

# 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

10. Jahrgang

BERLIN, 26. Februar 1937

Heft 5/6

## Dehnungsmessungen und Spannungsuntersuchungen an geschweißten Vollwandträgern.

Alle Rechte vorbehalten. Von Prof. Dr.-Ing. chr. Kayser unter Mitarbeit von Dr.-Ing. Herzog und Dipl.-Ing. Steinhardt.

(Bericht aus dem Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt.)

### Einleitung.

Der Zweck der Versuche war die Ermittlung der Hauptspannungen bei geschweißten Vollwandträgern sowie die Feststellung ihrer gefährdeten Stellen, sei es durch Normalspannungen, Schubspannungen oder durch Ausbeulen der Wände. Dabei sollten die mit Hilfe der üblichen Rechenmethoden gefundenen Werte mit den versuchstechnischen verglichen werden. Die Versuche wurden mit Unterstützung des Deutschen Stahlbau-Verbandes durchgeführt, wofür ihm besonders gedankt sei.

bei den vorliegenden Versuchsstücken das Verhältnis  $\frac{h}{t} = 60$ . Bei diesem Wert (kleiner als  $90^2$ ) ist ein elastisches Ausbeulen des Steges nicht mehr zu erwarten, da schon frühzeitig örtliche Plastizierungen eintreten werden. Nach der „Hypothese der konstanten Gestaltsänderungsenergie“ wird die Plastizitätsgrenze im zweiachsig beanspruchten Stegblech zuerst in jenen Elementen erreicht, in denen die gedachte „Vergleichsspannung“  $\sigma_V = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$  den Nennwert  $\sigma_F$  der Fließgrenze (d. i. beim einachsigen

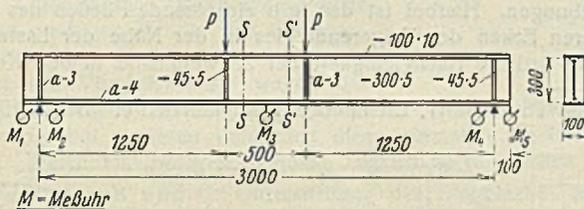


Bild 1. Abmessungen des Versuchskörpers A und Anordnung der Meßuhren.

### I. Versuchskörper und Versuchsgang.

Untersucht wurde ein geschweißter Vollwandträger, dessen Ausbildung aus Bild 1 ersichtlich ist. Die Stützweite beträgt 3 m, die Stegblechhöhe  $h = 300$  mm. Unter den Einzellasten und über den Auflagerpunkten ist das Stegblech durch je zwei  $\varnothing 45 \cdot 5$  ausgesteift. — Die Untersuchung des Versuchsstückes gliederte sich in drei Abschnitte. Zunächst wurde der Träger A (Bild 1) bis zur Erschöpfung der Tragfähigkeit stufenweise belastet. Nachdem dann durch die Trennschnitte S—S und S'—S' der Träger in drei Teile gespalten war, erhielt man zwei neue Versuchskörper (B und C), deren Belastung nach Bild 2 durch weitere Aussteifung K ermöglicht wurde. Einer dieser neuen Versuchskörper (B) wurde durch Aufschweißen von Gurtplatten  $\varnothing 130 \cdot 10$  verstärkt, während der andere (C) ohne Verstärkung untersucht wurde. Beide neuen Versuchskörper wurden ebenfalls bis zur Höchstlast stufenweise belastet.

#### 1. Versuchskörper A.

Mit folgenden Bezeichnungen

- $M$  = veränderliches Biegemoment,
- $M_F$  = Biegefließmoment (Rechnungswert  $M_F = \sigma_F W$ ),
- $\lambda_r$  = Verformung der Randfaser,
- $\lambda_F$  = Verformung der Randfaser bei der Fließgrenze

läßt sich für vorliegenden Biegeträger mit I-förmigem Querschnitt die „Biegekennlinie“<sup>1)</sup> errechnen (Bild 3). Es ist hierbei vorausgesetzt, daß der Werkstoff sich in seinen Formänderungen bis zur Fließgrenze rein federnd und im Fließbereich rein plastisch verhält, und daß die Querschnitte auch im plastischen Bereich eben bleiben. Der Versuch A sollte nun Klarheit darüber bringen, ob das Verhalten eines geschweißten I-förmigen Biegeträgers einer solchen Kurve, wie Bild 3 darstellt, entspricht oder in welchem Maße Abweichungen nach oben oder unten erfolgen. Ferner sollte das Ergebnis des Versuchs A mit den neueren „Traglasthypothesen“<sup>4)</sup> verglichen werden.

#### 2. Versuchskörper B und C.

Sie dienten speziell der Stegblechuntersuchung im Trägerendfeld. Bezeichnet  $t$  die Stegblechstärke und  $h$  die Stegblechhöhe, so ergibt sich

<sup>1)</sup> Rinagl, Über die Fließgrenze bei Zug- und Biegebeanspruchung, Bauring. 1936, Heft 41/42.

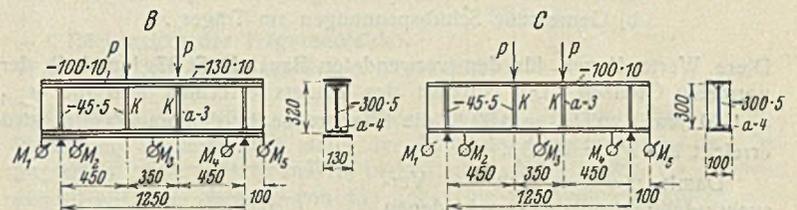


Bild 2. Abmessungen der Versuchskörper B und C und Anordnung der Meßuhren.

Zugversuch) erreicht. Es sollte nun durch die Versuche B und C das Verhalten des Stegbleches im plastischen Bereich klargelegt werden. Durch Verwendung eines besonders rißfähigen Lackes, mit dem die Versuchskörper vollständig überzogen waren, gelang es, das Auftreten von Fließerscheinungen genau anzuzeigen und die Ausbreitung der Fließgebiete sichtbar zu machen<sup>3)</sup>. Durch Veränderung der Gurtstärken (Versuch B mit Gurtverstärkung, Versuch C ohne Gurtverstärkung) sollte der Einfluß großer bzw. kleiner Biegedruckspannungen auf das Versagen des Stegbleches ermittelt werden.

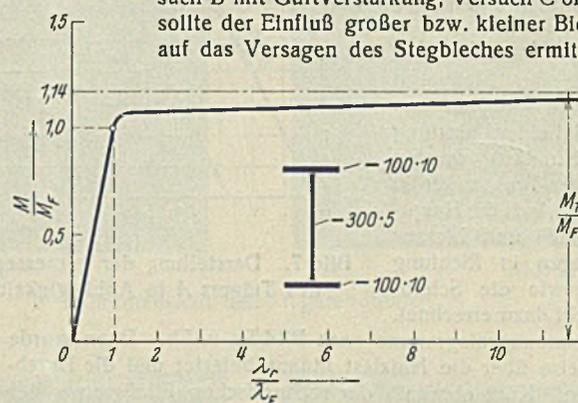


Bild 3. Biegekennlinie eines I-Profiles.

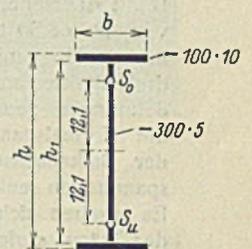


Bild 4. Querschnitt der Träger A und C.

### II. Versuchsdurchführung und Ergebnisse.

1. Versuch A: Tragfähigkeit eines geschweißten Vollwandträgers mit dem Verhältnis  $\frac{h}{t} = \frac{1}{10}$ .

Die statischen Werte des Querschnittes sind (vgl. Bild 4):

$$\text{Fläche } F = 35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Trägheitsmoment } J = 5932 \text{ cm}^4$$

$$\text{Widerstandsmoment } W = 371 \text{ cm}^3$$

$$S_o \text{ und } S_u = \text{Schwerpunkte der Querschnittshälften.}$$

<sup>2)</sup> J. Lyse u. H. J. Godfrey, Proceedings, Oktober 1935, Transactions number 100, S. 675 ff.

<sup>3)</sup> Bautechn. 1936, Heft 23, S. 310.

Dem Trägerflansch entnommene Proben ergaben im statischen Zugversuch als Mittelwerte folgende Festigkeitszahlen

- Fließgrenze  $\sigma_F = 3070 \text{ kg/cm}^2$
- Bruchgrenze  $\sigma_{Br} = 4050 \text{ kg/cm}^2$
- Dehnung  $\delta_{10} = 20,4\%$

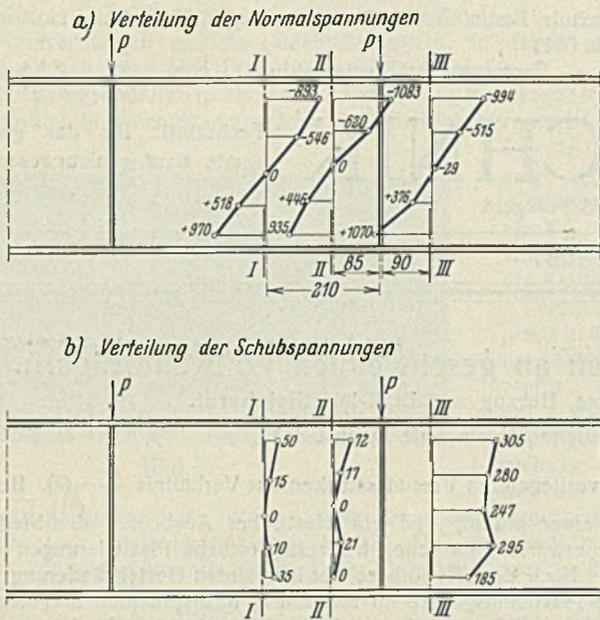


Bild 5a u. b.

- a) Gemessene Normalspannungen am Träger A.
- b) Gemessene Schubspannungen am Träger A.

Diese Werte liegen für den verwendeten Baustoff (St 37) innerhalb der normalen Grenzen. Die Nutzlast des Trägers errechnet sich (bei  $\sigma_{zul} = 1,40 \text{ t/cm}^2$ ) zu  $P_N = 8,30 \text{ t}$ , die Fließgrenze in den Randfasern wird erreicht bei  $P_F = 18,20 \text{ t}$ .

Damit ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit den verschiedenen „Traglasthypothesen“ möglich ist, sind im folgenden die nach letzteren errechneten Werte angegeben.

- Es ergibt sich die „Traglast“ nach
- Fritsche zu  $P_T = 20,76 \text{ t}$
- Kuntze zu  $P_T = 19,15 \text{ t}$
- Prager zu  $P_T = 20,76 \text{ t}$ .

Die Unterschiede zwischen den Werten sind nicht erheblich.

**Durchführung des Versuches A.**

Die Anordnung der Meßhörnchen zur Durchbiegungsmessung ist aus Bild 1 zu ersehen. Bei einer Belastung von  $P = 8,30 \text{ t}$  (Nutzlast) wurden mittels Huggenberger-Tensometer in drei Schnitten am Stegblech die Hauptdehnungen gemessen<sup>5)</sup> und hieraus die Normalspannungen in Richtung der Balkenachse sowie die Schubspannungen senkrecht dazu errechnet.

Es ergeben sich Spannungsdiagramme nach Bild 5a u. 5b. Dann wurde der Träger stufenweise über die Nutzlast hinaus belastet und die Durchbiegungen gemessen. Kurz oberhalb der rechnerischen Fließgrenze der Randfasern ( $P_F = 18,20 \text{ t}$ ) zeigten sich im Trägermittelfeld die ersten Fließfiguren. Am oberen Rand des Steges verliefen diese vertikal, während sie am unteren Rande unter  $45^\circ$  geneigt waren. Bei weiterer Laststeigerung wich der Träger aus, indem die beiden Auflager sich zur Seite hin verschoben. Neben den Lasteintragungspunkten wurden die Trägerflansche durch rahmenartige Vorrichtungen in ihrer

<sup>4)</sup> Fritsche, Bauing. 1930, Heft 49, 50 u. 51, sowie Bauing. 1931, Heft 47. — Kuntze, Stahlbau 1933, Heft 7; 1936, Heft 9. — Prager, Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1933.  
<sup>5)</sup> Vgl. Dehnungslinienverfahren DRP. 534158 der Maybach-Motorenbau G. m. b. H., Friedrichshafen.

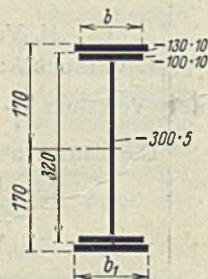


Bild 9. Querschnitt des Trägers B.

Lage gehalten. Nach Überschreitung der Höchstlast von 24,28 t beulte das Stegblech im Mittelfeld aus. Bild 6 zeigt die Versuchsanordnung und den Träger A nach dem Versuch.

**Ergebnisse des Versuches A.**

In Bild 7 sind die durch den Versuch ermittelten Durchbiegungen in Trägerritte bei den verschiedenen Laststufen graphisch dargestellt. Die ebenfalls eingetragenen rechnerischen Werte berücksichtigen neben den

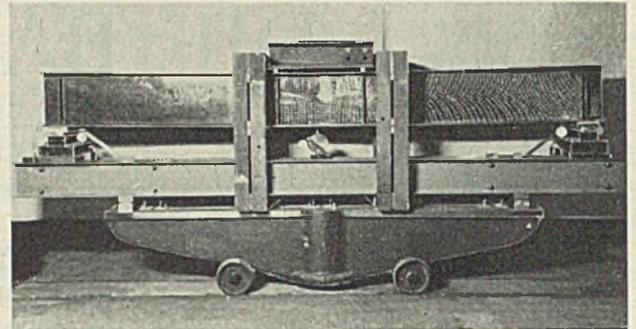


Bild 6. Versuchsanordnung mit Träger A nach Beendigung des Versuches.

Biegemomenten auch den Einfluß der Querkräfte nach der Gleichung  $\frac{dv}{dx} = \frac{kQ}{GF}$ , wobei der Schubmodul  $G = 0,84 \cdot 10^3 \text{ t/cm}^2$  und der „Querschnittswert“  $k = 2,0$  gesetzt wurde<sup>6)</sup>. Die rechnerischen Werte stimmen mit den gemessenen elastischen Durchbiegungen gut überein. Auffallend groß sind die schon kurz nach der Nutzlast schnell zunehmenden bleibenden Verschiebungen. Hierbei ist das früh einsetzende Fließen des Steges in den oberen Ecken des Trägerendfeldes in der Nähe der Lasteintragung sowie die örtliche Nachgiebigkeit der Schweißnähte in den Kehlen ver-

<sup>6)</sup> Vgl. Th. Pöschl, Elementare Festigkeitslehre. Berlin 1936.

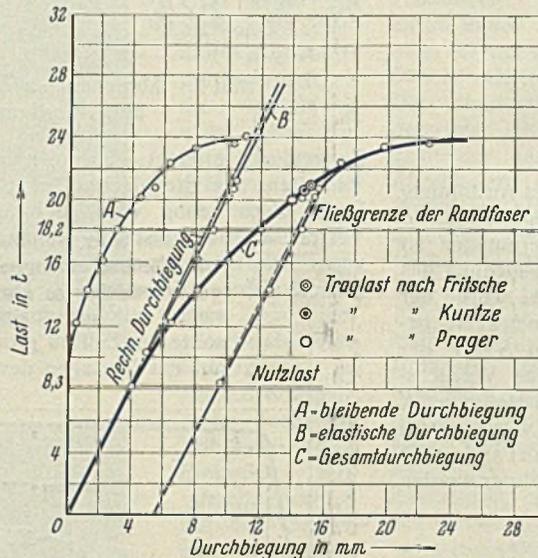


Bild 7. Darstellung der gemessenen Durchbiegung des Trägers A in Abhängigkeit von der Last.

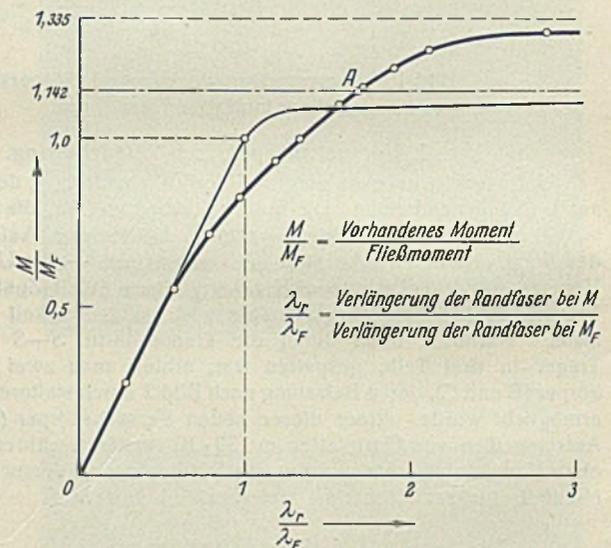


Bild 8. Gegenüberstellung der Messungsergebnisse mit der theoretischen Biegekennlinie für Träger A.

