

## KNICKVERSUCHE MIT RAHMENSTÄBEN AUS ST 48.

Von Dr.-Ing. Petermann, a. o. Professor.

(Mitteilungen aus der Versuchsanstalt für Statik der Baukonstruktionen an der Technischen Hochschule zu Berlin.)

**Übersicht:** Es wird über Knickversuche mit einer Reihe von Rahmenstäben aus St. 48 von gleichem Querschnitt, gleicher Länge aber wechselndem Bindeblechabstände berichtet. Die Ergebnisse stimmen mit der Rechnung nach Müller-Breslau gut überein und zeigen, daß bei den hier gewählten Abmessungen der günstigste Wert für den Schlankheitsgrad des Einzelstabes etwa 30 beträgt.

Die Versuche, über die im folgenden berichtet wird, stellen eine Fortsetzung der Müller-Breslauschen Versuche mit Rahmenstäben<sup>1</sup> dar und erstrecken sich auf die Prüfung von Rahmenstäben aus St 48, die durchweg dem unelastischen Bereich angehören. Sie wurden im Auftrage des Versuchsausschusses des

### I. Das Versuchsprogramm.

Das Versuchsprogramm umfaßte die Prüfung der in Abb. 1 dargestellten fünf Rahmenstäbe Nr. 32 ... 36 durch den reinen Knickversuch bei mittiger Belastung und gelenkiger Lagerung der Stabenden.

Die Versuche hatten einen doppelten Zweck: das Verhalten von Rahmenstäben aus St 48 und den Einfluß einer zunehmenden Feldlänge zu prüfen. Die Stäbe erhielten deshalb gleichen Querschnitt, bestehend aus □ □ 26, gleichen Gurtabstand von 203 mm im Lichten entsprechend einem Schwerpunktsabstand von ~250 mm und gleiche Länge von 4580 mm entsprechend einer Knicklänge von 5000 mm zwischen den Schneiden der Druckplatten.

Die Stabgurte waren an den Enden durch Endbleche verbunden, die durch je drei Niete von 23 mm Dmr. an jedem Gurt angeschlossen waren, dazwischen durch eine Reihe von Bindeblechen mit je zwei Anschlußnieten gleichen Durchmessers. Die Stäbe unterschieden sich nur durch die Zahl der Bindebleche oder die Feldlänge des Einzelstabes, die der Reihe nach 300, 525, 700, 1050 und 1400 mm von Mitte zu Mitte Bindeblech maß. Dementsprechend betrug die Anzahl der Felder 14, 8, 6, 4 und 3.

Von jedem Stabe wurden zwei Stück geliefert, so daß Parallelversuche gemacht werden konnten. Die Stäbe gleicher Ausbildung wurden durch Zusatz der Buchstaben a und b zu den Stabnummern unterschieden.

### II. Der Baustoff der Stäbe.

Der Baustoff war wie erwähnt St 48. Die □-Profile der Stabgurte hatte man derselben Schmelzung entnommen, um möglichst gleichmäßige Festigkeitseigenschaften zu erhalten. Von jedem Gurtstabe war ein Abschnitt geliefert worden, aus dem eine Flanschprobe an der Flanschante, eine Flanschprobe nahe dem Stege und eine Stegprobe aus Stegmitte entnommen wurden. Die Proben hatten nach Bearbeitung die Abmessungen eines Normalflachstabes mit einem Querschnitt von etwa 3,14 cm<sup>2</sup> und wurden im Staatlichen Materialprüfungsamt Dahlem geprüft. Dabei wurden festgestellt: Proportionalitätsgrenze, Streckgrenze, Bruchgrenze, Elastizitätsmodul, Dehnung und Querschnittsminderung.

Streckgrenze und Bruchgrenze lagen, wie zu erwarten war, bei den Stegproben etwas höher als bei den Flanschproben. Die Streckgrenze schwankte von 2831 bis 3440 kg/cm<sup>2</sup> und betrug im Mittel 2995 kg/cm<sup>2</sup>; die Bruchgrenze lag zwischen 5000 und 5500 kg/cm<sup>2</sup> und der Elastizitätsmodul zwischen 2024 und 2096 t/cm<sup>2</sup> mit einem Mittelwerte von 2051 t/cm<sup>2</sup>.

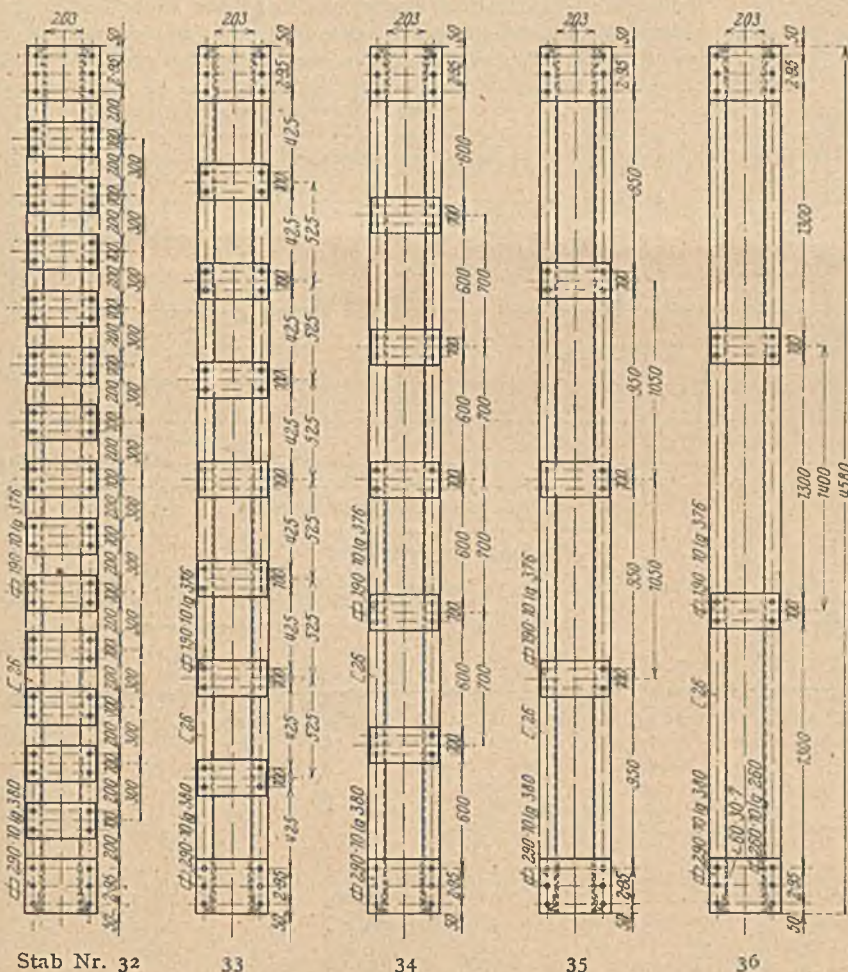


Abb. 1. Die geprüften Stäbe.

Deutschen Stahlbau-Verbandes in der Versuchsanstalt für Statik der Baukonstruktionen an der Technischen Hochschule zu Berlin ausgeführt.

<sup>1</sup> Petermann, Müller-Breslaus Knickversuche mit Rahmenstäben. Bauing. 1926, H. 51 und 52.



III. Die Ausführung der Versuche.

Die Stäbe wurden geprüft in der stehenden 500 t-Maschine der Versuchsanstalt, die in dem Bericht über die früheren Versuche<sup>2</sup> eingehend beschrieben ist. Was dort über die Ausbildung der Stabendflächen gesagt ist, gilt auch hier. Auch hier wurden die Stabendflächen sauber geschabt, um ein vollkommen sattes Anliegen an die Druckplatten zu gewährleisten.

Die Stäbe wurden vor dem Versuch aufgemessen, besonders wurde mit möglichster Genauigkeit die Abweichung der Stabachse von der Geraden festgestellt. Sie war durchweg gering, betrug in Stabmitte bei zwei Stäben (32b und 33a) etwa 1,5 mm, bei allen anderen weniger als 1 mm. Um den Einfluß der Anfangskrümmung nach Möglichkeit auszuschalten und die Knicklast des geraden Stabes zu erreichen, wurde beim Einbau der Stäbe in die Maschine die Maschinenachse nicht mit der Stabsehne zur Deckung gebracht, sondern mit einer Geraden, die zu ihr parallel war und von ihr einen Abstand von etwa zwei Drittel des Krümmungspfeiles hatte.

Beim Versuch wurden die Durchbiegungen an allen Knotenpunkten gemessen und aus der Durchbiegung  $f$  der Stabmitte nach der Formel<sup>3</sup>

$$f_0 = f \frac{P_E - P}{P}$$

in der  $P_E$  die Eulersche Knicklast,  $P$  die jeweilige Last ist, der „ideelle anfängliche Krümmungspfeil“ des Stabes — im folgenden kurz „Anfangspfeil“ genannt — errechnet. Die Formel gilt nur für Spannungen unterhalb der Proportionalitätsgrenze. Der Wert  $f_0$  ist ein Maßstab in erster Linie für die Genauigkeit des achsrechten Einbaues, für die Güte der Zentrierung, enthält aber außerdem auch den Einfluß von Unregelmäßigkeiten der Ausführung und des Baustoffes. Er wurde für die Laststufen etwa bis zur  $P$ -Grenze ermittelt und beim Einbau der folgenden Stäbe zur Verbesserung der Genauigkeit berücksichtigt.

Bei den Stäben 32b, 36a und 36b wurde das bisher fast nur bei Knickversuchen mit Modellstäben benutzte Verfahren des „Einrückens“ angewendet. Dabei wurden für die beiden letztgenannten Stäbe nach einem ersten Vorversuch aus den Durchbiegungen der beiden Bindebleche unter Anwendung des Mohrschen Verfahrens und unter der Annahme einer parabelförmigen Stabachse die beiden Endhebel  $e_u$  und  $e_o$  des Lastangriffs errechnet. Es ergaben sich hierfür, wenn man die Durch-

biegungen des unteren und oberen der beiden Bindebleche mit  $\delta_u$  und  $\delta_o$  bezeichnet, zwei Ausdrücke von der Form

$$e_u = c_1 \frac{\delta_u}{P} + c_2 \frac{\delta_o}{P} + c_3;$$

$$e_o = c_2 \frac{\delta_u}{P} + c_1 \frac{\delta_o}{P} + c_3.$$

Hiernach wurde die Stellung des Stabes entsprechend den Sollwerten

$$e_u = e_o = c_3$$

verbessert und das Verfahren mehrmals wiederholt, bis eine Verringerung des Anfangspfeils  $f_0$  nicht mehr zu erwarten war.

In der folgenden Tafel 1 sind die Werte  $f_0$  zusammengestellt, wie sie sich aus den beim Knickversuch gemessenen Durchbiegungen für die einzelnen Stäbe und Laststufen ergeben haben. Sie sind in Hundertstelmillimetern angegeben. Das positive Vorzeichen entspricht einer nach rechts, das negative einer nach links gerichteten Durchbiegung. Bei der Mittelbildung sind die eingeklammerten unzuverlässigen Anfangswerte nicht berücksichtigt. Bei den zeitlich ersten Versuchen (den Stäben 34 und 35) ist der Anfangspfeil noch verhältnismäßig groß, aber doch durchweg unter 1 mm, bei den späteren liegt er unter  $\frac{1}{4}$  mm. Eine solche Genauigkeit des achsrechten Einbaues dürfte in keiner anderen Maschine zu erreichen sein.

Außer den Durchbiegungen der Knotenpunkte senkrecht zur freien Querschnittsachse wurden in Stabmitte auch die Durchbiegungen in Richtung dieser Achse gemessen. Sie betragen kurz vor dem Erreichen der Knicklast durchweg weniger als 1 mm.

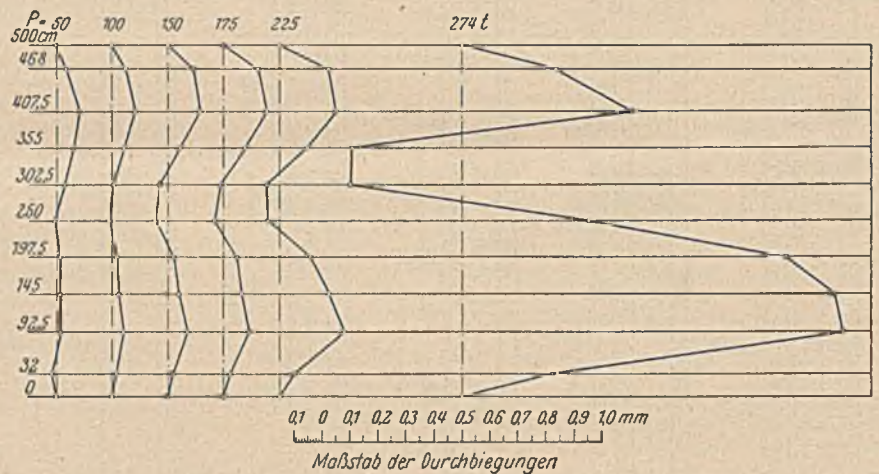


Abb. 2. Biegelinien von Stab 33a bei den übergeschriebenen Belastungen.

Tafel 1.

Tag des Versuches	30. 1. 29	5. 3. 29	29. 11. 28	20. 12. 28	18. 7. 28	5. 10. 28	23. 10. 28	3. 11. 28	14. 5. 29	28. 10. 29	Last P <sup>1</sup> in t
Stab-Nr.	32		33		34		35		36		
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
$f_0$ in mm · 10 <sup>-2</sup>	0	[+23,9]	[−43,8]	[+70,1]	[−29]	0	[−13,9]	[−25]	+26,0	[+13,8]	25
Einzelwerte	[−28,9]	−15,0	−4,7	+8,5	−70	+26	−41,4	−53,6	+29,0	−0,33	50
	+3,6	−4,4	0,0	+21,8	−59	+29	−48,8	−55,2	—	−1,18	75
	+10,4	−8,3	−8,4	+2,9	−75	+14	−55,0	−55,0	+24,7	−2,90	100
	+22,0	−14,8	−21,0	+3,9	−78	+5	−56,3	−58,3	+22,1	−2,34	125
	+22,6	−16,5	−22,0	+8,3	−82	−8	−58,5	−63,2	+22,6	−2,56	150
Summe	58,6	59,0	56,1	45,4	364	66	260,0	285,3	124,4	9,31	
Mittel	14,7	11,8	11,2	9,1	73	13,2	52,0	57,1	24,9	1,86	
$f_0 : 1$	1 : 34 000	1 : 42 300	1 : 44 600	1 : 54 900	1 : 6 850	1 : 37 900	1 : 9 620	1 : 8 760	1 : 20 100	1 : 269 000	

<sup>2</sup> Petermann a. a. O.

<sup>3</sup> Föppl, Vorlesungen über Technische Mechanik 3. Bd., 10. Aufl., S. 374.







Nach der Rechnungsweise Müller-Breslau<sup>5</sup> ergibt sich das abgeminderte Trägheitsmoment des Rahmenstabes bezogen auf die freie Achse zu

$$J_v = J_1 \varphi,$$

worin

$$\varphi = \frac{1}{\left( a + 0,4112 \frac{J_1}{n^2 J} \right) \gamma}$$

mit

$$a = \frac{\pi^2}{n^2} \left( 1/4 \operatorname{ctg}^2 \frac{\pi}{2n} + \frac{1}{12} \right),$$

$$\gamma = 1 + \frac{5 F h}{n F_b l} \left( 3 + \frac{h h'}{b^2} \right).$$

Für  $a$  ist in der obengenannten Veröffentlichung im Bauingenieur 1926 eine Tabelle gegeben für Werte  $n$  von 3 ... 20. Der wirkliche Schlankheitsgrad ergibt sich hiernach zu

$$\lambda_v = \sqrt{\frac{J_v}{2 F}}$$

und die zugehörige Knickspannung nach der Reichsbahnformel für St 48 zu

$$\sigma_{Kv} = 3\,120 \text{ kg/cm}^2 \text{ für } \lambda_v < 60$$

oder

$$\sigma_{Kv} = 4\,690,5 - 26,175 \lambda_v \text{ für } 60 < \lambda < 100.$$

Die Knicklast wird danach

$$(I) \quad P_{KI} = 2 F \sigma_{Kv}.$$

In der Tafel 2 sind die Werte  $a$ ,  $\gamma$ ,  $\varphi$ ,  $J_v$ ,  $i_v$ ,  $\lambda_v$ ,  $\sigma_{Kv}$  und  $P_{KI}$  (Spalte 14) für alle Stäbe angegeben.

