# DER BAUINGENIEUR

9. Jahrgang 16. November 1928 Heft 46

## BEITRAG ZUR UNTERSUCHUNG VON ROHREN UNTER AUSSENDRUCK.

*Von Dr.-Ing. M. Geller, Câmpina (Rumänien).*

(Fortsetzung und Schluß von Seite 830.)

Nun besteht aber zwischen den beiden Deformationsparametern u und v eine Beziehung, die besagt, daß der Umfang der Ellipse unverändert bleibt. Geht man von der Gleichung (31) aus und bezeichnen $\Delta a$ bzw. $\Delta r$ die (endlichen) Zunahmen von a und r, so gilt, unter Vernachlässigung der Glieder von $r^3$ aufwärts (also für schwach abgeplattete Ellipsen), nach den Regeln der Differentialrechnung, für kleine $\Delta a$ und $\Delta r$:

$$(33)\quad \Delta U = 0 = \Delta a \left[1 - \frac{1}{4} r - \frac{3}{64} r^2\right] + a \left[-\frac{1}{4} - \frac{3}{32} r\right] \Delta r .$$

Es ist anderseits, infolge Gleichung (23):

$$(34)\quad \Delta r = -\frac{a^2\, 2\, b\, \Delta b - b^2\, 2\, a\, \Delta a}{a^4} = -\frac{2\, b}{a^2}\, \Delta b + \frac{2\, b^2}{a^3}\, \Delta a .$$

Setzt man nun $+ v$ statt $\Delta a$ und $- u$ statt $\Delta b$, so erhält man aus den Gleichungen (33) und (34):

$$(35)\quad v = \frac{b}{a} \lambda u ,$$

wo

$$(36)\quad \lambda = \frac{\frac{1}{2} + \frac{3}{16} r + \frac{15}{128} r^2}{\frac{1}{2} + \frac{1}{16} r + \frac{3}{128} r^2 + \frac{25}{256} r^3} .$$

In Gleichung (32 a) eingesetzt:

$$(37)\quad \begin{cases} u = \frac{p}{2\, E\, J} \left[a^4 r + 2\, b\, u\, (2\, a^2 \lambda + a^2 - b^2 \lambda)\right] \left\{-\beta + \frac{4\, \alpha\, a\, \gamma}{U} \right. \\ \qquad \left. + \frac{2\, \alpha}{U} u \left(2\, \gamma \frac{b}{a} \lambda - \frac{b^2}{a^2} \lambda - 1\right)\right\} . \end{cases}$$

Vernachlässigt man auch hier die Glieder, wo u in der zweiten Potenz erscheint, so erhält man die Gleichung:

$$(38)\quad u = \frac{p}{2\, E\, J} (a^4 r \tau + \omega u) ,$$

wo

$$(39)\quad \omega = \varphi \tau + a^4 r \psi ;$$

$$(40)\quad \varphi = 2\, b\, (2\, a^2 \lambda + a^2 - b^2 \lambda) ;$$

$$(41)\quad \tau = -\beta + \frac{4\, a}{U} \alpha \gamma ;$$

$$(42)\quad \psi = \frac{2\, \alpha}{U} \left(2\, \gamma \frac{b}{a} \lambda - \frac{b^2}{a^2} \lambda - 1\right) .$$

Aus der Gleichung (38) ergibt sich das gesuchte Maß für die Abplattung bei B:

$$(43)\quad u = \frac{p\, a^4 r \tau}{2\, E\, J - \omega\, p} .$$

Damit u unendlich groß wird, muß der Nenner des Bruches gleich Null werden, die Knickbedingung lautet also:

$$(44)\quad 2\, E\, J - \omega\, p_k = 0 , \quad \text{d. h.} \quad p_k = \frac{2\, E\, J}{\omega} .$$

Bevor wir zur zahlenmäßigen Auswertung der Gleichung (44) übergehen, ist noch die Grenze ihrer Gültigkeit zu ermitteln. Schon am Anfang der Abhandlung ist darauf hingewiesen worden, daß die Ableitungen nur für dünnwandige Rohre gültig sind. Wir wollen nun feststellen, bei welcher Wandstärke die Knickformel aufhört, richtig zu sein.

Nach Gleichung (11) ermittelt man die stärksten Biegungsbeanspruchungen in den Ellipsenscheiteln bei A bzw. B aus folgenden zwei Gleichungen, wo W = Widerstandsmoment des Wandquerschnittes für eine Breite = 1 cm:

$$(45)\quad \sigma_{A(M)} = \pm \frac{M_A}{W} = \pm \frac{2\, p\, h\, C}{U\, W} ,$$

bzw.

$$(46)\quad \sigma_{B(M)} = \pm \frac{M_B}{W} = \pm \frac{1}{2\, W} p\, h \left(b^2 - \frac{4\, C}{U}\right) .$$

Berücksichtigt man noch die Druckspannungen infolge der Normalkräfte $N_A = -p\, a$ bzw. $N_b = -pb$, so erhält man insgesamt, wenn F = Querschnitt der Rohrwand für eine Breite von 1 cm:

$$(45\text{ a})\quad \min \sigma_{A(M+N)} = -\frac{p\, a}{F} - \frac{2\, p\, h\, C}{U\, W} = -p \left(\frac{a}{F} + \frac{2\, h\, C}{U\, W}\right) ;$$

bzw.

$$(46\text{ a})\quad \begin{cases} \min \sigma_{B(M+N)} = -\frac{p\, b}{F} - \frac{p\, h}{2\, W} \left(b^2 - \frac{4\, C}{U}\right) \\ \qquad = -p \left[\frac{b}{F} + \frac{h}{2\, W} \left(b^2 - \frac{4\, C}{U}\right)\right] . \end{cases}$$

Ist die Wandstärke = s, so ist offenbar $F = 1 . s$ und $W = \frac{1}{6} 1 . s^2$. Setzt man diese Werte in die zwei letzteren Gleichungen ein und drückt man die Bedingung aus, daß in keinem Punkt der Ellipse die Proportionalitätsgrenze des Materials überschritten werden darf[8], so gelten die zwei Bedingungen:

$$(45\text{ b})\quad p \left(\frac{a}{s} + \frac{12\, h\, C}{U\, s^2}\right) \leq \sigma_P ;$$

$$(46\text{ b})\quad p \left[\frac{b}{s} + \frac{3\, h}{s^2} \left(b^2 - \frac{4\, C}{U}\right)\right] \leq \sigma_P .$$

Führt man den Wert von p aus der Gleichung (44) ein, wobei man $J = \frac{1}{12} 1 . s^3$ setzt, so erhält man nach einigen Umformungen (indem man auch Gleichung (25) berücksichtigt):

$$(45\text{ c})\quad s^2 + \frac{12\, h}{U} \alpha\, b^2 s - \frac{6\, \omega}{a\, E} \sigma_P < 0 ;$$

bzw.

$$(46\text{ c})\quad s^2 + 3\, h \left(b - \frac{4\, \alpha\, a}{U}\right) s - \frac{6\, \omega}{b\, E} \sigma_P < 0 .$$

---

[8] Wird diese Grenze überschritten, so gelten andere Gesetze für die Spannungen und auch für die Formänderungen, als die bisher berücksichtigten.

Die Bedingungen werden erfüllt, wenn s sich zwischen den Wurzeln der quadratischen Gleichungen befindet, die man erhält, wenn man die linksstehenden Ausdrücke = o setzt. Es muß also sein:

$$(45\,d)\qquad -\frac{6h}{U}\alpha b^2-\sqrt{\frac{36h^2}{U^2}\cdot\alpha^2 b^4+\frac{6\omega}{aE}\sigma_p}<s<-\frac{6h}{U}\alpha b^2+\sqrt{\frac{36h^2}{U^2}\cdot\alpha^2 b^4+\frac{6\omega}{aE}\sigma_p};$$

bzw.

$$(46\,d)\qquad -\frac{3}{2}h\left(b-\frac{4a\alpha}{U}\right)-\sqrt{\frac{9}{4}h^2\left(b-\frac{4a\alpha}{U}\right)^2+\frac{6\omega}{bE}\sigma_p}<s<-\frac{3}{2}h\left(b-\frac{4a\alpha}{U}\right)+\sqrt{\frac{9}{4}h^2\left(b-\frac{4a\alpha}{U}\right)^2+\frac{6\omega}{bE}\sigma_p}.$$

Da s eine positive Größe ist, sind die linksstehenden Ungleichheitsbedingungen stets erfüllt und es bleiben nur die rechtsstehenden Bedingungen bestehen, wobei s beide erfüllen muß. Ist s größer als der so errechnete Wert, so ist dies ein Beweis, daß das Plattdrücken außerhalb der Proportionalitätsgrenze erfolgt. Die Berechnung von $p_k$ nach der Gleichung (44) würde zu große Werte ergeben, d. h. der Sicherheitsgrad wäre scheinbar ein großer, während in der Wirklichkeit das Rohr schon bei geringeren Drücken einknickt (s. weiter unten).

Nun teilen wir einige zahlenmäßige Ergebnisse mit, wobei wir das Halbachsenverhältnis von $\frac{b}{a}=1{,}0$ bis $\frac{b}{a}=0{,}7$ variieren lassen. Weiter zu gehen, empfiehlt es sich nicht, da eine der Voraussetzungen obiger Ableitungen eine kleine Abweichung von der Kreisform war. Übrigens ergeben sich schon bei $\frac{b}{a}=0{,}7$ so geringe Wandstärken für das Knicken nach Gleichung (44), daß sie praktisch kaum in Betracht kommen.

Da die Gültigkeitsgrenze von der Proportionalitätsgrenze des Materials abhängt, rechnen wir, je nachdem es sich um geschweißte oder genietete Rohre [9] oder um gewalzte nahtlose Rohre[10] handelt, mit $\sigma_p = 2000$ kg/cm², bzw. $\sigma_p = 2600$ kg/cm². Für E setzen wir $2{,}1\cdot 10^6$ kg/cm²

(I) $$\frac{b}{a}=1\ \text{(Kreis)},$$

$$h=0,\quad r=0,\quad \alpha=\frac{\pi}{4},\quad \beta=\frac{1}{3},\quad \gamma=1,$$

$$U=2\pi a,\quad \lambda=1,\quad \varphi=4a^3,\quad \tau=\frac{1}{6},\quad \omega=\frac{2}{3}a^3;$$

$$p_k=\frac{3EJ}{a^3}=\frac{1}{4}\cdot\frac{E}{\left(\frac{a}{s}\right)^3}$$

(das ist die bekannte Formel für kreisförmige Rohre). Der Grenzwert für die Anwendbarkeit der Knickformel ergibt sich aus Gleichung (45d) zu:

$$s\leq 2a\sqrt{\frac{\sigma_p}{E}},\quad \text{bzw. } \frac{a}{s}\geq\frac{1}{2}\sqrt{\frac{E}{\sigma_p}}.$$

Mit $\sigma_p = 2000$ kg/mm² ist $\frac{a}{s}\geq 16{,}2$, mit $\sigma_p = 2600$ kg/cm² ist $\frac{a}{s}\geq 14{,}2$.

(II) $$\frac{b}{a}=0{,}9,$$

$$h=0{,}235,\quad r=0{,}190,\quad \alpha=0{,}766,\quad \beta=0{,}319,$$

$$\gamma=0{,}935,\quad U=5{,}98a,\quad \lambda=1{,}05,\quad \psi=-\frac{0{,}0215}{a},$$

$$\varphi=4{,}049a^3,\quad \tau=0{,}160,\quad \omega=0{,}644a^3,$$

$$p_k=3{,}10\frac{EJ}{a^3}=\frac{3{,}10}{3{,}0}\cdot\frac{1}{4}\cdot\frac{E}{\left(\frac{a}{s}\right)^3}.$$

Grenzwert für das weichere Material: $\frac{a}{s}\geq 75{,}4$, für das härtere: $\frac{a}{s}\geq 59{,}6$.

(III) $$\frac{b}{a}=0{,}8,$$

$$h=0{,}562,\quad r=0{,}36,\quad \alpha=0{,}748,\quad \beta=0{,}308,$$

$$\gamma=0{,}870,\quad U=5{,}67\,a,\quad \lambda=1{,}10,\quad \psi=-\frac{0{,}0455}{a},$$

$$\varphi=3{,}994a^3,\quad \tau=0{,}151,\quad \omega=0{,}587\,a^3,$$

$$p_k=3{,}41\frac{EJ}{a^3}=\frac{3{,}41}{3{,}0}\cdot\frac{1}{4}\cdot\frac{E}{\left(\frac{a}{s}\right)^3}.$$

Grenzwert für das weichere Material: $\frac{a}{s}\geq 172$, für das härtere: $\frac{s}{a}\geq 132$.

(IV) $$\frac{b}{a}=0{,}7,$$

$$h=1{,}041,\quad r=0{,}51,\quad \alpha=0{,}731,\quad \beta=0{,}296,$$

$$\gamma=0{,}807,\quad U=5{,}38a,\quad \lambda=1{,}14,\quad \psi=-\frac{0{,}0738}{a},$$

$$\varphi=3{,}809a^3,\quad \tau=0{,}143,\quad \omega=0{,}507\,a^3,$$

$$p_k=3{,}94\frac{EJ}{a^3}=\frac{3{,}94}{3{,}0}\cdot\frac{1}{4}\cdot\frac{E}{\left(\frac{a}{s}\right)^3}.$$

Grenzwert für das weichere Material: $\frac{a}{s}\geq 289$, für das härtere: $\frac{s}{a}\geq 222$.

Um uns nun, an Hand obiger Zahlenwerte, ein Bild über die Abnahme der Widerstandsfähigkeit eines Rohres zu machen, das, statt kreisförmig zu sein, eine Abplattung aufweist, wollen wir die verschiedenen $p_k$ nicht mehr als Funktionen der Ellipsenhalbachsen a, sondern als Funktionen des Halbmessers $\varrho$ des Kreises gleichen Umfanges ausdrücken. Dieser Halbmesser ergibt sich sofort aus der Division von U durch $2\pi$ und zwar erhält man $\varrho_{0,9} = 0{,}95$ a, $\varrho_{0,8} = 0{,}90$ a, $\varrho_{0,7} = 0{,}86$ a.

Die entsprechenden Werte der kritischen Drücke ergeben sich dann zu

$$3{,}10\cdot 0{,}95^3\frac{EJ}{\varrho^3}=2{,}66\frac{EJ}{\varrho^3},$$

$$\text{bzw. } 3{,}41\cdot 0{,}90^3\frac{EJ}{\varrho^3}=2{,}48\frac{EJ}{\varrho^3},$$

$$\text{bzw. } 3{,}94\cdot 0{,}86^3\frac{EJ}{\varrho^3}=2{,}48\frac{EJ}{\varrho^3},$$

selbstverständlich unter der Voraussetzung, daß die festgesetzte Grenze für $\frac{a}{s}$ eingehalten worden ist. Die Abnahme des Widerstandes beträgt in obigen drei Fällen:

$$\frac{3{,}0-2{,}66}{3{,}0}=11\%,\quad \text{bzw. } \frac{3{,}0-2{,}48}{3{,}0}=17{,}3\%$$

gegenüber dem für die genaue Kreisform gültigen Wert: $3{,}0\frac{EJ}{\varrho^3}$.

Fragt man also nach dem Einfluß kleiner Abweichungen von der Kreisform, auf den Widerstand gegen Plattdrücken, so muß man feststellen, daß bei genügend geringer Wandstärke (also unterhalb $\sigma_p$) dieser Einfluß ziemlich bedeutungslos ist[11].

[9] Mit einer Materialfestigkeit von 35—42 kg/mm².
[10] Materialfestigkeit 55—65 kg/mm².

[11] Derart große Abweichungen, daß, statt des Kreises, eine Ellipse mit $\frac{b}{a}=0{,}9$ vorliegt, kommen kaum vor.

Die Frage nach dem Verhalten der Rohre beim Knicken oberhalb $\sigma_p$ (wenn also $\frac{a}{s}$ unterhalb der oben errechneten Grenzen bleibt), kann nicht mehr durch rechnerische Ableitungen allein beantwortet werden. Ähnlich wie beim geraden Stab, läßt sich das Gesetz des Plattdrückens in diesem Gebiet nur durch Versuche ermitteln.

Solche Versuche liegen nur für die Kreisform, als die bei weitem wichtigste Umrißform, vor. Um nun das gesuchte Gesetz näherungsweise aufzustellen, benutzen wir z. B. das von den Mannesmann-Röhrenwerken, Düsseldorf, in der Broschüre „Die Widerstandsfähigkeit nahtloser Mannesmann-Stahlrohre gegen äußeren Flüssigkeitsdruck" (Selbstverlag des Werkes), bekanntgegebene Zahlenmaterial über Versuche aus dem Jahre 1925. Für das geprüfte Material (es waren Bohrrohre mit einer Festigkeit von 55-65 kg/mm²) ergibt sich, innerhalb des Gebietes $7{,}6 < \frac{a}{s} < 14{,}2$, mit guter Annäherung die empirische Formel

$$p_k = 1308 - 146\,\frac{a}{s} + 4{,}7\left(\frac{a}{s}\right)^2 \tag{47}$$

wobei $p_k$ in atm. erhalten wird[12]. Das Diagramm der kritischen Drücke für kreisförmige Rohre ist in Abb. 2 dargestellt. Dasselbe gilt für Material von der Festigkeit 55—65 kg/mm².

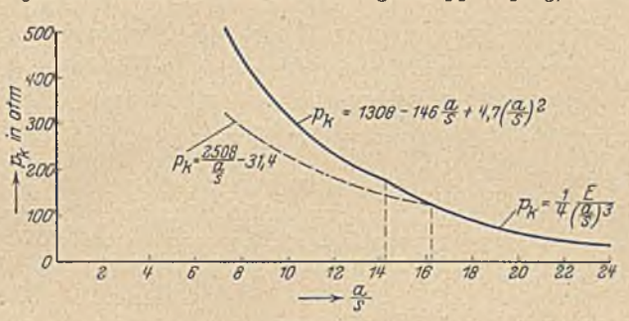



Abb. 2.

Mit Hilfe der Gleichung (47) kann man die Materialspannung $\sigma_k$ beim Plattdrücken ermitteln. Aus der für dünnwandige Rohre gültigen Beziehung $\sigma = p\,\frac{a}{s}$, folgt, für das Gebiet $7{,}6 < \frac{a}{s} < 14{,}2$ die Gleichung:

$$\sigma_k^{(kg/cm^2)} = 1308\,\frac{a}{s} - 146\left(\frac{a}{s}\right)^2 + 4{,}7\left(\frac{a}{s}\right)^3 \tag{48}$$

An den beiden Grenzen ihrer Gültigkeit erhält man $\sigma_k = 3587$ kg/cm² bzw. 2600 kg/cm².

Für Rohre aus schweißbarem Material (mittlere Zugfestigkeit 38 kg/mm²) liegen die zwei von Stewart[13] aufgestellten Formeln vor:

$$\left\{\begin{aligned} p_k &= \frac{3033}{\left(\frac{a}{s}\right)} - 97 \quad \text{für} \quad \frac{a}{s} \leq 21{,}8, \\ \text{bzw. } p_k &= \frac{439\,300}{\left(\frac{a}{s}\right)^3} \quad \text{für} \quad \frac{a}{s} \geq 21{,}8. \end{aligned}\right. \tag{49}$$

[12] Diese Interpolationsformel ist vom Verfasser vorliegender Abhandlung an Hand des Zahlenmaterials aufgestellt worden. In der Veröffentlichung des Röhrenwerkes wird unternommen, sämtliche Ergebnisse durch ein einziges Potenzgesetz als Funktion von $\frac{s}{a}$ auszudrücken. Jeder Versuch aber, die zwei verschiedenen Gebiete der Knickerscheinungen — oberhalb und unterhalb $\sigma_p$ — durch ein einheitliches Gesetz zu umfassen, ist von vornherein zum Scheitern verurteilt.

[13] Erschienen im Aufsatz „Collapsing pressure of Bessemer Steel Lapwelded Tubes, three to ten inches in Diameter, by Prof. T. Stewart" in „Transactions of the American Society of Mechanical Engineers, Volume 27, 1906". Die beiden folgenden Formeln sind in der Veröffentlichung der Mannesmann-Werke enthalten und von uns aus derselben entnommen.