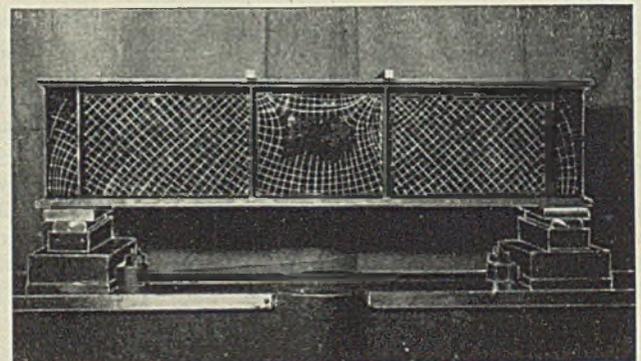


Bild 10. Übersicht über den Verlauf der Hauptspannungslinien des Trägers B bei rd. 35 t Belastung.

antwortlich zu machen. — In Bild 8 sind die Messungsergebnisse im Diagramm der Biegekennlinie eingetragen. Man stellt hier fest, daß bei Ausbreitung des Fließgebietes über den ganzen Querschnitt (Punkt A) die Höchstlast für den Träger noch nicht erreicht ist. Auch ist der Übergang von der elastischen Geraden in die geringe Neigung der Kurve im plastischen Bereich keineswegs so scharf, wie ihn die Rechnung ergibt. Der Grund für letzteres sind die schon oben erwähnten großen bleibenden Verschiebungen bei erstmaliger Belastung. — In Bild 7 sind die Werte für die „Traglasten“ nach Fritsche, Kuntze und Prager angedeutet. Wählt man die Durchbiegung des Trägers bei Nutzlast als Vergleichsmaßstab,

so kann man die Verhältnisse  $\frac{f_T}{f_N}$  für die verschiedenen „Traglasthypothesen“ feststellen. Mittels des Wertes  $f_T$ , der zu der Traglast nach Fritsche gehört, ergibt sich  $\frac{f_T}{f_N} = 3,73$ . Hiermit kann ein Vergleich zu den Versuchen von Maier-Leibnitz<sup>7)</sup> an I-Diff. 14 und I-Profilen gezogen werden.

Maier-Leibnitz ermittelte die Werte  $\frac{f_T}{f_N} = 2,5$  bis  $2,9$  bei I-Diff. 14 und  $\frac{f_T}{f_N} \approx 2,8$  bei I 16. Offensichtlich liegen diese Werte bedeutend niedriger als die des vorliegenden geschweißten Vollwandträgers. Allerdings ist die Vergleichsbasis wegen der starken Unterschiede in den Trägerhöhen nicht ganz einwandfrei. Es wäre wichtig, bei weiteren Versuchen diese einmalige Feststellung der größeren „Weichheit“ bei geschweißten Trägern zu überprüfen.

2. Versuche B und C: Untersuchung des Stegbleches im Trägerendfeld eines Vollwandträgers mit dem Verhältnis  $\frac{h}{l} = \frac{1}{4}$ . Versuchsträger B (mit verstärkten Flanschen). Die statischen Werte des Querschnittes sind (vgl. Bild 9):

$$\begin{aligned} \text{Fläche } F &= 51 \text{ cm}^2 \\ \text{Trägheitsmoment } J &= 13002 \text{ cm}^4 \\ \text{Widerstandsmoment } W &= 765 \text{ cm}^3. \end{aligned}$$

Die Nutzlast des Trägers (bei  $\sigma_{zul} = 1,40 \text{ t/cm}^2$ ) errechnet sich zu  $P_N = 47,75 \text{ t}$ , die Fließgrenze in den Randfasern wird erreicht bei  $P_F = 105,2 \text{ t}$ . Die „Traglast“ (Fritsche) beträgt  $P_T = 112,5 \text{ t}$ . — Diese Last  $P_T$  wird jedoch bei weitem nicht erreicht, da der Träger vorher durch Überbeanspruchung des Stegbleches zu Bruch geht.

Versuchsträger C (mit unverstärkten Flanschen). Die Querschnittswerte sind gemäß Träger A zu übernehmen. Es ergibt sich:

$$\begin{aligned} P_N &= 23,10 \text{ t} \\ P_F &= 50,60 \text{ t} \\ P_T &= 58,00 \text{ t}. \end{aligned}$$

#### Durchführung der Versuche B und C.

Die Anordnung der Meßbuhren ist aus Bild 2 zu ersehen.

Träger B. Nach Überziehen des Trägers mit Lack wurde er stufenweise belastet. Bei  $P \approx 35 \text{ t}$  wurde der Trajektorienverlauf festgelegt (vgl. Bild 10). Schon bei  $P = 36,31 \text{ t}$  zeigten sich am Steg die ersten Fließfiguren (Schubrisse) in den oberen Ecken des Trägeraußenfeldes nahe am Angriffspunkt der Last. Bei weiterer Steigerung der Last vergrößerten sich die Schubrisse im Lack (vgl. Bild 11 bis 14,  $P = 45,21 \text{ t}$ ). Zunächst bildeten sich die oberen, ungefähr den Flanschen parallel

<sup>7)</sup> Maier-Leibnitz, Versuche mit einfachen Balken von I-Form aus St 37. Bautechn. 1929, S. 313 ff.

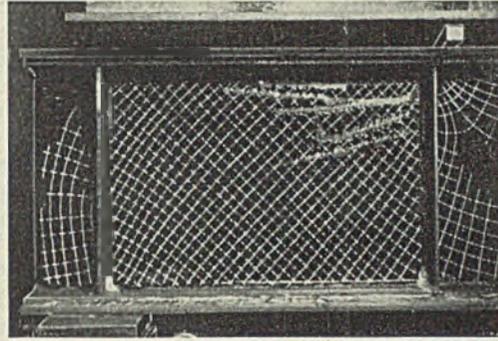


Bild 11.

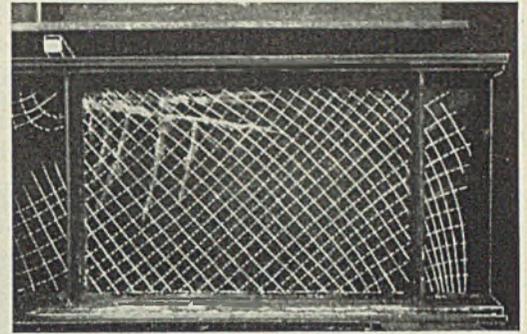


Bild 12.

Vorderansicht der Trägerendfelder.

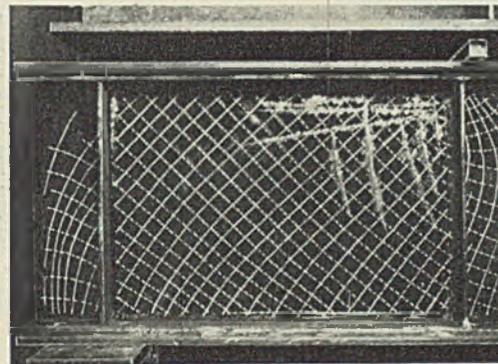


Bild 13.

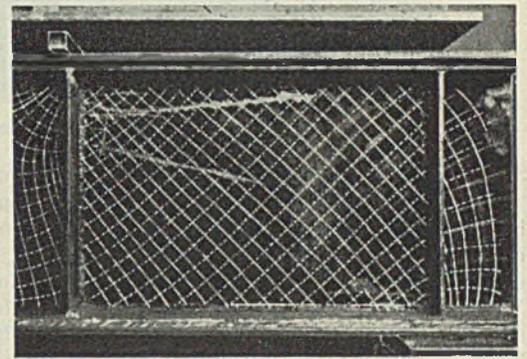


Bild 14.

Rückansicht der Trägerendfelder.

Bild 11 bis 14. Schubrisse am Träger B bei 45,21 t.

verlaufenden Schubrisse, denen senkrecht dazu gerichtete folgten. Die Rißbildung wanderte dann stetig der Mitte der Stegblechfläche zu. Bei  $P = 66,64 \text{ t}$  (vgl. Bild 15 bis 18) bedeckten die Fließfiguren überall mit einer Neigung von  $45^\circ$  gegen die Spannungstrajektorien verlaufen, fast das ganze Feld, und während die Schubrisse in der Nähe des Auflagers in Bild 14 gerade schwach zu erkennen waren, erschienen diese nun in größerer Zahl. Die Höchstlast des Trägers wurde erreicht bei  $68,64 \text{ t}$ ; erst bei absinkender Last und größerer Verformung des Trägers beulte das Stegblech im Endfeld aus (vgl. Bild 19).

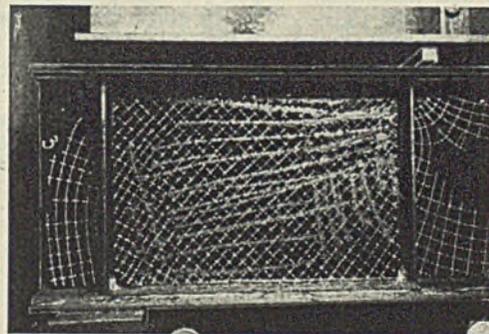


Bild 15.

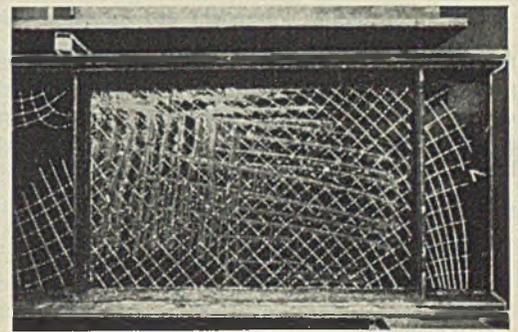


Bild 16.

Vorderansicht der Trägerendfelder.

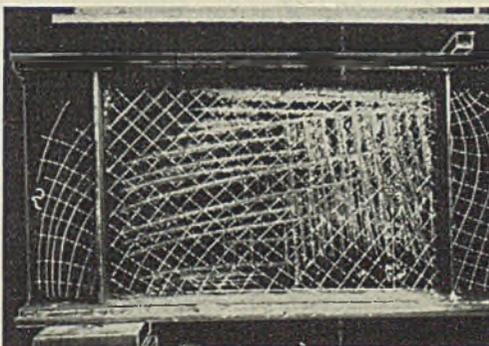


Bild 17.

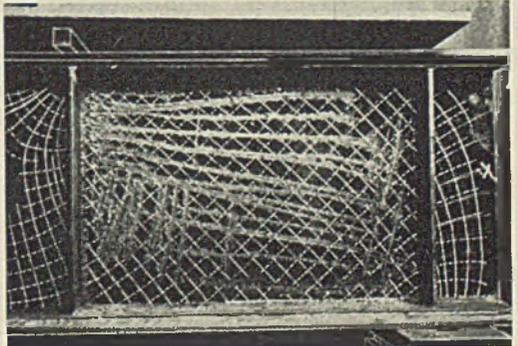


Bild 18.

Rückansicht der Trägerendfelder.

Bild 15 bis 18. Schubrisse am Träger B bei 66,64 t.

Träger C. Der Belastungsgang war der gleiche wie bei Versuchskörper B. Die ersten Schubrisse zeigten sich an gleicher Stelle, jedoch schon bei 17,54 t. Bei einer Belastung von 26,05 t konnten Fließerscheinungen am Steg über dem rechten Auflager festgestellt werden. Die Höchstlast des Trägers C betrug 63,69 t. Bild 20 zeigt den Träger nach dem Versuch.

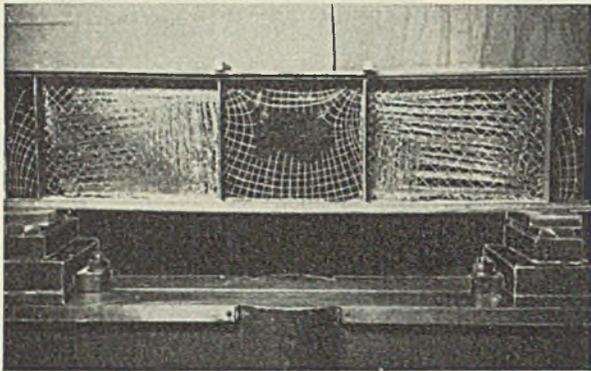


Bild 19. Übersicht des zerstörten Biegeträgers B.

Ergebnisse der Versuche B und C.

In Bild 21 u. 22 sind die durch den Versuch gefundenen Durchbiegungen in Abhängigkeit von der Belastung für beide Versuchskörper dargestellt. Ebenso sind die gerechneten Werte (unter Berücksichtigung des Einflusses der Querkräfte) eingetragen. — In jenen Fällen, wo die Voraussetzungen der Navierschen Biegungstheorie nicht mehr zutreffen, also bei Trägern gedrungener Form, versagt die technische Biegungslehre. Daher stimmen in Bild 21 u. 22 die rechnerischen Durchbiegungen keineswegs mehr mit den gemessenen (elastischen) Werten überein.

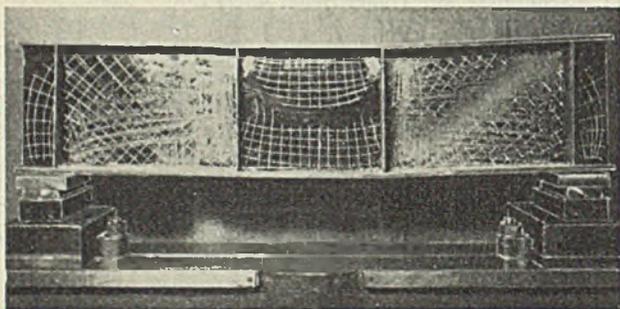


Bild 20. Übersicht des zerstörten Biegeträgers C.

Eine Erklärung für die schon früh eintretenden bleibenden Durchbiegungen finden wir (abgesehen von der vermutlichen Nachgiebigkeit der Schweißnähte) in folgendem: Die Pressungen in Richtung senkrecht zur Balkenachse erreichen für das Stegblech in der Nähe der Lastangriffspunkte bedeutende Werte. Ebenso genügt die Verteilung der Schubspannungen nicht mehr der Formel  $\tau = \frac{QS}{tJ}$ , sondern sie entspricht ungefähr

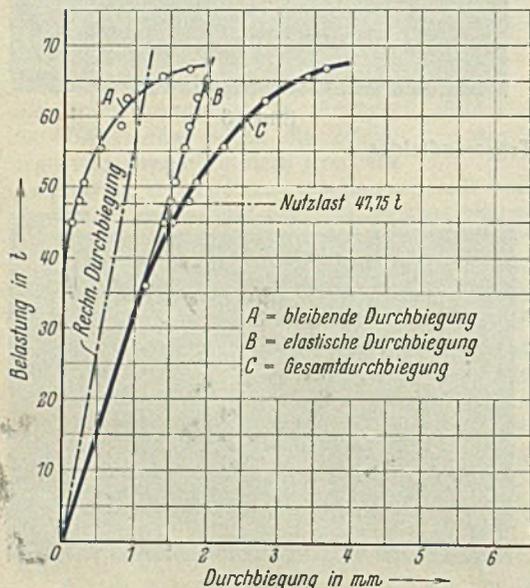


Bild 21. Durchbiegungen des Trägers B in Abhängigkeit von der Last.

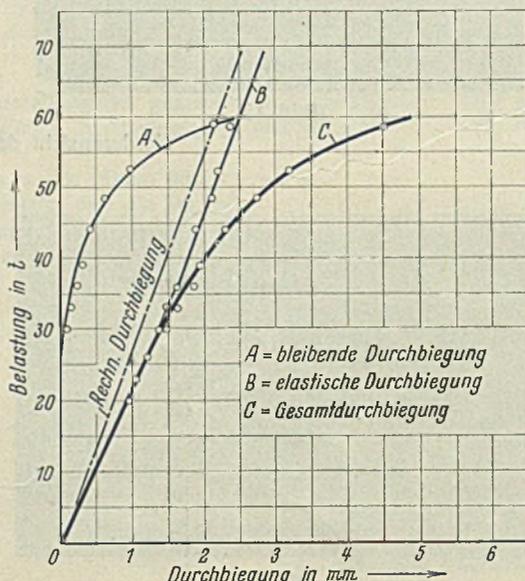


Bild 22. Durchbiegungen des Trägers C in Abhängigkeit von der Last.