Ferner sind noch in Spalte 15 die Knicklasten angegeben nach der Abschätzungsformel Müller-Breslau:

$$(II) \quad P_{KII} = \frac{200 h}{100 h + 1} \sigma_K F.$$

Sie ist unter der Annahme eines einseitigen Lastangriffs an einem Hebelarm von der Größe  $\frac{1}{200}$  abgeleitet. Die Größe  $\sigma_K$  ist die Knickspannung des Einzelstabes entsprechend dem Schlankheitsgrade  $\lambda'$  und beträgt, wenn man dafür den Wert der Reichsbahnformel für St 48 einsetzt, da durchweg  $\lambda' < 60$  ist, hier  $\sigma_K = 3,12 \text{ t/cm}^2$ . Die Formel liefert demnach für alle Stäbe

$$P_{KII} = \frac{200 \cdot 25}{100 \cdot 25 + 500} \cdot 3,12 \cdot 48,3 = \underline{\underline{251 \text{ t}}}.$$

Nimmt man statt des gewählten Hebelarmes einen solchen von  $\frac{1}{400}$  an, dann nimmt die Formel die Gestalt an:

$$(III) \quad P_{KIII} = \frac{400 h}{200 h + 1} \sigma_K F$$

und liefert für sämtliche Stäbe (s. Spalte 16)

$$P_{KIII} = \frac{400 \cdot 25}{200 \cdot 25 + 500} \cdot 3,12 \cdot 48,3 = \underline{\underline{274 \text{ t}}}.$$

In Spalte 17 ist noch nach der Eulerformel der Wert

$$P_E = \frac{\pi^2 E J_v}{l^2}$$

angegeben, der zur Berechnung der Anfangspfeile  $f_0$  (Tafel 1) benutzt wurde.

<sup>5</sup> Müller-Breslau, Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen. 5. Aufl. S. 400 und die unter 1. genannte Veröffentlichung.

In den Spalten 18 ... 21 der Tafel 2 sind die beim Versuch gemessenen Knicklasten und Knickspannungen für die einzelnen Stäbe und die Mittelwerte für jedes Stabpaar eingetragen.

Die rechnerische Ermittlung der Knickspannungen und Knicklasten geschah unter Benutzung der Reichsbahnformel, die für St 48 eine Streckgrenze von 3,120 t/cm<sup>2</sup> voraussetzt. In Wirklichkeit waren die Streckgrenzen besonders des Materials der Flanschen, die hier für das Ausknicken maßgebend sind, niedriger. In Spalte 22 sind die Mittelwerte  $\sigma_S$  der Streckgrenzen, die sich bei der Prüfung der beiden Flanschproben des am stärksten gedrückten Gurttes ergeben haben, angegeben, sie liegen durchweg unter 3,0 t/cm<sup>2</sup>. Unter diesen Umständen war ein Erreichen der rechnerischen Knicklasten nicht zu erwarten, und es ist daher bei einem Vergleich der gemessenen Knicklasten mit den Rechnungswerten die wirkliche Streckgrenze zu berücksichtigen.

Für die Stäbe 32 ... 35, für die  $\lambda_v$  unter bzw. nur wenig über 60 liegt, für die also die rechnungsmäßige Knickspannung gleich der Streckgrenze ist, ist das in der Weise geschehen, daß die Knickspannung und die Knicklast mit dem Verhältnis der rechnungsmäßigen Streckgrenze von 3,120 t/cm<sup>2</sup> zur wirklichen Streckgrenze multipliziert wurde. Dieses Verhältnis

$$\psi = \frac{3,120}{\sigma_S}$$

ist in Spalte 23 eingetragen. Für Stab 36 mit  $\lambda_v = 75,2$  ergibt sich  $\psi$  als Verhältnis der rechnungsmäßigen Knickspannung nach der Reichsbahnformel zu der Knickspannung, die sich nach einer ebenso gebauten Formel errechnet, für die die Konstanten entsprechend der wirklichen Streckgrenze ermittelt werden. Die nach Multiplikation der wirklichen Knickspannungen und Knicklasten mit  $\psi$  erhaltenen umgerechneten Werte  $\sigma'_K$  und  $P'_K$  und ihre Mittelwerte  $\sigma'_{Km}$  und  $P'_{Km}$  sind in Spalte 24 ... 27 angegeben. Ein Vergleich dieser Werte mit den rechnerischen in Spalte 13 und 14 zeigt eine gute Übereinstimmung. In Spalte 28 ist die Abweichung der Größen  $P'_{Km}$  von den rechnerischen Knicklasten  $P_{KI}$  (Spalte 14) in Prozenten angegeben, sie ist durchweg gering.

In Abb. 4 sind die gemessenen Knickspannungen  $\sigma_K$  und die umgerechneten Knickspannungen  $\sigma'_K$  eingetragen, dazu die Eulerkurve, die Reichsbahnlinie für St 48 und die Kármán-

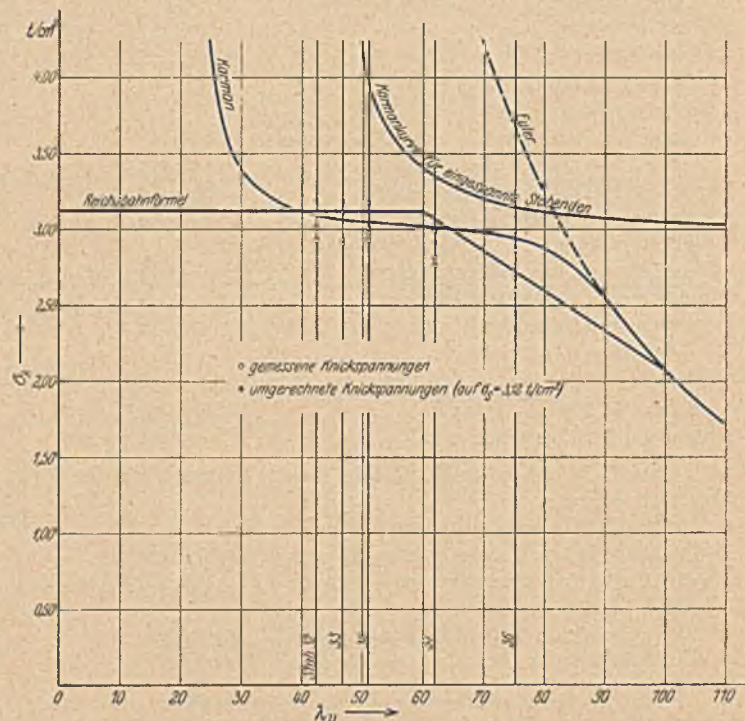


Abb. 4. Die gemessenen und die umgerechneten Knickspannungen.



Linie, die aus der von Kármán für sein Versuchsmaterial errechneten Kurve<sup>6</sup> unter Einführung einer Streckgrenze von 3,12 t/cm<sup>2</sup> näherungsweise ermittelt ist, und ferner die entsprechende Linie für beiderseits eingespannte Stabenden.

Ein zweites Maximum der Knicklast, wie es bei den Versuchen des amerikanischen Bureau of Standards<sup>7,8</sup> bei einer Reihe von Stäben festgestellt wurde, ist hier nie beobachtet worden und war bei den gewählten Schlankheitsgraden auch nicht zu erwarten. Die für sein Auftreten bei jenen Stäben gegebene Erklärung und die Berufung auf die Kármánschen Versuche scheinen hier nicht zutreffend. Die Kármánsche Formel liefert für Schlankheitsgrade  $\lambda < 40$  Knickspannungen, die oberhalb der Streckgrenze liegen, was seine Versuche bestätigt haben. Er erhielt für wesentlich kleinere Schlankheitsgrade — 28,8, 24,8 und 22,0 — Knickspannungen oberhalb der Streckgrenze bzw.

ein zweites Maximum, während das erste in der Gegend der Streckgrenze lag, nicht aber für Stäbe, deren Schlankheitsgrad mit 38,2 nahe an 40 lag. Bei den amerikanischen Stäben, deren  $\lambda = 37,8$  war, lag das zweite Maximum zum Teil ziemlich erheblich über der Streckgrenze, was mit der Kármán-Kurve für Stäbe mit gelenkiger Lagerung nicht zu erklären ist. Die Ursache für das starke Ansteigen nach dem ersten Maximum dürfte vielmehr in der Bauart der Maschine zu suchen sein. Die verwendete Maschine ist eine Olsen-Maschine<sup>9</sup> für etwa 4500 t mit einer größten Knicklänge von rd. 7,5 m. Sie hat Flächenlagerung, das obere Querhaupt bildet die nahezu starre obere Druckplatte ohne jede Einstellmöglichkeit und die untere Druckplatte ruht mit einer Kugelfläche

von etwa 1,5 m Halbmesser auf dem Kolben. Bei so großem Halbmesser ist mit einer selbsttätigen Einstellung dieser Platte unter Druck infolge des großen Hebelarmes der Reibungskraft nicht zu rechnen. Da aber bei den ersten Laststufen und den dabei auftretenden geringen Durchbiegungen anzunehmen ist, daß der Kolben noch etwas Spiel

<sup>6</sup> v. Kármán, Untersuchungen über Knickfestigkeit. Mitteilungen über Forschungsarbeiten a. d. Geb. d. Ingenieurwesens. Heft 81. Springer, Berlin 1910.

<sup>7</sup> Müllenhoff, Die Versuche des amerikanischen Bureau of Standards an großen Säulen mit H-Querschnitt. Bauing. 1929, Heft 5/6.

<sup>8</sup> Tuckermann u. Stang, Tests of large columns with H-shaped sections. Technologic Papers of the Bureau of Standards Nr. 328. 1926.

<sup>9</sup> Griffith u. Bragg, Tests of large Bridge columns. Techn. Pap. of the Bureau of Standards Nr. 101, 1918.

hat, ist die Stützungsart des Stabes gleich der des dritten Eulerfalles anzunehmen: oben Einspannung, unten Gelenk. Knickt der Stab nun aus, so kann die untere Druckplatte der verstärkten Neigung der unteren Endtangente nicht folgen, der Kolben legt sich auf einer Seite oben, auf der anderen unten an die Führung und die untere ursprünglich gelenkige Lagerung geht in eine Einspannung über. Bei dieser Stützung kann der Stab eine höhere Last tragen, und so ergibt sich ein zweites Maximum der Knicklast.

Daß bei diesen Stäben nach den ersten größeren Durchbiegungen tatsächlich eine beiderseitige Einspannung vorhanden war, geht mit Sicherheit aus den Abbildungen der geknickten Stäbe hervor, die deutlich zwei Wendepunkte zeigen. Die Einspannungen konnten nur Druckspannungen, nicht Zugspannungen

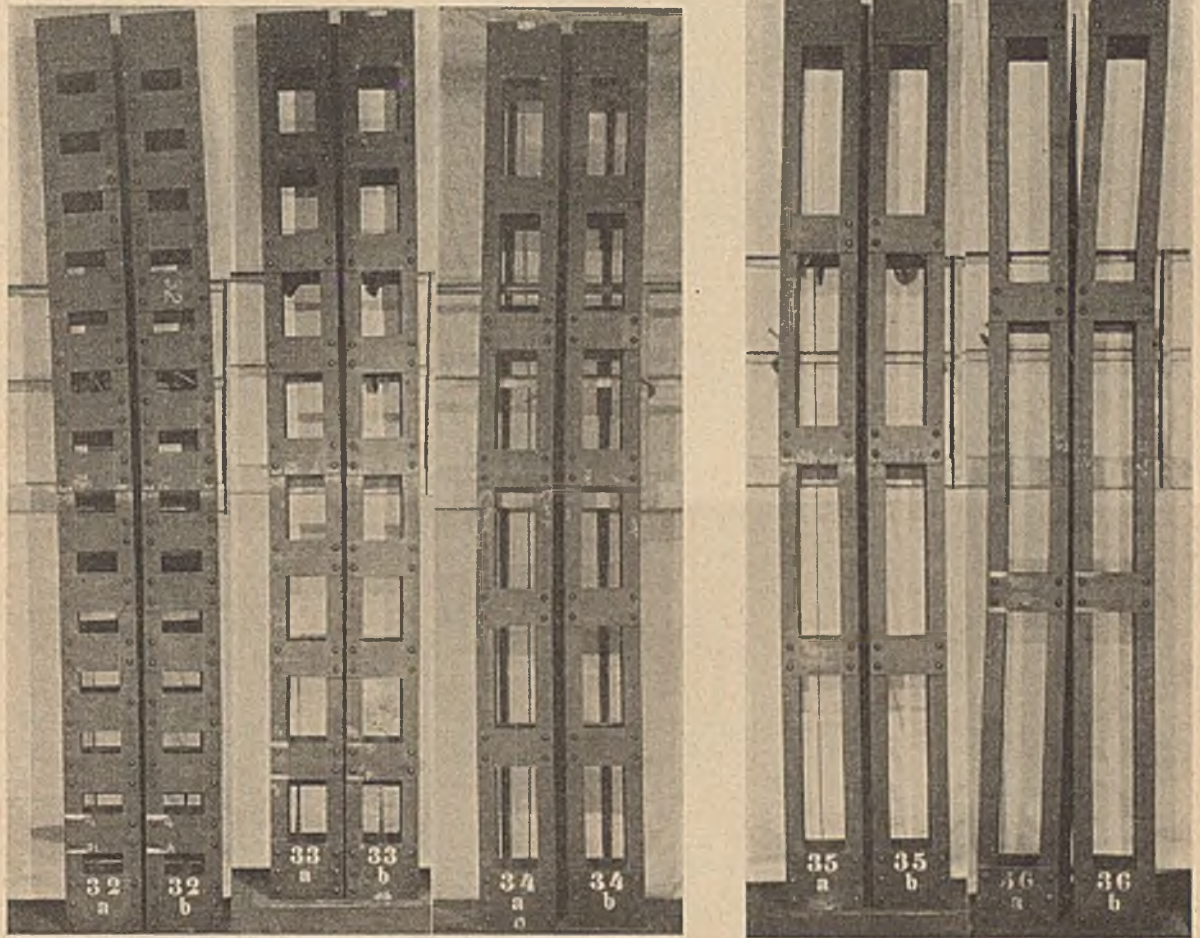


Abb. 5 bis 9. Die Stäbe nach dem Knickversuch.

aufnehmen, und daraus erklärt sich die Bildung von klaffenden keilförmigen Fugen zwischen Stabende und Druckplatte. Das Spannungsmoment am unteren Stabende wirkt umgekehrt auf den Kolben und erzeugt seitliche Stützkkräfte, die unter Umständen starke Reibungskräfte zur Folge haben. Bei der Art der Kraftmessung der Maschine werden diese Kräfte, deren Größe man nicht kennt, mitgemessen, sie wären zur Ermittlung der auf den Stab wirkenden Kraft von der Kraftanzeige abzuziehen. Die Meßvorrichtung gibt also eine höhere Kraft an als tatsächlich auf den Stab wirkt.

Daraus und mehr noch aus der Tatsache beiderseitiger Einspannung erklärt es sich auch, daß die gemessenen Knickspannungen zum großen Teil zwischen den Kármán-Kurven für bewegliche und für eingespannte Stabenden liegen. Im Bereich von  $\lambda = 60 \dots 90$  ist der Abstand dieser Kurven nicht sehr groß (s. Abb. 4), dagegen ist er für kleinere und größere Werte von  $\lambda$



recht erheblich. Es erscheint also besonders für solche Schlankheitsgrade bedenklich, eine Maschine von der Bauart der Olsen-Maschine zu verwenden. Die Stützung des Stabes wechselt vom dritten zum vierten Eulerfall, und im letzteren ist die Einspannung der Stabenden bei der Elastizität der Maschine auch nicht als starr anzusehen. Dazu kommt, daß beim Anwachsen der Durchbiegung und der Einspannungsmomente die Reibung auf der unteren Kugelfläche überwunden werden und die untere Druckplatte gleiten kann, was bei einigen Versuchen auch tatsächlich geschehen ist. Die Stützung ist also wechselnd und der Einspannungsgrad unbekannt, und damit verstößt die Bauart der Maschine gegen den ersten Grundsatz aller Versuchstechnik, die Versuchsbedingungen eindeutig und den theoretischen Voraussetzungen entsprechend festzulegen. Da eine starre Einspannung nie zu erreichen ist, sollten für wissenschaftliche Knick-

mit ihren Anschlüssen schwach, dann würde sich die Form der der Abb. 15 nähern. Die Form des Einzelstabes beim Knicken ist hier in jedem Falle nicht die einer Halbwellen, sondern die S-Form. Der Knickfall des Einzelstabes ist also nicht wie beim Stabe mit Dreieckvergitterung der zweite Eulerfall — an beiden Enden drehbar gelagert —, sondern der eines Stabes, der an einem Ende fest, am anderen beweglich eingespannt ist (s. Abb. 16), für den übrigens die Knicklast nach Euler gleich der des zweiten Falles ist.