Diese Formeln können kaum als richtig anerkannt werden. Erstens lautet die allgemein als gültig anerkannte Gleichung von $p_k$ bei kleinen Wandstärken bekanntlich

$$p_k = \frac{1}{4}\cdot\frac{E}{\left(\frac{a}{s}\right)^3} = \frac{525\,000}{\left(\frac{a}{s}\right)^3}.$$

Die Stewart'sche Formel gibt um ca. 18% zu kleine Werte an. Dann ist es zu beanstanden, daß an der Übergangsstelle aus dem einen Gültigkeitsgebiet in das andere der sich aus der Beziehung $\sigma = p\cdot\frac{a}{s}$ ergebende Wert der Spannung nicht etwa $= \sigma_p = 2000$ kg/cm² ist, sondern ganz beträchtlich niedriger (etwa 920 kg/cm²). Endlich ist zu bemerken, daß die Gültigkeitsgrenze selbst unwahrscheinlich hoch liegt $\left(\frac{a}{s} = 21{,}8\right.$ gegenüber dem von uns abgeleiteten Wert von $\left.16{,}2\right)$. Man darf daher die Vermutung aussprechen, daß die Versuche von Stewart wahrscheinlich unter recht ungünstigen Bedingungen durchgeführt worden sind (es lagen, vielleicht, entweder schadhafte Schweißstellen vor, oder sehr ungleichmäßige Stärken, oder starke Abweichungen von der Kreisform usw.) so daß die zu erwartende Widerstandsfähigkeit nicht erreicht wurde.

Um nun ein wahrscheinlicheres Gesetz abzuleiten, gehen wir vom Grenzwert $\frac{a}{s} = 16{,}2$ aus und nehmen für zunehmende Wandstärken eine lineare Veränderlichkeit der Spannung an (übrigens stützt sich die erste Stewart'sche Formel ebenfalls auf die Linearität von $\sigma_k$) und zwar von $\sigma_k = \sigma_p = 2000$ kg/cm² bei $\frac{a}{s} = 16{,}2$ auf $\sigma_k = \frac{38}{60}\,3587 = 2270$ kg/cm² bei $\frac{a}{s} = 7{,}6$ (unter der recht wahrscheinlichen Annahme, daß die Knickspannungen bei diesem Wert von $\frac{a}{s}$ sich etwa wie die mittleren Materialfestigkeiten verhalten). Es ergibt sich dann die Gleichung:

$$\sigma_k = 2508 - 31{,}4\,\frac{a}{s} \quad \text{für} \quad \frac{a}{s} \leq 16{,}2 \tag{49a}$$

und daraus:

$$p_k = \frac{2508}{\frac{a}{s}} - 31{,}4 \quad \text{für} \quad \frac{a}{s} < 16{,}2. \tag{49b}$$

Das entsprechende Diagramm ist in Fig. 2 gestrichelt eingetragen. Für $\frac{a}{s} \geq 16{,}2$ gilt dieselbe Kurve wie für gewalzte Rohre.

Für die elliptischen Rohre muß man sich, mangels jedweder Versuche, mit einigen Annahmen begnügen. Wir gehen

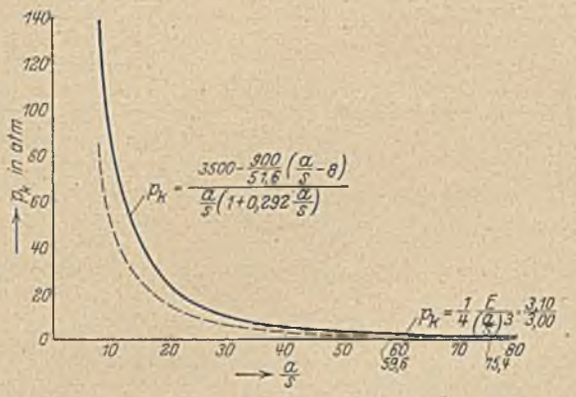



Abb. 3.

von der durch die Gleichung (48) dargestellten Veränderlichkeit von $\sigma_k$ aus. Die Kurve ist recht flach und kann durch eine Gerade ersetzt werden. Machen wir nun die Annahme, daß

für jede der betrachteten Ellipsen $\left(\frac{b}{a} = 0{,}9 \text{ bis } \frac{b}{a} = 0{,}7\right)$ die Spannungsgerade etwa dieselbe ist wie für kreisförmige Rohre, d. h.: daß $\sigma_k$ von etwa 3500 kg/cm² $\left(\text{bei } \frac{a}{s} = 8\right)$ bis 2600 kg/cm² (bei der Grenze der Gültigkeit dieses Bereiches) abnimmt, so ist die $p_k$-Kurve eindeutig bestimmt und zwar wie folgt:

Die größte Materialanstrengung[14] war durch Gleichung (45b) gegeben (Gleichung 46b kommt nicht in Betracht) und zwar ergibt sich, nach einer kleinen Umformung:

$$p_k\left(\frac{a}{s} + R\,\frac{a^2}{s^2}\right) = \sigma_k\,, \tag{50}$$

wo

$$R = \frac{12\,h\,\alpha\,a}{U}\cdot\left(\frac{b}{a}\right)^2. \tag{50 a}$$

Anderseits ist, laut Annahme:

$$\sigma_k = 3500 - \frac{900}{t-8}\left(\frac{a}{s} - 8\right), \tag{51}$$

wo t den jeweiligen Grenzwert von $\frac{a}{s}$ bedeutet. Aus (50) und (51) ergibt sich dann, für Material von 55—65 kg/mm² Festigkeit:

$$p_k = \frac{3500 - \frac{900}{t-8}\left(\frac{a}{s} - 8\right)}{\frac{a}{s}\left(1 + R\,\frac{a}{s}\right)} \qquad \left(8 \leq \frac{a}{s} \leq t\right). \tag{52}$$

Für das weichere Material würde man näherungsweise:

$$\sigma_k = 2200 - \frac{200}{t-8}\left(\frac{a}{s} - 8\right) \tag{51 a}$$

erhalten und

$$p_k = \frac{2200 - \frac{200}{t-8}\left(\frac{a}{s} - 8\right)}{\frac{a}{s}\left(1 + R\,\frac{a}{s}\right)} \qquad \left(8 \leq \frac{a}{s} \leq t\right). \tag{53}$$

Für die Ellipse mit $\frac{b}{a} = 0{,}9$ ist $t = 59{,}6$ (härteres Material) bzw. $t = 75{,}4$ (weiches Material), $R = 0{,}292$. Die entsprechenden Diagramme sind in Abb. 3 dargestellt.

Für die Ellipse mit $\frac{b}{a} = 0{,}8$ ist $t = 132$ bzw. 172, $R = 0{,}570$. Die Diagramme für $p_k$ sind in Abb. 4 dargestellt.

Endlich ist bei $\frac{b}{a} = 0{,}7$, $t = 222$ bzw. 289, $R = 0{,}831$. Die $p_k$-Kurven sind in Abb. 5 dargestellt.

Die Richtigkeit der Gleichungen (52) und (53), bzw. der Diagramme, hängt vor allem von derjenigen der Gleichungen (51) und (51 a), d. h. von der Annahme über das Spannungsgesetz ab. Die Linearität ist in hohem Grade wahrscheinlich. Die einzige Schwierigkeit besteht in der Bestimmung von $\sigma_k$ für den unteren Grenzwert von $\frac{a}{s}$, also etwa bei $\frac{a}{s} = 8$. Eine vollständige Antwort können selbstverständlich nur Versuche ergeben.

Betrachtet man die Gleichungen (52) und (53) als im großen und ganzen richtig, so ergibt sich, daß, im Gegensatz

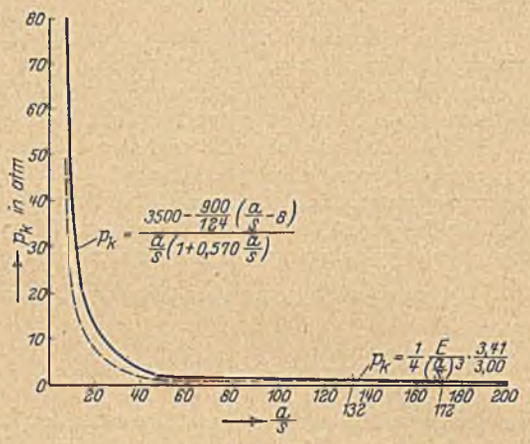



Abb. 4.

zum Verhalten ganz dünner Rohre, die Abweichung dickwandiger Rohre von der Kreisform ihre Widerstandsfähigkeit gegen Plattdrücken ganz erheblich herabmindert (man vergleiche z. B. den Wert von $p_k$ für Kreis und für die Ellipse $b = 0{,}9\,a$ wenn $\frac{a}{s} = 8$).

Hat die Untersuchung eines röhrenförmigen Körpers ergeben, daß eine genügende Sicherheit gegen Plattdrücken vor-

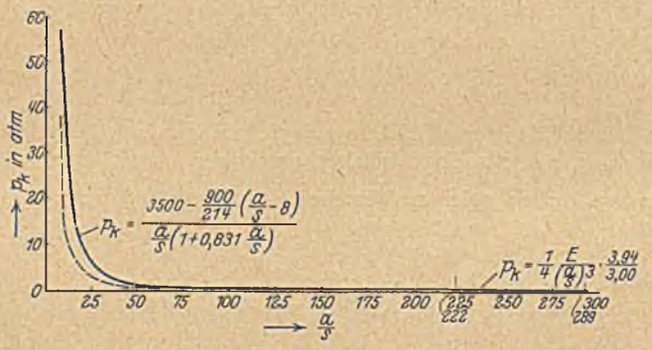



Abb. 5.

handen ist, so sind noch die entstehenden Materialspannungen nach der Gleichung (45a) zu ermitteln. Für ganz dünne Rohre $\left(\frac{a}{s} \geq t\right)$ ist die größte auftretende Spannung $\leq \sigma_p\,\frac{p}{p_k}$ wo p den tatsächlichen Betriebsdruck bedeutet, und man kann in den meisten Fällen auf die zahlenmäßige Ermittelung von $\sigma$ verzichten. Für die Ermittelung der Deformation steht Gleichung (43) zur Verfügung.

[14] Allerdings solange $\sigma \leq \sigma_p$, jedoch wird hier, wie so oft in der Festigkeitslehre, dieselbe Formel bis zur Bruchgrenze beibehalten, wobei man etwaige Abweichungen $\sigma_k$ zuschreibt.

---

# EISENBETONSCHALENDÄCHER SYSTEM ZEISS-DYWIDAG.

*Von Oberingenieur Fr. Dischinger und Diplom-Ingenieur U. Finsterwalder, der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Wiesbaden-Biebrich.*

(Fortsetzung und Schluß von Seite 827.)

b) Die Flugzeughalle Kowno.

Ein Beispiel für ganz flach gespannte Gewölbe aus Kreissegmentbögen, kombiniert mit Randbalken, ist die Flugzeughalle Kowno. Hier war ein Grundriß von 50 × 20 m stützenfrei zu überdachen, bei zwei Toröffnungen von je 20 m Breite. Die geringe freie Öffnung von nur 20 m gestattete es, für die Überdachung sechs ganz flache Kreissegmenttonnen zu verwenden, von 8,23 m Gewölbespannweite und 20 m Trägerspannweite, bei 1,30 m Stich der Gewölbe und 1,30 m hohen Randbalken. Die Schalen haben nur eine Stärke von 5 cm. An der Vorderfront werden die sechs Tonnengewölbe durch zwei Rechteckrahmen abgefangen und dadurch die Toröffnungen

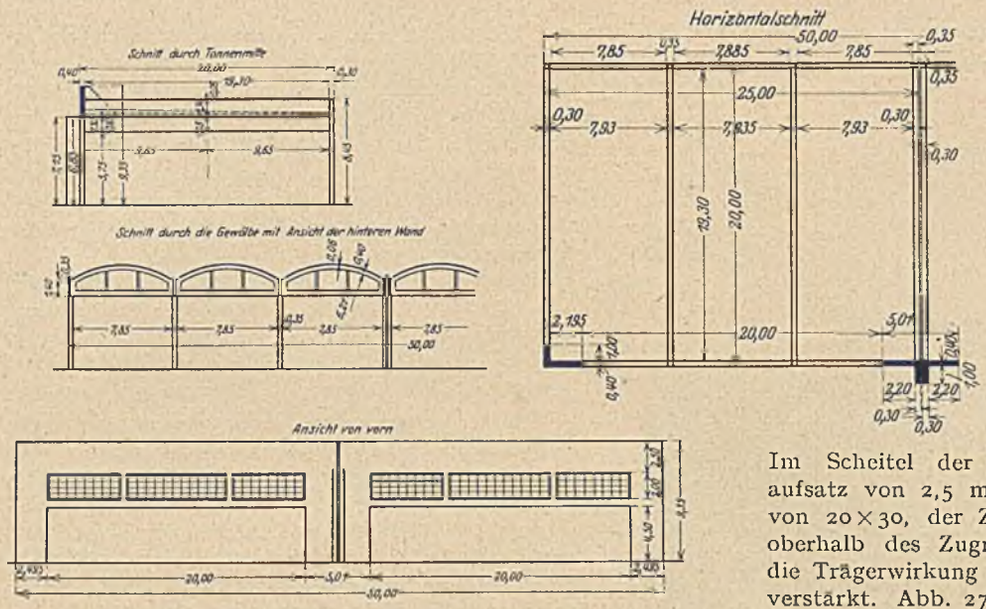



Abb. 24. Bauwerkszeichnungen der Flugzeughalle Kowno.

von 20 m Breite geschaffen. Außer der Lastübertragung muß der Querriegel des Rahmens auch die Zugkräfte übernehmen, die durch die Tonnen auf den als Scheibe wirkenden Rahmenträger übertragen werden. Die Übertragung der Windkräfte nach den Fundamenten in beiden Richtungen erfolgt ebenfalls durch die Säulen dieser Rahmenträger, die deshalb als L-Säulen ausgeführt wurden.

Bei größeren Flugzeugschuppen werden jetzt Torweiten bis zu 50 m verlangt. Bei derartigen Hallen ist die bei Kowno verwendete Konstruktionsart unter Verwendung ganz flacher Tonnen bei geringen Gewölbespannweiten nicht mehr anwendbar, weil die Rahmen zur Abfangung der Tonnenlasten viel zu schwer werden. In diesem Falle müssen Tonnen mit einer Gewölbespannweite von 50 m verwendet werden, um dadurch die großen Torweiten zu schaffen, dies ist heute bei Verwendung von zykloidenförmigen Tonnen ohne weiteres möglich. Es können hierbei Gewölbespannweiten von 60 m bei Trägerspannweiten von 50 m hergestellt werden, bei denen alle Lasten nur auf die vier Eckpunkte abgetragen werden.

c) Elektrizitätswerk Frankfurt a. M.[10].

Eine ähnliche Ausführung mittels flacher Kreissegmenttonnen ist das Elektrizitätswerk Frankfurt a. M. Bei diesem war ein Grundriß von 80 × 36,25 m zu überdachen. Dies erfolgte durch Schalengewölbe von 12 m Gewölbespannweite und 18,125 m Trägerspannweite. Die Tonnen sind als kontinuierliche Träger von 2 × 18,125 m Spannweite ausgebildet, die Gewölbestärke beträgt 8,5 cm. Die Außenbinder sind als große Scheiben mit Durchbrechungen für die Beleuchtung ausgeführt. Diese Frontbeleuchtung wird ergänzt durch Oberlichter im Scheitel der kontinuierlichen Tonnen von 30,92 × 2,88 m Größe. Abb. 26 zeigt die äußere Ansicht mit den Binderscheiben, in denen die Frontfenster eingelassen sind.

d) Außenkuppel des Planetariums Dresden.

Die Außenkuppel des Planetariums Dresden wurde aus architektonischen und akustischen Gründen als Vieleckskuppel mit 16 Ecken mittels sich verschneidender Zeiss-Dywidag-Tonnen ausgeführt. Die Spannweite der Kuppel beträgt 25 m. Die Tonnengewölbe haben einen kreisförmigen Querschnitt mit 14,78 m Radius, jedoch ist der Mittelpunkt des Kreises exzentrisch angeordnet, so daß sich eine Spitzkuppel ergibt. Die Schalenstärke der Gewölbe beträgt 4 cm; die Schalen werden durch Grate ausgesteift, die auch zugleich die Biegungsmomente infolge Winddruck zu übernehmen haben. Aus diesen Beanspruchungen ergab sich eine Stärke der Grate von 20 × 50 cm. Im Scheitel der Kuppel befindet sich ein Entlüftungsaufsatz von 2,5 m Dmr. der Druckring besitzt eine Stärke von 20 × 30, der Zugring ist 30 cm breit und 15 cm hoch, oberhalb des Zugringes ist die Schale mit Rücksicht auf die Trägerwirkung von Säule zu Säule in der untersten Zone verstärkt. Abb. 27 zeigt den Querschnitt durch den Kuppel-

Abb. 24a. Außenansicht der ausgerüsteten und noch nicht untermauerten Tonnengewölbe der Flugzeughalle Kowno.

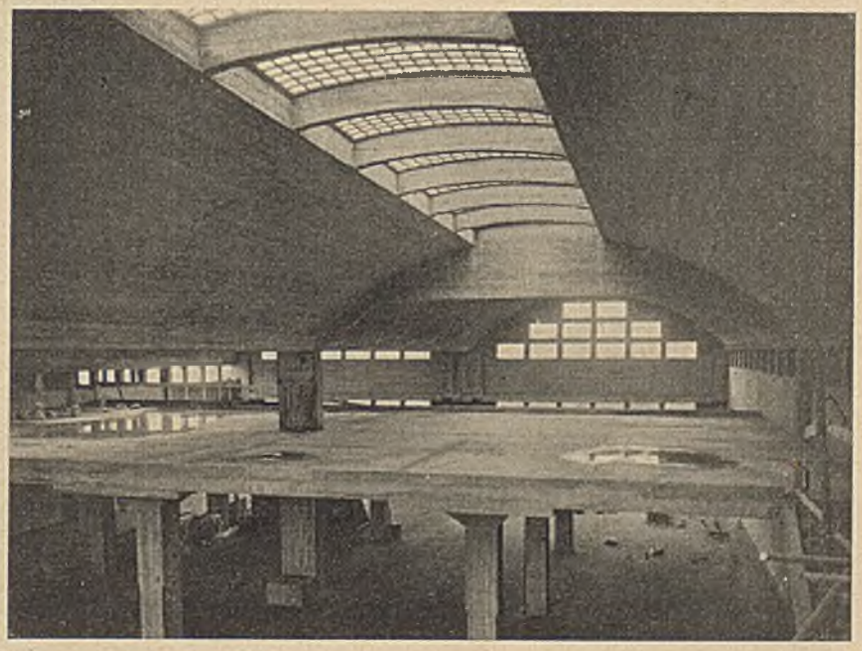


Abb. 25. Innenansicht der Schalengewölbe des Elektrizitätswerkes Frankfurt a. M.

[10] Vgl. U. Finsterwalder „Die Schalendächer des Elektrizitätswerks in Frankfurt a. M.", Beton und Eisen 1928, Heft 11, Seite 205.

bau. Die innere Kuppel, die für Projektionszwecke dient, besteht aus Zeiss-Netzwerk und ist mit Leinwand bespannt. Abb. 28 zeigt das fertige Bauwerk.

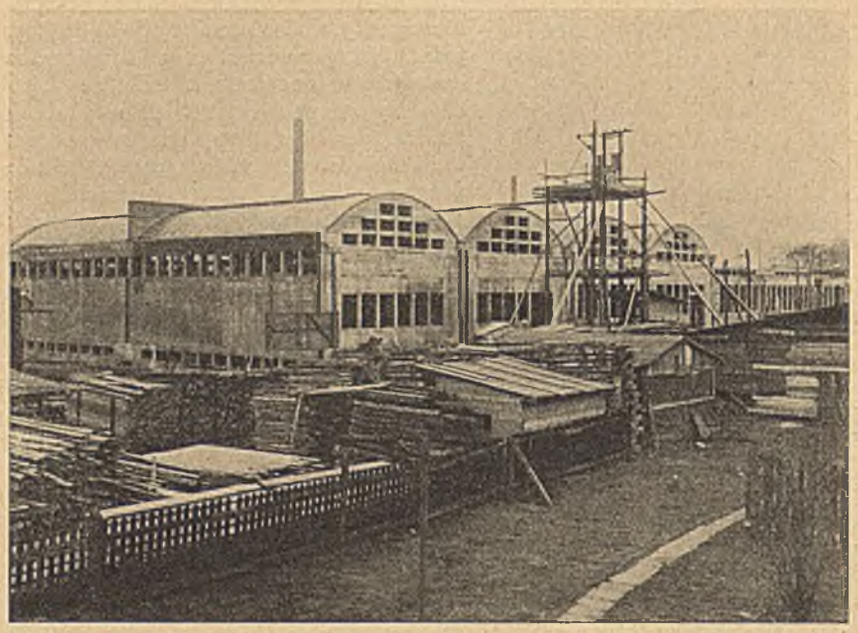


Abb. 26. Außenansicht der Schalengewölbe des Elektrizitätswerkes Frankfurt a. M.

e) Großmarkthalle Leipzig[11].