Bild 23, in dem an drei Stellen zwischen Auflager und Lastangriff die wahrscheinliche Verteilung der Schubspannungen dargestellt ist. Auch betreffs der in Richtung der Balkenachse wirkenden Normalspannungen in der Nähe der Lastangriffspunkte gibt die einfache technische Biegungslehre ein falsches Bild. Wie Seewald<sup>8)</sup> (für Träger mit rechteckigem Querschnitt) beweist, kann man die wirklichen Biegespannungen des Balkens als Summe der Navierschen Spannungen und bestimmter Zusatzspannungen darstellen. Die Größe der letzteren wird (für den Rechteckquerschnitt) durch Bild 24 wiedergegeben. Um die Bedeutung vorstehender Hinweise zu erläutern, soll im folgenden die „Vergleichsspannung“  $\sigma_v$  gemäß der Formel  $\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$  für den Träger B bei der Belastungsstufe, die die ersten Schubrisse erzeugte ( $P = 36,31$  t), festgestellt werden. Die kritischen Werte für Moment und Querkraft sind  $M = 817$  tcm und  $Q = 18,155$  t. Im Abstand 1 cm vom oberen Flansch beträgt  $\sigma = \frac{817 \cdot 14}{13002} = 0,878$  und  $\tau = \frac{18,155 \cdot 368}{0,5 \cdot 13002} = 1,055$  t/cm<sup>2</sup>. Daher ergibt  $\sigma_v = \sqrt{0,878^2 + 3 \cdot 1,055^2} = 2,03$  t/cm<sup>2</sup>. Dieser Wert soll der Fließspannung des reinen Zugversuchs gegenübergestellt werden. Dem Stegmaterial entnommene Proben ergaben im Mittel folgende Festigkeitswerte:

$$\sigma_F = 3,77 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{Br} = 4,37 \text{ t/cm}^2$$

Die Unstimmigkeit zwischen  $\sigma_v$  und  $\sigma_F$  ist augenscheinlich. — Interessant ist der Vergleich der Bruchlasten der Träger B und C. Die nach II 2 errechneten Bruchlasten können mit den tatsächlich erreichten Bruchlasten ins Verhältnis gesetzt werden. Man erhält für Träger B:

$$\frac{\text{Erreichte Bruchlast}}{\text{Errechnete Bruchlast}} = \frac{68,64}{112,5} = 0,61$$

und für Träger C:

$$\frac{\text{Erreichte Bruchlast}}{\text{Errechnete Bruchlast}} = \frac{63,69}{58,00} = 1,10$$

Trotz eines bedeutenden Mehraufwandes an Material (Gewicht des Trägers B: Gewicht des Trägers C = 1,46) ist die Steigerung der Bruchlast nur  $\frac{68,64}{63,69} = 1,07$  fach. Da beide Träger durch Versagen des Steges zerstört wurden, ist die geringe Steigerung der Bruchlast um 4,95 t bei Träger B nur dem Umstand zuzuschreiben, daß hier ein Teil der Normalspannungen des stark beanspruchten Stegbleches in die noch aufnahmefähigen Flansche abwandern konnte, während dies bei Träger C infolge der gleichmäßig hohen Beanspruchung von Steg und Flansch nicht möglich war.

III. Zusammenfassung.

1. Geschweißter Vollwandträger  $h:l = 1:10$ .

Die gerechneten elastischen Durchbiegungen stimmen mit der Messung gut überein. Es entstehen jedoch größere bleibende Durchbiegungen schon kurz oberhalb der Nutzlast. Die Ursache dieser Erscheinung ist vermutlich

<sup>8)</sup> Seewald, Die Spannungen von Balken mit rechteckigem Querschnitt. Handb. der Physik, Bd. 6, S. 205. Springer 1927.

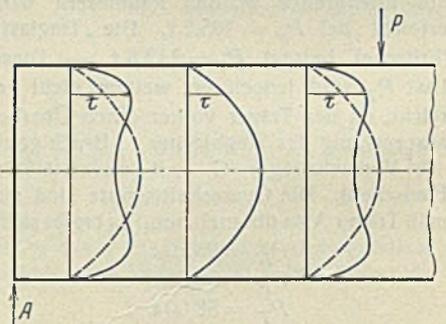


Bild 23. Wahrscheinliche Verteilung der Schubspannungen bei Rechteckquerschnitten in der Nähe von konzentrierten Einzellasten.

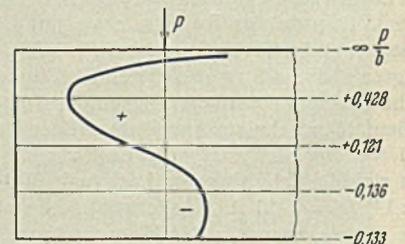


Bild 24. Zusatzspannungen infolge einer konzentrierten Einzellast bei rechteckigem Trägerquerschnitt.



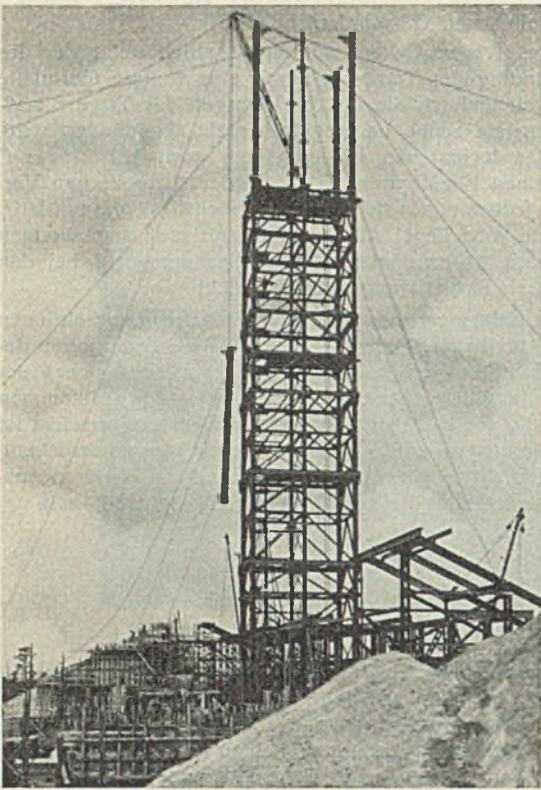


Bild 5. Aufstellung der Turmkonstruktion.

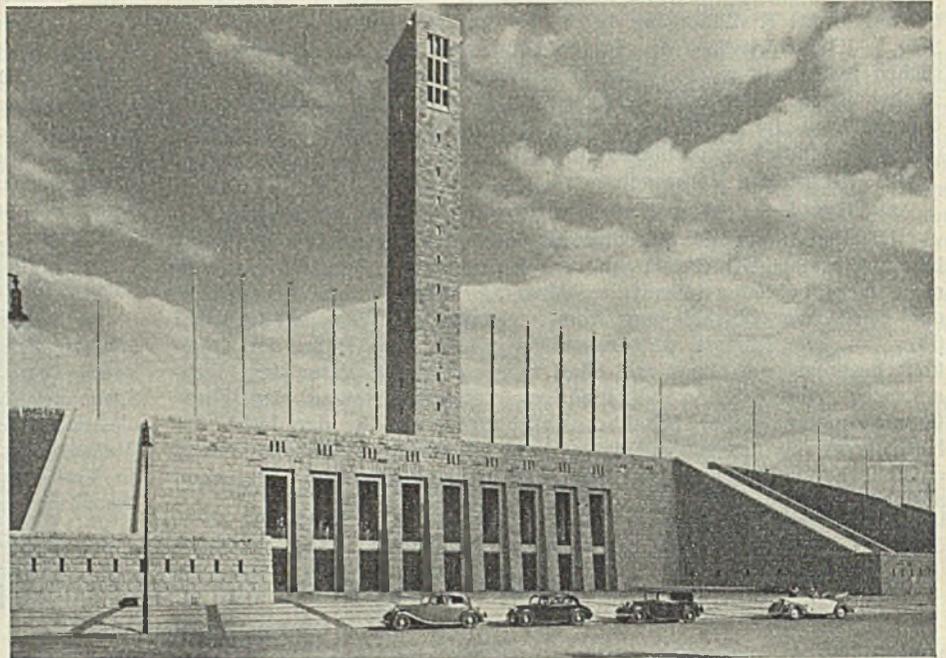


Bild 6. Ansicht des fertiggestellten Turmes.

getrennt (Bild 3). Jedes Stück liegt an seinem unteren Ende auf dem Trägerkranz  $m$  auf und wird von diesem getragen. Da das schwache Mauerwerk aber für sich schon wegen der exzentrischen Auflagerung auf dem Unterstützungsträger nicht standsicher wäre, so ist dasselbe an der 10 m breiten Seite, d. h. in der Richtung der Glockenschwingung, mit dem Turmgerüst durch eine größere Anzahl dort angeschweißter langer Rundstähle  $n$  von etwa 10 mm Durchmesser, die in das Mauerwerk eingreifen, verbunden.

In Bild 4 ist ein 10 m-Abschnitt des Turmes mit übertrieben dargestellter Durchbiegung des Stahlgerüsts wiedergegeben. Infolge der getroffenen Maßnahmen bleibt das Mauerwerk hierbei vertikal stehen, während die Stahlkonstruktion in diesem Teil eine schräge Lage einnimmt. Wie aus dem Grundriß erkennbar ist, biegen sich in diesem Fall die Rundstähle  $n$  federnd durch. Auf diese Weise wird die Schwingung bzw. Verbiegung des Turmes nicht auf das Mauerwerk übertragen. An den 5 m breiten Stirnseiten durften derartige Rundstähle jedoch nicht angebracht werden, denn bei der Schwingung des Turmes hätten dieselben das Mauerwerk zerstört. Um hier das Mauerwerk zu halten, sind Flachstahlbügel  $o$  in verschiedenen Höhen in dem jeweiligen 10 m-Abschnitt in die Fugen eingemauert.

ist, demnach ist also ein Mauer-schacht von dem anderen (je 10 m hoch) vollkommen

Um die rechnerischen Untersuchungen einer Beurteilung zu unterziehen, wurde die Glocke zur Feststellung ihrer Schwingungszahl vor dem Aufziehen in einem besonderen Gestell abgeschwungen. Zur Feststellung der Eigenschwingungszahl des Turmes wurde derselbe nach dem Aufhängen der Glocke und nach Aufbringen sämtlicher Eigengewichte durch eine horizontale Belastung der Turmspitze in Richtung der Glockenschwingung und durch plötzliche Beseitigung dieser Belastung in Bewegung gesetzt. Hierbei hat sich gezeigt, daß keinerlei Resonanzgefahr besteht, was sich auch beim Läuten der Glocke erwiesen hat.

Bild 5 zeigt den Turm im Aufstellungszustand, und zwar wird hier gerade ein 12 t schwerer Eckstiel der obersten Rahmenkonstruktion hochgezogen und mit Hilfe des Derickkrans versetzt. Auf diese Weise ist der ganze Turm innerhalb weniger Wochen aufgestellt worden. Bild 6 zeigt den sich über der ebenfalls in Stahl erbauten Langemarckhalle erhebenden Turm nach seiner Fertigstellung. Im Turm selbst befindet sich ein Fahrstuhl sowie eine sehr gut begehbare Treppe. Die gesamte Konstruktion ist im Einvernehmen mit Herrn Professor Dr. March und der Bauleitung von der Firma Hein, Lehmann & Co. G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, entwickelt, berechnet und ausgeführt worden.

Die Aussicht vom obersten Podest des Glockenturmes über das gesamte Sportfeld, die Havelniederung, umliegende Wälder und Stadt Berlin ist eine hervorragende, und es wäre zu begrüßen, wenn die Berliner und in- und ausländische Besucher die Gelegenheit wahrnehmen würden, diesen wundervollen Rundblick zu genießen.

## Die Neubauten der Nordstern Lebensversicherungs-Gesellschaft am Fehrbelliner Platz in Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Emil Schäffer, Berlin.

Das bisher allein vorhandene Verwaltungsgebäude der Nordstern Versicherungs-Aktiengesellschaft am Nordsternplatz in Berlin-Schöneberg war trotz seiner imposanten Größe in den letzten Jahren nicht mehr in der Lage, allen Abteilungen Raum zu geben, insbesondere bei Berücksichtigung des unaufhaltsamen Vergrößerungsbedürfnisses. Es mußte daher für eine der größten Abteilungen, die Lebensversicherung, ein eigenes Verwaltungsgebäude geschaffen werden.

Gleichzeitig mit der Befriedigung dieses Bedürfnisses wurde eine andere, auch überaus dringende Aufgabe gelöst, die weitere Ausgestaltung des Fehrbelliner Platzes in Berlin-Wilmersdorf, der bisher nur von den Gebäuden der Deutschen Arbeitsfront und der Reichsversicherungsanstalt für Angestellte bebaut war. Die Lösung dieser architektonischen Aufgabe war des Schweißes der Edlen wert, und es wurden vier Berliner Architekten mit der Ausführung beauftragt: mit der Durchführung des Verwaltungsgebäudes die Herren Architekten Paul Tarruhn und Dipl.-Ing. Otto Firlé, mit der Errichtung der an das Verwaltungsgebäude anschließenden Wohnbauten in der Brandenburgischen Straße Herr Prof. Dr.-Ing. h. c. Heinrich Straumer und am Hohenzollerndamm die Herren Architekten Prof. Dr. Paul Mebes und Regierungsbaumeister a. D. Paul Emmerich.

### Das Verwaltungsgebäude.

Der Entwurf sah einen Stahlskelettbau vor, für dessen Wahl, abgesehen von rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten, eine Reihe von tech-

nischen Gründen maßgebend waren, wobei hauptsächlich die begrenzte zulässige Bodenbeanspruchung und der benachbarte Tunnel der Untergrundbahn eine große Rolle spielten. Auf die Schwierigkeiten, die sich infolge der vorhandenen nicht umlegbaren Leitungen beim Übergang am U-Bahn-Tunnel Hohenzollerndamm ergaben, wird später noch hingewiesen.

Wie aus Bild 1 ersichtlich ist, besteht das Gebäude aus zwei Hauptteilen: dem nach einem Halbmesser von 67 m gebogenen, nach Westen liegenden Frontbau von rd. 100 m Länge und einem geraden, im Scheitel des Bogens senkrecht nach Osten anschließenden Querbau von rd. 41 m Länge. Die Breite eines jeden Bauteiles beträgt zwischen den Achsen der Außenwandstützen 13,70 m. Die Fundamente und Stützen sind für die Errichtung von sechs Obergeschossen über Keller berechnet; zur Ausführung kamen vorläufig jedoch nur fünf Obergeschosse, so daß eine weitere Aufstockung um ein Geschoß noch möglich ist, ohne die Tragkonstruktion zu verstärken. Zum Teil besitzt das Gebäude noch einen Tiefkeller, der als Luftschutzkeller ausgebildet und in Eisenbeton hergestellt ist. Die Stahlstützen reichen demnach bis zum Kellerfußboden. Das Gebäude ist vom Erdgeschoß-Fußboden bis zur Dachtraufe 20 m hoch, die Kellertiefe beträgt 2,60 m. Die einzelnen Geschoßhöhen sind aus dem in Bild 2 schematisch dargestellten Gebäudequerschnitt zu ersehen, aus welchem auch hervorgeht, daß die Gebäudebreite vom Keller bis einschließlich 3. Obergeschoß durch zwei Mittelstützenzüge im gegenseitigen Achsenabstand von 2,60 m in einen Mittelgang und zwei Seiten-



Die Innenwände der Empfangshalle bestehen aus 25 cm porigen Ziegelsteinen, 3 cm Marmor und Putz; ihr Gewicht beträgt  $385 \text{ kg/m}^2$ . Ebenfalls aus 25 cm porigen Ziegeln, jedoch mit doppeltem Putz, sind die Brandmauern in den Geschossen und die Verkleidungswände der Windverbände ausgeführt. Ihr Eigengewicht beträgt  $320 \text{ kg/m}^2$ . Die Abschlußwände der Treppenhäuser sind 12 cm porige Ziegel mit doppeltem Putz und wiegen  $180 \text{ kg/m}^2$ . Die Tresorwände enthalten 50 cm Eisenbeton mit doppeltem Putz, ihr Gewicht ist mit  $1240 \text{ kg/m}^2$  angenommen.

Die mit einem Neigungswinkel von  $30^\circ$  verlegte Dacheindeckung besteht aus 7 cm Bimsbetondielen und Falzpfannen, die einschließlich Schneelast mit  $315 \text{ kg/m}^2$  in die Berechnung eingeführt wurden. Für den Dachboden wurde eine 10 cm-Hohlsteindecke mit 2 cm Estrich und Rabitzdecke verwendet. In der Berechnung erscheint hierfür eine

Archiven wurde mit  $1100 \text{ kg/m}^2$  Gesamtlast bei  $800 \text{ kg/m}^2$  Nutzlast der Berechnung zugrunde gelegt. Für die Treppenläufe wurden  $500 \text{ kg/m}^2$  Eigengewicht und  $500 \text{ kg/m}^2$  Nutzlast angenommen.

