

## DER EINFLUSS DER SCHUBVERFORMUNG AUF DIE DURCHBIEGUNG UND AUF DIE BIEGUNGSSCHWINGUNGEN VON STÄBEN.

Von Dr.-Ing. K. Hohenemser, Darmstadt.

Aus dem Aerodynamischen Institut der Technischen Hochschule Darmstadt<sup>1</sup>.

Übersicht: Bei Tragwerken aus Holz ist die gleichzeitig mit der Biegung auftretende Schubverformung von beträchtlicher Größe. Im ersten Teil der Arbeit wird über vergleichende Biege- und Verdrehversuche an Holzstäben, deren Faser in Achsenrichtung verläuft, berichtet. Im zweiten Teil der Arbeit wird gezeigt, wie man in einfachster Weise den Einfluß der Schubverformung auf die Eigenschwingungszahlen von Tragwerken abschätzen kann, nachdem die reine Biegungsschwingungszahl bekannt ist. Es wird darauf hingewiesen, daß man bei Benutzung von bekannten Näherungsverfahren zur Ermittlung der Eigenfrequenzen die Schubverformung ohne weiteres berücksichtigen kann.

### 1. Der Einfluß der Schubdeformation auf die Durchbiegung von Balken aus Holz.

Die Formänderung eines durch transversale Kräfte belasteten Balkens setzt sich aus der reinen Biegungsdeformation, d. h. einer Verdrehung der Querschnitte um die Nullachse und einer Parallelverschiebung der Querschnitte gegeneinander zusammen. Die Auslenkung der Mittellinie eines belasteten Balkens infolge der Querschnittverschiebung allein beträgt

$$(1) \quad y_Q = \kappa \int_0^x \frac{Q}{GF} dx;$$

$Q$  ist die Querkraft,  $G$  der Schubmodul,  $F$  die Querschnittsfläche,  $\kappa$  ist ein Zahlenfaktor, welcher von der Querschnittsgestalt und von der Verteilung der Belastung über die Balkenlänge abhängt. Für den Stab, welcher an beiden Enden frei aufliegt und in der Mitte mit der Einzelkraft  $P$  belastet ist, beträgt die Auslenkung in der Mitte insgesamt

$$(2) \quad y = y_B + y_Q = \frac{Pl^3}{48 EJ} + \frac{\kappa Pl}{4 FG} = \frac{Pl^3}{48 EJ} \left( 1 + \frac{12 \lambda^2 \kappa E}{G} \right),$$

worin mit  $\lambda$  der Schlankheitsgrad bezeichnet ist:

$$\lambda^2 = \frac{J}{F l^2}.$$

Maßgebend für die verhältnismäßige Größe der Schubverformung ist demnach der Koeffizient  $\kappa$ , das Verhältnis  $E/G$  und der Schlankheitsgrad  $\lambda$ . Für Tragwerke aus Stahl ist  $E/G$  klein ( $E/G = \frac{2}{5}$  für Metalle); man ist daher daran gewöhnt, die Schubdeformation bei der Berechnung der elastischen Verformungen und bei der Ermittlung der statisch unbestimmten Kräfte zu vernachlässigen. Bei Holzkonstruktionen dagegen kann die Schubverformung von Balken erheblichen Einfluß haben, weil das Verhältnis  $E/G$  bei Holz ein Vielfaches desjenigen für Metalle beträgt.

Der Schubmodul bei Verdrehung sowohl um eine Achse parallel zur Faserrichtung als auch um Achsen senkrecht zur Faserrichtung wurde für Fichte, Kiefer, Rotbuche, Eiche und Esche von H. Huber<sup>2</sup>, für Spruce von C. Carrington<sup>3</sup> ge-

messen. Bei Stäben, deren Achse in der Faserrichtung verläuft und die allein praktisch verwendbar sind, beträgt der Gleitmodul für Spruce z. B. nach C. Carrington etwa 6000 bis 7000 kg/cm<sup>2</sup>, der Elastizitätsmodul etwa 120 000 bis 130 000 kg/cm<sup>2</sup>. Man hatte hiernach für  $E/G$  Werte zwischen 17 und 22 zu erwarten.

Die Frage, ob die aus Torsionsversuchen gewonnenen Zahlen für den Gleitmodul trotz der beträchtlichen Anisotropie des Holzes auch maßgebend für die Schubdeformation bei dem gebogenen Balken sind, wurde durch eine Arbeit von J. A. Newlin und G. W. Trayer<sup>4</sup> beantwortet. Newlin und Trayer beobachteten die Auslenkungen in der Mitte von beidseitig frei aufliegenden und in der Mitte belasteten Balken bei verschiedenen Querschnittsformen und Spannweiten und verglichen die beobachteten Werte mit den aus Gleichung (2) errechneten, wobei in (2) der Gleitmodul aus Torsionsversuchen an eigens dazu hergestellten runden Probekörpern eingesetzt wurde. Die Übereinstimmung der gerechneten mit den gemessenen Auslenkungen war befriedigend. Allerdings haben Änderungen in dem Wert für  $G$  nur einen verhältnismäßig geringen Einfluß auf die aus Gleichung (2) errechnete Auslenkung  $y$ , so daß eine recht genaue Kenntnis der  $y$  erforderlich ist, um umgekehrt aus der Durchbiegung den Gleitmodul einigermaßen exakt zu errechnen.

Im folgenden soll kurz über Versuche an Balken aus Spruce berichtet werden, die im wesentlichen das von Newlin und Trayer erhaltene Ergebnis bestätigen. Es wurden 4 Balken aus Spruce mit quadratischem Querschnitt, Quadratseite = 4 cm, Länge = 1 m in den in Abb. 1 gezeigten Arten belastet. Bei Belastung nach Abb. 1a tritt im Mittelteil nur eine reine Biegungsdeformation auf, und es ist

$$(3) \quad E = \frac{1}{16} \cdot \frac{Pl^3}{f_2 J}.$$

Aus dem Verhältnis  $f_1/f_2$  erhält man den Quotienten  $E/G$  durch

$$(4) \quad \frac{\kappa E}{G} = \frac{l^2}{F} \left( 3 \frac{f_1}{f_2} - 1 \right).$$

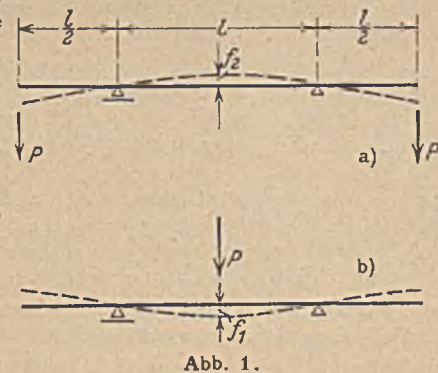


Abb. 1.

Die Auslenkungen wurden durch ein Mikroskop mit Okularskala gemessen; dadurch wurde erreicht, daß Verschiebungen von nur  $\frac{2}{10}$  mm mit höchstens  $\pm \frac{1}{2}\%$  Fehler beobachtet werden konnten. Die Kräfte  $P$  wurden durch Gewichte in herabhängenden Waagschalen erzeugt und betragen bis zu 30 kg. Derartig kleine Kräfte und die entsprechend kleinen Auslenkungen sind vorteilhaft, weil dann das Holz an den Auflagerstellen nicht zu stark zusammengedrückt wird. Trotz sorgfältiger Ausbildung der Lager — die breiten Auflagerplatten A (Abb. 2) wurden mit dem Holz verkittet — ergaben sich über dem Lager elastische Vertikalverschiebungen, die 5 bis 10% derjenigen in der Balkenmitte be-

<sup>1</sup> Die Anregungen zu der Arbeit verdanke ich Herrn Priv.-Doz. Dr.-Ing. W. Prager in Göttingen.

<sup>2</sup> H. Huber, ZFM Bd. 20 (1929), S. 250 und 2 S. V. D. I. 72 (1928) S. 500.

<sup>3</sup> C. Carrington, Phil. Mag. Bd. 41 6 (1921), S. 848.

<sup>4</sup> J. A. Newlin and G. W. Trayer, N. A. C. A., Report 180 (1923), S. 357.

trugen. Die Korrektur der  $f_1$ - bzw.  $f_2$ -Werte durch die Lagerverschiebungen mußte berücksichtigt werden. Nach der Belastung begann ein langsames „Kriechen“, so daß die Auslenkung in 10 Minuten bis auf das 1,02-fache gewachsen sein konnte. Die Ablesung erfolgte unmittelbar nach dem Aufbringen der Last. Nach Wegnahme der Last blieb eine Verschiebung von etwa 1 bis 2% der maximalen zurück, die in erster Linie auf bleibende

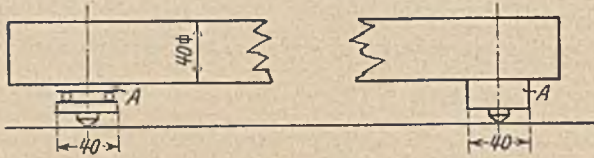


Abb. 2.

Verformungen über den Lagern zurückzuführen ist. Durch alle diese Fehlerquellen, vor allem aber dadurch, daß immer 3 Messungen für einen  $f_1$ - bzw.  $f_2$ -Wert erforderlich sind, treten in den  $f_1$  und  $f_2$  so große Fehler auf, die in der sehr empfindlichen Formel (4) noch vervielfacht werden, daß sich beträchtliche Schwankungen in den Zahlen für  $\kappa E/G$  ergeben müssen. Tatsächlich wurden für  $\kappa E/G$  Werte von 22 bis 29, im Mittel 26, erhalten. Setzt man wie üblich  $\kappa = 1,2$  für den rechteckigen Querschnitt<sup>6</sup>, dann erhält man im Mittel

$$E/G = 22.$$

Es wurden noch Torsionsversuche mit denselben Balken angestellt und hieraus  $G$  nach der genauen St. Venantschen Formel<sup>6</sup>

$$\vartheta = 7,12 \frac{M}{G a^4}$$

errechnet. —  $a$  ist die Quadratseite,  $\vartheta$  die Verdrehung pro Längeneinheit. — Man erhält im Mittel

$G = 5700 \text{ kg/cm}^2$  ( $\pm 6\%$  Schwankung bei den einzelnen Stäben).

Der Elastizitätsmodul nach Gleichung (3) betrug im Mittel

$$E = 130\,000 \text{ kg/cm}^2$$
 ( $\pm 2\%$  Schwankung).

Also  $E/G = 23$ <sup>7</sup>. Man kann demnach den durch Torsionsversuche ermittelten Schubmodul für die Berechnung der Schubverformung im gebogenen Balken verwenden.

Die Druckfestigkeit des untersuchten Holzes für einen Probekörper von 6 cm Länge und  $4 \times 4$  cm Querschnitt ergab sich im Mittel zu  $430 \text{ kg/cm}^2$  ( $\pm 6\%$  Schwankung). Der Feuchtigkeitsgehalt war gering,  $9,4\%$  ( $\pm 0,2\%$ ), das Raumbgewicht ohne den Wassergehalt betrug  $0,40$  ( $\pm 6\%$ ). Die hohen Werte für  $E/G$  gelten nur bei Balken, die aus dem vollen gefräst sind. Bei Balken mit Sperrholzstegen ist die Schubverformung wesentlich geringer, zumal wenn die äußere Faser des Sperrholzes unter  $45^\circ$  zur Längsrichtung verläuft.

Wir zeigen noch an einem einfachen Beispiel, wie groß der Einfluß der Schubdeformation auf die statisch unbestimmten Größen bei Holzkonstruktionen sein kann. Die Lagerkraft  $Q$  des nach Abb. 3 gelagerten und belasteten Balkens beträgt, wenn man nur die reine Bieungsverformung berücksichtigt,

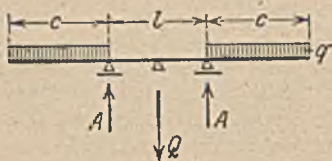


Abb. 3.

$$Q = 3 \frac{q c^2}{l}$$

wo  $q$  die gleichmäßig verteilte Last auf den Kragenden bedeutet. Der Balken möge einen rechteckigen Querschnitt von der Höhe  $h$

haben, und es sei  $h/l = 1/5$ . Für  $E/G = 20$ ,  $\kappa = 1,2$ , erhält man mit Berücksichtigung der Schubverformung

$$Q = 1,53 \frac{q c^2}{l}$$

Die Lagerkraft am mittleren Lager beträgt also nur die Hälfte der nach der üblichen Rechnung ermittelten Kraft. Bei I- und ähnlichen Profilen, die aus dem vollen gefräst sind, wird wegen des größeren Koeffizienten  $\kappa$  der Unterschied noch beträchtlicher.