Die zur Zeit in Ausführung begriffene Großmarkthalle Leipzig, die eine noch wesentlich größere Spannweite als die Großmarkthalle Frankfurt am Main besitzt, ist ein typisches

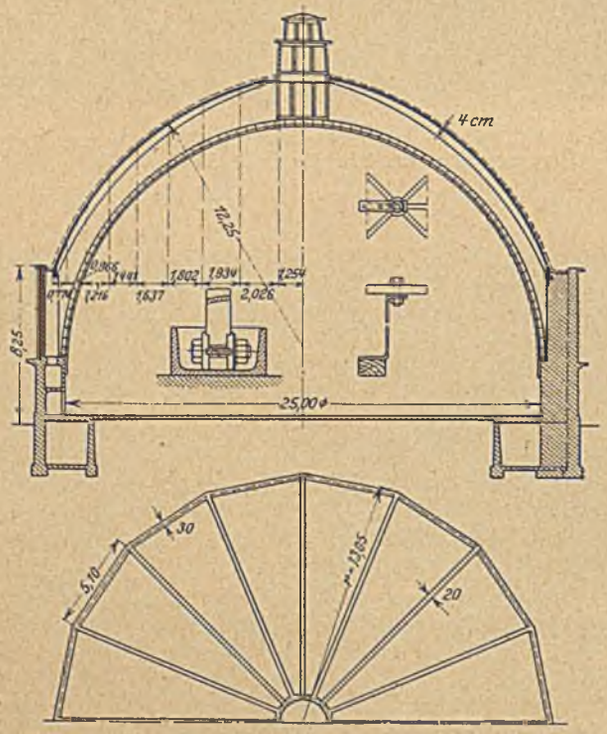



Abb. 27. Querschnitt und Grundriß der 16-eckigen Schalenkuppel des Planetariums Dresden.

Beispiel einer aus Zeiss-Dywidag-Tonnengewölben zusammengesetzten Vieleckskuppel. Der Entwurf für diese Halle stammt von Stadtbaurat Ritter, Leipzig, und dem erstgenannten Verfasser. Die gesamte Halle von 76 × 238 m Grundriß wird durch drei gewaltige Schalenkuppeln von 76 m Spannweite bei achteckigem Grundriß überdacht. Jede einzelne dieser Kuppeln übertrifft an Größe die bisher größte Massivkuppel der Welt, die Jahrhunderthalle in Breslau. Trotzdem ist das Gewicht dieser Kuppel ganz wesentlich geringer, wie nachstehende Zusammenstellung zeigt:

| | Spannweite | Kuppelgewicht |
|---|---|---|
| Peterskirche in Rom . . . . | 40 m | 10 000 t, |
| Jahrhunderthalle, Breslau . . | 65 m | 6 340 t, |
| Großmarkthalle, Leipzig | 65,8 bzw. 70,4 m | 2 160 t. |

Die Schalengewölbe, aus denen sich die Achteckkuppeln zusammensetzen, haben eine elliptische Form, bei 65,8 m Gewölbespannweite. Die Grate, in denen sich die Tonnen verschneiden, und die an Stelle von Scheiben die Aussteifung der Schalengewölbe bewirken, haben von Zugring zu Zugring eine Spannweite von 70,4 m, und bis zum Einlauf in die Kellerdecke eine Spannweite von etwa 80 m.

Der größte Teil der Dachlast wird von den als Träger wirkenden Schalengewölben durch Dehnungsspannungen nach den Graten übertragen und von diesen wieder auf die in Fortsetzung der Grate angeordneten acht Tragsäulen abgegeben. Da die Schalengewölbe nicht mit vertikalen Endtangenten endigen, verbleibt am Kämpfer noch

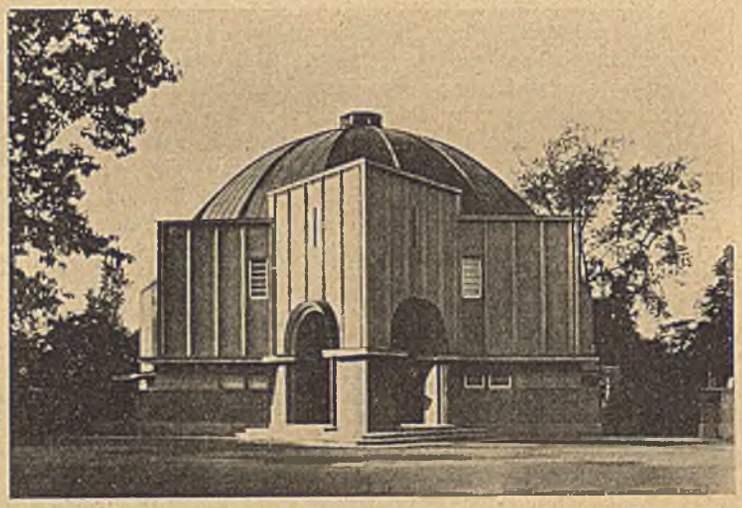


Abb. 28. Außenansicht der Vieleckskuppeln des Planetariums Dresden.

ein Restschub, dessen wagrechte Komponente zum Teil durch den achteckigen Zugring in Kämpferhöhe aufgenommen wird. Der andere Teil dieses Horizontalschubes und die gesamte vertikale Komponente dieses Restschubes der Schalengewölbe wird durch schräg gestellte Traggewölbe übernommen, die diese Lasten ebenfalls nach den acht Eckpunkten hin übertragen. Der von den acht schräg gestellten Tragsäulen und Gewölben nach der Kellerdecke übertragene Kuppelschub wird durch Zugeisen in der Kellerdecke aufgenommen. Die Beleuchtung der Kuppel erfolgt durch ein Oberlicht im Scheitel der Kuppel von 28 m Dmr. und wird ergänzt durch rings um das Gebäude laufende Lichtstreifen.

f) Kühlturmbauten auf der Zeche Prosper.

Das neueste Anwendungsgebiet der Zeiss-Dywidag-Schalengewölbe ist der Bau von Kühltürmen. Auf der Zeche Prosper wurden nach diesem System zwei Kühltürme gebaut. Der

[11] H. Ritter und Fr. Dischinger, „Eine neue Konstruktion für Großmarkthallen in Leipzig", D. Bztg. Konstr. u. Ausführung, 1927, Nr. 23, und „Handb. f. Eisenbeton", Bd. XII, 3. Auflage.

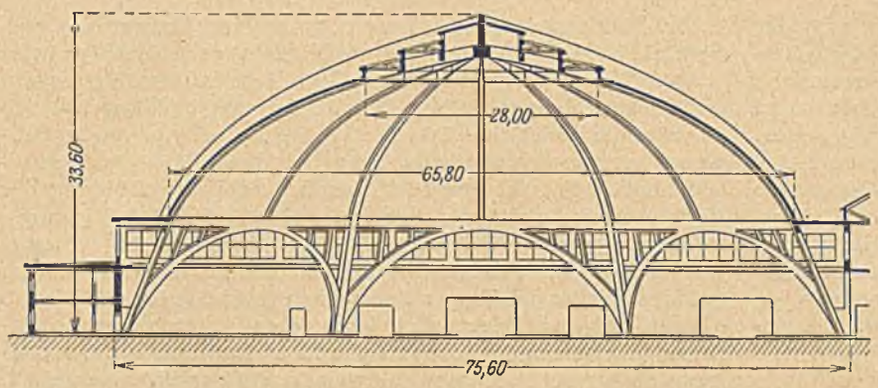



Abb. 29a. Längenschnitt durch eine der 76 m weit gespannten Vieleckskuppeln der Großmarkthalle Leipzig.

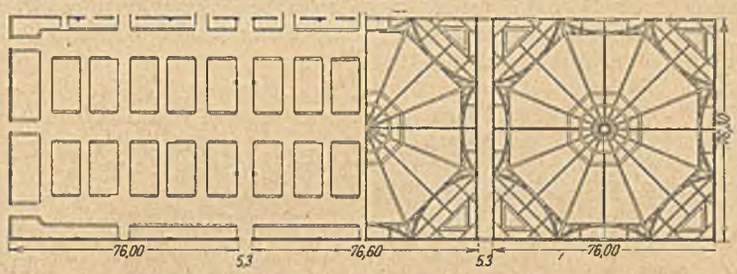



Abb. 29b. Grundriß der Großmarkthalle Leipzig.

Abb. 30. Die vollständig eingerüstete und eingeschalte mittlere Kuppel der Großmarkthalle Leipzig.

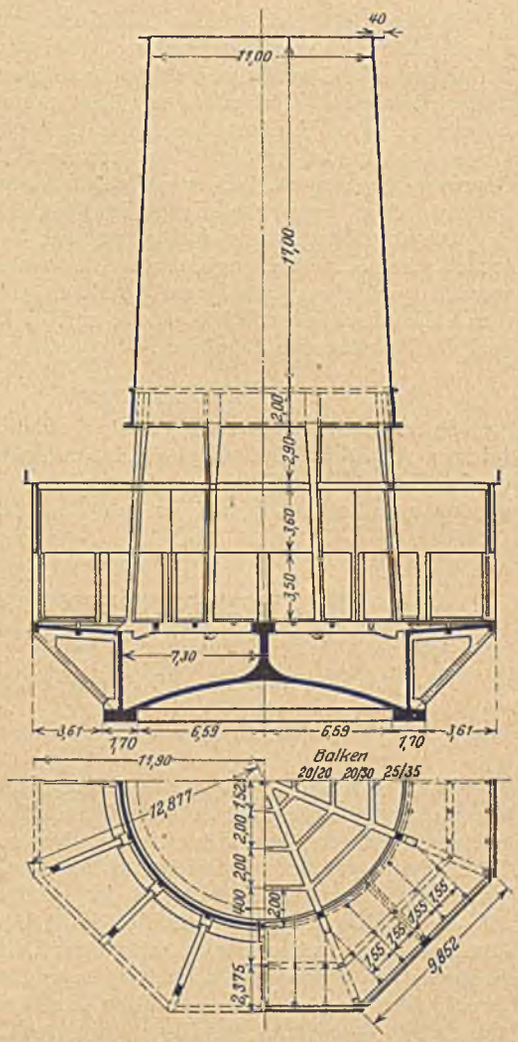



Abb. 31. Querschnitt und Grundriß der Kühltürme Prosper.

Schlot dieser Kühltürme besteht aus 4 cm starken Schalengewölben in Form eines Kegelstumpfes, unten mit 13,36, oben mit 11 m Dmr. Die Höhe der Schlote beträgt 19 m. Die Gesamthöhe des Bauwerkes beträgt 33,35 m. Oben und unten ist der Schlot durch Ringe ausgesteift. Diese Ringe übernehmen die Biegungsmomente infolge Winddrucks und ungleichmäßiger Setzungen, während die Schalen nur durch Dehnungsspannungen beansprucht sind. Jeder Schlot ruht auf acht Tragsäulen auf; um die Einführung dieser konzentrierten Kräfte in die Schale zu ermöglichen, ist die untere Zone von 2 m Höhe auf 8 cm verstärkt, und zugleich wurde ein weiterer Aussteifungsring 2 m über der Unterkante des Schlotes eingelegt, der die Biegungsspannungen aufzunehmen hat, die durch die Einführung der konzentrierten Säulenkräfte bedingt werden. Der Wasserbehälter des Kühlturmes ist mit Rücksicht auf die Bergschäden als Kuppelgewölbe ausgeführt; die gesamten Lasten dieser Kuppel sowie die Lasten des Kühlturmes werden nach dem ringförmigen Fundament abgetragen.

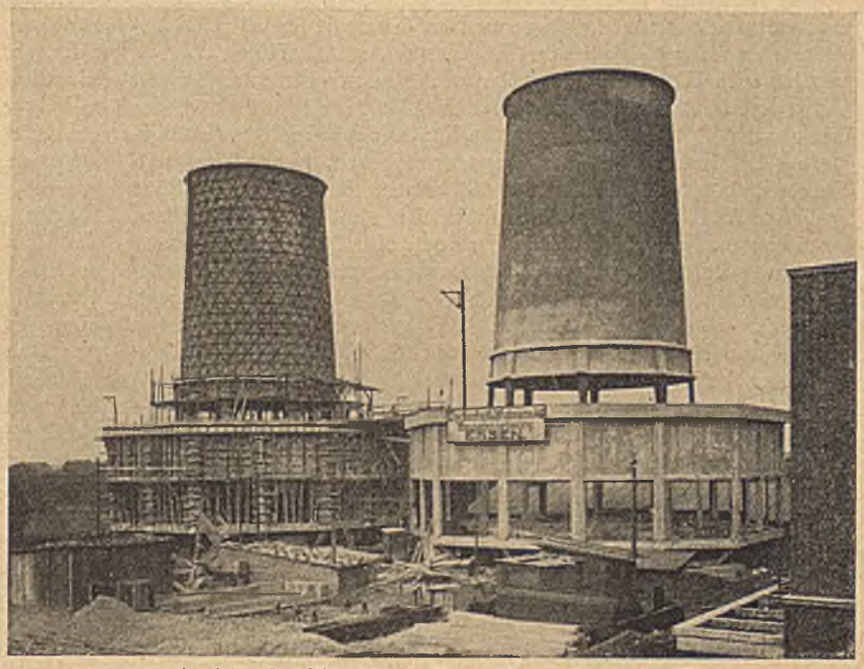


Abb. 32. Ansicht der Kühltürme Prosper, bei denen die Einrüstung mittels Zeiss-Netzwerken erfolgte.

Die hohen Seitenwände des Behälters, zusammen mit der ausgesteiften Schale des Schlotes bewirken eine sehr große Steifigkeit des Turmes bei ungleichmäßigen Bodenpressungen und sichern die Rissefreiheit der Türme auch dann, wenn bei Setzungen die Fundamente wesentlich auskragen müssen. Gegen Zerrungen ist das Ringfundament durch kräftige Armierungen gesichert. Es wird dabei unterstützt durch die kräftige, den Ring aussteifende Kuppel des Wasserbehälters.

Die acht Tragsäulen sind im unteren Teil in radialer Richtung als Pendelsäulen ausgebildet. Die Windkräfte des Schlotes werden nach dem kräftig ausgesteiften Umbau und von da durch die anschließende Ringdecke auf die Behälterwandungen und die Fundamente abgeleitet.

### 4. Schlußwort.

Durch die Zeiss-Dywidag-Schalengewölbe, mit ihrer mannigfaltigen Ausführungsmöglichkeit, ist nunmehr dem Eisenbeton das Gebiet der räumlichen Statik erschlossen. Trotz des großen spezifischen Gewichtes des Eisenbetons können nunmehr in Massivbauweise Bauten mit einer Spannweite ausgeführt werden, an die man vor kurzem noch nicht gedacht hätte. Dieser Erfolg hat seine Grundlage in dem Ersatz der auf Biegung beanspruchten Balken, Rahmen und Bogen durch die räumlich wirkende Schale, die ihre Lasten nur durch Dehnungsspannungen überträgt, und bei denen die Gewichtszunahme, bezogen auf die Flächeneinheit, bei Vergrößerung der Spannweiten kaum merklich ist, während bei den Biegungskonstruktionen schon bei mittleren Spannweiten derartig schwere Konstruktionen erforderlich werden, daß das Material größtenteils für das Tragen des eigenen Gewichtes benötigt wird. Lassen sich doch heute Schalenkuppeln bis zu 150 m Spannweite, Vieleckskuppeln bis zu 100 m Spannweite und Tonnengewölbe bis zu 60 × 50 m = 3000 qm Grundriß, herstellen.

Die Entwicklung kann jedoch noch keineswegs als abgeschlossen gelten. Versuche und theoretische Untersuchungen der Schalen werden noch manchen Fortschritt schaffen, vor allem aber müssen große Ausführungen dem neuen Gedanken den Weg bahnen.

---

# DIE ZWEITE INTERNATIONALE TAGUNG FÜR BRÜCKENBAU UND HOCHBAU IN WIEN VOM 24.—27. SEPTEMBER 1928.

*Von Dr. M. Foerster (Allgemeines und Eisenbau) und Dr. E. Probst (Eisenbetonbau).*

Vorläufiger Bericht.

Die Eröffnung des Kongresses fand in feierlicher Art am Montag, den 24. 9., in dem Festsaal der Hofburg statt. Hier entboten zunächst die offiziellen Vertreter von Staat und Stadt, von größeren wissenschaftlichen Gesellschaften und Vereinen, ferner die Delegierten der verschiedenen Nationen, die an der Tagung sich beteiligt hatten, dieser ihren Willkommensgruß, während zum Schluß der Leiter des Kongresses, Professor Dr. Hartmann-Wien, alle fremden Gäste — es waren ihrer mehr als 600 aus fast allen Kulturländern zusammen gekommen — seitens der Tagung in den Mauern Wiens begrüßte, hierbei auch der allgemeinen Bedeutung des Kongresses für die Fortentwicklung von Wissenschaft und Forschung und für den Austausch von Erfahrungswerten gedenkend.

Während bei der Tagung im allgemeinen gleichzeitig an zwei getrennten Stellen wegen der Teilung des Gesamtstoffes in Eisenbau und Beton- und Eisenbetonbau verhandelt wurde, fand am Montag Nachmittag zunächst eine gemeinsame Sitzung, allgemeine Fragen beider Baustoffe und ihre Anwendung umfassend, statt. Hier waren es zunächst die Themen: Die Kunst, Tragwerke zu bauen (Linton, Stockholm) und Ästhetik im Brückenbau (Hartmann, Wien), die zur Verhandlung kamen und allgemeines Interesse für sich in Anspruch nahmen. Wenn hier auch Fragen behandelt wurden, für die keine „Normen" aufstellbar sind und bei denen die persönliche Einstellung des einzelnen erheblich maßgebend ist, so kann doch die allgemein vertretene Ansicht dahin zusammengefaßt werden, daß das — namentlich auch in Deutschland übliche — Zusammenarbeiten von Architekten und Ingenieuren bei großen Ingenieurbauten abzulehnen sei, weil jedes Kunstwerk für sich einen Persönlichkeitswert bedingt und nur einheitlich von einem schaffenden Geiste — nicht aber durch eine Zusammenarbeit mehrerer — zustande kommen könne, daß ferner der Bauingenieur, der allerdings künstlerische Fähigkeiten besitzen müsse, wohl geeignet ist, seine Werke selbständig als Kunstwerke zu schaffen, daß hierzu aber — neben der Vorbedingung produktiven künstlerischen Gestaltens — auch eine Kunsterziehung in seinem Studium Vorbedingung ist.

Die zweite Vortragsreihe behandelte die Stoßwirkung bewegter Lasten auf Brücken (Almon H. Fuller-Jowa U.S.A., Godard-Paris, Mendizabal-Madrid, Streletzky-Moskau). Hier lagen sehr ausführliche Referate der Vortragenden in der (bei Julius Springer, Wien, erschienenen) Vorveröffentlichung der Kongreßvorträge vor, so daß die Vorträge selbst und ihre Besprechung sich in enger begrenzten Bahnen bewegen konnten. Allgemein wurde hier die Notwendigkeit betont, in Zukunft noch erheblich mehr als bisher der dynamischen Beanspruchung der Tragwerke in Eisen Rechnung zu tragen, und zwar unter Berücksichtigung der Grundbeschaffenheit und des allgemeinen Zustandes der Brücke. Auf die hier gepflogenen bedeutsamen Erörterungen wird in einer ausführlicheren Darlegung später noch in dieser Zeitschrift eingegangen werden.

Der dritte und letzte allgemeine Vortrag (Bühler-Bern) hatte „Ziel, Ergebnisse und Wert der Messungen an Bauwerken" zum Gegenstand. Hier wurde dargelegt und in der nachfolgenden Aussprache unterstrichen, daß die Messungen an Bauwerken geeignet sind, sowohl für die theoretische Behandlung als auch für die Arbeitsweise in der Praxis wertvolle Fingerzeige zu geben, zudem aber auch auf die Zuverlässigkeit von Laboratoriumsversuchen im kleinen Rückschlüsse zu gestatten; solche Messungen sind zudem geeignet, auf Punkte in der Konstruktion und ihre Bedeutung für sie hinzulenken, deren Einfluß auf das Gesamtbauwerk bisher nicht richtig eingeschätzt wurde, unter Umständen hierdurch auch erhebliche wirtschaftliche Vorteile bedingend. Wenn auch Bruchversuche mit ganzen Bauwerken, namentlich über Vorgänge des Knickens, wertvollen Aufschluß zu gewähren vermögen, so können sie doch grundsätzlich entbehrt werden, weil sie über den Sicherheitsgrad nicht mehr aussagen, als die Versuche an Bauwerken in Verbindung mit solchen im Laboratorium. Es liegt das daran, daß die Sicherheit eines Bauwerkes eine Funktion der verschiedenen, vom inneren Aufbau abhängigen Dauerfestigkeit der Materialien ist und damit zugleich abhängig wird vom Verhältnis des Eigengewichtes zur Verkehrslast und von der Form der Bauelemente selbst. Diese Frage richtig einzuschätzen, wird nur durch genaue Beobachtung und Erforschung der Bauwerke im Betriebe möglich sein; solche Beobachtungen werden dann weiter zu einwandfreien Grundsätzen für Neubauten, u. U. auch zu einer Normalisierung von Ingenieurbauten, vor allem aber auch der Grundlagen (Belastungen, Bemessungsregeln) zu ihrer Ausgestaltung führen.

