

# 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

6. Jahrgang

BERLIN, 29. September 1933

Heft 20

## Über die Erhöhung der Fließgrenze in prismatischen Balken aus Baustahl.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Chwalla, Brünn.

(Schluß aus Heft 19.)

Bei der Auswertung der erhaltenen Messungsergebnisse (der wir die Voraussetzung I ungeachtet der örtlich auftretenden Plastizität zugrunde legen) müssen wir entscheiden, ob die am Balkenrand auftretende Spannung bei Anwachsen der Belastung grundsätzlich unverändert gegen die Balkenachse vordringt (Fall A) oder ob nicht etwa gefordert werden muß, daß die Randspannung von der im Innern des Balkens auftretenden Biegespannung nicht überboten werden darf (Fall B). Im ersten Fall ist die Spannungs-Dehnungs-Linie, die den funktionalen Zusammenhang zwischen der Biegerandspannung  $\sigma$  und der Randdehnung  $\epsilon$  festlegt, affin verwandt mit der Verteilungskurve der Biegespannungen über die Balkenhöhe, so daß die Kurve  $\sigma = f(\epsilon)$  gleichzeitig ein Bild der im Balken auftretenden Biegespannungen liefert. Diesem einfachen, der üblichen Auffassung entsprechenden Fall A steht der Fall B gegenüber, der durch die folgende Überlegung bedingt ist. Unter den anwachsenden Belastungen treten vorerst angenähert lineare Biegespannungsverteilungen auf, bis der Randspannungswert die gehobene Fließgrenze  $\max \sigma_F$  erreicht. Die Randfasern stellen in diesem Zustand (wenn wir uns den Balken etwa durch ein Faserbündel ersetzt denken) Stäbe vor, die an eine stark gehobene Streckgrenze gelangt sind und im weiteren „kinematisch“ gesteuert werden, d. h. ihre Längenänderungen nach der Bernoullischen Hypothese vorgeschrieben erhalten. Der vermutliche Widerstandsabfall derartiger „Stäbe“ wird im Balken ein Ausbreiten des Fließzustandes auf die benachbarten Fasern, also ein Vordringen der Plastizität gegen die Balkenachse zur Folge haben, und an die dreieckförmige Biegezug- oder Biegedruckspannungsverteilung mit dem Spitzenwert  $\max \sigma_F$  werden sich hierbei in rascher Aufeinanderfolge vorerst trapezförmige Verteilungen anschließen, deren Spannungshöhe abnimmt. Dieser Vorgang entspricht einigermaßen der Auslösung eines „stark überhöhten Dehnungsverzuges“ im Sinne von Moser<sup>24)</sup> und auch Prager<sup>21)</sup> und gewinnt durch die Beobachtungen von Thum-Wunderlich<sup>19)</sup> über das rasche Vordringen der Fließfiguren an Wahrscheinlichkeit. Die Spannungs-Dehnungs-Kurve  $\sigma = f(\epsilon)$ , die sich hier von der Biegespannungsverteilung unterscheidet, zeigt einen etwas anderen Verlauf als im Falle A; innerhalb des „Fließbereiches“ liegt sie ein wenig höher, da die Ausschaltung der einwärtswandernden Spannungsspitze  $\max \sigma_F$  durch eine geringe Vergrößerung der Randspannung kompensiert werden muß.

Mit Rücksicht auf die Kleinheit des Unterschiedes soll im weiteren nur der Fall A behandelt und für diesen Fall die Formänderungskurve der Randspannung entwickelt werden. Wir könnten hierbei auf eine Ausgleichung der Messungsergebnisse verzichten und, vom spannungslosen Anfangszustand beginnend, zu den gemessenen Randdehnungen  $\epsilon_u, \epsilon_o$  die zugeordneten Randspannungen  $\sigma_u, \sigma_o$  schrittweise so bestimmen, daß das Spannungsmoment dem gegebenen Angriffsmoment das Gleichgewicht hält. Der erste Biegeversuch wurde auf diese Weise ausgewertet, doch wurde von der Veröffentlichung des Ergebnisses Abstand genommen, da sich eine sehr große Streuung der gefundenen Spannungswerte zeigte. Diese starke Fehlerempfindlichkeit ist darauf zurückzuführen, daß sich das Auswertungsverfahren der kleinen Differenzen von gemessenen Größen bedient, und es war daher notwendig, die in die Rechnung einzuführenden Differenzenwerte vorerst auszugleichen. Der Grundgedanke der Auswertung ist dann in Übereinstimmung mit Herbert<sup>6)</sup> der folgende: Bedeutet  $h$  die Höhe und  $b$  die Breite des Balkens,  $k$  die örtliche Krümmung der Balkenachse,  $e_1$  bzw.  $e_2$  den Randabstand der Nulllinie und  $y$  die Ent-

fernung der Flächenelemente von dieser Nulllinie, dann gilt, wenn wir für die spezifischen Dehnungen die Absolutwerte einführen,

$$k = \frac{\epsilon_u + \epsilon_o}{h}, \quad e_1 = \frac{\epsilon_u h}{\epsilon_u + \epsilon_o}, \quad e_2 = \frac{\epsilon_o h}{\epsilon_u + \epsilon_o}, \quad y = \frac{\epsilon}{k}$$

und die beiden Gleichgewichtsbedingungen

$$b \int_0^{e_1} \sigma \cdot dy - b \int_0^{e_2} \sigma \cdot dy = 0, \quad b \int_0^{e_1} \sigma \cdot y \cdot dy + b \int_0^{e_2} \sigma \cdot y \cdot dy - M = 0$$

lauten einfach

$$\int_0^{\epsilon_u} \sigma \cdot d\epsilon - \int_0^{\epsilon_o} \sigma \cdot d\epsilon = 0, \quad \int_0^{\epsilon_u} \sigma \cdot \epsilon \cdot d\epsilon + \int_0^{\epsilon_o} \sigma \cdot \epsilon \cdot d\epsilon - M \cdot \frac{k^2}{b} = 0.$$

Gehen wir nun auf die benachbarte Gleichgewichtslage über, in der die Krümmung um ein Differential geändert ist, dann haben wir diese Gleichgewichtsbedingungen nach „ $k$ “ zu differenzieren und erhalten (wenn wir berücksichtigen, daß  $\epsilon_u = e_1 k$ ,  $\epsilon_o = e_2 k$  ist und die Biegespannung in der

Nulllinie verschwindet) die beiden Beziehungen  $\sigma_u \cdot \frac{\partial \epsilon_u}{\partial k} - \sigma_o \cdot \frac{\partial \epsilon_o}{\partial k} = 0$ ,

$$\sigma_u \cdot e_1 \cdot \frac{\partial \epsilon_u}{\partial k} + \sigma_o \cdot e_2 \cdot \frac{\partial \epsilon_o}{\partial k} - \frac{1}{b} \left( 2M + k \cdot \frac{\partial M}{\partial k} \right) = 0;$$

$\sigma_u$  und  $\sigma_o$  bedeutet hierbei die Biegezugspannung am unteren bzw. die Biegedruckspannung am oberen Rande des Balkens. Ersetzen wir die Differentialquotienten mit Rücksicht auf die beim Versuch auftretenden endlich großen Belastungsänderungen durch Differenzenquotienten, dann

sind wir imstande, auf Grund der Messungsergebnisse die Größen  $\frac{\Delta \epsilon_u}{\Delta k}$ , $\frac{\Delta \epsilon_o}{\Delta k}$ ,  $k \cdot \frac{\Delta M}{\Delta k}$  zu bestimmen und damit die Randspannungen

$$\sigma_u = \frac{2M + k \cdot \frac{\Delta M}{\Delta k}}{b h \cdot \frac{\Delta \epsilon_u}{\Delta k}} = \phi(\epsilon_u), \quad \sigma_o = \frac{2M + k \cdot \frac{\Delta M}{\Delta k}}{b h \cdot \frac{\Delta \epsilon_o}{\Delta k}} = \psi(\epsilon_o)$$

in Abhängigkeit von den Randdehnungen darzustellen; die Funktionen  $\phi$  und  $\psi$  legen hier die gesuchten Formänderungsgesetze der „Biegerandspannungen“ fest.

Die in den Tafeln I bis III zum Teil wiedergegebenen Messungsergebnisse  $M, \epsilon_u, \epsilon_o$  wurden unverändert in die Rechnung eingeführt,

während die Größen  $\frac{1}{h} \cdot \frac{\Delta \epsilon_u}{\Delta k} = 1 - \frac{1}{h} \cdot \frac{\Delta \epsilon_o}{\Delta k}$  und  $k \cdot \frac{\Delta M}{\Delta k}$  als Differenzenquotienten stärkere Streuung zeigten und ausgeglichen werden mußten. In Abb. 2 sind sowohl die aus der Messung abgeleiteten

als auch die ausgeglichenen Werte  $\frac{1}{h} \cdot \frac{\Delta \epsilon_u}{\Delta k}$  für die beiden Biegeversuche

(sowie auch für die im Rahmen des zweiten Biegeversuches durchgeführte Entlastung und Wiederbelastung) dargestellt worden; wir sehen, daß der Ausgleich im Bereich  $P > 4,5$  t in zweierlei Weise durchgeführt werden kann (volle und gestrichelte Ausgleichlinie), so daß wir im weiteren nach diesen beiden Fällen unterscheiden müssen. Abb. 3 zeigt den Ausgleich

gleich der aus den Messungsergebnissen ermittelten Größen  $k \cdot \frac{\Delta M}{\Delta k}$ .

Führen wir die ausgeglichenen Werte in die eben abgeleiteten Beziehungen ein, dann ergeben sich die in der 4. und 5. Spalte der Tafeln I und II angeführten Spannungen; die in der 6. und 7. Spalte angegebenen Werte werden

<sup>24)</sup> M. Moser, Grundsätzliches zur Streckgrenze, VDI-Forschungsheft Nr. 295 (1927).