Ein Rahmenstab knickt also stets unter S-förmiger Verbiegung der Einzelstäbe. Man kann hiernach beim Rahmenstabe nicht wie beim Stab mit Fachwerkvergitterung unterscheiden zwischen dem Falle des Ausknickens als Gesamtstab und dem Ausknicken infolge Nachgebens eines Einzelstabes, sondern höchstens zwischen dem ersten und dem Ausknicken infolge Nachgebens eines Feldes, d. h. beider Einzel-

stäbe dieses Feldes. Während bei den Stäben 32 und 33 wohl mit Sicherheit der erstere, bei den Stäben 36 der letztere Fall angenommen werden kann, ist es bei den Stäben 34 und 35 schwierig zu entscheiden, welcher der beiden Fälle vorliegt. Bei 34 a ähnelt die Biegelinie der der Stäbe 36, bei 35 mit der größeren Feldlänge der der Stäbe 32 und 33. Das erscheint als Widerspruch. Die unsymmetrische Biegelinie von 34 a ist möglicherweise die Folge einer Unregelmäßigkeit in Baustoff oder Stabform, während die symmetrische Form bei den Stäben 35 sich daraus erklärt, daß das obere und das untere Bindeblech zu weit von der Stabmitte entfernt liegen, als daß dort das Maximum der Ausbiegung auftreten könnte.

Unter diesen Umständen erscheint es ratsam, für Rahmenstäbe die Unterscheidung zwischen dem Ausknicken als Gesamtstab und dem infolge Nachgebens der Einzelstäbe fallen zu lassen und lediglich aus der Beziehung zwischen der Knicklast und dem Schlankheits-

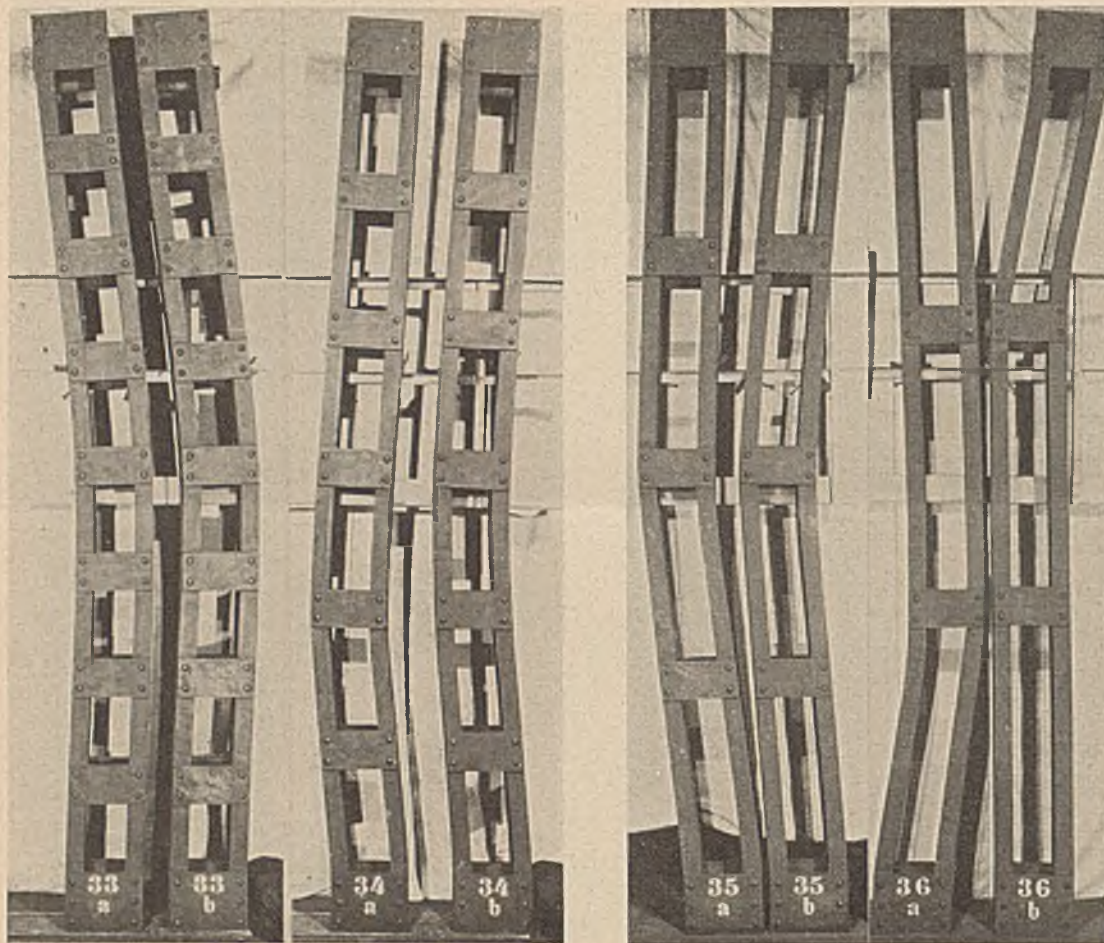


Abb. 10 bis 13. Die Stäbe 33 bis 36 nach weiterer Belastung.

versuche nur Maschinen mit Schneiden- oder Spitzenlagerung verwendet werden, denn nur der zweite Eulerfall ist versuchs-technisch darstellbar und einwandfrei prüfbar.

Aus Abb. 5...9 ist die Form der Stäbe 32 a...36 b nach dem Ausknicken zu ersehen. Um die Form der Biegelinie deutlicher zu erhalten, sind die Stäbe 33...36 noch einmal belastet und soweit durchgebogen worden, als es das Spiel an den Druckplatten zuließ (Abb. 10...13). Man sieht auch hier Wendepunkte der Biegelinie, aber sie sind nicht verursacht durch eine Einspannung der Stabenden, die infolge der Schneidenlagerung ausgeschlossen ist, sondern sie sind hier bedingt durch die Ausbildung der Stäbe als Rahmenstäbe.

Ein zweiteiliger Rahmenstab mit starren Bindeblechen und starren Bindeblechanschlüssen würde bei der geringsten Einseitigkeit des Lastangriffs beim Ausknicken die Form der Abb. 14 annehmen; sind die Endanschlüsse kräftig und die Bindebleche

grad der Einzelstäbe den günstigsten Wert für den letzteren abzuleiten. Da die Knicklasten  $P'_K$  bis zum Schlankheitsgrade  $\lambda = 27,3$  bei Stab 34 nur sehr langsam sinken, dann aber allmählich stärker abnehmen, scheint ein Wert von etwa  $\lambda = 30$  für die hier geprüften Stäbe mit einem Schlankheitsgrade des Gesamtstabes  $\lambda_1 = 39,2$  der günstigste zu sein. Damit wäre in erfreulicher Weise die bekannte Vorschrift der Reichsbahn bestätigt. Allerdings ist die Zahl der ausgeführten Versuche zu gering, um einen solchen Schluß mit Sicherheit zu verallgemeinern und auch auf Stäbe mit anderem, besonders mit kleinerem  $\lambda_1$  als 39,2 zu übertragen. Für solche Stäbe könnte es sich vielleicht empfehlen, entsprechend dem hier gefundenen Verhältnis den Schlankheitsgrad des Einzelstabes zu einem entsprechenden Bruchteil des Schlankheitsgrades des Gesamtstabes anzunehmen.

In Abb. 10...12 und 17 zeigt sich eine starke Drehung der Bindebleche gegen die Stabgurt besonders in der Nähe der



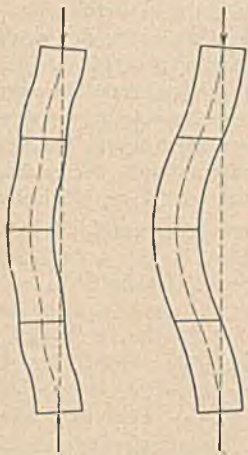


Abb. 14 u. 15. Biegeformen eines Rahmenstabes.

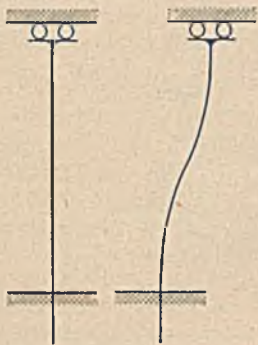


Abb. 16. Biegeform des Einzelstabes beim Rahmenstab.

des Einzelstabes  $\lambda \leq 30$  ist, gibt richtige Werte, vorausgesetzt, daß die Streckgrenze des Baustoffes dem angenommenen Wert von  $3,12 \text{ t/cm}^2$  entspricht.

2. Für den hier vorliegenden Schlankheitsgrad  $\lambda_1$  des Gesamtstabes von 39,2 scheint ein Schlankheitsgrad  $\lambda$  des Einzelstabes von etwa 30 am günstigsten zu sein. Durch eine Verringerung von  $\lambda$  ist keine nennenswerte Erhöhung der Knicklast zu erreichen, durch eine Vergrößerung von  $\lambda$  bis auf 50 würde die Knicklast um etwa 7% sinken.

Wendepunkte der Biegelinie, die auf ein beginnendes Abscheren der Niete schließen läßt. Daraus den Schluß zu ziehen, daß die Bindeblechanschlüsse die stärkst beanspruchten Teile darstellen oder zu schwach ausgebildet wären, wäre aber verfehlt. Denn bis zum Beginn des Ausknickens ist ihre Beanspruchung zweifellos gering. Das haben die Spannungsmessungen ergeben, und das Rechnungsverfahren Müller-Breslau bestätigt das. Danach sind die Momente, die an diesen Anschlüssen auftreten, in der Hauptsache Funktionen der Last und der Differenz der Durchbiegungen der beiden benachbarten Knotenpunkte. Diese Differenz nimmt aber erst nach dem Ausknicken bei sinkender Last größere Werte an, die höheren Beanspruchungen sind also verursacht durch die starke Durchbiegung und treten erst nach dem Ausknicken auf.

Nichtsdestoweniger wäre es wertvoll zu wissen, wie sich ein Stab mit kräftigeren Bindeblechanschlüssen, etwa mit geschweißten Bindeblechen, verhält, und ob man dadurch eine Biegelinie ähnlich der Abb. 14 erhält.

#### V. Schlußfolgerungen.

Die Ergebnisse der Versuche lassen folgende Schlußfolgerungen zu:

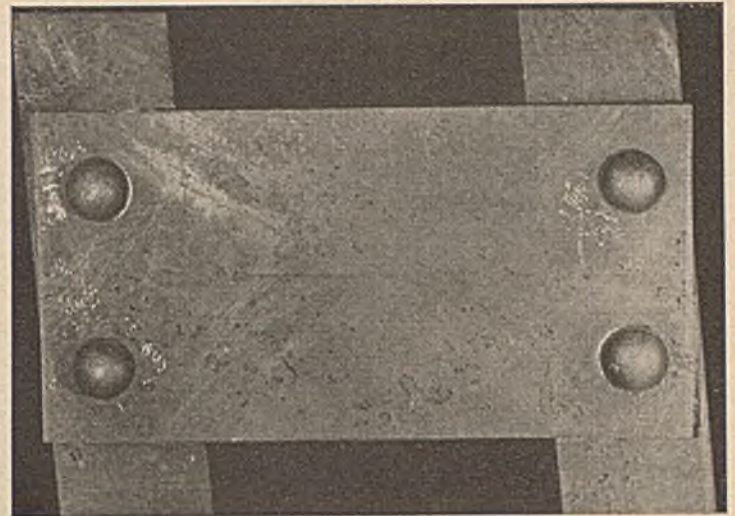
1. Die Reichsbahnformel, die

für alle Stäbe entsprechend ihrem  $\lambda_1 = 39,2$  eine Knicklast von  $301 \text{ t}$  liefert, solange der Schlankheitsgrad

des Einzelstabes  $\lambda \leq 30$  ist, gibt richtige Werte, vorausgesetzt, daß die Streckgrenze des Baustoffes dem angenommenen Wert von  $3,12 \text{ t/cm}^2$  entspricht.

2. Für den hier vorliegenden Schlankheitsgrad  $\lambda_1$  des Gesamtstabes von 39,2 scheint ein Schlankheitsgrad  $\lambda$  des Einzelstabes von etwa 30 am günstigsten zu sein.

Durch eine Verringerung von  $\lambda$  ist keine nennenswerte Erhöhung der Knicklast zu erreichen, durch eine Vergrößerung von  $\lambda$  bis auf 50 würde die Knicklast um etwa 7% sinken.



Die hellen schmalen sichelförmigen Flächen am linken oberen und rechten unteren Niet sind blanke Flächen, die sich unter den Nietköpfen hervorgezogen haben. Die anderen hellen Fleckchen in der Nähe der Niete sind Fließerscheinungen.

Abb. 17. Unteres Bindeblech vom Stab 35 a.

3. Aus den bei den Versuchen festgestellten  $f_0$ -Werten (Tafel 1) läßt sich kein Schluß ziehen auf den für die Entwurfsarbeit der Praxis anzunehmenden Hebelarm der Kraft. Die gemessenen  $f_0$ -Werte sind lediglich ein Maßstab für die beim Versuch erreichte Güte der Zentrierung. Die bei Druckstäben im Bauwerk auftretenden Hebelarme sind, abgesehen von exzentrischen Stabanschlüssen, eine Folge von Nebenspannungsmomenten, die von Größe und Lage der Lasten abhängig, also veränderlich sind. Ein konstanter Einspannungsgrad ist nicht vorhanden.

Es ist anzunehmen, daß sich die unter 1 und 2 gezogenen Schlüsse auch sinngemäß auf Baustoffe mit anderer Streckgrenze übertragen lassen. Es scheint deshalb nicht notwendig, die ausgeführten Versuche mit Stäben gleichen Schlankheitsgrades aber anderen Baustoffes zu wiederholen. Wichtiger wäre es, zu untersuchen, ob bei steigendem oder fallendem Schlankheitsgrad  $\lambda_1$  des Gesamtstabes auch der günstigste Wert des Schlankheitsgrades  $\lambda$  des Einzelstabes sich entsprechend verändert. Dazu dürfte es genügen, drei Versuchsreihen von je vier Stabpaaren etwa mit  $\lambda_1 = 30, 60$  und  $80$  durchzuführen. Als Baustoff wäre St 52 zu empfehlen.

## DIE ANWENDUNG EINER EISENBETON-SKELETTBAUWEISE BEI DEM NEUBAU DER STADTSPARKASSE IN DER WOLFSCHLUCHT ZU KASSEL.

Von Stadttingenieur W. Schaefer, Kassel.

Die Hauptgeschäftsräume der Stadtparkasse in Kassel befinden sich zur Zeit im Erdgeschoß des Rathauses an der im Zentrum der Stadt gelegenen Königstraße.

Sie genügen seit längerer Zeit nicht mehr den Anforderungen, die an eine reibungslose Abwicklung des Geschäftsbetriebes gestellt werden müssen.

Aus diesem Grunde sah sich die Verwaltung der Stadtparkasse gezwungen, drei alte Häuser an der in unmittelbarer Nähe des Rathauses gelegenen Wolfsschlucht zwecks Gewinnung eines Bauplatzes für ein Sparkassengebäude anzukaufen.

Der nach Abbruch der Altbauten gewonnene Bauplatz hat eine Größe von  $41,46 \cdot i. \text{ M. } 35,00 = \text{rd. } 1451,00 \text{ m}^2$  und wird im Osten und Westen von vorhandenen Gebäuden begrenzt. Südlich mündet unter einem spitzen Winkel die Opernstraße auf die Mitte des Bauplatzes.

Unter der Oberleitung des Herrn Stadtoberbauates Jobst wurde im Frühjahr 1930 vom städtischen Hochbauamt ein Entwurf für den Neubau ausgearbeitet.