## I. Sektion. Eisenbau.

In der Sektion Eisenbau wurde zunächst der hochwertige Stahl im Eisenbau (Bohny-Sterkrade) behandelt. Hier zeigte sich, daß diese Aufgabe heute vor allem die

deutsche Eisenindustrie beschäftigt, und daß von verschiedensten Stellen neben den bisherigen hochgekohlten und hochsilizierten Stählen noch andere mit höherem Mangangehalt, geringem Kupferzusatz (wegen Verminderung der Rostgefahr) usw. zur Verwendung gelangen werden. Nicht uninteressant war, daß sich an der lebhaften Erörterung dieser Frage ausschließlich deutsche Forscher und Vertreter deutscher Eisenwerke beteiligten, ein Zeichen dafür, daß gerade Deutschland in dieser für den Eisenbau der ganzen Welt hochbedeutsamen Frage z. Zt. die Führung in der Hand hat.

Über den Sicherheitsgrad und die Beanspruchung der Baustoffe sprach, an der Hand seines vorliegenden sehr ausführlichen Referates W. Gehler-Dresden. Hier war die Diskussion, an der sich Vertreter vieler Länder beteiligten, eine besonders lebhafte. Da auch auf diesen Vortrag später ausführlich eingegangen werden soll, mag hier der Hinweis genügen, daß das Gehlersche Referat in der Versammlung allseitige Zustimmung und Anerkennung fand, namentlich auch in der Richtung, daß in Zukunft bei Bestimmung des Sicherheitsgrades zwischen statisch bestimmten und unbestimmten Konstruktionen zu unterscheiden sei und für letztere u. U. höhere Belastungen zugelassen werden könnten. Hierbei ist die Überschreitung der Elastizitätsgrenze bzw. der Streckgrenze von besonderer Bedeutung; beim statisch bestimmten System muß die Streckgrenze innegehalten werden; bei unbestimmten Systemen bringt die Überschreitung dieser Grenze noch keine Gefahr, sondern nur eine Gefügeänderung, eine Verdichtung im Aufbau der Kristallite und eine selbständige Erhöhung der vorgenannten Grenzen. Je stärker die Überschreitung der Streckgrenze aber ist, desto mehr wird die „Verdichtungsreserve", die in den plastischen Stoffen liegt, erschöpft.

Vortrag 3 der Eisenbausektion galt der Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe auf Knickung. Referenten: G. Pigeaud-Paris und Ros-Zürich. Pigeaud behandelte zunächst bis zum Bruch vollkommen elastische Stäbe, weiterhin solche mit unvollkommener Elastizität, mit ihnen angestellte Versuche und aus diesen abgeleitete Beziehungen, und zwar sowohl bei zentrischen wie außermittiger Kraftangriffen. Bezüglich der hierbei gewonnenen Ergebnisse und abgeleiteten Formelgrößen sei zunächst auf die gedruckte Wiedergabe der Referate verwiesen.[1] Im gleichen Sinne stützte sich das Ros'sche Referat auf sehr eingehende Versuche in Zürich über das Knicken bei zentrischem Kraftangriff, bei außermittigem Kraftangriff, bei einer Knickrichtung winkelrecht zur Kraftebene, bei einem nach beiden Hauptachsen exzentrischen Kraftangriff und endlich bei einer in Stabmitte wirkenden unveränderlichen Querbelastung. Die bedeutsamen Schlußfolgerungen von Ros gipfelten in den nachstehend kurz zusammengefaßten Leitsätzen:

1. Das Knickproblem wird als Gleichgewichtsproblem, das sich nicht auf das Erreichen einer bestimmten Randfaserspannung zurückführen läßt, von einem einheitlichen Gedanken beherrscht.

2. Das Verfahren der Techn. Kommission des Vereins Schweizerischer Brückenbauanstalten (T. K. V. S. B.) (vgl. Bericht Nr. 13 der Eidgenöss. Materialprüfanstalt an der E. T. H. Zürich, August 1926) für die Bestimmung der Tragkraft zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe besitzt allgemeine Gültigkeit und läßt sich auf Materialien verschiedenster Spannungs-Dehnungs-Diagramme ausdehnen.

3. Die Übereinstimmung der Theorie und der Versuche ist, vom Standpunkte der Praxis aus, eine gute. Die Abweichungen liegen innerhalb des Streuungsgebietes der Festigkeitsqualität des Stahlmaterials selbst.

4. Die Exzentrizität des Kraftangriffes vermindert die Knicktragkraft bei gedrungenen und mittleren Stäben $\frac{l}{i} < 100$ viel stärker als bei schlanken Stäben.

Der verhängnisvolle Einfluß des exzentrischen Kraftangriffes auf das Tragvermögen der Stäbe gelangt in deutlicher Weise zum Ausdruck. Im Kernrand gedrückte Stäbe (m = 1) tragen für Schlankheitsgrade von $\frac{l}{i}$ bis 100 rund die Hälfte (55%) von zentrisch auf Druck beanspruchten Stäben (m = 0).

[1] Verlag Julius Springer in Wien.

5. Mit wachsender Exzentrizität nimmt das Tragvermögen in vergleichsweise geringerem Maße ab als das Exzentrizitätsmaß selbst zunimmt.

6. Da Exzentrizitäten des Kraftangriffes infolge geometrisch nicht absolut gerader Stabachsen (Richten), nicht ganz gleichmäßiger Gefügebeschaffenheit (Unhomogenität), praktisch unmöglicher, genauer Zentrierung des Kraftangriffes (Reibungen, Einspannungen) und (bei Fachwerkstäben) infolge von Nebenspannungen vernieteter Knotenpunktverbindungen nicht zu vermeiden sind, ist es gerechtfertigt, insbesondere mit Rücksicht auf die mögliche Größe der Nebenspannungen von 20% der Grundspannungen, bei der Beurteilung der wirklichen Knicksicherheit mit einem Exzentrizitätsmaße m = 0,25 zu rechnen, entsprechend dem Kraftangriff im Viertel der Kernweite.

7. Bei mittelschlanken Stäben $\frac{l}{i} = 40$ bis 100 wird, im Gegensatz zu den anderen Schlankheitsgraden, durch die Einspannungen der Stabenden die Knickfestigkeit nur wenig erhöht.

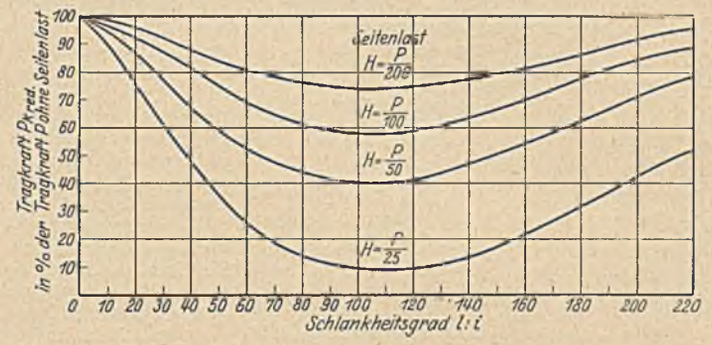



Abb. 1. Kurven der Knickkraft-Abminderung durch Seitenlast.

Geringe Nachgiebigkeiten der eingespannten Stabenden genügen bei wenig schlanken Stäben, um die Erhöhung der Tragkraft infolge der Einspannung zu verwirken. Da die Knotenbleche eiserner Fachwerke nachgewiesenermaßen sich verformen und bei Überschreitung der Proportionalitäts- bzw. Fließgrenze die Nebenspannungen infolge steifer Knotenverbindungen rasch abnehmen und nicht mehr mit den Hauptspannungen proportional wachsen, ist es logisch, für nicht S-förmig verbogene, auf Druck beanspruchte Fachwerkstäbe (in der Regel Gurtungen) bei der Berechnung der Knicksicherheit die ganze theoretische Stablänge und nicht die 0,8-fache als Knicklänge zugrunde zu legen.

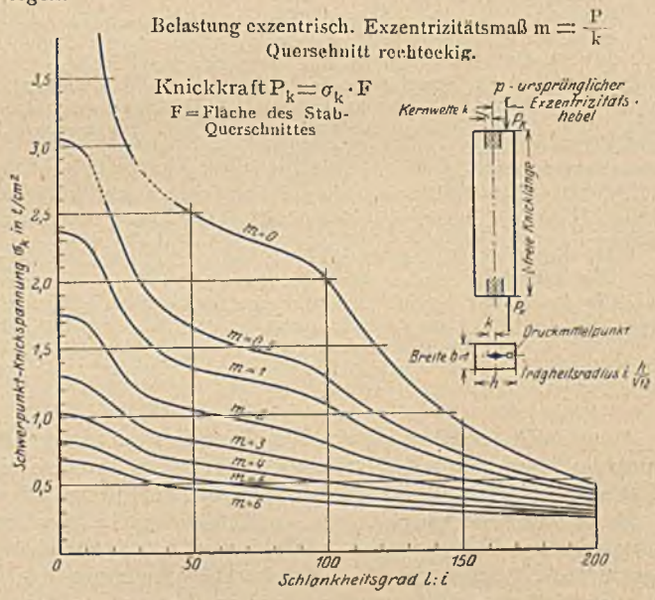



Abb. 2. T.K.V.S.B.-Kurven der Schwerpunkt-Knickspannungen.

8. Die Kenntnis des Knickbiegepfeiles $f_k$ ermöglicht die Ermittlung der Knick-Querkraft $Q_{max} = P_k f_k \frac{\pi}{l}$ und damit die Bemessung der Verbindungen von gegliederten Knickstäben (Vergitterungen, Bindebleche).

9. Für Konstruktionsstähle, deren Druck-Stauchungs-Diagramme höhere oder niedrigere Quetschgrenzen aufweisen als das ideelle, der theoretischen Untersuchung zugrunde gelegte Diagramm, sind die $\sigma_k$-Werte der T. K. V. S. B.-Kurven sinngemäß im Verhältnis der entsprechenden Werte der Proportionalitäts- und Quetschgrenzen zu erhöhen oder zu erniedrigen (Annäherungsverfahren).

10. Bei exzentrisch gedrückten Stäben wird auch die Knickkraft für die zur Exzentrizitätsebene winkelrechte Richtung abge-

mindert, und zwar dann, wenn in einem Querschnittselemente die Proportionalitätsgrenze überschritten wird. Die Abminderung beträgt bei den untersuchten rechteckigen Querschnitten 25 bis 45%.

Da diese Knicksicherheit vom Schlankheitsgrad des Stabes, von der Exzentrizität des Kraftangriffes und auch von der Querschnittsform abhängig ist, ist jeder Fall für sich zu untersuchen. Von allgemein gültigen Angaben wäre bis zur Vervollständigung dieser Untersuchungen Abstand zu nehmen.

11. Beim Kraftangriff, der nach beiden Hauptachsen exzentrisch wirkt, erleidet die Knicktragkraft einen sehr starken Abfall, der bei den untersuchten Stäben bis zu 55% geht. Da die Verhältnisse hier noch verwickelter sind als beim Ausknicken in der zur Kraftebene winkelrechten Richtung — siehe Punkt 10 — so empfiehlt es sich erst recht, vorderhand von der Aufstellung allgemein gültiger Regeln abzusehen und bis auf weiteres auf Grund der vorliegenden Rechnungsverfahren und Untersuchungsergebnisse die wirkliche Knicktragkraft zu ermitteln bzw. genügend genau einzuschätzen.

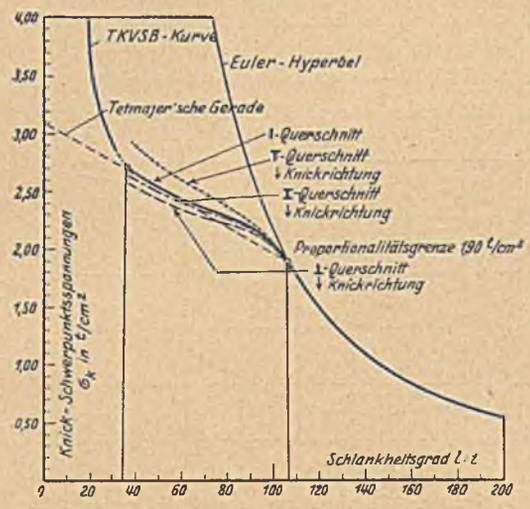



Abb. 3. Einfluß der Querschnittsform auf die Schwerpunkts-Knickspannung.

12. Eine in der Mitte eines zentrisch gedrückten Stabes wirkende Querbelastung (Seitenlast) vermindert die Knicktragkraft. Diese Abminderung ist abhängig von dem Schlankheitsgrad $\frac{l}{i}$ des Stabes, sowie der Größe der Querbelastung. Die Kurven der Abb. 1 geben Aufschluß über die zum Teil sehr große, bis auf 10% herunter gehende Abminderung. Das Graphikon in Abb. 1 bietet für den praktischen Gebrauch sehr schätzenswerte Vorteile.

Die Bemessung auf Knicken von
zentrisch gedrückten,
exzentrisch in einer Hauptachse gedrückten, sowie
zentrisch gedrückten und gleichzeitig durch eine in Stabmitte unveränderliche Querbelastung beanspruchten Stäben
ist auf Grundlage der Graphikons der Abb. 1 und 2 in einfacher und klarer Weise möglich. Bei Stabquerschnitten, welche von der Rechteckform abweichen, sind die Abminderungen bzw. Erhöhungen der Knickkräfte auf Grund dieses Verfahrens einzuschätzen oder genau zu untersuchen, Abb. 3.

Der klaren Erkenntnis des Wesens des Knickens als Stabilitätsproblem, sowie der physikalisch richtigen Darstellung des Knickvorganges, ist die größte Aufmerksamkeit zuzuwenden.

Die Prüfung der Knicksicherheit bei exzentrischem Kraftangriff in zur Kraftebene winkelrechter Richtung, sowie des Knicktragvermögens von nach beiden Hauptachsen exzentrisch gedrückten Stäben wäre bis auf weiteres auf Grund der angegebenen Verfahren von Fall zu Fall durchzuführen, da sich hierüber allgemeine Angaben in einer für die Praxis leicht anwendbaren Weise vorderhand noch nicht machen lassen.

Wenn auch die Ros'schen Ausführungen bei einigen der Tagungsteilnehmer keine Zustimmung fanden, so konnte sich doch die überwiegende Mehrheit den überzeugenden Ergebnissen der mit größter Genauigkeit und umfassender Sachkenntnis durchgeführten Versuche nicht verschließen. Sie haben weitere bedeutsame Klärung für das Knickproblem, namentlich in seiner Verbindung mit biegenden Kräften der verschiedensten Art und Richtung, gebracht.

Gleich wertvoll, namentlich für die Praxis des Eisenbaus, war die 4. Reihe der Referate: Versuche über den Leibungsdruck bei Nieten und ihre Scheerfestigkeit. Referenten: Findeisen-Dresden und Gallik-Ungarn (Diösgiör). Über diese Versuche und ihre Schlußfolgerungen wird später ausführlich berichtet werden, um so mehr als gerade die beiden vorgenannten Referate eine besonders lebhafte Aussprache verschiedener Ansicht hervorriefen.

Auf gleicher Höhe wie die vorgenannten Hauptreferate standen auch die kürzeren Vorträge, in denen einmal zur Behandlung kamen: einzelne neuzeitliche bemerkenswerte Brücken und Hochbauten, u. a. Melan-Prag, Die neue Elbbrücke Aussig; Hawranek-Brünn, Probleme des Großbrückenbaus; Joosting-Utrecht, Die Eisenbahnhochbrücke Rotterdam; Zelisko-Wien, Tragwerke und Hochbauten der neuen Personenseilschwebebahnen in Österreich; Schmuckler-Berlin, Stahlkonstruktion für den Wohnungs- und Hochbau; Kopocec-Pilsen, Die Nusler-Brücke in Prag; Beke-Budapest, Neuartige Verwendung der versteiften Stabbogen bei der Brücke in Györ; Eberspächer-Eßlingen, Glasdächer und Korrosion, weiterhin rein theoretische Erörterungen (u. a. Kriwoschein-Prag, Dreigurtige Hängebrücken; Bernhard jun., Berlin, Neuere Messungen an dynamisch beanspruchten Brücken; Kulka-Hannover, Angreifende Kräfte im Eisenwasserbau; Karner-Zürich, Kabelzugbänder bei weit gespannten Bogenbrücken u. a. m.); endlich Konstruktions- und Materialfragen (u. a. Füchsel-Berlin, Elektrisches Schweißen im Eisenbau; Doernen, Verbesserung der Nietverbindungen; Bernhard sen., Berlin, Vollwand- oder Fachwerksfüllung eiserner Tragwerke; R. Schumann, Erfahrungen bei der Erhaltung von Brücken; Craemer-Frankfurt, Spannungen in hohen wandartigen Trägern; Brander-Resita, Aufstellung hoher Maste und Fachwerkssäulen u. a. m.). Auf die bedeutsamsten dieser kurzen Vorträge wird ebenfalls später in Einzelaufsätzen in dieser Zeitschrift eingegangen werden.

## II. Sektion. Eisenbetonbau.

Auch hier möge zunächst nur kurz auf die Fragen des Beton- und Eisenbetonbaues hingewiesen werden, die zur Verhandlung kamen. Weitere ausführliche Mitteilungen über diesen oder jenen Vortrag bleiben auch einer späteren Veröffentlichung vorbehalten.

Der erste Tag in der Sektion Eisenbetonbau galt wissenschaftlichen Fragen. So berichtete Saliger, Wien, über Versuche mit stahlbewehrten Betonbalken. An der Diskussion beteiligten sich u. a. Nowak, Prag, Spangenberg und Ohlsen, München.

Über weitgespannte Wölbbrücken sprachen Spangenberg, Deutschland und Lossier, Frankreich. Ritter und Maillart, Schweiz, Emperger, Wien und Freyssinet, Paris, nahmen zu den Referaten Stellung.

Die Schubfestigkeit des Betons behandelte Mörsch. An der Aussprache nahmen Graf, Stuttgart, Direktor Mautner der Firma Wayss & Freytag, Frankfurt, ein französischer Teilnehmer und E. Probst teil.

Zu der Frage der Baukontrolle des Betons lag ein Bericht von Kleinlogel vor, zu dem Bortsch, Graz, Brausewetter, Wien, Gessner, Prag und Direktor Petry des Deutschen Betonvereins Stellung nahmen. Irgendwelche Erfahrungen des Auslandes wurden nicht mitgeteilt.

Die Frage der Rißbildung von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses wiederholter Belastungen besprach der Unterzeichnete unter Vorzeigung einer kleinen Filmaufnahme von dem Atmen der Risse. In der Diskussion sprachen Heidinger, Graz, Krebitz, Graz, v. Kunicki, Warschau und Rinagl, Wien.

Die Berichte über Seitensteifigkeit von Eisenbetonbrücken und offenen Brücken wurden von Hawranek, Brünn, Ostenfeld, Kopenhagen, erstattet. In der Diskussion sprachen u. a. Kayser, Darmstadt und Chwalla, Wien.

Am 26. und 27. IX. wurden verschiedene Ausführungen der Praxis gezeigt und z. T. besprochen. Vorwiegend handelte es sich um Brückenbauten.

Baes, Brüssel, zeigte eine Vorrichtung zum Entfernen der Lehrgerüste von Eisenbetonbrücken.

Spangenberg berichtete über die Lechbrücke bei Augsburg und Caquot, Paris, besprach den Bau der bisher größten Bogenbrücke aus Eisenbeton Pont de la Caille mit einer Spannweite von 138 m.

Ribera, Madrid, sprach über Normen für Eisenbetonbrücken in Spanien. L. de Boulogne, Paris, über Verstärkungen von Bogenbrücken durch Eisenbeton.