Alle Belastungen entsprechen den in DIN 1055 festgelegten Bestimmungen. Der für die Stahlskelettkonstruktion verwendete Baustoff ist Handelsbaustahl nach DIN 1050 mit einer zulässigen Beanspruchung von  $1400 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Stahlkonstruktion in den einzelnen Stockwerken ist infolge Vermeidung von Rahmen durchweg statisch bestimmt und in einfachster Form gegliedert. Die Außenwand- und Mittelstützen, als Pendelstützen ausgebildet, sind in Längsrichtung des Gebäudes durch die Unterzüge verbunden, welche ihrerseits Deckenträger aufnehmen. Sowohl Unterzüge als auch Deckenträger sind als frei aufliegende Balken gerechnet. Eine Ausnahme bildet nur die Dachkonstruktion, die in dem Teil des Frontbaues, in dem sich

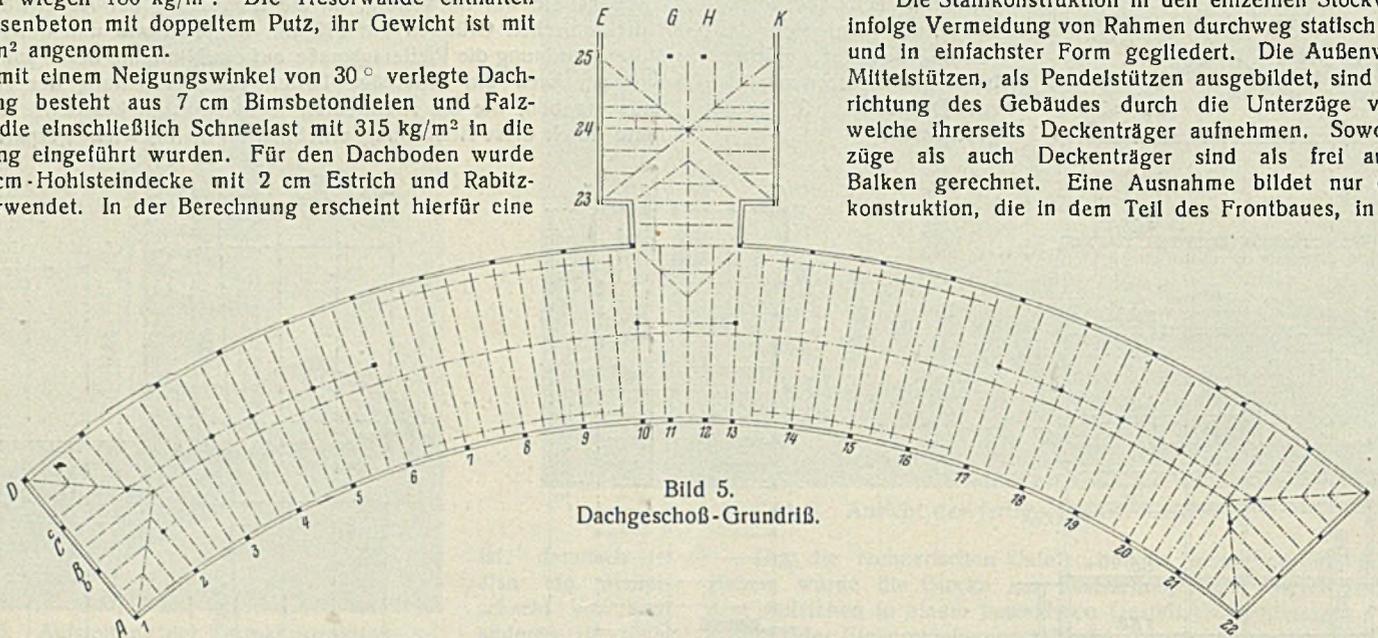


Bild 5.  
Dachgeschoß-Grundriß.

Gesamtlast von  $500 \text{ kg/m}^2$ , wobei eine Nutzlast von  $200 \text{ kg/m}^2$  angenommen wurde.

Unter den Büroräumen liegen Decken aus 10 cm Hohlsteinen, 3 cm Kork, 2 cm Asphalt mit Linoleumbelag, ferner zur Erzielung einer glatten Untersicht eine unterspannte Puffdecke. Bei einer Nutzlast einschließlich Zwischenwänden von  $275 \text{ kg/m}^2$  ergibt sich eine Gesamtbelastung von  $600 \text{ kg/m}^2$ . Zur Aufnahme der Kasinoräume, der Treppenvorplätze und der Bibliothek wurden die Decken mit  $500 \text{ kg/m}^2$  Nutzlast berechnet. Die Deckenausbildung selbst ist bis 2,1 m Kappenspannweite die gleiche wie für Büroräume, ergibt demnach eine Gesamtlast von  $800 \text{ kg/m}^2$ . Bei größerer Kappenspannweite bis 3,1 m mußten 15 cm-Hohlsteine verwendet werden. Die Gesamtlast beträgt hier  $850 \text{ kg/m}^2$ . Über dem 3. Obergeschoß liegt eine Terrasse, die aus einer 15 cm-Hohlsteindecke, 3 cm Fliesen, 3 cm Schlackenbeton mit Abdichtung und Puffdecke besteht. Bei einer Nutzlast von  $500 \text{ kg/m}^2$  wurde mit einer Gesamtlast von  $900 \text{ kg/m}^2$  gerechnet. Die Decke über dem Tresor besteht aus 50 cm

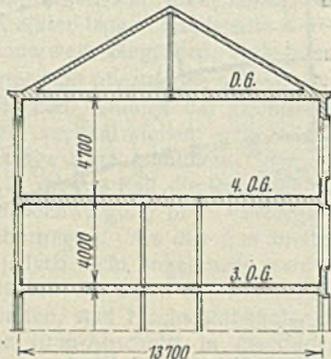


Bild 6.

der Speisesaal befindet, als einfach statisch unbestimmtes System ausgeführt wurde.

In Bild 5 ist der Grundriß des Dachgeschosses dargestellt, aus welchem hervorgeht, daß vom linken Giebel bis Stützenachse 6 bzw. von Stützenachse 17 bis zum rechten Giebel ein Mittelstützenzug durchgeht und die Dachträger aufnimmt. Diese sind in dem genannten Bereich des Gebäudes und auch im Quergebäude als Gelenkträger gerechnet und ausgebildet, wobei der Kragträger eine Stützweite von 5,55 m und einen Kragarm von 1,3 m besitzt, und der eingehängte Träger 6,13 m weit gespannt ist. Die Gelenkpunkte liegen im First und sind in der Längsrichtung des Daches durch einen Träger I 12 ausgestellt. Die Dachträger selbst bestehen aus I 20 und haben in der Stützenachse eine gegenseitige Entfernung von 1,72 m. Die Stützen selbst stehen im Abstand von 5,16 m voneinander und tragen einen Unterzug aus I 28, der in seinen Drittelpunkten die Kragträger aufnimmt.

Der im 4. Obergeschoß zwischen den Stützengruppen 6 und 17 liegende Speisesaal durfte durch keine Stützen im Raume gestört werden. Die über diesem Saal liegenden Deckenträger mußten daher an die Dachkonstruktion gehängt werden. Es entstand ein Sprengwerk, gebildet aus den Dachträgern und den darunterliegenden Deckenträgern nach dem in Bild 6 gezeigten Querschnitt, wobei als statisch Unbestimmte der Hängestab ein-

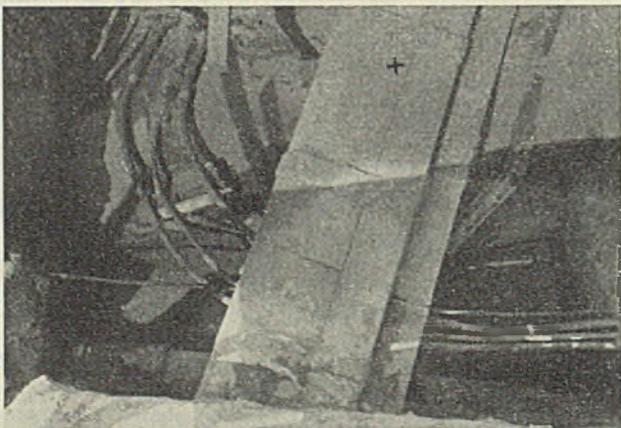


Bild 7. Lage des Postkabelkastens unter dem linken Eckpfeiler der Vorderfront.

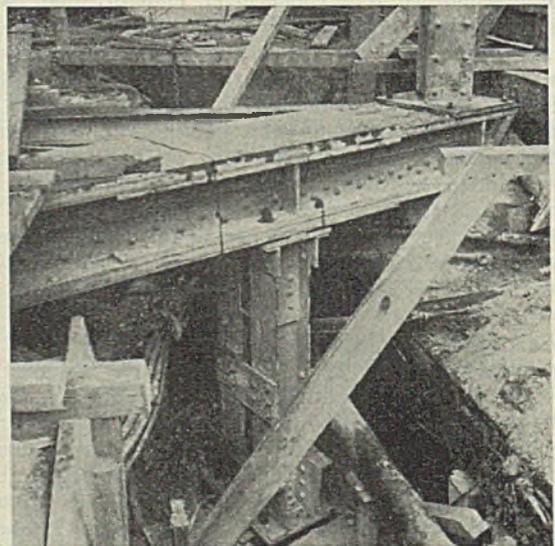


Bild 8. Abfangung der Stütze  $A_1$  über dem Postkabelkasten.

Eisenbeton, 3 cm Kork und 2 cm Asphalt und ergibt bei einer Nutzlast von  $275 \text{ kg/m}^2$  eine Gesamtlast von  $1550 \text{ kg/m}^2$ , während unter dem Tresor bei der gleichen Deckenausbildung infolge der Nutzlast von  $500 \text{ kg/m}^2$  die Gesamtlast  $1800 \text{ kg/m}^2$  beträgt. Die Kellerdecke unter den

geführt wurde. Gewählt wurden für die Dachträger I P 18, für die Deckenträger I 28 und für die Hängestäbe zwei über Eck gestellte Winkel  $65 \cdot 65 \cdot 7$ .

Die durch je zwei Etagen im gleichen Profil ungestoßen durchgehenden Hauptstützenzüge der Reihe A bestehen in den vier unteren

Geschossen in der Regel aus I P 22, in den oberen aus I P 18. In der Außenstützenreihe *D* wurden vom Keller bis zum 2. Obergeschoß ebenfalls I P 22, im 3. und 4. Obergeschoß I P 20 gewählt. Für die beiden Innenstützenreihen *B* und *C* wurden im Keller und Erdgeschoß I P 22, in den oberen Geschossen I P 20 verwendet. An einigen besonders schwer

Stütze besteht aus zwei I P 22. Ähnliche Verhältnisse lagen für die Stützengruppe *2I* vor, wo im Zuge der Brandenburgischen Straße 17 m lange vollbeladene Postkabel freilagen und besonders unterstützt bzw. überbrückt werden mußten. Die Lage dieser Kabel zeigt Bild 9. Zur Abfangung der Stütze *B2I* über dem Tiefkeller wurde ein Unterzug ver-

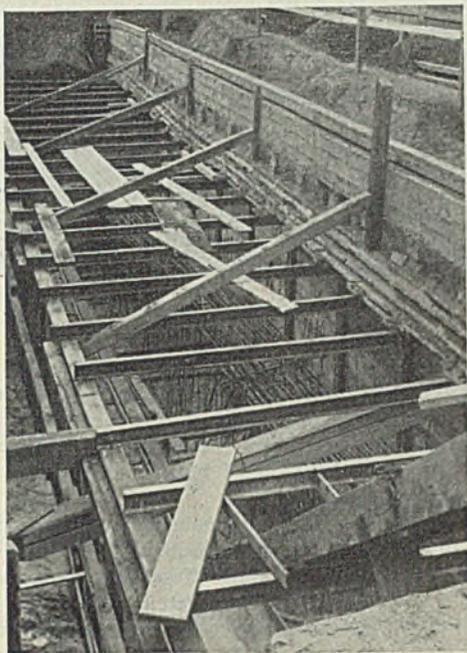


Bild 9. Lage der Postkabel in der Brandenburgischen Straße.

belasteten Stellen der Innenstützenreihe *C*, und zwar in den Achsen 2 und *2I*, wurden I P 38 verstärkt durch je drei Gurtplatten  $300 \cdot 10$  an beiden Flanschen erforderlich. Die notwendigen Verstärkungen der Außenstützen konnten mit Rücksicht auf die beschränkte Pfeilerdicke nur an den Stegen der Breitflanschträger oder an der Innenseite der Flansche vorgenommen werden. Besondere Schwierigkeiten ergaben sich bei der Anordnung der Stützen in den Gruppen *I* und *2I* im Keller, da die bestehenden Postkabelkästen bzw. freiliegenden Leitungen umgangen und die Stützen abgefangen werden mußten. Bild 7 zeigt die Lage der

wendet, der aus einem durch zwei Steglaschen  $530 \cdot 16$  verstärkten I P 60 besteht. Dieser ist durch die Luftschutzdecke gleichmäßig mit 65 t und durch die Stütze *B2I* mit 170 t belastet. Die Stütze *A2I* mußte über dem Tiefkeller von einem Unterzug abgefangen werden, bestehend aus einem I P 60, der durch zwei Steglaschen  $530 \cdot 20$  verstärkt ist. Dieser nimmt die im Keller stehende Stütze *A2I* mit einer Belastung von 225 t auf, welche ihrerseits einen zur Abfangung des darüberliegenden Stützenguges *A2I* dienenden Unterzug trägt. Letzterer mußte zur Überbrückung des Kabelkanals als Kragträger mit einem 1,6 m langen Kragarm ausgebildet werden und besteht aus einem I P 60 mit Stegverstärkung durch zwei Platten  $530 \cdot 16$ . Er hat eine Gesamtlast von 210 t zu tragen, wovon allein aus dem Stützengug *A2I* eine Last von 170 t herrührt. Die Anordnung der beiden erwähnten Unterzüge über Tiefkeller und Keller mit der zwischen ihnen gelagerten Kellerstütze *A2I* und dem überbrückten Kabelkasten ist in Bild 10 veranschaulicht.

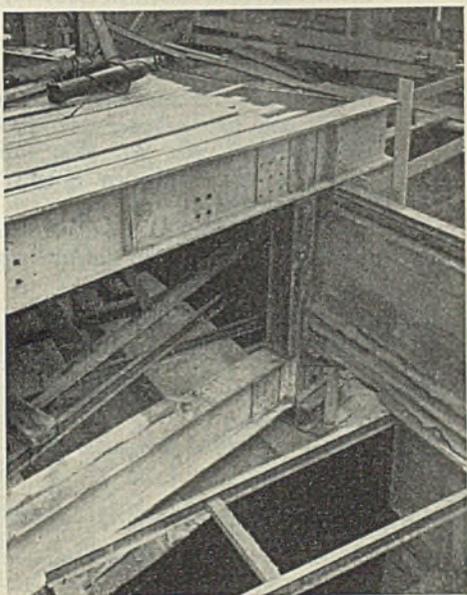


Bild 10. Abfangkonstruktion in der Brandenburgischen Straße.

Leitungen beim Übergang am U-Bahntunnel Hohenzollerndamm an der Stelle, wo der linke Eckpfeiler der Vorderfront steht. Die Mitte der Eckpfeilerstütze *A1* ist durch ein Kreuz auf dem Postkabelkasten gekennzeichnet. Aus Bild 8 ist zu ersehen, wie an dieser Stelle die Stütze *A1* über dem Keller abgefangen wurde. Der Unterzug, der infolge der geringen zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe aus einem komplizierten genieteten Kastenquerschnitt hergestellt wurde, greift mit seinem 1,55 m langen Kragarm über den Kabelkasten und nimmt am Ende des Kragarmes die Eckstütze auf, die ihn mit 114 t belastet. Der Auflagerdruck des Unterzuges auf der zu sehenden Stütze beträgt etwa 160 t und das gesamte Moment an dieser Stelle 160 tm. Die 1,6 m hohe

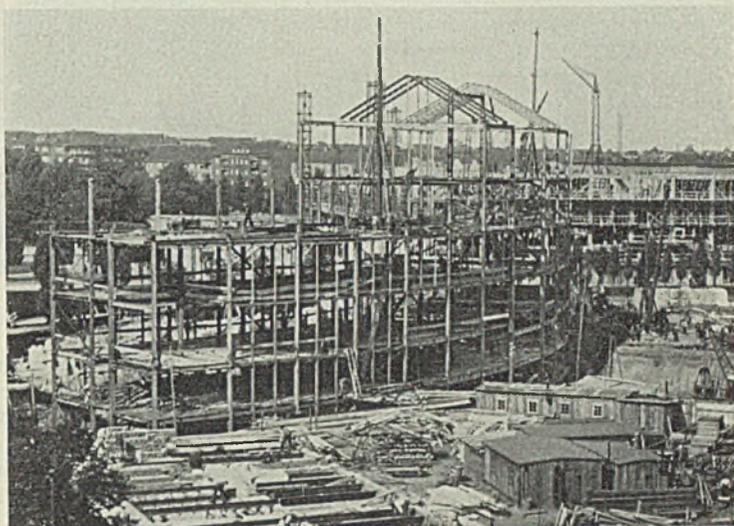


Bild 11. Aufstellung der Stahlkonstruktion.

wendet, der aus einem durch zwei Steglaschen  $530 \cdot 16$  verstärkten I P 60 besteht. Dieser ist durch die Luftschutzdecke gleichmäßig mit 65 t und durch die Stütze *B2I* mit 170 t belastet. Die Stütze *A2I* mußte über dem Tiefkeller von einem Unterzug abgefangen werden, bestehend aus einem I P 60, der durch zwei Steglaschen  $530 \cdot 20$  verstärkt ist. Dieser nimmt die im Keller stehende Stütze *A2I* mit einer Belastung von 225 t auf, welche ihrerseits einen zur Abfangung des darüberliegenden Stützenguges *A2I* dienenden Unterzug trägt. Letzterer mußte zur Überbrückung des Kabelkanals als Kragträger mit einem 1,6 m langen Kragarm ausgebildet werden und besteht aus einem I P 60 mit Stegverstärkung durch zwei Platten  $530 \cdot 16$ . Er hat eine Gesamtlast von 210 t zu tragen, wovon allein aus dem Stützengug *A2I* eine Last von 170 t herrührt. Die Anordnung der beiden erwähnten Unterzüge über Tiefkeller und Keller mit der zwischen ihnen gelagerten Kellerstütze *A2I* und dem überbrückten Kabelkasten ist in Bild 10 veranschaulicht.

