

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Geh. Regierungsrat Professor Dr.-Ing. A. Hertwig, Berlin-Wilmersdorf, Sächsische Str. 43
Fernsprecher: 87 7421
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

11. Jahrgang

BERLIN, 10. Juni 1938

Heft 12

Alle Rechte vorbehalten.

Die Flugsteighalle für den Neubau des Flughafens Tempelhof.

Von Dr.-Ing. A. Schleusner Vdl, Beratender Ingenieur VBI, Berlin.

I.

Im Mittelpunkt des neuen Flughafens Tempelhof befindet sich zwischen Abfertigungshalle und Startbahn die Flugsteighalle für die Übernahme von Fluggästen, Gepäck und Fracht. Vom Architekten, Professor Dr. Sagebiel, wurde eine Halle in radialer Anordnung von 380 m Länge, 40 m Tiefe und stützenloser Frontseite gefordert (Bild 1). Für einen Teil des Daches waren Zuschauertribünen vorzusehen. Es ergab sich somit für den Ingenieur die Aufgabe, eine Kragkonstruktion von 40 m Ausladung zu schaffen.

Der Kragarm wurde mit 3 mm Bördelblechen eingedeckt (Gewicht einschließlich Isolierung und Pappe 55 kg/m²) und der rückwärtige Teil des Daches für die Tribünen als schwere Eisenbetondecke ausgebildet (Gewicht einschließlich Stufenaufsattung, Isolierung und Plattenbelag 750 kg/m²). Durch diese Verteilung der Gewichte und die Aufhängung der rückwärtigen Fensterwand an die darüberliegende Pfette wurde erreicht, daß die hintere Stütze selbst im ungünstigsten Belastungsfall keinen Zug bekommt und als Druckstütze auszubilden ist (Bild 3 u. 4).

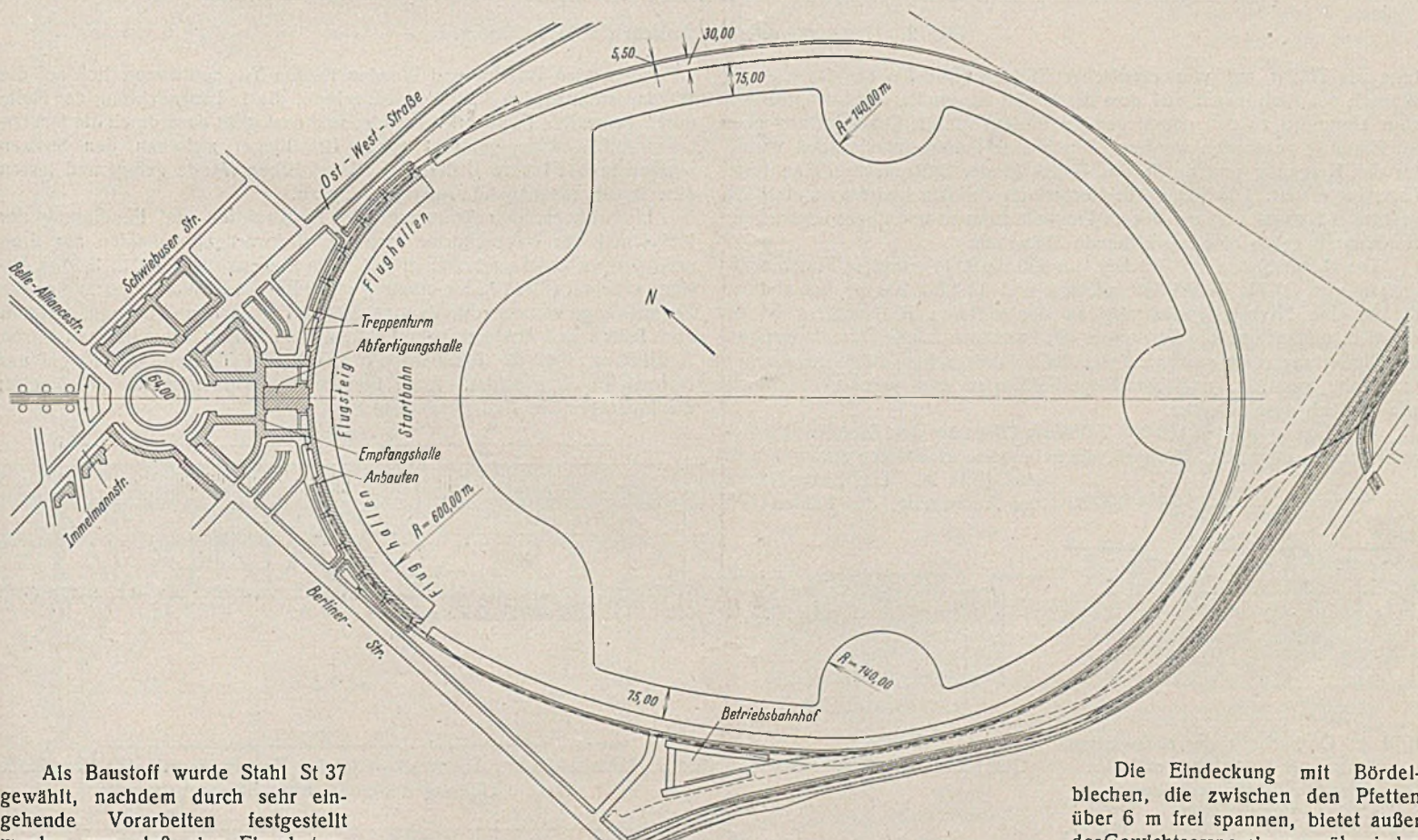


Bild 1. Lageplan der Gesamtanlage.

Als Baustoff wurde Stahl St 37 gewählt, nachdem durch sehr eingehende Vorarbeiten festgestellt worden war, daß eine Eisenbetonkonstruktion von 40 m Kragweite zwar noch möglich ist, aber weder in wirtschaftlicher noch in ästhetischer Hinsicht als gleichwertig bezeichnet werden kann. Hochwertiger Baustahl St 52 kam wegen zu großer Formänderungen nicht in Frage.

Das Bindersystem (Bild 2) ist ein Dreigelenkrahmen mit Kragarm

Stützenentfernung	14,20 m,
Kragarm 36,00 + 4,50	= 40,50 m,
Binderentfernung	16,50 m,
lichte Frontöffnung	12,00 m hoch.

Die Konstruktion wurde geschweißt; die Gurtungen bestehen aus Nasenprofilen, die zum Teil durch Lamellen verstärkt sind, die Stegblechhöhe steigt bis zu 4,05 m. Die Hauptstütze wird von 2 IP 70 mit dazwischen liegendem Stegblech gebildet. Um das Aufstellen der Binder zu vereinfachen, wurden genietete Baustellenstöße angeordnet.

Die Eindeckung mit Bördelblechen, die zwischen den Pfetten über 6 m frei spannen, bietet außer der Gewichtsersparnis gegenüber jeder anderen Eindeckung noch weitere Vorteile. Die Dachhaut wirkt ohne

Verbände als starre Scheibe und überträgt horizontale Kräfte in der Dachebene zu den Stützen. Die Stabilität des Bauwerkes wird damit in räumlicher Hinsicht außerordentlich verstärkt.

Dehnungsfugen trennen bei jedem dritten Binder die gesamte Konstruktion, so daß die Halle in Abschnitte von rd. 50 m Länge aufgeteilt ist. Besondere Sorgfalt wurde auf eine vollständige Trennung nicht nur der Konstruktion, sondern auch der Eindeckung, Ausmauerung und Verkleidung gelegt. Innerhalb jedes Abschnittes ist in der Achse der Hauptbinderstützen ein einsteliges Portal für Kräfte in Längsrichtung der Halle angeordnet, dem auch besondere Bedeutung für die unten erwähnte Haltung des Binderdruckgurtes zukommt.

