

II 205, 105

Das 16stöckige Prudentialgebäude in Warschau (Polen)

Von Dr.-Ing. Stefan Bryla

Professor an der Techn. Hochschule in Lwow (Lemberg) Polen

Sonderabdruck aus „DER BAUINGENIEUR“.

Zeitschrift für das Gesamte Bauwesen

XV. Jahrgang 1934, Heft 21/22.

(Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.)

III 295

V"



DAS 16 STÖCKIGE PRUDENTIALGEBÄUDE IN WARSCHAU (POLEN).

Von Dr.-Ing. Stefan Bryla, Professor an der Techn. Hochschule in Lwow (Lemberg) Polen.

Das im Monat Februar des laufenden Jahres zu Ende geführte Gebäude der Versicherungsgesellschaft Prudential in Warschau, welches an der Ecke der Świętokrzyska-Straße und des Napoleon-Platzes errichtet wurde, — ist das höchste Wohnhaus Polens und das zweithöchste Wohnhaus Europas (Abb. 1).

Die Initiative des Baues stammt von Ing. S. L a n d a u; den architektonischen Entwurf hat Ministerialrat Arch. M. W e i n f e l d bearbeitet, der konstruktive Teil lag in den Händen des Verfassers.

Im architektonischen Entwurf wurde folgende Gestaltung des Gebäudes vorgesehen (Abb. 2 u. 3): Die Frontseite längs des Napoleon-Platzes erhielt als Mittelstück den Turm mit einem Grundriß von ungefähr 22×16 m, der sich bis zur Höhe von 13 Stockwerken und darüber auf $15,50 \times 11,50$ m abgesetzt emporhebt. Insgesamt hat das Gebäude mit Erdgeschoß und Keller 19 Geschosse und hat eine Höhe von 66,50 m über dem Bürgersteig. An den Turm schließen sich zwei je sechs Stockwerke hohe Seitenflügel an, der nördliche längs der Świętokrzyska-Straße und der südliche, der mit seiner gesamten Länge an die Nachbargebäude anschließt.

Die Frontbreite jedes Seitenflügels beträgt 5,80 m. Sie sind miteinander mittels zweier Querflügel verbunden; der mittlere ist 12 m breit und 15 m hoch (drei Stockwerke), während der hintere 8 m breit und gleich hoch wie die Seitenflügel ist. Der dadurch entstandene vordere Zwischenraum ist mit einem Glasdach gedeckt, und es befindet sich dort eine Schalterhalle. Der hintere Zwischenraum ist als Hof mit Einfahrt von der Świętokrzyska-Straße gedacht.

Es sind zwei Kellergeschosse vorhanden, in denen sich der Kesselraum, das Kokslager, die Wäscherei und andere Nutzräume befinden.

Berechnungsannahmen. Die ausgeführten Erdbohrungen haben einen verhältnismäßig guten Baugrund von wenig veränderlicher Schichtung aufgewiesen, der eine Belastung von $2,5 \text{ kg/cm}^2$ sicher übertragen kann.

Nichtsdestoweniger erreicht die Belastung in einzelnen Mittelpfeilern des Turmes, ausschließlich infolge vertikaler Lasten 280 t. Der auf den Turm ausgeübte Winddruck wurde in der Berechnung zu 50 kg/m^2 , bis 15 m Höhe angenommen; alsdann wächst der Winddruck linear und erreicht in der Höhe von 30 m 150 kg/m^2 ,



Abb. 1. Das Gebäude kurz vor der Vollendung.

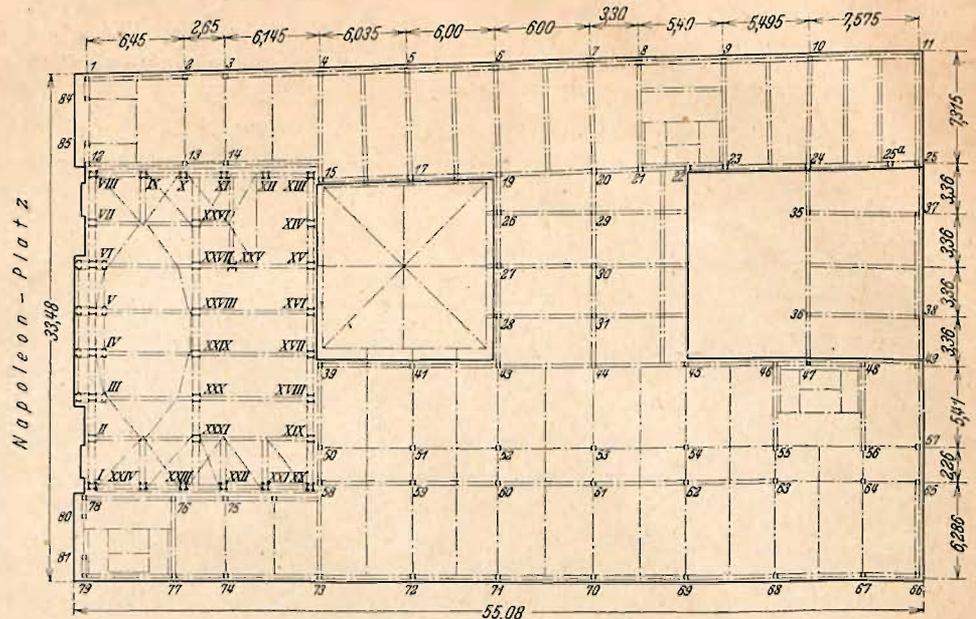


Abb. 3. Grundriß Erdgeschoß.

welche Belastung auch oberhalb 30m Höhe beibehalten wurde. Der Winddruck verursacht also eine Spannungserhöhung, besonders in der zur Front senkrechten Richtung O—W und erreicht in manchen Pfeilern 130 t.