Visintini, Wien, führte Ausführungen des nach ihm benannten Systems von Eisenbetonfachwerken vor. Krebitz, Graz, sprach über die Bahnhofsanlage in Leoben. Tills, Düsseldorf, über die Gründung der Strompfeiler der drei Rheinbrücken bei Duisburg, Düsseldorf und Köln.

Ein weiterer Vortrag von Engelund, Kopenhagen, galt der Besprechung der Pfeilerherstellung bei der Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Aalsund.

Die größte Beachtung erregte ein Vortrag des Pariser Konstrukteurs Freyssinet über die im Bau befindlichen Brücken bei Plougastel mit Spannweiten von 186 m. Der von Freyssinet vorgeführte Film über die Ausführung der Brücke, unter Verwendung schwimmender Lehrgerüste fand die lebhafteste Anerkennung aller Teilnehmer. Die Kühnheit und die Neuheit der Ausführung dieser nunmehr weitest gespannten Eisenbetonbogenbrücke wurden allgemein bewundert.

Schließlich seien die Berichte von Tanto, Budapest, über die Herstellung der gesprengten Eisenbetonbrücke bei Bócs, von Ribera über spanische Caissonausführungen aus Eisenbeton, von Toroja, Madrid, über die Anwendung von Stahlkabeln und Eisenbetonkonstruktionen erwähnt.

Über theoretische Fragen sprachen: Fritsche, Prag, über die teilweise Aufhängung bei steifbewehrten Gewölben, Pasternak, Zürich, über die praktische Berechnung auf Winddruck der durch mehrere Querriegel versteiften Brücken - Zwillingsgewölbe, Craemer, Frankfurt. über Spannungen in hohen wandartigen Trägern unter Berücksichtigung des Bunkerbaues, Miozzi, Bozen, über die wirtschaftliche Linienführung der Bogen-Stützlinien mit besonderer Berücksichtigung der gemauerten Brücken, Spindel, Innsbruck über hochwertigen Beton und Berücksichtigung der Darstellung im Vierstoffparallelogramm, Ritter, Zürich, über die Anwendung der Theorie der elastischen Platten auf den Eisenbeton und Saliger, über Versuche mit umschnürtem Gußeisenbeton, Pena, Madrid, über Gleichgewichtszustände bei großen Eisenbetonbogenbrücken.

Das reichhaltige und vielseitige Programm in der Fachgruppe Beton und Eisenbeton bot Anregungen aller Art für Wissenschaft und Praxis.

Die Fachwelt wird auf den Kongreßbericht aufmerksam gemacht, der noch im Laufe dieses Jahres erscheint, der alle Berichte mit Aussprachen enthalten wird. Auch behält sich der „Bauingenieur" eingehendere Berichte über einzelne Vorträge vor.

Schon die obigen kurzen, später noch in ihren wichtigsten Teilen ausführlich zu ergänzenden Mitteilungen lassen erkennen, welche besondere wissenschaftliche Bedeutung der zweiten Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien beizulegen ist. Entsprechend diesem inneren Wert war auch der äußere Rahmen, in dem sich die Tagung abspielte: ein Begrüßungsabend am Sonntag, den 23. 9., die eingangs erwähnte festliche Eröffnung in der Hofburg am 24. 9. vormittags, ein Empfang in Schloß Schönbrunn bei dem Protektor des Kongresses, Bundesminister Dr. Schürf am 25. 9. nachmittags, ein gemeinsamer Besuch der Staatsoper am Abend des 26. 9., eine Bewillkommnung im Wiener Rathause am 27. 9. abends, und endlich zum Schlusse am Freitag, 28. 9., eine Semmeringfahrt.

Von besonderer Bedeutung für die Zukunft ist auch der in Wien gefaßte Beschluß, die Tagung für Brücken- und Hochbau zu einer ständigen Einrichtung auszugestalten. Die weiteren Vorarbeiten hierfür liegen in der Hand eines vorbereitenden Ausschusses, der bis zum nächsten Kongresse in Paris zunächst von dem Sekretär der Wiener Tagung, Dr.-Ing. Bleich, geleitet wird.

---

# ZUM EINSTURZUNGLÜCK IN PRAG.

*Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel, Siegkreis.*

Wenn man sich durch die Flut von Veröffentlichungen in Tageszeitungen über die schwere Einsturzkatastrophe in Prag durchgearbeitet hat, dann hat man selbstverständlich über die Ursachen des Einsturzunglückes noch kein sicheres Bild. Ich habe am 15. Oktober die Unfallstelle besichtigt und glaube, daß sich kein ernsthafter Fachmann anmaßen kann, jetzt schon, nachdem er noch nichts über die Untersuchung des Betons und seiner Einzelstoffe weiß, die statischen Verhältnisse und die Art der Gründung des Baues nicht geprüft hat, noch wenig über das Bauverfahren und die Ausschalungsfristen kennt, ein bestimmtes Urteil über die Einsturzursachen abzugeben. Eines steht aber fest:

Es gibt in Prag eine große Anzahl schöner, gut ausgeführter neuer Eisenbetonskelettbauten von großen Ausmaßen und in einem Umfang, wie wir ihn in deutschen Großstädten leider vermissen. Der Eisenbetonskelettbau ist in Prag überall eingeführt, und man weiß, daß ein solcher Bau, wenn er gut ausgeführt wird, tadellos ist und allen Ansprüchen genügt. Ich habe viele solcher Bauten gesehen und war, wie erwähnt, von Größe und Anzahl überrascht. Wenn der Skelettbau in der Poričstraße eingestürzt ist, so zeigt dies, daß in diesem Falle besondere Umstände vorgelegen haben müssen und daß etwas nicht in Ordnung war. Ein vorschriftsmäßig berechneter, konstruierter und ausgeführter Eisenbetonbau stürzt nicht ein. Wahrscheinlich wird, wie es in solchen Fällen meist vorkommt, verschiedenes zusammengewirkt haben und nicht nur ein Fehler, sondern mehrere Fehler und Unterlassungen werden den Einsturz verursacht haben.

Da ist zunächst das in den Zeitungen viel erwähnte Bauförderungsgesetz. Es gewährt solchen Bauherren, die ihre Bauten noch bis Ende des Jahres 1928 fertigstellen, Steuererleichterung auf lange Zeit. Diese Steuererleichterungen fallen weg, wenn sich die Bauausführung über den 31. Dezember 1928 hinaus erstreckt. Man kann sich denken, daß dieses Gesetz eine beispiellose Hast im Bauen hervorruft. Man sieht deshalb in Prag nicht nur außerordentlich viele Neubauten, sondern man sieht auch fast nur Baustellen, auf denen Schnelligkeitsrekorde im Bauen aufgestellt werden. Das Bauförderungsgesetz wirkt also auf die Sicherheit des Bauens sicherlich nicht fördernd, und es hat deshalb auch in Fachkreisen Ablehnung erfahren. Die Ingenieurkammer zu Prag hat in einer öffentlichen Kundgebung darauf hingewiesen, daß die vielen Unfälle in Prag in den verschiedensten Phasen des Baues auftreten, bei den verschiedensten Gebäudearten vom gewöhnlichen Wohnhausbau bis zum verwickelten Eisenbetonbau vorkommen und daß deshalb offenbar besondere Umstände vorhanden sind, die auf die technische Durchführung der Bauten einen ungünstigen Einfluß ausüben. Einer der Ursprünge des Übels sei das Bauförderungsgesetz mit seinen Folgen, zu denen gehören: die Eile des Bauherrn, der die zu kurz befristeten Wohltaten des Gesetzes ausnutzen will, die dadurch hervorgerufene Hast des Projektierenden, des Unternehmers sowie des Baustofferzeugers, ebenso die Überlastung der Behörden, in weiterer Folge der Mangel an qualifizierten Arbeitskräften in der Kanzlei und am Bau selbst, der Mangel und die schlechte Qualität der Baustoffe, die Nachtarbeit usw. Die Ingenieurkammer sieht jedoch den Ursprung des Übels nicht allein im Bauförderungsgesetz, sondern auch in den Mängeln der Gesetzgebung, die selbst freiwillig angebotene Ratschläge und Gutachten aus Fachkreisen übersieht. Falls eine normale und gefahrlose Bauweise eintreten soll, erachtet es die Ingenieurkammer für notwendig, daß vor allem eine auf Grund von fachmännischen Gutachten durchdachte Novelle des Bauförderungsgesetzes erlassen wird, die eine ruhige Entwicklung der Bautätigkeit für eine längere

Reihe von Jahren ermöglicht. Für die sofortige Bemessung des Bautempos wird für nötig erachtet, eine Verlängerung der Baufristen und Vorteile des Gesetzes vorzusehen sowie eine Revision des Bauprogramms der in Ausführung begriffenen Bauten durch die Aufsichtsbehörde vorzunehmen, die den vorgesehenen Baufortschritt nur dann genehmigen soll, wenn durch diesen der öffentlichen Sicherheit und der Sicherheit für das Leben einzelner Personen keine Gefahr droht.

Ich habe diese Dinge hier erwähnt, weil man sieht, welch breiten Rahmen sie in der Erörterung der Ursachen des Prager Unglücks und seiner vielen Vorgänger und eines Nachfolgers einnehmen. (Am 11. Oktober gegen Mitternacht ist in der Vorstadt Alt Lieben ein vierstöckiger Ziegelneubau, der bis unter das Dach gediehen war, eingestürzt.) Ich bin allerdings der Auffassung, daß auch bei schlechter Gesetzgebung oder bei Auswüchsen des Gesetzes ein gewissenhafter Ingenieur und eine gewissenhafte Bauunternehmung trotzdem zuverlässig und gewissenhaft bauen müssen. Die gesetzlichen Bestimmungen stehen also von diesem Gesichtspunkt aus gesehen mit dem Einsturzunglück nur in losem Zusammenhang. Herr Prof. Dr. techn. Nowak von der Deutschen Technischen Hochschule Prag sagt dazu in der deutschen Zeitung Bohemia, Prag, vom 19. 10. 1928: „Infolge der augenblicklichen Überbürdung der städtischen Baupolizei muß es erste Pflicht aller an einem Neubau beschäftigten Ingenieure, Bautechniker, Poliere und Vorarbeiter sein, mit um so größerer Gewissenhaftigkeit ihren schweren Beruf im Interesse der öffentlichen Sicherheit voll und ganz zu erfüllen."

In Tageszeitungen ist behauptet worden, in der Tschechoslowakei gäbe es überhaupt keine baupolizeilichen Eisenbetonbestimmungen oder nach einer anderen Lesart nur solche für staatliche Bauten. Die tschechoslowakischen Bestimmungen über die Ausführung und Abrechnung der Betonarbeiten sind mit Erlaß des Ministeriums für öffentliche Arbeiten vom 28. Dezember 1922 herausgegeben worden. (Vgl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, 9. Band, Lorenz Meyer: Die in- und ausländischen Bestimmungen, S. 182.) Die Bestimmungen werden bei jedem Privatbau zugrunde gelegt. Es gibt, wie mir gesagt wurde, wohl keine privaten Bauverträge in denen nicht der Satz steht, daß diese baupolizeilichen Bestimmungen maßgebend sind. Es fragt sich nur, ob diese Bestimmungen in jeder Beziehung neuzeitlich und vollkommen sind.

Herr Prof. Dr. Nowak sagt in dem oben erwähnten Aufsatz in der Zeitung Bohemia u. a. folgendes: DieVorschriften sehen drei bis vier Wochen Einrüstungszeit für Eisenbetonbauten vor. Über Beton aus hochwertigem Zement steht in den Vorschriften leider noch nichts. Für solche Bauten sind bei Temperaturen über 10° Einrüstungszeiten von ein bis drei Wochen nötig. Ist aber die Außentemperatur weniger als 10°, so müssen längere Einrüstungszeiten gewählt werden. Das wissen die Unternehmer oft nicht, oder sie beachten es nicht. Nach Versuchen von Prof. Dr. Geßner an der Deutschen Technischen Hochschule Prag ist bei hochwertigen Zementen und bei Außentemperaturen von 5—0° statt einer Einrüstungszeit von ein bis drei Wochen eine solche von 1 ½ bis 4 ½ Wochen erforderlich.

Diese Dinge sind in unseren deutschen Eisenbetonbestimmungen vom September 1925 schärfer herausgearbeitet als in den tschechischen Bestimmungen. Gerade Ausführungstemperaturen zwischen 5—0° sind für Eisenbetonbauten gefährlich, weil oft nicht beachtet wird, daß die Eisenbetonteile in solchen Zeiten länger in der Schalung stehen bleiben müssen als bei wärmerem Wetter. Ob die Nichtberücksichtigung dieser Dinge vielleicht einer der Gründe der Einsturzkatastrophe ist, das läßt sich mit Bestimmtheit erst sagen, wenn man genau weiß, wie lange die einzelnen Bauteile eingerüstet waren. Ich habe unten liegende Betonteile gesehen, die noch „grün" aussahen und offenbar noch nicht genügend erhärtet waren. Sie stammen wohl aus dem obersten Teile des Baues, der zuletzt ausgeführt war. Wäre solcher Beton aber schon ausgerüstet gewesen, so mußte dies natürlich verhängnisvoll werden. Herr Prof. Dr. Nowak macht in seinem Aufsatz auch darauf aufmerksam, daß in der Praxis oft auch die Vorschriften nicht beachtet werden, daß eingerüstete Bauwerke vor Ablauf von vier Wochen nach Beendigung des Betonierens keine schädlichen Belastungen erfahren sollen. Notstützen sollen nach den Vorschriften unter den Decken noch 7—14 Tage stehen bleiben.

Eine weitere Frage ist die Art und Befähigung des ausführenden Unternehmers. Ich habe gehört, daß die ausführende Firma bisher wohl normale Eisenbetondecken und dergleichen in Hochbauten hergestellt hat, hier aber zum ersten Male einen großen Eisenbetonskelettbau. Es muß immer wieder darauf hingewiesen werden, daß schwierigere Eisenbetonarbeiten nur an Unternehmungen vergeben werden sollten, die durch längere Jahre eine nachweisbare Erfahrung in der Konstruktion und Ausführung solcher Bauten besitzen (vgl. die Vorbemerkung zu den deutschen Eisenbetonbestimmungen vom September 1925).

Darüber, ob der Bau richtig fundiert war, sind bis jetzt keine bestimmten Angaben möglich. Sie lassen sich erst an Hand der Pläne und statischen Berechnungen machen. Wie ich gehört habe, werden die großen Eisenbetonskelettbauten in Prag im allgemeinen auf starke durchgehende Eisenbetonplatten gestellt. Hier ist dies nicht der Fall gewesen. Der Bau ist auf Streifenfundamente gegründet. Der Untergrund war eine Art Schwemmsand, also sicher kein guter Baugrund. Ein Fachmann, der die Unfallstelle besichtigte, hat nach Zeitungsnachrichten seine Ansicht dahin ausgesprochen, daß das Bauunglück wohl von einer Ecksäule des Baues herrührte, die nicht genügend erhärtet war. Es handelt sich um eine Säule im Keller. Man hat zu dieser Säule bis jetzt wohl noch nicht vordringen können, da sie noch mit Trümmern überlagert ist. Es ist mir aber erzählt worden, daß die ausführende Bauunternehmung schon am Morgen des Unglückstages Risse in dieser Säule bemerkt und sich bemüht habe, den Bau in der Nähe dieser Säule abzustützen. Hiermit sei sie jedoch nicht fertig geworden. Ist dies wirklich der Fall, so wäre es unverständlich, daß zur Zeit des Einsturzes noch soviel Menschen in dem Bau waren und daß sie nicht vorher rechtzeitig entfernt wurden. Es ist überhaupt nicht zu verstehen, daß der Bau eingestürzt ist, ohne daß vorher das geringste bemerkt worden sein soll. Solche Baueinstürze bereiten sich bekanntlich durch irgendwelche bedenklichen Erscheinungen an einzelnen Bauteilen vor. Daß hier nichts bemerkt worden ist, und daß keine wirksamen Gegenmaßnahmen getroffen wurden, deutet auch auf die Mangelhaftigkeit der Bauaufsicht hin. Die Prager Baupolizei war offenbar bei der Menge von Bauten und bei dem raschen Bautempo zu eingehender Kontrolle gar nicht in der Lage.

Der Beton ist nach meiner Auffassung im allgemeinen nicht schlecht, aber auch nicht gleichmäßig gut. Er hat viele Poren, was auf nasse Verarbeitungsweise schließen läßt. Es ist kein besonders guter aber ein landläufiger Beton, wie er bei sehr vielen Bauten vorkommt, die fest stehen. An manchen Stellen war der Beton aber viel weniger gut. Dort ist er reichlich sandhaltig, und es fehlt das mittlere Korn. Der Sand krümelt heraus. Dies kann aber auch durch die Erschütterungen beim Herabstürzen der Betontrümmer verursacht sein. Wenn solche Betonstellen im Bauwerk vorhanden waren, als es noch stand, dann kann sich wohl Veranlassung zur Überwindung der Standfestigkeit an diesen Stellen ergeben haben. Ein bestimmtes Urteil darüber ist aber noch nicht möglich. Was die verschiedenen Zeitungen über die Beschaffenheit des Betons geschrieben haben, ist nicht richtig und zum Teil auch erstaunlich. Es wurde behauptet, es sei statt 1 : 8 mit einer Mischung von 1 : 18 gearbeitet worden. Dies ist Unsinn. Der Beton war besser gemischt als 1 : 18, aber auch 1 : 8 wäre für einen solchen Bau unzulässig gewesen. Nach dem Urteil eines Fachmannes, der die Baustelle nach dem Einsturz besichtigte, soll, wie eine Zeitung berichtet, die Mischung 1 : 6 bis 1 : 8 gewesen sein. Ich glaube nicht, daß auch der sachverständige

Fachmann das Mischungsverhältnis auf Grund einer Besichtigung der Betontrümmer in dieser Weise zahlenmäßig richtig schätzen kann. Auch war es, wie erwähnt, offenbar nicht überall gleichmäßig. Es wurde auch bemängelt, daß in einzelnen Säulen faustgroße Steine im Beton vorhanden waren. Die Säulen haben große Abmessungen, und solange durch die größeren Steine der Verbund zwischen Eisen und Beton nicht gestört wird, solange sie also im Innern der Betonsäule bleiben, schaden sie nichts, sind sogar zur Erzielung hoher Druckfestigkeit gut. An den auf der Straße liegenden Trümmern ist mir aufgefallen, daß einzelne Geschoßsäulen in der Längsrichtung keine Verbindung miteinander hatten, sondern offenbar mit stumpfen Betonflächen aufeinander geruht haben.

Von einem Fachmann, der die Unfallstelle besichtigt hat, ist nach Zeitungsnachrichten behauptet worden, die Bewehrung der Säulen sei nach dem Besichtigungsbefund der auf der Straße liegenden Trümmer viel zu schwach gewesen. Bügel hätten ganz gefehlt. Auch dies wird man meines Erachtens mit solcher Bestimmtheit nicht behaupten können, ohne die Konstruktionszeichnungen und die statischen Berechnungen geprüft zu haben. Der Betonquerschnitt der Säule ist an sich groß. Es ist also die Frage, welche Bewehrung überhaupt nötig war. Außerdem habe ich in den Säulen Bügel feststellen können, und wenn sie irgendwo fehlten, dann können sie ja auch beim Abstürzen der Säulen herausgerissen worden sein.

Bei dem vorhandenen Bautempo ist es erklärlich, wenn auch nicht verzeihlich, daß der Unternehmer keine Baukontrollprüfungen ausgeführt hat. Auf die Notwendigkeit solcher Selbstkontrolle muß immer wieder hingewiesen werden. Herr Prof. Dr. Nowak sagt in seinem mehrfach erwähnten Aufsatz in der Zeitung Bohemia sehr richtig, daß es im ureigensten Interesse jedes Unternehmers liegt, die Güte seines nach den Vorproben ermittelten Betons auch durch weitere sogenannte Baukontrollproben nachzuprüfen. Wie richtig dies ist, zeigt dieser Bauunfall wieder klar und deutlich.

Zusammenfassend kann man heute nur sagen, daß der Einsturz des Eisenbetonskelettbaues in der Poriczstraße sicher auf besondere Umstände und darauf zurückzuführen ist, daß beim Bau etwas oder vieles nicht in Ordnung war. Über die Einzelursachen der Katastrophe kann erst die eingehende Untersuchung durch Sachverständige Aufschluß bringen. Ob diese Aufdeckung der Unfallursachen eindeutig gelingen wird, ist eine Frage für sich. Über die Festigkeit des Betons werden zunächst einmal Proben Aufschluß geben, die in der tschechischen Hochschule zu Prag an einigen Säulen durchgeführt werden. Andererseits muß aber hervorgehoben werden, daß es in Prag viele ausgezeichnete und große Eisenbetonskelettbauten von der Art des eingestürzten Hochhauses gibt, die standfest sind und allen Ansprüchen gerecht werden.

# KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

## Berichtigung.

In Heft 42 befand sich auf Anzeigenseite 18 eine Anzeige der Firma J. Gollnow & Sohn, Stettin, bezüglich der Donaubrücke Novisad. Wir stellen fest, daß durch ein bedauerliches Versehen in unserer Druckerei zwei wesentliche Worte ausgebrochen waren. Die Unterschrift mußte lauten:

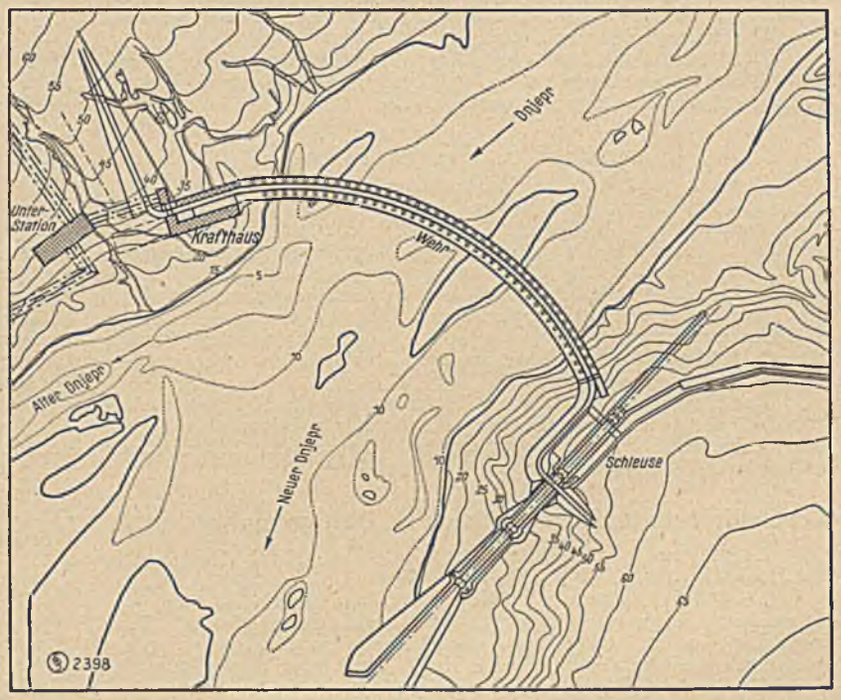
„Lieferung und Montage ausgeführt „zur Hälfte"
von J. Gollnow & Sohn, Stettin."

Schriftleitung und Verlag des Bauingenieur.

## Die Wasserkraftanlage „Dnjeprostroj" am Dnjepr.

Der von der Sowjet-Regierung nach dem Kriege betriebene Ausbau der russischen Wasserkräfte hat in den letzten Jahren einen immer größeren Umfang angenommen; zu den verschiedenen größeren, dem Betrieb bereits übergebenen Wasserkraftanlagen ist zuletzt die Ausnutzung der Wasserkräfte des Dnjepr in der Nähe von Saporoshje (Alexandrow) getreten. Die Grundlage dieses Projektes ist zunächst ein Entwurf für die Schiffbarmachung des Dnjepr gewesen, dessen Ausführung anfangs an der Kostenfrage scheiterte, durch die Verbindung mit einer Wasserkraftanlage aber gerechtfertigt wurde. Mit den Vorarbeiten und den Installationen ist bereits begonnen worden. Die bereits schiffbare Strecke des Dnjepr von seinem Mittellauf bis zum Schwarzen Meer wird durch Stromschnellen unterbrochen; auf dieser Zwischenstrecke von rd. 100 km ist ein Gefälle von 38 m vorhanden, das nunmehr in einer Staustufe ausgenutzt werden soll. Gleichzeitig wird dann der durchgehende Schiffahrtsverkehr durch eine Schleusenanlage bewältigt. Die gesamte Anlage setzt sich zusammen aus einer Flußtalsperre, einer Wasserkraftanlage am rechten und einer Schleusenanlage am linken Ufer. Die Sperrmauer stellt einen 38 m hohen Wehrkörper in Beton dar, auf dessen fester Überfallschwelle noch bewegliche Schützen von 9 m Höhe vorgesehen sind; die Kronenlänge beträgt 766 m, der Mauerinhalt rd. 730 000 m³. Es kann dann mit dieser Anlage der mittlere Wasserspiegel um 36 m gehoben werden. Der durch die Flußsperre hervorgerufene Stausee nimmt eine Gesamtfläche von 270 km² ein, der Beckeninhalt beträgt 3,8 Milliarden m³. Das Kraftwerk soll vorläufig für 350 000 PS mit einer jährlichen Leistung von 1,3 Milliarden kWh ausgebaut werden, die auf 650 000 bis 1 Million PS erweitert werden kann. Für die Anlage sollen Francis-Turbinen mit stehenden Wellen, und zwar sieben Aggregate, verwendet werden. Die Generatoren sind Drehstromgeneratoren von je 36 000 kWh Leistung bei 11 000 V Spannung, die zwecks Weiterleitung des Stromes auf 110 000 V umgeformt wird. Der Strom soll den in der Nähe des Wehres geplanten Fabriken hauptsächlich zur Aluminium- und Ferromangan-Erzeugung zugeführt werden. Zur Überwindung des Flußgefälles von rd. 37 m dient der Schiffahrt eine dreistufige Kammerschleuse, deren jede Kammer eine Länge von 120 m, eine Breite von 17 m und eine Drempeltiefe von 4,90 m erhält. Durch diese Anlage soll ein Gesamtschiffahrtsverkehr von 4,5 Millionen t im Jahre bewältigt werden, dessen stromauf geförderten Anteil hauptsächlich Naphtha, dessen stromab geförderten Anteil Holz und Getreide einnehmen.

Mit Rücksicht auf den Mangel an ausreichenden Erfahrungen über die Einrichtung von Großbaustellen hat die Russische Regierung unter anderen ausländischen Firmen die Siemens-Bauunion[1] mit dem Entwurf der Baustelleneinrichtung beauftragt. Für die Installation waren maßgebend die Menge herzustellenden Betons von insgesamt 1 Million m³ mit einem Gesamtbaustoffbedarf von 200 000 t Zement, 40 000 t Holz, 20 000 t Träger, Bewehrungseisen und Bohrstahl, sowie etwa 30 000 t Geräte; ferner die geforderte tägliche Leistung von 3000 m³ Beton. Grundsätzlich sieht der Entwurf auf jedem Ufer eine besondere Unterkunftsmöglichkeit für Angestellte und



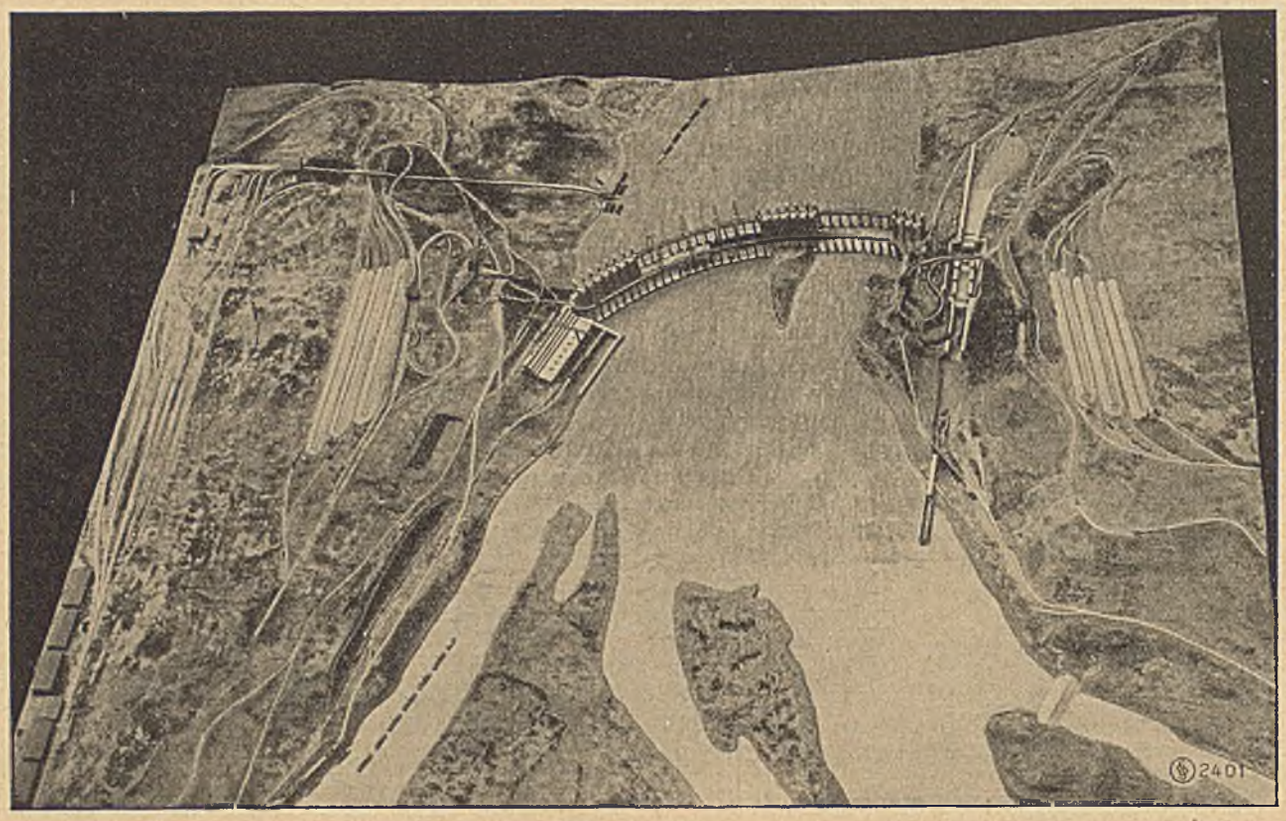

Arbeiter, auf dem rechten Ufer alle für den Bau des Krafthauses und der einen Hälfte des Wehres, auf dem linken Ufer alle für die Schleusenanlage und die andere Wehrhälfte erforderlichen Anlagen vor.

[1] Mittlg. d. Siemens-Bauunion März 1928, Nr. 3.

Bei den großen hier in Frage kommenden Wassermengen ist die Umleitung des Flusses nicht möglich, und so werden einzelne Abschnitte des Wehrkörpers derart abwechselnd hochgeführt, daß die Wasserabführung entsprechend den hydraulischen Grundlagen fortlaufend sichergestellt ist.

Zur Erreichung der hohen Leistungen wurde im Entwurf ein Maschinenpark vorgesehen, dessen Umfang allein moderne Großbaustelleninstallation erkennen läßt: zahlreiche Steinbrecher bis zu 1800 mm Maulweite, Löffelbagger bis zu 3 m³ Inhalt, Krane bis zu 25 t Tragkraft und 25 m Ausladung, 80 km Gleis, 40 Lokomotiven, 800 Wagen verschiedener Bauart.

Mit den Bauarbeiten, besonders der Herstellung der Fangedämme auf beiden Ufern, ist im Spätherbst 1927 begonnen worden, Ende 1932 soll der Bau fertiggestellt sein. Dr. E.




## Ausschuß für Kettenprüfung.

Der Umstand, daß ein nicht unbeträchtlicher Teil der Unfälle in industriellen Betrieben auf den Bruch von Last- und Förderketten zurückzuführen ist, legte schon seit langem die Aufstellung einheitlicher Richtlinien für die an die Ketten zu stellenden Anforderungen nahe. Um diesem Bedürfnis zu entsprechen, ist nunmehr ein Ausschuß für Kettenprüfung gebildet worden, zu dessen Gründung die Vertreter der Kettenhersteller und Verbraucher, der Behörden und Berufsgenossenschaften, sowie des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik am 22. September im Ingenieurhaus Berlin zusammentraten.

Zur Bearbeitung von Einzelfragen wurde ein Arbeitsausschuß gebildet, dessen erste Sitzung am 12. Oktober in Iserlohn stattfand. Die Geschäftstelle des Ausschusses für Kettenprüfung befindet sich in Berlin NW 7, Ingenieurhaus.

## Zuschrift zum Aufsatz Sichardt in Heft 40 und 41, 1928.

Herr Baurat Privatdozent Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin, schreibt uns:

„Bei dem Aufsatz von Herrn Dr.-Ing. Sichardt über die „Grundwassersenkung beim Umbau der Staatsoper Berlin im „Bauingenieur" ist auf Seite 717 eine Zusammenstellung von Unterfangungen bestehender Bauwerke in Berlin unter Absenkung des Grundwassers aufgeführt, in welcher historisch richtig anerkannt wird, daß die Unterfahrung des Hauses Ecke Markgrafen- und Taubenstraße durch die Untergrundbahn Leipziger Platz—Spittelmarkt im Jahre 1906 die älteste derartige Ausführung ist. Dieser für alle späteren vorbildliche Bau ist in allen seinen Teilen von mir entworfen und unter meiner Leitung und Verantwortung als Zivilingenieur unter völligem Ausschluß der Untergrundbahngesellschaft durch die Firma Th. Möbus, Charlottenburg, ausgeführt und von mir eingehend im „Zentralblatt der Bauverwaltung" 1906, Seite 607, veröffentlicht worden und auch als Sonderdruck im Verlage von W. Ernst und Sohn, Berlin, erschienen."

## Kurze tabellarische Zusammenstellung der größten Biegungsmomente, Auflagerdrücke und Querkräfte durchlaufender Träger unter verschiedenartiger Belastung.

Von Civil-Ingenieur Otto Gottschalk, Buenos Aires.

Für den Entwurf von Konstruktionen, besonders im Eisenbetonbau, benötigt der Ingenieur die ungünstigsten Werte der Biegungsmomente in Trägermitte und Auflager und der Quer- und Auflagerkräfte an den Auflagern; sind diese Werte bekannt, so erfolgt in der Regel die Ausbildung der zwischen Mitte und Auflager liegenden Querschnitte auf Grund der Erfahrung ohne weitere statische Berechnung.

Wenn wir uns auf die oben angegebenen Werte beschränken, so können in einer Tabelle alle Zahlenwerte übersichtlich für eine große Anzahl von Feldern zusammengestellt werden, welche bisher ein reiches Tabellenmaterial erforderten. Die nachstehende Tabelle enthält die ausgerechneten Zahlenwerte der größten Biegungsmomente $M_c$ in Mitte und M an den Auflagern, ferner die Stützendrücke R und Querkräfte S für durchgehende Balken bis zu 7 gleichen Feldern, und zwar für gleichförmig und für dreieckförmig verteilte Belastungen, sowie für Einzellasten in der Mitte und in den Drittelspunkten. Die linke Hälfte der Tafel bezieht sich auf ruhende Lasten G, welche alle Felder gleichzeitig belasten, die rechte Hälfte auf die Nutzlasten P. Diese Tafel deckt ein recht großes Anwendungsgebiet und dürfte von besonders praktischem Werte sein.

Als Beispiel sei das zweite Feld eines über 6 gleiche Felder von je 4,5 m Spannweite laufenden Trägers betrachtet, welcher mittels Zwischenbalken in den Drittelspunkten mit je G = 1000 kg und P = 2000 kg belastet wird.

Biegungsmoment in Feldmitte:

$M_{2c} = (0{,}105 \times 1000 + 0{,}218 \times 2000)\ 4{,}5 = 541 \times 4{,}5 = 2435$ kgm;

Biegungsmoment am linken Auflager:

$-M_1 = (0{,}283 \times 1000 + 0{,}320 \times 2000)\ 4{,}5 = 923 \times 4.5 = 4154$ kgm;

Stützendruck am zweiten Auflager:

$R_1 = 2{,}359 \times 1000 + 2{,}58 \times 2000 = 7529$ kg;

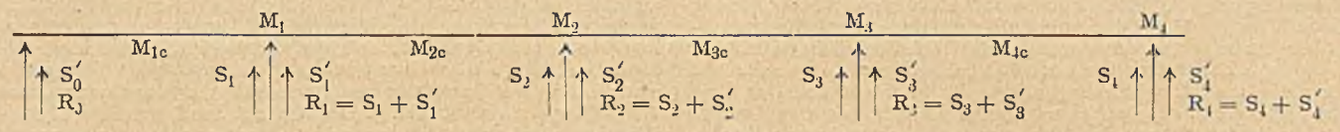
Größtmögliche Querkraft:

$S = 1{,}026 \times 1000 + 1{,}257 \times 2000 = 3540$ kg.

Bei annähernd gleichen Feldern[1] können die Zahlenwerte der Tafel ebenfalls angewendet werden.

[1] Vgl. Eisenbet.-Best. vom September 1925.

Größte Biegungsmomente, Stützendrücke und Querkräfte durchlaufender Träger für ruhende und Nutzlast.