Die Pfetten (Bild 5 u. 6) sind im Kragdach als Gitterträger, im Tribünen- teil vollwandig ausgeführt, und zwar von Dehnungsfuge zu Dehnungs-

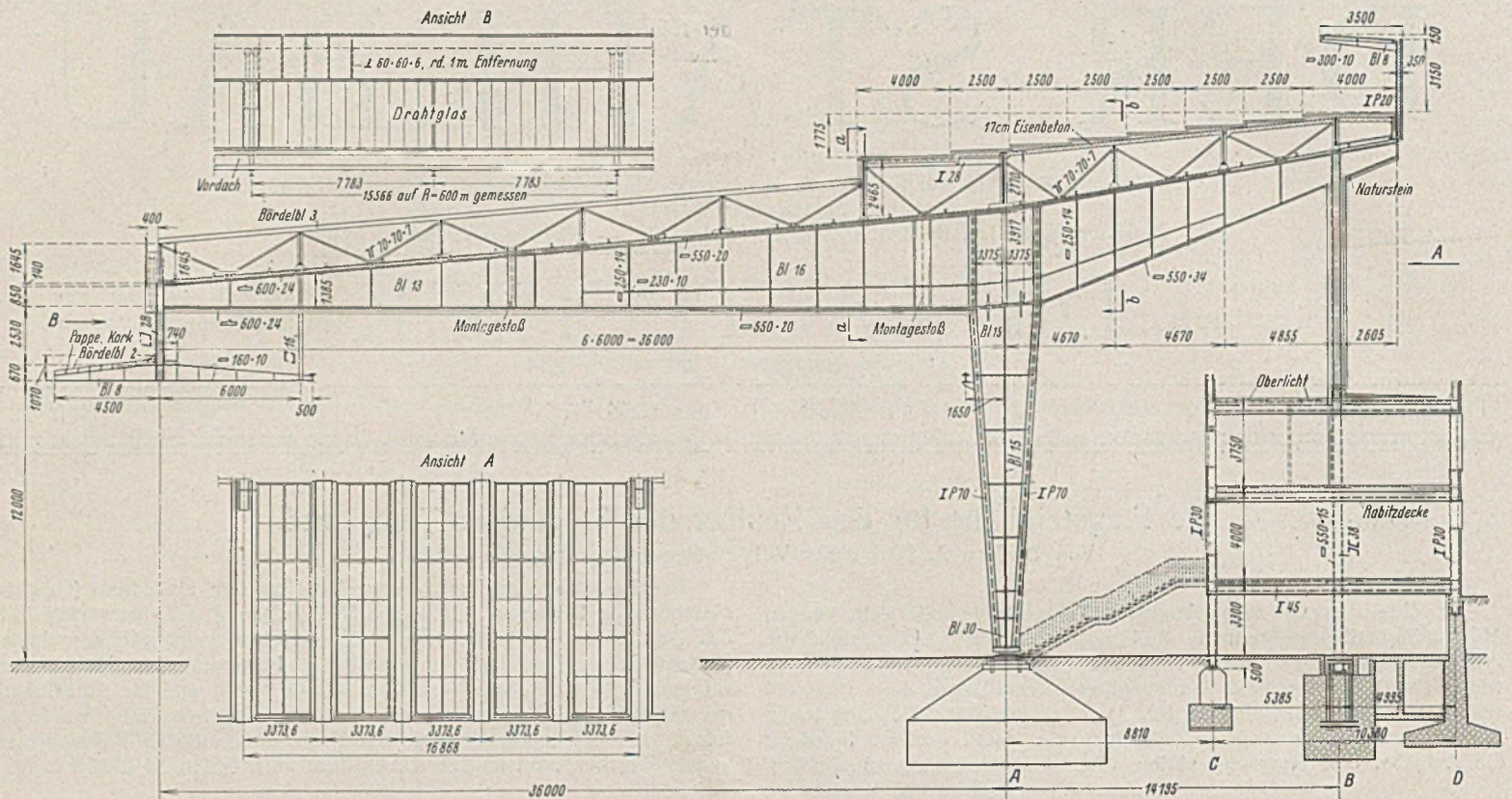


Bild 2. Hallenquerschnitt. Ansicht der Hauptbinder.

fuge als Träger auf vier elastischen Stützen (Bild 7 u. 8). Da sie auf Wunsch des Architekten auf dem Binder liegen, mußte durch Kopfbänder vom Untergurt zu den oberliegenden Pfetten für die Druckgurtung eine Rückhaltung geschaffen werden. Durch eine Rahmenkonstruktion wurde für das Kragende und durch das Portal in der Stützenachse eine feste Lagerung erzielt. Die Stabilitätsuntersuchung des Druckgurtes als elastisch gestützter Stab mit veränderlichem Trägheitsmoment und linear wachsender Normalkraft ergab eine ausreichende Sicherheit.

Die Hauptstützen mit Drücken von 600 bis 900 t erfordern Fundamentgrößen von 50 bis 64 m² Grundfläche und 140 bis 200 m³ Eisenbeton. Durch eine Nachstellvorrichtung an der hinteren Hallenstütze ist es möglich, ungleichmäßige Setzungen der Fundamente und Durchbiegungen des Binderkragarmes auszugleichen, doch wurde schon durch die Art der Gründung versucht, ungleichmäßige Setzungen von vornherein soweit wie möglich auszuschalten.

Der Zugang zu den 100 000 Tribünenplätzen auf den Dächern der Gesamtanlage erfolgt durch Treppen, die in besonderen Türmen untergebracht sind (Bild 9). Die Besonderheit der Anordnung, das Fehlen von

durchgehenden Decken und Wänden in den Treppentürmen ließ auf die Windaussteifung des Stahlskelettes achten, die in Längsrichtung der Halle durch besondere Fachwerkverbände, und senkrecht dazu durch die fensterlosen Außenwände gebildet wird. Die Riegel zwischen den Stützen wurden in das innere Drittel der 38 cm dicken Wände gelegt und lassen eine zusammenhängende Ausmauerung zu.

In vollkommener Trennung von Konstruktion und Fundierung der Halle und der Treppentürme sind die rückwärtigen Anbauten aus dreigeschossigen Stockwerkrahmen mit 10 m Riegelspannweite in 3,40 m Abstand errichtet (Bild 10). Sie erhalten außer Büro- und Wohlfahrtsräumen die Zugangswege von der Abfertigungshalle für Fluggäste und Ladung, getrennt nach Inland und Ausland, nach Landung und Abflug. In wirtschaftlichster Ausbildung sind die Rahmenstiele aus Peiner Trägern, die Riegel aus Normalprofilen gebildet. Auch hier ist die Werkstattarbeit geschweißt; die Montagestoße sind geschraubt.

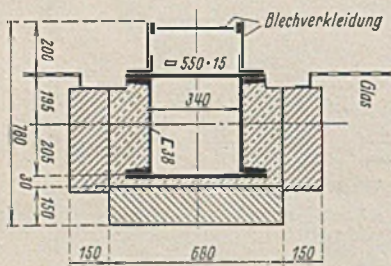


Bild 3. Querschnitt der rückwärtigen Stütze mit Betonummantelung und Werksteinverkleidung.

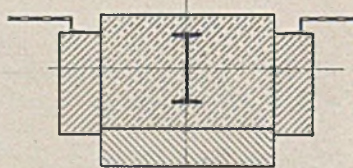


Bild 4. Querschnitt der Fensterstütze.

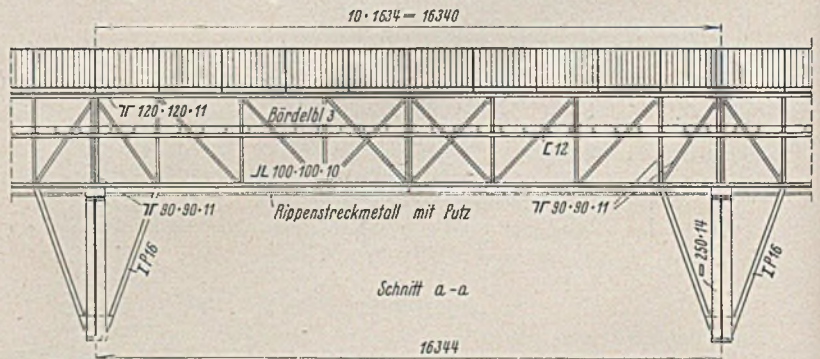


Bild 5. Mittelfeld einer Fachwerkpfette des Kragarmes mit den Kopfbändern für die Haltung der gedrückten Bindergurtung.

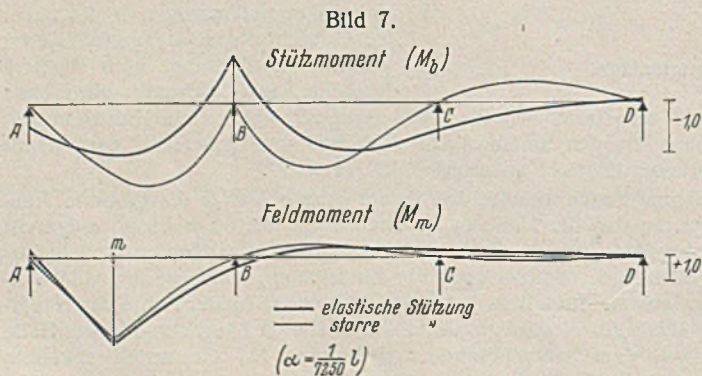


Bild 7 u. 8. Einflußlinien für die elastisch gestützten Pfetten.