Die gesamte, durch vertikale und horizontale Belastung entstehende Pfeilerbeanspruchung erreicht in einzelnen Pfeilern 313 t.

Fundamente. Dem Charakter des ganzen Gebäudes entsprechend, wurden auch die Fundamente in zwei Einheiten unterteilt (Turm und übriges Gebäude), die voneinander durch eine Dehnungsfuge getrennt sind.

Die Fundamente und die beiden Kellergeschosse sind in Eisenbeton ausgeführt (Abb. 4, 5 u. 6).

Das Fundament des Turmes wurde als eine ebene, 40 cm starke Eisenbetonplatte mit nach oben gerichteten Rippen (1,20 × 1,0 m) ausgeführt. Die Hauptrippen sind senkrecht zur Front durchgeführt. In Plattenmitte wurde noch eine Versteifungsquerrippe ausgeführt, die die Mittelpfeiler verbindet; die gleiche Aufgabe erfüllt am Rande der Platte eine zwischen den Außenpfeilern des unteren Kellergeschosses angelegte Eisenbetonwand, die außerdem noch den Erddruck übertragen soll.

Das obere Kellergeschoß hat keine Wand, doch befinden sich in seinen Außenfeldern kräftige Streben, die den Winddruck übertragen sollen (Abb. 4).

Die Fundamente des fünfstöckigen Gebäudes sind als Einzelplattenfundamente ausgebildet. Der unmittelbar hinter dem Turm sich befindende Fundamentteil mußte gegen die Achse der Randpfeiler wegen der Fundamentplattenauskrägung verschoben werden. Das untere Kellergeschoß wurde deshalb hier als Fachwerkträger mit 1,50 m Auskrägung gestaltet (Abb. 6). Da mit Rücksicht auf die Installationen in der Mitte ein solcher Fachwerkträger nicht angewendet werden konnte, hat man zwischen den obenerwähnten Auskrägungen einen der Form der Drucklinie nach gestalteten, bogenartigen Träger gespannt (Abb. 5).

Lage und Gestalt der Fundamente wurden so gewählt, daß die Druckverteilung möglichst gleichmäßig ausfiel. Zu diesem Zwecke wurden die Pfeiler der südlichen Nachbargrenze zurückgesetzt und eine Rahmenkonstruktion mit ausgekragten Balken ausgeführt. Die Balken wurden bis an die Nachbargrenze ausgekragt, und auf diesen Auskrägungen ruhen die Auflageplatten der Stahlskelettstützen.

Die Gründungssohlen der benachbarten Fundamente sind so gewählt worden, daß ihre Verbindungslinie — den Eigenschaften des Baugrundes gemäß — unter dem Winkel von 4:5 durchgeht.

Während der Enderbeiten wurde infolge der plötzlich eingetretenen Fröste der schnellbindende Alca-Zement verwendet. Im unteren Teile der Turmfundamente wurde zu Isolationszwecken Toxament gebraucht. Auf den Außenwänden des unteren Kellergeschosses, unter dem Turm, ist eine Isolationsschicht aus Toxeuter gelegt worden.

Stahlskelett. Das Stahlskelett besteht wie die Fundamente aus zwei Teilen, und zwar aus dem Turm und den Gebäuden, die gleichfalls durch eine Dehnungsfuge voneinander getrennt sind.

Das Verhältnis zwischen Turmhöhe und -breite beträgt für die Richtung O—W (parallel zur Swietokrzyska-Strabe) 1:4. Für diese Richtung mußten also unbedingt Windversteifungen vorgesehen werden.

