

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Geh. Regierungsrat Professor Dr.-Ing. A. Hertwig, Berlin-Wilmersdorf, Sächsische Str. 43

Fernsprecher: 87 7421

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

10. Jahrgang

BERLIN, 21. Mai 1937

Heft 11

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Stahlbauten der neuen Messehallen der Stadt Berlin an der Masurenallee.

Von Dr.-Ing. Hellmuth Bickenbach, Berlin-Halensee.

Der Neubau der neuen Messehallen der Stadt Berlin an der Masurenallee geht seiner Vollendung entgegen. Die Bilder 1 bis 4 zeigen in Ansicht, Grundriß und Schnitten die monumentale Gesamtanlage der Hallen.

Die Hallen sind als Stahlskelettbauten in genieteteter Bauart ausgeführt, und zwar entsprechend den statischen Berechnungen derart, daß die Stützensaumauerung sich selbst trägt, während die Stahlglieder imstande sind, alle übrigen Belastungen allein aufzunehmen. Die Stahlkonstruktion und die Ausmauerung erhalten in den Frontwänden eine Verkleidung aus Würzburger Muschelkalk, während die Ehrenhalle auch in einem Teil ihrer Innenwände mit Kalkstein verkleidet wird. Die Ausmauerung und die Verkleidung müssen infolge der Innigen Verbindung mit dem Stahlskelett der Formänderung der Stahlteile folgen und beteiligen sich daher naturgemäß an der Aufnahme der Belastungen der Stahlstützen im Verhältnis der gegenseitigen Elastizitätswerte. Da Erfahrungen über eine derartige Verkleidung im wesentlichen nur bei Geschoßbauten mit aussteifenden Zwischendecken vorliegen, war dieser Bauweise besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden.

Zunächst mußten die heute bei Geschoßbauten oft verwendeten, verhältnismäßig dünnen Steinplatten von 3 bis 5 cm Dicke ausschneiden, weil sie für die auftretenden Spannungen als ungeeignet angesehen werden mußten. Mangels irgendwelcher Vorschriften über Zugspannungen im Mauerwerk zur Zeit der Entwurfsbearbeitung wurden zur Sicherung der Werksteinverkleidung die einzelnen Bauteile daher so entworfen, daß unter der der Wirklichkeit entsprechenden Annahme einer Beteiligung des Mauerwerks an den Formänderungen der Stahlglieder höhere Zugspannungen als  $15 \text{ kg/cm}^2$  in der im übrigen nur sich selbst tragenden Ausmauerung und Verkleidung nicht auftreten. Die Dicke der Werksteine wurde also unter Berücksichtigung praktischer Gesichtspunkte nach der Höhe der für das Mauerwerk ermittelten Druck- und Zugspannungen jeweils für alle in Frage kommenden Bauteile bemessen. Somit wurden vielfach Werksteine von 10, 15 und 20 cm Dicke verwendet, während bei einzelnen, nur geringen Formänderungen ausgesetzten Wandflächen auch eine Dicke von 6 cm als ausreichend erachtet wurde (Bild 5).

Die Anordnung erfolgte nach dem Versatzplan derart, daß die schwächeren Platten in bestimmten Abständen tiefer greifende Binderschichten von 15 bis 20 cm Dicke erhalten, deren Steine untereinander und mit der Hintermauerung verankert sind und mit ihr einen regelrechten Verband bilden. Im übrigen sind die einzelnen Werksteine, wie üblich, durch Ankerdrähte, die zum Teil durch Bohrlöcher im Steg der

Stahlstützen geführt sind, zum Teil hakenförmig um die Flansche herumgreifen, untereinander und mit der Stahlkonstruktion verbunden und bilden so einschließlich der Hintermauerung mit den Stützen ein einheitliches Ganzes. Da nichtrostendes Material nicht verfügbar war, mußten für die Werksteinverankerung leider verzinkte Stahldrähte verwendet werden.

Wegen der Empfindlichkeit der Werksteinverkleidung gegen Formänderungen des Stahlskeletts wurden, um schädliche Spannungen in der Ausmauerung und seiner Bekleidung zu verhindern, zur Verminderung der Verformung infolge der Windkräfte die Stahlbauteile so bemessen, daß für den Belastungsfall 1 und 2 der Hochbaubestimmungen die zulässige

Spannung für Handelsbaustahl von  $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$  möglichst ausgenutzt ist mit der Einschränkung, daß bei denjenigen Stahlteilen, die in den senkrechten Wänden liegen und die allein oder nur zum Teil durch Windkräfte beansprucht werden, die Spannung infolge Windkräfte allein  $\sigma_{w,zul} = 600 \text{ kg/cm}^2$

nicht überschreitet. Da der waagerechte Windrahmen in der Untergurtebene der Dachbinder der Ehrenhalle mit den Rahmenriegeln in den senkrechten Wänden zusammenwirkt, ist er ebenfalls nach der genannten Festsetzung bemessen.

Diese Stahlbauteile dürfen also durch Windkräfte allein nur

bis  $600 \text{ kg/cm}^2$  beansprucht werden, während als Gesamtbeanspruchung aus allen Lasten  $1400 \text{ kg/cm}^2$  zugelassen und nach Möglichkeit ausgenutzt ist. Durch diese Maßnahme hat sich zwar das Stahlgewicht des Bauwerks um wenige Prozent erhöht, jedoch wurde damit eine unvergleichlich höhere Steifigkeit der Konstruktion erzielt, die vor allem der Werksteinverkleidung und damit dem Ansehen des ganzen Bauwerks zugute kommt. Es sei daran erinnert, daß die Vorschriften für Brückenbauten für Windverbandglieder und bei Rahmen, wenn diese nur von Zusatzkräften beansprucht werden, auch eine Spannungsbeschränkung vorschreiben. Übrigens war zur Zeit der Entwurfsbearbeitung und der Werkstattarbeiten von den Vorschriften zur Stahlersparnis und von einer Abänderung der Hochbauvorschriften bezüglich Spannungsänderungen im Stahlbau noch nichts verlautet, die damals sicherlich eine grundlegende Projektänderung zur Folge gehabt hätten.

Bezüglich der Nietanschlüsse der Stäbe, die für  $\sigma_{w,zul} = 600 \text{ kg/cm}^2$  bemessen sind, genügte es, da die Verformung von der Spannung im Stabanschluß unabhängig ist, sie für eine zulässige Scherspannung  $0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ kg/cm}^2$  und für einen zulässigen Lochleibungsdruck  $2 \cdot 1400 = 2800 \text{ kg/cm}^2$  zu bemessen. Bei den Stützenstößen wurde



Bild 1. Modellaufnahme.

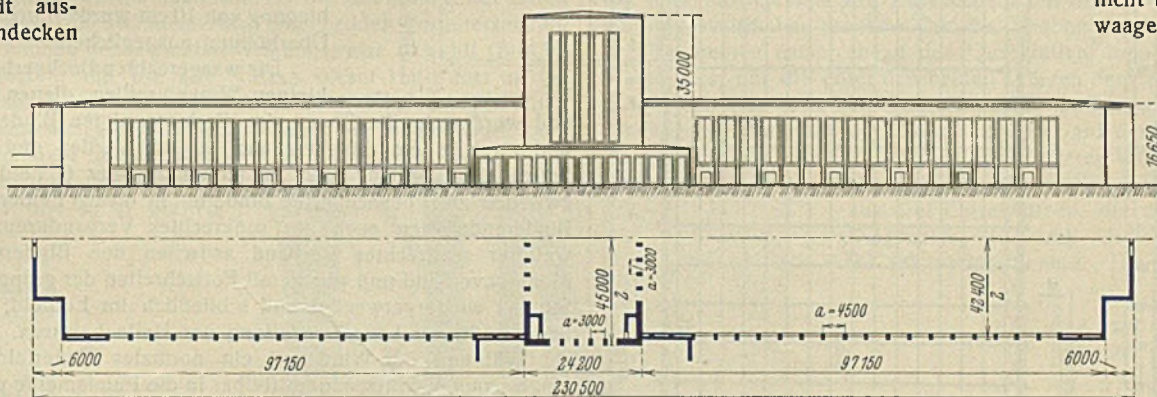


Bild 2. Ansicht und Teilgrundriß der Hallen.







der Ankermuttern jede Absellung, so daß die Montage bei beiden Hallen rasch und ohne Zwischenfälle vonstatten ging. Nach der Verschraubung der Sturz- und Brüstungsträger wurde dann wieder gruppenweise Binder um Binder, jeder in drei Teilen an seinem Stützenpaar angeliefert, am Boden in den Stößen vernietet, an den Stützen hochgezogen und durch Verbände, Pfetten und Deckenträger festgelegt.