Bild 6. Vollwandpfette des rückwärtigen Armes.

Auf dem Mittelteil des Daches ist für eine Gaststätte, Büroräume und den Kommandoturm der Flugleitung ein dreigeschossiger Aufbau, ebenfalls in Stahlskelettbauweise vorgesehen (Bild 11 u. 12). Um den Kragarm der darunterliegenden Binder nicht zu belasten, kragen die Unterzüge über die Hauptstützenachse nach vorn aus und tragen am Kragende die über 16,50 m frei gespannte Fensterwand mit ihren schweren Gesimsen. Sorg-

fällig getrennt wurde auch hier wieder die Konstruktion des Stahlaufbaues von der Eisenbetonkonstruktion des anschließenden Bauteiles. Der Wind wird quer zur Halle durch einhüftige bzw. Zweigelenkrahmen, längs

der Halle durch unten in die Portalpfette genommen. Den Gang der Montage zeigen Die Flugsteighalle bildet mit den an

eingespannte Stützen auf die Bilder 13 bis 17.

jeder Seite anschließenden Hallen für Unterbringung und Wartung der Flugzeuge einen Bogen von 600 m Radius und 1200 m Länge. Für die Flughallen wurde das System des Flugsteiges belbehalten, wodurch außer der Einheitlichkeit der Anlage auch eine Freizügigkeit in der Unterteilung der Gesamtlänge erzielt wurde. Zudem war durch Vergleichsrechnungen festgestellt worden, daß eine Anlage mit Torträgern über 100 m und Querbindern nicht einmal wirtschaftlicher hätte ausgebildet werden können. Geringfügige Änderungen ergaben sich für die Konstruktion durch die Anordnung von Toren und eines 10 t-Leichtmetallkranes. Für die Tore wurden elektrisch betriebene Schiebetore gewählt, nachdem man von nach oben sich öffnenden Klappstoren aus Wirtschaftlichkeitsgründen hatte absehen müssen. Um die Raddrücke des geforderten 10 t-Kranes vor allem am Kragende so niedrig wie möglich zu halten, wurde ein Leichtmetallkran für 10 t Tragkraft vorgesehen, dessen Raddrücke am Kragende die eines üblichen 3 t-Kranes kaum überschreiten. Der äußere Kranbahnträger wurde als Durchlaufträger auf vier elastischen Stützen ermittelt, wobei die Hinderung der Binderdurchbiegung durch die kontinuierlichen Pfetten nicht berücksichtigt wurde.

Zur Unterteilung der Hallen werden Fachwerk-wände unter die entsprechenden Binder gesetzt, deren Stützenköpfe am Binderuntergurt vertikal geführt werden; auf die Verwendung von Langlöchern wurde verzichtet, um die Bewegungsmöglichkeit in jedem Falle zu gewährleisten.

Die Ausführung der Flugsteighalle wurde unter Führung von Steffens & Nölle, Berlin, von den Firmen Krupp-Druckenmüller und Berliner Stahlbau, Berlin, Gollnow, Steitin, Klönne und Dortmunder Union, Dortmund, besorgt. Lieferung und Montage der Bördelbleche lag bei der MAN, Werk Gustavsburg. Die technische Bearbeitung und Prüfung der Konstruktion erledigte das Ingenieurbüro Dr. A. Schleusner, Berlin.

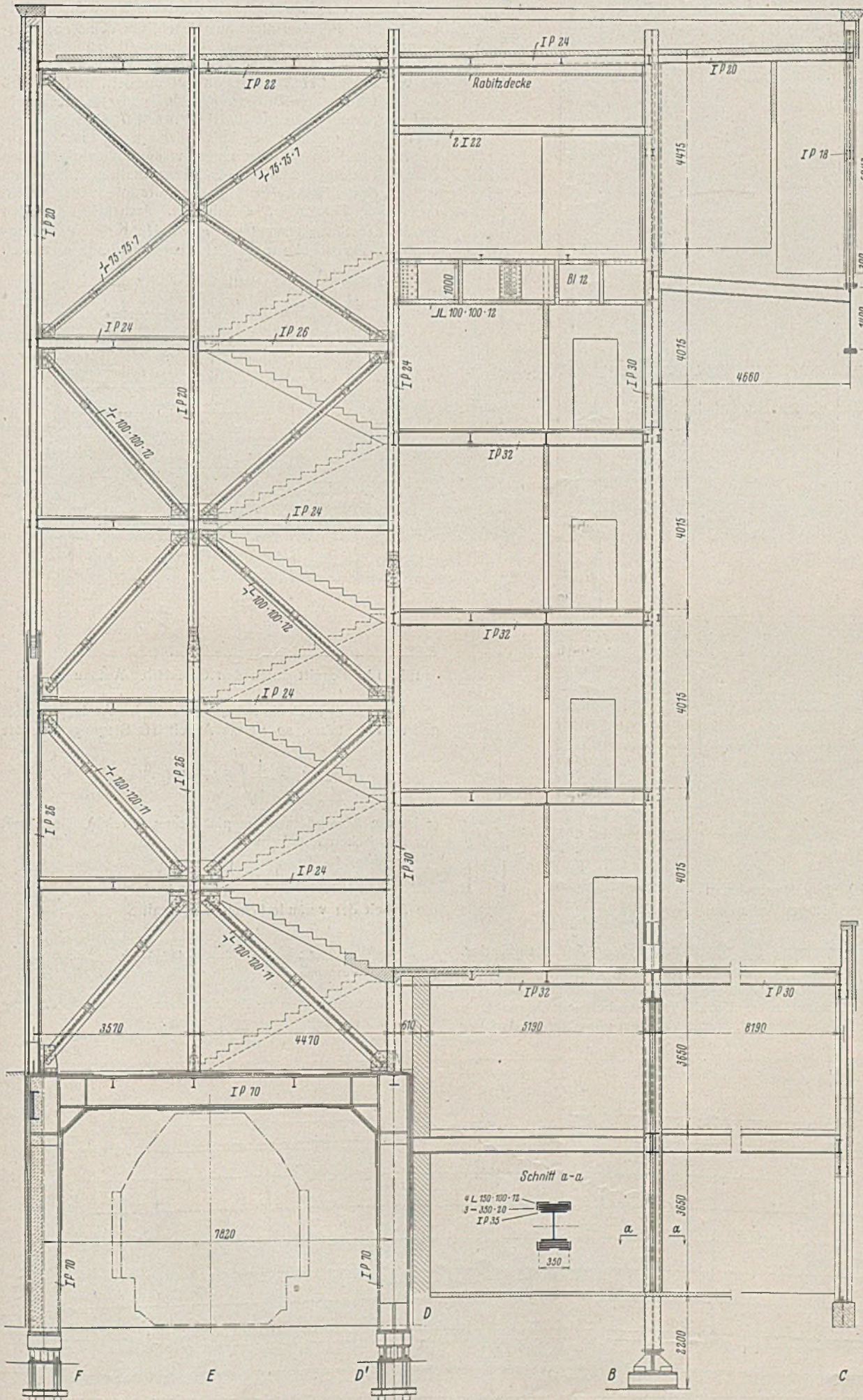


Bild 9. Querschnitt eines Treppenturmes.