Der Baukörper besteht aus einem sechsgeschossigen Vorderbau (Straßenfront), einem zweigeschossigen Hinterbau (Sparkassenabfertigungsraum) und einem fünfgeschossigen Seitenflügel. In den Geschossen des Gebäudes einschl. Hinterbau und Seitenflügel sind untergebracht:

Im Kellergeschoß: Heizkeller mit Kokslager, 8 Kellerräume, Tresoranlage, Kleider- und Toilettenräume für das Personal, Tresortreppe und 3 Kellertreppen.

Im Erdgeschoß: 2 Läden, Kassen- und Abfertigungsräume, Sitzungszimmer, 2 Büroräume, Warteraum, Hofdurchgang, 2 Eingänge und 2 Treppenhäuser.



Im I., II. und III. Obergeschoß: Büroräume mit Fluren, Toiletten und 2 Treppenhäuser.

Im Dachgeschoß: 6 Büroräume, 2 Aktenkammern und 2 Kleinwohnungen. Abb. 1 und 2 (Grundriß und Schnitt).

Die Straßenflucht des neuen Gebäudes ist im Interesse des Durchgangsverkehrs vor den Läden im Erdgeschoß um 2 m, vor den Büroräumen im Erdgeschoß um 1 m gegen die Straßenflucht der angrenzenden Gebäude zurückverlegt worden. Die folgenden Geschosse sind gegen die Erdgeschoßflucht um 1 m aus-gekragt.

Das Gebäude dient außer den Zwecken der Sparkasse noch in erheblichem Umfang zu Geschäftszwecken anderer Verwaltungen. Auf diese Weise ist die Rentabilität des Hauses gesichert.

Bei der Bearbeitung des Entwurfs ist darauf Rücksicht genommen, daß die an ein modernes Bürohaus zu stellenden Forderungen — Luft und Licht — in die Tat umgesetzt sind.

Infolge der großen Fensterflächen war nur ein Skelettbau möglich. Da von den Entwurfsbearbeitern die Forderung gestellt war, bestimmte Abmessungen der äußeren und inneren Stützen-

Nach Feststellung der Baukosten dieser drei Ausführungsarten wurde die Eisenbetonskelettbauweise als die für den vorliegenden Fall wirtschaftlichste Ausführung gewählt.

Es ist unerläßlich, daß bei Ausführung von Skelettbauten umfangreiche Voruntersuchungen darüber angestellt werden müssen, welche Ausführungsart, Stahl oder Eisenbeton, die geringsten Baukosten verursacht. Kein Baufachmann, sei es Architekt oder Ingenieur, ist in der Lage, ohne vorherige, statische

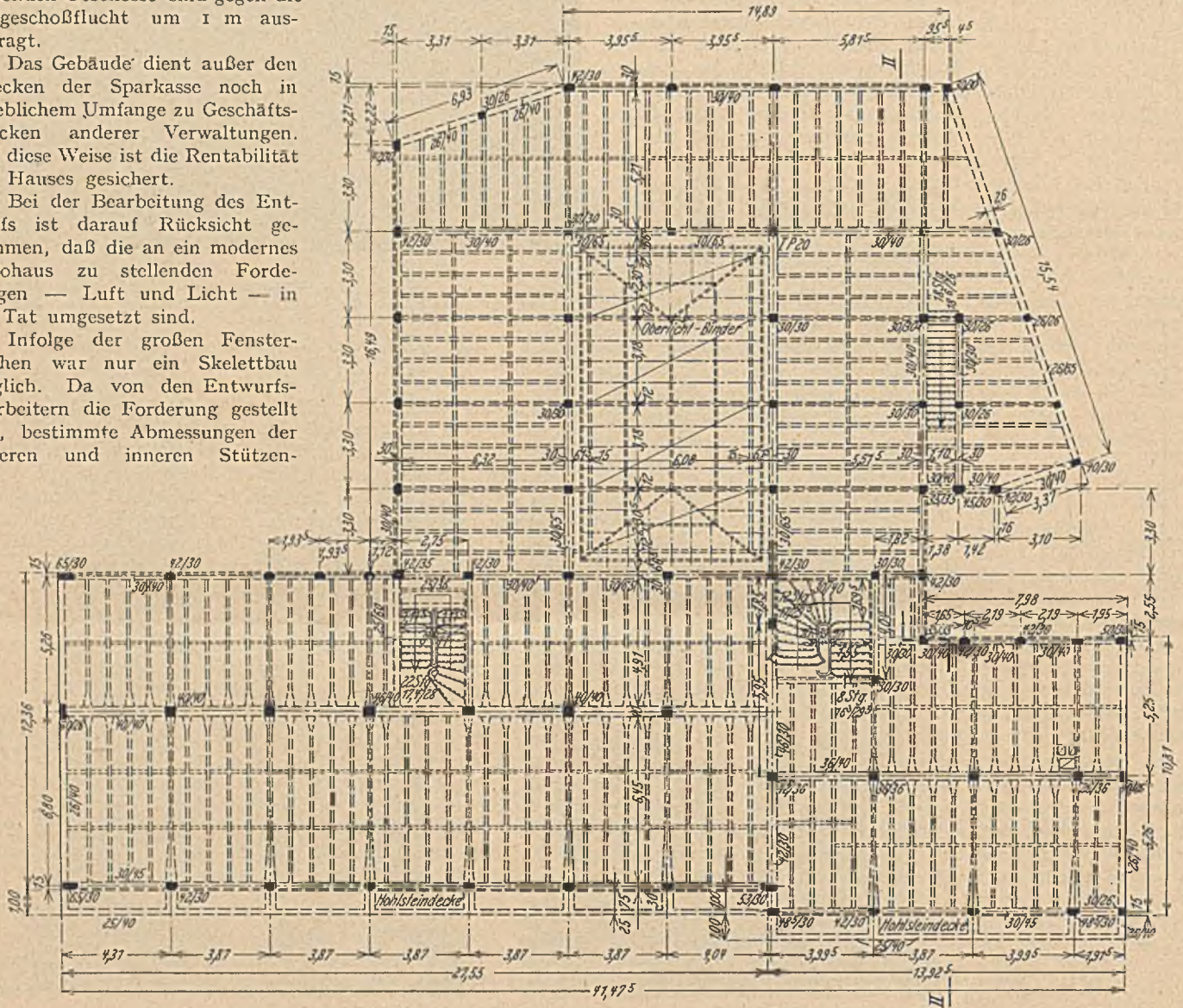


Abb. 1.

querschnitte nicht zu überschreiten und den Bau so billig wie möglich herzustellen, war es Aufgabe des mit der statischen und wirtschaftlichen Prüfung beauftragten statischen Büros der Stadt Kassel, diejenige Ausführungsart zu ermitteln, die vorgenannten Forderungen am besten entspricht.

Die durchgeführten Voruntersuchungen erstreckten sich auf folgende Möglichkeiten: 1. Ausführung in Stahlskelett (St 37) mit gestelzten Eisenbetondecken zwischen I-Trägern, Ummantelung der Stützen und I-Träger zwecks Verhinderung der Rost- und Feuersgefahr. 2. Ausführung der Hauptträger und Stützen in Stahl (St. 37) mit eingespannten Eisenbetonrippendecken zwischen den Hauptquerträgern, Ummantelung der Stützen und I-Träger zwecks Verhinderung der Rost- und Feuersgefahr oder 3. Ausführung in Eisenbetonskelett mit Eisenbetonrippendecken.

und wirtschaftliche Untersuchung zu entscheiden, welcher der vorgenannten Bauweisen der Vorzug zu geben ist.

Die aufgewendeten Kosten genauer Voruntersuchungen sind daher stets als produktiv zu bezeichnen, da nur auf diese Weise die zweckmäßigste und wirtschaftlichste Bauart ermittelt werden kann.

Nach Beendigung der Vorarbeiten wurden die Eisenbetonarbeiten am 22. Mai 1930 öffentlich ausgeschrieben. An der Ausschreibung beteiligten sich 13 Eisenbetonfirmen. Der Auftrag wurde am 20. Juni 1930 der Firma Gerdum u. Breuer zu Kassel, übertragen und der Beginn der Arbeiten auf den 30. Juni 1930 festgelegt.

Für die Ausführung des Eisenbeton-Skelettbauwerks einschließlich Decken, Tresoranlage und Ausschachtung der Fundamente waren laut Terminkalender 11 Wochen zu je 6 Arbeitstagen, zusammen 66 Arbeitstage, vorgeschrieben.



Abgesehen von einer Verzögerung bei der Ausführung des Kellergeschosses, die durch eine unvorhergesehene Sicherung eines sechsgeschossigen Nachbargebäudes entstand, wurde der festgelegte Ausführungstermin eingehalten.

Der statischen Berechnung sind folgende Belastungen zugrunde gelegt:

	Eigenlast kg/m <sup>2</sup>	Nutzlast kg/m <sup>2</sup>
Dacheindeckung (Holz mit Schalung u. Pappe) . . . . .	65	75
Decke über dem Dachgeschoß . . . . .	350	—
Decke über dem 1., 2. u. 3. Obergeschoß u. Erdgeschoß:		
für die Büro- und Wohnräume . . . . .	370	250
für die Aktenräume . . . . .	370	500
Decke über dem Kellergeschoß . . . . .	370	500
Decke über den nicht unterkellerten Räumen im Kellergeschoß (Hohlkörperdecken) . . . . .	500	500
Decke über dem Eingang zur Sparkasse (Zusatzbelastung durch Drehtür) . . . . .	370	800
Decke über dem Tresor . . . . .	1300	500
Treppen und Podeste . . . . .	600	500

Der Winddruck wurde zu 100 kg/m<sup>2</sup> angenommen.

Das Gebäude ist als vollkommener Eisenbetonskelettbau ausgeführt. Der Vorderbau erschien durch die Decken, die massiven Giebelwände und die vielen Querwände genügend gegen Wind ausgesteift. Dagegen wurden im Seitenflügel 2 Queraussteifungen gegen seitlich wirkenden Winddruck durch Anordnung zweier Rahmen geschaffen.

Die Skelettkonstruktion beginnt mit den Stützen unter dem Fußboden des Kellergeschosses und führt durch die darüber liegenden Geschosse bis zur Decke über dem Dachgeschoß. Die Dachkonstruktion selbst ist in Holz ausgeführt. Die Dacheindeckung besteht aus 24 mm starker Holzschalung mit einer doppelten Lage teerfreier Dachpappe. Zwischen Dacheindeckung und Dachgeschoßdecke befindet sich ein Luftraum von 0,20 bis 0,60 m.

Die Decken sind mit Ausnahme einiger Hohlkörperdecken über nicht unterkellerten Räumen der Hinterbauten als Eisenbeton-Rippendecken ausgeführt. Der Rippenabstand beträgt 0,80 bzw. 0,74 m. Diese Decke ist wesentlich billiger, als eine Hohlkörperdecke und hat außerdem noch den Vorteil geringeren Eigengewichts. Die Rippendeckenbalken sind mit schwalbenschwanzförmigen Holzlatten zur Befestigung der Rohrdecken versehen.

Die Stützweite der Decken beträgt im Vorderbau 6,80 m und 5,26 m, in den Hinterbauten 6,62 m und 5,82 m. Die Berechnung der Decken erfolgte im Vorderbau als durchlaufender Träger über 3 Stützen, in den Hinterbauten als Träger über 2 Stützen.

Zur Aufnahme der negativen Stützmomente sind die Rippenbalken an den Einspannstellen in horizontaler Richtung schwalbenschwanzförmig verbreitert.

Wie eingangs erwähnt, sind die Geschosse des Vorderbaues über dem Erdgeschoß um 1 m nach der Straßenseite hin ausgekragt. Die über den Stützen in jedem Geschöß der Vorderfront angeordneten Konsolen nehmen die Lasten der vorderen Deckenbalken bzw. Fensterstürze, der Brüstungen sowie der anteiligen Deckenlast auf und übertragen dieselben unmittelbar auf die vorderen Stützen. Zur Aufnahme des Kragmomentes haben die in Verbindung mit den Konsolen angeordneten Rippenbalken, die noch die Lasten der Zwischenwände zu tragen haben, in der Nähe der Außenstützen horizontale, schwalbenschwanzförmige Verbreiterungen erhalten.

Die Rippendecken der Geschosse haben eine Höhe von 30 cm, die Decken über dem Dachgeschoß eine solche von 25 cm. An den Einspannstellen sind die infolge der Stützmomente erforderlichen Verstärkungen in horizontaler Richtung angeordnet, so daß unschöne Vouten in den Räumen vermieden wurden.

Die Berechnung der äußeren und inneren Unterzüge erfolgte als durchlaufende Träger über mehreren Stützen. Voutenförmige Verstärkungen der Unterzüge an den Stützen sind nirgends vorhanden. In dem Bereich der Stützmomente sind die Unterzüge als doppelte armierte Balken nach den Geyerschen Tabellen berechnet.

Die beiden fensterlosen Giebelwände des Vorderbaues wurden in 25 cm starkem Ziegelsteinmauerwerk ausgeführt und die Mauerwerkslasten durch besonders angeordnete 25 cm breite Eisenbetonbalken auf die Stützen in den Giebelwänden übertragen. Am Hintergebäude ist die östliche Grenzwand 25 cm stark, mit Ziegelsteinmauerwerk ausgefacht und zwecks Isolierung gegen Schlagregen noch mit einer 6½ cm starken Hohlsteinwand mit Luftschicht verkleidet. Treppenhäuser sind 25 cm stark mit Ziegel-

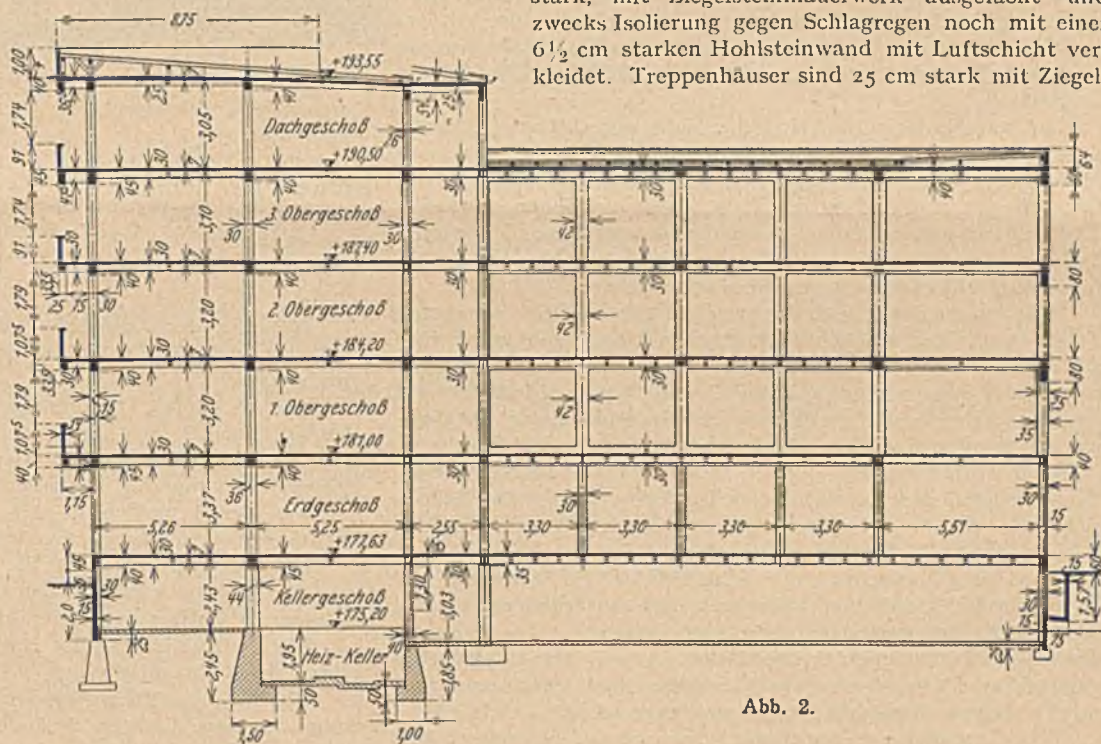


Abb. 2.

steinmauerwerk umschlossen. Die Lasten derselben werden in jedem Geschöß durch Eisenbetonbalken unmittelbar auf die Stützen übertragen.