| Belastungsart | Bezeichnung | Momente $\frac{M}{Gl}$ und Querkräfte $\frac{S}{G}$ durch Eigengewicht | | | | | | Momente $\frac{M}{Pl}$ und Querkräfte $\frac{S}{P}$ durch Nutzlast | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Anzahl der Felder | | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Gleichförmig | $M_{1c}$ | 0.070 | 0.080 | 0.077 | 0.078 | 0.078 | 0.078 | 0.096 | 0.101 | 0.100 | 0.100 | 0.100 | 0.100 |
| | $M_{2c}$ | 0.070 | 0.025 | 0.036 | 0.033 | 0.034 | 0.033 | 0.096 | 0.075 | 0.081 | 0.079 | 0.079 | 0.079 |
| | $M_{3c}$ | | 0.080 | 0.036 | 0.046 | 0.043 | 0.044 | | 0.101 | 0.081 | 0.086 | 0.084 | 0.084 |
| | $M_{4c}$ | | | 0.077 | 0.033 | 0.043 | 0.044 | | | 0.100 | 0.079 | 0.084 | 0.083 |
| | $-M_1$ | 0.125 | 0.100 | 0.107 | 0.105 | 0.106 | 0.106 | 0.125 | 0.117 | 0.121 | 0.120 | 0.120 | 0.120 |
| | $-M_2$ | | 0.100 | 0.071 | 0.079 | 0.077 | 0.078 | | 0.017 | 0.107 | 0.111 | 0.110 | 0.110 |
| | $-M_3$ | | | 0.107 | 0.079 | 0.086 | 0.085 | | | 0.121 | 0.111 | 0.115 | 0.114 |
| | $S_0' = R_0$ | 0.375 | 0.400 | 0.393 | 0.395 | 0.394 | 0.394 | 0.438 | 0.450 | 0.447 | 0.448 | 0.447 | 0.447 |
| | $S_1$ | 0.625 | 0.600 | 0.607 | 0.605 | 0.606 | 0.606 | 0.625 | 0.617 | 0.621 | 0.619 | 0.620 | 0.620 |
| | $S_1'$ | 0.625 | 0.500 | 0.536 | 0.526 | 0.529 | 0.528 | 0.625 | 0.583 | 0.602 | 0.598 | 0.599 | 0.599 |
| | $R_1 = S_1 + S_1'$ | 1.250 | 1.100 | 1.143 | 1.131 | 1.135 | 1.134 | 1.250 | 1.200 | 1.223 | 1.218 | 1.219 | 1.219 |
| | max. S | | | 0.464 | 0.500 | 0.510 | 0.507 | | | 0.572 | 0.591 | 0.596 | 0.592 |
| | interior R | | | 0.928 | 0.974 | 1.020 | 1.007 | | | 1.144 | 1.168 | 1.192 | 1.187 |
| Einzellast in Mitte | $M_{1c}$ | 0.157 | 0.175 | 0.170 | 0.171 | 0.171 | 0.171 | 0.203 | 0.213 | 0.210 | 0.211 | 0.210 | 0.210 |
| | $M_{2c}$ | 0.157 | 0.100 | 0.116 | 0.112 | 0.113 | 0.112 | 0.203 | 0.175 | 0.183 | 0.181 | 0.182 | 0.181 |
| | $M_{3c}$ | | 0.175 | 0.116 | 0.132 | 0.128 | 0.129 | | 0.213 | 0.183 | 0.191 | 0.189 | 0.189 |
| | $M_{4c}$ | | | 0.170 | 0.112 | 0.126 | 0.123 | | | 0.210 | 0.181 | 0.189 | 0.187 |
| | $-M_1$ | 0.187 | 0.150 | 0.161 | 0.158 | 0.159 | 0.159 | 0.188 | 0.175 | 0.181 | 0.179 | 0.180 | 0.180 |
| | $-M_2$ | | 0.150 | 0.107 | 0.118 | 0.115 | 0.116 | | 0.175 | 0.161 | 0.167 | 0.165 | 0.166 |
| | $-M_3$ | | | 0.161 | 0.118 | 0.130 | 0.127 | | | 0.181 | 0.167 | 0.173 | 0.172 |
| | $S_0' = R_0$ | 0.313 | 0.350 | 0.339 | 0.342 | 0.341 | 0.341 | 0.406 | 0.425 | 0.421 | 0.421 | 0.421 | 0.421 |
| | $S_1$ | 0.687 | 0.650 | 0.661 | 0.658 | 0.659 | 0.659 | 0.688 | 0.675 | 0.682 | 0.679 | 0.680 | 0.680 |
| | $S_1'$ | 0.687 | 0.500 | 0.554 | 0.539 | 0.543 | 0.542 | 0.688 | 0.675 | 0.654 | 0.647 | 0.649 | 0.649 |
| | $R_1 = S_1 + S_1'$ | 1.374 | 1.150 | 1.215 | 1.197 | 1.202 | 1.200 | 1.375 | 1.300 | 1.336 | 1.327 | 1.328 | 1.329 |
| | max. S | | | 0.446 | 0.500 | 0.512 | 0.511 | | | 0.607 | 0.636 | 0.643 | 0.642 |
| | interior R | | | 0.892 | 0.964 | 1.025 | 1.011 | | | 1.214 | 1.251 | 1.286 | 1.279 |
| Einzellasten in $^1/_3$ Punkten | $M_{1c}$ | 0.223 | 0.224 | 0.238 | 0.240 | 0.239 | 0.240 | 0.278 | 0.289 | 0.286 | 0.287 | 0.286 | 0.286 |
| | $M_{2c}$ | 0.223 | 0.066 | 0.112 | 0.100 | 0.105 | 0.102 | 0.278 | 0.200 | 0.222 | 0.216 | 0.218 | 0.218 |
| | $M_{3c}$ | | 0.244 | 0.112 | 0.123 | 0.120 | 0.120 | | 0.289 | 0.222 | 0.228 | 0.226 | 0.227 |
| | $M_{4c}$ | | | 0.238 | 0.100 | 0.120 | 0.107 | | | 0.286 | 0.216 | 0.226 | 0.220 |
| | $-M_1$ | 0.334 | 0.267 | 0.287 | 0.282 | 0.283 | 0.283 | 0.333 | 0.311 | 0.322 | 0.319 | 0.320 | 0.320 |
| | $-M_2$ | | 0.267 | 0.190 | 0.210 | 0.205 | 0.207 | | 0.311 | 0.286 | 0.297 | 0.294 | 0.295 |
| | $-M_3$ | | | 0.287 | 0.210 | 0.231 | 0.226 | | | 0.322 | 0.297 | 0.308 | 0.305 |
| | $S_0' = R_0$ | 0.667 | 0.733 | 0.714 | 0.719 | 0.718 | 0.719 | 0.833 | 0.866 | 0.857 | 0.860 | 0.859 | 0.859 |
| | $S_1$ | 1.333 | 1.267 | 1.286 | 1.281 | 1.282 | 1.281 | 1.333 | 1.312 | 1.322 | 1.319 | 1.320 | 1.320 |
| | $S_1'$ | 1.333 | 1.000 | 1.095 | 1.070 | 1.077 | 1.074 | 1.333 | 1.223 | 1.273 | 1.262 | 1.265 | 1.264 |
| | $R_1 = S_1 + S_1'$ | 2.667 | 2.267 | 2.381 | 2.351 | 2.359 | 2.355 | 2.667 | 2.535 | 2.595 | 2.581 | 2.585 | 2.584 |
| | max. S | | | 0.905 | 1.000 | 1.026 | 1.019 | | | 1.191 | 1.243 | 1.257 | 1.253 |
| | interior R | | | 1.810 | 1.930 | 2.052 | 2.019 | | | 2.382 | 2.447 | 2.514 | 2.496 |
| Dreieckförmig | $M_{1c}$ | 0.095 | 0.107 | 0.104 | 0.105 | 0.105 | 0.105 | 0.109 | 0.136 | 0.134 | 0.134 | 0.134 | 0.134 |
| | $M_{2c}$ | 0.095 | 0.042 | 0.056 | 0.051 | 0.052 | 0.052 | 0.109 | 0.104 | 0.111 | 0.109 | 0.110 | 0.109 |
| | $M_{3c}$ | | 0.107 | 0.056 | 0.068 | 0.064 | 0.066 | | 0.136 | 0.111 | 0.117 | 0.115 | 0.116 |
| | $M_{4c}$ | | | 0.104 | 0.051 | 0.065 | 0.061 | | | 0.134 | 0.109 | 0.115 | 0.114 |
| | $-M_1$ | 0.156 | 0.125 | 0.134 | 0.132 | 0.132 | 0.132 | 0.156 | 0.146 | 0.151 | 0.150 | 0.150 | 0.150 |
| | $-M_2$ | | 0.125 | 0.089 | 0.094 | 0.096 | 0.096 | | 0.146 | 0.134 | 0.140 | 0.138 | 0.138 |
| | $-M_3$ | | | 0.134 | 0.094 | 0.108 | 0.106 | | | 0.151 | 0.140 | 0.144 | 0.143 |
| | $S_0' = R_0$ | 0.344 | 0.374 | 0.366 | 0.368 | 0.368 | 0.368 | 0.422 | 0.438 | 0.434 | 0.434 | 0.434 | 0.434 |
| | $S_1$ | 0.656 | 0.626 | 0.634 | 0.632 | 0.632 | 0.632 | 0.656 | 0.646 | 0.652 | 0.650 | 0.650 | 0.650 |
| | $S_1'$ | 0.656 | 0.500 | 0.544 | 0.534 | 0.536 | 0.536 | 0.656 | 0.604 | 0.630 | 0.622 | 0.624 | 0.624 |
| | $R_1 = S_1 + S_1'$ | 1.316 | 1.126 | 1.178 | 1.166 | 1.168 | 1.168 | 1.316 | 1.250 | 1.282 | 1.272 | 1.274 | 1.274 |
| | max. S | | | 0.456 | 0.500 | 0.512 | 0.509 | | | 0.590 | 0.614 | 0.620 | 0.620 |
| | interior R | | | 0.912 | 0.966 | 1.024 | 1.008 | | | 1.180 | 1.210 | 1.240 | 1.236 |

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

**Der zukünftige deutsche Wohnungsbedarf.** Das Institut für Konjunkturforschung veröffentlicht in seinem letzten Wochenbericht folgende Schätzung über den zukünftigen deutschen Wohnungsbedarf. Die zukünftigen Veränderungen des Wohnungsbedarfs hängen entscheidend von der Entwicklung der Zahl der Haushaltungen ab. Die Statistiken der Eheschließungen, der Sterblichkeit und der Auswanderung gestatten eine schätzungsweise Berechnung der Grundrichtung der Bewegung, um die sich der tatsächliche Haushaltungszugang in jährlichen Schwankungen je nach der wirtschaftlichen Lage voraussichtlich bewegen wird. Diese Grundrichtung der Bewegung wird bis zum Jahre 1935 noch aufwärts gerichtet sein, eine Folge des schrittweisen Einrückens der durch Kriegsverluste nicht mehr betroffenen Jahrgänge 1902 bis 1914 in die Altersjahre mit größter Eheschließungswahrscheinlichkeit (22—35 Jahre). Dabei ist im Jahrfünft 1931—1935 mit einem ziemlich gleichbleibenden jährlichen Reinzugang (Haushaltungsgründungen abzüglich Haushaltungsauflösungen) von 250 000 Haushaltungen zu rechnen. Vom Jahre 1936 ab beginnt der jährliche Haushaltungszugang rasch zu sinken. Dieser Rückgang geht von der außergewöhnlich schwachen Besetzung der nun in das Heiratsalter einrückenden Kriegsjahrgänge aus, bildet aber zugleich den Übergang zu einem nun ständig niedriger bleibenden Zugang infolge der gesunkenen Geburtenziffer der Nachkriegsjahre. Nach einem vorübergehenden Ansteigen des Haushaltungszuganges um die Mitte der vierziger Jahre, als Auswirkung der hohen Geburtenziffern der Jahre 1920 und 1921, überwiegt gegen 1950 bereits wieder die sinkende Tendenz. Ihr Andauern wird von der Entwicklung der Geburtenziffer abhängen.

Voraussichtlicher jährlicher Zuwachsbedarf an Wohnungen auf heutigem Reichsgebiet.

| Im Durchschnitt der Jahre | Anzahl, rund |
|---|---|
| 1927—1930 | 225 000 |
| 1931—1935 | 250 000 |
| 1936—1940 | 190 000 |
| 1941—1945 | 85 000 |
| 1946—1950 | 100 000 |

Rechnet man für 1928 mit etwa dem gleichen Reinzugang an Wohnungen wie im Jahr 1927 (290 000 Wohnungen), so dürfte sich über die Deckung des jährlichen Zuwachsbedarfs von gegenwärtig 220 000 Wohnungen hinaus der Wohnungsfehlbedarf im Reich in diesen beiden Jahren um je 70 000, zusammen also 140 000 Wohnungen vermindert haben. Nimmt man nach den Schätzungen des Reichsarbeitsministeriums den dringenden Fehlbedarf für Ende 1926 mit rund 600 000 Wohnungen an, so wäre dieser demnach Ende 1928 noch auf rund 450 000 zu beziffern. Bis zu welchem Zeitpunkt dieser Fehlbedarf völlig gedeckt sein wird, hängt von dem Umfang der Wohnungsbautätigkeit in den nächsten Jahren ab.

Der ab 1936 zu erwartende Rückgang des jährlichen Zuwachsbedarfs an Wohnungen von 250 000 auf 100 000 und noch darunter bedeutet für die beteiligten Gewerbezweige an sich die Gefahr einer entsprechenden zukünftigen Minderbeschäftigung. Für das Baugewerbe könnte dieser Ausfall, abgesehen von der Entwicklung der gewerblichen und öffentlichen Bauaufträge, durch eine verstärkte Bautätigkeit für den Ersatz überalteter Wohnungen wesentlich gemildert werden. In gleicher Richtung dürfte sich die größere Verbreitung der leichten Bauweise auswirken.

**Denkschrift zur Schlichtungsreform.** Die Vereinigung der Deutschen Arbeitgeberverbände hat jetzt dem Reichsarbeitsministerium eine Denkschrift mit den Änderungsvorschlägen zum Schlichtungswesen eingereicht. Die Notwendigkeit staatlicher Schlichtungstätigkeit wird anerkannt, aber hervorgehoben, daß zur Stärkung der Selbstverwaltung und Selbstverantwortung der Beteiligten dem tariflichen Schlichtungswesen — wie es im Baugewerbe bereits angewendet wird — der Vorzug zu geben ist. Zum Ausbau einer derartigen tariflichen Schlichtung sind die Arbeitgeberverbände grundsätzlich bereit. Die Verbindlichkeitserklärung der Schiedssprüche soll dagegen wesentlich eingeschränkt werden. Daher wird in der Denkschrift die Einrichtung einer zentralen Reichsschiedsstelle vorgeschlagen, die jeweils erst die Verbindlichkeitserklärung des Schiedsspruches zu empfehlen hat.

**Handel und Gewerbe im Oktober 1928** nach den Berichten der preußischen öffentlichen Berufsvertretungen.

Eine geringe, z. T. saisonmäßig bedingte Belebung in einzelnen Wirtschaftszweigen läßt noch keinen Schluß auf einen Stillstand im Konjunkturrückgang zu. In der Eisenindustrie war der etwas lebhaftere Absatz auf die Sorge vor dem Arbeitsstillstand an der Ruhr zurückzuführen. Im Baugewerbe trug das gute Wetter zur Belebung bei. In der Textil- und Lederindustrie und den Papier- und Holzverarbeitenden Industrien dürfte die geringe Belebung durch den Winterbeginn zu erklären sein. Die Ausfuhr stieg im September bei Verminderung der Einfuhr von Lebensmitteln und Getränken; der stark verminderte Inlandabsatz an Fertigwaren, der sich besonders in der Maschinen- und Werkzeugindustrie zeigte, konnte durch den vermehrten Auslandabsatz nicht ausgeglichen werden. Die Zahl der Erwerbslosen stieg leicht.

Im Bergbau ließ die Beschäftigung nach. Während sonst im allgemeinen der Monat Oktober eine Belebung des Kohlenmarktes wegen der Einsetzung des Winterbedarfs bringt, war in diesem Jahr im Oktober eine ziemliche Zurückhaltung der Abnehmer zu verzeichnen. Zum Teil hängt diese Zurückhaltung mit den Voreindeckungen zusammen, die auf Grund der Sommerrabatte vorgenommen worden sind. Auch die am 1. Oktober d. J. eingetretene Frachterhöhung hat manche Abnehmer zu Vorbezügen veranlaßt, was in der Bedarfsdeckung für den Monat Oktober eine Verschiebung bedeutet.

Die Inlandmarktlage läßt erkennen, daß wir keinem zunehmenden Kohlenbezuge gegenüberstehen und läßt Schlüsse darauf zu, daß sich in einigen Industriezweigen die Lage ungünstig gestaltet hat.

Im Kohlenverbrauch bleiben einige Industriezweige sichtlich zurück, während in manchen Betrieben, besonders solchen, die für den Winterbedarf und das Weihnachtsgeschäft arbeiten, die Aufträge sich mehren. Die Arbeitsstreitigkeiten in verschiedenen Industrien und die Lohnkämpfe in der Eisenindustrie wirken auf den Ruhrkohlenabsatz hemmend. Die Aussperrung in der Eisenindustrie läßt erwarten, daß der gewaltige Absatzausfall, insbesondere bei den Hütten, Zechen und Kokereien, sich keinesfalls durch Stürzen von Kohlen und Koks, auch nicht durch Feierschichten, wird ausgleichen lassen, sondern daß er zur vorübergehenden Stillsetzung ganzer Zechenbetriebe wird führen müssen.

Die Absatzlage bei der Industrie der Steine und Erden, besonders der Kalkindustrie, ist nicht günstig, da die saisonmäßige Betriebseinstellung bei den fraglichen Unternehmungen wegen der Lage des Baumarktes in diesem Jahre verhältnismäßig früh eingesetzt hat.

Die Geschäftslage der Großeisenindustrie ist nach wie vor gespannt. Die Roherzeugung hatte im Monat September einen neuen Tiefstand erreicht. Der insoweit eingeengte Markt erfuhr in der Berichtszeit allerdings eine teilweise Belebung, welche als eine Folge der am 1. November drohenden Stillegung der im rheinisch-westfälischen Industriebezirk gelegenen Betriebe anzusprechen ist. Ein großer Teil der Inlandabnehmer sah sich hierdurch veranlaßt, Nachbestellungen oder Neuaufträge zu erteilen. In besonderem Maße haben die außerhalb der nordwestlichen Gruppe liegenden Verbraucher große Formeisen- und Halbzeugmengen abgerufen, um bei etwa eintretender Aussperrung eine größere Zeit weiterarbeiten zu können. Es war den Werken nicht immer möglich, allen Wünschen gerecht zu werden.

So erfreulich die gegenüber dem Vormonat etwas günstigere Geschäftsentwicklung in einigen Betriebszweigen ist, so ist sie doch hervorgerufen durch Angstkäufe und vorzeitige Eindeckungen und kann somit nicht darüber hinwegtäuschen, daß sie den Keim eines entsprechenden Rückschlages in sich trägt. Mit einem solchen wird um so mehr gerechnet werden, als in den wichtigsten Zweigen der weiterverarbeitenden und der Verbrauchsgüterindustrie die Lage nach wie vor ernst bleibt.

In der Maschinenindustrie ist die Lage weiter rücklaufend, wozu auch die Lohnbewegung beigetragen hat. Der Auftragseingang aus dem Inland ging weiter zurück und konnte durch den Auftragseingang aus dem Ausland nur teilweise ausgeglichen werden. Die Nachfrage nach Spezialmaschinen war lebhafter. Die Preise sind gedrückt. Sie dürften durch die Entwicklung der Löhne und der Preise für Rohstoffe und Halbfabrikate noch beeinflußt werden.

Die Beschäftigung der Bauhauptgewerbe ließ infolge der vorgerückten Jahreszeit allmählich nach, da Neuaufträge nur noch wenig einliefen, doch war der vorliegende Auftragsbestand noch groß genug, um bei dem guten Bauwetter dem Baugewerbe zufriedenstellende Beschäftigung zu geben. Für die Baunebengewerbe war überwiegend die Geschäftslage noch günstiger als für das Bauhauptgewerbe, da, abgesehen von den Arbeiten an Neubauten, in vielen Handwerksberufen, bedingt durch die Jahreszeit, Reparaturarbeiten in beträchtlichem Umfang verlangt wurden.

Auf dem Baumarkt sind wesentliche Änderungen gegenüber dem Vormonat nicht eingetreten. Während im Osten und im rheinisch-westfälischen Industriegebiet über eine weitere Abnahme der Bautätigkeit geklagt wird, wird die Lage des Berliner Baumarktes als verhältnismäßig gut bezeichnet. Auf dem Baustoffmarkt machte sich besonders bei Zement und Eisen die inzwischen eingetretene Tariferhöhung der Reichsbahn bemerkbar. Der Baustoffindex betrug am 10. Oktober 159,3 gegen 159,6 am 12. September d. J., der Baukostenindex stieg von 171,5 auf 173,4 für die gleichen Daten.

**Die Arbeitsmarktlage im Reich.** (Nach den Berichten der Landesarbeitsämter.) Anfang November hat sich die saisonmäßige Abschwächung des Beschäftigungsgrades in den Außenberufen langsam weiter verstärkt. Auch das Abbröckeln des Beschäftigungsgrades in der Metallwirtschaft setzte sich fort. Dagegen war die saisonübliche Belebung einiger Verbrauchsgüterindustrien nur noch von geringer Bedeutung. Das Ereignis auf dem Arbeitsmarkt ist der Arbeitskampf in der nordwestdeutschen Eisen- und Stahlindustrie, der unmittelbar etwa 220 000 Arbeiter trifft.

Auf dem bergbaulichen Arbeitsmarkt des Ruhrgebiets trat eine weitere Verschlechterung ein. Von den Abbaumaßnahmen wurden am 31. Oktober 1640 Arbeiter und Angestellte getroffen, die zum

größten Teil der Arbeitslosenunterstützung anheimfallen werden. Von der Massenentlassung in der nordwestdeutschen Eisenindustrie werden schwere Rückwirkungen auf den Erz- und Steinkohlenbergbau befürchtet.

In der Industrie der Steine und Erden schritt die saisonmäßige Abschwächung fort. Vor allem entließen Ziegel- und Kalkindustrie; aber auch Gips- und Zementwerke gaben Kräfte frei.

In der Metallindustrie stieg die Zahl der Arbeitslosen weiter an; auch die Kurzarbeit dehnte sich weiter aus.

Die Beschäftigung im Baugewerbe ließ weiter nach; bezirksweise, besonders in Niedersachsen, Hessen und teilweise in Mitteldeutschland, war der Rückgang erheblich stärker als in den Wochen vorher; in anderen Bezirken war die Lage noch auffallend widerstandsfähig. In Westfalen, Südwestdeutschland und Niederbayern bietet der Baumarkt unter Berücksichtigung der Jahreszeit noch ein verhältnismäßig günstiges Bild. Auch Sachsen verzeichnet in den Großstädten noch rege Bautätigkeit. Ostpreußen berichtet über lebhafte Vermittlungstätigkeit zur Fertigstellung von Neubauten und für Reparaturarbeiten, während in Pommern Neubauaufträge fehlen und die Ausbesserungsarbeiten größtenteils beendet sind. Brandenburg erwartet an Neubauaufträgen noch eine gewisse Besserung. Unter den Zugängen an Arbeitsuchenden treten in allen Bezirken besonders Maurer hervor.

Mit dem Rückgang der Außenarbeiten verschlechterte sich besonders der Markt der ungelernten Arbeit.