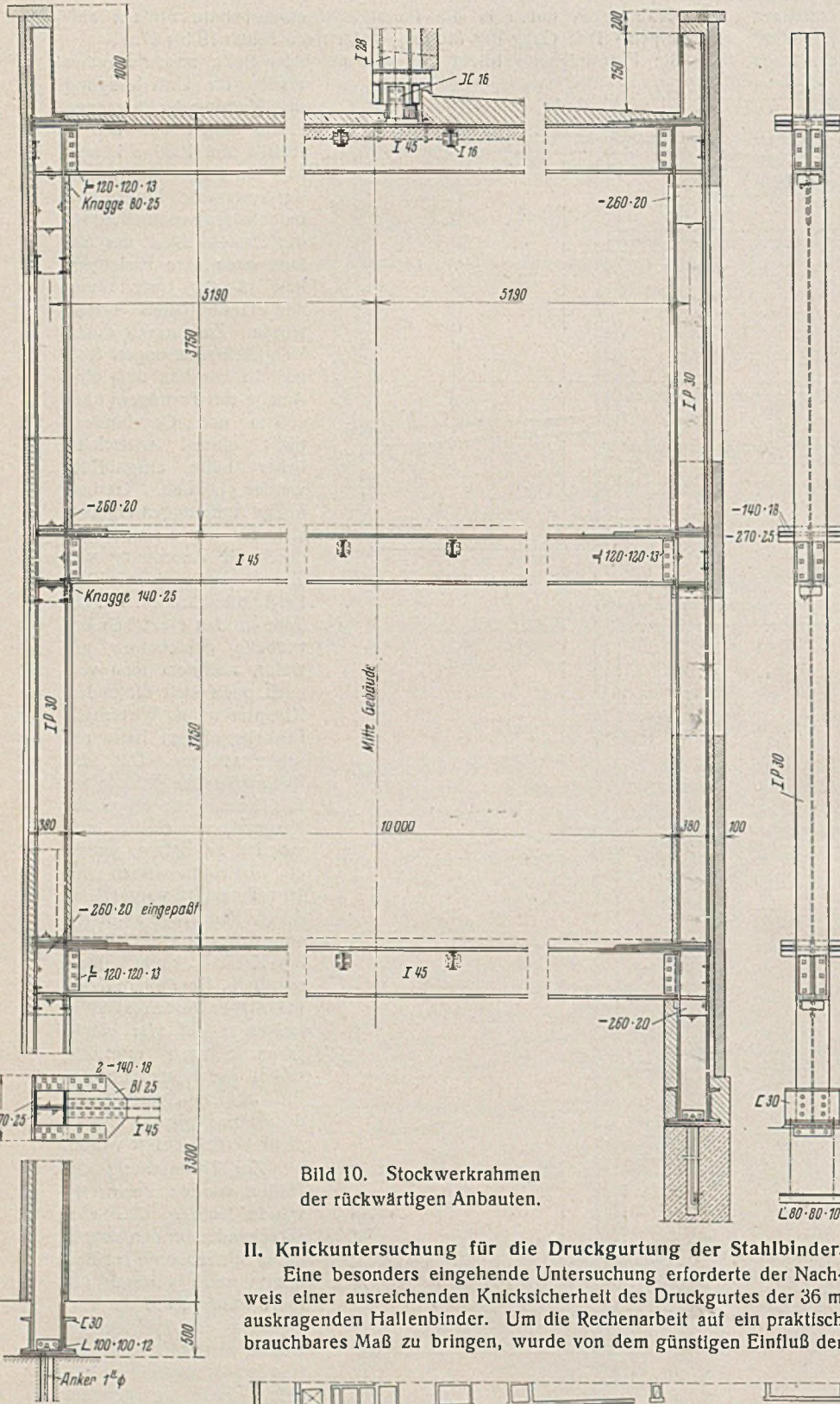


Bild 10. Stockwerkrahmen der rückwärtigen Anbauten.

II. Knickuntersuchung für die Druckgurtung der Stahlbinder.

Eine besonders eingehende Untersuchung erforderte der Nachweis einer ausreichenden Knicksicherheit des Druckgurtes der 36 m auskragenden Hallenbinder. Um die Rechenarbeit auf ein praktisch brauchbares Maß zu bringen, wurde von dem günstigen Einfluß der

Verwindung des Stegbleches abgesehen und die Druckgurtung als Stab aufgefaßt, der gegen die über drei Felder durchlaufenden Pfetten im Abstand von $l_k = 6$ m elastisch abgestützt ist. Die Aufgabe wurde damit auf die Untersuchung des in Bild 18 angedeuteten Systems zurückgeführt,

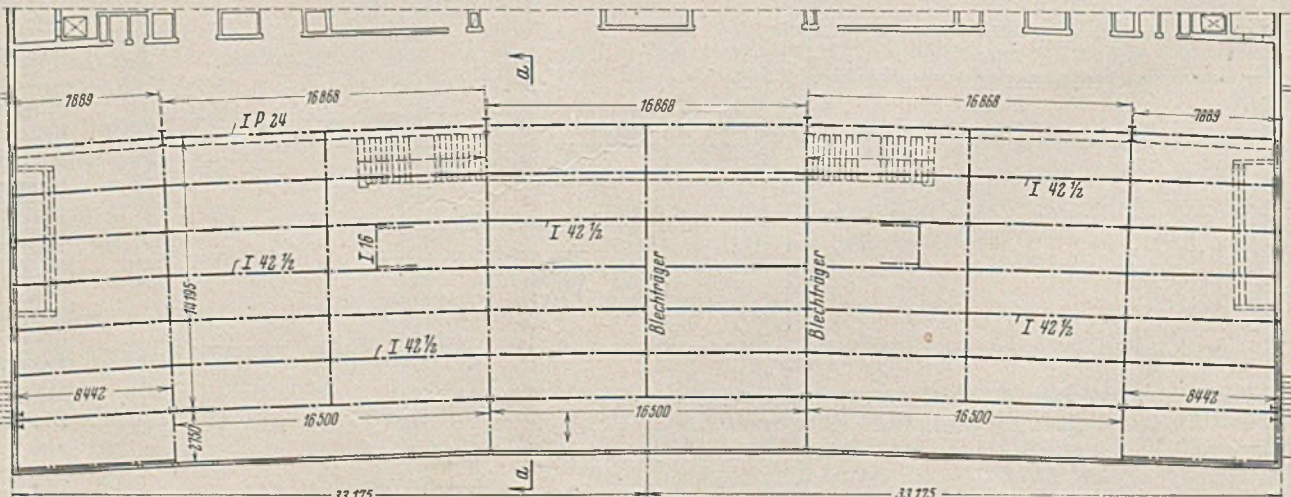


Bild 11. Grundriß der Decke über dem Restaurant.

das ist ein Druckstab mit veränderlicher Längskraft S , veränderlichem Trägheitsmoment J und verschiedenen großen elastischen Rückhaltungen A_k in den Stützpunkten.

Es zeigte sich, daß die für konstante Werte S, J und A_k entwickelten Formeln nicht ausreichen, um den Sicherheitsbeiwert ν mit hinreichender Genauigkeit zu ermitteln, während die Untersuchung des allgemeinen Ansatzes, wie sie von Dr.-Ing. H. Zimmermann aufgestellt ist (vgl. z. B. die Darstellung von Dr.-Ing. F. Bleich in seiner „Theorie und Berechnung eiserner Brücken“, S. 197 ff.), wegen des übermäßigen rechnerischen Aufwandes praktisch nicht durchzuführen ist. Desgleichen mußte von der vereinfachenden Annahme stetig verteilter elastischer Bettung abgesehen werden, da die Halbwellenlänge der Knicklinie in die Größenordnung der Feldlänge $l_k = 6$ m fällt. Aus diesen Gründen wurde der Sicherheitsbeiwert ν mit Hilfe des Verfahrens von Ritz-Timoshenko nach der Energiemethode errechnet.

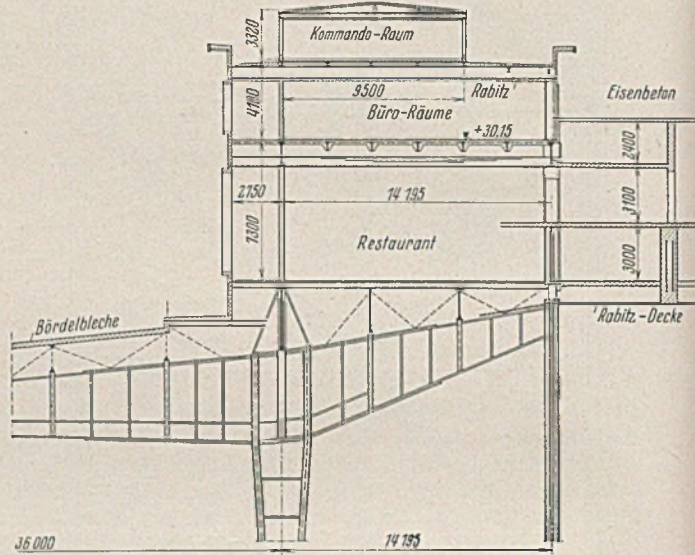


Bild 12. Schnitt durch den Gaststätten-Aufbau.