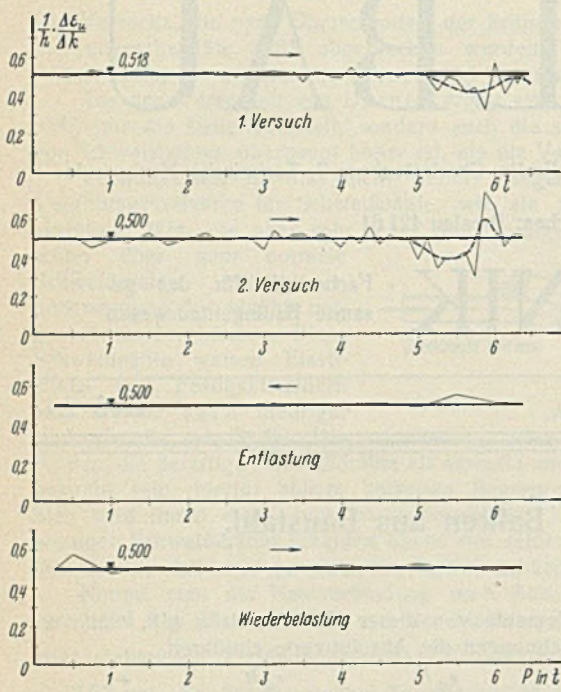


Abb. 2.

erhalten, wenn in Abb. 2 an Stelle der vollen die gestrichelte Ausgleichsline verwendet wird. Die mit Hilfe der Rechnungsergebnisse punktweise festgelegten Spannungs-Dehnungs-Kurven  $\sigma_u = \phi(\epsilon_u)$  und  $\sigma_o = \psi(\epsilon_o)$  sind in Abb. 5 u. 6 dargestellt worden. Sie sind, da wir den Fall A (ungestörtes Hineinwandern der Randspannungen) zugrunde legten, affin verwandt mit den Verteilungskurven der Biegespannungen im Balkenquerschnitt; die Nulllinie liegt hierbei nicht genau in der Balkenachse und die Biegezug- und Biegedruckspannungsflächen sind nicht genau kongruent. Die voll ausgezogene Kurve bezieht sich auf den in Abb. 2 durch eine volle Linie dargestellten Ausgleich, während die gestrichelte Kurve bei Zugrundelegung der gestrichelten Ausgleichsline in Abb. 2 erhalten wird. Der Einfluß, den die Art des Ausgleiches der aus den Messungsergebnissen gebildeten Differenzen auf das Endergebnis nimmt, ist hierbei deutlich zu erkennen.

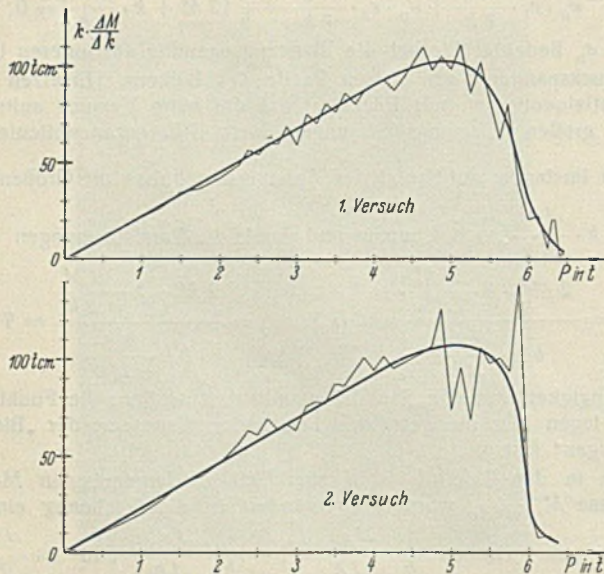


Abb. 3.

Um den Vergleich mit der Formänderungskurve des gewöhnlichen Zugversuches zu ermöglichen, wurde in Abb. 5 u. 6 die gemittelte Spannungs-Dehnungs-Linie der Zugversuche eingetragen. Die durchschnittliche Streckgrenze betrug hierbei  $\sigma_s = 2,47 \text{ t/cm}^2$ , während für die obere Fließgrenze der Biegezug- und Biegedruckspannungen in Abb. 5 (voll ausgezogene Kurve)  $\max \sigma_F = 3,77$  bzw.  $4,05 \text{ t/cm}^2$  und in Abb. 6 (voll ausgezogene Kurve)  $\max \sigma_F = 3,96$  bzw.  $3,96 \text{ t/cm}^2$  erhalten wird (vgl. die Tafeln I und II). Der Mittelwert dieser vier oberen Fließgrenzen liegt in der Höhe  $(\max \sigma_F)_m = 3,94 \text{ t/cm}^2$  und ist um 59,5% größer als die Streckgrenze des Zugversuches. Die unteren Fließgrenzen für Biegezug und Biegedruck betragen in Abb. 5  $\sigma_F = 3,24$  bzw.  $3,48 \text{ t/cm}^2$  und in

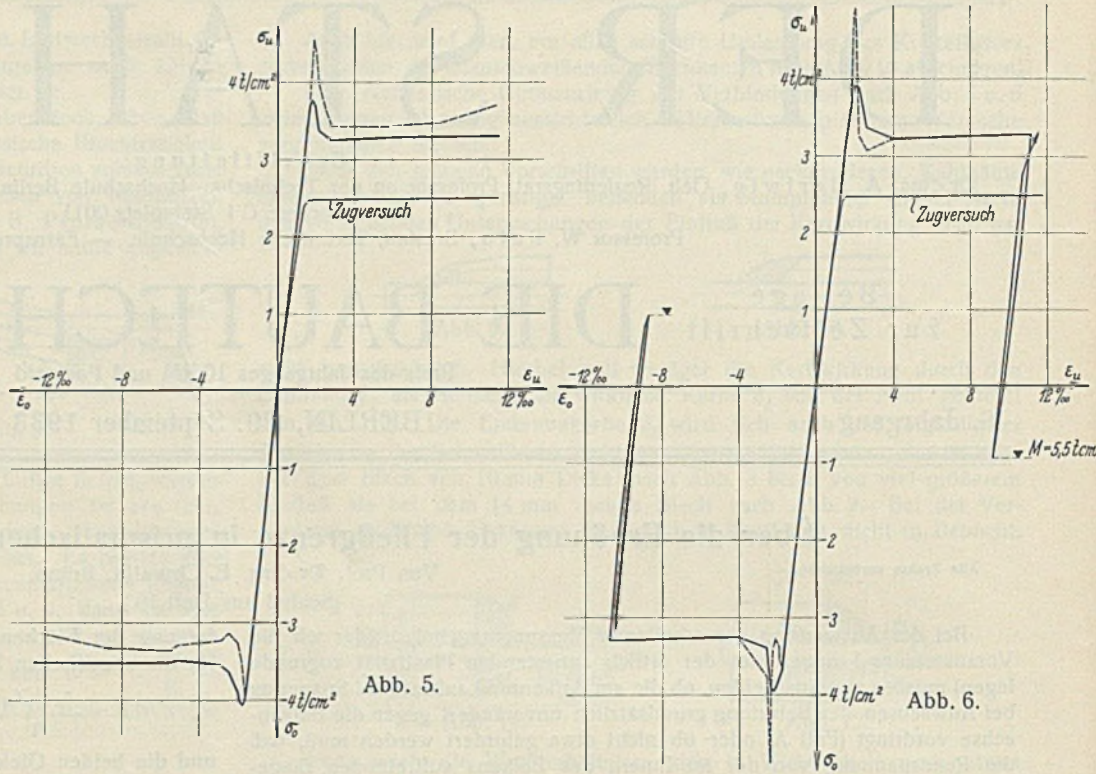


Abb. 5.

Abb. 6.

Abb. 6  $\sigma_F = 3,24$  bzw.  $3,24 \text{ t/cm}^2$ ; ihr Mittelwert  $(\sigma_F)_m = 3,30 \text{ t/cm}^2$  ist um 33,6% größer als die Streckgrenze des Zugversuches. Würden wir den Ausgleich der Messungsergebnisse nach der gestrichelten Kurve in Abb. 2 durchführen, dann würden in Abb. 5 u. 6 die gestrichelten Kurven erhalten werden; der Mittelwert der oberen Fließgrenzen würde dann  $(\max \sigma_F)_m = 4,57 \text{ t/cm}^2$  betragen (vgl. die Tafeln I und II) und wäre um 85,0% größer als die Streckgrenze des Zugversuches, während der Mittelwert der vier unteren Fließgrenzen  $(\sigma_F)_m = 3,21 \text{ t/cm}^2$  die Streckgrenze des Zugversuches um 30,0% überschreiten würde.

Die Biegeversuche mußten bei Erreichen einer spezifischen Randdehnung von ungefähr  $\epsilon = 12\text{‰}$  abgebrochen werden, da die zur Verfügung stehende Nutzhöhe der Prüfmaschine keine größeren Durchbiegungen des Balkens zuließ. Wie die Spannungs-Dehnungs-Kurven der Biege-

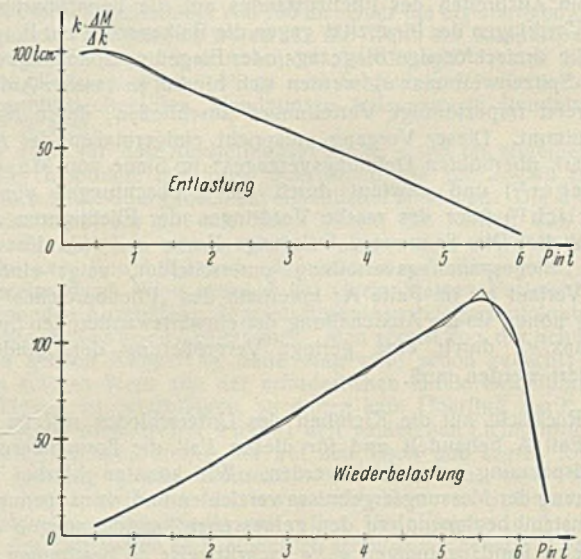


Abb. 4.

spannungen im Bereiche  $\epsilon > 12\text{‰}$  aussehen, konnte daher experimentell nicht geklärt werden und das gleiche gilt auch für die Frage, ob die obere Fließgrenze der Biegespannungen größer als die „Biegezugfestigkeit“ sein kann oder nicht<sup>25)</sup>. Daß diese obere Fließgrenze der Biegespannungen in prismatischen Baustahlbalken über der Bruchfestigkeit bei gleichmäßiger Zugbeanspruchung (die im untersuchten Fall  $\sigma_z = 3,75 \text{ t/cm}^2$  beträgt) liegen kann, ist aus Abb. 5 u. 6 zu entnehmen.

<sup>25)</sup> Über zwei Fälle gewöhnlicher statischer Zugversuche, bei denen der Dehnungsverzug derart überhöht war, daß die obere Streckgrenze höher als die (auf die ursprüngliche Querschnittsfläche bezogene) Zugfestigkeit lag, berichtet Bach im VDI-Forschungsheft Nr. 29, 1905.