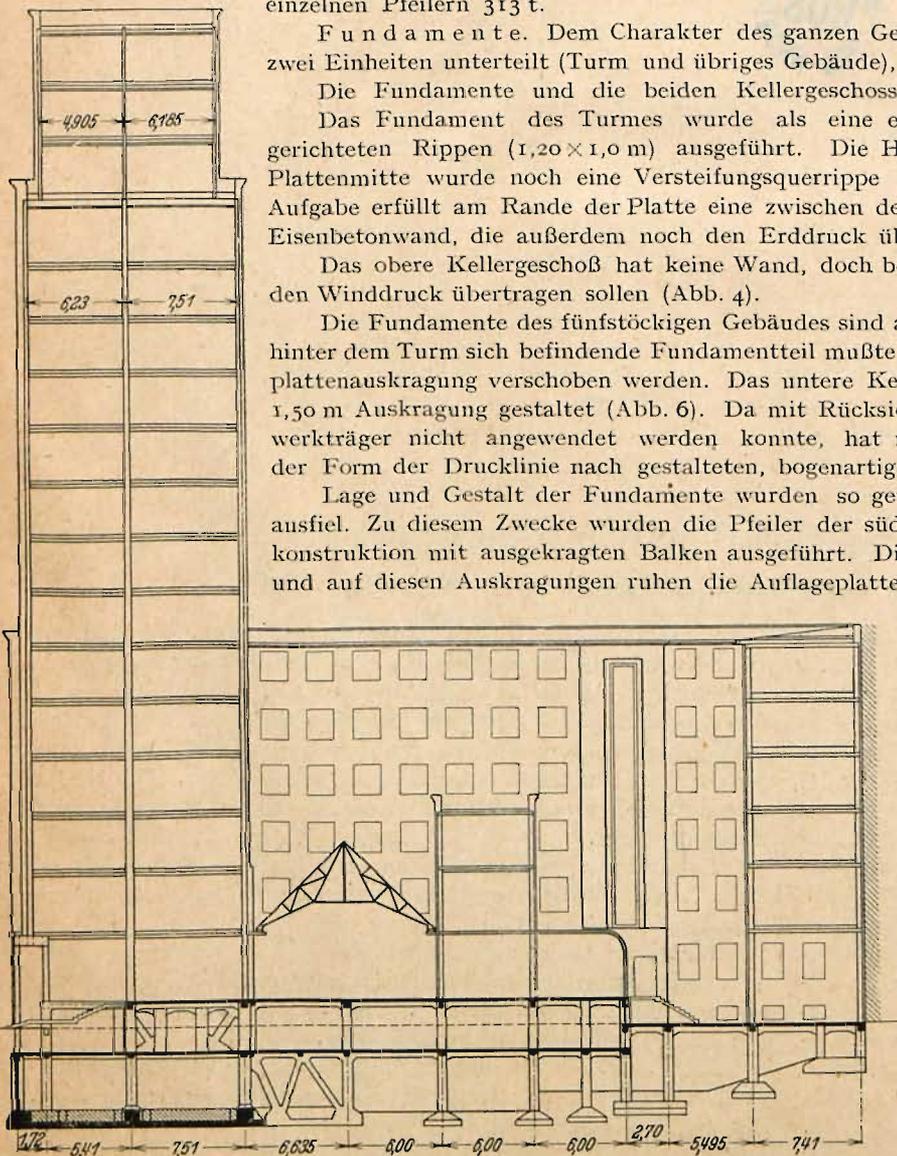


Abb. 2. Vertikalschnitt.

Die Anordnung der einzelnen Geschößgrundrisse schloß die Unterbringung von Windversteifungen inmitten des Turmes aus. Die einzige Möglichkeit war also die, sie in die Giebelwände VIII

diesen Umständen konnten die vertikalen Versteifungsbleche gänzlich herausgelassen werden, die übrigens — mit Rücksicht auf die Wände — nicht angewendet werden durften.

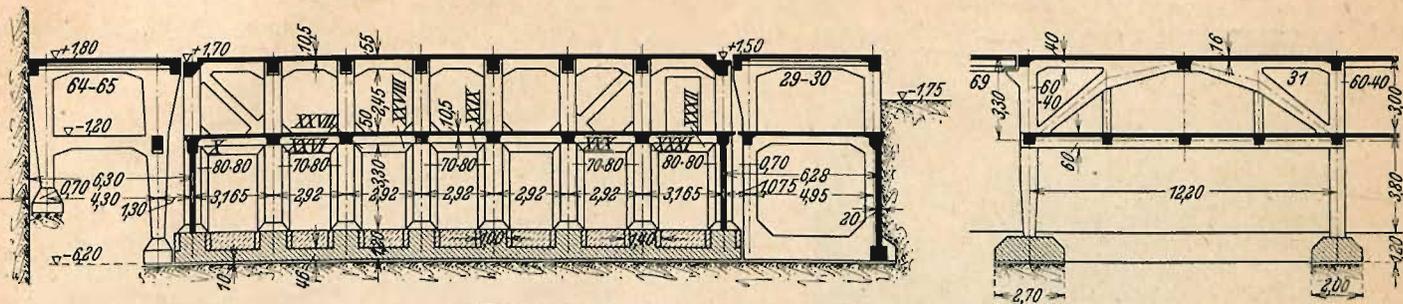


Abb. 4 u. 5. Eisenbetonfundamente. Querschnitt.

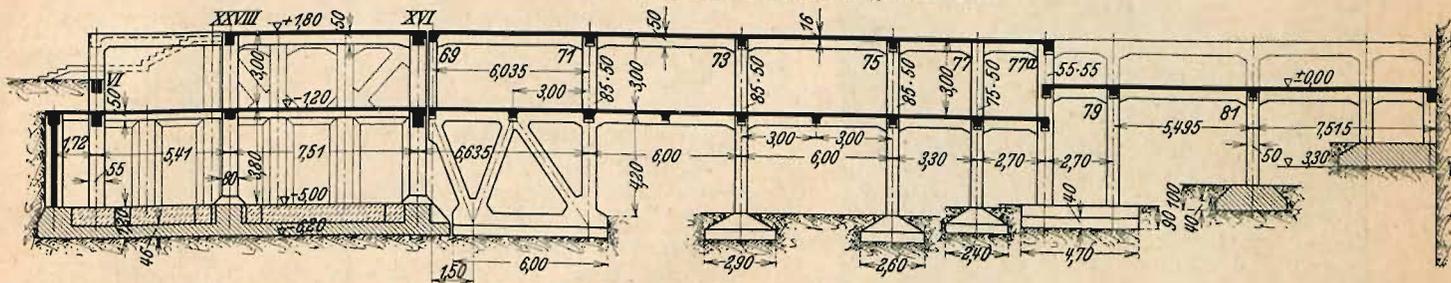


Abb. 6. Eisenbetonfundamente. Längsschnitt.

bis XIII u. XX—XXIV zu verlegen (Abb. 3 u. 8). Da mit dem späteren Anbringen von Fensteröffnungen an beliebiger Stelle dieser Wände zu rechnen war, mußten an Stelle von Diagonalversteifungen Eckversteifungen gewählt werden. Da diese aber eine große Biegnungsbeanspruchung der Pfeiler verursachen, hat man sie derart angeordnet, daß ihre Achsen sich in der Mitte der Säulennachsen kreuzen (Abb. 8 u. 13). Diese Konstruktion wurde konsequent in beiden Wänden durchgeführt und dadurch das Gewicht der Stahlkonstruktion der Wände vermindert.