Bezeichnet $y(x)$ eine unendliche kleine Auslenkung des gedrückten Stabes, so ist die Arbeit der Biegemomente

$$A_B = \frac{1}{2} \int_0^l E J \tau y''^2(x) dx$$

(τ ist die Abminderung im plastischen Bereich), die Arbeit der elastischen Rückhaltung

$$A_W = \frac{1}{2} \sum A_k y_k^2,$$

die Arbeit der veränderlichen Längskraft S

$$A_S = \int_0^l dS \cdot \frac{1}{2} \int_0^x y'^2(x) dx.$$

Die Knicksicherheit ν ergibt sich dann aus der Bedingung

$$\nu A_S - A_B - A_W = \text{Minimum.}$$

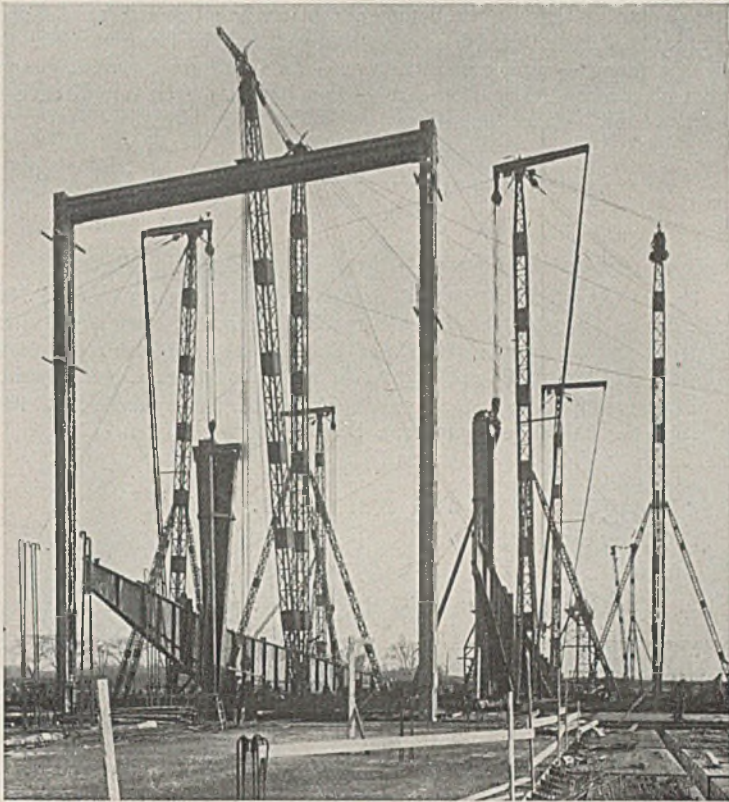


Bild 13. Beginn der Montage. Aufstellung zweier rückwärtiger Stützen. Der Binderriegel (Gewicht 50 t) ist auf der Baustelle zusammengesetzt.

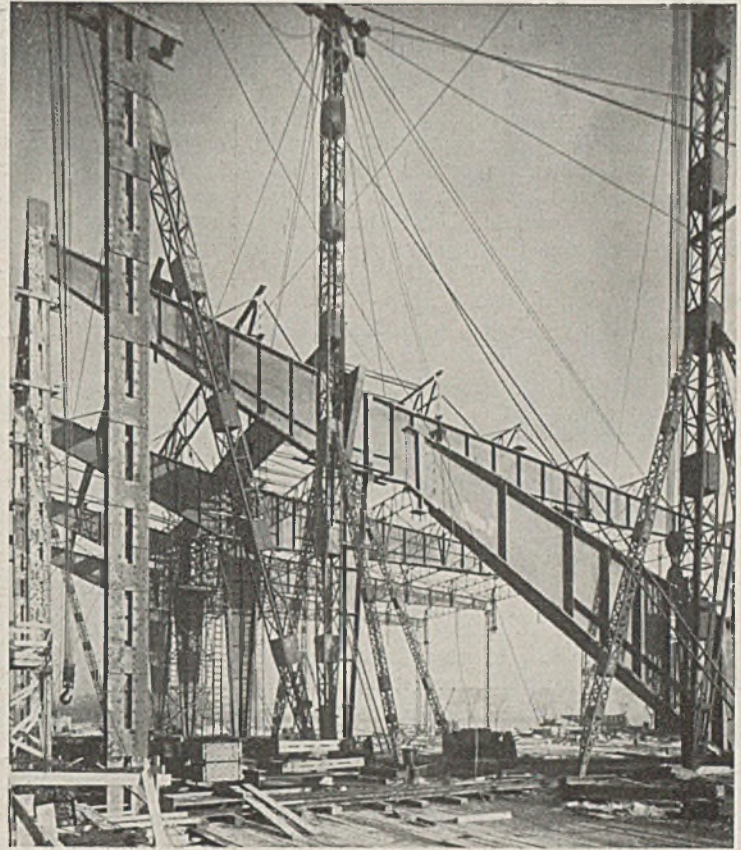


Bild 15.

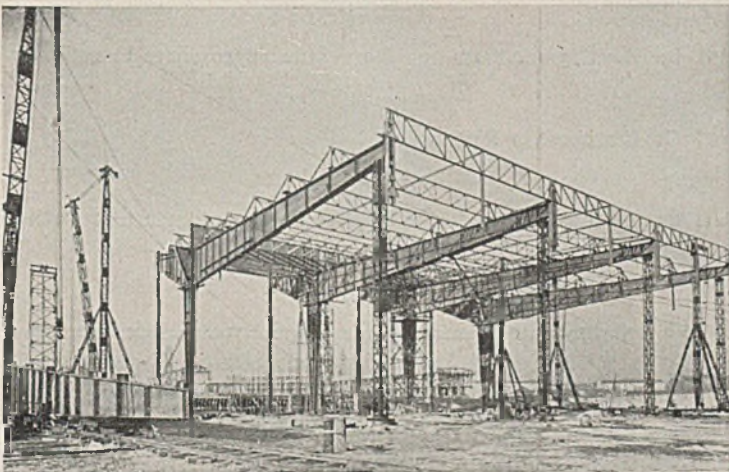


Bild 14. Ein Abschnitt von Dehnungsfuge zu Dehnungsfuge ist fertig montiert. Die Kragenden sind vorläufig unterstützt.

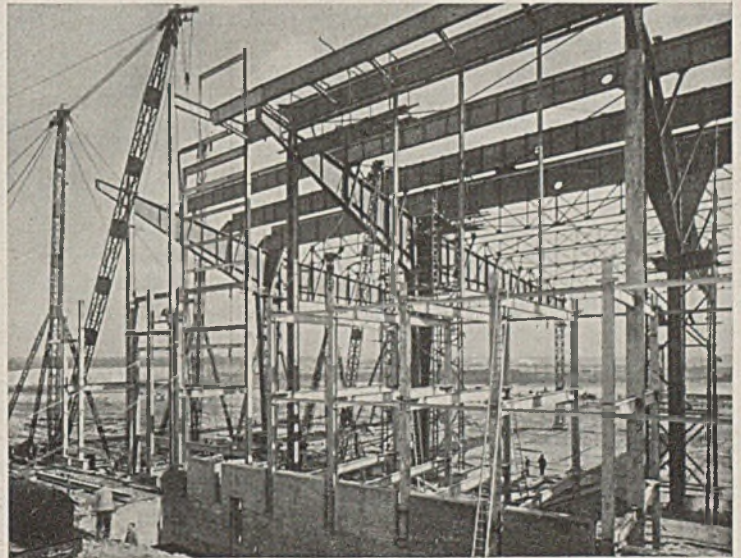
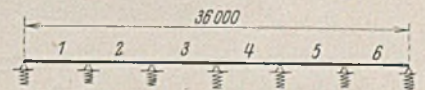


Bild 16.



Bild 17. Die 380 m lange Flugsteighalle ist aufgestellt. In der Mitte das Stahlskelett des Gaststätten-Aufbaues, ganz links ein Treppenturm.



l_n	600	600	600	600	600	600 cm
J_n	43 400	43 400	65 100	92 800	92 800	112 200 cm ⁴
S_n	134	262	391	512	653	841 t
A_n	15,12	10,3	7,55	5,78	17,2	∞ t/cm

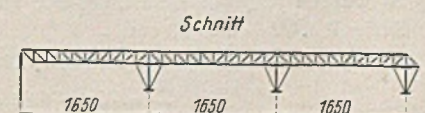


Bild 18.

Dieser Ansatz wurde mit verschiedenen passend gewählten Knicklinien durchgerechnet und ergab eine ausreichende Sicherheit ν .

Das vorstehend angedeutete Verfahren besitzt jedoch den Nachteil, daß man für den Wert ν stets eine obere Schranke erhält, daß also das errechnete ν sich größer ergibt als das wirklich vorhandene. Obzwar aus durchgeführten Vergleichsrechnungen hervorgeht, daß selbst bei ziemlich willkürlichen Annahmen über den Verlauf der Knicklinie das Verfahren noch brauchbare Werte liefert, erschien es wünschenswert, eine untere Schranke für ν zu ermitteln. Dies konnte ohne allzu umfangreiche Rechenarbeit durch folgende Überlegung erreicht werden.