### 2. Der Einfluß der Schubverformung auf die Biegungsschwingungszahlen von Stäben.

Wir wollen auch für die Schwingungsrechnung den Ansatz (1) zugrunde legen. Wie man durch eine einfache Rechnung zeigt, wird die Biegungsschwingungszahl eines Systems, bestehend aus einem beiderseitig eingespannten masselosen Stab von rechteckigem Querschnitt, der in der Mitte eine Einzelmasse trägt, durch Berücksichtigung der Schubdeformation bei verschiedenen Schlankheitsgraden um folgende Prozentsätze erniedrigt:

| $\lambda^2$ | %    |
|-------------|------|
| 0,002 32    | 14   |
| 0,003 33    | 18,5 |
| 0,005 21    | 25   |

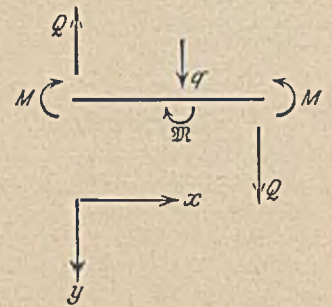


Abb. 4.

Hierbei ist angenommen  $E/G = 2,6$  und  $\kappa = 1,2$ , wie es etwa für Metalle zutrifft. Man sieht, daß selbst bei Metallen hier schon für mittlere Schlankheitsgrade die Vernachlässigung der Schubdeformation durchaus nicht gerechtfertigt ist, um so mehr wird sie sich bei Holz (Propellerschwingungen) bemerkbar machen.

Näherungsweise Werte für den Einfluß der Schubdeformation lassen sich durch Betrachtung der erweiterten Differentialgleichung der kleinen Stabschwingungen gewinnen, die wir kurz ableiten wollen.

Es seien:

- $q$  die äußeren Kräfte pro Längeneinheit,
  - $\mathfrak{M}$  die äußeren Momente pro Längeneinheit,
  - $Q$  die Querkraft,
  - $M$  das Biegemoment,
  - $y_B$  die Biegedeformation,
  - $y_Q$  die Schubdeformation,
  - $t$  die Zeit,
- positiv im gezeichneten Sinn (Abb. 4)
- sodaß  $y = y_B + y_Q$ .

$m$  die Masse pro Längeneinheit,

$\rho$  die Masse pro Volumeneinheit. Das Trägheitsmoment  $J$  und die Querschnittsfläche  $F$  seien konstant über die Stablänge.

Dann gilt unter Berücksichtigung von

$$\frac{dQ}{dx} = -q, \quad \frac{dM}{dx} = Q + \mathfrak{M},$$

$$y_B'' = -\frac{M}{EJ}, \quad y_Q'' = \frac{\kappa}{GF} \frac{dQ}{dx} = -\frac{\kappa q}{GF}$$

für die Auslenkung  $y$  die Differentialgleichung

$$y'' = \frac{1}{EJ} \left( -M - \frac{J}{F} \varepsilon q \right),$$

worin zur Abkürzung  $\varepsilon = \kappa E/G$  gesetzt ist. Durch Differentiation ergibt sich

$$(5) \quad EJ y^{IV} = q - \mathfrak{M}' - \frac{J}{F} \varepsilon q''.$$

<sup>5</sup> In Wirklichkeit hängt  $\kappa$  noch von dem Verhältnis der Höhe zur Breite, von der Art der Belastung und Lagerung ab.

<sup>6</sup> Handbuch der Physik Bd. 6, S. 153, Berlin 1928.

<sup>7</sup> Newlin und Trayer fanden  $E/G = 18$  für Spruce.

Im Falle der freien Schwingungen ist

$$(6) \quad \varrho = -m \ddot{y},$$

$$(7) \quad \mathfrak{M} = -J \varrho \ddot{y}_B.$$

Indem man diese Werte in (5) einsetzt, erhält man

$$(8) \quad E J y^{IV} + m \ddot{y} - J \varrho (1 + \varepsilon) \ddot{y}'' + \frac{\kappa}{G} J \varrho^2 \ddot{y}'' = 0.$$

Durch den Ansatz

$$y(x, t) = y(x) e^{i \alpha t}$$

geht (8) über in die gewöhnliche Differentialgleichung<sup>8</sup>

$$(9) \quad E J y^{IV} - m a^2 y + J \varrho (1 + \varepsilon) a^2 y'' + \frac{\kappa}{G} J \varrho^2 a^4 y = 0.$$

Man kann diese Differentialgleichung, ohne einen großen Fehler zu begehen, vereinfachen, indem man das letzte Glied vernachlässigt. Wie man sich leicht überzeugt, erhält man die Gleichung (9) mit Ausnahme des letzten Gliedes, wenn statt (7)

$$\mathfrak{M} = -J \varrho \dot{y}'$$

gesetzt wird. Die Gleichung

$$(10) \quad E J y^{IV} - m a^2 y + J \varrho (1 + \varepsilon) a^2 y'' = 0$$

liefert also etwas zu kleine Eigenschwingungszahlen, da der Einfluß der Trägheitsmomente zu groß angenommen wurde. Der Fehler bleibt unbedeutend, solange  $y_Q = y - y_B$  klein gegenüber  $y_B$  ist. Für  $\varepsilon = 0$  ergibt sich die bekannte Differentialgleichung der reinen Biegungsschwingung.

Wie schon erwähnt, nimmt  $\varepsilon$  für einen rechteckigen Eisenstab etwa den Wert 3 an, für rechteckige Holzstäbe ist  $\varepsilon = 20$  bis 25. Man sieht, daß der Einfluß der Schubdeformation denjenigen der Trägheitsmomente des Stabes bei weitem überwiegt. Natürlich gilt das nur für die Trägheitsmomente der Stabquerschnitte, Einzelträgheitsmomente können sehr wohl einen größeren Einfluß auf die Schwingungszahl haben, da sie nicht die Differentialgleichung (10), sondern deren Randbedingungen verändern.

Die allgemeine Lösung von (10) läßt sich darstellen durch

$$y = A \cos \nu x + B \sin \nu x + C \cos \mu x + D \sin \mu x,$$

worin

$$(11) \quad \nu^2 = \frac{\mu^2}{1 + \lambda^2 (1 + \varepsilon) (\mu l)^2};$$

$\lambda$  ist wieder der Schlankheitsgrad. Nachdem die  $\mu l$  aus der Frequenzgleichung ermittelt sind, erhält man die Eigenfrequenzen  $\alpha$  durch<sup>9</sup>

$$(12) \quad \alpha^2 = \frac{(\mu l)^4}{1 + \lambda^2 (1 + \varepsilon) (\mu l)^2} \cdot \frac{E J}{I^4 m}.$$

Es hat sich gezeigt, daß man vielfach gute Näherungen für die Eigenwerte von (10) erhält, wenn man die Lösungen ( $\mu l$ ) der Frequenzgleichung, welche zu der Differentialgleichung der gewöhnlichen Biegungsschwingung

$$(13) \quad E J y^{IV} - m a^2 y = 0$$

gehören, in (12) einsetzt. Danach werden also die Eigenwerte von (13) infolge Berücksichtigung der Trägheitsmomente und der Schubdeformationen einfach im Verhältnis

$$(14) \quad \frac{1}{1 + \lambda^2 (1 + \varepsilon) (\mu l)^2}$$

erniedrigt.

Wir berechnen als Beispiel die unterste Schwingung des rechteckigen Stabes, dessen beide Enden frei sind, für  $\lambda^2 = 0,0075$

aus (10) und vergleichen das Ergebnis mit der angegebenen Näherung. Die Randbedingungen für ein freies Ende  $M = 0$  und  $Q = 0$  werden hier zu

$$y'' = (\nu^2 - \mu^2) \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} y,$$

$$y''' = (\nu^2 - \mu^2) y'.$$

Die Frequenzgleichung für den betrachteten Fall heißt

$$-1 + \frac{\nu^2 (\varepsilon \mu^2 + \nu^2)^2 - \mu^2 (\mu^2 + \varepsilon \nu^2)^2}{2 \mu \nu (\nu^2 + \varepsilon \mu^2) (\mu^2 + \varepsilon \nu^2)} \sin \nu l \sin \mu l + \cos \nu l \cos \mu l = 0.$$

Unter Berücksichtigung von (11) erhält man für die kleinste Wurzel den Wert

$$\mu l = 4,762.$$

Die zu (13) gehörende Frequenzgleichung heißt

$$-1 + \cos \mu l \cos \mu l = 0$$

und hat die kleinste Wurzel

$$\mu l = 4,730.$$

Für  $\varepsilon = 3$  ist der genaue Wert der untersten Eigenfrequenz aus (12)

$$\alpha_1 = \frac{17,45}{l^2} \sqrt{\frac{E J}{m}}.$$

Der kleinste Eigenwert von (13) wird entsprechend dem Ausdruck

$$(14) \text{ im Verhältnis } \frac{1}{1,670} \text{ verkleinert, und man erhält}$$

$$\frac{\alpha_1}{\alpha_1} = \frac{17,32}{l^2} \sqrt{\frac{E J}{m}}.$$

Verwendet man für die Berechnung der kleinsten Eigenfrequenz die Näherungsformel<sup>10</sup>

$$(15) \quad \alpha_1^2 = \frac{\int y_{n-1} y_n m dx}{\int y_n^2 m dx}.$$

worin  $y_n$  die Auslenkung infolge der transversalen Kräfte  $\int y_{n-1} m dx$  bedeutet, dann läßt sich der Einfluß der Schubverformung auf die Eigenfrequenz ohne weiteres berücksichtigen. Es ist bekannt, daß Gleichung (15) schon für  $n = 1$  und  $y_0 = \text{konstant}$  vorzügliche Näherungswerte für die Frequenzen der reinen Biegungsschwingung liefert<sup>11</sup>. Man hat nur in Gleichung (15) für  $y_n$  die Summe der Auslenkungen der Biegungs- und Schubverformung einzusetzen, um ebenso gute Näherungen für die Eigenschwingungszahlen mit Berücksichtigung der Schubverformung zu erhalten. Die Integrale der Gleichung (15) werden schon in einfachen Fällen unhandlich, wenn man sie analytisch behandelt. Es empfiehlt sich daher immer, die Integrationen numerisch mit Hilfe der Formeln von Cotes und ähnlichen vorzunehmen.

Für den einseitig eingespannten Balken mit konstantem Querschnitt erhält man aus Gleichung (15) für  $n = 1$  und  $y_0 = \text{konst.}$  die kleinste Eigenfrequenz ohne Berücksichtigung der Schubdeformation zu

$$\alpha_1 = \frac{3,54}{l^2} \sqrt{\frac{E J}{m}};$$

der exakte Wert ist

$$\alpha_1 = \frac{3,52}{l^2} \sqrt{\frac{E J}{m}}.$$

<sup>8</sup> S. Timoshenko, Phil. Mag. Bd. 41 6 (1921), S. 744.

<sup>9</sup> Die Zahl der Schwingungen pro Sekunde ist  $\frac{\alpha}{2 \pi}$ .

<sup>10</sup> Vgl. z. B. K. Hohenemser, Ingenieur-Archiv Bd. 1 (1930), Heft 3.

<sup>11</sup> Die so spezialisierte Gleichung (15) ist unter dem Namen Morleysche oder Kullische Formel bekannt.

Für  $\lambda^2 = 0,00333$  und  $\varepsilon = 24$  ergibt sich aus Gleichung (15) mit Berücksichtigung der Schubverformung

$$a_{1s} = \frac{3,06}{l^2} \sqrt{\frac{E J}{m}}$$

Verwenden wir die Formel

$$(16) \quad a_{1s} = \frac{K}{\sqrt{1 + \lambda^2 \varepsilon K}} \cdot \frac{1}{l^2} \sqrt{\frac{E J}{m}}$$

worin K sich aus

$$a_1 = \frac{K}{l^2} \sqrt{\frac{E J}{m}}$$

ergibt, dann erhält man

$$a_{1s} = \frac{3,10}{l^2} \sqrt{\frac{E J}{m}}$$

Man sieht, daß die Näherung (16) auch hier befriedigend ist. Sind die Querschnitte über die Stablänge veränderlich, dann muß man in Gleichung (16) einen mittleren Schlankheitsgrad einführen, die Näherung wird dann schlechter. Dasselbe ist der Fall, wenn größere Einzelmassen am Stab befestigt sind. Die Berücksichtigung der Schubverformung bei der Schwingungsberechnung entsprechend dem Ausdruck (14) wurde auch für zwei-stielige symmetrische Rahmen mit eingespannten Stielen durchgeführt und mit dem Rechnungsergebnis nach Gl. (15) verglichen. Auch hier erhält man gute Ergebnisse, solange das Verhältnis von Einzelmassen zu den verteilten Stabmassen nicht zu groß wird. Auf jeden Fall kann man mit Hilfe von (14) den Einfluß der Schubverformungen abschätzen und auf Grund der Abschätzung nötigenfalls die Berechnung nach Gleichung (15) ausführen, die immer hinreichend genaue Ergebnisse liefert.