Im Rahmen des zweiten Versuches wurde das Biegemoment auf  $M=140,25$  tcm gesteigert, hierauf bis auf  $M=5,50$  tcm entlastet (eine Entlastung bis auf  $M=0$  konnte aus versuchstechnischen Gründen nicht durchgeführt werden) und dann neuerlich auf den Wert  $M=140,25$  gehoben. Die während dieser Entlastung und Wiederbelastung gemessenen Randdehnungen  $\epsilon_u$  und  $\epsilon_o$  sind in der Tafel III zusammengestellt worden.

Die Ausgleichung der Werte  $\frac{1}{h} \cdot \frac{\Delta \epsilon_u}{\Delta k}$  wird in Abb. 2, jene der Werte  $k \cdot \frac{\Delta M}{\Delta k}$  in Abb. 4 vorgeführt; wir erkennen, daß die Streuung der Messungsergebnisse hier eine verhältnismäßig kleine ist und die Variante bei der Ausgleichung von  $\frac{1}{h} \cdot \frac{\Delta \epsilon_u}{\Delta k}$  entfallen kann. Die Ergebnisse der Auswertung, die in der gleichen Weise wie früher erfolgte, sind in der Tafel III und in Abb. 6 niedergelegt worden. Die dargestellte Kurvenschleife bezieht sich ausschließlich auf Biegerandspannungen, eine geometrische Verwandtschaft mit der entstehenden Biegespannungsverteilung im Balken ist naturgemäß hier nicht abzuleiten. Der Unterschied der Schleifenform auf der Biegezug- und Biegedruckseite ist sehr gering; die Tangente, die in der Schleifenmitte an die Entlastungskurve gelegt werden kann, verläuft parallel zur Ursprungstangente der Formänderungskurve.

Die im Balken während der Entlastung und Wiederbelastung auftretenden Biegespannungsverteilungen können auf Grund der Auswertungsergebnisse festgelegt werden. Die für den Zustand der größten Entlastung ( $P=0,25$  t,  $M=5,5$  tcm) ermittelte Verteilung ist in Abb. 7

dargestellt worden. Sie zeigt abwechselnd positives und negatives Vorzeichen, liefert angenähert das Spannungsmoment  $M=5,5$  tcm und ist durch Superposition zweier Spannungsverteilungen zu gewinnen; die

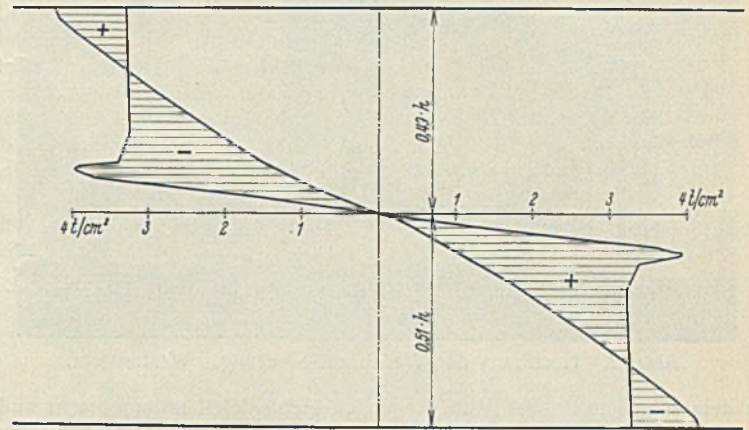


Abb. 7.

eine dieser Verteilungen ist affin verwandt mit der bis zum Umkehrpunkt ( $M=140,25$  tcm) reichenden Formänderungskurve Abb. 6, während die andere durch den Momentenabbau bedingt ist und von einer linearen Verteilung etwas abweicht.

Alle Rechte vorbehalten.

### Stahlskelettbauten in Breslau.

Von Studienrat Regierungsbaumeister Meinck, Breslau.

Schon längst hat die Stahlskelettbauweise für den Bau von Bürogebäuden, Warenhäusern und Hochhäusern für Wohnzwecke in den deutschen Großstädten, namentlich in Berlin und Hamburg, festen Fuß gefaßt. Aber nur langsam und zögernd ist Breslau dieser Entwicklung gefolgt. Zwar sind auch hier nach dem Kriege einzelne Stahlbauten entstanden, wie das Leinenhaus Bielschowsky, das Bekleidungshaus Petersdorf, das städtische Hallenschwimmbad, aber in der Hauptsache beschränkte sich die Anwendung des Stahlbaues auf größere Umbauten und Kinobauten, die schon von jeher dem Stahlbau vorbehalten waren. Erst in den letzten Jahren sind nun auch in Breslau einige größere Stahlskelettbauten ausgeführt worden, vermutlich wegen der besseren Raumnutzung und der Ersparung von Baumassen gegenüber dem Massivbau. Beträgt doch die Ersparnis an Massen 40 bis 50 % und der Raumgewinn 5 bis 8 %, ein bei dem hohen Wert von Grund und Boden in Großstädten nicht zu unterschätzender Vorteil.

Vielleicht hat der große Wertheimbau<sup>1)</sup> den Anstoß dazu gegeben, daß sich der Stahlskelettbau in Breslau durchsetzen konnte. Ihm folgten nacheinander die Frauenberufsschule, der Erweiterungsbau des Breslauer Konsumvereins, der Erweiterungsbau der Allgemeinen Ortskrankenkasse, das Turmhaus der Werkbundaussstellung und das Haus des D. H. V., von welchen nachstehend einige etwas genauer beschrieben werden sollen, und

zwar lediglich im Rahmen einer Betrachtung vom rein fachlich stahlbautechnischen Standpunkt aus.

#### 1. Das Hochhaus der Werkbundsiedlung.

Das Kernstück der Werkbundaussstellung des Jahres 1930 bildete eine Versuchsiedlung, die einer Reihe schlesischer Architekten Gelegenheit gab, Wohnbauten nach neuzeitlichen Grundsätzen anzulegen und auszustatten und neuere Bauweisen und neuzeitliche Baustoffe zu erproben. Besondere Beachtung fand das Wohnhochhaus. Es wurde als Stahlskelettbau errichtet, um völlige Freiheit in der Ausgestaltung der Wohnungen zu haben und um die Möglichkeit zu schaffen, diese, falls erforderlich, zu vergrößern oder zu verkleinern.

Abb. 1 zeigt die Anordnung des Stahlskeletts in Grundriß und Ansicht. Es hat eine Grundfläche von  $40,0 \times 20,5$  m und besteht, wie aus Abb. 1 u. 2 zu ersehen ist, aus einem Erdgeschoß, drei Obergeschossen und einem zu Ateliers und Terrassen ausgebauten Dachgeschoß. Ursprünglich waren zwar noch mehr Geschosse geplant, aber die für die Ausstellung zur Verfügung stehenden begrenzten Mittel machten eine Beschränkung nötig. Der Bau ist aber nicht dem Grundriß der Träger-

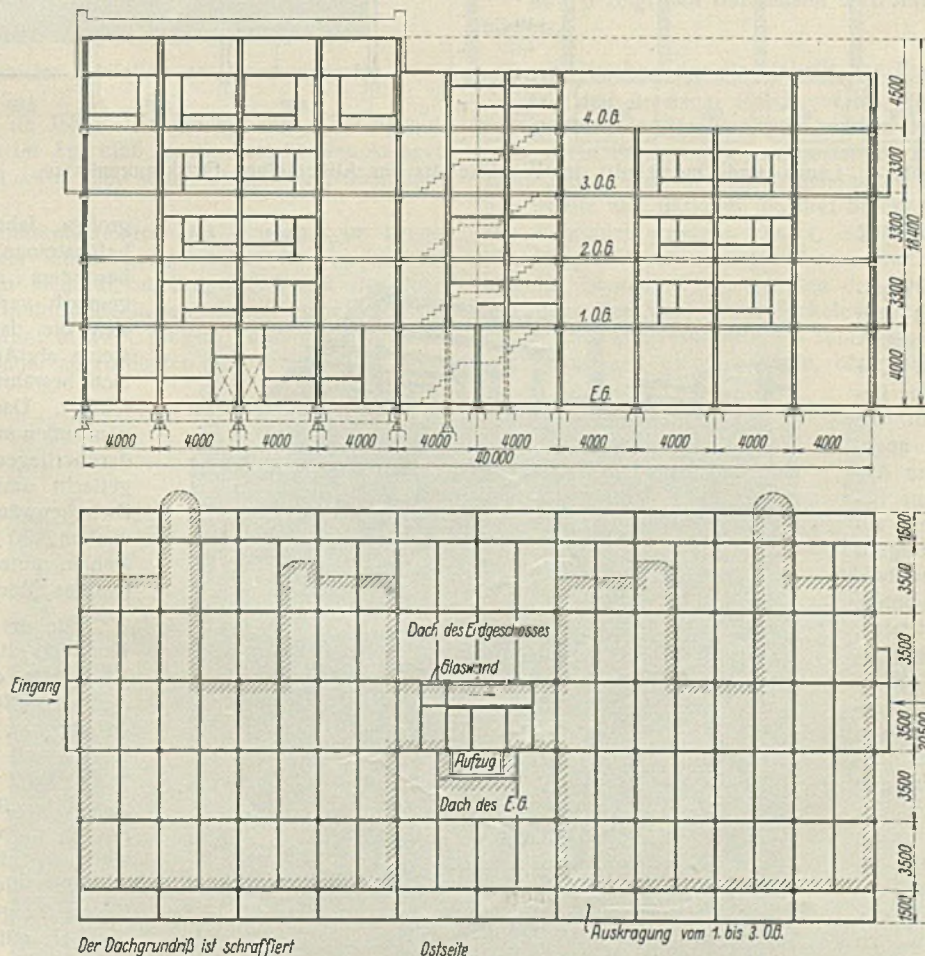


Abb. 1. Hochhaus der Werkbund-Siedlung. Stahlskelett in Grund- und Aufriß.

lage des Erdgeschosses der Abb. 1 entsprechend bis zum Dach hochgeführt, denn diese Trägerlage stellt z. T. Dächer, z. T. Auskrantungen mit dar, sondern es ist nur der im Grundriß der Abb. 1 schraffierte Gebäudeteil bis zum Dach, wie in Abb. 2 erkennbar, hochgeführt. Treppe und Aufzug sind

<sup>1)</sup> Stahlbau 1930, S. 113 bis 117.