Zunächst werden die Werte J und S in jedem Feld durch konstante Mittelwerte ersetzt, J_k und S_k , ($k = 1, 2, \dots, 6$). Solange die Eulerlast in keinem Feld überschritten wird, d. h. solange

$$(1) \quad S_k \leq S_E = \frac{\pi^2 E J_k \tau_k}{l_k^2}$$

gilt ($\tau_k =$ Abminderung im plastischen Bereich), wirken die beim Ausknicken auftretenden Biegemomente im günstigen Sinne für die Knicksicherheit. Die Rechnung bleibt daher unter obiger Voraussetzung auf

der sicheren Seite, wenn wir in der allgemeinen Knickbedingung die Knickmomente $M_k = 0$ setzen. Da sich weiter zeigt, daß die Randbedingungen an den Stabenden praktisch unwesentlichen Einfluß haben, konnten die Punkte 0 und 6 gelenkig gelagert angenommen werden. Die Knickgleichung — welche unmittelbar aus der Gleichgewichtsbedingung an einem elastischen Stützpunkt folgt — lautet unter diesen vereinfachenden Annahmen für ν -fache Belastung

$$(2) \quad \begin{cases} -\frac{\nu S_k}{l_k} (y_k - y_{k-1}) + \frac{\nu S_{k+1}}{l_{k+1}} (y_{k+1} - y_k) + A_k y_k = 0 \\ (k = 1, 2, \dots, n-1), \end{cases}$$

wobei y_k die Auslenkung am elastischen Stützpunkt k bedeutet.

Im vorliegenden Fall ist $n = 6$, und ν ergibt sich als kleinste Nullstelle der zu (2) gehörigen fünfreihtigen Determinante. Bei Berücksichtigung der elastischen Kopplung der Binderdruckgurte durch die durchlaufenden Pfetten ergibt auch dieser Ansatz eine ausreichende Sicherheit.

In einem späteren Aufsatz werde ich ausführlicher auf die Stabilitätsuntersuchung und deren praktische Durchführung eingehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Beiträge zum Knickproblem des Bogenträgers und des Rahmens.

Von E. Chwalla, Brünn, und C. F. Kollbrunner, Zürich.

(Schluß aus Heft 11.)

II. Knickversuche mit symmetrisch ausgebildeten, symmetrisch belasteten Rechteckrahmen.

1. Einleitung. In der unter Fußnote 2) genannten Abhandlung konnte bei Zugrundelegung bestimmter Voraussetzungen (Verwendung der linearisierten Differentialgleichung der Biegelinie und Vernachlässigung des Einflusses der axialen Längenänderung, der Schubverzerrung und des Eigengewichtes) der Nachweis erbracht werden, daß symmetrisch gebaute, durch lotrechte Kräfte symmetrisch belastete Rechteckrahmen unter einer bestimmten Laststufe eine Verzweigungsstelle des Gleichgewichts erreichen und in ihrer Ebene auszuknicken beginnen. Um diese kritische Laststufe bei praktischen Anwendungen leicht festlegen zu können, wurde ein nur annäherungsweise gültiges Rechenverfahren entwickelt, das sich auf einen einfachen „Ersatzbelastungsfall“ bezieht; die Ersatzbelastung ist hierbei dadurch gekennzeichnet, daß die Druckkräfte, die unter der gegebenen Belastung in den beiden Stielen und im Riegel auftreten, als äußere Kräfte an den Enden dieser drei Stäbe mittig angreifend gedacht werden, so daß eine allgemeine „Stützlinienbelastung“ entsteht¹⁰⁾. Diese Näherungsrechnung läßt sich bei Rahmen mit relativ kurzen Riegeln durch Vernachlässigung der Riegedruckkraft noch weiter vereinfachen („vereinfachter Ersatzbelastungsfall“).

Da die „vereinfachten Ersatzbelastungsfälle“ für zwei symmetrisch zur Mitte angeordnete lotrechte Einzellasten stets identisch sind, folgt daß es gleichgültig ist, wo die beiden symmetrisch zur Mitte angreifenden Lasten liegen; die Knicklast ergibt sich nach diesem einfachen Rechenverfahren immer gleich groß, gleichgültig, wo die symmetrischen Angriffspunkte der zwei Kräfte P liegen.

Durch die Versuche war zu prüfen, ob ein Ausknicken tatsächlich in ausgeprägtem Maße existiert und ob die Laststellung ohne wesentlichen Einfluß auf die Ausknickung ist.

2. Anordnung und Durchführung der Versuche. Die Versuche wurden mit zwei verschiedenen, zur Mitte symmetrisch gebauten und symmetrisch belasteten Rechteckrahmen durchgeführt (Bild 9). Als Material wurde das gleiche gehärtete Stahlband, das bei den Bogenversuchen verwendet wurde, benutzt. (Breite = 1,2 cm, Dicke = 0,1 cm, Fläche = 0,12 cm², $EJ = 220 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$.) Die Gelenke wurden als Bolzengelenke ausgebildet, die steifen Eckverbindungen von Stiel und Riegel durch Messingklemmen von 1 cm Klemmlänge erreicht. Als Belastungsgewichte wurden 100 g bis 5 g Gewichte verwendet, die Feinbelastung wurde mit Kugellagerkugeln durchgeführt. Die Gewichte wurden am Riegel aufgehängt.

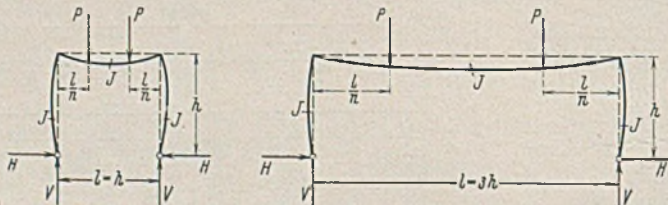


Bild 9.

Es wurden folgende Belastungsfälle untersucht:

Serie R I. $l = h = 20 \text{ cm}$.

Fall A: Zwei symmetrisch zur Riegelmitte angeordnete Einzellasten

$$\frac{l}{n} = \frac{l}{3} = 6,67 \text{ cm.}$$

¹⁰⁾ Der Sonderfall der lotrechten Stützlinienbelastung wurde im „Stahlbau-Kalender“ 1938, S. 101, behandelt.

Fall B: Zwei symmetrisch zur Riegelmitte angeordnete Einzellasten

$$\frac{l}{n} = \frac{l}{10} = 2,00 \text{ cm.}$$

Fall C: Einzellast in Riegelmitte

$$\frac{l}{n} = \frac{l}{2} = 10,00 \text{ cm.}$$

Fall D: Zwei symmetrisch zur Riegelmitte angeordnete Einzellasten

$$\frac{l}{n} = \frac{l}{5} = 4,00 \text{ cm.}$$

Fall E: Zwei symmetrisch zur Riegelmitte angeordnete Einzellasten

$$\frac{l}{n} = \frac{l}{4} = 5,00 \text{ cm.}$$

Serie R II. $h = 20 \text{ cm}$, $l = 3h = 60 \text{ cm}$.

Fall A: Zwei symmetrisch zur Riegelmitte angeordnete Einzellasten

$$\frac{l}{n} = \frac{l}{3} = 20,00 \text{ cm.}$$

Fall B: Zwei symmetrisch zur Riegelmitte angeordnete Einzellasten

$$\frac{l}{n} = \frac{l}{10} = 6,00 \text{ cm.}$$

Fall C: Einzellast in Riegelmitte

$$\frac{l}{n} = \frac{l}{2} = 30,00 \text{ cm.}$$

Fall D: Zwei symmetrisch zur Riegelmitte angeordnete Einzellasten

$$\frac{l}{n} = \frac{l}{20} = 3,00 \text{ cm.}$$

Tafel 5.

Belastungsfall:	Anzahl der durchgeführten Versuche					Summe
	A	B	C	D	E	
Serie R I . . .	5	5	5	3	3	21
Serie R II . . .	5	5	5	3	—	18

Gesamtzahl der durchgeführten Versuche: 39

Insgesamt wurden die in Tafel 5 zusammengestellten Versuche durchgeführt. Dabei wurden auch hier die Belastungen anfänglich rasch, gegen die kritische Belastung jedoch nur noch grammweise gesteigert. Die durch unvermeidbare Unregelmäßigkeiten bei der Formung der Rahmen verursachten sichtbaren Abweichungen der Deformationsfigur von der zur Riegelmitte symmetrischen Form wurden durch Anbringung von kleinen Zusatzgewichten rückgängig gemacht, so daß die Deformationsfigur unter allen vorkritischen Belastungsstufen stets eine zur Riegelmitte symmetrische Form aufwies.

3. Versuchsergebnisse. a) Versuchsserie R I. Die Rahmen verformten sich unter der wachsenden Belastung symmetrisch zur Mitte. Unter der Last $P = P_k$ wurde die symmetrische Form instabil und ließ sich trotz aller Vorsichtsmaßnahmen nicht mehr dauernd realisieren. Die Rahmen knickten unter horizontaler Verschiebung der Eckpunkte aus und kamen erst zur Ruhe, wenn sich die Gelenke infolge der Versuchseinrichtung nicht mehr weiter drehen konnten. Unter der Last $P = P_k$ hatten die Rahmen stets die Tendenz, sowohl nach links wie auch nach rechts auszuknicken.