Wir fügen zum Schluß noch einige Bemerkungen über den Zahlenwert des Koeffizienten  $\kappa$  hinzu. Man berechnet  $\kappa$  gewöhnlich in der Weise, daß man unter der üblichen Annahme des Schubspannungsverlaufes über die Querschnittshöhe die Formänderungsarbeit der Schubspannungen in einem Querschnitt der Arbeit der Querkraft auf dem Wege  $y_Q$  gleichsetzt. Dieses Verfahren enthält einige Willkür, da es die Unabhängigkeit des

Koeffizienten  $\kappa$  von der Verteilung der Belastung und die gleichmäßige Verteilung der Schubspannungen über die Querschnittsbreite voraussetzt. Man erhält so für rechteckigen Querschnitt mit beliebigem Seitenverhältnis  $\kappa = 1,20$ , während z. B. für den Fall eines am einen Ende eingespannten rechteckigen Balkens, der am anderen Ende mit einer Einzelkraft belastet ist, die genaue St. Venantsche Theorie, je nach dem Seitenverhältnis, für die Poissonsche Konstante  $m = 4$  (Metalle) liefert<sup>12</sup>:

| $\frac{h}{b}$ | 0,5   | 1     | 2     | 3     | $\infty$ |
|---------------|-------|-------|-------|-------|----------|
| $\kappa$      | 1,272 | 1,410 | 1,472 | 1,490 | 1,500    |

Für den Fall der Schwingung des an zwei Enden freien Stabes mit rechteckigem Querschnitt und verschwindender Breite ist  $\kappa$  vom Verfasser experimentell ermittelt worden. Die vorangegangenen Betrachtungen haben gezeigt, daß die Formel

$$a_1 = \frac{22,4}{\sqrt{1 + \lambda^2 (1 + \varepsilon) 22,4}} \cdot \frac{1}{l^2} \sqrt{\frac{E J}{m}}$$

eine vorzügliche Annäherung für die unterste Eigenfrequenz eines solchen Stabes liefert. Bei bekanntem  $a_1$  läßt sich hieraus

$$\varepsilon = \frac{\kappa E}{G}$$

bestimmen. Es wurden auf akustischem Wege die entsprechenden Tönhöhen von 50 cm langen,  $\frac{1}{2}$  mm breiten verschiedenen schlanken Stäben gefunden, die aus hartem Messingblech hergestellt waren. Es ergab sich für  $\varepsilon$  im Mittel der Wert 3. Das entspricht unter der Annahme  $E/G = 2,5$  für Messing einem Koeffizienten  $\kappa = 1,20$ . Für die Schwingung breiterer Stäbe wird dieser Wert analog dem St. Venantschen Beispiel etwas zu erniedrigen sein. Solange keine weiteren theoretischen oder experimentellen Anhaltspunkte vorliegen, wird man sich damit begnügen müssen,  $\kappa$  auf die übliche Art zu berechnen. Da es sich immer nur um eine mehr oder weniger große Korrektur der gewöhnlichen Stabtheorie handelt, ist die Unsicherheit über die Größe des Koeffizienten  $\kappa$  nicht allzu bedeutungsvoll.

<sup>12</sup> Handbuch der Physik Bd. 6, S. 174, Berlin 1928.

## BEMERKENSWERTE AUSFÜHRUNG EINES EISENBETON-KOKSKOHLENTURMES VON 2800 t GESAMTINHALT MIT BERGSCHADENSICHERER GRÜNDUNG.

Von Dr.-Ing. Nitze, Hindenburg, und Dr.-Ing. Schwarz, Gleiwitz.

Übersicht: Es wird über den Bau und die Ausführung eines Koks-Kohlenturmes mit Presseneinbau zum Wiederaufrichten im Falle einer Schrägstellung berichtet. Ferner werden der Zweck, die maschinellen und Transporteinrichtungen und ihr Einfluß auf die Gestaltung des Bauwerkes sowie die konstruktiven Maßnahmen und statischen Lösungen mit besonderer Berücksichtigung der bergbaulichen Forderungen beschrieben.

Im Herbst 1928 wurde für die erste Batterie der neuen Großkokerei Delbrückschächte ein Kohlenturm errichtet, der in mehrfacher Hinsicht bemerkenswert ist.

Der Turm (Abb. 1, 2, 3 a, b, c) gliedert sich in zwei Teile, einen 45 m hohen Mischurm und einen 32 m hohen Feinkohlenturm. Da für die Beschickung der Batterie sowohl Beschüttung von oben als auch seitliche Besetzung mit gestampftem Kuchen vorgesehen werden sollte, mußten im unteren Teile zwei hohe Öffnungen von 10,88 und 18,10 m lichter Weite vorgesehen werden.

Eine kurze Beschreibung des Betriebsganges mag die Funktionen des Bauwerkes am besten erläutern.

Die in einem unterirdischen Kanal ankommende Kohle wird mittels eines Pendelbecherwerkes von 200 t Stundenleistung

auf die auf der Ordinate + 40,20 (m über Erdgleiche) stehende Verteilungsvorrichtung gehoben. Dieses Becherwerk läuft in einem dem eigentlichen Turm vorgelagerten Anbau, der auch das Treppenhaus enthält. Von hier fällt sie in 4 rund 14 m hohe Bunker von je 250 t Fassungsvermögen. Durch auf der Ordinate + 24,00 stehende Drehteller (Abb. 4) wird sie in die 2,70 m tiefer stehenden zwei Schleudermühlen befördert, wo sie auf die Korngrößen 0—10 mm zerkleinert wird. Diese Mühlen haben eine Stundenleistung von je 100 t bei einem Durchmesser von 2500 mm und einer Umdrehungszahl von 240 Umdrehungen in der min.

Von hier aus kann sich der Weg der Kohle teilen:

Falls die Batterie durch Schüttung von oben beschickt werden soll, fällt das gemahlene Gut zunächst in einen kleinen Zwischenbunker und gelangt von hier aus in die Füllwagen, die auf einer in gleicher Höhe mit der Ofendecke (Ordinate + 8,625) befindlichen Bühne stehen.

Der Raum unter dieser Bühne ist durch eine Zwischendecke unterteilt und für eine Transformatoren- und Schaltanlage sowie für Betriebsbüros nutzbar gemacht.

Erfolgt jedoch, wie es zunächst der Fall ist, die Beschickung der Öfen von der Seite, so wird das gemahlene Gut aus den Schleudermühlen auf ein zweites Pendelbecherwerk von 150 t

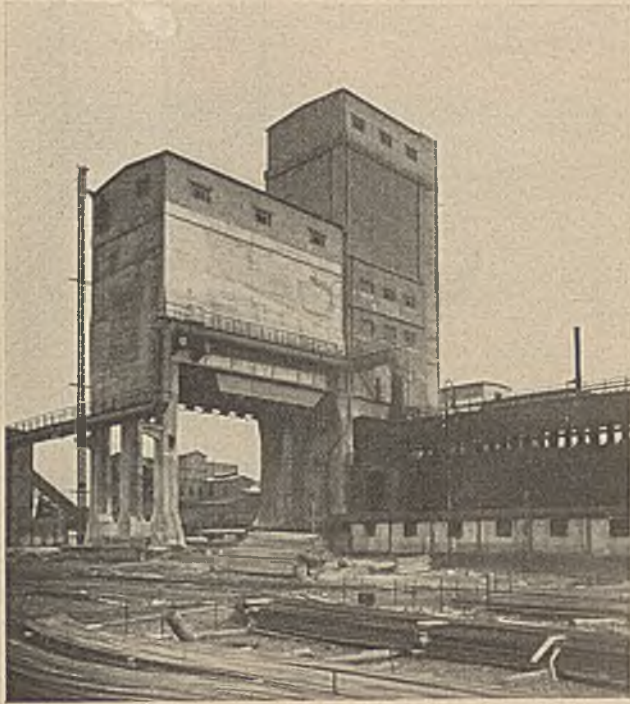


Abb. 1.

Stundenleistung aufgegeben, durch welches es nach dem Feinkohlenturm herüber geschafft wird.

In diesem befindet sich auf der Ordinate + 27,50 eine bewegliche Entleerungsvorrichtung, die die Kohle in den Bunker abwirft (Abb. 5). Der Bunker hat bei einer oberen Länge und Breite von rd.  $18 \times 11$  m und einer Gesamttiefe von 13 m einen Fassungsraum von 1750 t. Aus dem Bunker wird die Kohle in die Beschickungsmaschine unmittelbar abgezogen.

Mit Rücksicht darauf, daß auf verhältnismäßig kleiner Grundfläche in großen Höhen Maschinen mit hoher Leistung und hohen Umdrehungszahlen laufen, die also erhebliche Schwingungen hervorrufen, wurde als Baustoff der Eisenbeton gewählt, der durch größeres Massengewicht diese Schwingungen leichter aufnehmen kann als eine mehr federnde Eisenkonstruktion.

Lediglich das oberste Geschoß beider Türme wurde in Eisenkonstruktion mit Verblendung aus Kalksandsteinen ausgeführt.

Besondere Maßnahmen bei der Konstruktion und Berechnung des Bauwerkes wurden dadurch erforderlich, daß das zur Verfügung stehende Gelände im Bergbausenkenungsgebiet liegt. Um die Größe der späteren Bodenbewegung zu beurteilen, sind seitens der Bergwerksbesitzerin genaue Messungen und Nivellements an vorhandenen Gebäuden, Schornsteinen und Gleisanlagen vorgenommen worden, welche zu dem Entschluß führten, die Fundierung und bauliche Ausbildung des Kohlenturmes so vorzusehen, daß durch die späteren Senkungen des Geländes keinerlei Schäden am Bauwerk und seiner maschinellen Einrichtung entstehen. Auf Grund einer eingehenden statischen Berechnung wurde jene Schrägstellung des Turmes ermittelt, bei welcher in den Säulen und in der Fundamentsohle unzu-

lässige Spannungsüberschreitungen auftreten. Als obere Grenze ist eine Spannungserhöhung in den Säulen für Eigengewicht und Nutzlast von 20% und eine Vergrößerung der zulässigen Bodenpressung um 25% festgesetzt worden. Mit Rücksicht auf die Betonspannung ergab sich ein Schiefenwinkel von  $2^\circ 5'$  und bezüglich der Bodenpressung ein solcher von  $1^\circ 40'$ . Bei einer Turmhöhe von 45 m über Terrain bedeutet das einen Überhang des obersten Firstpunktes von 1,64 m beziehungsweise 1,32 m. Der zu dem kleineren Neigungswinkel gehörige Senkungsunterschied der Plattenränder des 20 m langen Mischturmfundamentes beträgt 0,58 m. Wenn auch Setzungen von dieser Größe als nicht wahrscheinlich erachtet wurden, indessen aber auch schon bei geringerer Schrägstellung insbesondere die Funktion der Pendelbecherwerke stark beeinträchtigt erschien, entschloß man sich, ein bergschadensicheres Fundament mit Presseneinbau zur Wiederaufrichtung des Turmes anzuordnen.

Wie bereits erwähnt, bedingte die Kohlenaufbereitung durch die unter dem Mischbunker eingebaute Schleudermühlen-Anlage und die Speicherung der aufbereiteten Feinkohle in einem eigenen, über der Bahn der Stampfmaschine gelegenen Behälter eine Zweiteilung des Bauwerkes in Mischturm und Feinkohlenturm (Abb. 3a, b, c, 6d.). Die Lage der Kohlenbunker, welche durch die Art der Ofenfüllung bestimmt ist, sowie die Berücksichtigung der erforderlichen Lichtraumprofile des Füllwagens über der Ofendecke und der neben der Ofenbatterie fahrenden Stampfmaschine, ermöglichten nur die Anordnung von drei in der Ofenlängsrichtung liegenden Säulenreihen. Eine gesonderte Fundierung beider Türme auf je einer Fundamentplatte (Abb. 6a) konnte, da hierbei vier Säulenreihen erforderlich werden, nicht in Betracht kommen. Von einer Lagerung des Mischturmes in drei Punkten wurde aus konstruktiven Gründen abgesehen und der Turm mit zwei Säulenreihen auf eine einheitliche Fundamentplatte gegründet. Die räumlich statisch bestimmte Dreipunktagerung des Feinkohlenbunkers mit zwei Lagern auf den äußeren Säulen des Mischturmes und einem dritten Lagerpunkt am oberen oder unteren Rand der nördlichen Pendelwand (Abb. 6b, 6c) war gleichfalls mit Rücksicht auf den