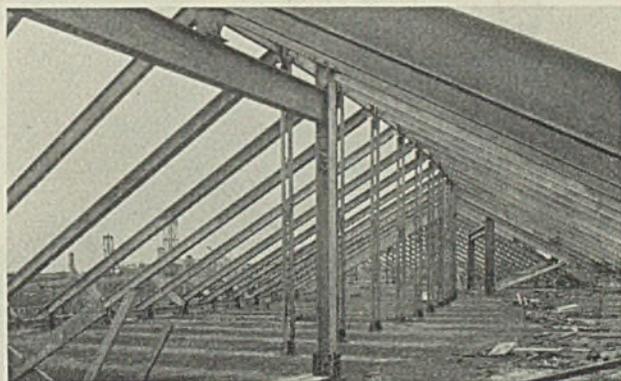


Bild 12. Dachkonstruktion.

Die Montage dieser Abfangkonstruktionen mußte naturgemäß mit allergrößter Vorsicht geleitet und ausgeführt werden, da die geringste Beschädigung an den freiliegenden Leitungen unabsehbaren Schaden angerichtet hätte. Man konnte daher an diesen Stellen nur schrittweise vorgehen und mußte besonders verlässliche und geschulte Arbeitskräfte verwenden; die Arbeiten konnten ohne den geringsten Zwischenfall ausgeführt werden.

Mit Rücksicht auf diese Schwierigkeiten in den Achsen *I* bis *3* und *20* bis *22* mußte zuerst das Gerippe zwischen den Achsen *3* bis *20* aufgestellt werden. Von der Decke des zweiten Obergeschosses dieses Teiles konnten dann erst die über den Fundamenten der Achsen *I* bis *3* und *20* bis *22* liegenden Konstruktionen montiert werden.

Die übrigen Aufstellungsarbeiten verliefen, bis auf einige, durch örtliche Verhältnisse bedingte Arbeitsunterbrechungen, ziemlich flott. Während die Abfangungsarbeiten in der Hauptsache vom 24. August bis 20. September 1935 dauerten, konnte das ganze Stahlgerippe bereits am 28. November 1935 fertiggestellt und das Richtfest am 30. November gefeiert werden. Bild 11 zeigt die Baustelle am 23. September mit den ersten aufgestellten Teilen des Frontbaues. Man sieht die arbeitenden Schwenkmaste, die von der Mitte ausgehend die Montage nach den beiden

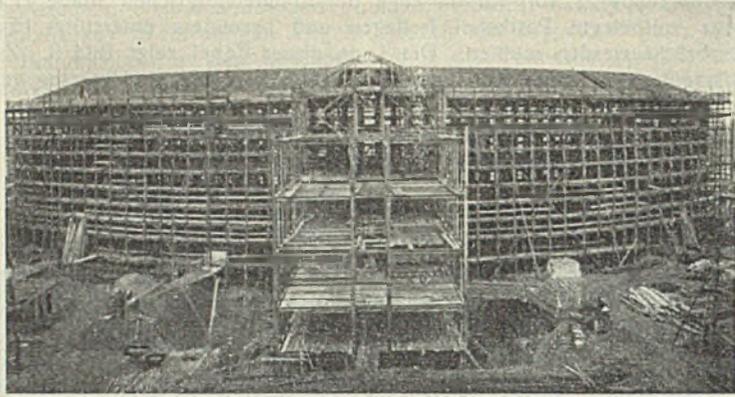


Bild 13. Die Stahlkonstruktion nach beendeter Aufstellung.

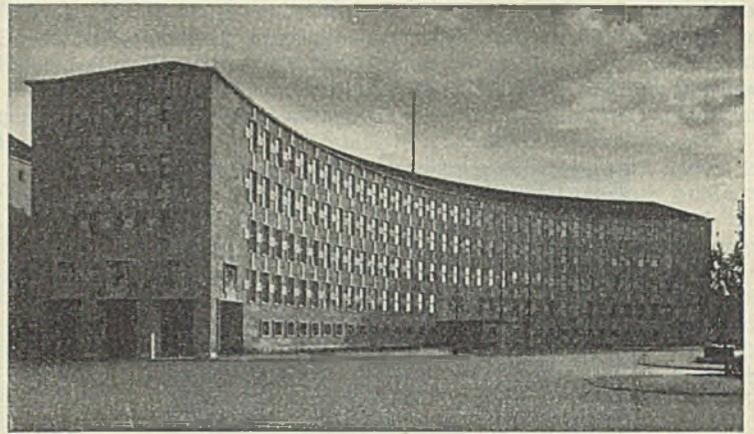


Bild 14. Ansicht des fertiggestellten Gebäudes.

Giebeln vortreiben. Bild 12 zeigt das Gerippe der Dachkonstruktion am 27. Oktober 1935. Man sieht die Binder mit den Hängestangen und im Anschluß daran die auf den Stützen oder auf Unterzügen ruhenden bzw. im First eingehängten Dachträger.

Bild 13 zeigt eine Aufnahme des fertiggestellten Stahlskeletts von der Ostseite mit dem noch offenen, im Querschnitt zu sehenden Quergebäude. Das fertiggestellte Gebäude zeigt Bild 14.

Das Gebäude umfaßt bei einer Grundfläche von 1974 m<sup>2</sup> rd. 45 000 m<sup>3</sup> umbauten Raum. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 967 t, demnach 21,5 kg/m<sup>3</sup>. Dieses Raumgewicht ist bei den ver-

Die Herren Architekten Paul Tarruhn und Dipl.-Ing. Otto Firle, denen als örtlicher Bauführer Herr Architekt Hentschel zur Seite stand, haben in umsichtiger und zielbewußter Weise den Bau geleitet, und es ist den genannten Herren besonders zu danken, daß die Zusammenarbeit mit den ausführenden Firmen reibungslos und in jeder Beziehung sachlich erfolgen konnte.

Die Rohbauabnahme fand am 31. März 1936 statt, der Innenausbau wurde Ende Oktober 1936 vollendet. Die Tageszeitungen vom 5. November 1936 berichteten, daß das Verwaltungsgebäude der Nordstern Lebensversicherung an diesem Tage seiner Bestimmung übergeben wurde. Bei der feierlichen Eröffnung betonten die Herren Festredner, daß das neue Haus kein „Versicherungspalast“, sondern ein Bau ernster Arbeit an der Gemeinschaft sei. In diesem Sinne möge es, stets erfolgreich, seinem Zwecke dienen.

#### Die Wohnhausbauten.

An das Verwaltungsgebäude schließen im Zuge der Brandenburgischen Straße und von da in die Sächsische Straße einbiegend, die Wohnhausbauten an. Es handelt sich um einen Block von sechs einzelnen Häusern, die bei einer Baubreite von 12,50 m in der Brandenburgischen Straße eine Gesamtlänge von 53,78 m und in der Sächsischen Straße eine solche von 66,48 m haben. Die Häuser sind 2,70 m tief unterkellert und haben außer dem Erdgeschoß vier Obergeschosse von je 3,40 m Höhe. Die Gesamthöhe vom Fußboden Erdgeschoß bis zur Traufe beträgt 17 m.

Die Wohnungen bestehen aus 2½, 3½ und 4½ Zimmern von durchschnittlich je etwa

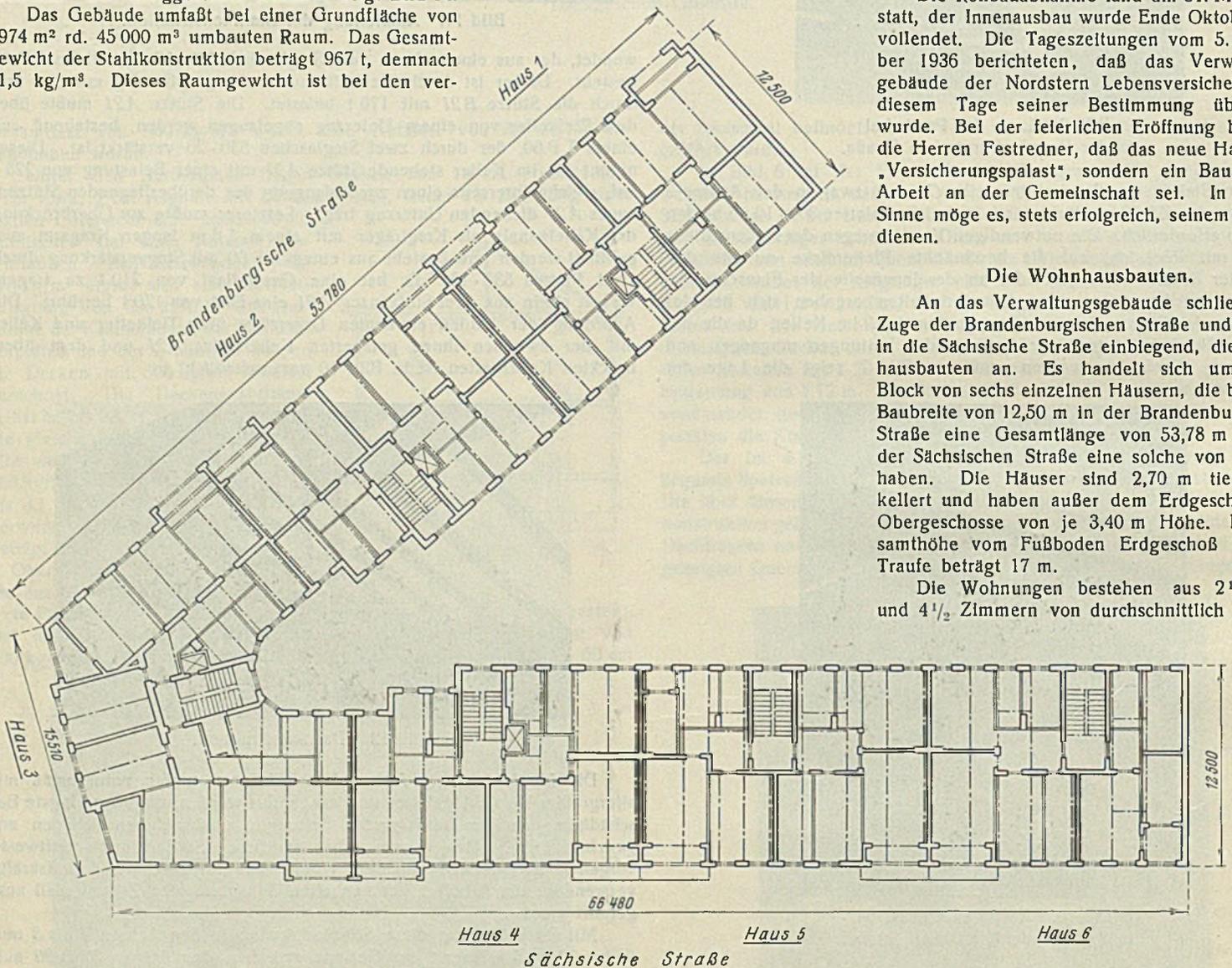


Bild 15. Grundriß über dem dritten Obergeschoß.

hältnismäßig hohen Nutzlasten und unter Berücksichtigung der schweren Abfangekonstruktionen im Keller und Tiefkeller als günstig zu bezeichnen.

Die Stahlskelettkonstruktion wurde von der aus den beiden Stahlbau-firmen Krupp-Druckemüller G. m. b. H. und Steffens & Nölle A.-G. unter Führung der ersteren gebildeten Arbeitsgemeinschaft statisch berechnet und ausgeführt. Mit den Bauarbeiten waren die Firmen Richter & Schädel G. m. b. H. und A. Stapf betraut.

4-5 m Größe und allen erforderlichen, den modernsten Anforderungen entsprechenden Nebengelassen und sind sehr gut ausgestattet. Nach der Straßenfront hat jede Wohnung eine Loggia von 2 m Breite und 4,30 m Länge. Diese haben im Eckgebäude 3, in dem nur 4½-Zimmer-Wohnungen untergebracht sind, andere Abmessungen, weil dort, mit Rücksicht auf die Grundrißform, die Loggien dreieckförmig ausgebildet werden mußten.

Bild 15 zeigt den Grundriß über dem dritten Obergeschoß. Man sieht, daß hier das Tragwerk kein Stahlgerippe ist, sondern aus massiven Umfassungs- und Zwischenwänden besteht, die die Deckenträger und Unterzüge bzw. über den Wandöffnungen die Sturzträger aufnehmen.

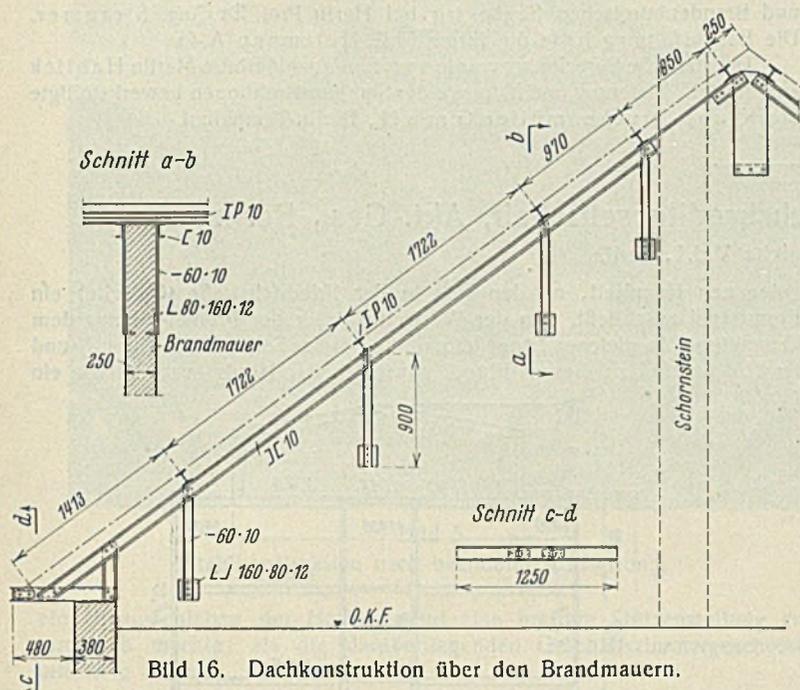


Bild 16. Dachkonstruktion über den Brandmauern.

Die Geschoßdecken bestehen aus 10 cm Hohlsteinen zwischen Stahlträgern und erhalten zwecks Herstellung einer ebenen Untersicht eine Puffdecke. Über den Hohlsteinen liegt eine 2 cm starke Abgleichschicht, 4 cm Leichtbeton und, bei den Decken unter den Zimmern, in Asphalt verlegtes Parkett. Hieraus ergibt sich für die Decken ein Eigengewicht von 310 kg/m<sup>2</sup> und bei 200 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast eine Gesamtbelastung von 510 kg/m<sup>2</sup>.

Bei der Decke unter der Waschküche ist die Last infolge der erforderlichen Dichtung, der 1 cm dicken Schutzschicht und des 4 cm Gefällbetons um 20 kg/m<sup>2</sup> größer, so daß hier mit 530 kg/m<sup>2</sup> gerechnet wurde.

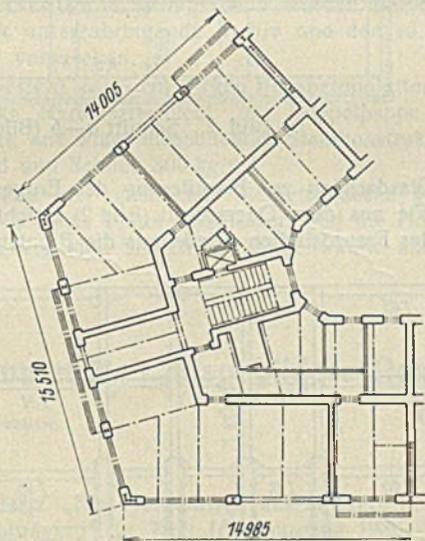


Bild 17. Erdgeschoßgrundriß des Eckhauses 3.

Unter Küche und Bad wurde eine Gesamtlast von 575 kg/m<sup>2</sup> bei Deckenbreiten bis 2,40 m eingesetzt, bei größeren Spannweiten bis 2,70 m 640 kg/m<sup>2</sup> ohne Zwischenwände. Bei Berücksichtigung von Zwischenwänden ist die Belastung entsprechend größer.