Mußte schon bei der Bauart und der Bemessung der 17 m hohen Seitenhallen auf die Windkräfte besondere Rücksicht genommen werden, so waren bei der ebenfalls ohne aussteifende Geschoßdecken ausgebildeten Ehrenhalle mit 39 m hohen Stützen und einer Firsthöhe von mehr als 35 m über Gelände diese Kräfte und die durch sie möglichen Verformungen ausschlaggebend. Das eingangs über die Ausmauerung und die innere und äußere Verkleidung Gesagte erforderte hier also besondere Beachtung. — Die Auswahl des Systems wurde, wie bei einem derartigen Repräsentativbau nicht anders möglich, durch architektonische Belange entscheidend mitbestimmt. Der Stützenabstand von 3 m war durch die Fensterteilung gegeben, die großen Fensterhöhen ohne statisch wirksame Queraussteifung waren für die Knick-

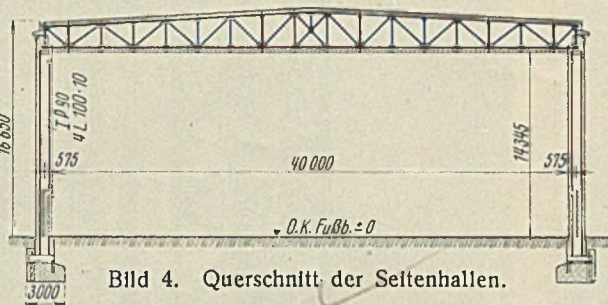


Bild 4. Querschnitt der Seitenhallen.

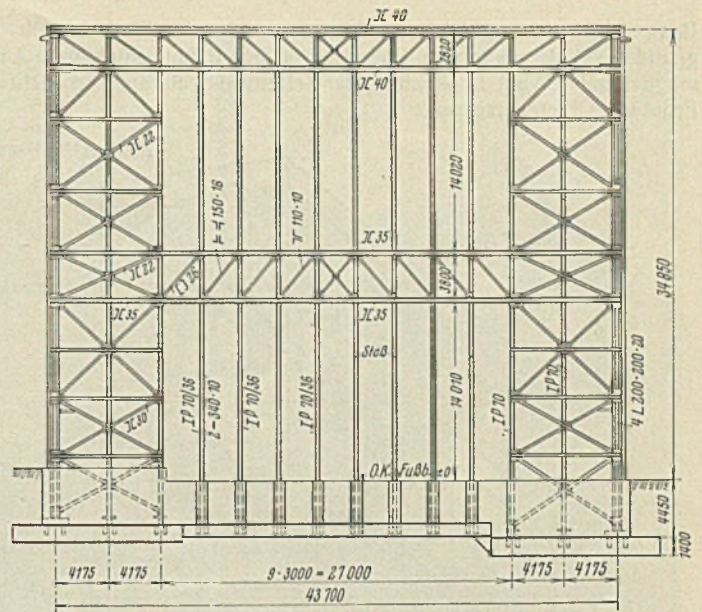


Bild 4a. Schnitt der Ehrenhalle.

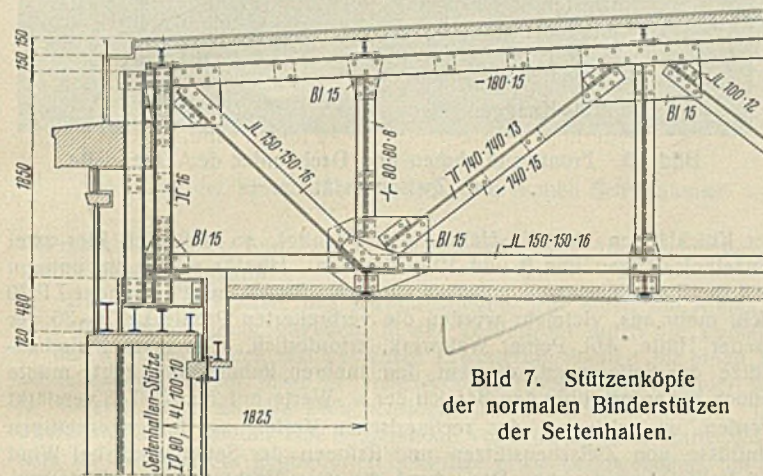


Bild 7. Stützenköpfe der normalen Binderstützen der Seitenhallen.

längen der Stützen ebenso bestimmend wie für die Anordnung der unten erwähnten Riegel in den Außenwänden. Nach eingehenden Voruntersuchungen wurde ein Rahmenbau der folgenden Wirkungsweise gewählt (Bild 9).

Die Zwischenstützen, die wie alle Stützen dieser Halle fest in den Fundamenten eingespannt sind, lehnen sich mit ihren Köpfen gegen einen allseitig geschlossenen waagerechten Windrahmen, der in der Untergurtebene der Dachbinder liegt und ringsum parallel zu den Außenwänden verläuft. Den Winddruck auf die 45 m breiten

Seitenwände leiten dann die in der Vorder- und Rückfront angeordneten senkrechten Fachwerkrahmen in die Fundamente, während der Wind auf die rd. 24 m breiten Frontwände von den senkrechten Rahmen in den Seitenwänden aufgenommen wird.

Die Dachbinder sind auf den Stützen der Seitenwände gelenkig gelagert. Sie wirken gegen die Gurte des senkrechten Rahmenriegels recht feingliedrig und sind nach den gleichen Gesichtspunkten ausgebildet wie die der Seitenhallen (Bild 10). Ihr erster Untergurtstab dient gleichzeitig als Pfosten des waagerechten Windrahmens, der somit auch zum Deckenträger der Abschlußdecke wird. Der Außengurt des waagerechten Windrahmens wird durch die Untergurte der oberen Rahmenriegel der senkrechten Rahmen gebildet, bei deren Bemessung auf diese Zusatzkraft Rücksicht zu nehmen war.

Für die Aufnahme des Winddrucks auf die Frontwände durch die Seitenwandrahmen stand außer dem oberen, über den seitlichen Fenstern liegenden Riegel von 2,85 m Systemhöhe noch ein Fachwerkzwischenriegel zur Verfügung, dessen Lage und Höhe mit 3,80 m durch den Dachbinder der anschließenden Seitenhalle und durch die Fensterstellung bestimmt wird. Die Gurte der Rahmenriegel bestehen aus  $\square$ -Profilen, je nach den Momenten  $\square$  40 bzw.  $\square$  35, in deren Spreizung die Breitflanschprofile I P 70 der Rahmenstiele und der Zwischenstützen hineinpassen, die gleichzeitig als Riegelvertikalen dienen. Für die Streben der Rahmenriegel reichten im allgemeinen entsprechend den Querkraften doppelte, gleichschenklige Winkel aus, nur die unter den beiden äußeren Fensteröffnungen liegenden Diagonalen des mittleren Rahmenriegels mußten wegen des unten beschriebenen Einflusses der Zwischenstützen auf den mittleren Riegel aus  $2 \square 26$  bzw. aus stärkeren Winkeln gebildet werden. Die Rahmenstiele des Seitenwandrahmens bestehen aus drei Einzelstützen, die durch gekreuzte steife Diagonalen, je nach der Querkraft  $2 \square 22$  bis  $2 \square 30$ , verstrebt sind. Die vier Eckstützen des

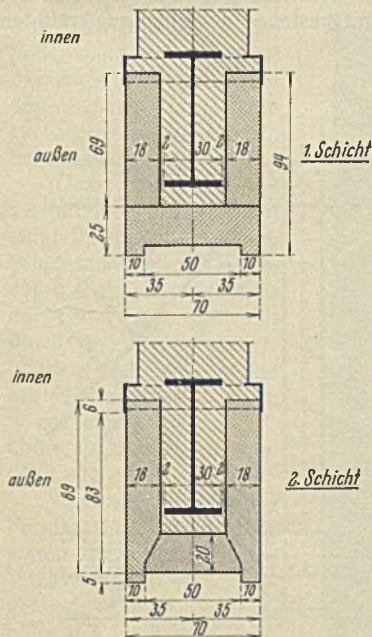


Bild 5. Werksteinverkleidung und Ausmauerung einer Zwischenstütze der Ehrenhalle.