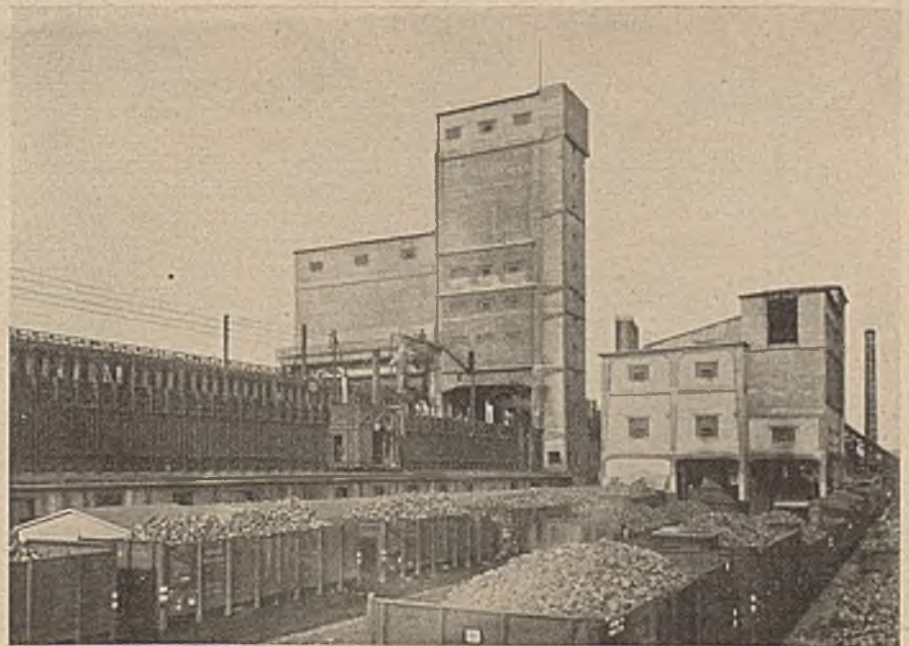


Abb. 2.

außerordentlich hohen Stützendruck von rund 2000 t für einen Lagerpunkt und die sehr großen bei einer starken Bewegung des Bauwerkes zu überwindenden Reibungskräfte, nur schwierig und mit größerem Kostenaufwand auszuführen. Es wurde deshalb auch hier von einer Dreipunktagerung Abstand genommen

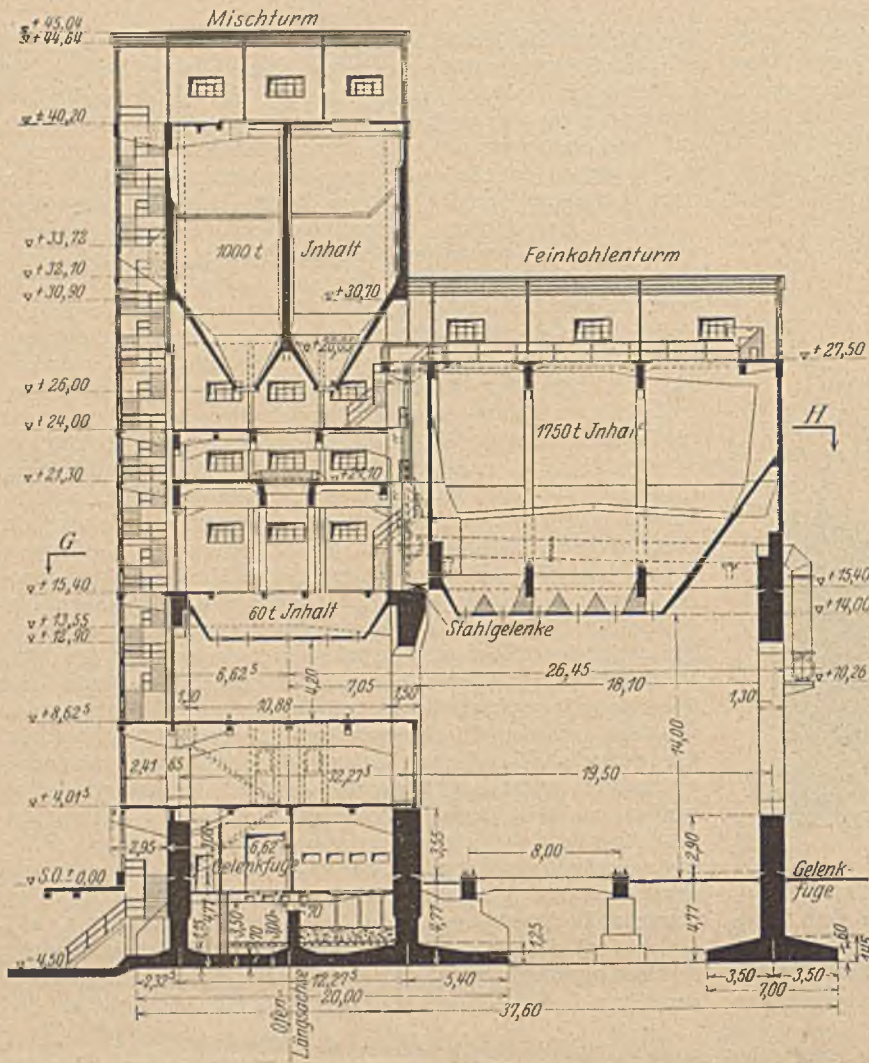


Abb. 3a.

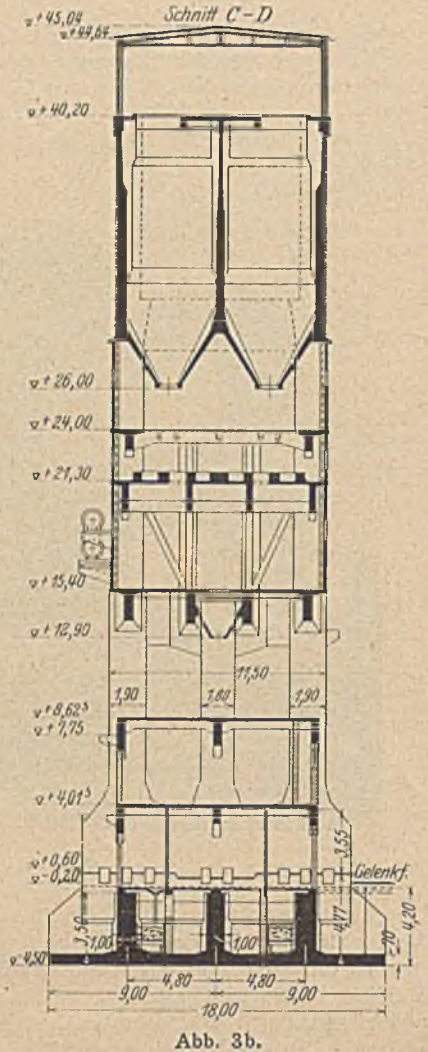


Abb. 3b.

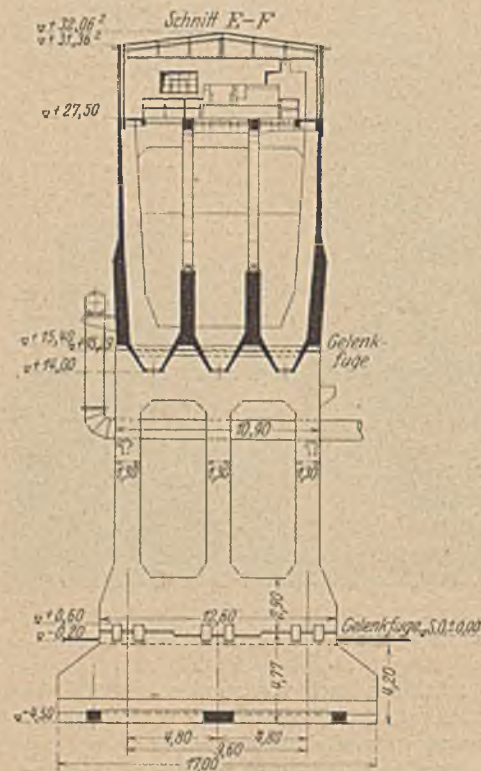


Abb. 3c.

und die Ausführungsart nach Abb. 6d gewählt. Der Feinkohlenbunker liegt mit vier Stahlagern auf den Säulen des Mischturmes und mittels eines Bleistreifenlagers auf der aus drei Säulen sowie oberem und unterem Querträger gebildeten nördlichen Pendelwand. Der Behälter ist somit in der Richtung der lotrechten Längsebene des Bauwerkes statisch bestimmt gelagert. Da Bodenbewegungen hauptsächlich in vorgenannter Richtung zu erwarten und durch die Verteilung der Gesamtlast auf vier Lagerpunkte und ein Streifenlager bedeutend geringere Reibungskräfte im Falle einer größeren Bewegung zu überwinden sind, ist die in der Ebene statisch bestimmte Lagerung des Feinkohlenturmes als billigere Lösung beibehalten worden.

Die Tragfähigkeit des Baugrundes wurde durch eine Probelastung ermittelt. In der auf 4,50 m Tiefe ausgehobenen Baugrube ist ein Belastungstisch mit vier Füßen von  $4 \times 100 = 400 \text{ cm}^2$  Druckfläche aufgestellt worden und die Einsenkungen sind mittels eines auf einem festen Punkt angebrachten Senkungsmessers nach System „Prof. Richter und Dr. Ehrig“ bestimmt worden. Die Belastung wurde stufenweise vorgenommen und bis zur nächsten Laststeigerung solange zugewartet, bis die Einsenkung zur Ruhe gekommen war und sich nicht mehr vergrößerte.

Die angefahrte Bodenschicht der Fundamentsohle bestand aus sandigem Lehm. Grundwasser war in der Baugrube nicht vorhanden. Auf Grund vorgenannter Probelastungen ist für normale, ungestörte Lagerung des Bodens mit einer größten zulässigen Pressung von  $3,5 \text{ kg/cm}^2$  gerechnet worden, für die Ermittlung der Lastwirkungen bei seitlichem Absacken des Bodens wurde ein kritischer Bodendruck von  $6 \text{ kg/cm}^2$  angenommen.

Will man die Fundamentabmessungen und Bewehrungen der bergschadensicheren Gründung eines Turmes in mäßigen Grenzen halten, so ist es mit Rücksicht auf die sich ergebenden Auskragungen zu empfehlen, die für die normale Lagerung angemessene Bodenpressung entgegen der oft vertretenen Meinung, nicht zu niedrig zu wählen. Je geringer die Bodenpressung im Normalzustand ist, um so größer sind die zum Erreichen des kritischen Bodendruckes erforderlichen Absackungen, beziehungsweise freien Auskragungen des Fundamentes. Je früher der kritische Druck erreicht wird, um so eher tritt

ein Nachgeben des Baugrundes ein, so daß größere Auskragungen nicht zur Ausbildung kommen können<sup>1</sup>.

Wie eingangs erwähnt, ist der Mischturme mittels sechs Säulen auf einer gemeinsamen Grundplatte von 20 m Länge und 18 m Breite fundiert, während die Pendelwand des Feinkohlenbunkers auf ein Streifenfundament 17 × 7 m gegründet

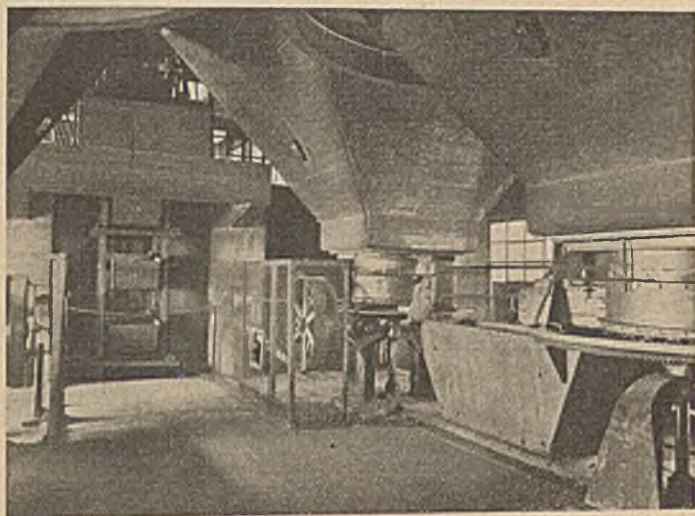


Abb. 4.

ist (Abb. 3a, b, c und 7). Die Säulenfüße einer Säulenreihe sind durch starke Querträger verbunden, welche durch die Gelenkfugen von den darunter befindlichen Fundamentrippen getrennt sind. In diesen durchgehenden Fugen sind die Aussparungen für den Presseneinbau zum Heben des Turmes vorgesehen. Die Fundamentplatte des Mischturmes ist durch die

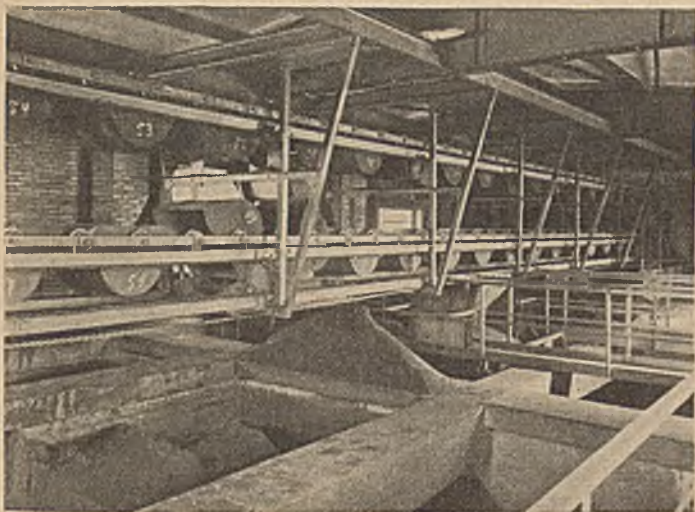


Abb. 5.

beiden Hauptquerträger und einen mittleren Verteilungsträger in der Querrichtung und durch drei Rippen in der Längsrichtung ausgesteift, welche gleichzeitig den südlichen Schienenträger des Gleises der Stampfmaschine aufnehmen. Das Fundament des Mischturmes wurde so ausgebildet, daß der Schwerpunkt der anfallenden Säulenlasten mit dem Plattenmittelpunkt zusammenfällt und eine möglichst gleichförmige Bodendruckverteilung bei normaler Lagerung gewährleistet wird (Abb. 7). Um eine waagerechte Verschiebung des Streifenfundamentes unter der

<sup>1</sup> Prof. Dr.-Ing. K. W. Mautner, „Die Sicherung von Bauwerken in Bergbau-Senkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Bauweise“, Deutsche Bauzeitung 1922, Heft 6, 7 und 8.