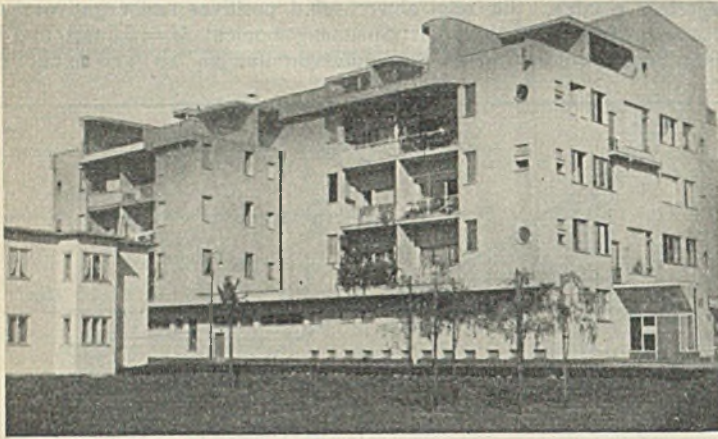


Abb. 2. Hochhaus der Werkbund-Siedlung. Westansicht.

in dem schmalen, in der Mitte liegenden Gebäudeteil untergebracht und von einem breiten, das Gebäude in der Längsrichtung durchschneidenden Flur aus zugänglich gemacht, so daß die beiden Hauseingänge an den Schmalseiten des Gebäudes angeordnet und die Treppen mit dem daran vorbeiführenden Flur durch Glaswände von der Seite her beleuchtet werden konnten.

Der Südeingang und die beiden symmetrisch zur Treppe liegenden Gebäudeteile sind in Abb. 2 deutlich zu sehen, das Treppenhaus aber tritt so weit zurück, daß es nicht mehr zu sehen ist. Die Front des Erdgeschosses geht auf die ganze Länge des Gebäudes durch.

Die Stahlkonstruktion bietet nichts Neues, so daß von Ihrer genaueren Beschreibung abgesehen werden kann.

Für die Übertragung des Winddrucks wurde angenommen, daß sich dieser gleichmäßig auf sämtliche hintereinanderstehende Stützen verteilt. Der Momentennullpunkt wurde bei der Berechnung der Zusatzmomente für die Stützen in halber Geschoßhöhe angenommen. Bei dieser ungünstigen Annahme wurde bei den Stützen eine Beanspruchung bis zu 1600 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen. Die bei den Deckenträgern unter dieser Annahme der Windübertragung auftretenden Momente konnten, da sie am Rande der Träger auftraten, vernachlässigt werden. Die Deckenträger wurden als frei aufliegende Balken berechnet. Um aber doch den rechnungsmäßig auftretenden Momenten Rechnung zu tragen, sind sie mit oberen und unteren Flanschwindeln und außerdem mit Stegwinkeln an die Stützen angeschlossen. Es sei noch darauf hingewiesen, daß nach der im Entwurf vorliegenden ergänzenden Bauordnung für die Standsicherheit von Stahlskelett-Wohnungsbauten bis zu fünf Vollgeschossen die Berechnung auf Winddruck entbehrlich ist, wenn die Decken als Massivdecken ausgeführt werden und geeignet sind, den auf ein Stockwerk entfallenden Winddruck gleichmäßig, gewissermaßen als Windträger, in Querwände

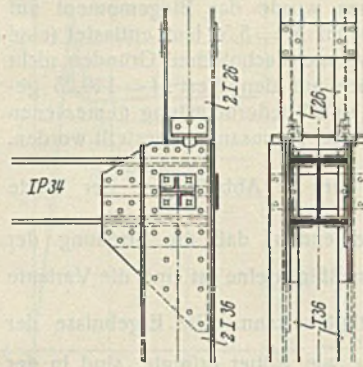


Abb. 4. Rahmenecke bei D (Abb. 3).

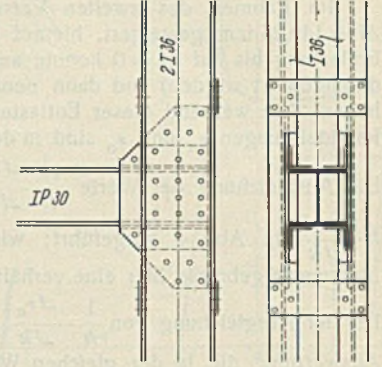


Abb. 5. Auflagerung der Zwischendecke bei E (Abb. 3).

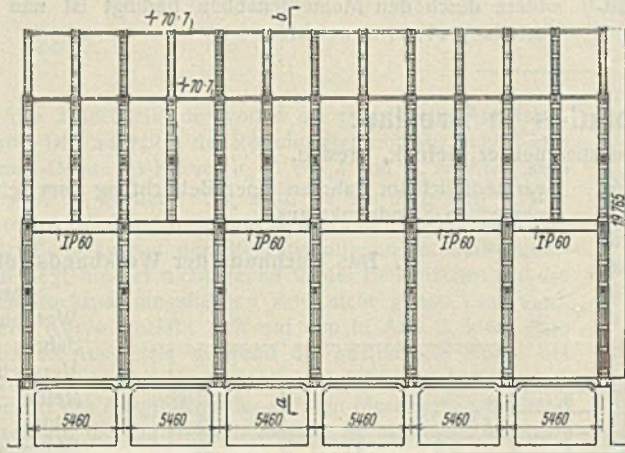
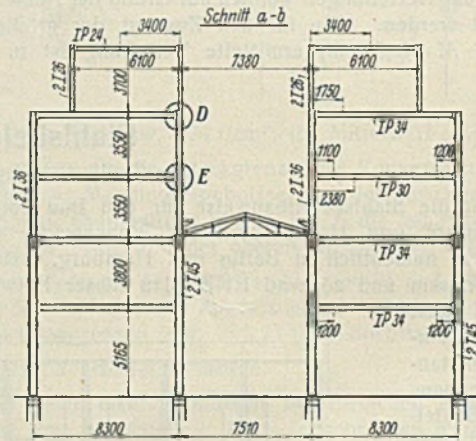


Abb. 3. Längs- und Querschnitt des Stahlskeletts der Allgemeinen Ortskrankenkasse.



abzuführen, die entweder in sich standfest sind oder durch geeignete Windverstreben ausgesteift werden, wobei Wände aus 12 cm-Ziegelmauerwerk oder statisch gleichwertige Wände in angemessenen Abständen (etwa zweifacher Bautiefe) zur Aussteifung für die oberen vier Geschosse genügen.

Die Decken bestehen aus Kleinschen Hohlsteinen von 10 cm Höhe mit 5 cm Sandschüttung und 4 cm starkem Gasbetonestrich. Ähnlich ist das Dach ausgeführt und mit einer doppellagigen Kies-Preßdachpappe versehen. Die Fußböden sind mit Linoleum belegt. Die Außenwände sind mit 16 cm starken, 30 × 50 cm

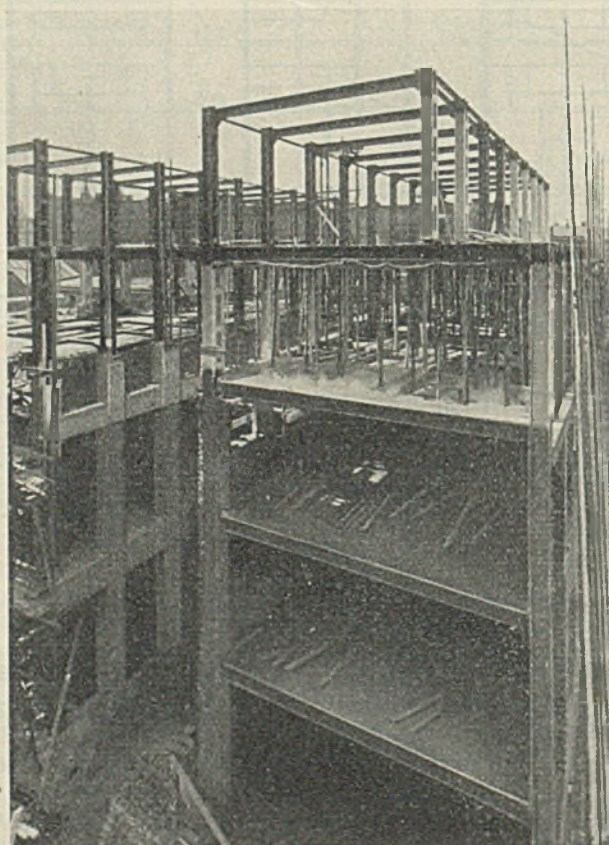


Abb. 6. Allgemeine Ortskrankenkasse. Montage des Stahlskeletts.

großen, fabrikmäßig hergestellten Gasbetonsteinen ausgefacht, die mit einem besonders zusammengesetzten Mörtelgemisch versetzt sind. Jedoch haben sich die damals benutzten Gasbetonsteine als Außenwände in diesem Falle nicht bewährt, da die Feuchtigkeit durchschlägt. Das Stahlskelett selbst wurde von außen mit Falzbauplatten und einem darüberliegenden engmaschigen Drahtgeflecht ummantelt und verputzt. Die Zwischenwände wurden aus 12 cm starken, 30 × 50 cm großen Gasbetonsteinen unter Verwendung des vorgenannten Mörtels ausgeführt.

Für die Ausführung des gesamten Bauwerks standen nur drei Monate zur Verfügung, da der Öffnungstermin für die Ausstellung auf den 15. Juni festgesetzt war, der vorhergehende strenge Winter mit scharfen Frösten aber bis Mitte März dauerte. Im März mußte sogar der Boden für den Fundament-aushub gesprengt werden, da man das Auftauen nicht erst abwarten konnte. Nachdem die Fundamente in knapp zehn Tagen hergestellt waren, wurde am 25. März mit der Aufstellung der Stahlkonstruktion begonnen und bis zum 20. April, also in genau vier Wochen, beendet. Am 5. April wurde bereits die erste Decke eingeschalt und mit dem Ausmauern der Wände begonnen. Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt rd. 180 t.