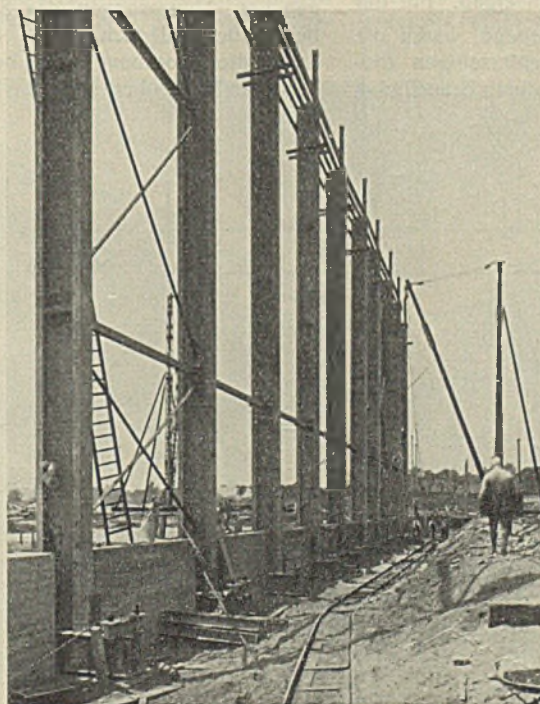


Bild 8. Aufstellung der Seitenhallenstützen mit dem Schwenkmast.

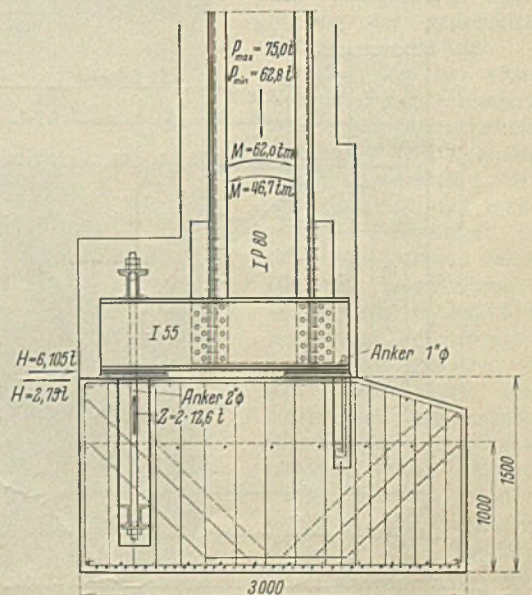


Bild 6. Verankerung der normalen Binderstützen der Seitenhallen.



Bauwerks sind als gegliederte Stützen aus je vier Winkeln 200 · 200 · 20 gebildet, da sie als in zwei Ebenen wirksame Rahmenstiele gute Anschlußmöglichkeit sowohl in Richtung der Seitenwand als auch in Richtung der Frontwand bieten müssen.

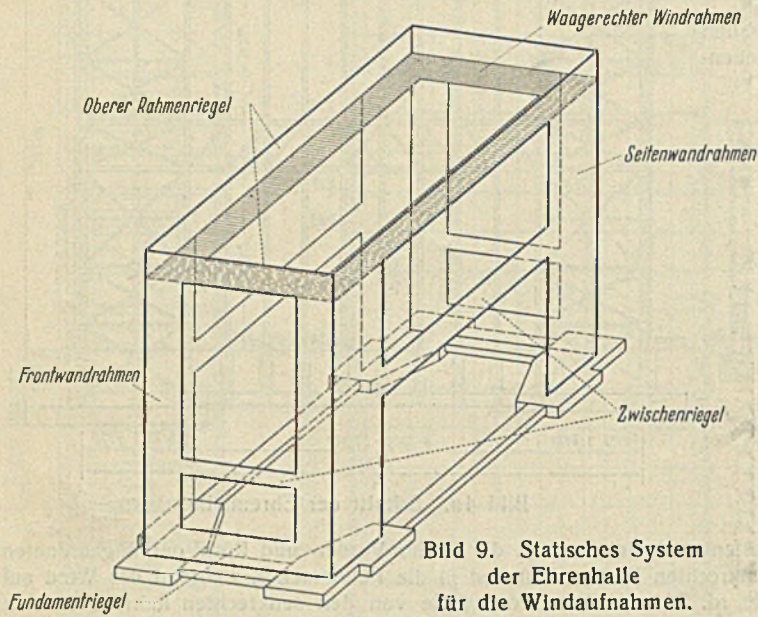


Bild 9. Statisches System der Ehrenhalle für die Windaufnahmen.

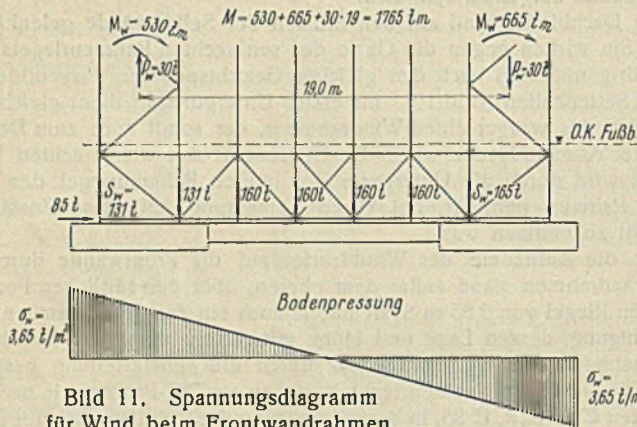


Bild 11. Spannungsdiagramm für Wind beim Frontwandrahmen.

Bei der Festsetzung der Knicklängen der Zwischenstützen der Seitenwand war für das Ausknicken über die X-Achse der Abstand von Oberfläche Fundament bis zum waagerechten Windrahmen in der Untergurtebene des Dachbinders maßgebend. Die Einspannung im Fundament wurde nach Euler durch eine Ermäßigung der Knicklänge um  $\frac{1}{4}$  berücksichtigt, so daß sich eine Knicklänge  $s_{kx}$  von 27,3 m ergab. Für das Ausknicken über die Y-Achse, also in der Seitenwandebene, waren die Systemmitten der Rahmenriegel maßgebend. Die beiderseitigen Einspannungen im Fundament und in den Riegeln wurden durch Ermäßigung

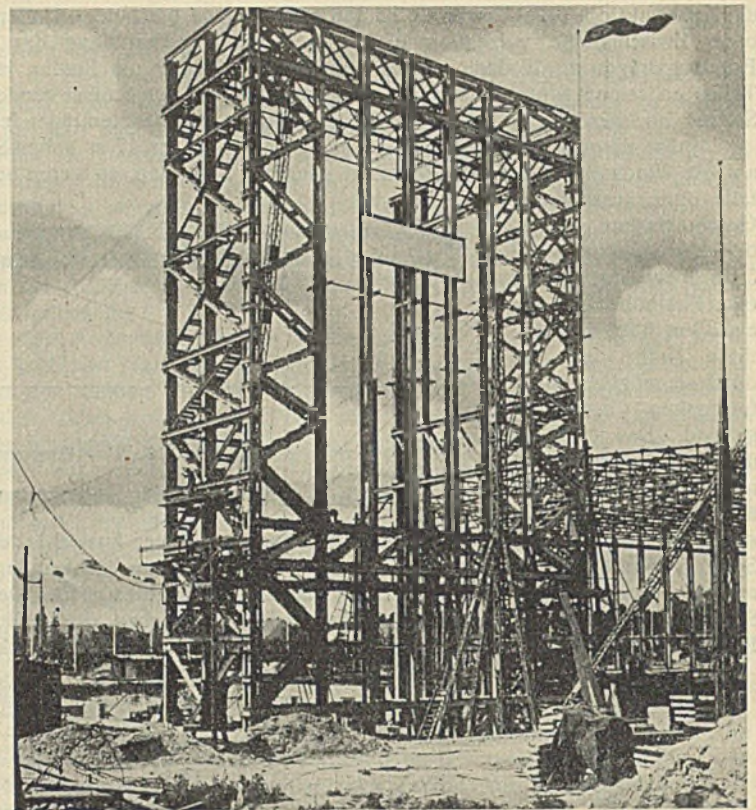


Bild 10. Frontwandrahmen und Dachbinder der Ehrenhalle mit Zwischenstützen.

der Knicklängen um die Hälfte berücksichtigt, so daß sich hier zwei Einzelknicklängen von 9 und 10 m ergaben. Hierfür reichte im unteren Teil der Zwischenstützen zwischen mittlerem Riegel und Fundament IP 70 nicht mehr aus, vielmehr wurden die verbreiterten Profile IP 70 · 36 der Ilseder Hütte, Abt. Peiner Walzwerk, erforderlich. Die erste Zwischenstütze der Seitenwand, die auf den inneren Rahmenstiel folgt, mußte jedoch außerdem über den Bereich der  $\omega_y$ -Werte mit  $2 \square 360 \cdot 8$  verstärkt werden, wie sich bei der rechnerischen Verfolgung der gegenseitigen Einflüsse von Zwischenstützen und Rahmen der Seitenwand bei Wind auf die Frontwand ergab. Denn durch die starre Verbindung von Zwischenpfeiler und mittlerem Rahmenriegel wird die Durchbiegung des Riegels als Glied des Rahmens wirksam gehemmt. Die dadurch erhöhte Steifigkeit des mittleren Riegels bedeutet eine Entlastung der Rahmenstiele, jedoch andererseits eine größere Beanspruchung des Riegels und zugleich eine zuzügliche Normalbelastung der entsprechenden Zwischenstützen.