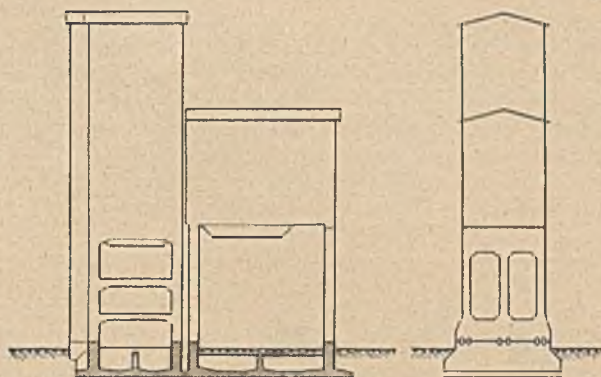


Abb. 6a.

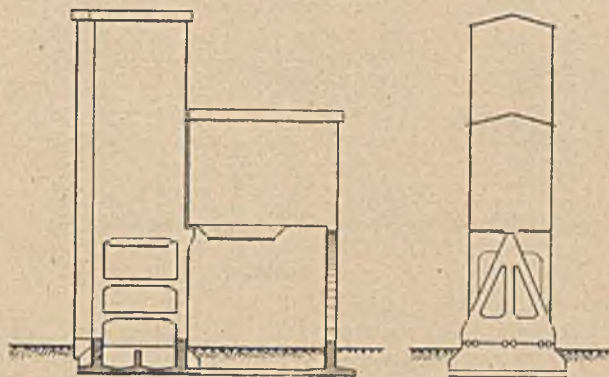


Abb. 6b.

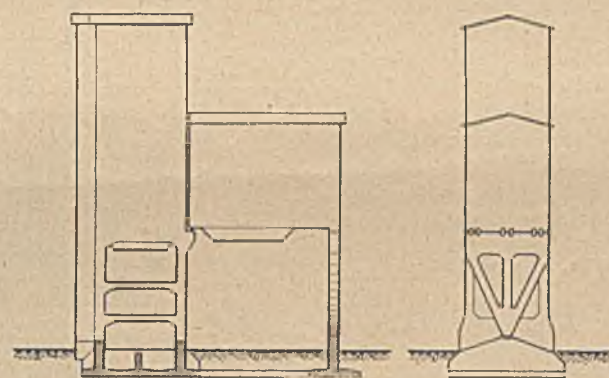


Abb. 6c.

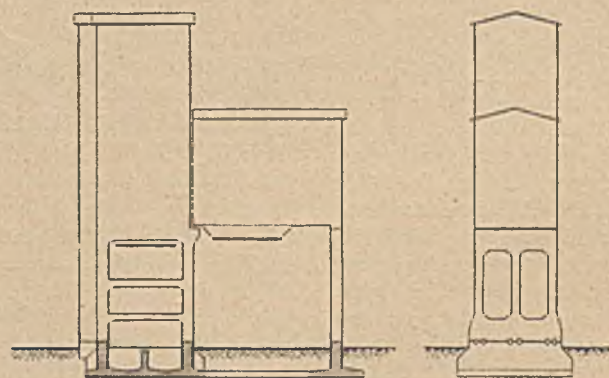


Abb. 6d.

Pendelwand bei Schiebungen des Bodens zu verhindern, wurde eine Verbindung mit dem Plattenfundament des Mischturmes durch ein gelenkig angeschlossenes Strebensystem, welches imstande ist, die söhlichen Kräfte aufzunehmen, angeordnet. Diese waagerechten Kräfte sind mit 520 t, das sind 20% der gesamten auf das Streifenfundament wirkenden lotrechten

Last von 2600 t, angenommen worden<sup>2</sup>. Nach den früher erwähnten Untersuchungen an bestehenden Bauwerken und vorliegenden Erfahrungen erschien es nicht notwendig, mit noch größeren söglichen Bewegungen und Kräften zu rechnen. Um

Die Fundamentträger sind für drei Belastungsfälle, und zwar für normale Lagerung, seitliches und mittleres Absacken des Bodens berechnet. Da die Querträger (Abb. 3a, b, c und 8) durch die darüberliegenden Gelenkbalken sowie die in gleicher Richtung verlaufenden Deckenträger der einzelnen Geschosse und die hohen Bunkerwände ausgesteift sind, können nur sehr geringe gegenseitige Verschiebungen der Säulenstützpunkte entstehen, so daß die Fundamentpressungen für normale Lagerung nahezu gleichförmig, für gestörte Lagerung geradlinig verteilt angenommen werden können.

Aus dem gleichen Grunde war es auch nicht notwendig, für den Zustand des angehobenen, auf Pressen stehenden Turmes besondere Aussteifungen oder volle Wände in der Querrichtung anzuordnen.

Die Auskragung der Fundamentquerträger bei seitlichem Nachgeben des Bodens ist näherungsweise für geradlinige Bodendruckverteilung nach Mautner<sup>1)</sup> aus der Gleichgewichtsbedingung des Systems bestimmt. Der Schwerpunkt des Druckdreiecks muß mit der Resultierenden aller Auflasten zusammenfallen. Daraus folgt der Abstand a der Resultierenden R vom Punkte n (Abb. 9) mit:

$$(1) \quad a = \frac{2 \sum P}{3 \sigma_k b}$$

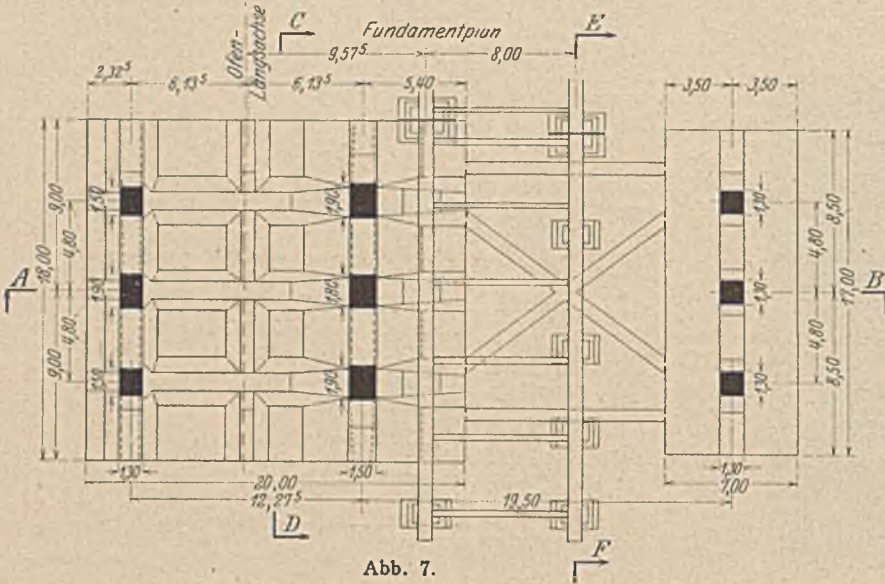


Abb. 7.

gegenseitige lotrechte Verschiebungen des Platten- und Streifenfundamentes zu ermöglichen und starke Nebenspannungen auszuschalten, sind die Verbindungsriegel und Streben mittels Federgelenken durch gekreuzte Eisenanlagen mit den Fundamenten verbunden (Abb. 7). Die Platte des Streifenfundamentes ist als Kragträger bewehrt. Der Bodendruck ist hierbei mit Rücksicht auf die starke Aussteifung durch die breite Fundamentrippe entsprechend dem elastischen Verhalten der Platte und des Bodens nicht gleichförmig, sondern unter der Rippe größer, am Plattenrand kleiner in die Rechnung eingeführt<sup>3</sup>. Die Plattenstärke beträgt am Rande 0,60 m, an der Einspannstelle in die Rippe 1,45 m (Abb. 3a). Die Platte des Mischturmfundamentes ist kreuzweise bewehrt und als kontinuierlich zwischen den Längsversteifungsrippen gespannt berechnet, wobei der Lastanteil in der Querrichtung wesentlich größer als in der Längsrichtung vorausgesetzt wurde. Die Plattenstärke ist mit 0,70 m in den Feldmitten und mit 1,15 bis 1,25 m unter den Versteifungsrippen ermittelt (Abb. 3a, b).

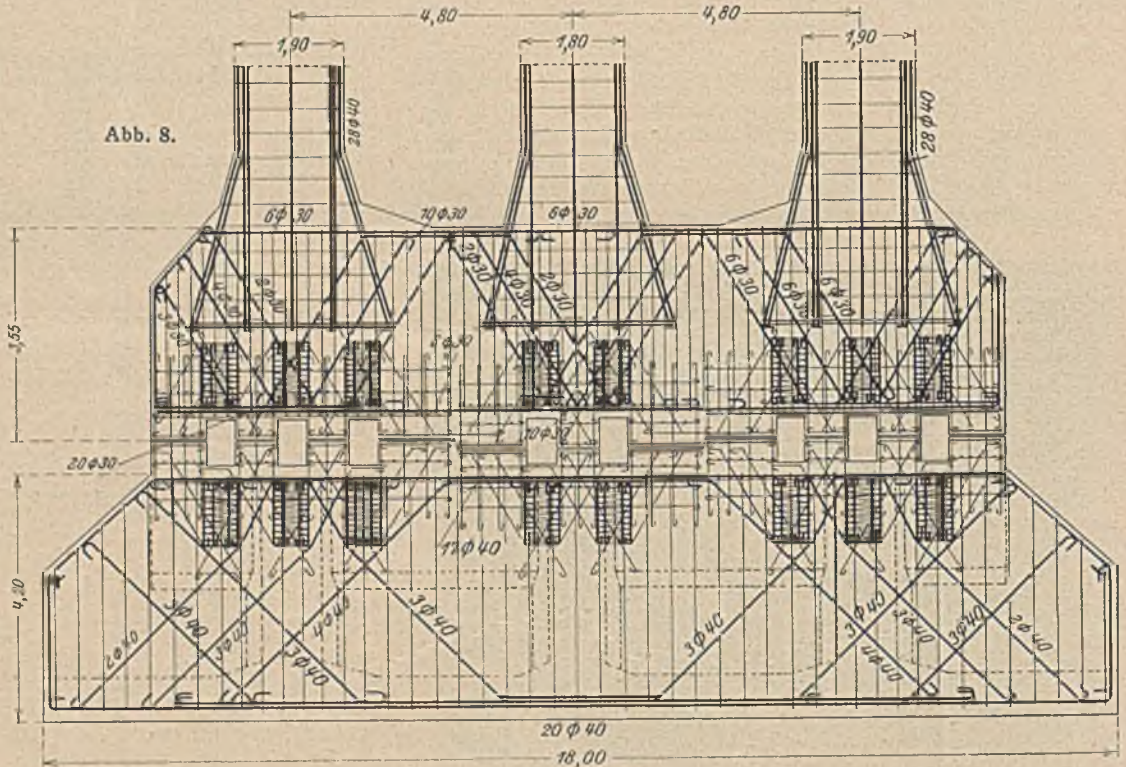


Abb. 8.

<sup>2</sup> Prof. Dr.-Ing. K. W. Mautner, „Die neuen bergschadensicheren Wasserbehälter der Stadt Essen“, Bericht über die 20. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins e. V. 1927, S. 296.

<sup>3</sup> Dr.-Ing. Keiichi Hayashi, „Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage“, Berlin 1921, Verlag von Julius Springer.

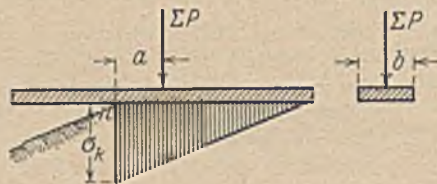


Abb. 9.

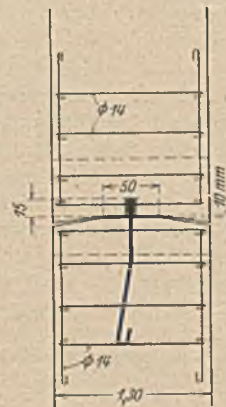


Abb. 10.