Bild 10 zeigt, wie die symmetrischen Verformungen des Rahmens (Belastungsfall A) unter der wachsenden Belastung immer mehr zunehmen

und wie der Rahmen bei Erreichung der kritischen Belastung in seiner Ebene ausknickt. In Bild 10a ist $P = 0,116 P_k$, in Bild 10b ist $P = 0,953 P_k$. Bild 10c und Bild 10d zeigen Momentaufnahmen des unter $P = P_k$ ausknickenden Rahmens. Man sieht deutlich, wie sich die Eckpunkte nach links verschieben und wie der symmetrischen Gleichgewichtsfigur eine antimetrische Deformationsfigur überlagert wird. Bild 10e zeigt den erreichten Endzustand des ausgeknickten Rahmens. Bild 11 veranschaulicht den Knickvorgang im Belastungsfall C, und zwar stellt sowohl Bild 11a als auch Bild 11b eine Momentaufnahme des unter der Last P_k ausknickenden Rahmens vor.

Belastungsfall A wurde nur bei drei Versuchen eine antimetrische Deformationsfigur konstatiert, während bei zwei Versuchen des Belastungsfalles A und bei sämtlichen Versuchen des Belastungsfalles C die Gleichgewichtsfigur dauernd zur Mitte symmetrisch blieb, wobei die Durchbiegungen bei $P = P'$ unter der konstant gehaltenen Last sehr rasch zunahm, so daß der Rahmen erst in stark verformtem Zustand zur Ruhe kam¹⁴⁾. Es ist wohl nicht zweifelhaft, daß der Ausfall der Gleichgewichtsverzweigung bei diesen Versuchen auf die geringe Biegesteifigkeit der verwendeten Rahmenmodelle und die dadurch bedingte überaus große Primärdeformation zurückzuführen ist.

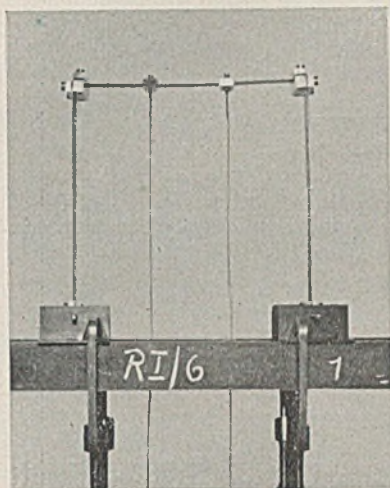


Bild 10a.

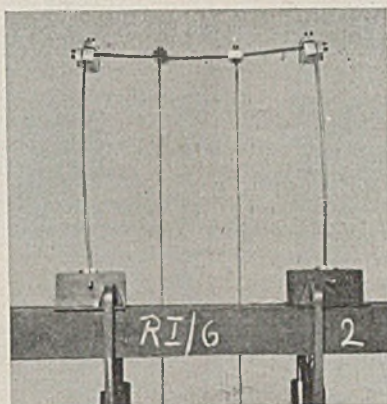


Bild 10b.

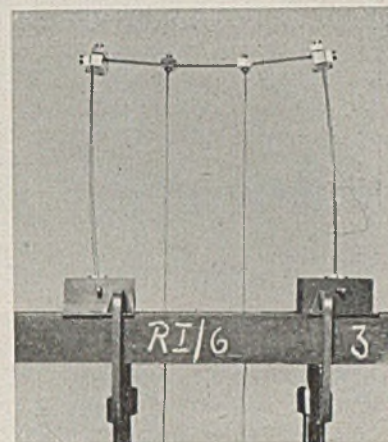


Bild 10c.

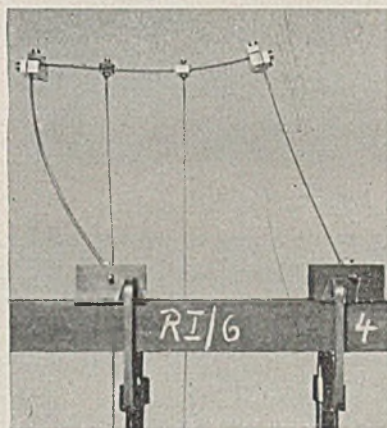


Bild 10d.

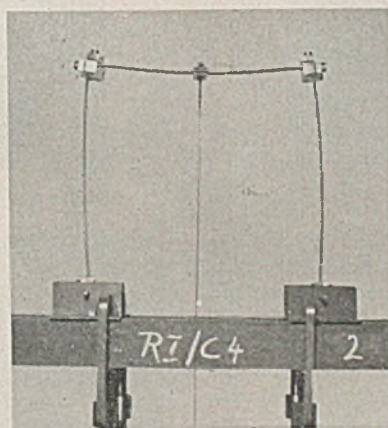


Bild 11a.

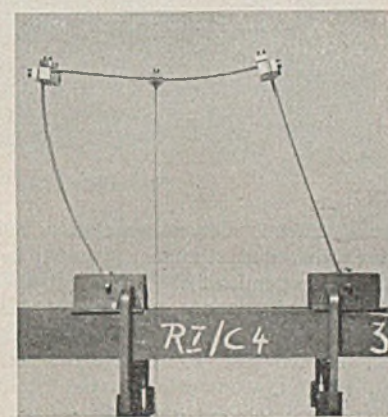


Bild 11b.

Die gewonnenen Versuchsergebnisse sind in der Tafel 6 angegeben und den theoretischen Werten²⁾ gegenübergestellt worden. Wir erkennen, daß die Übereinstimmung mit dem theoretisch-strengen Lösungswert $(P_k)_{\text{theoretisch}}$ eine recht befriedigende ist, und sehen, daß die Versuchswerte nur wenig kleiner als die theoretischen Näherungswerte $(P_k^{**})_{\text{theoretisch}}$ sind, die wir für alle fünf Belastungsfälle A bis E unmittelbar unter Zugrundelegung des „vereinfachten Ersatzbelastungsfalles“ ohne nennenswerten Rechenaufwand bestimmen können.

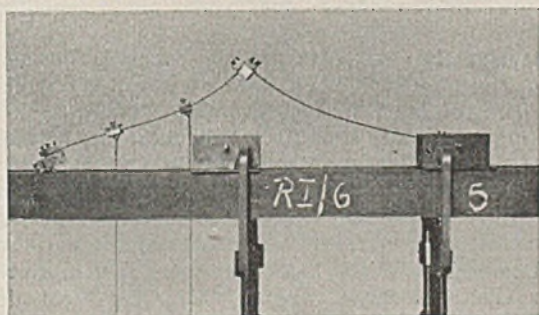


Bild 10e.

b) Versuchsserie RII. Auch hier bildeten sich unter der wachsenden Belastung zur Mitte symmetrische Gleichgewichtsfiguren aus, doch konnte nur in den Belastungsfällen B und D bei sämtlichen Versuchen eine Gleichgewichtsverzweigung und damit eine eindeutige antimetrische Knickfigur (waagerechte Verschiebung der Eckpunkte) beobachtet werden. Beim

Tafel 6.

Strenger Lösungswert (für den Belastungsfall A)

$$(P_k)_{\text{theoretisch}} = 1,775 \cdot \frac{EJ}{h^2} = 977 \text{ g.}$$

Lösungswert nach dem „Ersatzbelastungsfall“ (für den Belastungsfall A)

$$(P_k^{**})_{\text{theoretisch}} = 1,816 \cdot \frac{EJ}{h^2} = 999 \text{ g.}$$

Lösungswert nach dem „vereinfachten Ersatzbelastungsfall“ (für die Belastungsfälle A bis E)

$$(P_k^{**})_{\text{theoretisch}} = 1,822 \cdot \frac{EJ}{h^2} = 1003 \text{ g.}$$

Versuch Nr.	Versuchswerte P_k in Gramm				
	1	2	3	4	5
Belastungsfall A	936	935	962	958	945
„ B	988	975	956	990	972
„ C	925	967	934	955	960
„ D	968	968	972	—	—
„ E	972	954	974	—	—

Beim Belastungsfall C (Einzellast in Riegelmitte) wurden die Werte $\frac{P_k}{2}$ in die Tafel eingesetzt.