Für die Frontwandrahmen, die den Winddruck auf die 45 m breite Seitenwand in die Fundamente überzuleiten haben, wurde bei den gegebenen Abmessungen das System der Seitenwandrahmen im Prinzip beibehalten. Jedoch wurde die Einspannungsebene der Rahmenstiele durch die Anordnung eines besonderen stählernen Fundamentriegels um rd. 3,5 m nach oben verlegt. Die Riegel bestehen auch hier aus kräftigen

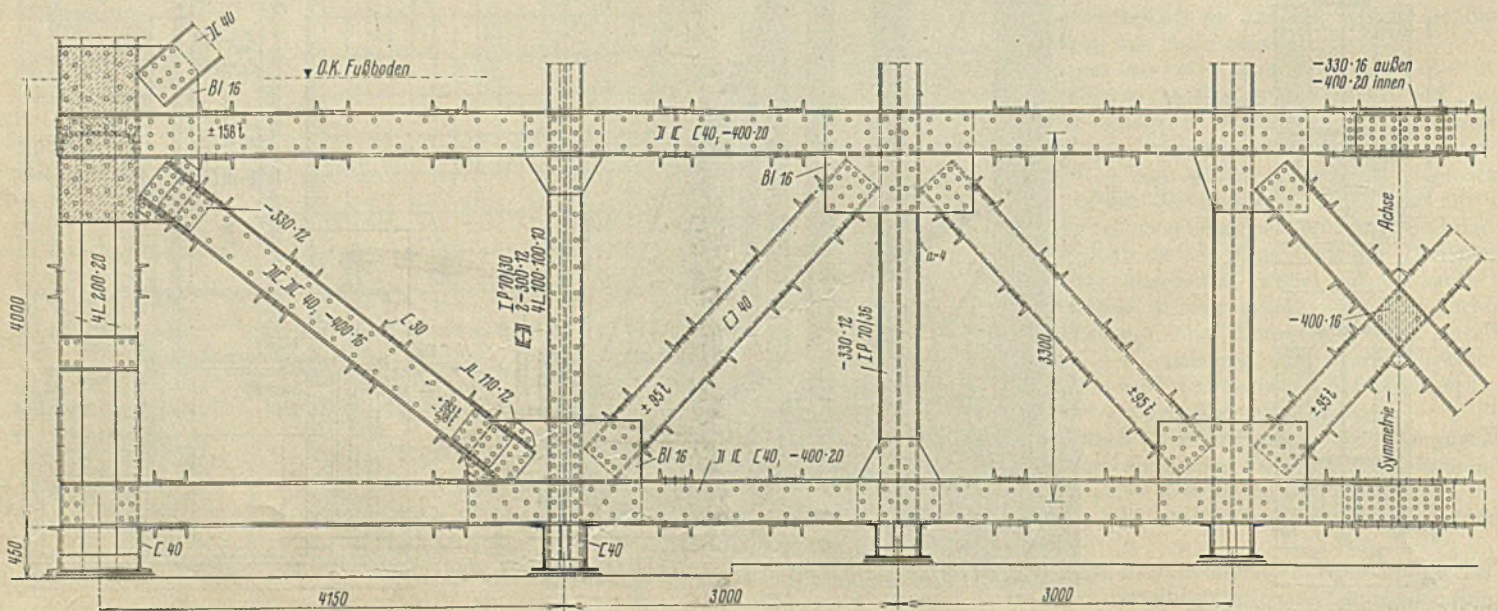


Bild 12. Fundamentriegel der Frontwandrahmen der Ehrenhalle.



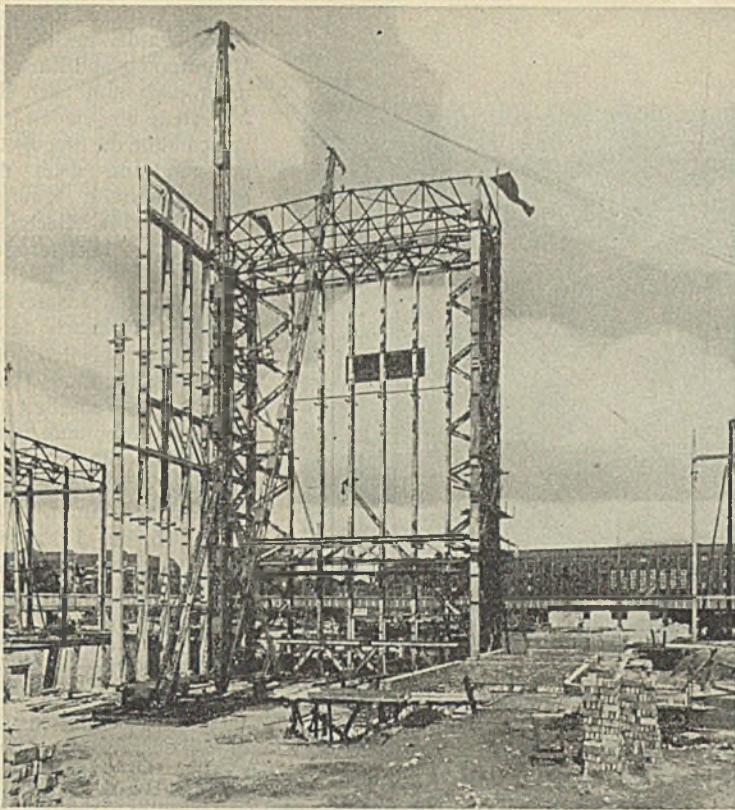


Bild 13.

Montage der Ehrenhalle mit dem 42 m hohen Schwenkmast.

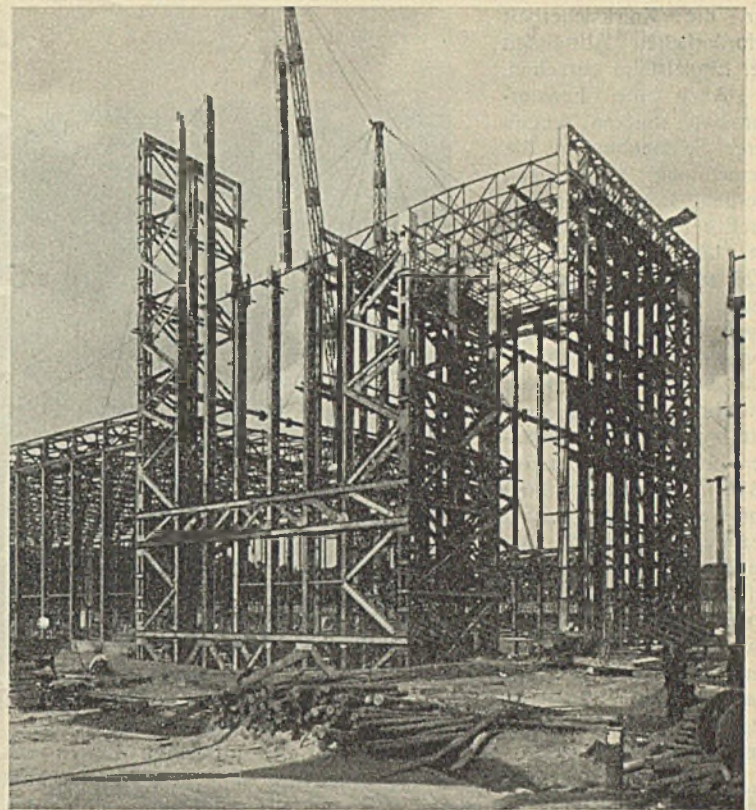


Bild 14.

Einfädeln eines Stützenoberbels in der Rückfront der Ehrenhalle.

C-Profilen mit 70 cm Spreizung für die Peiner Stützen, die gleichzeitig die Rahmenpfosten darstellen.

Die Lage und Höhe des Zwischenriegels war durch die Anbauten und die Fenstertellung gegeben, in der Vorderfront durch die Vorhalle, in der Rückfront durch die geplanten Erweiterungsbauten für einen anschließenden Festsaal, also in verschiedenen Höhen untereinander und in anderer Höhe als die Zwischenriegel des Seitenwandrahmens. Der obere Riegel hat wieder eine Systemhöhe von 2,85 m, seine Gurte  $2 \times 40$  sind im Obergurt zur gegliederten Eckstütze etwas herabgezogen, um die rechtwinklig zu ihnen anschließenden Obergurte des Seitenwandriegels vorbeizulassen. Seine Diagonalen bestehen den Kräften entsprechend aus Doppelwinkeln, in der Rahmenecke aus  $2 \times 32$ .