## 2. Neubau der Allgemeinen Ortskrankenkasse in Breslau.

In Breslau bestanden außer der Allgemeinen Ortskrankenkasse früher noch mehrere besondere Krankenkassen. Wegen der im Jahre 1918 erfolgten Vereinigung von 24 derartigen Kassen mit der A. O. K. und wegen der im letzten Jahrzehnt eingetretenen gewaltigen Zunahme des Mitgliederbestandes der A. O. K. wurde eine Erweiterung der bestehenden Anlagen

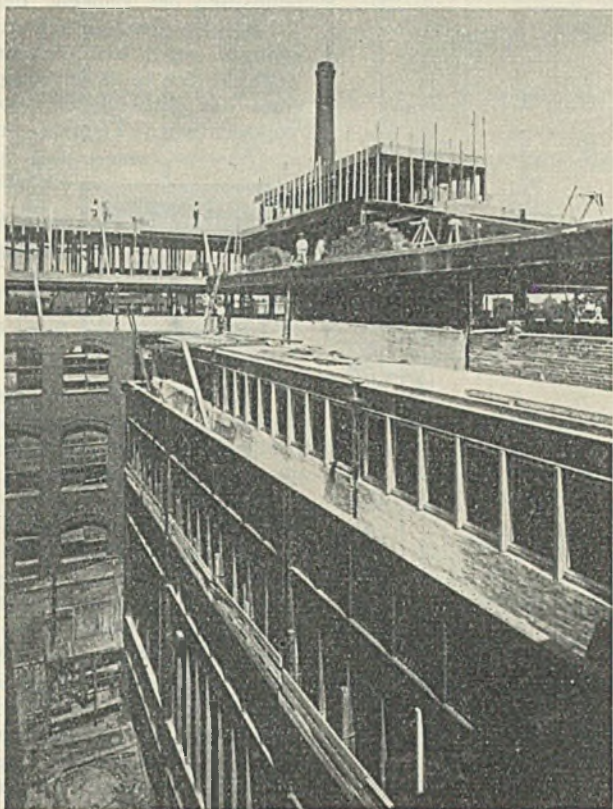


Abb. 7. Montagebild von der Brotfabrik des Konsumvereins.

notwendig. Zunächst wurden im Jahre 1928 die bisherigen Räume um- und ausgebaut, alsdann wurde im Anschluß an die bestehenden Anlagen ein Neubau ausgeführt, der im Jahre 1930 seiner Bestimmung übergeben wurde.

Abb. 3 zeigt die Stahlskelettkonstruktion des Neubaus im Längs- und Querschnitt. Wie aus dem letzteren zu ersehen ist, besteht der Bau, der eine Fläche von 800 m<sup>2</sup> bedeckt, aus Erdgeschoß und vier Obergeschossen und ist durch den in der Mitte liegenden, mit einer Stahldachkonstruktion überdeckten Lichthof in zwei gleiche Teile geteilt. Jeder Teil besteht aus drei übereinander angeordneten Steifrahmen. Das vierte Obergeschoß wird durch einen 3,515 m hohen Steifrahmen gebildet, welcher auf dem das zweite und dritte Obergeschoß bildenden, 6,87 m hohen Steifrahmen gelenkig gelagert ist. Letzterer wiederum ruht auf dem 8,8 m-Steifrahmen des Erd- und ersten Obergeschosses. Die Zwischendecken über dem Erdgeschoß und dem zweiten Obergeschoß sind an den inneren Kragträgern frei aufgehängt, so daß sich für die beiden unteren Rahmen eine zweifache statische Unbestimmtheit ergibt. Die Eckausbildung des in der Mitte liegenden Rahmens mit dem Auflagergelenk des Ständers vom darüberliegenden Rahmen zeigt Abb. 4, in Abb. 5 ist der Anschluß des inneren Kragarmes an den Ständer des mittelsten Steifrahmens erkennbar.

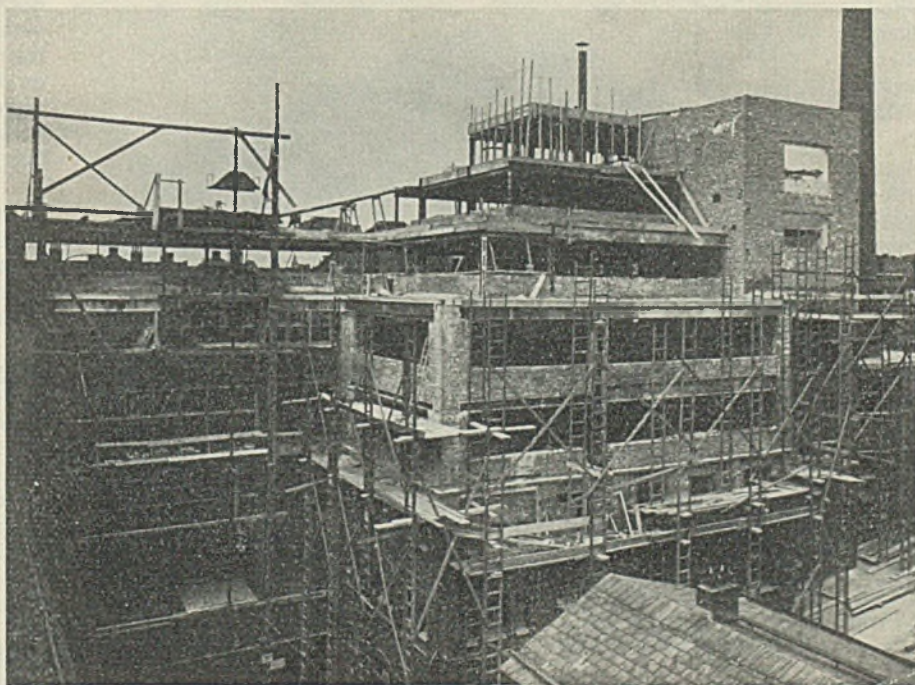


Abb. 8. Montagebild von der Brotfabrik des Konsumvereins.

Da sämtliche Mittelwände fehlen, muß der quer zur Bauwerksachse auftretende Winddruck von den Rahmen aufgenommen werden. Für die Berechnung ist die vereinfachte Annahme gemacht worden, daß sich dieser Winddruck gleichmäßig auf die zu beiden Seiten des Lichthofes liegenden Gebäudeteile verteilt, so daß jeder Teil die Hälfte des Winddrucks aufzunehmen hat. Die Druckübertragung von einem Gebäudeteil auf den anderen erfolgt durch den Untergurt des Dachbinders über dem Lichthofe, in dessen Höhe auch die in der Längsrichtung des Gebäudes angeordneten IP 60 liegen, welche die Gurtungen des waagrecht liegenden Windverbandes bilden, aber im übrigen hauptsächlich die Lasten der massiven Frontwände aufzunehmen haben und eine Aussteifung der Rahmen gegeneinander bilden sollen. Die Füllungsglieder des waagrechteten Windverbandes werden durch die massiven Decken ersetzt.

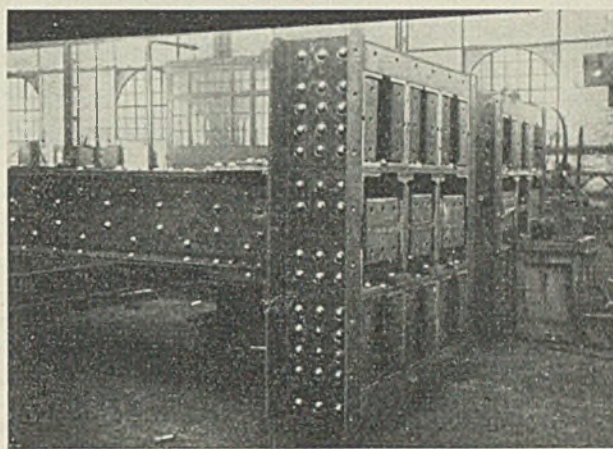


Abb. 9. Brotfabrik des Konsumvereins. Stützenfuß.

Von einer besonderen Aussteifung in der Längsrichtung ist abgesehen worden, da sich der Neubau an den Altbau anlehnt.

Abb. 6 zeigt den Bauzustand nach Aufstellung des obersten Rahmenbinders.

## 3. Neubau der Brotfabrik des Breslauer Konsumvereins.

Für den Breslauer Konsumverein, der wohl den größten Bäckereibetrieb Ostdeutschlands besitzt, ist im Jahre 1929 eine neue, mit den modernsten Einrichtungen ausgestattete Brotfabrik errichtet worden, die Mitte Januar 1930 in Betrieb genommen ist. Gleichzeitig mit dem Neubau ist die alte Bäckerei um drei Stockwerke erhöht und mit dem Neubau verbunden worden. Dieser, ein siebenstöckiges, 29,4 m langes und 17 m breites Gebäude, ist zwischen zwei bereits vorhandene Bauwerke eingefügt worden. Die obersten drei Geschosse dienen als Mehllager, in welche das Mehl durch Sackelevatoren hinaufbefördert wird und von welchen aus alle Transporte, bis zum fertig eingewickelten Brot, mechanisch von oben nach unten erfolgen, ohne daß auf dem ganzen Wege eine menschliche Hand mit dem Erzeugnis in Berührung kommt.

Der in Stahlskelettbauweise errichtete Neubau ruht auf 16 Stahlstützen in Abständen von 9,5 m, 9,8 m und 9,8 m in der Längsrichtung und von 5,4 m, 5,65 m und 5,50 m in der Querrichtung. Das Erdgeschoß hat keine Umfassungswände, sondern dient als Durchfahrt und als Abstellraum für den Wagenpark. Die Seitenwände der oberen drei Geschosse bestehen ganz aus Stahl und Glas, und zwar in der Weise, daß die Blechträger, welche die Deckenträger unterstützen müssen, von außen sichtbar und nur von innen verkleidet sind. Sie sind in Abb. 7 u. 8 deutlich erkennbar. Die Verkleidung besteht aus 2 cm starken Torfoleumplatten und einer 1/2 Stein starken



