerippe den Ausschlag. Das alte Kesselhaus mußte erhalten bleiben, bis das neue im wesentlichen fertiggestellt war. So konnte für die Tragkonstruktion durch gute Vorbereitung die Baustellenarbeit tunlichst vereinfacht werden. Die Konstruktion besteht aus drei miteinander verspannten Stützenpaaren, die drei Blechbinder

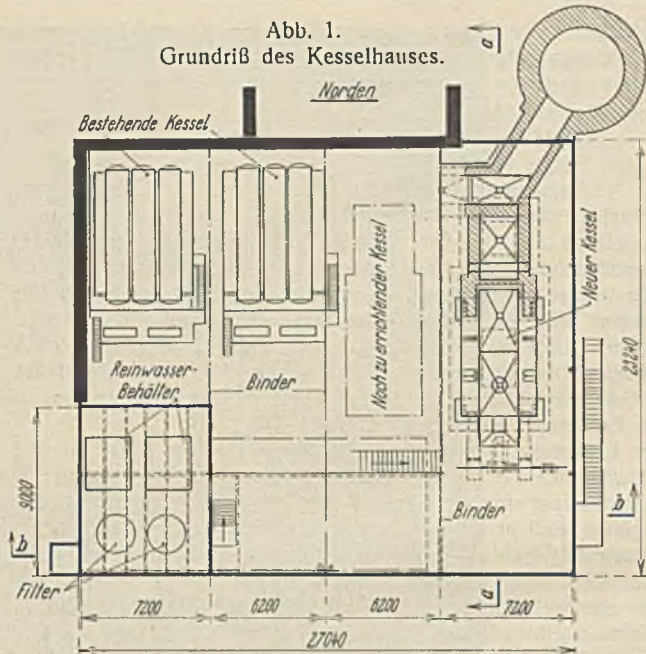
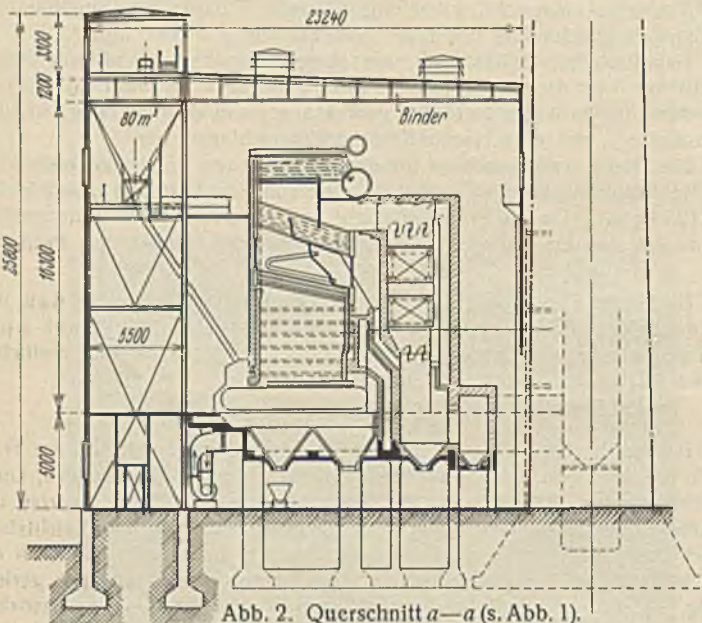
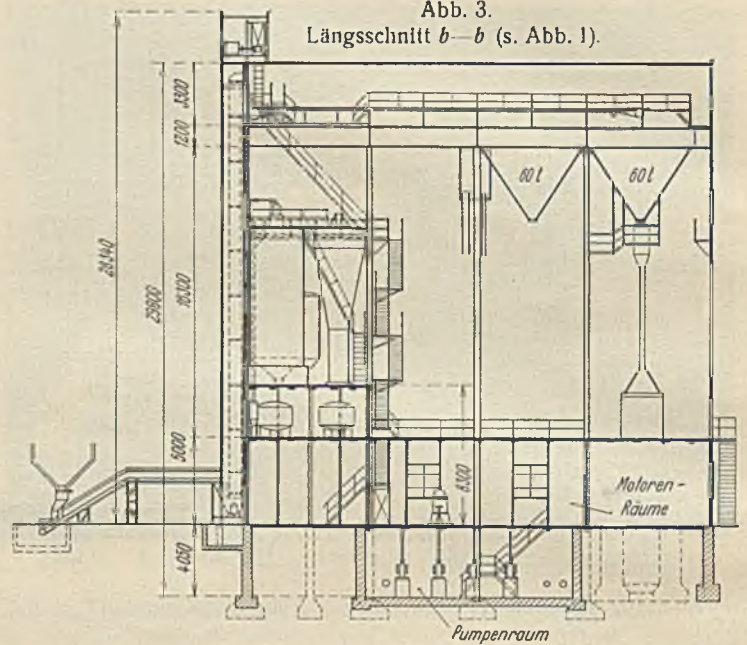
Abb. 1.  
Grundriß des Kesselhauses.Abb. 3.  
Längsschnitt b-b (s. Abb. 1).