Der mittlere Rahmenriegel hat eine Systemhöhe von 2 m, sein Gurt ein Grundprofil von  $2 \times 40$ , die Diagonalen bestehen aus Doppelwinkeln und in den Rahmenecken aus  $2 \times 40$  mit Beilage. Wegen des auch hier verfolgten Einflusses der Zwischenstützen auf die Steifigkeit des Rahmenriegels und die dadurch bewirkte größere Beanspruchung mußten an den Riegelenden sowohl die Gurte als auch die Diagonalen mit Verstärkungsblechen versehen werden.

Übrigens ist, wie bei dem mittleren Riegel der Seitenwand, der Untergurt des Zwischenriegels über den Fensterausparungen als Sturzträger zusätzlich belastet.

Der Fundamentriegel verteilt die gesamten in einer Richtung wirkenden Windmomente von 1765 tm auf die Fundamentkörper der Frontwand, die nun durch den Riegel so verbunden sind, daß sie für die Windeinflüsse als ein zusammenhängender Gründungskörper wirken (Bild 11).

Für die Bemessung des Fundamentriegels (Bild 12) waren die Kräfte infolge Wind natürlich ausschlaggebend. Seine Systemhöhe beträgt 3,30 m, sein Gurtquerschnitt, der für ein Moment von 522 tm

zu bemessen war, besteht wieder aus  $2 \times 40$  mit außen auf den Steg aufgelegten Blechen von 20 mm Dicke.

Für die Diagonalen waren  $2 \times 40$  erforderlich, für die Eckdiagonalen, die zugleich Diagonalen der Rahmenstütze sind, mußten sogar wegen der großen Querkraft  $4 \times 40 + 2 = 400 \cdot 16$  gewählt werden. Um die als Riegelpfosten dienenden Stützen der Zwischenpfeiler nicht zusätzlich aus den Querkraften des Fundamentriegels zu belasten, wurde auch hier, wie bei den übrigen Rahmenriegeln, in Riegelmitte ein Strebenkreuz angeordnet.

Der Rahmenstiel, der ein Windmoment von 665 tm abzugeben hat, ist zweiteilig: außen die gegliederte Eckstütze, innen IP 70, im unteren Teil bis etwa 1 m über dem Fundamentriegel verstärkt durch zwei Bleche und durch vier innen eingetetzte Winkel.

Die vier Zwischenstützen der Frontwand haben unter Beachtung der verschiedenen Einspannungen in der erwähnten Weise Knicklängen von  $s_{R_x} = 27,3$  m und  $s_{R_y} = 13,5$  bzw. 5,25 m, so daß durchweg die verbreiterten IP 70 · 36 der Iseeder Hütte als Grundprofil zum Einbau gelangen mußten. — Übrigens war bei der Bemessung der einzelnen Stützen dieses Baues die Untersuchung bezüglich der knicksicheren Ausbildung der gedrückten Gurtung unerlässlich.

Um den bei einer Verschraubung auftretenden Schlupf auszuschalten, wurden bei der Ehrenhalle alle Fachwerkstäbe der waagerechten und senkrechten Windrahmen in den Knotenpunkten durch Nietung angeschlossen. Die gegliederten Gurtstäbe der oberen Rahmenriegel wurden mit Rücksicht auf den außermittigen Anschluß des waagerechten Windrahmens am Riegeluntergurt durch Winkel-diagonalen und -pfosten vergittert. Die Gurte der mittleren und unteren Rahmenriegel sowie die Diagonalen und Pfosten der Rahmenstiele wurden mit Traversen  $2 \times 30$  in den

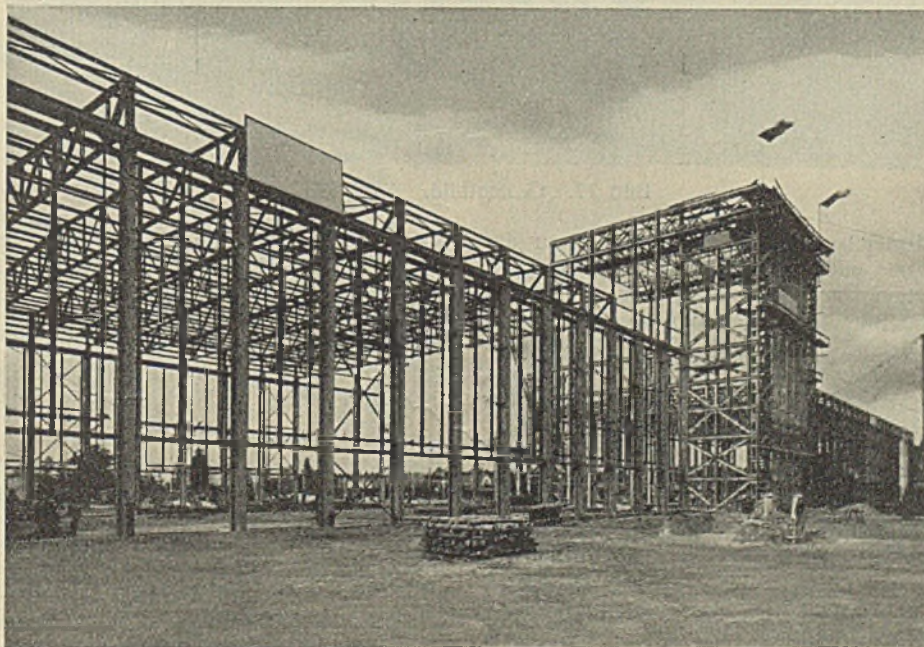


Bild 15. Gesamtbild. August 1936.



für die Knicksicherheit erforderlichen Abständen der Einzelstäbe versehen.

Auch die Fenstersprossen mußten wegen ihrer Schlankheit in die Berechnung einbezogen werden. Die Hauptfenster der Ehrenhalle sind 22,43 m im Lichten hoch und 2,26 m im Lichten breit. Jedes Fenster ist durch zwei senkrechte Längsprossen und durch sieben waagerechte Quersprossen unterteilt. Als statisch wirksame Queraussteifungen für die Stützenpfeiler können die waagerechten Sprossen nicht herangezogen werden. Die Bemessung der Sprossen erfolgte so, daß die senkrechten, 2,80 m hohen Zwischensprossen in ihrem Anschlußpunkt an die waagerechten Sprossen gegen seitliches Ausweichen gehalten sind, so daß sie für die lotrechten Lasten mit  $s_k = 2,80$  m sowie für das auf sie entfallende Windmoment berechnet sind. Die waagerechten Sprossen sind ebenfalls auf Biegung durch den auf sie entfallenden Winddruck bzw. für die in der gleichen Richtung wirkenden Einzellasten in den Anschlußpunkten der senkrechten Sprossen bemessen. Maßgebend war bei den senkrechten Sprossen die Bedingung, daß Stäbe mit einem Schlankheitsgrad  $> 250$  nicht verwendet werden dürfen.

Wegen der benachbarten Seitenhallenfundamente war für die vier Eckfundamente der Ehrenhalle, die jeweils zwei aneinanderstoßende Rahmenstiele und das in der Ecke liegende, bis zum Dachbinder reichende gemauerte Treppenhaus aufnehmen, der Raum beengt. Massenschwerpunkt des Aufgehenden und Schwerpunkt der Grundfläche wurden zur Dekkung gebracht, so daß für ständige Last eine gleichmäßige Bodenpressung erreicht wurde. Jedes Eckfundament erforderte bei 1,40 m Höhe eine Grundfläche von 90 m<sup>2</sup>, die

Längsverteilung übernimmt die in 2 m Dicke ausbetonierte Fundamentwand von 4 m Höhe, die Querverteilung erfolgte durch eine teilweise kreuzweise Bewehrung. Die zwischen den Eckfundamenten liegenden durchlaufenden 2,50 m breiten Fundamentbankette der Zwischenstützen der Seitenwand sind längsbewehrt und mit Berücksichtigung der Ankerzugkraft querbewehrt. Sie stoßen stumpf gegen die Eckfundamente.