Bild 12 zeigt das Anwachsen der symmetrischen Deformationen (Belastungsfall A) unter der wachsenden Belastung und läßt erkennen, wie der Rahmen bei Erreichung der kritischen Belastung in seiner Ebene ausknickt. In Bild 12a gilt $P = 0,143 P_k$, Bild 12b bezieht sich auf die Laststufe $P = 0,500 P_k$ und Bild 12c auf die Laststufe $P = 0,928 P_k$; Bild 12d zeigt eine Gleichgewichtsfigur, die unter der Laststufe $P = P_k$ nach dem Ausknicken zur Ausbildung gelangte. Bild 13 veranschaulicht das Ausknicken des Rahmens im Belastungsfall D.

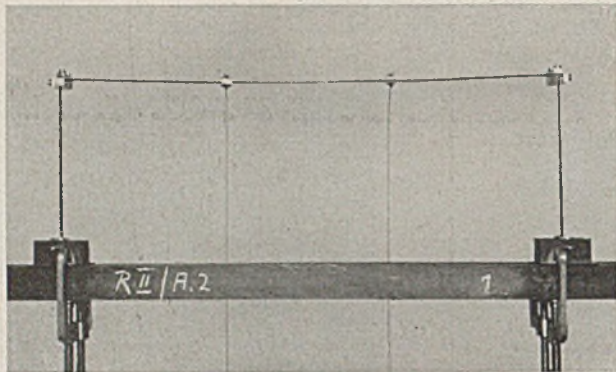


Bild 12a.

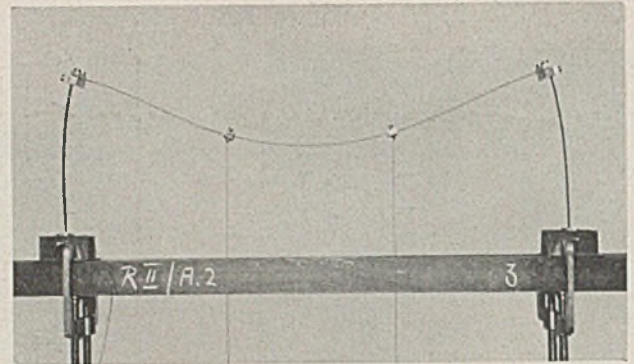


Bild 12c.

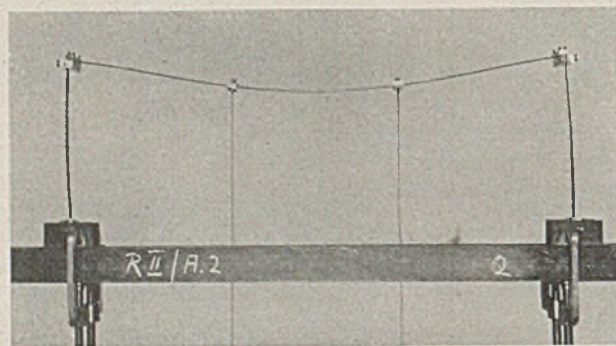


Bild 12b.

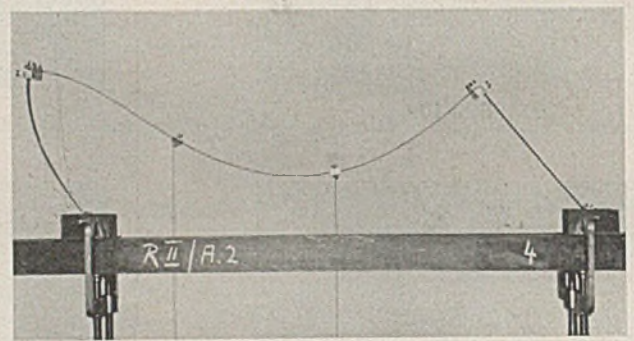


Bild 12d.

Die erhaltenen Versuchsergebnisse sind in der Tafel 7 zusammengestellt worden und stimmen, wie wir erkennen, mit der zugehörigen theoretisch-strengen Lösung²⁾ recht gut überein. Wir sehen auch, daß die Versuchswerte nur unbedeutend kleiner als die theoretischen Näherungswerte sind, die wir unter Zugrundelegung des „Ersatzbelastungsfalles“ erhalten, daß wir aber die Knicksicherheit des Rahmens reichlich überschätzen würden, wenn wir uns bei der Näherungsberechnung auf den „vereinfachten Ersatzbelastungsfall“ beziehen würden; der Riegel ist hier verhältnismäßig sehr lang, so daß die Riegeldruckkraft einen schon merklichen Einfluß auf die Stabilitätsgrenze zu nehmen vermag. Die in der Tafel angegebenen Versuchswerte P' legen jene Laststufen fest, unter denen der Rahmen — ohne eine Verzweigung des Gleichgewichts erkennen zu lassen — in der geschilderten Weise durchschlug.

Tafel 7.

Strenger Lösungswert (für den Belastungsfall A)

$$(P_k)_{\text{theoretisch}} = 1,058 \cdot \frac{EJ}{h^2} = 582 \text{ g.}$$

Lösungswert nach dem „Ersatzbelastungsfall“
(für den Belastungsfall A)

$$(P_k^*)_{\text{theoretisch}} = 1,090 \cdot \frac{EJ}{h^2} = 599 \text{ g.}$$

Lösungswert nach dem „vereinfachten Ersatzbelastungsfall“
(für die Belastungsfälle A bis D).

$$(P_k^{**})_{\text{theoretisch}} = 1,160 \cdot \frac{EJ}{h^2} = 638 \text{ g.}$$

Versuch Nr.	Versuchswerte P_k bzw. P' in Gramm				
	1	2	3	4	5
Belastungsfall A	576	560	$P' = 555$	$P' = 552$	578
„ B	576	572	565	568	568
„ C	$P' = 522$	$P' = 545$	$P' = 547$	$P' = 548$	$P' = 539$
„ D	568	556	570	—	—

Beim Belastungsfall C (Einzellast in Riegelmitte) wurden die halben Lastwerte in die Tafel eingesetzt.

4. Schlußfolgerungen. Symmetrisch ausgebildete, lotrecht symmetrisch belastete Rechteckrahmen bilden unter der von Null anwachsenden Belastung zuerst eine symmetrische Gleichgewichtsfigur aus. Bei einer bestimmten kritischen Laststufe $P = P_k$ wird diese Gleichgewichtsfigur instabil, das Gleichgewicht verzweigt sich, und der Rahmen knickt antimetrisch in seiner Ebene aus. Die kritische Last, unter welcher der Rahmen ausknickt, kann mit praktisch genügender Genauigkeit durch einen einfachen „Ersatzbelastungsfall“²⁾ berechnet werden, welcher dadurch

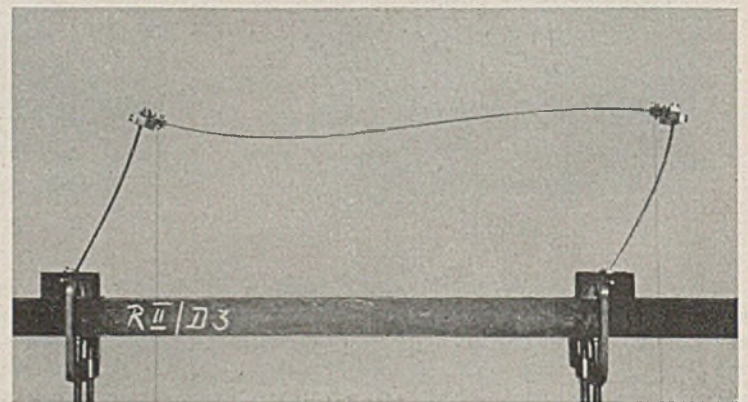


Bild 13.

gekennzeichnet ist, daß die Druckkräfte, die unter der gegebenen Belastung in den beiden Stielen und im Riegel auftreten, als äußere Kräfte an den Enden dieser drei Stäbe mittig angreifend gedacht werden.

Bei baupraktischen Anwendungen ist daran zu denken, daß bei gedungen gebauten Rahmen noch vor Erreichen der Stabilitätsgrenze als Folge der vorkritischen symmetrischen Verbiegungen örtliche Plastizierungen auftreten können, die den Knickwiderstand des Rahmens erheblich vermindern können.

Bei den Rahmenversuchen R II wurde bei den Belastungsfällen A (bei zwei von fünf Versuchen) und C (bei allen fünf Versuchen) kein Knickwert P_k , sondern ein Sonderwert P' festgestellt, bei welchem die symmetrischen Deformationen unter konstanter Last sehr stark zunehmen. Der Ausfall der Gleichgewichtsverzweigung darf hier wohl der überaus großen vorkritischen Deformation der äußerst schlanken Rahmenmodelle zugeschrieben werden.

INHALT: Die Flugstelhalle für den Neubau des Flughafens Tempelhof. — Beiträge zum Knickproblem des Bogenträgers und des Rahmens. (Schluß.)

Verantwortlich für den Inhalt: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertzwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.