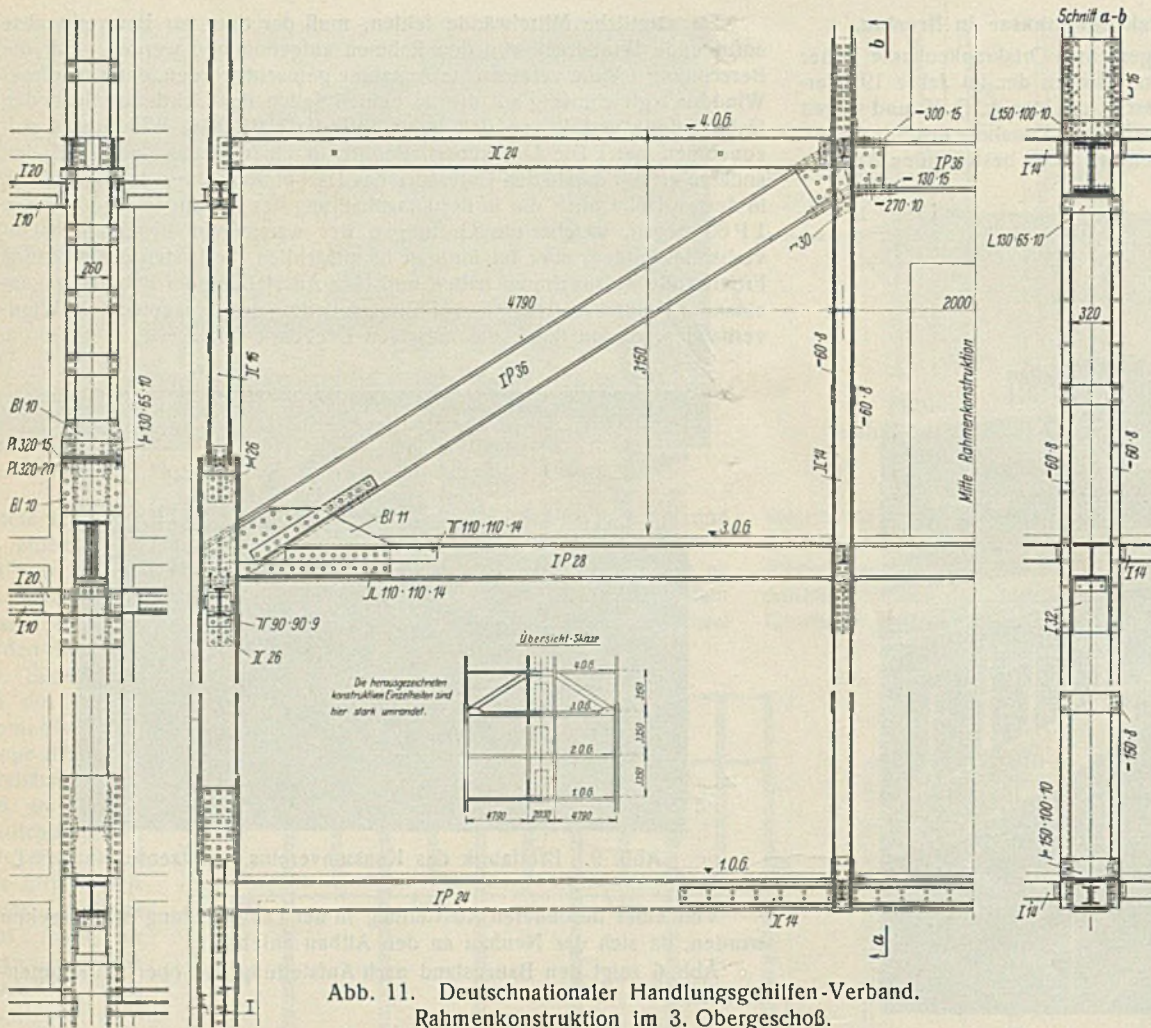


Abb. 11. Deutschnationaler Handlungsgehilfen-Verband.  
Rahmenkonstruktion im 3. Obergeschoß.

schen gleichgeschaltet ist und Deutscher Handlungsgehilfen-Verband heißt, ist einer der großen deutschen Berufsverbände und umfaßt die männlichen Kaufmannsgehilfen und -lehrlinge aus allen Geschäftszweigen des Handels und der Industrie, der Banken, des Verkehrs, der Versicherungsunternehmen usw. Sein Arbeitsgebiet erstreckt sich in vielen Ortsgruppen über das ganze Reich, über die volksdeutschen Gebiete und das

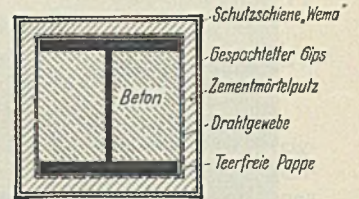


Abb. 12. Deutschnationaler Handlungsgehilfen-Verband.  
Ummantelung der Stützen im Treppenhaus.

übrige europäische und außer-europäische Ausland. Die Heime und Klubbhäuser der Ortsgruppen stellen, wie die Häuser der Gilden und Zünfte, Mittelpunkte beruflichen und gesellschaftlichen Willens und Strebens dar. In ihren Räumen werden Vorträge und Lehrgänge abgehalten zur beruflichen Fortbildung und Schulung der Mitglieder; hier treffen sich kleinere Arbeitsgemeinschaften und Zirkel zur Erörterung fachlicher, berufständischer, politischer und geschichtlicher Probleme; außerdem finden Veranstaltungen allgemeinbildender Natur, Vorträge, Feierstunden statt. Die Räume bieten den D. H. V.-Gesangs-, Musik- und Theaterspielgruppen, sowie Schachspielern und Turnern eine Heimstätte. Da sie außerdem Lese- und Schreibzimmer mit Berufs- und Tageszeitungen und eine Bücherei aufweisen, sollen sie besonders für die fern von der Heimat lebenden Junggehilfen „Heim“ im wahrsten Sinne des Wortes sein. Der D. H. V. mit seinen 400 000 Mitgliedern hat bisher schon über 310 Ortsgruppenheime in den verschiedensten größeren und mittleren Städten des In- und Auslandes errichtet. Weitere 15 Heime in eigenen und gemieteten Räumen befanden sich Anfang d. J. in Vorbereitung.

Das Grundstück des Breslauer Heims, Ecke Angerstraße-Eichbornstraße gegenüber dem Polizeipräsidium gelegen, hat etwa 1225 m<sup>2</sup> Grundfläche. Hiervon sind etwa 900 m<sup>2</sup> bebaut und 325 m<sup>2</sup> Hofffläche. Das Gebäude besitzt außer dem Erdgeschoß noch fünf Obergeschosse und ein von den Frontflächen zurücktretendes Dachgeschoß. Das Erdgeschoß enthält, neben den von der Allgemeinheit am meisten benutzten Geschäftsräumen, die Gesellschaftsräume, nämlich einen 92 m<sup>2</sup> großen Erfrischungsraum, der entsprechend dem Charakter des Heims auch den außerhalb des Gebäudes beschäftigten Verbandsmitgliedern als Gaststätte dient, und einen 168 m<sup>2</sup> großen Saal mit Bühne. Im übrigen sind in dem Gebäude untergebracht

Wand aus porösen Holzziegeln mit 2 cm starkem Putz. Die Decken, Terrassen und Dächer sind als Ackermann-Decken hergestellt. Die Stahlkonstruktion bietet nichts Neues. Alle Decken, Träger und Unterzüge usw. sind als Balken auf zwei Stützen berechnet, so daß von einer Beschreibung der Stahlkonstruktion abgesehen werden kann.

Zur Aufnahme der erheblich größeren Lasten der aufgestockten Bäckerei mußten die vorhandenen Stützen bis auf die Fundamente verstärkt werden. Diese Arbeiten bereiteten ziemliche Schwierigkeiten, da sie während des Betriebes ausgeführt werden mußten und da wegen der beschränkten Raumverhältnisse eng begrenzte Maße bei der Verstärkung nicht überschritten werden durften.

In den Mehlslagern ist mit einer Nutzlast von 1000 kg je m<sup>2</sup> gerechnet. Die beiden 30 m langen Backöfen wiegen je 220 t. Bei diesen hohen Nutzlasten ergaben sich erhebliche Stützenbelastungen, und zwar bis zu 535 t. Abb. 9 zeigt den Fuß einer solchen Stütze. Die Fundierung der Stützen ist auf Brunnen erfolgt. Das gesamte Stahlgewicht von Neubau, Aufstockung und verschiedenen damit zusammenhängenden Umbauten betrug 620 t.

Die Stahlskelettkonstruktionen der drei oben beschriebenen Bauwerke lieferte die Schlesische Montangesellschaft in Breslau.

#### 4. Haus Deutschnationaler Handlungsgehilfen-Verband.

Der Deutschnationale Handlungsgehilfen-Verband, der inzwi-

ständischer, politischer und geschichtlicher Probleme; außerdem finden Veranstaltungen allgemeinbildender Natur, Vorträge, Feierstunden statt. Die Räume bieten den D. H. V.-Gesangs-, Musik- und Theaterspielgruppen, sowie Schachspielern und Turnern eine Heimstätte. Da sie außerdem Lese- und Schreibzimmer mit Berufs- und Tageszeitungen und eine Bücherei aufweisen, sollen sie besonders für die fern von der Heimat lebenden Junggehilfen „Heim“ im wahrsten Sinne des Wortes sein. Der D. H. V. mit seinen 400 000 Mitgliedern hat bisher schon über 310 Ortsgruppenheime in den verschiedensten größeren und mittleren Städten des In- und Auslandes errichtet. Weitere 15 Heime in eigenen und gemieteten Räumen befanden sich Anfang d. J. in Vorbereitung.



Abb. 14. Haus Deutschnationaler Handlungsgehilfen-Verband.  
Außenansicht.



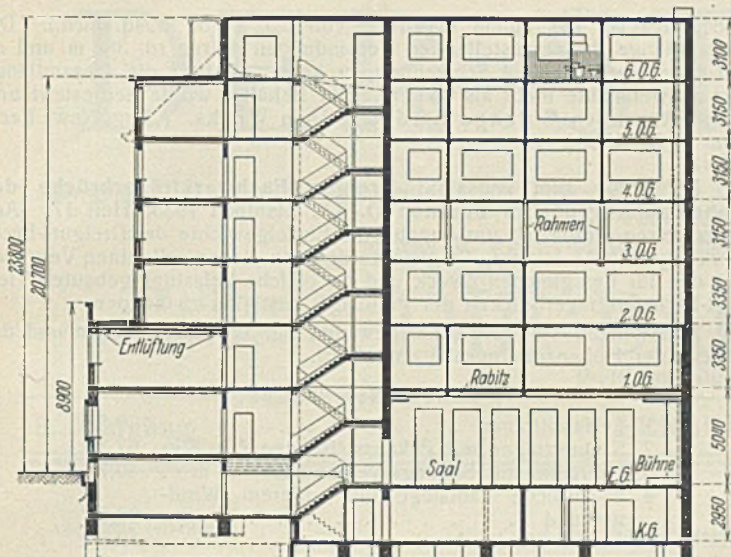


Abb. 10. Deutschnationaler Handlungsgehilfen-Verband. Längsschnitt.