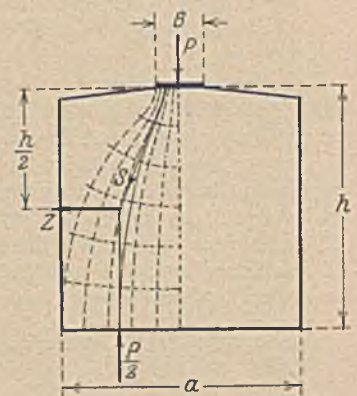


Abb. 11.



Hierbei bedeutet

- $\sigma_k$  den kritischen Bodendruck,
- $\Sigma P$  die Summe aller Auflasten,
- $b$  die Fundamentbreite.

Mit obiger Gl. (1) ist die Lage des Bodendruckdreiecks und damit auch die Beanspruchung der Fundamentrippe gegeben (Abb. 8).

Um im Falle seitlicher Auskragung des Bankettes nicht zu große Biegemomente zu erhalten, sind in jeder Säulenreihe drei Säulen angeordnet, so daß sich gegenüber einer Anordnung von nur zwei Säulen die Randlasten und hierdurch die Biegemomente stark verringern. Für die in der Mitte des Fundamentes stattfindenden Bodenbewegungen ist ein Hohlliegen der Träger auf 2 m angenommen worden.

Die 12,27 m weit gespannten Längsversteifungsträger des Mischturmfundaments können sich, da sie durch darüber

den zu erwartenden Durchbiegungen gemäß abgeändert und unter Berücksichtigung der versuchsweise festgestellten Bettungsziffer sind die spezifischen Bodendrucke auf Grund der elastischen Einsenkungen ermittelt worden. Die angenommene Druckverteilung wurde nun entsprechend berichtigt und das Verfahren wiederholt. Im endgültigen Zustand müssen folgende Bedingungen erfüllt sein: Die Resultierende aller lotrechten Lasten

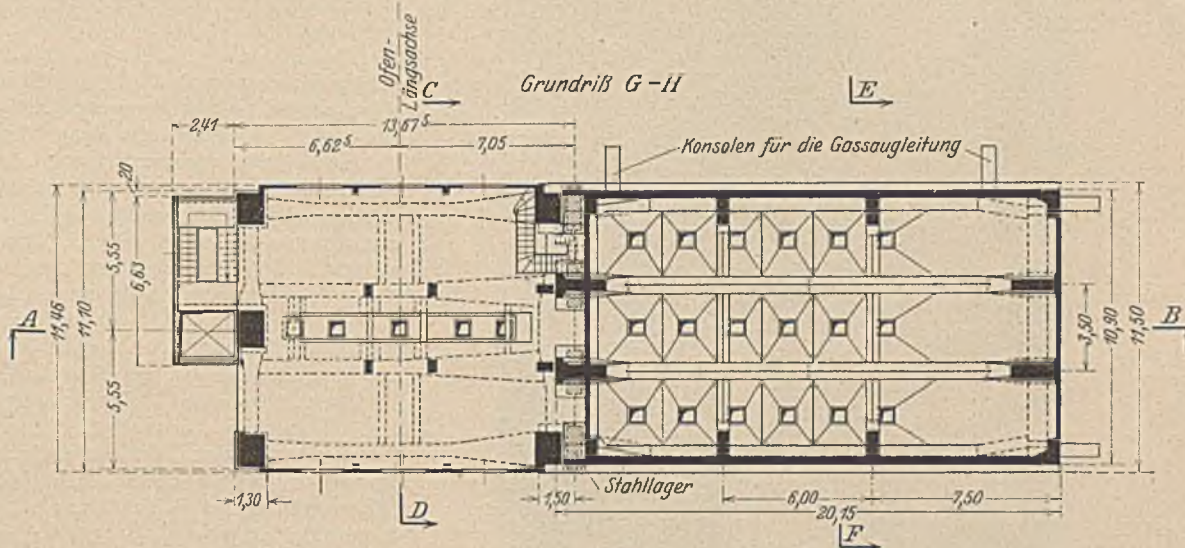


Abb. 12.

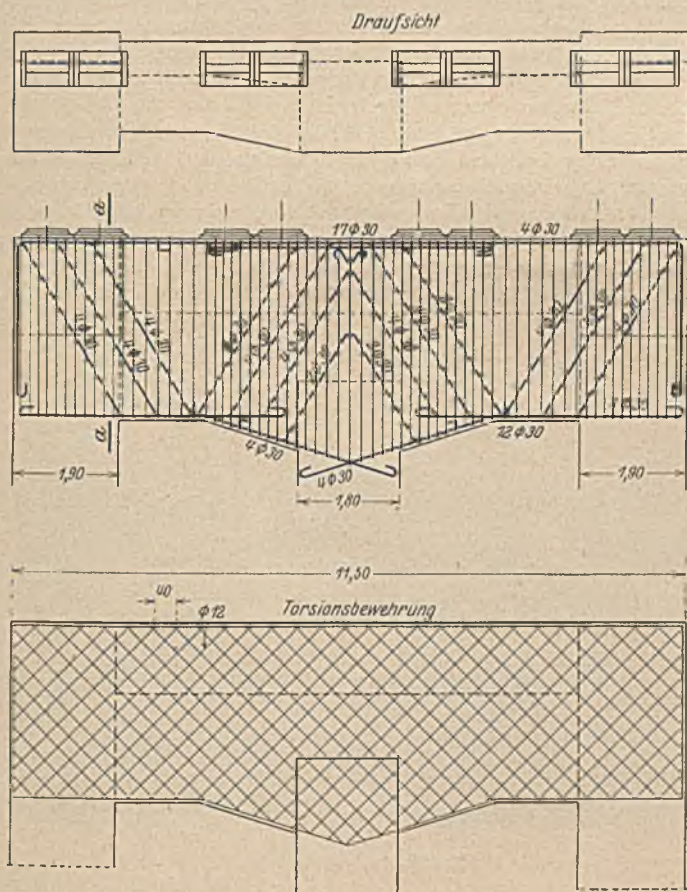
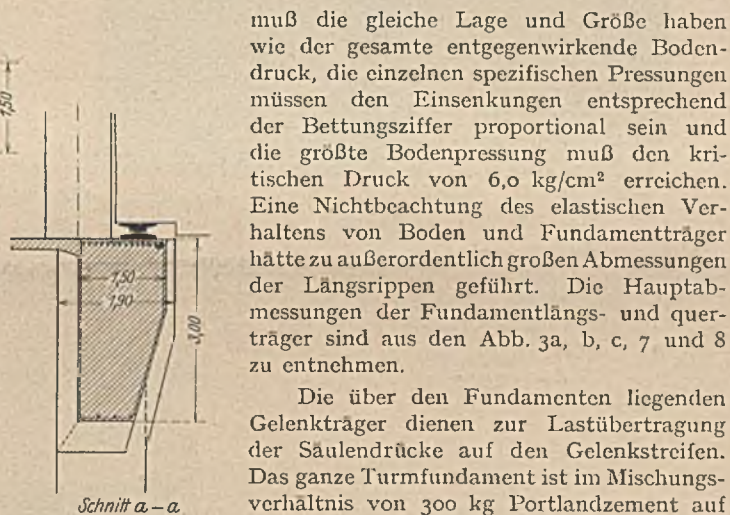


Abb. 13.



Schnitt a-a

muß die gleiche Lage und Größe haben wie der gesamte entgegenwirkende Bodendruck, die einzelnen spezifischen Pressungen müssen den Einsenkungen entsprechend der Bettungsziffer proportional sein und die größte Bodenpressung muß den kritischen Druck von 6,0 kg/cm<sup>2</sup> erreichen. Eine Nichtbeachtung des elastischen Verhaltens von Boden und Fundamentträger hätte zu außerordentlich großen Abmessungen der Längsrippen geführt. Die Hauptabmessungen der Fundamentlängs- und querträger sind aus den Abb. 3a, b, c, 7 und 8 zu entnehmen.

Die über den Fundamenten liegenden Gelenkträger dienen zur Lastübertragung der Säulendrucke auf den Gelenkstreifen. Das ganze Turmfundament ist im Mischungsverhältnis von 300 kg Portlandzement auf 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton hergestellt, die Gelenke sind jedoch in einer Stärke von 60 cm

beiderseits der Fuge aus hochwertigem Portlandzement mit 450 kg Zement auf 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton ausgeführt.

Die Lagerung des ganzen Bauwerks erfolgte durch unvollkommene Bleistreifengelenke. Von einer Ausbildung mit Eisenbeton-Walzgelenken mußte wegen der sich sehr groß ergebenden Krümmungsradien und der damit verbundenen starken Verschiebungen des Berührungspunktes im Falle größerer Bewegungen (bis zu 60 cm) abgesehen werden. Die ausgeführten Bleibänder bestehen aus normalen, nicht besonders gehärtetem Weichblei und erhielten bei einer Dicke von 8—10 mm je nach der Größe der Streifenbelastung 300—500 mm Breite (Abb. 10). Die Betonpressungen erreichen unmittelbar unter den Bleiplatten bei einer zulässigen Spannung von 95 kg/cm<sup>2</sup> den Wert von 70—85 kg/cm<sup>2</sup>, welche Beanspruchung auch von den Bleistreifen ohne Überanstrengung aufgenommen wurde, da an den Rändern keinerlei Quetscherscheinungen zu beobachten waren. Um ein Abgleiten in der Lagerlängsrichtung zu verhindern, ist die Gelenkfuge im mittleren Teil 12—15 cm tief abgesetzt (Abb. 3b, c und 8) und sind außerdem pro Lagerfuge 10—15 Dollen aus 40 mm starkem Rundeseisen angeordnet. Die oberen 15 cm über

liegende Konstruktionen nicht behindert sind, frei durchbiegen, weshalb im Falle gestörter Lagerung eine den Einsenkungen entsprechende Bodendruckverteilung der Berechnung zugrundegelegt wurde. Zunächst ist die Auskragungslänge nach Gl. (1) bestimmt, das Bodendruckdreieck schätzungsweise

die Lagerfuge reichenden Teile der Dollen wurden vor dem Betonieren des oberen Gelenkträgers, um starkes Haften am Beton zu verhindern, mit Öl getränktem Papier umwickelt und darüber kurze Gasrohrstücke gestülpt. Die im mittleren

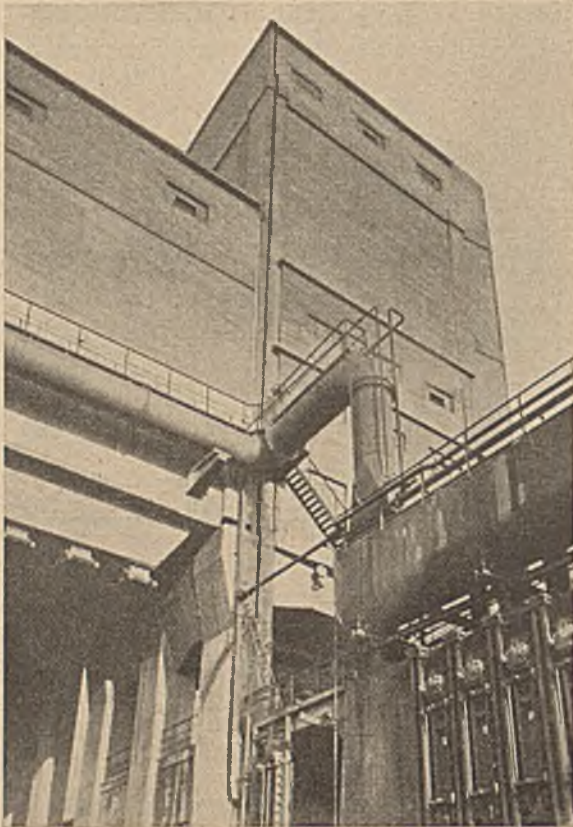


Abb. 14.

Längsschnitt ober- und unterhalb des Gelenkes auftretenden Betonzugspannungen sind nach Prof. Mörsch<sup>4</sup> mit folgender Gleichung bestimmt worden:

$$(2) \quad Z = \frac{P(a-B)}{4h}$$

Hierbei ist

- P die auf 1 m Lagerlänge bezogene Gelenkdruckkraft,
- a die Breite des Gelenkträgers,
- B die Bleistreifenbreite,
- h die Höhe jenes Punktes über der Gelenklinie, bis zu welchem die Drucktrajektorien die lotrechte Richtung parallel zu den seitlichen Begrenzungsebenen des Gelenkträgers erreicht haben (Abb. 11).