Unter den Loggien wurde eine Gesamtlast von 810 kg/m<sup>2</sup> bei 500 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast angenommen, ebenso unter den Läden.

Über dem Luftschutzkeller, den eine 18 cm dicke Eisenbetondecke abschließt, beträgt bei einer Nutzlast von 2500 kg/m<sup>2</sup> die Gesamtlast 3100 kg/m<sup>2</sup>.

Die Hofkellerdecke besteht aus 20 cm Eisenbeton, 15 cm Leichtbeton, 6 cm Gefällbeton, 3 cm Schutzschicht und 5 cm Asphalt. Für sie wurde ein Eigengewicht von 930 kg/m<sup>2</sup>, befahrbar durch 6 t-Wagen, berücksichtigt.

Die Treppenläufe sind als 10 cm dicke Hohlsteine mit darunterliegender Puffdecke zwischen beiderseitigen Wangenträgern I 16 gespannt

und haben eine Steigung von 31 1/2°. Die Stufen sind mit 5 cm dickem Eichenholz belegt. Bei einer Nutzlast von 350 kg/m<sup>2</sup> ergibt sich eine Gesamtlast von 770 kg/m<sup>2</sup>.

Für die Gesimse an den Straßenfronten wurde 500 kg/m<sup>2</sup>, an den Hoffronten 300 kg/m<sup>2</sup> zugrunde gelegt.

Das Dach ist mit Falzziegeln auf Latten eingedeckt. Die Dachneigung beträgt 36 1/2°; einschließlich Schnee und Wind wurde die Belastung mit 220 kg/m<sup>2</sup> angenommen. Die Dachkonstruktion ist durchweg aus Holz,

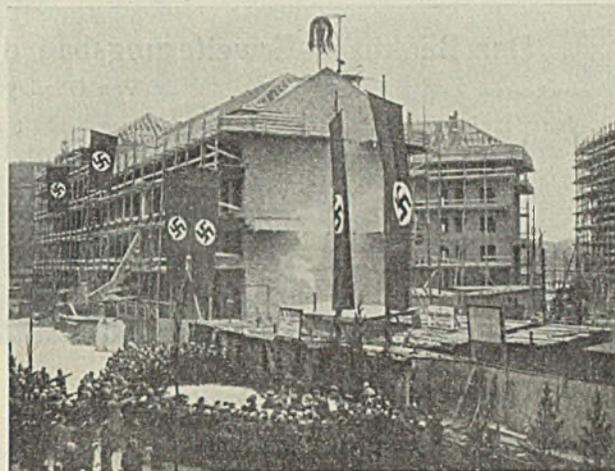


Bild 18. Richtfest der Wohnbauten.

nur über den Brandmauern ist zwischen je zwei Häusern eine Stahlkonstruktion für die Massivzone angeordnet. Diese besteht aus zwei, zu beiden Seiten der 25 cm dicken Brandmauer der Dachneigung folgenden  $\square 10$ , welche in regelmäßigen Abständen (vgl. Bild 16) Breitflanschträger IP 10 aufnehmen, die mit den benachbarten Holzbländern Oberkante — bündig liegen. Unter jedem dieser 1250 mm langen, pfettenartigen IP-Träger werden zwei Winkel 80 · 160 · 12 mm zu beiden Seiten in die Brandmauer eingesetzt und mit dem  $\square 10$  durch 750 mm lange Flachstähle 60 · 10 verankert. Die erwähnten Winkel stehen durch 1/2" dicke Bolzen miteinander in Verbindung.



Bild 19. Ansicht der fertiggestellten Wohnhäuser.

Die Aufnahme des Windes und dessen Übertragung durch die Mauerpfeller auf die Fundamente ist mit Rücksicht auf die vorhandenen dicken Zwischenwände und Treppenhäuser in einfachster Weise gegeben, wobei die massiven Decken als Windträger wirken. Die Umfassungs- und Mittelwände, ferner die die Wohnungen trennenden Zwischenwände und die Treppenhäuser bieten eine gute Aussteifung der Gebäude. Abweichungen von dieser in allen Häusern maßgebenden Anordnung ergeben sich nur im Eckhaus 3, wo im Erdgeschoß die beiden Eckstützen S 11 und S 12 mit den anschließenden Schaufenster-Sturzträgern zu Halbrahmen verbunden sind, welche als Aussteifung des Eckhauses wirken. In Bild 17 ist das Erdgeschoß des Eckhauses 3 dargestellt, wobei die erwähnten Rahmen besonders kenntlich gemacht sind. Die Rahmenstiele bestehen aus einem I 50, verstärkt durch  $\square 26$  bzw. einem I 47 1/2 mit  $\square 26$ , die



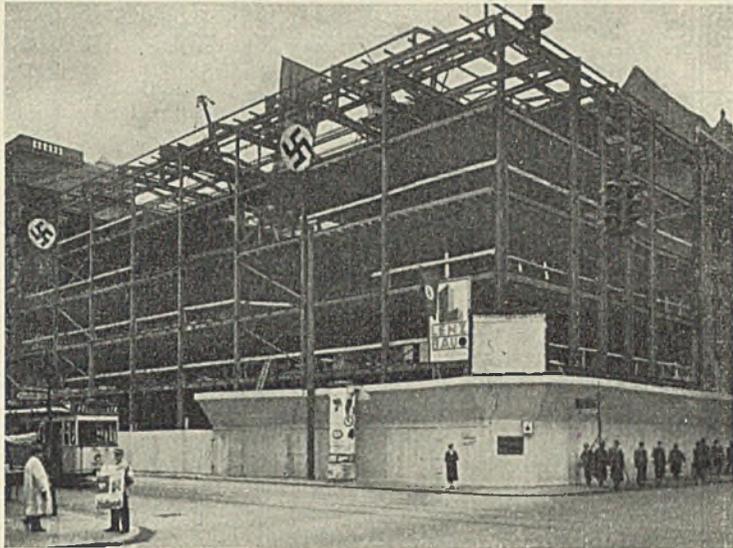


Bild 5.

Stahlkonstruktion nach beendeter Aufstellung.

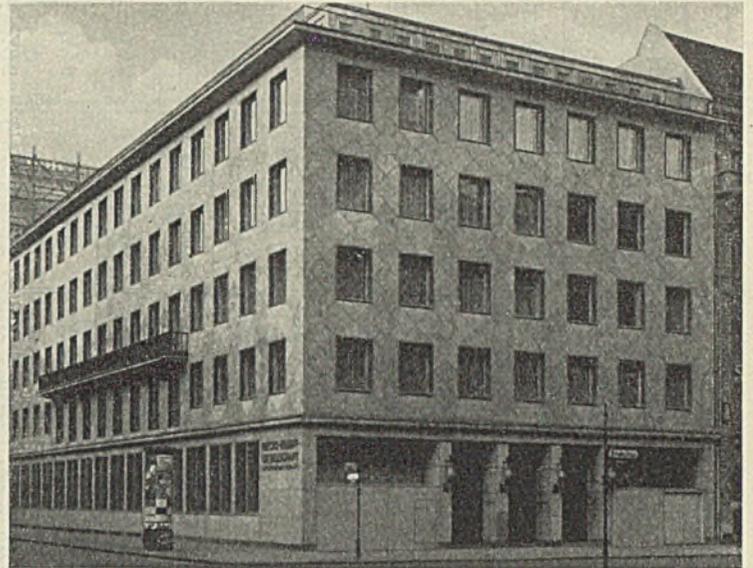


Bild 6.

Ansicht des fertiggestellten Gebäudes.

ein Hinausschieben der Hoffront und eine breitere Stützenstellung erforderlich machte, als die darüberliegenden Geschäftszimmergeschosse mit 16 m Breite.

Die Unterzüge laufen in der Französischen Straße und im westlichen Seitenflügel senkrecht, in der Friedrichstraße parallel zur Front.

Die Außenwände bestehen an den Fronten aus 25 cm dicken Bimsbetonhohlsteinen, die an der Straße mit 6 cm Muschelkalkplatten, an der Hofseite mit Keramikplatten bekleidet sind. An der Französischen Straße übertragen die äußersten Kappenträger, an der Friedrichstraße die in der Front liegenden Unterzüge die Wandlasten auf die Frontstützen.

Die Decken bestehen in der Hauptsache aus gestelzten, 10 cm dicken Steineisendecken mit 2 1/2 cm Aufbeton.

Die Nutzlasten der Decken über Erdgeschoß bis 3. Obergeschoß betragen 250 kg/m<sup>2</sup> mit einem Zuschlag von 75 kg/m<sup>2</sup> für Zwischenwände. Für die Decken im 4. Obergeschoß wurden mit Rücksicht auf das im 5. Stockwerk unterzubringende Archiv und den rd. 2 m breiten Umgang 500 kg/m<sup>2</sup> vorgesehen.

Das Dach besteht aus 7 cm dicken Bimsbetonplatten, verstärkt durch eine 2 cm dicke Hartbasaltschicht, mit Doppelpappe in der üblichen Weise abgedeckt, und wiegt einschließlich Stahlkonstruktion, Rabitzdecke, Isolierung, Wind und Schnee 300 kg/m<sup>2</sup>.

Die Steifigkeit der gestelzten Steineisendecke gestattet es, jede Geschoßdecke als starre Platte aufzufassen und die Horizontalkräfte aus Winddruck an geeigneten Stellen der Außenwände auf die Fundamente zu übertragen.

Der Wind in der West-Ost-Richtung wird an den nördlichen fensterlosen Grenzziegeln durch je zwischen zwei Stützen gespannte Diagonalverbände aufgenommen, in der Front der Französischen Straße durch einen dicken Klinkerpieller und die Steifigkeit der in der Front stehenden Stützenreihe.

In der Nord-Süd-Richtung wird der Wind am westlichen Grenzziebel durch einen Diagonalverband, wie vorstehend beschrieben, aufgenommen, in der Friedrichstraße dagegen wurde mit Rücksicht auf die Fensterfront ein von der Kellergeschoßdecke bis zur Decke des 4. Obergeschosses durchgehender sechsstieliger Stockwerkrahmen ausgebildet. Die Lage der Verbände ist in Bild 1 angedeutet und der Stockwerkrahmen in der Ansicht (Bild 4) dargestellt. Das genügend stiefe Kellergeschoß führt die Horizontalkräfte in die Fundamentplatte.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 526 t.

Der Aufbau der Stahlkonstruktion erfolgte entsprechend der Dringlichkeit des Bauvorhabens in der kurzen Zeit von 8 Wochen. Bild 5 zeigt die Stahlkonstruktion nach beendeter Aufstellung, während Bild 6 eine Ansicht des fertiggestellten Bauwerks gibt.

Entwurf und Bauleitung waren dem Architekten, Herrn Professor F. A. Breuhaus, Berlin, übertragen.

Die Herstellung der Stahlbauteile, die dazu erforderlichen Berechnungen und Zeichnungen sowie die Gesamtmontage hat die Firma G. E. Deilschau G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, ausgeführt. Die Peiner Werkshandelsfirma G. m. b. H., Berlin-Marlenfelde, lieferte von der vorgenannten Gesamtmenge 150 t Konstruktionsteile.

## Die symmetrisch ausgebildete Rostbrücke mit drei Hauptträgern und elastischen Querträgern in den Hauptträgerdritteln.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Hans Holzwarth.

In dem Aufsatz „Die symmetrisch ausgebildete Rostbrücke mit drei und vier Hauptträgern“ in Heft 16, Jahrgang 1936, dieser Zeitschrift wurde darüber berichtet, daß für einfache symmetrisch ausgebildete Rostbrücken eine genaue Berechnung von verhältnismäßig geringem Umfang für die Zwecke der Praxis durchaus im Bereiche des Möglichen liegt, wenn man sich des hierfür sehr geeigneten Verfahrens der sogenannten Belastungsumordnung bedient und als statisch unbestimmte Größen die Auflagerdrücke der Rostkonstruktion einführt. Unter Berücksichtigung der verschiedenen Steifigkeitswerte  $EJ$  der Roststäbe und Randträger lassen sich entsprechende Beziehungen für die Auflagerunbekannten aufstellen, die bei den einfachen Rostbrücken (Bild 3, 4 u. 5 des genannten Aufsatzes) in allgemein gültigen Formeln leicht zusammenfaßbar sind, so daß also für jede Ausführung derartiger Brücken ohne weiteres alle Einflußlinien für die Auflagerdrücke, Querkräfte und Biegemomente an Hand solcher Formeln schnell ermittelt werden können.

Die Brauchbarkeit dieses Verfahrens wurde hierauf an der einfachsten Rostbrücke (Bild 3) für  $E = \text{konst.}$  unter Beweis gestellt und auf Grund der drei möglichen Ausführungen die entsprechenden Werte aus einer ausführlichen Berechnung in den Tabellen I, II und III zusammengefaßt, wobei jedoch in den Tabellen I und II unter „Bemerkung“ an Stelle von

$\varphi_3 = \frac{J_c}{J_3}$  und  $\varphi_4 = \frac{J_c}{J_4}$  die Berichtigung  $\varphi_3 = 2 \cdot \frac{J_c}{J_3}$  und  $\varphi_4 = 2 \cdot \frac{J_c}{J_4}$  gesetzt werden muß. Abschließend wurden dann noch an einem Zahlenbeispiel für einen Trägerrost mit den Stablängen  $a = b = \lambda$  und Werten  $J_{1,2} : J_{3,4} = 1 : 2$  die Ordinaten der Einflußlinien für einige Rostquerschnitte ermittelt und in Tabellen geordnet zusammengestellt.

Nachstehend sei nun die Anwendung dieses Verfahrens zur Berechnung der an sich zweifach statisch unbestimmten Rostbrücke (Bild 1, S. 48) für  $E = \text{konst.}$  behandelt und die entsprechenden Werte aus einer ausführlichen Berechnung wieder auf Grund der drei möglichen Ausführungen in den Tabellen I, II und III zusammengefaßt, wobei noch zur Berechnung der Rostquerschnitte 11 bis 15 die Werte  $M$  und  $N$  bezogen auf den Roststab  $A-B$  eingeführt sind.

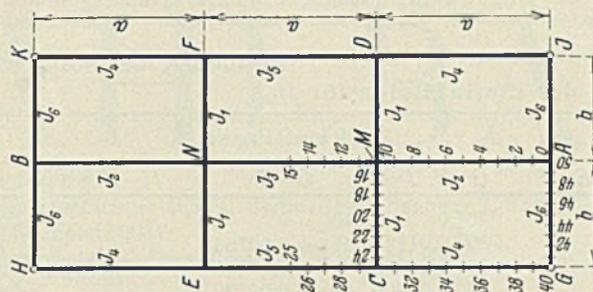
Abschließend mögen dann wieder an einem Zahlenbeispiel für einen Trägerrost mit den Stablängen  $a = b = \lambda$  und Werten  $J_{1,2,3} : J_{4,5,6} = 1 : 2$  die Ordinaten der Einflußlinien für einige Rostquerschnitte ermittelt und die Ergebnisse der Übersichtlichkeit halber wieder in Tabellenform zusammengestellt sowie auch graphisch aufgetragen werden.

Wie die schematische Darstellung (Bild 2, S. 48) zeigt, kann der elastisch gestützte bzw. starr gelagerte Trägerrost durch Anordnung einiger Zwischenquerträger konstruktiv natürlich wieder ausgebaut werden.

Tabelle I.