Die Übertragung des Winddruckes von den breiten Wänden (Abb. 7) — der östlichen und der westlichen — auf die oben erwähnten Versteifungen geschieht in jedem Stockwerk mittels horizontaler Windversteifungen (Abb. 3), die doppelt parabolisch gestaltet sind und rechnermäßig den ganzen Winddruck allein übertragen. Sie sind aus Flacheisen hergestellt und in die Deckenplatte einbetoniert.

Auf der Höhe der Decke des 13. Stockwerkes ist der Turm terrassenartig abgesetzt; es waren daher die Säulen durch starke, aus zwei I NP 50 hergestellte Unterzüge zu unterstützen.

In diesem Turmabschnitt wurden die Windversteifungen in Form eines horizontalen, den Turmgrundriß umringenden Gitters ausgeführt. Das Gitter besteht aus zwei I NP 24 und aus Flacheisen.

Die Stahlskelettkonstruktion des Turmes ist auf den Abb. 7, 8 u. 9 dargestellt. Die Stützen der Reihe N—S sind im allgemeinen in zwei I-Eisen mit 440 mm Abstand ausgeführt, die mittels angeschweißter Blechlaschen untereinander verbunden sind. Die ganze Konstruktion wurde als geschweißt in der Werkstätte und genietet auf der Baustelle ausgeführt. Jedoch sowohl der Lichtbogen wie auch das Azetylschweißen und -schneiden wurde im großen Maßstabe auch auf der Baustelle verwendet.

Die meistbelasteten Stützen sind aus I-Eisen hergestellt, die unten den Durchschnitt eines NP. 47,5 erreichen. Ihre Stöße sind als Längsstöße ausgebildet. Die Stützenfüße wurden auf starken Unterlagsplatten befestigt, deren Stärke 50 mm erreicht. Unter