Abb. 2. Querschnitt a-a (s. Abb. 1).

tragen (Abb. 2), deren anderes Auflager auf die stehengebliebene Nordwand des alten Kesselhauses hinuntergeführt ist. Die neuen Außenmauern und Zwischenwände sind als tragende Stahlfachwerkwände ausgeführt. Das Dach besteht aus Bimsbetonplatten mit Doppelklebepappe auf Walzträgerpfetten. In Höhe der Bunkerausläufe (siehe darüber weiter unten) ist ein im ganzen Gebäude umlaufender Steg angeordnet, der als waagerechter Rahmen die Übertragung von Windkräften in die Wände übernimmt. Die Gründungstiefe von 4 bis 5 m ergab als zweckmäßig die Ausführung von Eisenbetonsäulen bis zur Höhe des Kesselhausfußbodens, sowohl für die Kessel als auch für die Stahlkonstruktion.

Längs der südlichen Längswand befindet sich im Keller der Pumpenraum (Abb. 3), dessen wasserdichte Wände und Sohle aus Eisenbeton nach vollzogenem Mainstau einem Wasserdruck von 4 m standhalten müssen. Die Decke über dem Pumpenkeller sowie die Bühne über dem darüber befindlichen Motorenraum sind als Trägerdecken mit Betonkappen ausgeführt. In der südwestlichen Gebäudeecke ist die Wasserreinigungsanlage mit ihren zum Teil recht schweren Behältern untergebracht; sie mußte nach Fertigstellung der wichtigsten Rohbauarbeiten so schnell wie möglich betriebsfertig hergestellt werden, damit die alte Anlage dem neuen Kessel Platz machen konnte. Der Übergang vollzog sich ohne Betriebsstockung. Die Herstellung der Betonarbeiten und die Montage der Stahlkonstruktion stießen wegen des weitergehenden Betriebes auf allerlei Hindernisse; so fanden sich mehrfach Rohrleitungen der alten Anlage an Stellen neuer Fundamente, die dann durch entsprechende Konstruktionen in Stahl und Eisenbeton umgangen werden mußten. Zeitlich läßt sich in solchem Fall die Einzelarbeit nicht auf den Tag festlegen; es gelang aber durch geeignetes Ineinandergreifen der verschiedenen Arbeitsprozesse, die gesamte Fertigstellung dem Bedarf entsprechend zu erreichen. Über Motorenraum und Wasserreinigung ist ein Dachaufbau angeordnet, in dem die Kohlenförderanlage untergebracht ist. Ein Becherwerk, das neben dem Aufzug an der Südwestecke des Baues angeordnet

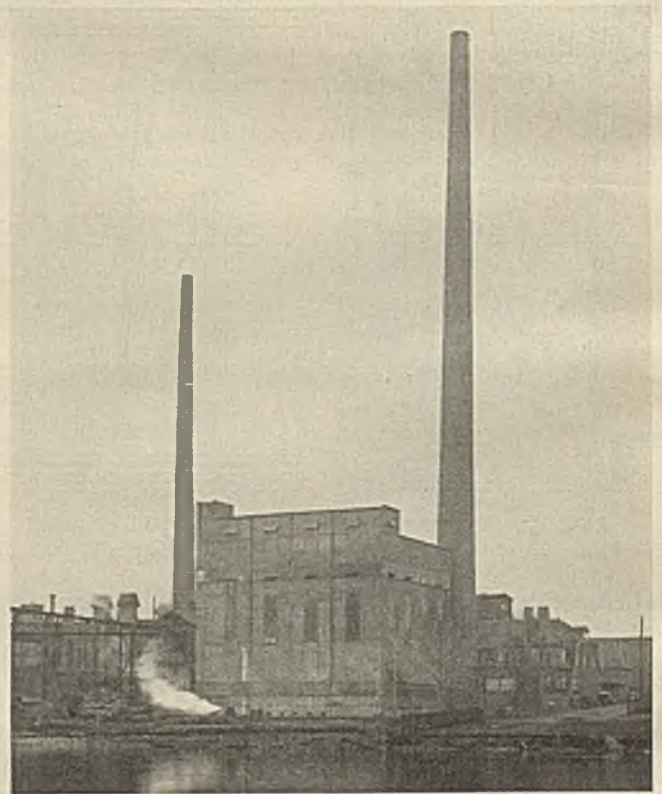


Abb. 4. Das Kesselhaus nach dem Umbau.

ist, beschickt das Förderband in Höhe + 23,5 m. Die Kohlenbunker, von denen zunächst zwei eingebaut sind, haben einen Fassungsraum für je 60 t Kohlen. Am Auslauf ist vor das Abfallrohr zum Kesselrost eine elektrische Waage geschaltet. — Abb. 4 zeigt das fertige Kesselhaus mit seinen zahlreichen Fenstern und Lichtbändern. Außer den Lüftungsklappen sind noch Dachentlüfter angeordnet.

Die Gesamtunternehmung des baulichen Teils sowie Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion von etwa 200 t lag in Händen der MAN, Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg; das Werk Nürnberg der gleichen Firma lieferte außerdem die Förderanlagen und Hebezeuge (Förderbänder mit Nebenanlagen, Becherwerk, Aufzug und Kran im Motorenraum). Die übrigen Arbeiten wurden von ortsansässigen Firmen ausgeführt; die Dachplatten lieferte die Firma Dahm, Neuwied. Die Türen und Tore sind aus Stahl, System Atlas.

Mit den Arbeiten an der Baustelle wurde im September 1929 begonnen; die schlüsselfertige Übergabe fand im März 1930 statt.

**INHALT:** Erweiterungsbau des Warenhauses I der Konsumgenossenschaft für Berlin und Umgegend. — Verhalten der Stahlkonstruktion und der Stahlschleifdecken bei einer Explosion. — Neues Kesselhaus einer Zellulosefabrik.

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.