Fensterbrüstungen sind an der Vorderfront als 14 cm starke armierte Bimsbetonwände, an den Hinterfronten als ½stei nige Ziegelsteinwände mit Bandeiseneinlage ausgeführt und haben als Isolierung gegen Schlagregen innen einen Zementputz mit zweimaligem Inertolanstrich erhalten. Um eine gute Wärmeisolierung zu erzielen, sind sämtliche Brüstungen im Innern mit einer 6½ cm starken Hohlsteinwand mit Luftschicht hintermauert.

Die Innenwände bestehen im Keller- und Erdgeschoß aus 12 cm und 25 cm starkem Hohl- und Schwemmsteinmauerwerk, in den übrigen Geschossen aus 6½ cm starkem Hohlsteinmauerwerk mit Bandeiseneinlage. Das Einsetzen der eisernen Türzargen erfolgte mit dem Aufmauern der Wände.



Gemäß § 17, Ziff. 15 der amtlichen Vorschriften vom September 1925 sind die Innenstützen des Gebäudes nur auf mittigen Druck berechnet, bei den Randstützen wurden die Biegemomente am Kopf und Fuß eines jeden Geschosses mit Hilfe der unter Ziffer 18 angegebenen Gleichungen bestimmt. Durch die Verwendung hochwertiger Zementes konnten die im Entwurf vorgesehenen Stützenquerschnitte überall eingehalten werden.

Um Belastungen auf die alten Nachbargebäude zu verhindern, sind die Lasten der Giebel- und Nachbarstützen unter dem Kellerfußboden zusammengefaßt und wegen der Verschiedenheit der Lasten gemeinsam auf Eisenbeton-Streifenfundamente von trapezförmiger Grundrißform übertragen. Alle anderen Stützenfundamente bestehen aus Stampfbeton mit unter 60° geneigten Seitenflächen. Die Fundamente sind so groß konstruiert, daß die gedrückte Bodenfläche bei Vollbelastung des Gebäudes mit 3 kg/cm<sup>2</sup> max beansprucht wird. Nach den ministeriellen Bestimmungen sind bei gutem Baugrund 3 bis 4 kg/cm<sup>2</sup> zulässig.

Tresorboden und Tresordecke sind als kreuzweise bewehrte Platten in einer Stärke von 60 bzw. 50 cm stark ausgeführt, die Tresorwände bestehen aus Stampfbeton und sind 55 cm stark. Boden, Decken und Wände erhielten außerdem noch eine kreuzweise Bewehrung aus gedrehten Stahlschienen.

Die Tresoranlage umschließt ein 50 cm breiter Kontrollgang.

Die äußeren Kellerwände des Vorderbaues sind aus 15 cm starken Eisenbetonplatten hergestellt, die in die Außenstützen eingespannt sind. Zur besseren Wärmehaltung haben die Wände noch eine Luftschicht von 8,5 cm und eine 6,5 cm starke Ausmauerung aus Ziegelsteinen erhalten. Lichtschächte der Vorder- und Hinterfront des Vorderbaues haben dieselbe Stärke wie die Vorderwände und sind konsolartig an den äußeren Kellerstützen aufgehängt.

In den Hinterbauten sind die nicht unterkellerten Räume durch Stampfbetonstützmauern gegen die übrigen Kellergeschoßräume abgeschlossen. Die Wände des Heizkellers bestehen aus Stampfbeton und haben die Lasten der auf ihnen ruhenden Kellerstützen aufzunehmen. Sie sind zu diesem Zweck im unteren Teile des Fundamentes, sowie in der Wand in Höhe des Kellerfußbodens mit einer Eisenarmierung versehen.

Die Treppen der Geschosse bestehen teils aus eisenbewehrten Tragplatten, die zwischen Podestbalken eingespannt sind, teils aus geknickten Rippenplatten. Die mit Bronze-Vorstoßschienen versehenen Stufen sind auf die Tragplatten aufbetoniert und erhalten an den sichtbaren Flächen Linoleumbekleidung. Treppentritten wurden mit Muschelkalk verputzt und geschliffen.

Die Auffüllung der Decken, bestehend aus Sandunterlage, Zementestrich und Linoleumbelag beträgt 5 1/2 cm. Zur Schallsicherung sind über der Sandunterlage an den Wänden entlang 3 bis 5 cm starke Korkplatten verlegt.

Bei der Überdachung der Schalterhalle der Sparkasse war es aus architektonischen Gründen nicht empfehlenswert, eine schwere Eisenbetonkonstruktion anzuwenden. Die Halle ist durch eiserne Dachbinder überdeckt. Unter den Untergurten der Dachbinder wurde eine aus L-Sprosseneisen konstruierte und mit Drahtglas ausgelegte Staubdecke angeordnet.

Die Sprosseneisen der Staubdecke sind auf besonderen mit Beton ummantelten Blech-I-Trägern mit schmalen Gurtwinkeln aufgelagert. Die Belichtung der Schalterhalle erfolgt durch ein kittloses Glasdach auf — Mönus-Sprosseneisen. Diese neuen Sprosseneisen haben gegen die älteren Modelle den Vorteil, daß sie mit einem Pinsel jederzeit und ohne Schwierigkeiten vom Staub gereinigt werden können. Die Sprosseneisen sind auf den Pfetten der Dachbinder befestigt.

Als Fußbodenbeläge wurden im großen Laden, in der Schalterhalle und in den Fluren des Erdgeschosses Solenhofer Platten und im Tresor Steinfliesen gewählt. Alle anderen Fußbodenbeläge bestehen aus Linoleum.

Für die Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen waren die ministeriellen Bestimmungen vom September 1925 maßgebend.

Das ganze Gebäude ist unter Verwendung von hochwertigem Zement — Marke Germania, Misburg b/Hannover —

ausgeführt. Als Zuschlagstoffe wurden reiner Basaltsplitt, Fuldakies und scharfer Sand gewählt. Basaltgrus ist für die Betonmischungen nicht verarbeitet worden.

Gemäß den vorläufigen Leitsätzen für die Baukontrolle im Eisenbetonbau vom Oktober 1928 wurde der Frage der Betonmischungen weitgehendste Beachtung beigemessen.

Die Mischungsverhältnisse, Beton- und Eisenquerschnitte der Betonkonstruktionen waren in den Ausschreibungsunterlagen angegeben, um auf gleicher Basis stehende Angebote zu erhalten. Es war bestimmt, Zuschlagstoffe aus Basaltsplitt, Fuldakies und scharfen Sand zu verwenden. Das Verhältnis der Zuschläge zueinander war bei Beginn des Baues festzulegen.

Zur Prüfung der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe wurden die vom Deutschen Betonverein vorgeschlagenen Siebe von 1 mm und 7 mm Lochdurchmesser verwandt. Nachdem die Siebkurven für Zuschläge und Sand graphisch aufgetragen waren, sind die Verhältnisse von Basaltsplitt, Fuldakies und Sand zueinander genau bestimmt worden. Die mit Zubringen der Zuschlagstoffe beschäftigten Arbeiter wurden durch besondere, an der Mischmaschine angebrachte Schilder über die Art der Mischung unterrichtet und außerdem laufend durch die örtliche Bauleitung kontrolliert. Auf diese Weise ist es gelungen, einen erstklassigen Beton herzustellen, der allen an ihn zu stellenden Ansprüchen gerecht wird.

Die Abnahme der Bewehrungsseisen erfolgte durch den bauleitenden Ingenieur vor Einbringung der Betonmasse.

Die Ausführung des Betons erfolgte in folgenden Mischungsverhältnissen:

	hochw. Zement	Basalt- splitt	Fulda- kies	scharf. Sand
Stampfbetonfundamente . . . . .	1	: 2,1	: 4,2	: 0,7
Eisenbetonfundamente . . . . .	1	1,5	3,0	0,5
Stützmauern . . . . .	1	2,4	4,8	0,8
Stark bel. Stütz. u. Rahmen . . . . .	1	1,0	2,5	0,5
Mittelst. bel. Stützen . . . . .	1	1,25	2,75	0,5
Schwach bel. Stützen . . . . .	1	1,5	3,0	0,5
Tresoranlage . . . . .	1	1,0	2,5	0,5
Decken und Unterzüge . . . . .	1	1,5	3,0	0,5
Treppen . . . . .	1	1,5	3,0	0,5

Während der Ausführung des Baues wurden Festigkeitsprüfungen des Betons für die Stützen- und Deckenmischungen durchgeführt.

Der dickflüssig zubereitete Beton war aus der gleichen Beschaffenheit, wie er im Bauwerk verarbeitet ist. Die Ergebnisse sind mit Hilfe der vom Deutschen Betonverein gelieferten Prüfungsmaschine für Probekörper ermittelt.

Die Würfel werden in der Baustoffprüfstelle der Reichsbahndirektion zu Kassel abgedrückt.

Die in den Leitsätzen für die Baukontrolle im Eisenbetonbau vom Oktober 1928 geforderten 28 tagigen Balken- und Würfelstärken wurden nicht nur erreicht, sondern überschritten.

Für die Ausführung des Baues wurde ein genau ausgearbeitetes Programm entworfen.

Die Platzverhältnisse an der Baustelle waren sehr ungünstig, zumal auf dem hinteren Gelände verschiedene Stützmauern errichtet werden mußten und der Rest des zwischen dem Neubau und den Nachbargrundstücken nicht bebauten Platzes zur Aufstellung von Arbeiter- und Zementbuden erforderlich war.

Die Lagerung der Zuschlagstoffe konnte daher nur auf dem um 1 m nach der Straße hin verbreiterten Bürgersteig, der mit einer Bretterwand abgesperrt war, erfolgen. Man war auf eine gut funktionierende Anfuhr von Basaltsplitt, Kies und Sand angewiesen, da nur für 2 Tage Vorrat gelagert werden konnte.

Zum Hochtransport von Schalungen, Eisen und Betonmischungen wurden 2 Schwenkkräne mit Motorantrieb an der Straßenfront aufgestellt. Die Ausschalung der fertig betonierten Konstruktionen erfolgte gewöhnlich nach 8 Tagen, Notstützen wurden nach 14 Tagen entfernt. Nach Fertigstellung der Erdgeschoßdecke wurde mit dem Ausschalen der Kellerdecke begonnen und im Anschluß daran die Ausmauerung des Keller-



geschosses vorgenommen. Mit dem Fortschreiten der Maurerarbeiten ging Hand in Hand die weitere Ausschalung der Decken vor sich. Während der Ausführung der Maurerarbeiten eines Geschosses wurde jeweils das nächsthöhere Geschöß entschalt. Auf diese Weise war ein kontinuierliches Arbeiten des Maurermeisters möglich und es hat ein reibungsloses Nebeneinanderarbeiten der beiden Unternehmer stattgefunden.

Abb. 3 zeigt die ausgemauerten Skelette der Hinter- und Seitenfront nach fertigem Aufbau der Dächer in Holzkonstruktion.

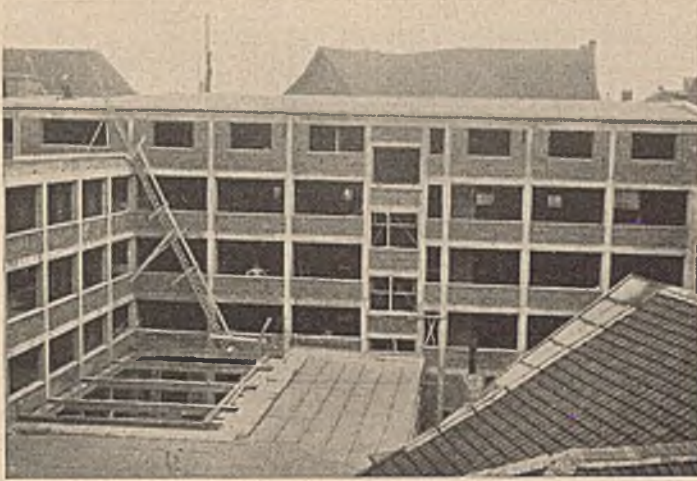


Abb. 3.

#### Kosten des Eisenbetonskeletts.

Die Kostenfrage bei Eisenbetonskelettbauten ist abhängig von der Belastung, den Stützweiten der Decken und Unterzüge, der Höhe der Stützen, der Wahl des Deckensystems, der Beschaffenheit des Baugrundes, den Materialkosten der Baustoffe und den Arbeitslöhnen.

Außer den Materialkosten und den Arbeitslöhnen ist über die anderen Einflüsse der Preisgestaltung schon näheres gesagt. Die Preise für Eisen und Zement sind durch Kartellbildungen festgelegt, während die Kosten für Basaltspitt, Kies und Sand in Kassel als normal bezeichnet werden können.

Nach den im Jahre 1930 festgelegten Tarifverträgen betrug der Stundenlohn eines Facharbeiters 1,26 RM und der Stundenlohn eines ungelerneten Bauarbeiters 1,05 RM.

Es wird besonders darauf hingewiesen, daß im Kellergeschoß des Hinterbaues eine Tresoranlage eingebaut ist und zur Abstützung des Erdreiches größere Stützmauern erforderlich wurden. Die Kosten dieser Konstruktionen wären auch aufzuwenden gewesen, wenn das Skelett in Stahl hergestellt worden wäre. Außerdem sind ein Teil der Fensterbrüstungen, sowie der äußeren Kellerwände als armierte Betonwände ausgeführt, wodurch Ziegelsteinausmauerungen entbehrlich geworden sind.

Die Kosten des reinen Eisenbetonskeletts bestehend aus Stützenfundamenten, Stützen, Unterzügen, Decken (ohne Rohrdecken und Estrich) und Treppenkonstruktionen ausschließlich Treppenstufen haben laut Abrechnung 93 330 RM betragen.

Für die Fundamentausschachtungen, Tresoranlage, Stützmauern, armierte Kelleraußenwände, Lichtschächte, Betonbrüstungen, Heizkanäle, Treppenstufen und verschiedene Arbeiten über der Tresoranlage sind 32 636,34 RM verausgabt worden.

Dieser Betrag kommt für die Berechnung der Einheitskosten eines Kubikmeters umbauten Skelettraumes nicht in Betracht. Das Gebäude hat ohne Tresoranlage mit Überbau einen umbauten Raum von 13 145 m<sup>3</sup>. In dieser Massenberechnung sind die Höhen der einzelnen Baukörper von Oberkante Fundament bis Oberkante Dachgeschoß gemessen, Fundamente und hölzerne Dächer sind in der Masse nicht enthalten.

Aus den vorberechneten Zahlen ergibt sich nun, daß 1 m<sup>3</sup> umbaute, hochwertige Eisenbetonskelettkonstruktion (wie vorstehend angegeben) einen Kostenaufwand von

$$\frac{93\ 330}{13\ 145} = 7,10 \text{ RM}$$

verursacht hat.

Es ist für jeden Konstrukteur ohne weiteres klar, daß bei kleineren Deckenspannweiten dieser errechnete Einheitspreis noch verringert werden kann. Die Momente sind ausschlaggebend für den Material- und Arbeitsaufwand und beeinflussen die Preisbildung wesentlich.

Wenn es mir durch diese Abhandlung gelungen sein sollte, zur Erforschung der Kosten von Eisenbetonskeletten mit beizutragen, so hat die gestellte Aufgabe ihren Zweck erfüllt.

An dem Neubau sind:

- 102 200 kg Rundeseisen,
- 7 350 Sack hochwertiger Zement und
- 1 600 m<sup>3</sup> Zuschlagstoffe (Basaltspitt, Flußkies und Sand)

verarbeitet worden.

Der Aufwand an Schalungen betrug etwa 13 200 m<sup>2</sup>.

Abschließend muß noch gesagt werden, daß die bei Ausführung der Eisenbetonskelettkonstruktion einschl. Decken eingehaltene Ausführungsfrist wohl kaum durch eine andere Ausführungsart unterschritten worden wäre. Abgesehen von dem Keller- und Erdgeschoß, deren Ausführung etwas länger dauerte, wurden die Obergeschosse mit Decken in je 9 Tagen hergestellt. Es muß berücksichtigt werden, daß vor Beginn der Montage einer Stahlskelett-Ausführung zuerst ein großes Stück Werkstattarbeit hätte geleistet werden müssen, während bei der Eisenbetonskelettbauweise sofort mit den Arbeiten am Bau begonnen werden konnte.

Die Eisenbetonskelettbauweise hat sich bei diesem Neubau auf das beste bewährt. Bei der Ausführung wurden mit Ausnahme einiger Vorarbeiter ausschließlich bisher vom Wohlfahrtsamt unterstützte, einheimische Arbeiter beschäftigt, wodurch der Wohlfahrtsetat der Stadt wesentlich entlastet worden ist.