Last Schnitt	Auflagerdrücke						Belastung			
	X'	X''	A	B	C	D	E	F	M	N
0	$\frac{1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{3000\eta}{2\varrho} \cdot P$	$P - 2X'_0 - \frac{2}{3} \cdot X''_0$	$-2X'_0 + \frac{2}{3} \cdot X''_0$	$X'_0 + X''_0$	$X'_0 + X''_0$	$X'_0 - X''_0$	$X'_0 - X''_0$	$2(X'_0 + X''_0)$	$2(X'_0 - X''_0)$
1	$\frac{299\alpha + 300\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{497\alpha + 100\beta + 2800\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{29}{30} \cdot P - 2X'_1 - \frac{2}{3} \cdot X''_1$	$\frac{1}{30} \cdot P - 2X'_1 + \frac{2}{3} \cdot X''_1$	$X'_1 + X''_1$	$X'_1 + X''_1$	$X'_1 - X''_1$	$X'_1 - X''_1$	$2(X'_1 + X''_1)$	$2(X'_1 - X''_1)$
2	$\frac{592\alpha + 600\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{976\alpha + 200\beta + 2600\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{28}{30} \cdot P - 2X'_2 - \frac{2}{3} \cdot X''_2$	$\frac{2}{30} \cdot P - 2X'_2 + \frac{2}{3} \cdot X''_2$	$X'_2 + X''_2$	$X'_2 + X''_2$	$X'_2 - X''_2$	$X'_2 - X''_2$	$2(X'_2 + X''_2)$	$2(X'_2 - X''_2)$
3	$\frac{873\alpha + 900\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{1419\alpha + 300\beta + 2400\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{27}{30} \cdot P - 2X'_3 - \frac{2}{3} \cdot X''_3$	$\frac{3}{30} \cdot P - 2X'_3 + \frac{2}{3} \cdot X''_3$	$X'_3 + X''_3$	$X'_3 + X''_3$	$X'_3 - X''_3$	$X'_3 - X''_3$	$2(X'_3 + X''_3)$	$2(X'_3 - X''_3)$
4	$\frac{1136\alpha + 1200\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{1808\alpha + 400\beta + 2200\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{26}{30} \cdot P - 2X'_4 - \frac{2}{3} \cdot X''_4$	$\frac{4}{30} \cdot P - 2X'_4 + \frac{2}{3} \cdot X''_4$	$X'_4 + X''_4$	$X'_4 + X''_4$	$X'_4 - X''_4$	$X'_4 - X''_4$	$2(X'_4 + X''_4)$	$2(X'_4 - X''_4)$
5	$\frac{1375\alpha + 1500\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{2125\alpha + 500\beta + 2000\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{25}{30} \cdot P - 2X'_5 - \frac{2}{3} \cdot X''_5$	$\frac{5}{30} \cdot P - 2X'_5 + \frac{2}{3} \cdot X''_5$	$X'_5 + X''_5$	$X'_5 + X''_5$	$X'_5 - X''_5$	$X'_5 - X''_5$	$2(X'_5 + X''_5)$	$2(X'_5 - X''_5)$
6	$\frac{1584\alpha + 1800\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{2352\alpha + 600\beta + 1800\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{24}{30} \cdot P - 2X'_6 - \frac{2}{3} \cdot X''_6$	$\frac{6}{30} \cdot P - 2X'_6 + \frac{2}{3} \cdot X''_6$	$X'_6 + X''_6$	$X'_6 + X''_6$	$X'_6 - X''_6$	$X'_6 - X''_6$	$2(X'_6 + X''_6)$	$2(X'_6 - X''_6)$
7	$\frac{1757\alpha + 2100\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{2471\alpha + 700\beta + 1600\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{23}{30} \cdot P - 2X'_7 - \frac{2}{3} \cdot X''_7$	$\frac{7}{30} \cdot P - 2X'_7 + \frac{2}{3} \cdot X''_7$	$X'_7 + X''_7$	$X'_7 + X''_7$	$X'_7 - X''_7$	$X'_7 - X''_7$	$2(X'_7 + X''_7)$	$2(X'_7 - X''_7)$
8	$\frac{1888\alpha + 2400\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{2464\alpha + 800\beta + 1400\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{22}{30} \cdot P - 2X'_8 - \frac{2}{3} \cdot X''_8$	$\frac{8}{30} \cdot P - 2X'_8 + \frac{2}{3} \cdot X''_8$	$X'_8 + X''_8$	$X'_8 + X''_8$	$X'_8 - X''_8$	$X'_8 - X''_8$	$2(X'_8 + X''_8)$	$2(X'_8 - X''_8)$
9	$\frac{1971\alpha + 2700\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{2313\alpha + 900\beta + 1200\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{21}{30} \cdot P - 2X'_9 - \frac{2}{3} \cdot X''_9$	$\frac{9}{30} \cdot P - 2X'_9 + \frac{2}{3} \cdot X''_9$	$X'_9 + X''_9$	$X'_9 + X''_9$	$X'_9 - X''_9$	$X'_9 - X''_9$	$2(X'_9 + X''_9)$	$2(X'_9 - X''_9)$
10	$\frac{2000\alpha + 3000\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{2000\alpha + 1000\beta + 1000\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{20}{30} \cdot P - 2X'_{10} - \frac{2}{3} \cdot X''_{10}$	$\frac{10}{30} \cdot P - 2X'_{10} + \frac{2}{3} \cdot X''_{10}$	$X'_{10} + X''_{10}$	$X'_{10} + X''_{10}$	$X'_{10} - X''_{10}$	$X'_{10} - X''_{10}$	$2(X'_{10} + X''_{10})$	$2(X'_{10} - X''_{10})$
11	$\frac{2000\alpha + 3270\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{1600\alpha + 1016\beta + 800\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{19}{30} \cdot P - 2X'_{11} - \frac{2}{3} \cdot X''_{11}$	$\frac{11}{30} \cdot P - 2X'_{11} + \frac{2}{3} \cdot X''_{11}$	$X'_{11} + X''_{11}$	$X'_{11} + X''_{11}$	$X'_{11} - X''_{11}$	$X'_{11} - X''_{11}$	$2(X'_{11} + X''_{11})$	$2(X'_{11} - X''_{11})$
12	$\frac{2000\alpha + 3480\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{1200\alpha + 888\beta + 600\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{18}{30} \cdot P - 2X'_{12} - \frac{2}{3} \cdot X''_{12}$	$\frac{12}{30} \cdot P - 2X'_{12} + \frac{2}{3} \cdot X''_{12}$	$X'_{12} + X''_{12}$	$X'_{12} + X''_{12}$	$X'_{12} - X''_{12}$	$X'_{12} - X''_{12}$	$2(X'_{12} + X''_{12})$	$2(X'_{12} - X''_{12})$
13	$\frac{2000\alpha + 3630\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{800\alpha + 652\beta + 400\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{17}{30} \cdot P - 2X'_{13} - \frac{2}{3} \cdot X''_{13}$	$\frac{13}{30} \cdot P - 2X'_{13} + \frac{2}{3} \cdot X''_{13}$	$X'_{13} + X''_{13}$	$X'_{13} + X''_{13}$	$X'_{13} - X''_{13}$	$X'_{13} - X''_{13}$	$2(X'_{13} + X''_{13})$	$2(X'_{13} - X''_{13})$
14	$\frac{2000\alpha + 3720\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	$\frac{400\alpha + 344\beta + 200\eta}{2\varrho} \cdot P$	$\frac{16}{30} \cdot P - 2X'_{14} - \frac{2}{3} \cdot X''_{14}$	$\frac{14}{30} \cdot P - 2X'_{14} + \frac{2}{3} \cdot X''_{14}$	$X'_{14} + X''_{14}$	$X'_{14} + X''_{14}$	$X'_{14} - X''_{14}$	$X'_{14} - X''_{14}$	$2(X'_{14} + X''_{14})$	$2(X'_{14} - X''_{14})$
15	$\frac{2000\alpha + 3750\beta + 1000\eta}{2\xi} \cdot P$	—	$\frac{1}{2} \cdot P - 2X'_{15}$	$\frac{1}{2} \cdot P - 2X'_{15}$	$X'_{15}$	$X'_{15}$	$X'_{15}$	$X'_{15}$	$2X'_{15}$	$2X'_{15}$
16	$\frac{2000\gamma + 3000\delta + 1971\varepsilon}{4\xi} \cdot P$	$\frac{2000\gamma + 1000\delta + 1773\varepsilon}{4\varrho} \cdot P$	$2X'_{16} + \frac{2}{3} \cdot X''_{16}$	$2X'_{16} - \frac{2}{3} \cdot X''_{16}$	$\frac{22}{40} \cdot P - X'_{16} - X''_{16}$	$18 \cdot P - X'_{16} - X''_{16}$	$-X'_{16} + X''_{16}$	$-X'_{16} + X''_{16}$	$-2(X'_{16} + X''_{16})$	$-2(X'_{16} - X''_{16})$
17	$\frac{2000\gamma + 3000\delta + 1888\varepsilon}{4\xi} \cdot P$	$\frac{2000\gamma + 1000\delta + 16992\varepsilon}{4\varrho} \cdot P$	$2X'_{17} + \frac{2}{3} \cdot X''_{17}$	$2X'_{17} - \frac{2}{3} \cdot X''_{17}$	$\frac{24}{40} \cdot P - X'_{17} - X''_{17}$	$16 \cdot P - X'_{17} - X''_{17}$	$-X'_{17} + X''_{17}$	$-X'_{17} + X''_{17}$	$-2(X'_{17} + X''_{17})$	$-2(X'_{17} - X''_{17})$
18	$\frac{2000\gamma + 3000\delta + 1757\varepsilon}{4\xi} \cdot P$	$\frac{2000\gamma + 1000\delta + 15813\varepsilon}{4\varrho} \cdot P$	$2X'_{18} + \frac{2}{3} \cdot X''_{18}$	$2X'_{18} - \frac{2}{3} \cdot X''_{18}$	$\frac{26}{40} \cdot P - X'_{18} - X''_{18}$	$14 \cdot P - X'_{18} - X''_{18}$	$-X'_{18} + X''_{18}$	$-X'_{18} + X''_{18}$	$-2(X'_{18} + X''_{18})$	$-2(X'_{18} - X''_{18})$
19	$\frac{2000\gamma + 3000\delta + 1584\varepsilon}{4\xi} \cdot P$	$\frac{2000\gamma + 1000\delta + 14256\varepsilon}{4\varrho} \cdot P$	$2X'_{19} + \frac{2}{3} \cdot X''_{19}$	$2X'_{19} - \frac{2}{3} \cdot X''_{19}$	$\frac{28}{40} \cdot P - X'_{19} - X''_{19}$	$12 \cdot P - X'_{19} - X''_{19}$	$-X'_{19} + X''_{19}$	$-X'_{19} + X''_{19}$	$-2(X'_{19} + X''_{19})$	$-2(X'_{19} - X''_{19})$
20	$\frac{2000\gamma + 3000\delta + 1375\varepsilon}{4\xi} \cdot P$	$\frac{2000\gamma + 1000\delta + 12375\varepsilon}{4\varrho} \cdot P$	$2X'_{20} + \frac{2}{3} \cdot X''_{20}$	$2X'_{20} - \frac{2}{3} \cdot X''_{20}$	$\frac{30}{40} \cdot P - X'_{20} - X''_{20}$	$10 \cdot P - X'_{20} - X''_{20}$	$-X'_{20} + X''_{20}$	$-X'_{20} + X''_{20}$	$-2(X'_{20} + X''_{20})$	$-2(X'_{20} - X''_{20})$
21	$\frac{2000\gamma + 3000\delta + 1136\varepsilon}{4\xi} \cdot P$	$\frac{2000\gamma + 1000\delta + 10224\varepsilon}{4\varrho} \cdot P$	$2X'_{21} + \frac{2}{3} \cdot X''_{21}$	$2X'_{21} - \frac{2}{3} \cdot X''_{21}$	$\frac{32}{40} \cdot P - X'_{21} - X''_{21}$	$8 \cdot P - X'_{21} - X''_{21}$	$-X'_{21} + X''_{21}$	$-X'_{21} + X''_{21}$	$-2(X'_{21} + X''_{21})$	$-2(X'_{21} - X''_{21})$
22	$\frac{2000\gamma + 3000\delta + 873\varepsilon}{4\xi} \cdot P$	$\frac{2000\gamma + 1000\delta + 7857\varepsilon}{4\varrho} \cdot P$	$2X'_{22} + \frac{2}{3} \cdot X''_{22}$	$2X'_{22} - \frac{2}{3} \cdot X''_{22}$	$\frac{34}{40} \cdot P - X'_{22} - X''_{22}$	$6 \cdot P - X'_{22} - X''_{22}$	$-X'_{22} + X''_{22}$	$-X'_{22} + X''_{22}$	$-2(X'_{22} + X''_{22})$	$-2(X'_{22} - X''_{22})$
23	$\frac{2000\gamma + 3000\delta + 592\varepsilon}{4\xi} \cdot P$	$\frac{2000\gamma + 1000\delta + 5328\varepsilon}{4\varrho} \cdot P$	$2X'_{23} + \frac{2}{3} \cdot X''_{23}$	$2X'_{23} - \frac{2}{3} \cdot X''_{23}$	$\frac{36}{40} \cdot P - X'_{23} - X''_{23}$	$4 \cdot P - X'_{23} - X''_{23}$	$-X'_{23} + X''_{23}$	$-X'_{23} + X''_{23}$	$-2(X'_{23} + X''_{23})$	$-2(X'_{23} - X''_{23})$
24	$\frac{2000\gamma + 3000\delta + 299\varepsilon}{4\xi} \cdot P$	$\frac{2000\gamma + 1000\delta + 2691\varepsilon}{4\varrho} \cdot P$	$2X'_{24} + \frac{2}{3} \cdot X''_{24}$	$2X'_{24} - \frac{2}{3} \cdot X''_{24}$	$\frac{38}{40} \cdot P - X'_{24} - X''_{24}$	$2 \cdot P - X'_{24} - X''_{24}$	$-X'_{24} + X''_{24}$	$-X'_{24} + X''_{24}$	$-2(X'_{24} + X''_{24})$	$-2(X'_{24} - X''_{24})$
00	$\frac{2000\gamma + 3000\delta}{4\xi} \cdot P$	$\frac{2000\gamma + 1000\delta}{4\varrho} \cdot P$	$2X'_{00} + \frac{2}{3} \cdot X''_{00}$	$2X'_{00} - \frac{2}{3} \cdot X''_{00}$	$P - X'_{00} - X''_{00}$	$-X'_{00} - X''_{00}$	$-X'_{00} + X''_{00}$	$-X'_{00} + X''_{00}$	$-2(X'_{00} + X''_{00})$	$-2(X'_{00} - X''_{00})$