Die 39 m hohen Stützen der Ehrenhalle wurden in drei annähernd gleich langen Einzelstücken angeliefert. Demgemäß erfolgte die Montage in drei Schüssen mit Hilfe eines 42 m hohen Schwenkmastes, der in der Mitte der Ehrenhalle auf der Kellersohle stand (Bild 13). Beginnend mit dem Unter-

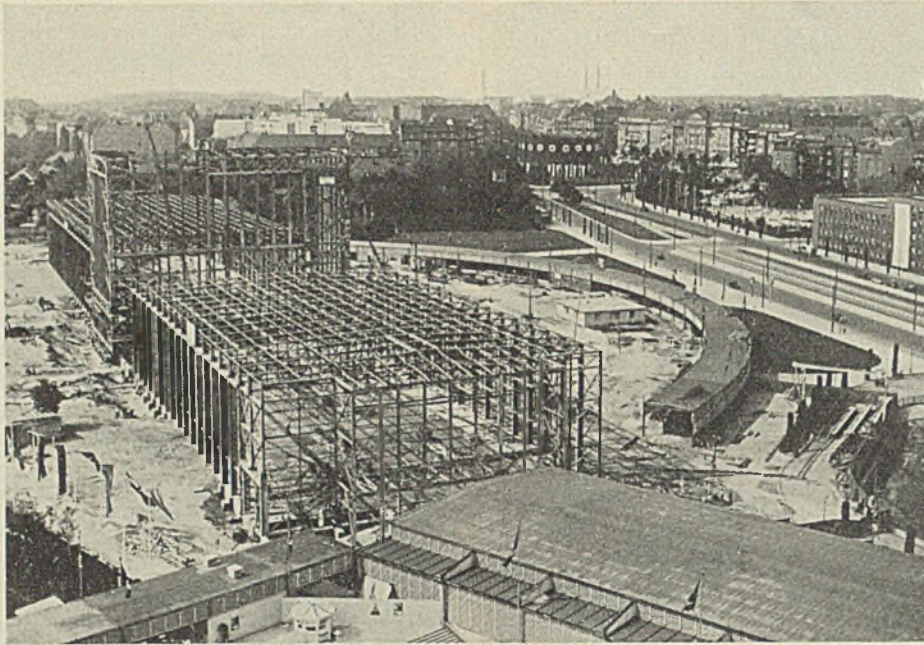


Bild 16.  
Blick vom Funkturm auf die Halle. Im Vordergrund die vorhandene Halle VIII.

Abschlußdeckenträger haben an jedem Stoß 2 mm Spiel. Ihre Verbindung mit der Ehrenhalle erfolgte durch Langlochanschluß für eine Verschiebung von  $\pm 5$  cm derart, daß sich die Dachhaut und die Abschlußdecke frei verschieblich in einem waagerechten Schlitz in der Ausmauerung der Ehrenhalle bewegen können. Die Ausmauerung der aufgehenden Wände hat beim Anschluß der Seitenhalle an die Ehrenhalle eine Dehnfuge dadurch erhalten, daß die Verzahnung in Trockenmauerwerk hergestellt wurde.

Das Stahlgewicht für eine Seitenhalle beträgt rund 1000 t, das der Ehrenhalle ebensoviel. Hinzu treten noch die Gewichte für den Anschlußbau an die vorhandene Halle VIII und für eine kleinere Vorhalle zur Ehrenhalle, die als einfacher Trägerbau mit Stützen und Geschoßdecken ausgebildet wird.

Der Entwurf ist von der Haupthochbauverwaltung der Stadt Berlin — Stadtbaudirektor Dr.-Ing. Rendschmidt — in der Entwurfsabteilung — Magistratsoberbaurat Ermisch — aufgestellt. Die Bauleitung unterstand Magistratsoberbaurat Hellwig. Die Festsetzung der Bemessungsgrundlagen für die Stahlkonstruktion erfolgte unter Hinzuziehung des Brückenbauamtes der Stadt Berlin. Die Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion erfolgte durch eine Firmengemeinschaft, bestehend aus den Firmen Steffens & Nölle

A.-G., Berlin-Tempelhof (Ehrenhalle), Berliner Stahlbau G.m.b.H., Berlin-Lichtenberg (eine Seitenhalle), J. Gollnow & Sohn, Stettin (eine Seitenhalle). Von einem Gemeinschaftsbüro dieser Stahlbauunternehmen wurden auch die Werkstattzeichnungen angefertigt. Mit der Berechnung und Entwicklung der Bauten war das Technische Büro für Ingenieurbauten des Regierungsbaumeisters Bruno Schulz, Berlin-Grünwald, betraut, dem auch die Prüfung der Werkzeichnungen oblag.

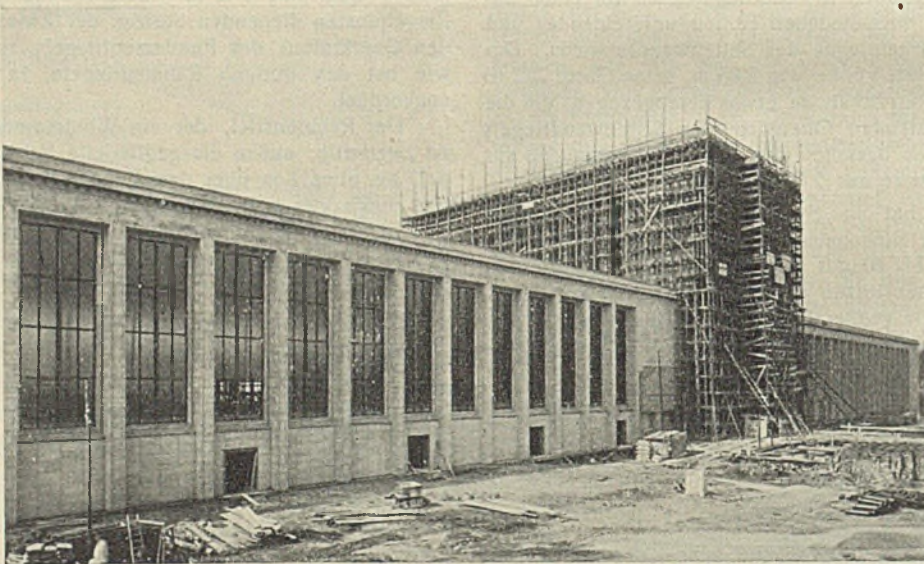


Bild 17. Gesamtbild. April 1937.

Alle Rechte vorbehalten.

## Stahlskelettbau des Postamtes am Stettiner Bahnhof in Berlin.

Von Obering. Joh. Heinicke, VDI, Berlin.

Die durch den Bau der Nordsüd-S-Bahn bedingte Beseitigung des an der Ostseite des Stettiner-Bahnhof-Platzes gelegenen Postamtes gab der Oberpostdirektion Veranlassung zu einem zeitgemäßen Neubau für das Postamt IV an der Westseite dieses Platzes. Wie der Grundriß (Bild 1) zeigt, handelt es sich um ein umfangreiches Bauwerk mit der 74,27 m langen Hauptfront nach Osten gerichtet am Stettiner-Bahnhof-Platz liegend

und zwei Seitenflügeln. Der nördliche Seitenflügel von 54,36 m Länge grenzt an die Zinnowitzer Straße, der südliche mit 16 m Länge liegt mit der Front an der Invalidenstraße. Mit Rücksicht auf eine spätere Verbreiterung der Invalidenstraße liegt die Front 7,5 m hinter der jetzt bestehenden. Die Ecke der Invalidenstraße nimmt zur Zeit noch ein Wohngebäude ein, mit dessen späterer Beseitigung im Gesamtentwurf



des Neubaues schon gerechnet wurde. Die Hauptfront wird dann eine Länge von insgesamt 90 m erreichen und die Südfront in der Invalidenstraße eine Länge von insgesamt 47 m.

Hinter der Hauptfront zieht sich noch ein verbindender Flügel am Hofe entlang zum Südflügel. Der durch diese Neubauten und von der Grundstücksgrenze gebildete Hofraum ist mit einem Glasdach überdeckt worden zur Aufnahme der in jedem größeren Postbau heute erforderlichen Schalterhalle. Der Posthof enthält an seiner West- und Südgrenze eingeschossige Einbauten für Garagen, die Hoffronten der mehrgeschossigen Bauten haben glasgedeckte Vordächer.

Bei der Wahl zwischen Massivbau, Eisenbeton und Stahlskelettbau entschied man sich für den letztgenannten in den über dem Gelände liegenden fünf Geschossen. Für das Kellergeschoß wurde Beton in Verbindung mit einer Eisenbetondecke gewählt. Der Stahlskelettbau wurde aus Gründen gewählt, die auch schon für das am Anhalter Bahnhof ausgeführte neue Postamt maßgebend waren.

Der Stahlskelettbau bietet infolge seiner hohen Festigkeit bei geringsten Massengewichten gegenüber dem Massivbau und Eisenbetonbau größere Sicherheit gegen Zerstörung durch Bomben in seinem Grundgefüge, da die Wandfüllungen leichter nachgeben und infolge ihres geringeren Gewichtes weniger Schaden anrichten.

Ferner hat er den Vorzug, daß die Decken entsprechend den Anforderungen moderner Transportanlagen leichter und ohne Störung der statischen Verhältnisse durchbrochen werden können und sich Apparaturen an Trägern und Stützen schnell und zuverlässig anschließen lassen.