## WIEDERHERSTELLUNG EINER SCHADHAFT GEWORDENEN BETONBOGENBRÜCKE.

Von Gerhard Mensch, Beratendem Ingenieur VBI, Berlin-Charlottenburg.

Durch die unsachgemäße Ausführung der Gelenkkonstruktionen einer Dreigelenkbogenbrücke aus Beton ist vor mehreren Jahren eine Straßenbrücke in erheblichem Maße während der Aufbringung der Hinterfüllungserde beschädigt worden. Die Ursachen sowie die Wiederherstellungs- und Ausbesserungsarbeiten sollen nachstehend beschrieben werden.

Es handelt sich um eine im Gefälle liegende Straßenbrücke mit einer lichten Weite von 14,4 m und einer Pfeilhöhe von 3,47 m (Abb. 1). Das Gewölbe hat nach Abb. 2 eine Breite von 11 m und trägt beiderseits Stirnmauern mit ausgekragten Eisen-

betonkonstruktionen zur Unterstützung der Fußwege. Aus dem Grundriß (Abb. 3) ist zu ersehen, daß die Brücke schiefwinklig ist.

Die unsachgemäße Ausführung bestand darin, daß, wie Abb. 4 zeigt, der Kämpferdruck nicht senkrecht, sondern unter einem Winkel von 17° zu der Neigung der Auflagerfläche des Widerlagers stand und daß sowohl bei den Kämpfergelenken als auch beim Scheitelgelenk keine Vorkehrungen zur Aufnahme der Komponenten parallel zu den Auflagerflächen getroffen waren. Zudem bestanden die Zwischenlagen aus mehreren Papplagen mit zwischengelegten Bleistreifen. Die einzelnen Teile



waren durch einen asphaltartigen Klebstoff zusammengefügt, so daß Reibungskräfte nur in ganz geringem Maße aufgenommen werden konnten. Nach Fertigstellung des Gewölbes traten während des Aufbringens der Hinterfüllungserde Bewegungen ein, indem die beiden Gewölbehälften an den Auflagerflächen abrutschten.

Die Abb. 5 gibt die Ansicht von Oberstrom teilweise wieder und läßt die aufgetretenen Risse und Verschiebungen in ihrer Form und Größe erkennen. Die größte Verschiebung ist eingetreten am rechten Kämpfergelenk, vom Unterstrom gesehen, und betrug 45 mm. Ebenso groß war

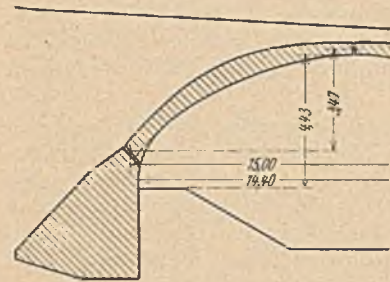


Abb. 1. Langsschnitt.

auch der Riß zwischen dem Gewölbe und der aufgesetzten Stirnmauer. Diese Beschädigungen erkennt man auch in der Lichtbildaufnahme Abb. 6.

Der Grund für die größten Risse an dieser Stelle war die größere Überschüttungshöhe infolge der im Gefälle liegenden Straße.

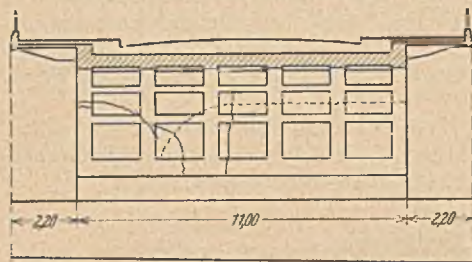


Abb. 2. Querschnitt.

Verschiebungen an der andern Seite des vorgenannten Kämpfergelenkes sowie an der gegenüberliegenden Seite betragen nur 5 bzw. 6 mm, desgleichen auch die aufgetretenen Risse.

Der untere Teil der rechten Bogenhälfte (vom Unterstrom gesehen) war durch die großen Bewegungen abgebrochen, wie aus den Abb. 2, 3 und 6 zu erkennen ist. Dieser Riß hatte naturgemäß seine größte Öffnung auf dem Gewölberücken, war dagegen an der Unterseite nicht zu sehen. Jedoch zeigten sich an

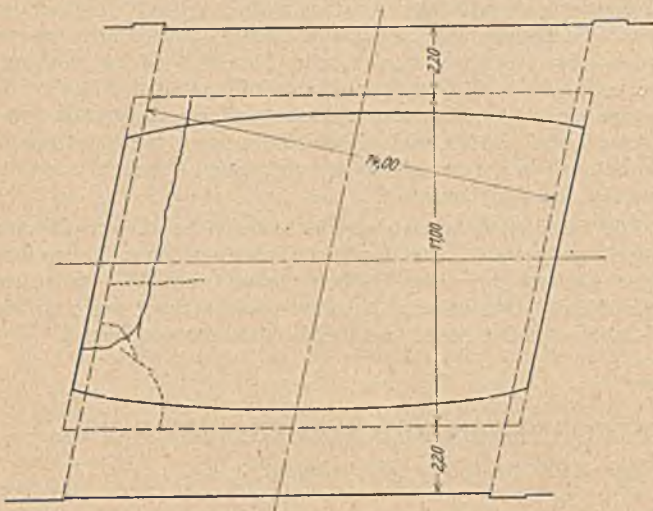


Abb. 3. Grundriß des Gewölbes.

der andern Seite der vorgenannten Bogenhälfte zwei von unten sichtbare starke Risse, von denen der eine (siehe Abb. 2 und 3) vom unteren Gewölbeteil ein Dreieck abgesichert hatte.

Nachdem bereits von anderer sachverständiger Seite die Ursachen der Schäden festgestellt worden waren, wurde der Verfasser mit der Aufgabe betraut, Vorschläge für die Wiederherstellung der Brücke zu machen.

Die Arbeiten hierfür erstreckten sich auf die Wiederherstellung der Standsicherheit sowie auf die Ausbesserungsarbeiten der entstandenen Schäden. Selbstverständlich sollten die Kosten auf ein Mindestmaß beschränkt werden. Gleichzeitig mußten jedoch die Maßnahmen das Einverständnis der Bauherrschaft sowie der Aufsichtsbehörde finden.

Nachdem mehrere Lösungen für die Abänderung der Kämpfergelenke durchgeführt waren, gelangte die in Abb. 7 in bezug auf die Kräftewirkung dargestellte Konstruktion zur Ausführung. Da die vorhandenen Gelenke nur die senkrecht zu den Auflagerflächen wirkende Kraft K aufnehmen konnten, mußte die sich aus der Kraft R ergebende Komponente X parallel zur Auflagerfläche durch eine besondere Kragkonstruktion, die oberhalb des Widerlagers angebracht war, aufgenommen werden.

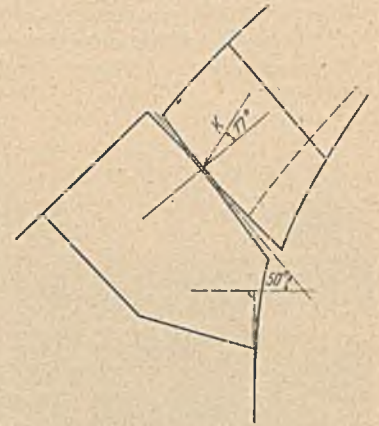


Abb. 4. Kämpfergelenk.

Die Kämpfergelenke wurden damit nach der einen Seite gestützt, nach der

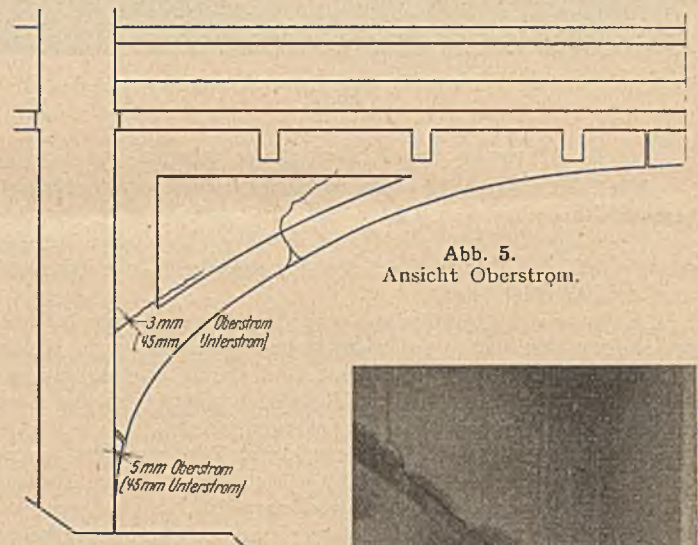


Abb. 5. Ansicht Oberstrom.

anderen aufgehängt. Für einen Gewölbestreifen von 1 m Breite wurden die Kräfte  $X = 15\ 400$  kg und zugehörig  $K = 50\ 600$  kg mit Hilfe von Einflußlinien ermittelt. Die obere Auflagerfläche des Kragbalkens wurde durch Anordnung von Papplagen etwas von der oberen Kante des Widerlagers zurückverlegt. Am unteren Ende sind Zuganker angeordnet. Die Einzelheiten der Konstruktion sind aus den Abb. 8 und 9 ersichtlich. Danach sind die am Ende des Kragarmes befindlichen Anker von  $1\frac{3}{4}$ '' Dmr. in 0,6 bzw. 1 m Abstand angebracht. Zu ihrer Aufnahme wurden mit Hilfe von Preßluftbohrern in dem unteren Teil der Gewölbe, 20 cm von der Auflagerfläche entfernt, Löcher von 65 mm Dmr. gebohrt und für das Verlegen der

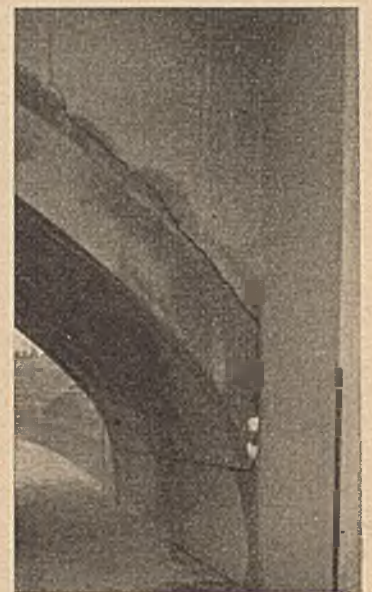


Abb. 6. Rechter Kämpfer von Unterstrom gesehen.



Ankerplatten ein entsprechender Teil des Betons abgestemmt, was unbedenklich geschehen konnte, da dieser Teil des Gewölbes nicht tragend ist. Vor Inangriffnahme dieser Arbeiten wurden übrigens die Gewölbe aus Sicherheitsgründen an den Kämpfern unten abgesteift. Die rückwärtigen Zuganker sind in Abständen von 20 bzw. 33 cm mit 20 mm Dmr. ausgeführt und dafür in das Widerlager Löcher von 4 cm Dmr. und 70 cm Tiefe gebohrt. Um ein Abrutschen des Kragbalkens zu verhindern, wurde ein schnabelförmiger unterer

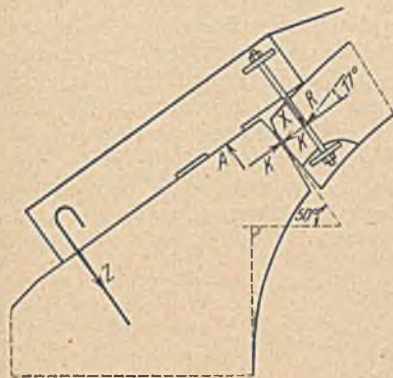


Abb. 7. Gelenk am Kämpfer mit Kräfteverteilung.

Ansatz in das Widerlager eingelassen.

Die Anzahl und Länge der Anker am unteren Ende des Kragarmes wurden so bemessen, daß durch die Haftfestigkeit die ganze Zugkraft aufgenommen werden kann. Tatsächlich genügt als Gegenlast schon die über dem Kragträger befindliche Erdauffüllung.

An Einzelheiten ist noch zu erwähnen, daß die

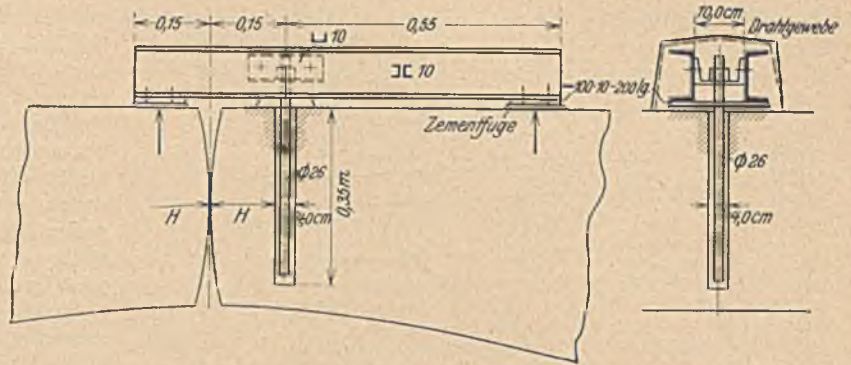


Abb. 10 und 11. Sicherungsmaßnahmen im Scheitelgelenk.

unteren Anker von 20 mm Dmr. an ihren unteren Enden mit Draht umwickelt wurden, um eine zentrische Lage in dem Bohrloch zu gewährleisten. Vor dem Einführen der Anker sind die Wandungen der Bohrlöcher etwas auf-

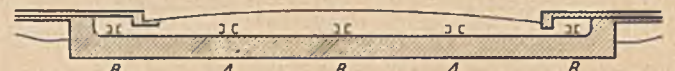


Abb. 12. Sicherungsmaßnahmen im Scheitelgelenk.

geraut und dann Zementmörtel hineingegossen worden. Die rechnerisch ermittelte Haftspannung beträgt  $\tau_1 = 4,1 \text{ kg/cm}^2$ . Um die Entwässerung des Gewölbes einwandfrei zu gewährleisten, ist der Zwickel am oberen Ende des Kragbalkens mit Magerbeton ausgefüllt, nach vorheriger Anbringung einer Papplage. Der obere Luftraum über der Einlage des Kämpfergelenkes ist vor dem Betonieren des Kragbalkens mit Asphalt ausgefüllt.

Für das Scheitelgelenk gestaltete sich die Maßnahme zur Sicherung der Gelenke wesentlich einfacher. Die größte Querkraft für 1 m Gewölbebreite wurde gleichfalls mittels Einflußlinien ermittelt zu  $Q = 3500 \text{ kg}$  und der zugehörige größte Horizontalschub zu  $H = 39800 \text{ kg}$ . Die Neigung der sich dabei ergebenden Mittelkraft gegen die Waagerechte beträgt dann nur  $5^\circ$ . Wenn auch damit gerechnet werden konnte, daß dieser geringen Querkraft die Reibungskräfte das Gleichgewicht halten würden, so sind doch noch besondere Sicherheitsmaßnahmen getroffen. Nach den Abb. 10 bis 12 sind fünf Paar Träger angeordnet, bestehend aus je 2  $\perp 10$ , die mit dem Scheitelgelenk verankert wurden in der gleichen Weise wie bei den Kämpferkonstruktionen. Von den fünf Trägerkonstruktionen wurden zwei links und drei rechts angeordnet, so daß eine Verschiebung der Gewölbehälften bei Auftreten von Querkraften nicht mehr möglich ist. Zum Schutz gegen Rost sind die Konstruktionen einbetoniert worden, nachdem sie vorher mit Drahtgewebe umgeben waren.

Die Ausbesserungsarbeiten an den Rissen gestalteten sich verhältnismäßig einfach. An den auszubessernden Stellen wurden die Risse weiter aufgestemmt und durch Beton mit Preßluft ausgefüllt. Außerdem sind, wie die Abb. 13 bis 17 zeigen, eine Anzahl Bügel angebracht und an einigen Stellen zur Sicherung gegen Schubkräfte entsprechend geformte Betonkörper nach vorherigem Aufstemmen eingebracht. Das Aufstemmen der Risse wurde mit größtmöglicher Sorgfalt durchgeführt, damit die wiederherzustellenden Putzflächen nicht unnötig groß wurden.

Nachdem sämtliche vorherbeschriebenen Arbeiten ausgeführt waren, wurde die Papplage auf dem Gewölberücken zur Dichtung vollständig wiederhergestellt und dann die Hinterfüllungserde aufgebracht. Gleichzeitig nahm man auch die Ausbesserung der Putzflächen vor.