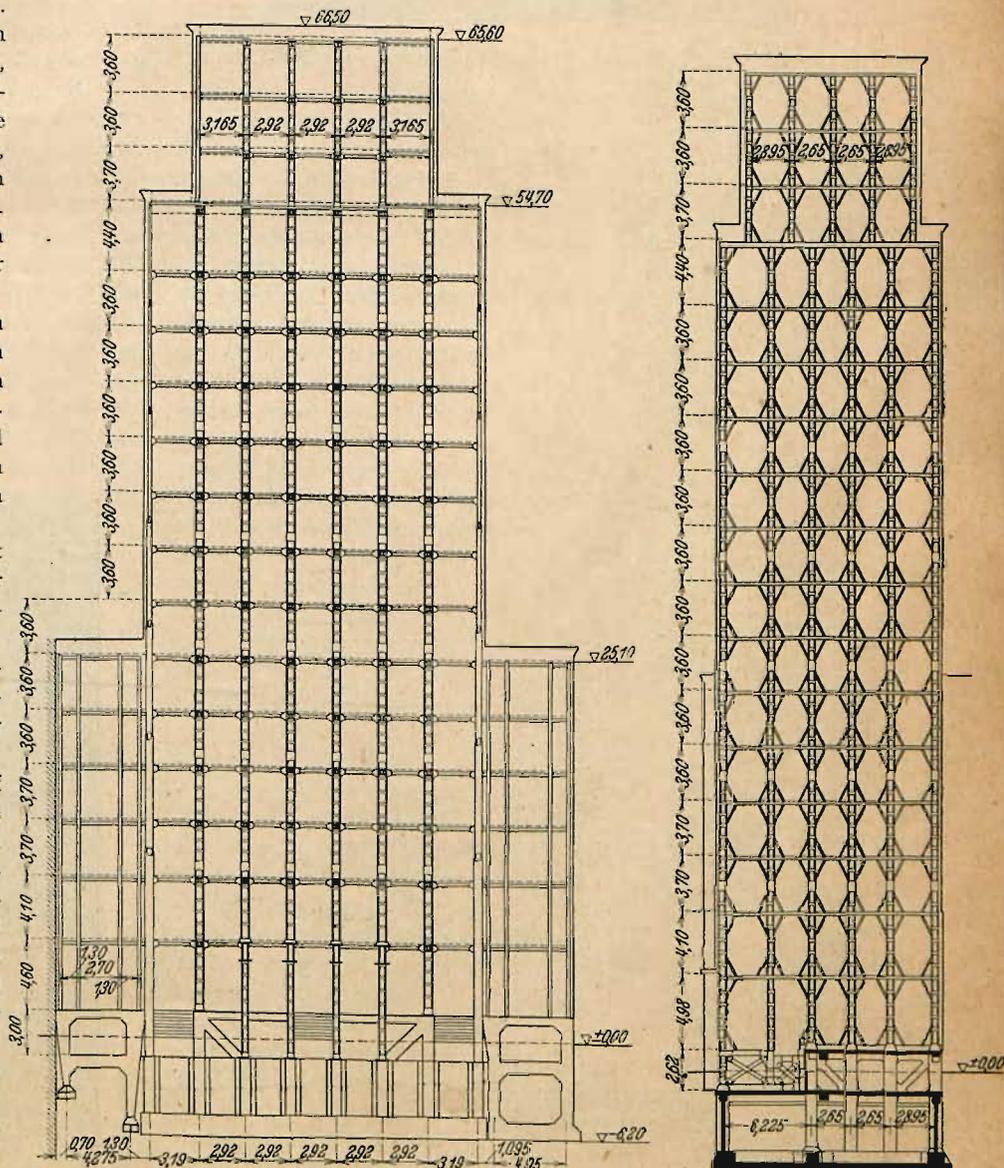


Abb. 7 u. 8. Stahlkonstruktion des Turmes.

Die vier mittleren Frontsäulen sind wie oben gesagt, aus architektonischen Gründen, auf der Höhe des Erdgeschosses in zwei Teile getrennt worden. Die Frontwand tritt zurück und der Eingang ist

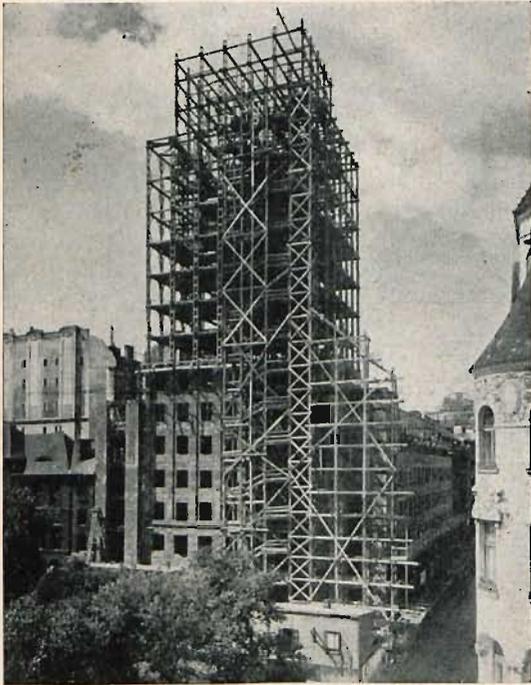


Abb. 9. Stahlkonstruktion des Turmes vollendet.

und je eine Hälfte des unteren und oberen Stockwerkes laufen; außerdem besteht dieses Kreuz aus Trägerteilen, welche von beiden Seiten bis zur Mitte des Trägers reichen, wie auch aus entsprechenden Windversteifungen (Abb. 13).

Im oberen Teile des Turmes befinden sich analoge Elemente, in denen aber die Stützen durch zwei volle Geschosse laufen. Diese Stützen bestehen unten aus zwei I-Eisen und oben aus U-Eisen. Die Träger sind ebenfalls aus zwei I-Eisen eventuell U-Eisen ausgeführt, die Eckversteifungen dagegen sind aus zwei, nach außen gerichteten Winkelleisen hergestellt und an die Stütze wie auch an den Träger angeschweißt.

Der fünfstöckige Teil ist als normale Stahlskelettkonstruktion gedacht, die infolge der geringen Höhe und windgeschützten Lage des Gebäudes keiner Windversteifungen bedarf. Der Abstand zwischen den Pfeilern ist verschieden und beträgt durchschnittlich 6 m in der Längsrichtung der Trakte. Die Stützen sind meistens aus zwei I-Eisen oder zwei U-Eisen hergestellt, die in manchen Fällen mittels Gurtplatten verstärkt wurden. Die Träger sind meistens durchlaufend hergestellt; sie sind in den Stützen zwischen den U-Eisen durchgeführt und auf Winkelleisen und auf den an den U-Eisen Blechträger der Frontsäulen angeschweißten Blechen gelagert.

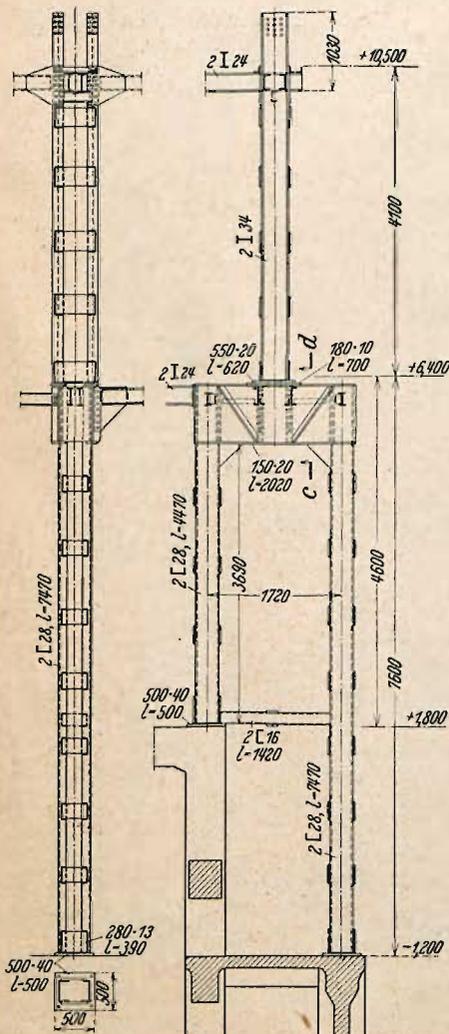
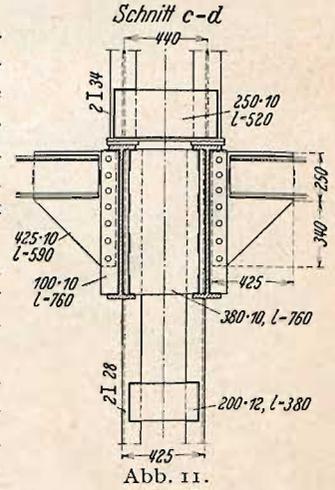