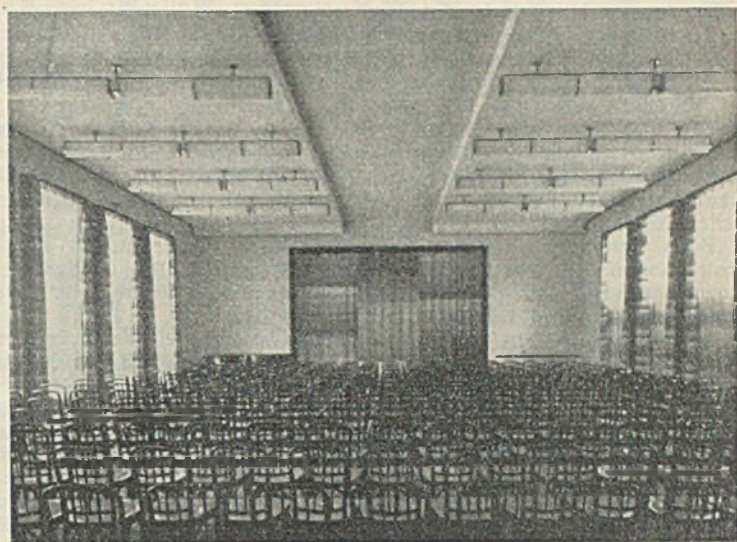


Abb. 13. Deutschnationaler Handlungsgehilfen-Verband. Innenansicht des Saales.

die Gaugeschäftsstelle, die Deutschnationale Krankenkasse, der Deutsche Ring (das sind vier Versicherungsgesellschaften für Lebens-, Transport-, Haftpflicht-, Feuerversicherung), die Kaufmannsschule des D. H. V. und die Goldmarksparkasse des D. H. V. sowie 17 Gastzimmer mit 20 Betten, Bade- und Duschräumen.

Der Bau ist als Stahlskelettbau<sup>1)</sup> errichtet, um die Möglichkeit zu haben, Zwischenwände zu versetzen und dadurch die Zimmergrößen etwa auftretenden neuen Bedürfnissen anzupassen. Abb. 10 zeigt den Längsschnitt durch das Gebäude. Die Träger sind im allgemeinen als Balken auf zwei Stützen berechnet, die in den Stahlstützen ihr Auflager finden, so daß die Ausbildung von Stützen und Trägeranschlüssen nichts Bemerkenswertes

<sup>1)</sup> Das Verwaltungsgebäude des Deutschnationalen Handlungsgehilfen-Verbandes in Hamburg (Hoistenplatz) ist ebenfalls in Stahlskelettbauweise errichtet. S. „Stahlbau“ 1929, Heft 13, S. 147.

bietet. Besonderes Interesse erweckt nur die Aufhängung der Saaldecke und der Decke des darüberliegenden Geschosses an drei im dritten Obergeschoß liegenden Steifrahmen von 11,58 m Stützweite. Auf diese Weise hat man die weitestgehenden Möglichkeiten bei einer sich als notwendig erweisenden Umgestaltung der darunterliegenden Räume. Die Lage der Rahmen ist aus Abb. 10 zu ersehen. Sie stützen sich auf die in den Frontmauern bis zum Dachgeschoß hochgeführten Stahlstützen. Abb. 11 zeigt die Form der Rahmen, den Anschluß des Rahmens an die Stütze, den oberen Rahmenknotenpunkt und die Aufhängung der Saaldecke. Da die meisten Stützen in den Umfassungswänden liegen bzw. in Zwischenwänden, so war eine besondere Ummantelung nicht erforderlich, dagegen erforderte die frei stehende Stütze im Treppenhaus besondere Sorgfalt. Abb. 12 zeigt die Ummantelung dieser Stütze. Den ruhigen vornehmen Eindruck des größten Innenraums und der Außenansicht des Gebäudes zeigen Abb. 13 u. 14.

### Verschiedenes.

Ein Vorschlag zur Schlußmontage beim Freivorbau. Eine der Hauptaufgaben bei Aufstellung der Stahlkonstruktion einer Brücke ist die genaue Einhaltung der vorgeschriebenen Überhöhung. Beim Zusammenbau auf einem festen Gerüst wird bekanntlich der Träger bzw. der Untergurt entsprechend der in der Festigkeitsberechnung gefundenen Überhöhung aufgelegt. Erst nachdem mittels Kopschrauben usw. die Höhenlagen der einzelnen Punkte genau berichtigt sind, wird mit dem Abnieten der Bauteile begonnen. Diese Aufstellung auf festem Gerüst ist auch der beste und sicherste Weg, um gewährleisten zu können, daß das fertige, aber nur durch sein Eigengewicht belastete Bauwerk nach der Entlastung die im Überhöhungsnetz festgelegte Gestalt haben wird.

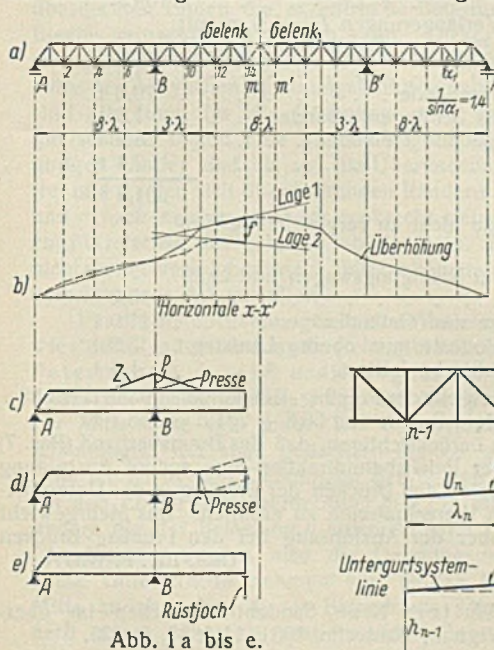


Abb. 1 a bis e.

Dieser sichere Weg ist aber bei Aufstellung

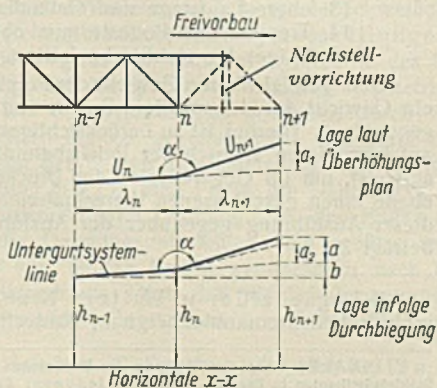


Abb. 2.

einer Brücke im Freivorbau (Abb. 1a) nicht gangbar.

Dem Fortschritt des Freivorbauens entsprechend biegt sich der auskragende Teil mehr und mehr durch. Das Maß dieser Durchbiegungen kann man wohl theoretisch ermitteln, die Erfahrung hat aber gelehrt, daß die wirklichen Durchbiegungen meist hinter den errechneten zurückbleiben.

Beim Freivorbau lassen sich also die auf der Baustelle einzuhaltenden Ordinaten der einzelnen Systempunkte des vorgebauten Teiles nicht ohne weiteres angeben; vielmehr sind diese Ordinaten abhängig vom wirklichen Maß der Durchbiegungen des bis dahin aufgestellten Teiles. Z. B. soll nach dem Überhöhungsnetz der Winkel zwischen  $U_n$  und  $U_{n+1}$  (Abb. 2)  $\alpha_1$  betragen, also Punkt  $n+1$  um  $a_1$  m/m über der Verlängerung von  $U_n$  liegen. Nach der errechneten Durchbiegung für den betreffenden Bauzustand soll das Maß  $a_2$  m/m betragen. Das wirkliche Maß  $a$  wird zwischen diesen beiden Werten  $a_1$  und  $a_2$  liegen; und zwar soll bei den in Frage kommenden kleinen Werten mit genügender Genauigkeit angenommen werden, daß die Differenz  $a_1 - a_2$ , entsprechend der Durchbiegung von  $n$  anwächst, ihr also gerade proportional ist. Wenn also die theoretische Durchbiegung von  $n$   $\delta_2$  m/m betragen soll, die wirkliche aber nur  $\delta$  m/m beträgt, dann wird

$$a = a_2 + (a_1 - a_2) \frac{\delta}{\delta_2}$$

und die auf Baustelle einzuhaltende Ordinate für Punkt  $n+1$  wird

$$h_{n+1} = h_{n-1} + (h_n - h_{n-1}) \frac{\lambda_n + \lambda_{n+1}}{\lambda_n} + a.$$

So sind also von Punkt zu Punkt die jeweiligen einzuhaltenden Ordinaten  $h_{n+1}$  in Abhängigkeit von den wirklichen Durchbiegungen der beiden vorhergehenden Punkte zu errechnen. Die so errechnete Ordinate ist genau einzuhalten und darf auf keinen Fall unterschritten werden. Nötigenfalls ist durch eine besondere Nachstellvorrichtung die Höhenlage von  $n+1$  vor dem endgültigen Abnieten zu berichtigen.

In dieser Weise wird nun weiter vorgebaut, bis Punkt  $m$  (Abb. 1a) erreicht ist, d. h. bis mit dem Einbau des Schlußstückes begonnen werden kann. Der Untergurtstab vor Punkt  $m$  hat in diesem Bauzustand die in Abb. 1b dargestellte Lage 2, d. h. Punkt  $m$  hat sich infolge des Freivorbauens um  $f$  m/m gesenkt. Zum Einbau des Schlußstückes muß nun der Untergurtstab in die Richtung parallel zur Lage 1 zurückgebracht werden, also in die Richtung, die er bei Aufstellung auf festem Gerüst erhalten haben würde.

Dieses Heben des durchgebogenen Teiles wird in der Praxis auf verschiedene Art durchgeführt. Hier seien einige Verfahren genannt:

1. Über  $B$  werden über eine Pendelstütze  $P$  geführte Zugbänder  $Z$  eingebaut, die durch Hochdrücken von  $P$  mittels hydraulischer Pressen angespannt werden und das durchgebogene Brückenmittelstück anheben (Abb. 1c).
2. Wenn es sich um einen Gerberträger handelt, wird bei  $C$  in den Untergurt eine Presse eingebaut, die das Mittelstück hochdrückt (Abb. 1d).



3. oder das Mittelstück wird durch eine bei C an Stelle der unter 2. genannten Presse eingebaute nachstellbare Keilvorrichtung gehoben.
4. Unter den Punkten  $m$  und  $m'$  werden Rüstjoche geschlagen, von denen aus das durchgebogene Ende mittels Kopfschrauben angehoben wird (Abb. 1e).

Von den eben geschilderten Verfahren ist das letzte noch als das beste zu bezeichnen. Es wird angewendet besonders, wenn es sich um einen weltvorgestreckten Freivorbau handelt, um diesen zu unterteilen — vorausgesetzt natürlich, daß die örtlichen Verhältnisse das Aufstellen solcher Rüstjoche zulassen.

Beim Verfahren 1. stören die umfangreichen, verteuernenden Hilfskonstruktionen. In allen Fällen stört außer der Umständlichkeit des Verfahrens an und für sich das Arbeiten mit den Pressen, die im Falle eines etwaigen Versagens das Bauwerk gefährden können.