Als die Hinterfüllungserde einige Monate die Brücke belastet hatte, wurde auf Wunsch der Bauherrschaft eine Belastungsprobe vorgenommen. In Ermangelung einer Dampfwalze ist diese mit aufgeschichteten Ziegeln ausgeführt worden. Zuerst sind, entsprechend der Stellung der Hinterräder einer Dampfwalze

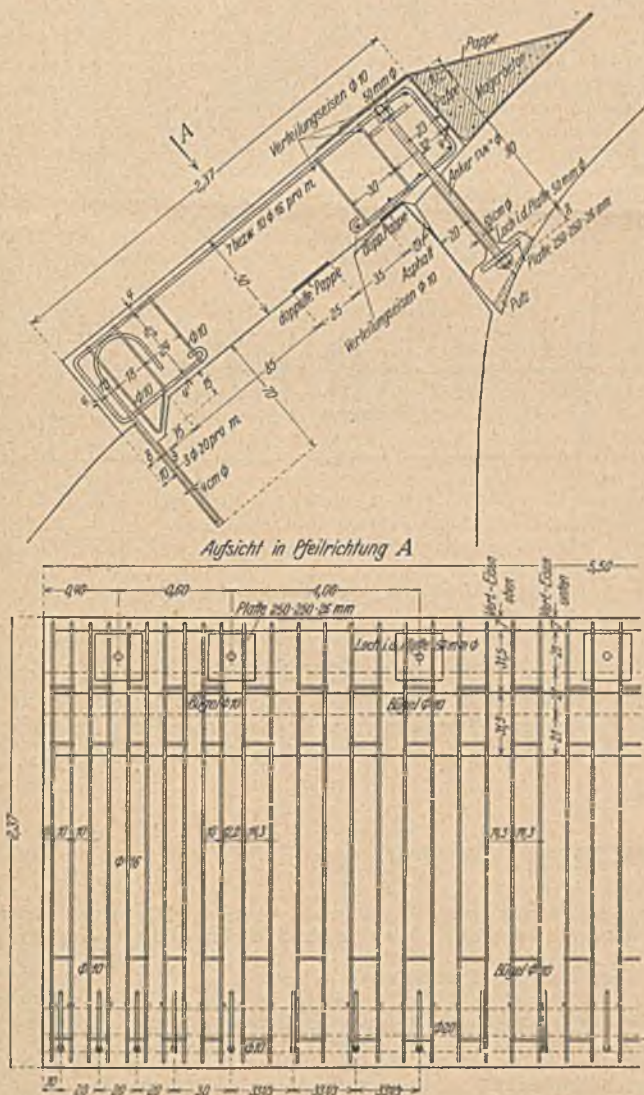


Abb. 8 und 9. Aufhängekonstruktion am Kämpfergelenk.



im Viertelpunkt der Gewölbe auf einer Grundfläche von  $2 \times 3$  m Oberstrom links im ganzen 14 000 kg Ziegel aufgeschichtet worden. Nach der statischen Berechnung beträgt die Last der

der Gewölbe durch die Fußwegkonstruktion am ungünstigsten belastet sind. Unterhalb der Brücke waren vier Biegemesser mit  $\frac{1}{10}$  mm Einheit und  $\frac{1}{50}$  mm ablesbarer Veränderung angebracht.

Bei der oben beschriebenen Belastung zeigten die Biegemesser keine Veränderung. Deshalb wurden unmittelbar darauf im Scheitelpunkt, entsprechend dem Vorderrad einer Dampfwalze, auf einer Fläche von  $1,5 \times 2$  m 10 000 kg Ziegelsteine aufgeschichtet. Die rechnerische Belastung durch die Dampfwalze beträgt 7000 kg, so daß hier bei einem Mehrgewicht von 3000 kg ein Erschütterungszuschlag von  $\sim 40$  vH vorhanden war. Auch bei dieser Belastung waren keine Bewegungen der Brücke erkennbar. Es erfolgte dann eine Umschichtung der Belastung in der Weise, daß die größere Belastung entsprechend den Hinterrädern der Dampfwalze im Scheitelpunkt stand und, nachdem auch dabei keine Durchbiegungen festgestellt wurden, nahm man schließlich die Belastung im Viertelpunkt fort, so daß nur im Scheitelpunkt die Belastung von 14 000 kg übrig blieb. Am nächsten Tage wurde nochmals festgestellt, daß irgendwelche Veränderungen der Zeigerstellung der Biegemesser nicht eingetreten waren.

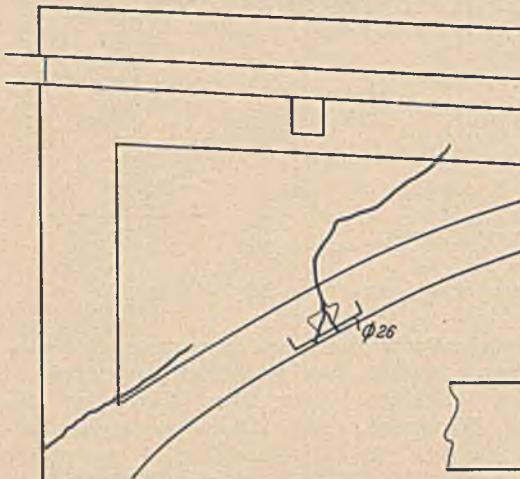


Abb. 13. Ansicht Oberstrom.



Abb. 15. Schubsicherung.

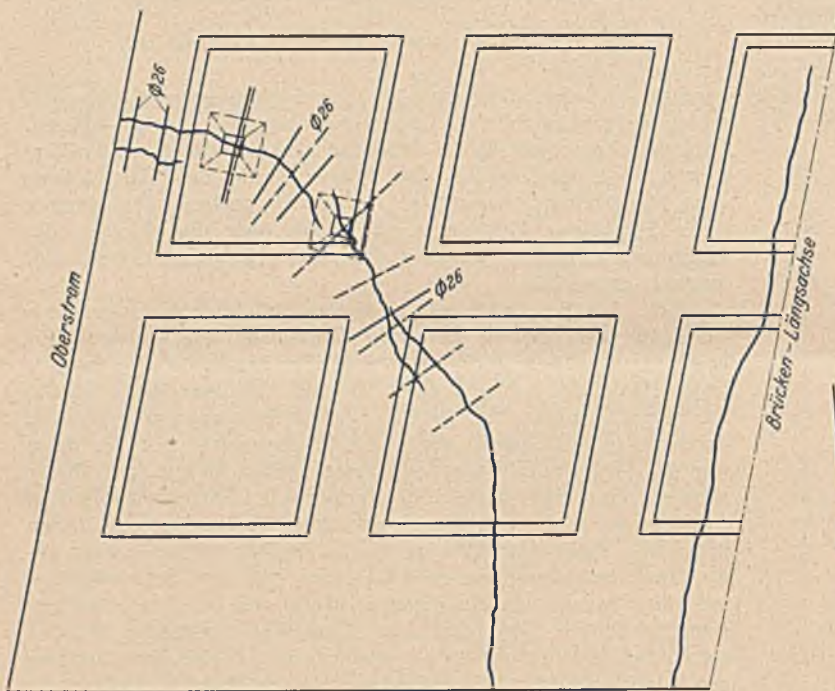


Abb. 14. Unteransicht des Gewölbes.

Abb. 13—17. Ausbesserungsarbeiten.

Hinterräder der Dampfwalze 10 500 kg, so daß also bei einer Mehrbelastung von 3500 kg ein Erschütterungszuschlag von 33 vH vorhanden war. Die Belastung wurde möglichst seitlich nach dem Bordstein zu aufgebracht, weil die äußeren Streifen

Inzwischen sind mehrere Jahre vergangen und irgendwelche Schäden sind nicht wieder aufgetreten, ein Zeichen dafür, daß Wiederherstellungsarbeiten sich an schadhafte gewordenen Betonkonstruktionen einwandfrei durchführen lassen.

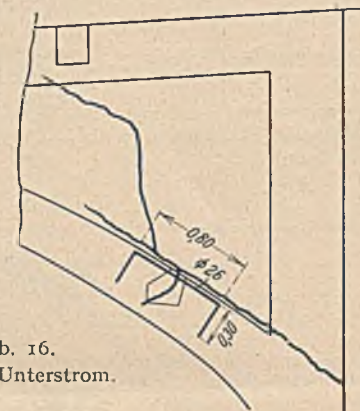
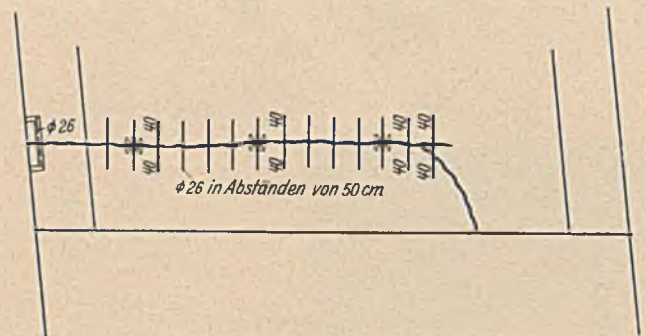
Abb. 16.  
Ansicht Unterstrom.

Abb. 17. Aufsicht auf das Gewölbe.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

**Zur Wirtschaftslage.** Die Beschäftigungslage der Bauwirtschaft um die Jahresmitte, wo in normalen Zeiten die Bausaison an ihrem Höhepunkt angelangt zu sein pflegt, kann man nicht anders als trostlos bezeichnen. Die saisonmäßige Frühjahrsbelebung, die sich in diesem Jahre an sich schon nur sehr schwach bemerkbar machte, scheint mit Ende Mai bereits zum Stillstand gekommen zu sein. Im Juni hat sogar in mehreren Bezirken schon wieder eine rückläufige Bewegung eingesetzt. Der Beschäftigungsgrad der Unternehmungen liegt gegenwärtig um etwa ein Drittel unter dem zur gleichen Zeit des Vorjahres, obwohl bereits 1930 gegenüber 1929 ein Rückgang der Beschäftigung von etwa 40% eingetreten war. Der Rückgang seit

1929 beträgt also 60%. Bezeichnend ist auch, daß in den Gewerkschaften der Bauarbeiter noch erheblich mehr als die Hälfte der Mitglieder arbeitslos sind, während in den übrigen Gewerkschaften nur etwa jedes vierte Mitglied ohne Arbeit ist.

Die Bauwirtschaft hat mithin im Rahmen der allgemeinen Krise einen ganz besonders schweren Existenzkampf durchzuführen, zumal Aussichten auf eine Besserung kaum vorhanden sind. Das erkennt auch das Institut für Konjunkturforschung in seinem letzten Vierteljahresbericht an, wenn es zur Lage des Baumarktes feststellt, daß hier weder Anzeichen einer Verlangsamung noch einer Unterbrechung des Konjunkturrückganges zu erblicken sind. Die Planungen



nehmen, wie es aus der Entwicklung der Bauerlaubnisse, aus dem Auftragsingang für gewerbliche Bauten, sowie aus den Etatsansätzen bei den öffentlichen Körperschaften hervorgeht, weiter ab.

Auf dem Gebiete des Wohnungsbaues beginnen sich die Kürzungen der öffentlichen Unterstützungsmittel erst jetzt voll auszuwirken. Die Zahl der Neuwohnungen, die sich im Jahre 1930 noch auf normaler Höhe hielt, wird in diesem Jahr schätzungsweise um annähernd 40% zurückgehen. Auch bei den im Vorjahr bereits erheblich verringerten gewerblichen Bauten wird ein weiterer Rückgang von 25—30% zu erwarten sein, während auf dem Gebiete des schon auf das Minimum beschränkten öffentlichen Baues auch weiterhin nur die Durchführung der dringendsten Bauaufgaben zu erwarten ist.

Durch den Ausbruch der neuen akuten Vertrauenskrise wird auch die Bauwirtschaft stark betroffen. Nicht nur, daß in solchen Zeiten der Unsicherheit auch der letzte Rest noch vorhandener Baulust schwindet, auch die erneute starke Anspannung der Kreditverhältnisse wirkt sich besonders nachteilig aus. Die Beschaffung von Baugeldern hat unter der Entwicklung am Pfandbriefmarkt sehr gelitten, zwar ist dort in den letzten Tagen wieder eine gewisse Beunruhigung eingetreten, doch werden die Hypothekenbanken, ehe sie an das Neugeschäft denken können, die erhebliche Menge von Pfandbriefen erst wieder abstoßen müssen, die sie im Laufe der letzten Wochen aufnehmen mußten. Für die Bauwirtschaft sind die Schäden, die durch die Hypothekensperre verursacht werden, sehr erheblich. Hoffentlich darf man von dem einjährigen Schuldenmoratorium wenigstens erwarten, daß es eine gewisse Beruhigung in die Entwicklung des Kapitalmarktes bringt, ohne die für die Bauwirtschaft an eine Besserung nicht zu denken ist.

Eine baldige Leistungsherabsetzung in der Unfallversicherung und zwar noch im Jahre 1931 und damit die dringend notwendige Entlastung der Berufsgenossenschaften, haben die Spitzenverbände der Bauwirtschaft in der folgenden, an den Reichsarbeitsminister gerichteten Eingabe vom 30. Mai d. Js. beantragt:

„Die Vereinigung der Deutschen Arbeitgeberverbände E. V. hat im Januar 1931 gemeinsam mit dem Reichsverband der deutschen land- und forstwirtschaftlichen Arbeitgebervereinigungen e. V. und dem Reichsverband des deutschen Handwerks dem Herrn Reichsarbeitsminister Vorschläge zur Reform der Unfallversicherung unterbreitet und ist damit den dringenden Wünschen weiter industrieller, insbesondere auch baugewerblicher Kreise nachgekommen. Inzwischen sind über vier Monate vergangen, ohne daß bekannt geworden wäre, ob von Seiten der Regierung beabsichtigt ist, diesen Vorschlägen in absehbarer Zeit Rechnung zu tragen.

Die unterzeichneten Spitzenverbände des Baugewerbes verfolgen mit größter Sorge die Entwicklung der Lage auf dem Gebiet der baugewerblichen Reichsunfallversicherung. Schon im vergangenen Jahre war es, wie wir nachstehend ausführen werden, den Berufsgenossenschaften, denen unsere Mitglieder angehören, nur mit größter Mühe möglich, die Beiträge und Vorschüsse zur Deckung der von ihnen zu tragenden, ständig steigenden Lasten einzuziehen. Inzwischen hat sich, wie allgemein bekannt, gerade die Wirtschaftslage des Baugewerbes ganz wesentlich verschlechtert. Wir halten es für unsere Pflicht, dem Herrn Reichsarbeitsminister die schwierigen Verhältnisse, unter denen die Bauunternehmungen zur Zeit arbeiten müssen und von denen die baugewerblichen Berufsgenossenschaften naturgemäß weitgehend berührt werden müssen, vor Augen zu führen.

Den voraussichtlichen Produktionswert der deutschen Bauwirtschaft im Jahre 1931 schätzt das Institut für Konjunkturforschung (Vierteljahreshefte zur Konjunkturforschung 5. Jahrgang, Heft 4, S. 24) im Vergleich zu den beiden letzten Jahren wie folgt. Es betrug:

	in Mrd. RM		
	1929	1930	1931
im Wohnungsbau . . . . .	3,5	3,0	2,2
„ gewerbl. Bau . . . . .	2,7	2,4	1,8
„ öffentl. Bau . . . . .	2,7	1,7	1,6
	8,9	7,1	5,6

Das würde für 1931 einen Rückgang der baugewerblichen Produktion bedeuten:

	gegenüber 1930	gegenüber 1929
im Wohnungsbau um . . . . .	27%	37%
„ gewerbl. Bau um . . . . .	25%	33%
„ öffentl. Bau um . . . . .	6%	40%

Die tatsächlichen Ergebnisse der Hochbaustatistik der deutschen Groß- und Mittelstädte für das 1. Vierteljahr 1931 (Wirtschaft und Statistik 1931 Nr. 9, S. 346) lassen erkennen, daß diese Erwartungen des Instituts keineswegs zu pessimistisch waren. Es sind in dieser Zeit nur 25 532 Wohnungen fertiggestellt gegenüber 43 768 Wohnungen im 1. Vierteljahr 1930. Der Rückgang beträgt also 42%. Die Zahl

der in Angriff genommenen Bauten blieb in den ersten drei Monaten 1931 gegenüber 1930 zurück:

im Wohnungsbau (Zahl der Wohnungen) . . .	um 27%
im öffentl. Bau (nach m <sup>3</sup> umbauten Raums) um	60%
im gewerbl. Bau (nach m <sup>3</sup> umbauten Raums) um	60%

Während öffentlicher und gewerblicher Bau bereits im Jahre 1930 einen starken Rückgang aufwies, konnte sich der Wohnungsbau mit Hilfe öffentlicher Finanzierung noch auf einer gewissen Höhe halten. Nunmehr sind bekanntlich für das Jahr 1931 die dem Wohnungsbau zufließenden Hauszinssteuermittel gegenüber dem Vorjahr um nahezu die Hälfte, d. h. rd. 400 Millionen RM gekürzt worden, obgleich es unwahrscheinlich ist, daß zur Fortführung der auch nur dringend notwendigen Bautätigkeit auf dem freien Markt ausreichendes Kapital zur Verfügung stehen wird. Eine starke Einschränkung der Neubautätigkeit auf dem Gebiete des Wohnungsbaues und damit der Zahl der beschäftigten Arbeiter wird, wie alle Anzeichen erkennen lassen, die unausbleibliche Folge sein.