## Rechtsprechung.

**Zum Begriff des wirtschaftlichen Zusammenhangs zwischen Wohn- und Geschäftsräumen im Sinne von § 3, Abs. 2, der preuß. Verordn. vom 11. November 1926.** (Urteil des Reichsgerichts, III. Civilsenat, vom 26. Juni 1928 — III 28/28.) V. hatte an H. im April 1910 drei Zimmer mit Zubehör als Wohnung und einen anschließenden Laden als Geschäftslokal vermietet. Im Oktober 1924 schloß H. im Einverständnis mit V. einen Untervermietvertrag mit U. durch den sie diesem den Laden untervermietete. V. erklärte sich bereit, gegen eine Vergütung von M. 2250 U. mit gleichen Rechten und Pflichten als Hauptmieter anzuerkennen. H. verpflichtete sich bei Erhalt einer Ersatzwohnung die an den Laden anstoßende Wohnung aufzugeben, welche dann ebenfalls auf U. als Hauptmieter übergehen sollte. Nach Inkrafttreten der preußischen Lockerungsverordnung vom 11. November 1926 (Gesetzsammlung S. 300), kündigte V. gegenüber H. und U. das Mietverhältnis bezüglich des Ladens und klagte auf dessen Räumung. H. und U. wenden ein, daß die in der Lockerungsverordnung vom 11. November 1926 für Geschäftsräume angeordnete Aufhebung des Mieterschutzes hier nicht gelte, da der Laden wegen seines wirtschaftlichen Zusammenhangs mit Wohnräumen zugleich mit letzteren vermietet ist (§ 3, Abs. 2, der genannten Lockerungsverordnung.)

Das Reichsgericht hat die Räumungsklage des V. abgewiesen. Ein wirtschaftlicher Zusammenhang zwischen Laden und Wohnung hat ohne Zweifel bei Abschluß des ursprünglichen Mietvertrages im April 1910 vorgelegen. Nach dem Willen der Beteiligten sollte das gesamte Mietverhältnis zu den gleichen wirtschaftlichen und persönlichen Zwecken unverändert von H. auf U. übergehen. Bezüglich der Geschäftsräume wurde diese Absicht sofort in die Tat umgesetzt. Der sofortigen Überlassung der Wohnung stellte sich das Hindernis entgegen, daß H. sich erst Ersatzräume beschaffen mußte. Dieser durch die in Berlin herrschende Wohnungsnot bedingte Umstand kann jedoch keine Lösung des wirtschaftlichen Zusammenhangs zwischen Geschäftsraum und Wohnung rechtfertigen. Die Nichtvereinigung von Wohn- und Geschäftsräumen in einer Hand stellt nur eine einstweilige Regelung für eine Übergangszeit dar, deren längere Dauer durch Umstände veranlaßt wurde, die von dem Willen der Parteien unabhängig waren. Dieser vorübergehende Ausnahmezustand konnte den wirtschaftlichen Zusammenhang zwischen Wohnung und Geschäftsraum nicht aufheben.

**Baut jemand an eine zur Hälfte auf seinem, zur Hälfte auf dem Nachbargrundstück stehenden Giebelmauer an, so muß er dem Nachbarn den normalen Verkehrswert der halben Mauer erstatten.** (Urteil des Oberlandesgerichts Cöln vom 8. Juni 1928, 8 U 128/27.) Steht die Giebelmauer eines Gebäudes zur Hälfte auf dem dem Eigentümer des Gebäudes gehörenden Grundstück, zur Hälfte auf dem Nachbargrundstück, so ist die ganze Giebelmauer, auch insoweit auf dem Nachbargrundstück steht, als wesentlicher Bestandteil des Gebäudes Eigentum des Gebäudeeigentümers.

Baut der Nachbar nun an die Giebelmauer an, so wird diese durch den Anbau Eigentum beider Grundstückseigentümer, und zwar entsprechend der zwischen beiden Grundstücken verlaufenden Grenze. Damit ist der anbauende Nachbar auf Kosten des Gebäudeeigentümers, der früher alleiniger Eigentümer der Giebelmauer war, ungerechtfertigt bereichert und ist dem Gebäudeeigentümer gemäß § 818, Abs. 2 BGB. ersatzpflichtig, und zwar hat er den normalen Verkehrswert der halben Mauer zur Zeit des Anbaus zu ersetzen.

Der Nachbar kann nicht einwenden, für seine Zwecke wäre eine Mauer von der Stärke der Giebelmauer nicht erforderlich gewesen, s hätte eine Mauer von einem Stein genügt, er sei auch daher auch ur insoweit bereichert und brauche nicht den ganzen Wert der halben Mauer zu ersetzen; Rechtsverlust auf der einen und Bereicherung auf der anderen Seite, sind dadurch eingetreten, daß der Gebäudeeigentümer das Eigentum an der halben Mauer verloren, und der Nachbar das Eigentum an der halben Mauer erworben hat. Ob in diesem Umfang für den Nachbarn eine Eigentumsverschiebung in diesem Umfange notwendig war, kann dahinstehen, wesentlich ist nur, ob eine solche in diesem Umfange rechtlich stattgefunden hat. Unerheblich ist auch, wie vielleicht der Nachbar gebaut haben würde, und welches Interesse er persönlich an der halben Mauer hat. Es kommt vielmehr nur darauf an, was er erlangt hat, und welchen Wert das Erlangte in der Verkehrsauffassung der damaligen Zeit besaß. Dieser Wert ist zu ersetzen. Es ist auch nicht etwa so, daß der später Anbauende vollständig der Willkür des zuerst Bauenden ausgeliefert wäre. Denn ersterer braucht, sofern er Eigentümer des Grundstücks zur Zeit des Baus der Giebelmauer ist, den Überbau auf sein Grundstück nicht zu dulden, sofern er aber das Grundstück erst nach dem Bau der Giebelmauer erwarb, erwarb er es in Kenntnis des Zustandes der Giebelmauer.

**Die Vollmacht zum Verkauf eines Grundstücks muß nur dann in den Formen des § 313 BGB. (gerichtlich oder notariell), beurkundet werden, wenn sie lediglich das äußere Gewand der Verpflichtung zur Veräußerung ist, und wenn der Verkäufer alles Erforderliche zum Abschluß des Verkaufs bereits getan hatte.** (Urteil des Reichsgerichts, VI. Civilsenat, vom 13. Februar 1928 — VI 236/27.) In dem zur Entscheidung stehenden Falle hatte S. dem C. die Ermächtigung erteilt, das Grundstück für ihn und in seinem Auftrage weiterzuverkaufen und es dem C. überlassen, alle Kaufbedingungen mit dem Käufer festzulegen; sollte jedoch der Betrag von M. 500000 zuzüglich Verkaufsprovision und Unkosten nicht erreicht werden, so hatte sich C. mit S. alsbald ins Benehmen zu setzen.

Gemäß § 313 BGB. bedarf ein Vertrag, durch den sich der eine Teil verpflichtet, das Eigentum an einem Grundstück zu übertragen der gerichtlichen oder notariellen Beurkundung. Nach der ständigen Rechtsprechung des Reichsgerichts bedarf die Vollmacht zum Abschluß eines Grundstücksveräußerungsvertrage dieser Form nur dann, wenn sie sich nur als das äußere Gewand darstellt, an das die Verpflichtung zur Eigentumsübertragung an einem Grundstück gekleidet war, wenn der Verkäufer also schon alles getan hat, was von seiner Seite zum Abschluß eines Grundstücksveräußerungsvertrages erforderlich war.

Im vorliegenden Fall war in der von S. an C. erteilten Vollmacht eine Unwiderruflichkeit in dem Sinne nicht zu finden, daß der Vollmachtgeber die ihn bindende Verpflichtung übernimmt, das Eigentum am Grundstück an denjenigen zu übertragen, mit dem der Bevollmächtigte den Veräußerungsvertrag abschließen wird. Eine solche Verpflichtung ist auch nicht aus der Bestimmung des Vertrages zu folgern, nach der C. sich um den Verkauf des Grundstücks zu bemühen und keine Verkaufsmöglichkeit durch Forderung von mehr als M. 500000 zuzüglich Verkaufsprovision und Unkosten scheitern lassen sollte. Denn S. blieb stets noch frei in seinem Entschlusse, ob und an wen er des Eigentums am Grundstück sich entäußern wollte.

**Durch § 29 der III. Steuernotverordnung wird die Aufwertung von Baubeihilfen nicht ausgeschlossen.** (Urteil des Reichsgerichts, VII. Civilsenat, vom 4. Mai 1928 — VII 642/27.) Der Verein zur Errichtung von Bergmannswohnungen verlangt durch Klage von der Stadtgemeinde F. die Aufwertung der aus der Gewährung von Baubeihilfen in der Zeit vom 13. Oktober 1921 bis 13. April 1923 in Höhe von 350000 Papiermark ihm zustehenden Forderung zum vollen Betrage des Goldmarkwertes in Höhe von M. 6757,10. Zur Sicherung aller Forderungen aus der Gewährung von Baubeihilfen war auf Grund der Bewilligung vom 10. Oktober 1921 eine Sicherungshypothek bis zum Höchstbetrage von 268800 Papiermark im Grundbuch eingetragen.

Nach Ansicht der Stadtgemeinde F. ist durch § 29 der III. Steuernotverordnung vom 14. Februar 1924 eine Aufwertung von Baubeihilfen, die, wie hier, aus öffentlichen Mitteln gewährt sind, vollkommen ausgeschlossen und lediglich den Landesregierungen überlassen. Denn gemäß § 29 der III. Steuernotverordnung können die Landesregierungen Grundstücke mit nach dem 1. Juli 1918 bezugsfertig gewordenen Gebäuden, die mit Beihilfen aus öffentlichen Mitteln errichtet sind, an Stelle der Erhebung einer Aufwertungssteuer zur Förderung des Wohnungsbaus mit einer Grundschuld bis zu 40% (später abgeändert auf 25%), des in Goldmark umgerechneten Werts der Beihilfe oder bis zu einem entsprechenden Hundertsatz des Friedenswertes belasten.

Nach Ansicht des Reichsgerichts kann die Frage offen bleiben, ob die im vorliegenden Fall gewährten Beihilfen als Beihilfen aus öffentlichen Mitteln im Sinne der III. Steuernotverordnung anzusehen sind. Es kann auch unerörtert bleiben, ob die Eintragung der in § 29 der III. Steuernotverordnung vorgesehenen Grundschuld die hier geltend gemachten Aufwertungsansprüche beeinflussen würde, da die hier in Betracht kommende Landesregierung von einer derartigen Belastung Abstand genommen hat. Auf jeden Fall sind durch die zugunsten der Länder in der III. Steuernotverordnung getroffenen Bestimmungen des öffentlichen Rechts die den Beihilfendarlehnsgeber auf Grund des bürgerlichen Rechts zustehenden Aufwertungsansprüche nicht beseitigt.

# PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 6. Januar 1928, S. 18.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 35 vom 30. August 1928.

Kl. 5 a, Gr. 3. B 130 238. „Buna Speranta" Societate Anonima Romana, Ploesti, Rumänien; Vertr.: H. Neubart, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum aushilfsweisen Antrieb einer maschinell angetriebenen Bohrkranwinde. 9. III. 27.

Kl. 5 b, Gr. 14. D 51 994. Demag A.-G., Duisburg. Umsetzvorrichtung für Preßluftbohrhammer. 22. XII. 26.

Kl. 5 b, Gr. 41. M 102 488. Maschinenfabrik Buckau A.-G. zu Magdeburg, Magdeburg-Buckau. Verfahren für den Betrieb von Tagebauen, insbes. für Braunkohle. 8. XII. 27.

Kl. 19 b, Gr. 5. M 97 026. Peter Marx, Köln-Lindenthal, Dürener Str. 253. Sandstreuer. 22. XI. 26.

Kl. 20 i, Gr. 34. S 72 315. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Zugsicherung. 21. XI. 25.

Kl. 20 i, Gr. 35. S 75 362. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Verhinderung des Überfahrens von Haltesignalen. 19. VII. 26.

Kl. 20 i, Gr. 35. J 80 804. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur selbsttätigen Inbetriebsetzung von Zugbeeinflussungsvorrichtungen. 20. VII. 27.

Kl. 20 i, Gr. 38. O 16 330. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin SW 61, Tempelhofer Ufer 23/25. Schaltung für selbsttätige Streckenblockung. 1. III. 27.

Kl. 20 i, Gr. 39. W 76 838. Daniel Weber, Neustadt a. d. Haardt, Mußbacher Str. 6. Selbsttätige von einem Zug ein- und ausschaltbare Warnsignale für Wegübergänge. 12. II. 27.

Kl. 80 a, Gr. 55. R 55 279. Friedrich Rousselle, Wiesbaden, Heßstraße 2. Verfahren und Einrichtung zur Herstellung von Pflastersteinen aus Hochofenschlacke oder ähnlichen geschmolzenen Massen; Zus. z. Pat. 422 386. 6. III. 22.

Kl. 81 e, Gr. 127. B 128 495. Braunkohlen- und Brikett-Industrie Akt.-Ges., Werksdirektion Mückenberg, Mückenberg. Abraumförderbrücke. 22. XI. 26.

Kl. 85 d, Gr. 1. L 63 797. Otto Laubner, Penzig, O.-L., Brunnenfilter, insbes. aus glasiertem Steinzeug mit Glockenstücken. 7. VIII. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 35 vom 30. August 1928.

Kl. 37 e, Gr. 6. 465 292. Dipl.-Ing. Carl-Otto Meinhardt, Wanzleben, Magdeburg, u. Oskar Weinrich, Remkersleben. Klettergerüst. 22. IV. 26. M 94 261.

Kl. 37 e, Gr. 9. 165 293. Georg Baumgarten, Berlin-Cöpenick, Freiheit 16. Schalung für Beton- oder Schlackenbetonwände. 12. XI. 27. B 134 362.

Kl. 42 a, Gr. 42. 465 526. Adolf Rudow, Berlin-Neukölln, Berliner Str. 102. Auf dem Kreuznutprinzip beruhender Ellipsenzirkel. 1. VII. 27. R 71 650.

Kl. 42 a, Gr. 12. 465 527. Dr. Hugo Stössel, Berlin-Charlottenburg, Marchstr. 3. Ellipsenzirkel. 14. VIII. 27. St 43 063.

Kl. 68 c, Gr. 9. 465 390. Wilhelm Friedemann, Bremen, Auf der Brake 10. Gehänge für schwere Schiebetüren u. dgl. mit einer hohlzylindrischen Laufschiene. 3. VII. 27. F 64 020.

Kl. 70 e, Gr. 10. 465 198. Dr.-Ing. e. h. Viktor Graf, München, Stadtlohner Str. 8. Ankerbock für Parallelogramm-Zeichenvorrichtungen. 31. VIII. 26. G 68 085.

Kl. 70 e, Gr. 10. 465 199. Franz Kuhlmann, Rüstringen-Wilhelmshaven, Bismarckstr. 185. Lineralbefestigung für Parallelzeichenvorrichtungen. 16. VII. 27. K 105 107.

Kl. 80 b, Gr. 16. 465 206. Louis Fitte, Biarritz, Frankr.; Vertr.: P. Thannhäuser, Pat.-Anw., Berlin NW 21. Verfahren zur Herstellung eines künstlichen Pflastersteins. 30. IX. 23. F 54 777. Frankreich 6. XI. 22.

Kl. 81 e, Gr. 127. 465 482. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Abraumförderbrücke. 6. III. 27. M 98 660.

Kl. 81 e, Gr. 127. 465 483. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Abraumfördergerät. 27. XI. 27. M 102 302.

Kl. 81 e, Gr. 127. 465 484. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Ausleger für Abraumförderer u. dgl. mit dreieckigem Querschnitt. 2. XII. 27. M 102 363.

Kl. 84 a, Gr. 3. 465 207. Badische Landeselektricitätsversorgung, Akt.-Ges. (Badenwerk), Karlsruhe i. B., Hebelstr. 2—4. Selbsttätige Abschlußeinrichtung für Saugheber. 25. IV. 26. B 125 143.

Kl. 84 a, Gr. 5. 465 208. Karl Hochstötter, Wolfratshausen, Oberbayern. Vorrichtung zur Entnahme von Wasserproben in verschiedener Tiefe. 20. VIII. 24. H 97 275.

Kl. 85 c, Gr. 3. 465 209. Francke-Werk A.-G., Bremen, Am Seefelde 20. Vorrichtung zur Abwasserreinigung mit belebtem Schlamm. 1. IV. 26. F 61 133.

Kl. 85 c, Gr. 3. 465 403. Dr. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstr. 57. Von unten belüfteter, ständig durchflossener Füllkörper für Abwasser jeder Art. 14. VIII. 25. J 26 545.

Kl. 85 c, Gr. 3. 465 404. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beiertheimer Allee 70. Anlage zur mechanischen Wasserreinigung mittels Siebbands. 7. VIII. 26. G 67 934.

Kl. 85 c, Gr. 6. 465 210. Dr. Karl Imhoff, Franz Fries u. Dr. Friedrich Sierp, Essen, Kronprinzenstr. 37. Verfahren und Vorrichtung zum Betriebe einer Absiebvorrichtung für belebten Schlamm aus Abwasser. 1. VIII. 26. J 28 667.

Kl. 85 c, Gr. 6. 465 211. Dr. Karl Imhoff u. Franz Fries, Essen, Kronprinzenstr. 37. Verfahren zur Verbesserung der Schlammzersetzung in Emscherbrunnen und damit verbundenen getrennten Nachfaulräumen. 1. VIII. 26. J 28668.

Kl. 85 c, Gr. 6. 465 212. Dipl.-Ing. Richard Mensing, Neustadt, Haardt. Siebgehäuse in der Form eines Siebbands; Zus. z. Pat. 330 635. 29. IV. 24. M 84 733.

Zu den Jahrgängen 1904 bis 1927 des Blattes für Patent-, Muster- und Zeichenwesen ist ein ausführliches, nach der Buchstabenfolge geordnetes Sachregister herausgegeben worden. Der Preis des 321 Seiten umfassenden Werks beträgt 36 RM. Es ist von Carl Heymanns Verlag, Berlin W 8, Mauerstr. 44, zu beziehen.

# BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. XII. 1919 mit den Bestimmungen über Berechnung der Masten für elektrische Freileitungen, über Auslegung der Hochbaubelastungsbestimmungen, den Erlassen über die Berechnung von Riegeln eiserner Fachwerkswände, über Schornsteine aus Betonkaminsteinen, über die zulässige Beanspruchung von Flußstahl und hochwertigem Baustahl, über die baupolizeiliche Zulassung von Schlackensteinen und Kunststeinen ähnlicher Art. Geheftet RM 1,50. Neunte, ergänzte Auflage. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Die wertvolle, allbekannte Zusammenfassung liegt in der bewährten Form, bis auf die letzte Zeit ergänzt, vor, und wird nach wie vor ein unentbehrliches Rüstzeug für den Architekten und den Bauingenieur darstellen. Dr. M. Foerster.

Gewöhnliche Differentialgleichungen. Von K. Fladt. 72. Band der von W. Lietzmann und A. Witting herausgegebenen mathematisch-physikalischen Bibliothek. B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1927. Preis kartoniert RM 1,20.

Der Verfasser hat in lesenswerter Weise auf 67 Seiten die Aufgabe gelöst „von einem riesig ausgedehnten Stoff eine klare Anschauung zu geben"; er behandelt dabei neben gewöhnlichen Differentialgleichungen erster und zweiter Ordnung auch Systeme von zwei gewöhnlichen Differentialgleichungen. P. Werkmeister.

Das Baurecht im Privatrecht, in der Gewerbeordnung und im Reichsstrafgesetzbuch. Von Rechtsanwalt Dr. Werneburg. Stilkes Rechtsbibliothek Nr. 70, Berlin NW 7.

Das kleine uns vorliegende Werk ist ausschließlich der Erörterung der gesetzlichen Bestimmungen des privaten Baurechts gewidmet, jedoch unter Einbeziehung der hierzu gehörenden Vorschriften der Reichsgewerbeordnung und des Strafrechts. Es wendet sich hierbei nicht nur an Rechtskundige, sondern soll auch ein Wegweiser für die Personenkreise des Baugewerbes sein und ihnen als Ratgeber dienen. Deshalb ist das Werk durchaus gemeinverständlich und leicht faßlich geschrieben. Besonders wertvoll in diesem Sinne ist auch die Einbeziehung der Rechtsprechung der höheren Gerichte in sehr erheblichem Umfange. Ein gutes Sachregister erhöht die Brauchbarkeit des Werkes, das den technischen Kreisen, an die es sich wendet, also im besonderen dem Architekten und Ingenieur, allen Bauunternehmungen und Baugrundstücksbesitzern warm empfohlen werden kann. M. Foerster.

## Berichtigung

zur Veröffentlichung „Erddruckversuche im natürlichen Maßstabe" von Prof. Franzius, Hannover, in Heft 43 und 44.

Es muß in den Bildunterschriften heißen

bei Abb. 9 Seite 791, $\delta = 0^0$ an Stelle von $\delta = 15^0$
„ „ 10, „ 791, $\delta = 0^0$ „ „ „ $\delta = 15^0$
„ „ 12, „ 813, $h = 1{,}80$ m „ „ „ $h = 1{,}23$ m

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.