Verfasser schlägt zur Hebung des Punktes  $m$  folgenden Weg vor: Der bis  $m$  vorgebaute Überbau wird um  $B$  als Drehpunkt gekippt! Der Überbau wird bei  $A$ , wo er zunächst nur auf Klotzlagern auflagerte, abgesenkt. Da hier der Auflagerdruck verhältnismäßig klein ist, macht dieses Absenken gar keine Schwierigkeiten und läßt sich auf einfachste Weise mittels Kopfschrauben, die nachgelassen werden, bewerkstelligen.  $A$  und  $A'$  werden soweit abgesenkt, bis die Punkte  $m$  und  $m'$  die gewünschte Höhenlage erreicht haben. Nach hierauf durchgeführtem Einbau der Schlußstücke in Brückenmitte werden die beiden Brückenenden  $A$  und  $A'$  durch Anziehen der Kopfschrauben wieder auf ihre ursprüngliche Höhe gebracht.

Für das in Abb. 1a dargestellte sowie für ein kontinuierliches System wurden für den endgültigen Zustand und für die verschiedenen Montagestufen — einschließlich Absenken und Wiederanheben bei  $A$  — die Stabkräfte und Durchbiegungen ermittelt und verglichen.

Dabei wurde folgendes festgestellt:

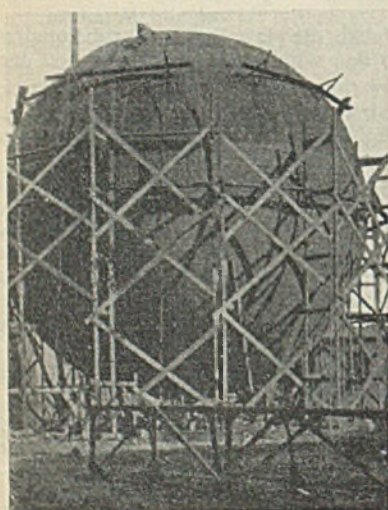
Die durch den Freivorbau gegenüber dem endgültigen Zustande auftretenden zusätzlichen Kräfte und Durchbiegungen sind genau so groß (nur mit umgekehrtem Vorzeichen) wie die Kräfte, Durchbiegungen und Verschiebungen, die durch Anwendung des Kippverfahrens in das Bauwerk hineingebracht werden; d. h. nach beendeter Aufstellung, wenn also die Punkte  $A$  ihre ursprüngliche Lage wieder erreicht haben, hat das Bauwerk genau die Stabkräfte und Durchbiegungen, die es haben soll. Das Kippverfahren ist der natürliche Weg, um die durch den Freivorbau in das Bauwerk gebrachten Veränderungen wieder rückgängig zu machen.

Dieselben statischen Ergebnisse wie beim Kippverfahren erzielt man auch, wenn man den Überbau bei  $B$  mittels Pressen anhebt, statt ihn bei  $A$  zu senken. Dieses Verfahren scheidet aber als Alternative zum Absenken bei  $A$  vollkommen aus. Abgesehen davon, daß man, um irgend etwas zu bewegen, als Kraftangriffspunkt stets die Stelle des geringsten Widerstandes wählen wird, spricht noch Verschiedenes gegen ein Anheben bei  $B$ . Da es sich hier immerhin um bedeutende Auflagerdrücke handelt, dürfte der Querträger bei  $B$  nebst Anschluß kaum zur Kraftübertragung ausreichen, wollte man die Pressen an diesen angreifen lassen. Ein Anbringen der Pressen unmittelbar unter den Hauptträgern erfordert wieder verteuernde Hilfskonstruktionen (Traversen, Querschotten usw.); denn an die Stelle des Lagers  $B$  wird man die Pressen nicht gern anbringen. Gerade dieses Lager, das die größten Gewichte aufzunehmen hat, wird man vor Beginn der Montage der Stahlkonstruktion ausrichten und vergrößern.

Andererseits kann man das wesentlich kleinere Lager bei  $A$  erst zum Schluß vergießen, was mit Rücksicht auf das spätere Ausrichten des Bauwerks auch erwünscht ist. Unter Umständen genügt auch schon ein Abnehmen des oberen Lagerteiles, um den erforderlichen Platz für das Absenken bei  $A$  zu schaffen. In diesem Fall kann auch dieses Lager schon vorher vergossen werden.

Der praktische Vorteil des Kippverfahrens liegt in seiner Einfachheit, und wo seine Anwendung möglich ist, sollte man es benutzen. Es wird sich in einer fühlbaren Ersparnis an Aufstellungskosten bemerkbar machen, einer Ersparnis, die z. B. bei einem kontinuierlichen System recht erheblich sein kann.

Dipl.-Ing. W. J. Filus.



Vollständig geschweißter kugelförmiger Gasbehälter.

Ein geschweißter kugelförmiger Gasbehälter von 13,8 m Durchmesser. Kugelbehälter von der in der Abbildung dargestellten Art, wie sie die St. Louis Gas Co. in Shrewsbury, Mo., als Gas-Mischbehälter benutzt, wurden bisher ausschließlich unter Benutzung des Nietverfahrens hergestellt, wobei die einzelnen Bleche durch Laschen miteinander verbunden wurden.

Bei der Herstellung des in nebenstehender Abbildung gezeigten Kugelbehälters wurde zum ersten Male die Lichtbogenschweißung benutzt. Nach einer Mitteilung der Lincoln Electric Co., welche die Schweißarbeiten unter Benutzung des Schutzgasverfahrens ausführte, besitzt der Behälter einen Durchmesser von 13,716 m (45') und ein Fassungsvermögen von

4584,6 m<sup>3</sup> Gas bei einem Gasdruck von 3,52 at (50 lb./sq. inch.). Die Gesamtlänge der herzustellenden Verbindungen betrug rd. 383 m und da auf jede Verbindung 4 Schweißraupen kamen, betrug die Gesamtlänge der Schweißnähte mehr als 1500 m. Der Behälter wurde hergestellt und montiert von den Chicago Bridge & Iron Works. („Eng. News Rec.“ vom 7. IX. 1933.)

Ergänzung zum Aufsatz: „Dreigurt-Fachwerkträgerbrücke der Hohenzollerngrube in Beuthen O.-S.“, Stahlbau 1933, Heft 17. Aus Leserkreisen werde ich um Angabe der Einzelgewichte der Dreigurt-Fachwerkträgerbrücke ersucht, die gleichzeitig dazu dienen soll, einen Vergleich mit den für den gleichen Zweck und die gleiche Belastung gebauten Viergurt-Fachwerkträgerbrücken der Preußag<sup>1)</sup> anstellen zu können.

Nachstehend sind die Einzelgewichte der Preußag-Brücken und der Brücke der Hohenzollerngrube aufgeführt.

#### I. Brücke der Preußag.

1. 2 Hauptträger . . . . .	139,5 t
2. 5 Querträger mit Eckaussteifungen $L = 8$ m . . . . .	67,3 t
3. Fahrbahn mit Schlingerverband $L = 45$ m . . . . .	40,7 t
4. 2 seitliche Laufstege mit unterem Windverband . . . . .	28,8 t
5. oberer Windverband . . . . .	12,3 t
6. Lager . . . . .	6,8 t
	<hr/>
	295,4 t

Wie aus Abb. 13 der vorerwähnten Veröffentlichung hervorgeht, sind besondere, an Konsolen befestigte Entladeschienen zwischen den Hauptträgern eingebaut, Das Gewicht hierfür beträgt 41,3 t.

#### II. Brücke der Hohenzollerngrube.

In meinem Aufsatz ist dargelegt, daß die Brücke in zwei Bauabschnitten gebaut wurde. Für die Zwecke des Vergleichs können nur die Gewichte derjenigen Teile, die beim zweiten Ausbau verwendet wurden, berücksichtigt werden:

Erster Ausbau:

1. 5 Querträger $L = 5,5$ m . . . . .	20,2 t
2. Fahrbahn $L = 45$ m einschließlich Schlingerverband . . . . .	46,6 t
	<hr/>
	66,8 t

Außer diesen Bauteilen wurden für den ersten Ausbau geliefert:

2. a) einseitig angeordneter Laufsteg mit Geländer (beim zweiten Ausbau in Fortfall gekommen) . . . . .	4,8 t
2. b) Träger für dritte Schiene (bei Preußag-Brücken nicht vorhanden) . . . . .	4,8 t
3. provisorische Lager unter den Querträgern . . . . .	1,1 t
4. Schlepptäger $L = 10$ m, einschließlich beidseitigem Laufsteg und Schlingerverband . . . . .	14,6 t
	<hr/>
	Gesamtgewicht des ersten Ausbaues 92,1 t

Zweiter Ausbau:

5. 2 Hauptträger . . . . .	109,3 t
6. 5 Querträger-Verlängerungen $L = 5,9$ m mit Eckaussteifungen . . . . .	31,2 t
7. Bremsverband . . . . .	14,6 t
8. 2 untere Windverbände . . . . .	29,3 t
9. Verstärkung des Schlingerverbandes . . . . .	1,6 t
10. untere Laufstege und Geländer . . . . .	8,2 t
11. Auflager . . . . .	7,1 t
	<hr/>
	201,3 t

Ferner wurden folgende nicht zu vergleichende Einbauten vorgenommen:

12. Laufschiene für Reinigungswagen und Laufkatzenträger . . . . .	13,5 t
13. obere Laufstege und Geländer . . . . .	11,9 t
14. Treppen und Podeste zum oberen Laufsteg . . . . .	3,9 t
15. Träger für elektrische Leitung . . . . .	1,6 t

Dem vergleichbaren Gewicht der Preußag-Brücke von 295,4 t steht ein Gewicht der Hohenzollern-Brücke von 66,8 + 201,3 = 268,1 t gegenüber. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß der Bremsverband (Pos. 7) auf besonderen Wunsch der Reichsbahndirektion eine andere Ausbildung aufweist, um im Gegensatz zu den Brücken der Preußag in der Untergurtebene einen geschlossenen Viereckrahmen zu erhalten. Das Mehrgewicht dieser Ausführung gegenüber der Ausführung bei den Preußag-Brücken beträgt 3,1 t. Dipl.-Ing. P. Walter.

<sup>1)</sup> Lugscheider u. Walter: Neue Sandentladebrücken im ober-schlesischen Steinkohlenbergbau, Bautechn. 1931, Heft 37, S. 535.

INHALT: Über die Erhöhung der Fließgrenze in prismatischen Balken aus Baustahl. — Stahlskelettbauten in Breslau. — Verschiedenes: Ein Vorschlag zur Schlußmontage beim Freivorbau. — Ein geschweißter kugelförmiger Gasbehälter von 13,8 m Durchmesser. — Ergänzung zum Aufsatz: „Dreigurt-Fachwerkträgerbrücke der Hohenzollerngrube in Beuthen O.-S.“.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.