Die spezifische Betonspannung ist im Mittellängsschnitt parabolisch verteilt angenommen worden, so daß sich die größte Zugspannung des Betons mit

$$(3) \quad \sigma_{bz} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Z}{h}$$

ergibt. Die Höhe h kann in der Regel der Trägerbreite a gleichgesetzt werden. Obige Gl. (3) lieferte im vorliegenden Falle Betonzugspannungen bis zu 10 kg/cm<sup>2</sup>. Um ein Aufspalten des Gelenkträgers zu verhindern, sind senkrecht zum mittleren

Längsschnitt 12—14 mm starke, mit Haken versehene Rundeisen angeordnet, die zusammen mit den lotrechten und waagerechten Verteilungsstäben an der Trägeroberfläche zu Körben geflochten und fertig in die Schalung gesetzt wurden. Die Bleistreifen sind im hochwertigen Portlandzementmörtel 1:3 verlegt und die keilförmigen, schräg nach unten gerichteten Gelenkfugen von 2—3 cm Stärke durch Einlegen von Holzkeilen hergestellt. Das obere Gelenk der Pendelwand erhielt die gleiche Ausbildung wie unten.

Das ofenseitige Lager des Feinkohlenbunkers konnte, da es wegen des Raumbedarfs für das Becherwerk nicht möglich war, einen oberen Gelenkträger auf die ganze Länge durchzuführen, nicht als Bleistreifenlager ausgeführt werden, sondern es sind die vier großen Bunkerträger mittels je zwei Stahlgußlager auf den oberen Querträger der mittleren Säulenreihe abgestützt (Abb. 12, 13). Eine zentrische Lagerung bezüglich der Säulen war konstruktiv nicht möglich. Um jedoch die Biegungsspannungen in den Säulen zu verringern, wurden die beiden äußeren über die Bühne auf Kote 15,40 m hochgeführten Säulen mit entgegengesetzter Ausmittigkeit zurückgesetzt, so daß die Resultierende aus den Lagerdrücken des Feinkohlenbunkers und den Säulenlasten des Mischturmes nur eine geringe Exzentrizität aufwies. Der Auflagerträger für die Stahlgelenke erhielt, da er durch die ausmittigen Lagerdrücke auf Drillung beansprucht wird, eine Torsionsbewehrung, bestehend aus 12 mm-Rundeisen, welche unter einem Winkel von 45° nach beiden Richtungen hin schraubenförmig mit 40 cm Ganghöhe verlaufend angeordnet wurden (Abb. 13, 14). Außerdem mußten auch noch starke obere Bewehrungsseisen in die Längsträger der Bühne auf Kote 15,40 m eingelegt werden (Abb. 15), um die zusätzlichen, durch die Lagerdrücke verursachten Biegemomente aufzunehmen. Eine genauere, die statische Unbestimmtheit der Aufgabe einbeziehende Berechnung der Biegungs- und Drillungsmomente ist der Bemessung zugrundegelegt.

Die Stahlgußlager, von welchen sich je zwei unter einem Bunkerträger befinden, sind als Linienkipplager bei einer zulässigen Druckbeanspruchung des Stahles von 6000 kg/cm<sup>2</sup> in der Lagerlinie und bei 1000 kg/cm<sup>2</sup> Biegungsspannung für einen Lagerdruck von 500 t berechnet (Abb. 16). Die Überprüfung der Druckbeanspruchung sowie die Berechnung der Krümmungsradien der Walzflächen erfolgten nach Hertz. Zur Erleichterung

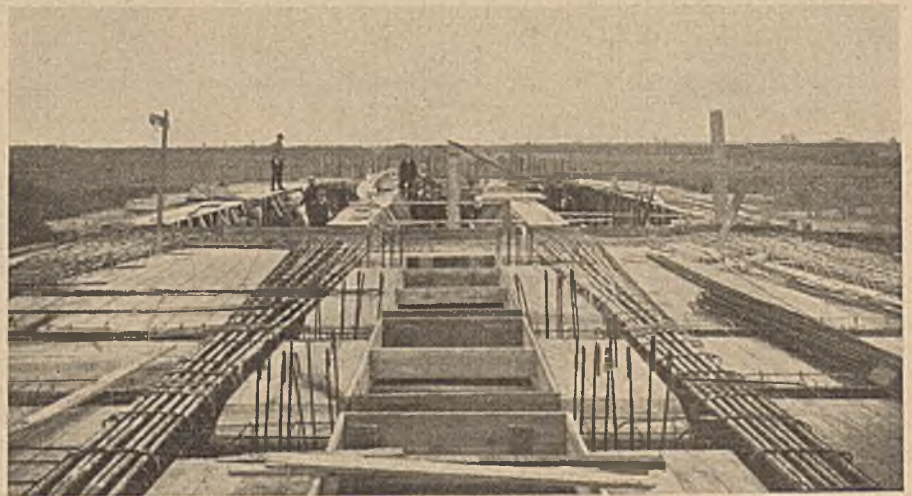


Abb 15.

der Montage sind pro Lager zwei Dollen von  $\varnothing 1\frac{1}{2}$ " eingeschraubt und ist zur Sicherung der Lageroberteil mit dem Unterteil durch je zwei in der mittleren Längsachse des Gelenkes liegende Schrauben verbunden. Die Verankerung der oberen und unteren Lagerplatten im Beton erfolgte durch je vier mit Gegenmuttern versehene, in Haken endigende Rundeisenanker. Nach genauerem Ausrichten wurden die unteren Lagerplatten mit fettem Zement-

<sup>4</sup> Prof. Dr.-Ing. Mörsch, „Über die Berechnung der Gelenkquader“, Beton und Eisen 1924, Heft 12, S. 156.

mörtel vergossen und auf die oberen Lagerplatten vor dem Betonieren eine Zementmörtelschicht aufgebracht. Die Beanspruchung des Betons ober- und unterhalb des Lagers beträgt  $45 \text{ kg/cm}^2$ . Die Abmessungen der einzelnen Lagerteile sind der Abb. 16 zu entnehmen.

In den Gelenkfugen der drei Säulenreihen sind 20 cm über Terrain die für den Presseneinbau erforderlichen Aussparungen (Abb. 3 b, c) angeordnet worden. In jeder Aussparung ist genügend Raum für zwei Pressen vorhanden, von denen sich die eine in Tätigkeit befindet, während die andere nachgestellt wird. Insgesamt ist die Aufstellung von 40 Pressen vorgesehen. Die größten Pressendrucke betragen 300 und 400 t, so daß die gesamte Last des Bauwerkes von 7000 t in leerem Zustande durch 10 Pressen zu 300 t und 10 zu 400 t Druckkraft aufgenommen werden kann. Um die unmittelbar ober- und unterhalb der Pressen entstehenden hohen Betondruckspannungen von 90 und  $95 \text{ kg/cm}^2$  auf das als zulässig erachtete Maß von  $65 \text{ kg/cm}^2$  zu verringern, sind unter jedem Pressenpaar zwei Druckspiralen (Abb. 8) aus

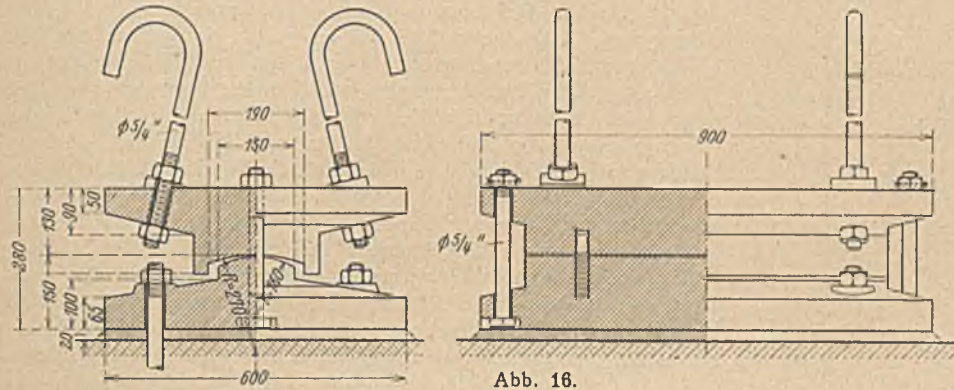


Abb. 16.

lotrechten 36 mm starken Rundeisen und einer 12 mm starken Umschnürung von 7 cm Ganghöhe angeordnet. Der Durchmesser der Spiralkörbe beträgt 55 bzw. 65 cm, die Länge 1,20 m und 1,30 m.

Die gesamte anfallende Turm- und Bunkerlast von rund 11 000 t wird durch neun Eisenbetonsäulen auf die Gelenkträger und Fundamente übertragen. Unter Berücksichtigung einer zulässigen Betondruckspannung von  $45 \text{ kg/cm}^2$  errechneten sich bei einer durchschnittlichen Eisenbewehrung von 0,95% Abmessungen von  $1,30 \times 1,30 \text{ m}$  für die leichteren Säulen der Pendelwand und von  $1,90 \times 1,50 \text{ m}$  für die stärksten Außensäulen der drei Säulenreihe. Durch die Windbelastung steigt die Betondruckspannung um etwa  $10 \text{ kg/cm}^2$  auf  $55 \text{ kg/cm}^2$  an.

Die in der Querrichtung wirkenden Windlasten ( $w = 150 \text{ kg/cm}^2$ ) werden durch die drei geschlossenen dreistieligen Rahmen der Säulenreihen aufgenommen (Abb. 3 b, c). Die Berechnung erfolgte nach dem Verfahren der Festpunkte<sup>5)</sup> bei Berücksichtigung der seitlichen Bewegung der oberen Rahmenriegel, wobei näherungsweise angenommen wurde, daß die Rahmen nur in drei Punkten gelagert sind. Die in der Längsrichtung wirkenden Windlasten kommen zur Gänze auf den Mischurm zur Wirkung, da die Pendelwand nicht imstande ist, in dieser Richtung waagerechte Kraftwirkungen zu übertragen. Die Aufnahme dieser Lasten erfolgte durch drei in der Längsrichtung liegende dreigeschossige Stockwerksrahmen, von denen der mittlere Rahmen einen doppelten oberen Riegel besitzt (Abb. 3 a, b). Die Berechnung ist nach dem gleichen, vorgenannten Verfahren durchgeführt worden.

Oberhalb der Bühne auf Kote 15,40 wird die Windkraft in der Querrichtung auf der Südsseite durch einen dreistieligen, dreigeschossigen Stockwerksrahmen aufgenommen, welcher angenähert durch Einschätzung der Lage der Momenten-Nullpunkte berechnet wurde. Auf der Nordseite war es mit Rücksicht auf

die Lagerung der Bodenträger des Feinkohlenbunkers und Anordnung eines Pendelbecherwerkes in der mittleren Längsachse des Turmes nicht möglich, die Mittelsäule hochzuführen. Es sind demnach, wie schon früher erwähnt, nur die Außensäulen weitergeführt und die schweren Decken für die Schleudermühlen und Drehteller unter den Bunkertaschen durch eigene, kleinere Zwischensäulen abgefangen und auf den Lagerträger der Decke 15,40 abgestützt. Die Turmaußensäulen bilden mit der Bunkerwand einen geschlossenen Hauptrahmen, der durch ein wesentlich schwächeres Rahmensystem, das von vorgenannten Zwischensäulen und Deckenträgern gebildet wird, ausgefacht ist (Abb. 17). Um einerseits die Entlastung der Turmsäulen durch das sekundäre Rahmenwerk festzustellen und andererseits die Nebenspannungen der leichteren Rahmenkonstruktion zu ermitteln, ist das System genauer berechnet worden. Die Momentenlinien für die drei Bewegungsfälle  $\Delta_1$  des oberen Riegels AA,  $\Delta_2$  der beiden Riegel AA, BB und  $\Delta_3$  der drei Riegel AA, BB, CC, wurden nach dem Festpunkt-

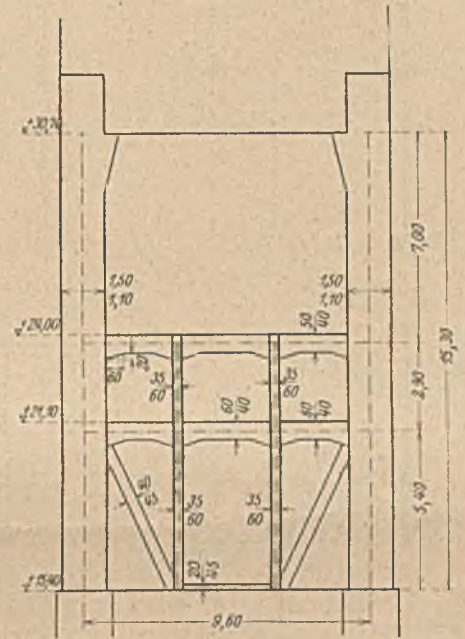


Abb. 17.

verfahren, die endgültigen den Knotenlasten  $W_1, W_2, W_3$  entsprechenden Momente derart ermittelt, daß als Unbekannte jene Zahlenwerte  $X_1, X_2, X_3$  eingeführt werden, mit welchen die Momente

$m_{1n}, m_{2n}, m_{3n}$ , der obengenannten Verschiebungszustände zu multiplizieren sind, um die zur gegebenen Belastung gehörenden Werte  $M_n$  zu erhalten (Abb. 18 a, b, c, d):

$$(4) \quad M_n = X_1 m_{1n} + X_2 m_{2n} + X_3 m_{3n}$$

Das Ergebnis der Untersuchung war, daß die unteren Säulen und Riegel stärkere Belastungen erfahren, so daß es zweckmäßig erschien, die in Abb. 18 a strichliert angegebenen Streben einzuziehen.