Aus den Querschnitten (Bild 2 u. 3) ergibt sich der Aufbau der Geschosse. Hauptbau und Nordflügel sind entsprechend Schnitt a—b, c—d mit fünf Geschossen errichtet, während Hofflügel und Südflügel in gleicher Höhe vorgesehen sind, aber zunächst nur mit zwei Geschossen ausgeführt wurden, wie aus Bild 3 zu ersehen ist. Dieser Schnitt zeigt auch das Glasdach der Schalterhalle mit einfacher Staubdecke.

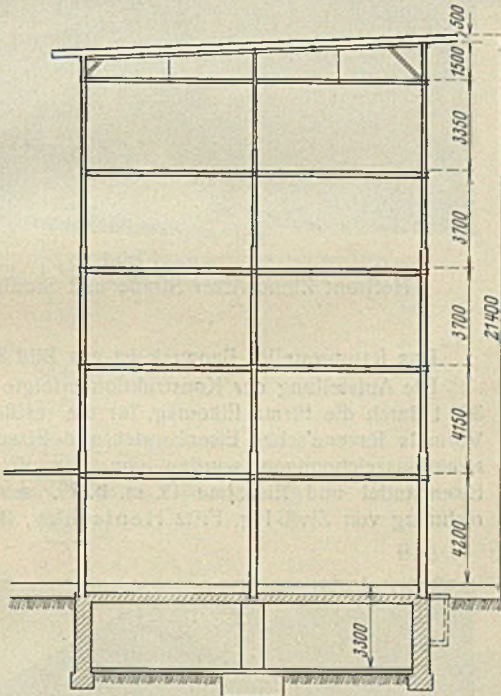


Bild 2. Schnitt a—b und c—d.

Bei Gebäuden von im Verhältnis zur Länge geringer Tiefe ist die Aufnahme der waagerechten Kräfte durch die steifen Geschosdecken und ihre Übertragung an geeignete Punkte der Außenwände wirtschaftlicher als ihre Aufnahme durch die Stützen. Von den Außenwänden kann man sie durch einfache Kreuzverbände zu den Fundamenten herunterleiten. Diese Annahme ist auch bei diesem Bau gemacht worden, jedoch wurde mit Rücksicht auf etwa zahlreichere spätere Deckendurchbrüche ein auf den Deckenträgern liegender parabelförmiger waagerechter Verband vorgesehen. Im Grundriß Bild 1 sind dieser und die erwähnten Kreuzverbände besonders angedeutet. Im Südflügel mußte, um eine Raumerztreuung zu vermeiden, zwischen den Mittelstützen ein Stockwerkrahmen angeordnet werden. Im Dach, welches durch eine isolierende Zwischendecke vom Dachgeschoß getrennt ist, hat man mittels Kopfbänder Stützen und Unterzüge zu Zweigelenrahmen vereinigt, welche in der Mitte durch eine Pendelstütze entlastet werden.

Die Frontwandstützen sind in der üblichen Weise aus Breitflanschträgern hergestellt, die Mittelstützen aus  $\square$ -Querschnitten, um den Unterzug durchstecken zu können und hierdurch eine größere Gesamtsteifigkeit zu erhalten.

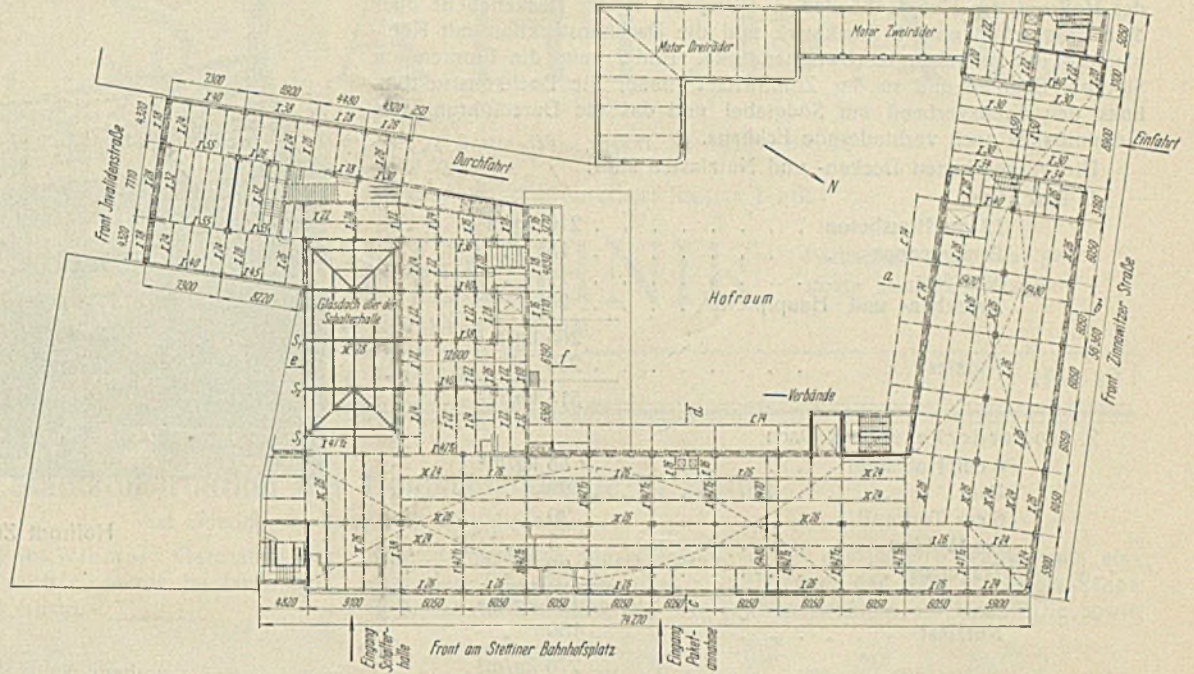


Bild 1. Grundriß.

Zur Erzielung größerer Öffnungen sind am Durchgang von der Hauptfront zur Schalterhalle und in der Zinnowitzer Straße an der Durchfahrt zum Posthof genietete Blechträger bzw. Nietträger von etwa 9 m Stützweite zur Abfangung der Stockwerklasten in der Erdgeschoßdecke eingebaut worden.

Die Bilder 4 bis 7 zeigen den Fortgang der Aufstellungsarbeiten sowie die im vorhergehenden bereits erwähnten Einzelheiten der Konstruktion.

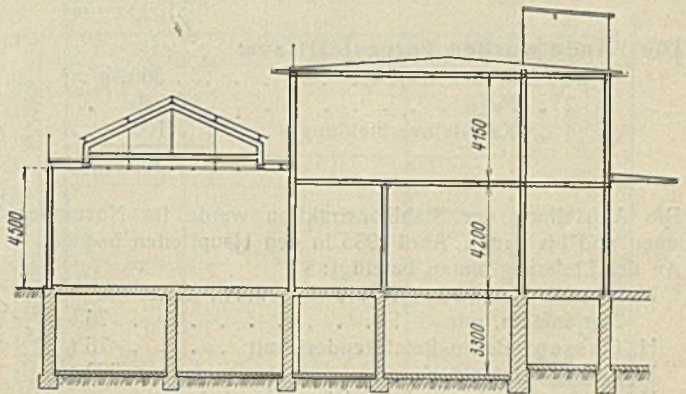


Bild 3. Schnitt e—f.

Bild 4 zeigt den am Treppenhaus gelegenen Vertikalverband sowie die in den Fahrstuhlwänden gelegenen Kreuzverbände, die Mittel- und Frontstützen in größerem Maßstab. Bild 5 zeigt im besonderen die Blechträger zur Abfangung der Hoffront an der Zinnowitzer Straße. Bild 6 zeigt neben den erwähnten Verbänden und Blechträgern rechts die Abfangung

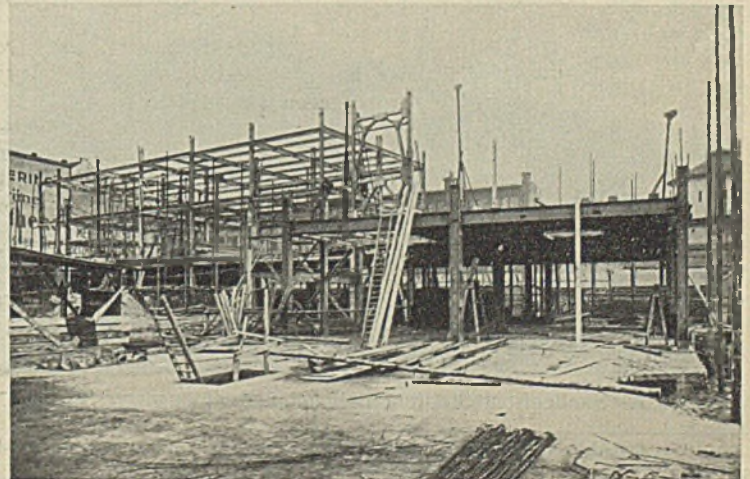


Bild 4. Aufstellung der Stahlkonstruktion.



der Hoffront des Hauptgebäudes, den Verband in der Deckenebene über dem Erdgeschoß und 4. Stockwerk und die Dachkonstruktion mit Kopfbändern und aufgehängter Zwischendecke. Bild 7 zeigt die Fronten am Stettiner Bahnhof und an der Zinnowitzer Straße, die Dachkonstruktion, links den Kreuzverband am Südgiebel und das die Durchführung des Gesamtbaues noch verhindernde Eckhaus.