Abb. 10. Frontsäulen.

durch ein Portal verziert. Infolgedessen befinden sich unter jedem oberen Pfeiler zwei untere, die miteinander durch geschweißte Doppelblechträger von oben verbunden sind (Abb. 10, 11 u. 12). Jeder Blechträger trägt einen oberen Pfeiler, der mit 165 t belastet ist. Die Pfeiler sind zwecks Verminderung ihrer freien Länge etwa in der Mitte miteinander verbunden. Jeder Wandträger besteht aus zwei INP 20 bis NP 30 und ist mit den Stützen mittels Knotenblechen verbunden (vgl. Abb. 10 oben).

Das Skelett der Seitenwände des Turmes bildet gleichzeitig die Windversteifungen, was sich desto leichter ausführen ließ, da aus architektonischen Gründen die Stützenabstände gering sind; sie betragen 2,65—2,85m. Die Stützen bestehen aus zwei I-Eisen. Das Montageelement stellte jedoch ein doppeltes Kreuz vor; dieses bestand aus Stützteilen, welche durch ein ganzes Stockwerk

Die geringe zulässige Deckenstärke und die zulässige Biegebeanspruchung berücksichtigt und, wurden die inneren Träger doppelt ausgeführt. Die Träger, auf denen die Außenwände ruhen, sind zwecks bequemer Unterstützung dieser Wände ebenfalls doppelt.

Es gibt jedoch Fälle, in denen die Träger nicht durch die Mitte der Stützen, sondern außerhalb geführt werden mußten. Die Verbindung solcher Träger mit den Stützen wurde mittels vertikaler (zwecks Befestigung des Stegs) und horizontaler (zwecks Befestigung des Flansches) Winkelleisen, die an die Stützen angeschweißt wurden, erzielt. Die Abb. 14 stellt einen Unterzug dar, der aus drei Profilen und zwar zwei U- und ein I-Eisen zusammengestellt ist. Das mittlere I-Eisen ist durch die Mitte der Stütze durchgeführt und die beiden U-Eisen tangieren die Stütze von außen.

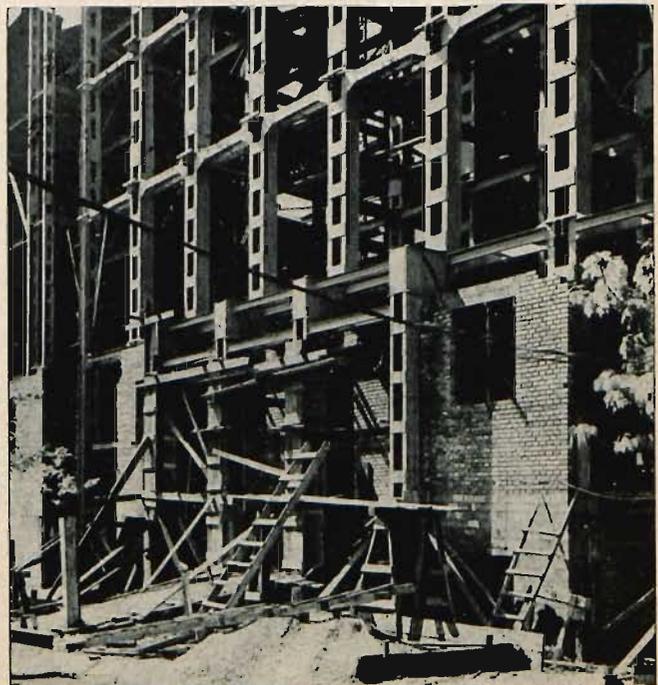


Abb. 12. Frontsäulen während der Ausführung.

mittels einer Mittelsäule, die aus zwei $140 \times 140 \times 23$ mm Winkeleisen ausgeführt ist. An diese Säule sind von oben und von unten Knotenbleche angeschweißt. Die in der Werkstatt ausgeführten Binderelemente sind aus folgenden Profilen hergestellt. Der Obergurt besteht aus $140 \times 140 \times 15$ mm T-Eisen, der Untergurt aus zwei U-NP 14, bzw. aus zwei Winkeleisen $60 \times 60 \times 6$ mm. Die horizontalen Zugstangen wurden erst während der Montage befestigt. Die Auflagerung besteht aus Blechen, die an den Flansch des oberen Gurtes angeschweißt und diagonal versteift sind. Die Pfetten bestehen, infolge beträchtlicher Dachneigung, aus I-NP 16, die durch ein vertikales U-Eisen NP 12 verstärkt sind. Sie sind an den Obergurt mittels entsprechend ausgeschnittener I-NP 22 befestigt. (Auflagerknoten vgl. Abb. 18.)