Last P in Schnitt	X'	X''	Auflagerdrücke						Belastung			Bemerkung
			A	B	C	D	E	F	M	N		
25	$\frac{2000 \gamma + 3750 \delta}{4 \xi} \cdot P$	0	$2 X_{25}'$	$2 X_{25}'$	$-X_{25}'$	$-X_{25}'$	$-X_{25}'$	$-X_{25}'$	$-2 X_{25}'$	$-2 X_{25}'$	$\frac{J_c}{J_1} = \eta_1$ $\frac{J_c}{J_4} = \eta_4$	
26	$\frac{2000 \gamma + 3720 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{400 \gamma + 344 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{26}' + \frac{2}{3} \cdot X_{26}''$	$2 X_{26}' - \frac{2}{3} \cdot X_{26}''$	$-X_{26}' - X_{26}''$	$-X_{26}' - X_{26}''$	$-X_{26}' + X_{26}''$	$-X_{26}' + X_{26}''$	$-2(X_{26}' + X_{26}'')$	$-2(X_{26}' - X_{26}'')$	$\frac{J_c}{J_2} = \eta_2$ $\frac{J_c}{J_5} = \eta_5$	
27	$\frac{2000 \gamma + 3630 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{800 \gamma + 652 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{27}' + \frac{2}{3} \cdot X_{27}''$	$2 X_{27}' - \frac{2}{3} \cdot X_{27}''$	$-X_{27}' - X_{27}''$	$-X_{27}' - X_{27}''$	$-X_{27}' + X_{27}''$	$-X_{27}' + X_{27}''$	$-2(X_{27}' + X_{27}'')$	$-2(X_{27}' - X_{27}'')$	$\frac{J_c}{J_3} = \eta_3$ $\frac{J_c}{J_6} = \eta_6$	
28	$\frac{2000 \gamma + 3480 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{1200 \gamma + 888 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{28}' + \frac{2}{3} \cdot X_{28}''$	$2 X_{28}' - \frac{2}{3} \cdot X_{28}''$	$-X_{28}' - X_{28}''$	$-X_{28}' - X_{28}''$	$-X_{28}' + X_{28}''$	$-X_{28}' + X_{28}''$	$-2(X_{28}' + X_{28}'')$	$-2(X_{28}' - X_{28}'')$	$\alpha = \eta_2 \cdot a^3$ $\beta = \eta_3 \cdot a^3$ $\gamma = \eta_4 \cdot a^3$ $\delta = \eta_5 \cdot a^3$	
29	$\frac{2000 \gamma + 3270 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{1600 \gamma + 1016 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{29}' + \frac{2}{3} \cdot X_{29}''$	$2 X_{29}' - \frac{2}{3} \cdot X_{29}''$	$-X_{29}' - X_{29}''$	$-X_{29}' - X_{29}''$	$-X_{29}' + X_{29}''$	$-X_{29}' + X_{29}''$	$-2(X_{29}' + X_{29}'')$	$-2(X_{29}' - X_{29}'')$	$\xi = 1000 a^3(4 \eta_2 + 6 \eta_3 + 2 \eta_4 + 2 \eta_5 + 3 \eta_6)$ $+ 2000 b^3(\eta_1 + \eta_6)$	
30	$\frac{2000 \gamma + 3000 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{2000 \gamma + 1000 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{30}' + \frac{2}{3} \cdot X_{30}''$	$2 X_{30}' - \frac{2}{3} \cdot X_{30}''$	$-X_{30}' - X_{30}''$	$-X_{30}' - X_{30}''$	$-X_{30}' + X_{30}''$	$-X_{30}' + X_{30}''$	$-2(X_{30}' + X_{30}'')$	$-2(X_{30}' - X_{30}'')$	$\epsilon = \eta_1 \cdot b^3$ $\eta = \eta_6 \cdot b^3$	
31	$\frac{1971 \gamma + 2700 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{2313 \gamma + 900 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{31}' + \frac{2}{3} \cdot X_{31}''$	$2 X_{31}' - \frac{2}{3} \cdot X_{31}''$	$-X_{31}' - X_{31}''$	$-X_{31}' - X_{31}''$	$-X_{31}' + X_{31}''$	$-X_{31}' + X_{31}''$	$-2(X_{31}' + X_{31}'')$	$-2(X_{31}' - X_{31}'')$		
32	$\frac{1888 \gamma + 2400 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{2464 \gamma + 800 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{32}' + \frac{2}{3} \cdot X_{32}''$	$2 X_{32}' - \frac{2}{3} \cdot X_{32}''$	$-X_{32}' - X_{32}''$	$-X_{32}' - X_{32}''$	$-X_{32}' + X_{32}''$	$-X_{32}' + X_{32}''$	$-2(X_{32}' + X_{32}'')$	$-2(X_{32}' - X_{32}'')$		
33	$\frac{1757 \gamma + 2100 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{2471 \gamma + 700 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{33}' + \frac{2}{3} \cdot X_{33}''$	$2 X_{33}' - \frac{2}{3} \cdot X_{33}''$	$-X_{33}' - X_{33}''$	$-X_{33}' - X_{33}''$	$-X_{33}' + X_{33}''$	$-X_{33}' + X_{33}''$	$-2(X_{33}' + X_{33}'')$	$-2(X_{33}' - X_{33}'')$		
34	$\frac{1584 \gamma + 1800 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{2352 \gamma + 600 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{34}' + \frac{2}{3} \cdot X_{34}''$	$2 X_{34}' - \frac{2}{3} \cdot X_{34}''$	$-X_{34}' - X_{34}''$	$-X_{34}' - X_{34}''$	$-X_{34}' + X_{34}''$	$-X_{34}' + X_{34}''$	$-2(X_{34}' + X_{34}'')$	$-2(X_{34}' - X_{34}'')$		
35	$\frac{1375 \gamma + 1500 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{2125 \gamma + 500 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{35}' + \frac{2}{3} \cdot X_{35}''$	$2 X_{35}' - \frac{2}{3} \cdot X_{35}''$	$-X_{35}' - X_{35}''$	$-X_{35}' - X_{35}''$	$-X_{35}' + X_{35}''$	$-X_{35}' + X_{35}''$	$-2(X_{35}' + X_{35}'')$	$-2(X_{35}' - X_{35}'')$		
36	$\frac{1136 \gamma + 1200 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{1808 \gamma + 400 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{36}' + \frac{2}{3} \cdot X_{36}''$	$2 X_{36}' - \frac{2}{3} \cdot X_{36}''$	$-X_{36}' - X_{36}''$	$-X_{36}' - X_{36}''$	$-X_{36}' + X_{36}''$	$-X_{36}' + X_{36}''$	$-2(X_{36}' + X_{36}'')$	$-2(X_{36}' - X_{36}'')$		
37	$\frac{873 \gamma + 900 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{1419 \gamma + 300 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{37}' + \frac{2}{3} \cdot X_{37}''$	$2 X_{37}' - \frac{2}{3} \cdot X_{37}''$	$-X_{37}' - X_{37}''$	$-X_{37}' - X_{37}''$	$-X_{37}' + X_{37}''$	$-X_{37}' + X_{37}''$	$-2(X_{37}' + X_{37}'')$	$-2(X_{37}' - X_{37}'')$		
38	$\frac{592 \gamma + 600 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{976 \gamma + 200 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{38}' + \frac{2}{3} \cdot X_{38}''$	$2 X_{38}' - \frac{2}{3} \cdot X_{38}''$	$-X_{38}' - X_{38}''$	$-X_{38}' - X_{38}''$	$-X_{38}' + X_{38}''$	$-X_{38}' + X_{38}''$	$-2(X_{38}' + X_{38}'')$	$-2(X_{38}' - X_{38}'')$		
39	$\frac{299 \gamma + 300 \delta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{497 \gamma + 100 \delta}{4 \varrho} \cdot P$	$2 X_{39}' + \frac{2}{3} \cdot X_{39}''$	$2 X_{39}' - \frac{2}{3} \cdot X_{39}''$	$-X_{39}' - X_{39}''$	$-X_{39}' - X_{39}''$	$-X_{39}' + X_{39}''$	$-X_{39}' + X_{39}''$	$-2(X_{39}' + X_{39}'')$	$-2(X_{39}' - X_{39}'')$		
40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
41	$\frac{299 \eta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{897 \eta}{4 \varrho} \cdot P$	$-2 X_{41}' - \frac{2}{3} \cdot X_{41}''$	$-2 X_{41}' + \frac{2}{3} \cdot X_{41}''$	$X_{41}' + X_{41}''$	$X_{41}' + X_{41}''$	$X_{41}' - X_{41}''$	$X_{41}' - X_{41}''$	$2(X_{41}' + X_{41}'')$	$2(X_{41}' - X_{41}'')$		
42	$\frac{592 \eta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{1776 \eta}{4 \varrho} \cdot P$	$-2 X_{42}' - \frac{2}{3} \cdot X_{42}''$	$-2 X_{42}' + \frac{2}{3} \cdot X_{42}''$	$X_{42}' + X_{42}''$	$X_{42}' + X_{42}''$	$X_{42}' - X_{42}''$	$X_{42}' - X_{42}''$	$2(X_{42}' + X_{42}'')$	$2(X_{42}' - X_{42}'')$		
43	$\frac{873 \eta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{2619 \eta}{4 \varrho} \cdot P$	$-2 X_{43}' - \frac{2}{3} \cdot X_{43}''$	$-2 X_{43}' + \frac{2}{3} \cdot X_{43}''$	$X_{43}' + X_{43}''$	$X_{43}' + X_{43}''$	$X_{43}' - X_{43}''$	$X_{43}' - X_{43}''$	$2(X_{43}' + X_{43}'')$	$2(X_{43}' - X_{43}'')$		
44	$\frac{1136 \eta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{3408 \eta}{4 \varrho} \cdot P$	$-2 X_{44}' - \frac{2}{3} \cdot X_{44}''$	$-2 X_{44}' + \frac{2}{3} \cdot X_{44}''$	$X_{44}' + X_{44}''$	$X_{44}' + X_{44}''$	$X_{44}' - X_{44}''$	$X_{44}' - X_{44}''$	$2(X_{44}' + X_{44}'')$	$2(X_{44}' - X_{44}'')$		
45	$\frac{1375 \eta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{4125 \eta}{4 \varrho} \cdot P$	$-2 X_{45}' - \frac{2}{3} \cdot X_{45}''$	$-2 X_{45}' + \frac{2}{3} \cdot X_{45}''$	$X_{45}' + X_{45}''$	$X_{45}' + X_{45}''$	$X_{45}' - X_{45}''$	$X_{45}' - X_{45}''$	$2(X_{45}' + X_{45}'')$	$2(X_{45}' - X_{45}'')$		
46	$\frac{1584 \eta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{4752 \eta}{4 \varrho} \cdot P$	$-2 X_{46}' - \frac{2}{3} \cdot X_{46}''$	$-2 X_{46}' + \frac{2}{3} \cdot X_{46}''$	$X_{46}' + X_{46}''$	$X_{46}' + X_{46}''$	$X_{46}' - X_{46}''$	$X_{46}' - X_{46}''$	$2(X_{46}' + X_{46}'')$	$2(X_{46}' - X_{46}'')$		
47	$\frac{1757 \eta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{5271 \eta}{4 \varrho} \cdot P$	$-2 X_{47}' - \frac{2}{3} \cdot X_{47}''$	$-2 X_{47}' + \frac{2}{3} \cdot X_{47}''$	$X_{47}' + X_{47}''$	$X_{47}' + X_{47}''$	$X_{47}' - X_{47}''$	$X_{47}' - X_{47}''$	$2(X_{47}' + X_{47}'')$	$2(X_{47}' - X_{47}'')$		
48	$\frac{1888 \eta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{5664 \eta}{4 \varrho} \cdot P$	$-2 X_{48}' - \frac{2}{3} \cdot X_{48}''$	$-2 X_{48}' + \frac{2}{3} \cdot X_{48}''$	$X_{48}' + X_{48}''$	$X_{48}' + X_{48}''$	$X_{48}' - X_{48}''$	$X_{48}' - X_{48}''$	$2(X_{48}' + X_{48}'')$	$2(X_{48}' - X_{48}'')$		
49	$\frac{1971 \eta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{5913 \eta}{4 \varrho} \cdot P$	$-2 X_{49}' - \frac{2}{3} \cdot X_{49}''$	$-2 X_{49}' + \frac{2}{3} \cdot X_{49}''$	$X_{49}' + X_{49}''$	$X_{49}' + X_{49}''$	$X_{49}' - X_{49}''$	$X_{49}' - X_{49}''$	$2(X_{49}' + X_{49}'')$	$2(X_{49}' - X_{49}'')$		
50	$\frac{2000 \eta}{4 \xi} \cdot P$	$\frac{6000 \eta}{4 \varrho} \cdot P$	$-2 X_{50}' - \frac{2}{3} \cdot X_{50}''$	$-2 X_{50}' + \frac{2}{3} \cdot X_{50}''$	$X_{50}' + X_{50}''$	$X_{50}' + X_{50}''$	$X_{50}' - X_{50}''$	$X_{50}' - X_{50}''$	$2(X_{50}' + X_{50}'')$	$2(X_{50}' - X_{50}'')$		



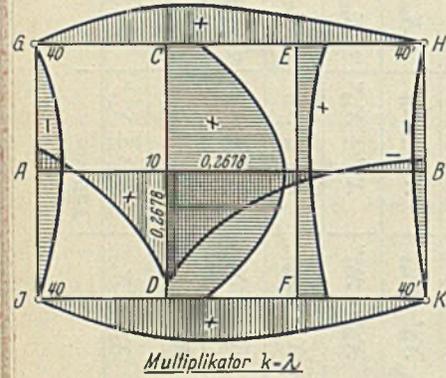
Ausführung der Rostbrücke nach Tabelle I.

Ordinaten der Einflußlinien für  $M_{10}$ .

Ordinaten der Einflußlinien für  $M_{15}$ .

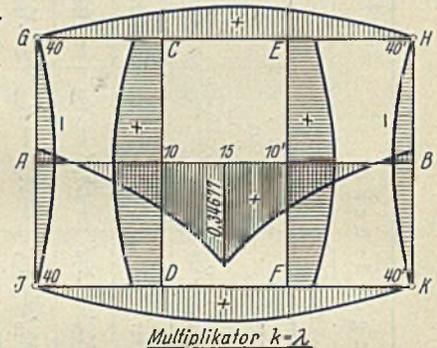
Roststab			Randträger			Roststab			Randträger		
A-B	C-D	E-F	G-H, J-K	G-J	H-K	A-B	C-D	E-F	G-H, J-K	G-J	H-K
0	-0,05113	00	0,09008			0	-0,03226	00	0,08065		
1	-0,02936	24	0,11665			1	-0,02091	24	0,09029		
2	-0,00697	23	0,14269			2	-0,00916	23	0,09975		
3	0,01664	22	0,16596			3	0,00336	22	0,10881		
4	0,04209	21	0,19103			4	0,01703	21	0,11730		
5	0,06999	20	0,21226			5	0,03225	20	0,12499		
6	0,10097	19	0,23084			6	0,04942	19	0,13175		
7	0,13562	18	0,24621			7	0,06890	18	0,13732		
8	0,17457	17	0,25785			8	0,09110	17	0,14155		
9	0,21843	16	0,26523			9	0,11639	16	0,14423		
0	0,26780	10	0,26780	00	0,07121	10	0,14516	10	0,14516	00	0,08065
1	0,22314	16'	0,26523	24	0,06393	11	0,17775	16'	0,14423	24	0,09029
2	0,18416	17'	0,25785	23	0,05680	12	0,21420	17'	0,14155	23	0,09975
3	0,15040	18'	0,24621	22	0,05166	13	0,25451	18'	0,13732	22	0,10881
4	0,12143	19'	0,23084	21	0,04355	14	0,29872	19'	0,13175	21	0,11730
5	0,09677	20'	0,21226	20	0,03774	15	0,34677	20'	0,12499	20	0,12499
4'	0,07599	21'	0,19103	19	0,03265	14'	0,29872	21'	0,11730	19	0,13175
3'	0,05863	22'	0,16596	18	0,02844	13'	0,25451	22'	0,10881	18	0,13732
2'	0,04423	23'	0,14269	17	0,02525	12'	0,21420	23'	0,09975	17	0,14155
1'	0,03235	24'	0,11665	16	0,02323	11'	0,17775	24'	0,09029	16	0,14423
0'	0,02252	00'	0,09008	10'	0,02252	10'	0,14516	00'	0,08065	10'	0,14516
9'	0,01435			16'	0,02323	9'	0,11639			16'	0,14423
8'	0,00763			17'	0,02525	8'	0,09110			17'	0,14155
7'	0,00219			18'	0,02844	7'	0,06890			18'	0,13732
6'	-0,00213			19'	0,03265	6'	0,04942			19'	0,13175
5'	-0,00548			20'	0,03774	5'	0,03225			20'	0,12499
4'	-0,00803			21'	0,04355	4'	0,01703			21'	0,11730
3'	-0,00993			22'	0,05166	3'	0,00336			22'	0,10881
2'	-0,01135			23'	0,05680	2'	-0,00916			23'	0,09975
1'	-0,01245			24'	0,06393	1'	-0,02091			24'	0,09029
0'	-0,01339			00'	0,07121	0'	-0,03226			00'	0,08065

Ordinaten der Einflußlinien für den Auflagerdruck A.



Multiplikator  $k=\lambda$

Roststab			Randträger		
A-B	C-D	E-F	G-H, J-K	G-J	H-K
0	0,94887	00	0,09008		
1	0,87064	24	0,11665		
2	0,79303	23	0,14269		
3	0,71664	22	0,16596		
4	0,64209	21	0,19103		
5	0,56999	20	0,21226		
6	0,50097	19	0,23084		
7	0,43562	18	0,24621		
8	0,37457	17	0,25785		
9	0,31843	16	0,26523		
10	0,26780	10	0,26780	00	0,07121
11	0,22314	16'	0,26523	24	0,06393
12	0,18416	17'	0,25785	23	0,05680
13	0,15040	18'	0,24621	22	0,05166
14	0,12143	19'	0,23084	21	0,04355
15	0,09677	20'	0,21226	20	0,03774
14'	0,07599	21'	0,19103	19	0,03265
13'	0,05863	22'	0,16596	18	0,02844
12'	0,04423	23'	0,14269	17	0,02525
11'	0,03235	24'	0,11665	16	0,02323
10'	0,02252	00'	0,09008	10'	0,02252
9'	0,01435			16'	0,02323
8'	0,00763			17'	0,02525
7'	0,00219			18'	0,02844
6'	-0,00213			19'	0,03265
5'	-0,00548			20'	0,03774
4'	-0,00803			21'	0,04355
3'	-0,00993			22'	0,05166
2'	-0,01135			23'	0,05680
1'	-0,01245			24'	0,06393
0'	-0,01339			00'	0,07121



Multiplikator  $k=\lambda$

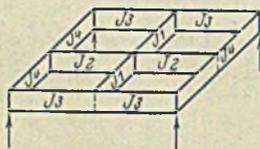
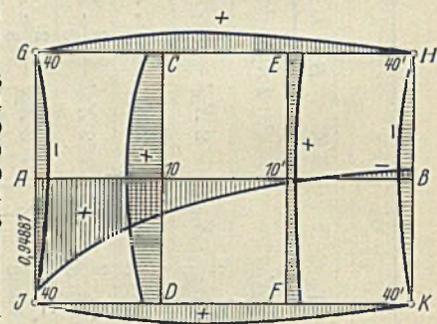


Bild 1.

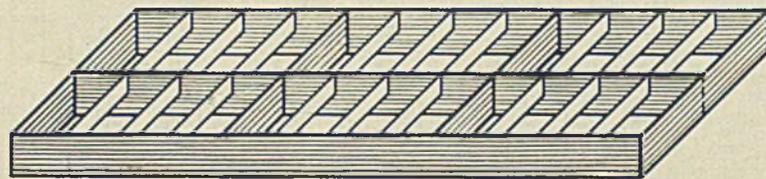


Bild 2. (Die weiteren Tabellen folgen in den nächsten Heften.)

INHALT: Dehnungsmessungen und Spannungsuntersuchungen an geschweißten Vollwandträgern. — Der Glockenturm auf dem Reichssportfeld, Berlin. — Die Neubauten der Nordstern Lebensversicherungs-Gesellschaft am Fehrbelliner Platz in Berlin. — Der Bankhaus-Erweiterungsbau der Reichskreditgesellschaft, Akt.-Ges., Berlin. — Die symmetrisch ausgebildete Rostbrücke mit drei Hauptträgern und elastischen Querträgern in den Hauptträgerdritteln.

Verantwortlich für den Inhalt: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. — Verlag Wilm. Ernst & Sohn, Berlin W9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.