Die vorgesehenen Decken- und Nutzlasten sind:

#### 1. Dachlast

12 cm Bimsbeton . . . . .	216 kg/m <sup>2</sup>
Doppelpappe . . . . .	15 "
Stelzung . . . . .	14 "
Zwischen- und Hauptpfette . . . . .	20 "
	<hr/>
	265 kg/m <sup>2</sup>
Nutzlast . . . . .	250 "
	<hr/>
	515 kg/m <sup>2</sup>

#### 2. Isolierdecke unterm Dach

6 cm Hohlstein . . . . .	55 kg/m <sup>2</sup>
Putz . . . . .	20 "
6 cm Torfmull . . . . .	20 "
Laufbohlen . . . . .	5 "
Trägerrost . . . . .	20 "
	<hr/>
	120 kg/m <sup>2</sup>
Nutzlast . . . . .	150 "
	<hr/>
	270 kg/m <sup>2</sup>

#### 3. Geschoßdecken

10 cm ebene Hohlsteindecke . . . . .	130 kg/m <sup>2</sup>
3 " Aufbeton . . . . .	66 "
15 " Schlackenbeton . . . . .	180 "
3 " Estrich . . . . .	66 "
Linoleum . . . . .	5 "
Putz . . . . .	20 "
Gewicht der Trägerlage . . . . .	23 "
	<hr/>
	490 kg/m <sup>2</sup>
Nutzlast . . . . .	600 "
	<hr/>
	1090 kg/m <sup>2</sup>

Die Wände wurden hergestellt aus:

25 cm Wabensteinen . . . . .	360 kg/m <sup>2</sup>
2 " Fuge . . . . .	40 "
4 " Kalksteinverkleidung . . . . .	100 "
	<hr/>
	500 kg/m <sup>2</sup>

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion wurde im November 1934 begonnen und bis zum 1. April 1935 in den Hauptteilen beendet.

An der Lieferung waren beteiligt:

Peiner Werkshandelsfirma G. m. b. H., Berlin-Marienfelde, mit . . . . .	76 t
H. Gossen, Berlin-Reinickendorf, mit . . . . .	76 t
Eikomag, Düsseldorf, mit . . . . .	369 t
Vormals Ravené'scher Eisenhandel und Eisenbau G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, mit . . . . .	254 t

Gesamtgewicht: 775 t

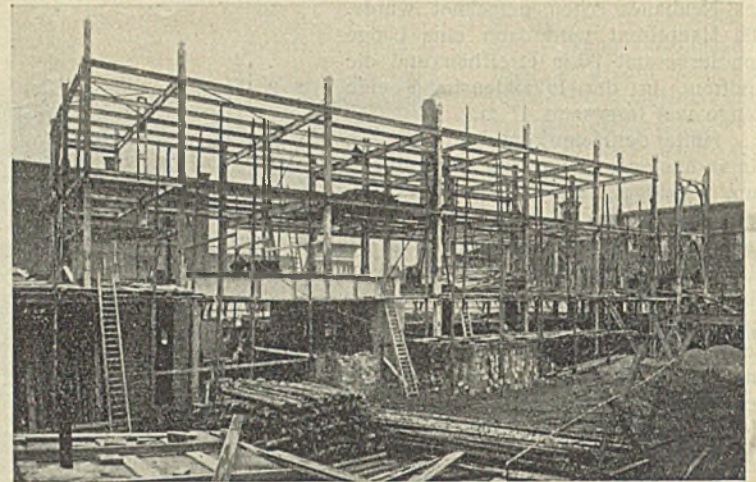


Bild 5.  
Hoffront Zinnowitzer Straße.

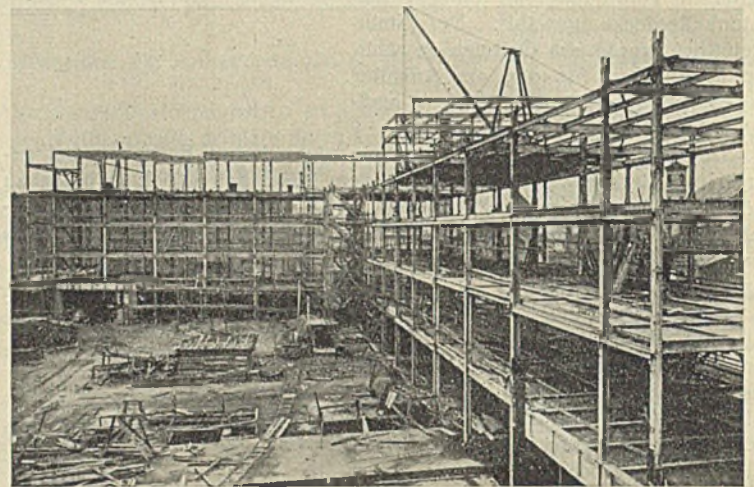


Bild 6.  
Hoffront Zinnowitzer Straße und Stettiner-Bahnhof-Platz.

Das fertiggestellte Bauwerk ist aus Bild 8 ersichtlich.

Die Aufstellung der Konstruktion erfolgte für die von ihr gelieferten 369 t durch die Firma Eikomag, für die restlichen 406 t durch die Firma Vormals Ravené'scher Eisenhandel und Eisenbau G. m. b. H. Die Konstruktionszeichnungen wurden von der Firma Vormals Ravené'scher Eisenhandel und Eisenbau G. m. b. H. ausgeführt, die statische Berechnung von Zivil-Ing. Fritz Hentschke, Berlin-Schmargendorf.

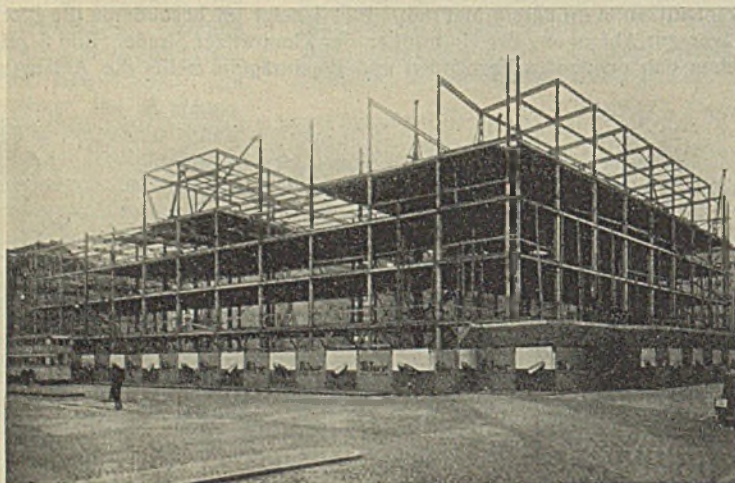


Bild 7. Straßenfront Stettiner Bahnhof und Zinnowitzer Straße.

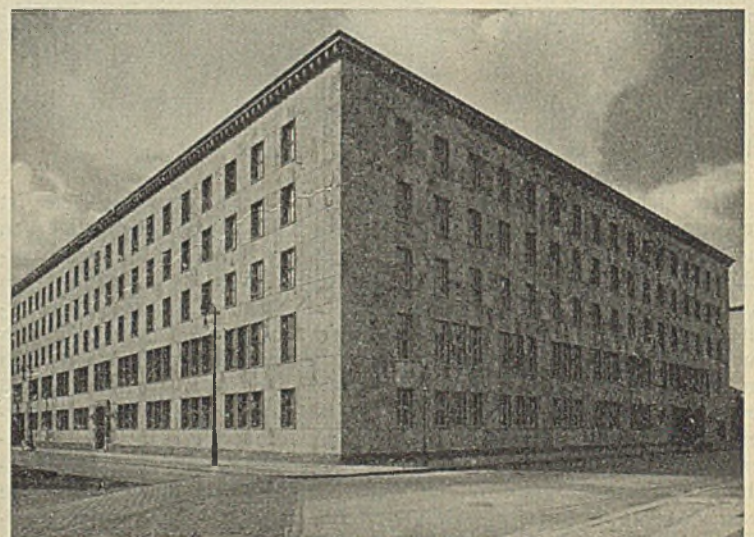


Bild 8. Ansicht des fertiggestellten Bauwerks.