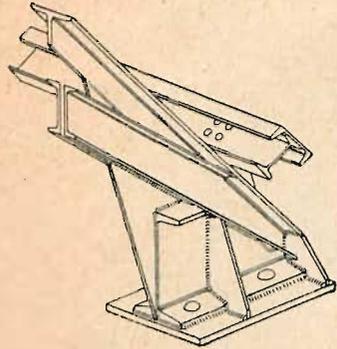


Abb. 18. Auflagerknoten des Walmdaches.

Die Einzelheiten der Treppenkonstruktion sind auf Abb. 19 dargestellt. Mehrmals ist ihre Ausführung durch zahlreiche Krümmungen erschwert, die ohne Schweißverfahren nur mit großer Mühe auszuführen waren. In manchen Fällen wurden die Trägerkurven derart ausgeführt, daß der Träger auf seiner ganzen Höhe, mit Ausnahme eines Flansches, keilförmig ausgeschnitten, gebogen und zusammengeschweißt wurde. Die Schwierigkeiten, die infolge einiger Unstimmigkeiten in der Montage entstanden sind, wurden dank dem Schweißverfahren ohne jeden Anstand beseitigt.

Die gesamte Stahlkonstruktion wiegt rd. 1075 t, davon ent-

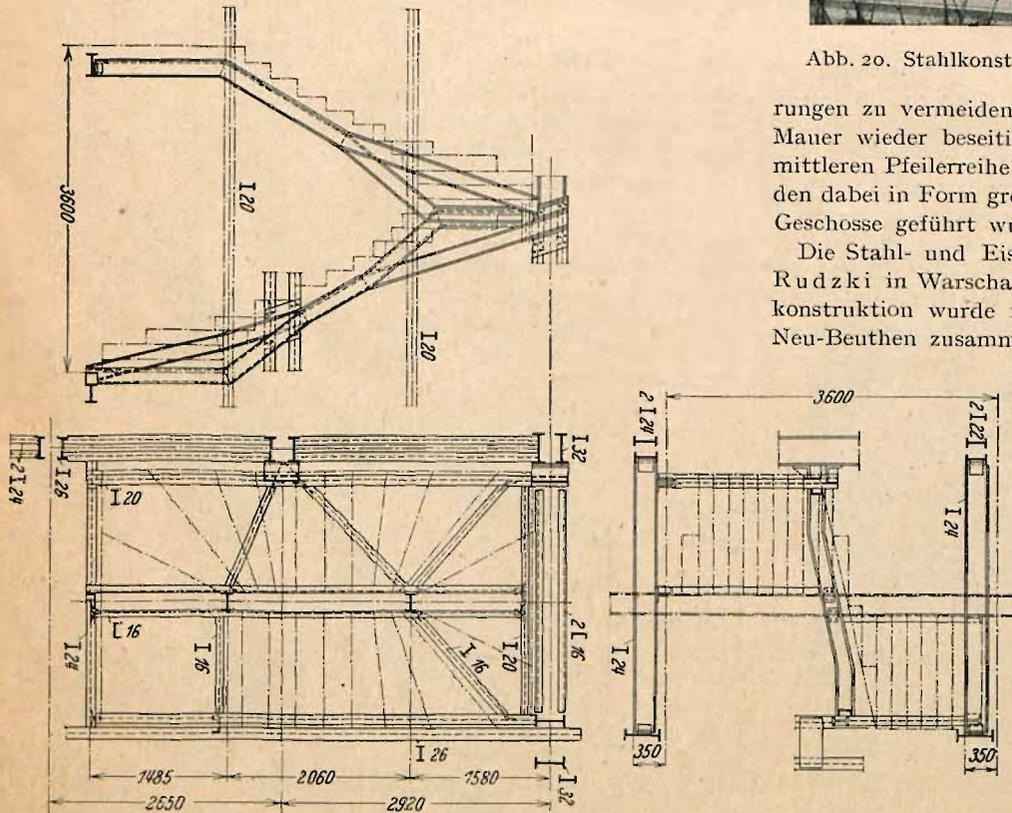


Abb. 19. Treppenkonstruktion

fallen auf die Turmkonstruktion 560 t, auf das fünfstöckige Gebäude 505 t, auf das Dach über der Schalterhalle 10 t.

Die Gewichtsersparnis im Vergleich mit der genieteten Konstruktion beträgt rd. 10%.

Zur Montage der oberen Geschosse wurden Krane mit Hand- und elektrischem Betrieb benutzt. Leichtere Konstruktionsteile,

wie z. B. die gesamte Treppen- und Aufzugskonstruktion wurden mit Hilfe einer einfachen Seilwinde gehoben.