Der Rückgang des Bauvolumens spiegelt sich in der Zahl der bei den Arbeitsämtern verfügbaren Bauarbeiter (Baufach- und Bauhilfsarbeiter) wider. Diese betrug:

Ende April 1929	Ende April 1930	Ende April 1931
276 458	502 983	688 831

Schon im Jahre 1930 war daher bei den baugewerblichen Berufsgenossenschaften ein starker Rückgang der Lohnsumme erkennbar, wie die nachstehende, auf Angaben der Berufsgenossenschaften beruhende Übersicht erkennen läßt.

Es wurden von den Berufsgenossenschaftsmitgliedern in den letzten Jahren an Lohnsummen gemeldet den 12 Baugewerks-Berufsgenossenschaften insgesamt:

1928 . . . . .	2659,3 Mill. RM
1929 . . . . .	2685,9 „ „
1930 . . . . .	2053,9 „ „
der Tiefbau-Berufsgenossenschaft:	
1928 . . . . .	483,6 Mill. RM
1929 . . . . .	508,8 „ „
1930 . . . . .	330,1 „ „
der Steinbruchs-Berufsgenossenschaft:	
1928 . . . . .	361 Mill. RM
1929 . . . . .	352 „ „
1930 . . . . .	270 „ „

Es ist also z. B. im Jahre 1930 gegenüber dem Vorjahre ein Lohnsummenrückgang zu verzeichnen:

bei den 12 Baugewerks-Berufsgenossenschaften . . .	um über 23%
„ der Tiefbau-Berufsgenossenschaft . . . . .	„ „ 34%
„ „ Steinbruchs-Berufsgenossenschaft . . . . .	„ „ 23%

Da die Aufwendungen der Berufsgenossenschaften auf den Vorschriften der Reichsversicherungsordnung beruhen, sind sie zwangsläufig. Auf ihre Höhe bleibt die Abnahme der Beschäftigung zunächst fast einflußlos und beginnt sich erst nach Ablauf einer längeren Frist langsam und durchaus nicht in dem gleichen Verhältnis des Beschäftigungsrückganges auszuwirken. Das Gesetz zur Änderung der Reichsversicherungsordnung vom 14. Juli 1925 hat sich in einem weiteren Anwachsen der von den Berufsgenossenschaften zu leistenden Ausgaben ausgewirkt, während die wichtigsten Ausgabenposten, die Renten, z. B. im Jahre 1930 nur ganz unerheblich zurückgegangen, bei einzelnen Berufsgenossenschaften sogar noch gestiegen sind.

In den letzten Jahren haben die Ausgaben bei den 12 Baugewerks-Berufsgenossenschaften insgesamt betragen:

1927 . . . . .	30,17 Mill. RM
1928 . . . . .	33,08 „ „
1929 . . . . .	35,42 „ „
1930 . . . . .	35,88 „ „
bei der Tiefbau-Berufsgenossenschaft:	
1927 . . . . .	7,79 Mill. RM
1928 . . . . .	9,14 „ „
1929 . . . . .	10,09 „ „
1930 . . . . .	10,20 „ „
bei der Steinbruchs-Berufsgenossenschaft:	
1927 . . . . .	7,5 Mill. RM
1928 . . . . .	8,6 „ „
1929 . . . . .	9,2 „ „
1930 . . . . .	9,7 „ „

Gegenüber 1927 ist also 1930 eine Steigerung der Ausgaben zu verzeichnen:

bei den 12 Baugewerks-Berufsgenossenschaften . .	um fast 19%
„ der Tiefbau-Berufsgenossenschaft . . . . .	„ „ 31%
„ „ Steinbruchs-Berufsgenossenschaft . . . . .	„ „ über 29%

Die Mittel in der Unfallversicherung sind nach dem Umlageverfahren aufzubringen, d. h. sie müssen nach Maßgabe der von den Mitgliedern der Berufsgenossenschaften nachgewiesenen Lohnzahlungen verteilt werden. Der durch eine geringere Beschäftigung bedingte und voraussichtlich immer stärkere Lohnsummenrückgang



muß, da die Höhe der Aufwendungen sich bisher in ansteigender Linie bewegte und in Zukunft aller Voraussicht nach nur langsam zurückgehen wird, zwangsläufig zu ganz wesentlichen Beitragserhöhungen führen.

Bei den 12 Baugewerks-Berufsgenossenschaften (Hochbau) sind durchschnittlich die Beiträge, sofern man das Jahr 1928 = 100 setzt, für das Jahr 1929 bereits auf 108,5, für das Jahr 1930 auf 148 gestiegen. Setzt man den Beitrag 1929 = 100, so ergibt sich für 1930 die Meßzahl 135,3. Bei der Tiefbau-Berufsgenossenschaft mußten die Vorschüsse für das erste Quartal 1931 auf das 1½fache des Vierteljahresbeitrages von 1930 erhöht werden. Bei der im Tiefbau am meisten vorkommenden Gefahrenklasse 17 würde sich, wenn der endgültige Beitrag für 1931 gegenüber dem Vorjahre nur im gleichen Maße erhöht wurde, mit 3,82% des Lohnes die höchste Belastung ergeben, die seit Bestehen der Berufsgenossenschaft, d. h. seit dem Jahre 1888, zu verzeichnen ist. Da aber mit Sicherheit vorauszusehen ist, daß die Tiefbaulohnsummen des Jahres 1931 die Höhe des Vorjahres nicht erreichen werden, muß mit einer noch stärkeren Beitragssteigerung gerechnet werden.

Die Steinbruchs-Berufsgenossenschaft war gezwungen, ihre Beiträge pro 100 RM Lohnsumme von 2,56 RM im Jahre 1929 auf 3,16 RM im Jahre 1930 zu erhöhen, während die ihr gemeldeten Lohnsummen in der entsprechenden Zeit von 352 auf 270 Millionen RM zurückgegangen sind.

Diese überaus ungünstigen Verhältnisse in der Bauwirtschaft mußten sich naturgemäß auch im Beitragsengang auswirken. Trotz aller Mahnungen und Zwangsbeitreibungen waren bei den 12 Baugewerks-Berufsgenossenschaften an Beitragsausfällen insgesamt zu verzeichnen:

1927 . . . . .	866 800 RM
1928 . . . . .	907 410 „
1929 . . . . .	1 504 350 „
1930* . . . . .	1 145 750 „

bei der Tiefbau-Berufsgenossenschaft:

1927 . . . . .	101 850 RM
1928 . . . . .	176 120 „
1929 . . . . .	201 910 „
1930 steht noch nicht fest.	

bei der Steinbruchs-Berufsgenossenschaft:

1927 . . . . .	158 020 RM
1928 . . . . .	413 310 „
1929 . . . . .	382 560 „
1930 . . . . .	428 180 „

Die Ausfälle waren im Jahre 1929 also schon gegenüber dem Jahre 1927 bei den 12 Baugewerks-Berufsgenossenschaften um über 73% und die der Tiefbau-Berufsgenossenschaft um über 98% gestiegen. Für das Jahr 1930 ergibt sich bei der Steinbruchs-Berufsgenossenschaft gegenüber 1927 sogar ein Anwachsen der Beitragsausfälle um über 170%.

Dieses Ergebnis war zu verzeichnen, obgleich die Berufsgenossenschaften alle erforderlichen Maßnahmen zur Sicherung des Beitragsenganges ergriffen haben, was schon daraus hervorgeht, daß im Gesamtdurchschnitt fast pro Kopf jedes Mitgliedes ein Zwangsbeitreibungsverfahren eingeleitet werden mußte. Im Jahre 1930 hat sich die Zahl der Zwangsvollstreckungen, die durchgeführt werden mußten, um über 10% vermehrt.

Die Vereinigung der Deutschen Arbeitgeberverbände hat in ihrer Eingabe vom Januar 1931 das in den letzten Jahren zu beobachtende Ansteigen der berufsgenossenschaftlichen Ausgaben vornehmlich auf das Gesetz zur Änderung der Reichsversicherungsordnung vom 14. Juli 1925 zurückgeführt und dem Herrn Reichsarbeitsminister konkrete Abänderungsvorschläge unterbreitet, die einer Entlastung der Berufsgenossenschaften und damit der Erhaltung der Unfallversicherung dienen sollen. Wir stimmen diesen Vorschlägen in allen Punkten zu. Insbesondere wäre die Aufhebung des § 545 a, welcher die Berufsgenossenschaften verpflichtet, Unfälle auf dem Wege nach und von der Arbeitsstelle, d. h. des öffentlichen Verkehrs, zu entschädigen, dringend notwendig. Die auf § 545 a der RVO. beruhenden Ausgaben haben bei den vorgenannten baugewerblichen Berufsgenossenschaften im Jahre 1930 insgesamt 1 932 380 RM betragen. Über 10% aller entschädigten Unfälle entfielen im Jahre 1930 auf solche, die sich auf dem Wege nach und von der Arbeitsstelle, also ganz unabhängig vom Baubetrieb, ereigneten.

Zu einer wesentlichen Erleichterung würde insbesondere auch die Beseitigung der kleinen Renten, d. h. die von der Vereinigung der Deutschen Arbeitgeberverbände vorgeschlagene Neufassung des § 559 RVO. führen. Der Wegfall dieser berufsgenossenschaftlichen Lasten würde in der Mehrzahl aller Fälle keinerlei Härten in sich bergen,

\* Bei nur 9 Berufsgenossenschaften, bei 3 Berufsgenossenschaften stehen die Zahlen noch nicht fest.

da bekanntlich zahlreiche Empfänger kleiner Renten den Vollarbeiterlohn beziehen. Mit der Bearbeitung der kleinen Rentenfälle sind bei den Berufsgenossenschaften sehr wesentliche Verwaltungsarbeiten verknüpft, deren Einschränkung zu einer weiteren Entlastung führen würde.

Auch die Aufhebung des § 539 b RVO., der den kaufmännischen und verwaltenden Teil der Unternehmen in die Unfallversicherung einbezogen hat, die Abänderungsvorschläge zur Staffelung der Renten, über die Beseitigung der einmaligen Witwenbeihilfe, die Beschränkung der berufsgenossenschaftlichen Berufsfürsorge auf Schwerverletzte usw. wäre geeignet, die Lage der baugewerblichen Berufsgenossenschaften wesentlich zu erleichtern.

Wir bitten die Reichsregierung, den maßvollen Anträgen der Vereinigung der Deutschen Arbeitgeberverbände baldigst stattzugeben, damit die Änderung der Reichsversicherungsordnung sich noch im Jahre 1931 auszuwirken beginnt.

Abschließend bemerken wir, daß Rückgriffe auf die Rücklagen bei den meisten baugewerblichen Berufsgenossenschaften nicht mehr oder nur noch in ganz beschränktem Maße möglich sind. Diese Mittel könnten, soweit sie noch vorhanden sind, im übrigen gerade zurzeit nur mit großen Verlusten flüssig gemacht werden. Es sind schließlich nur einmalige Entnahmen möglich, während mit einer längeren Dauer der Krise gerechnet werden muß.

Schnelle Hilfe der Reichsregierung zur Entlastung insbesondere der baugewerblichen Berufsgenossenschaften und damit zur Erhaltung der Unfallversicherung ist dringend erforderlich."

Obwohl man berechtigten Anlaß hatte, bestimmt damit zu rechnen, daß diese Eingabe bereits in irgendeiner Form in der Gestaltung der letzten Notverordnung berücksichtigt würde, ist dies nicht geschehen. Die Notverordnung enthält lediglich im Kapitel III die Bestimmung, daß das Reichsversicherungsamt bis zum 1. Januar 1935 jederzeit eine Änderung der in der Satzung getroffenen Verteilung der Geschäfte zwischen den Berufsgenossenschaften und ihren Sektionen verlangen und evtl. anordnen könne. Dem Reichsarbeitsminister sind daraufhin die Wünsche des Baugewerbes zur Reform der Unfallversicherung am 26. Juni von einer Kommission nochmals mündlich vorgetragen worden. Der Minister sicherte zu, daß dem Reichstag im Herbst ein Gesetzentwurf zur Reform der sozialen Versicherung zugeleitet wird, der auch die Berücksichtigung der auf den Leistungsabbau der Unfallversicherung gerichteten Wünsche enthalten soll.

## Rechtsprechung.

Ist in einem Kaufvertrag nichts darüber bestimmt, wer von den Parteien die Grunderwerbsteuer zu zu tragen hat, so sind bei Ausfüllung dieser Vertragslücke durch Auslegung die Belange beider Parteien in Betracht zu ziehen und gegeneinander abzuwägen. Eine etwa festgestellte Verkehrssitte ist ohne Rücksicht auf die Kenntnis der Parteien in erster Linie maßgebend. (Urteil des Reichsgerichts, I. Zivilsenat, vom 3. Januar 1931 — I 215/30.)

L. hatte sämtliche Aktien der S. A. G. von R. erworben. Unter andern war vereinbart, daß L. die mit dem Verkauf der Aktien verbundenen Stempel zu tragen hatte. Die S. A. G. war Eigentümerin eines Hausgrundstücks. Wegen der infolge des Eigentumsübergangs an denselben zu zahlenden Grunderwerbsteuer war im Verträge nichts bestimmt. L. fordert nun von R. durch Klage Erstattung der von ihm gezahlten erheblichen Grunderwerbsteuer.

Das Reichsgericht geht davon aus, daß der Vertrag der Parteien, wenn eine Einigung über die Verpflichtung zur Zahlung der Grunderwerbsteuer nicht zustande gekommen ist, in einem wesentlichen Teil eine Lücke enthält, welche, da seine Rechtsbeständigkeit nicht in Frage gestellt ist, im Wege der ergänzenden Auslegung zu schließen ist. § 426, Abs. 1, B. G. B., wonach jede der Parteien zwar dem Staate gesamtschuldnerisch für die Grunderwerbsteuer haftet, im Innenverhältnis jedoch gleiche Anteile leisten muß, kann nicht ohne weiteres zur Anwendung kommen. Denn er ist nur eine Hilfsregel für den Fall, daß jeder sonstige Verteilungsmaßstab fehlt. Ihm geht jede anderweitige gesetzliche oder vertragliche, selbst durch ergänzende Auslegung gefundene vor. Die Vereinbarung über die Stempel bietet keinen Fingerzeig dafür, daß die Parteien auch die sehr erhebliche Grunderwerbsteuer, wenn sie an diese gedacht hätten, dem Käufer L. auferlegt hätten. Wäre diese höhere Ausgabe in den Kreis der Erwägungen gezogen, so hätte sie schwerlich ohne Einfluß auf die Berechnung der Parteien, und zwar beider Parteien, bleiben können. Für die Auslegung sind daher die Belange beider Parteien in Betracht zu ziehen und gegeneinander abzuwägen.

Vorher wird jedoch festzustellen sein, ob eine Verkehrssitte des Inhalts besteht, daß der Grundstückskäufer die Grunderwerbsteuer mangels anderweiter Abmachung zu tragen habe, und ob eine solche Verkehrssitte selbst dann maßgebend sein soll, wenn die Parteien mit dem Erwerben einer solchen Steuer nicht gerechnet haben. Diese Verkehrssitte wäre auch ohne Kenntnis der Parteien bindend. Denn grundsätzlich bindet die Verkehrssitte auch den, der mit ihrem Vorhandensein nicht vertraut ist.