Während der Montage des Gebäudes wurden provisorische Holzversteifungen benutzt, um Deformationen und Erschüt-

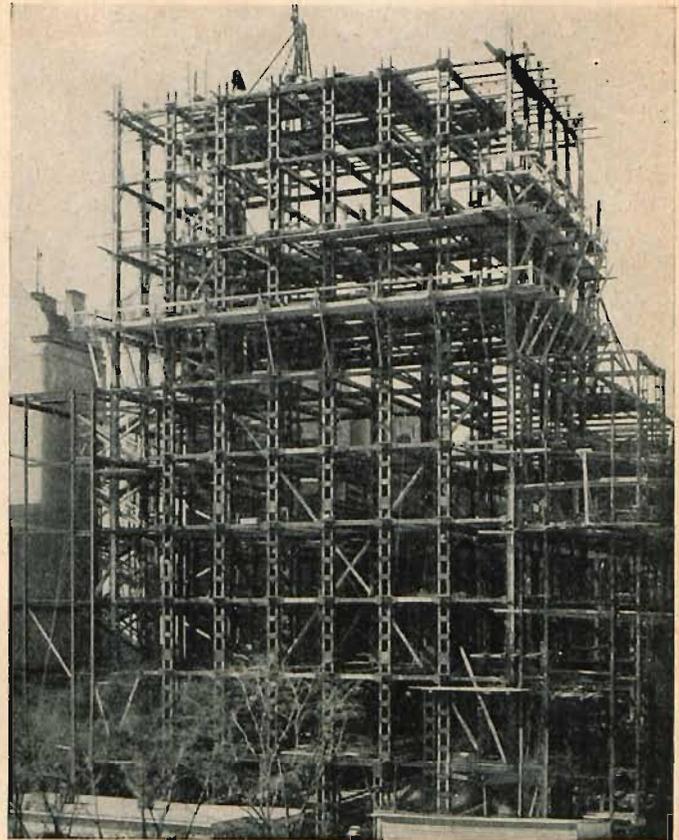


Abb. 20. Stahlkonstruktion des Turmes während der Ausführung.

rungen zu vermeiden. Sie wurden erst bei der Ausführung der Mauer wieder beseitigt. Ähnliche Versteifungen wurden in der mittleren Pfeilerreihe angewendet; die hölzernen Diagonalen wurden dabei in Form großer Querkreuze angelegt, die durch mehrere Geschosse geführt wurden (Abb. 20).

Die Stahl- und Eisenbetonkonstruktion wurde von der Firma Rudzki in Warschau ausgeführt. Etwa eine Hälfte der Stahlkonstruktion wurde in den Werkstätten der Huta Pokoj in Neu-Beuthen zusammengeschweißt.

Die im Laufe der Arbeiten eingetretenen architektonischen Änderungen haben auch einige Konstruktionsänderungen verursacht. Zu diesen gehört in erster Linie die Hinzufügung des 16. Stockwerkes und der Durchgang im Erdgeschoß (von der Świętokrzyska-Straße). An der Stelle dieses Durchganges befanden sich starke Windversteifungen, die jetzt entfernt und anstatt deren andere Elemente, in erster Linie die benachbarte Pfeilergruppe, verstärkt werden mußten. Störende Teile wurden mittels Oxy-Azetylen-Flamme beseitigt. Ein Teil der zu verstärkenden Elemente befand sich schon auf dem Bauplatz, der Rest war noch in der Werkstatt. Der erste Teil wurde mittels Azetylschweißung, der zweite

mittels elektrischer Schweißung verstärkt.

Wegen Hinzufügung des 16. Geschosses wurden einige Stützengruppen, wie auch diejenigen Träger, welche die oberen Stützen trugen und aus zwei miteinander verbundenen I-Eisen bestanden, verstärkt.

Bei dieser Gelegenheit haben sich die großen Vorteile des

Schweiß- und Schneidverfahren, mittels Elektrizität und Azetylen in der Ausführung von Stahlkonstruktionen erwiesen. Zur Ausführung der geschweißten Konstruktion wurden die durch die Firma Perun in Warschau hergestellten Elektroden Forflex, wie auch die Böhlér- und Arcos-Elektroden benutzt.

Die Säulen sind mit Beton ausgefüllt und mit einer 3 cm starken Zementmörtelschicht 1 : 3 verkleidet, die auf folgende Weise angelegt wurde. Zwischen der Mauer und der Stütze wurde ein 3 cm breiter Zwischenraum gelassen und während der Ausführung der Mauer mit Zementmörtel gefüllt. Die Säulen sind von allen Seiten mit Ziegeln umkleidet; die Mindeststärke dieser Verkleidung beträgt 6 cm. Die Außensäulen sind mit einer 2 cm starken Isolierschicht aus Kork ummantelt, die auf einer Ausgleichschicht aus Zementmörtel verlegt ist.

Die Frontwand des Gebäudes wurde mit Steinplatten verkleidet. Bis zur Höhe des ersten Stockes wird Granit und ober-

halb weißer Sandstein verwendet. Der fünfstöckige Teil ist gänzlich mit Steinen verblendet, der Turm dagegen hat nur steinverkleidete Pfeiler.

Der Rohbau wurde im August 1932 beendet. Während dieser Bauperiode wurden auch die Zwischendecken ausgeführt.

Die Zwischendecken wurden anders im Turme und anders im fünfstöckigen Gebäude gestaltet. Die Zwischendecken des Turmes mußten nämlich mit den die horizontalen Windversteifungen bildenden Flacheisen versehen werden, die im Beton versenkt werden mußten. Die Istgedecken wurden hier angewendet. Im fünfstöckigen Teil wurden Decken, System H a n n a , eingebaut.

Zwecks absoluter Wasserdichtheit der Terrassen wurden sie auf doppelten Decken angelegt, was auch eine gute thermische Isolation bildet. Die beiden Decken wurden mit einer Isolierschicht aus Zementmörtel und Kastor bedeckt. Die Höhe einer solchen Doppeldecke beträgt 50 cm.