Die Windkräfte in der Längsrichtung des Bauwerkes werden, wie im unteren Geschoß, durch dreigeschossige Rahmen übertragen, die durch die vollen, nur von Fensteröffnungen durchbrochenen Eisenbetonaußenwände eine gute Versteifung erfahren, so daß die Turmsäulen stark entlastet erscheinen.

Die Füllungslast des Feinkohlenbunkers beträgt 1750 t und wird von vier 19,00 m weitgespannten Bodenträgern aufgenommen, von welchen die zwei mittleren als Zweigelenkrahmen mit Druckriegel ausgebildet und statisch bestimmt gelagert sind. Durch die Anordnung der oberen Riegel und starken Rahmenstiele war es möglich, die Momente in Feldmitte zu verringern und damit die Trägerhöhe und Eigengewichtslast niedrig zu halten. Die mittleren Bunkerträger sind bei einer zulässigen Betondruckspannung von  $60 \text{ kg/cm}^2$  für hochwertigen Beton doppelt bewehrt und mit einer Höhe von 4,00 m und 0,70 m

<sup>5)</sup> Straßer, „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger“, Berlin 1916, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.

Breite ausgeführt. Die beiden seitlichen in den Außenwänden liegenden Bodenträger sind wandartig ausgebildet und erhielten, der schrägen Lasteintragung durch die Bunkertrichter entsprechend, eine gegen die Lotrechte geneigte Lage (Abb. 3c). Dem Arbeitsfortschritt Rechnung tragend, wurde mit Rücksicht auf die sich in halber Wandhöhe ergebende horizontale Arbeitsfuge nicht die ganze Wand als tragende Scheibe aufgefaßt, sondern nur der 5,60 m hohe, verstärkte untere Teil als Träger berechnet, wobei das Tragmoment der darüber liegenden dünneren Wand vom größten Feldmoment in Abzug gebracht ist. Da der 12 m hohe Wandträger eine bedeutende Eisenmenge für Bügel- und Hauptzugbewehrung erfordert hätte, wäre bei der Ausbildung als tragende Wand mit voller Höhe keine große Materialersparnis erzielt worden. Die Verstärkung des Druck-

träger der Mühlenbühne erhielten sehr große Trägerhöhe und sind so bewehrt, daß sowohl die negativen Momente über den Zwischensäulen als auch die durch Schwingungen verursachten positiven Momente aufgenommen werden können. Die getroffenen Maßnahmen haben sich gut bewährt. Es zeigen die Decken beim Gang der Maschinen nur äußerst geringe, kaum merkliche Schwingungen.

Sehr interessante Schwingungserscheinungen waren während des Baues sowohl am Turm als auch an dem in unmittelbarer Nähe befindlichen Sieberei- und Verladegebäude zu beobachten. Durch die 200 m weit entfernten Großgasmaschinen werden in der Minute etwa 106 waagerechte Impulse auf den Boden übertragen, welche sich im Erdreich weithin fortpflanzen. Als der Mischurm und Feinkohlenbunker bis zu einer Höhe von 27,50 m betonierte war und die Schalungen für die Turmsäulen und die Bunkertrichter aufgestellt wurden, zeigten sich, trotz der großen Abmessungen der Säulen und anderen Konstruktionsglieder, sehr starke Schwingungen von angenähert derselben Frequenz wie bei den Gasmaschinen. Die obersten Teile der Schalung sowie einzelne freistehende Eiseneinlagen gerieten in so starke Bewegung, daß Ausschläge bis zu 5 cm festgestellt werden konnten. Mit dem Fortgang der Betonierungsarbeiten haben sich jedoch die Schwingungen immer mehr beruhigt und sind nach der Füllung des Feinkohlenbunkers und vollständiger Fertigstellung des Bauwerkes fast unmerklich geworden. Ganz anders aber verhielt sich das Siebereigebäude. Während der Ausführung des untersten Geschosses machten sich die Schwingungen nur sehr wenig bemerkbar, nahmen mit dem Wachsen des Bauwerkes zu und konnten im fertigen Endzustand sehr deutlich wahrgenommen werden. Nur beim Gang der über den Bunker befindlichen Rätter trat eine Störung ein, so daß sich nur jede zweite Schwingung merklich äußerte und durch die Überlagerung der Ratterschwingung die Frequenz halbiert erschien.

Aus diesen Beobachtungen erkennt man, wie sich die Bauwerks-Eigenschwingungen durch das Hinzukommen neuer Massen und die Änderung des elastischen Verhaltens während des Baufortschrittes stetig ändern und wie wichtig es mit Rücksicht auf die Standsicherheit ist, die Eigenfrequenz einer Konstruktion beim Vorhandensein von Bodenschwingungen vor der Ausführung zu erfassen. Leider aber fehlt, um die hierzu erforderlichen sehr umfangreichen Berechnungen durchzuführen, meist die Zeit, da in der Regel unmittelbar nach der Auftragserteilung mit dem Bau begonnen werden muß. Oft ist es, wie im vorliegenden Fall, bei den vielfach zusammengesetzten, sehr verwickelten Konstruktionen wohl kaum möglich, auf Grund von Berechnungen allein, die ja immer von vereinfachenden Annahmen ausgehen müssen, wenn die Rechenarbeit nicht unmaßig anwachsen soll, zuverlässige Resultate zu erhalten.

Mit den Schachtungsarbeiten wurde am 19. Juli 1928 begonnen. Die gewonnenen Aushubmassen sind durch Förderbänder aus der Baugrube geschafft und mit Rollwagen verfahren worden. Ende August wurde das nördliche Streifenfundament des Feinkohlenbunkers betonierte. Durch die abschließenden Verhandlungen über die bergschadensichere Gründung trat noch eine Arbeitsunterbrechung von einer Woche ein, dann aber gingen die Bauarbeiten, trotzdem gleichzeitig gebaut und projektiert werden mußte, ohne weitere Störung vorstatten, so daß nach vier Monaten am 15. Dezember 1928, also noch vor Eintritt des starken Frostes im Winter 1928/1929, der letzte Kubikmeter Beton in die oberste Decke auf Kote 40,20 geschüttet werden konnte. Insgesamt sind rund 3000 m<sup>3</sup> Eisenbeton sehr unregelmäßiger und schwer bewehrter Konstruktion in der genannten kurzen Zeit mittels Gießverfahren hergestellt worden. Der 60 m hohe Gießturm wurde auf der südöstlichen Ecke des Mischbunkers aufgestellt, da er gleichzeitig auch das Siebereigebäude sowie den unter diesem befindlichen Querbandkanal bedienen mußte.

Das Dach ist in Eisenkonstruktion ausgeführt, um die Montage des auf der Decke 40,20 vorgesehenen großen Drehtellers und der Becherwerkswinde sowie des Becherwerkes über dem Feinkohlenbunker auf Bühne 27,50 noch rechtzeitig

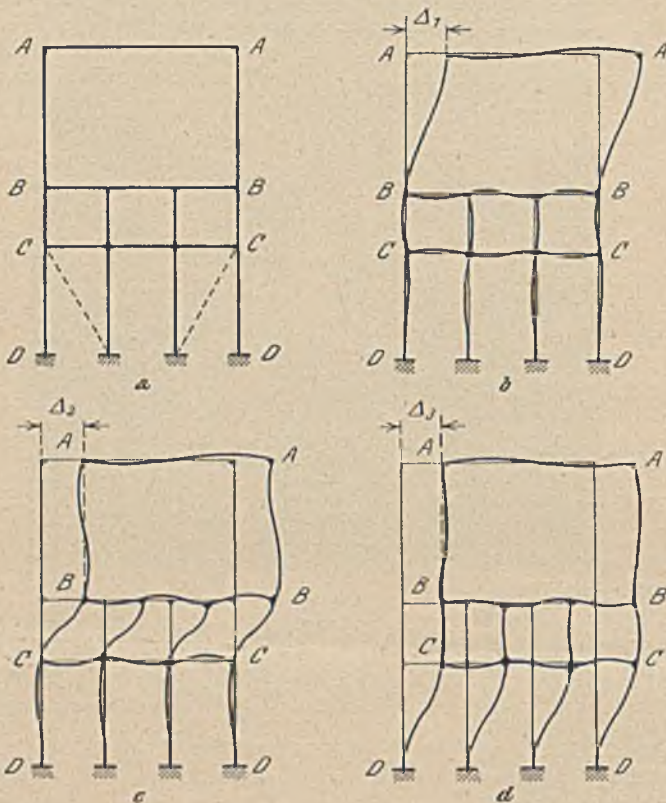


Abb. 18.

riegels auf der Nordseite ist in der schweren Belastung durch das die Spannvorrichtung tragende Becherwerksfundament begründet.

Um die Druckköpfe der mittleren und seitlichen Bunkerträger gegen Knickung zu sichern und die waagerechten Bunkerwanddrücke aufzunehmen, sind zwei geschlossene Zwischenquerrahmen ausgebildet, welche bei einseitiger Füllung des Behälters auch lastverteilend wirken.

Die Bodenträger der vier Taschen des Mischbunkers übernehmen eine Füllungslast von 1000 t. Sie sind gleichfalls wandartig ausgebildet und erhalten ihrer großen Steifigkeit wegen in den Außensäulen nur sehr geringe Einspannungen. Die Wandplatten der Bunkertrichter des Mischturmes sind auf Meridian- und Ringzug sowie auf Biegung bewehrt.

Die im Mischbunker befindliche Kohle wird mittels vier Drehteller aus den Taschen abgezogen und durch eiserne Schurren in die auf der darunter befindlichen Decke montierten Schleudermühlen oder Desintegratoren befördert. Da infolge der mit einer Tourenzahl von 240 pro min. rotierenden, großen Massen der Schleudermühlen starke dynamische Beanspruchungen der Deckenträger zu erwarten waren, wurde die Mühlenbühne durch vier Eisenbetonsäulen mit der unteren, auf Kote 15,40 befindlichen Decke verbunden und derart eine Massenkoppelung sowie genügende Aussteifung erzielt (Abb. 3a, 12). Die Decken-

und ohne Behinderung durch Schalungssteifen vornehmen zu können. Die Wände sind mit  $\frac{1}{2}$  Stein starken Kalksandsteinen mit Bändeiseneinlagen in Zementmörtel gemauert, durch Pfeiler vorlagen entsprechend versteift und mit den Eisenständern verbunden. Die Dacheindeckung erfolgte zunächst provisorisch durch eine auf die Schalung aufgebrauchte einfache Papplage. Erst nach Eintritt der wärmeren Jahreszeit wurde eine 8 cm starke auf eisernen Pfetten liegende Eisenbetondachplatte aufgebracht, mit Inertol grundiert und mit Palesit kalt gestrichen.

Insgesamt erforderte das ganze Bauwerk 3012 m<sup>3</sup> Beton, 320 t Eisen und 10 800 m<sup>2</sup> Schalungsfläche.

Unmittelbar nach Fertigstellung der Eisenbetonarbeiten trat Monate lang andauernder starker Frost ein und war es, da der Erhärtungsprozeß des Betons durch die außerordentlich große Kälte jedenfalls stark verzögert worden war, notwendig, die Betonfestigkeit vor der Ausschalung genauer zu ermitteln. Zu diesem Zweck wurden auf Anregung des Herrn Direktor Ing. Bernhard Nast Probebohrungen vorgenommen, welche es gestatten, ohne das Bauwerk durch Herausstemmen größerer Betonstücke zu schwächen, die Erhärtung angenähert zu beurteilen. Das Verfahren wird wie folgt durchgeführt. Es werden zuerst Probeplatten von 25—30 cm Stärke und 60 × 60 cm Größe sowie Würfel und Probekanten aus demselben Beton einer Mischung gleichzeitig angefertigt. Nach 3 bis 4 Wochen werden die Würfel

abgedrückt und die Balkenfestigkeit ermittelt, womit auch die Festigkeit der Probeplatten bekannt ist. Nun stellt man die Platten neben den zu prüfenden Bauteilen auf und bohrt mittels Preßluft- oder elektrischer Bohrer das Bauwerk und die Probeplatten an. Das Verhältnis der auf die Zeiteinheit bezogenen Bohrlochtiefen ergibt ein Maß der Bohrwiderstände und damit auch angenähert das Verhältnis der Materialfestigkeiten. Da in den Probeplatten ein Material bekannter Eigenschaften vorliegt, kann die Festigkeit des zu untersuchenden Bauteiles aus dem genannten Verhältnis festgestellt werden. Die Bohrversuche hatten ein befriedigendes Ergebnis, so daß die Ausschalung ohne Bedenken vorgenommen werden konnte.

Die Bauleitung seitens der Bauherrschaft, der Preußischen Bergwerks- und Hütten A. G., Zweigniederlassung Steinkohlenbergwerke, Hindenburg OS., lag in den Händen des Herrn Dr.-Ing. Nitze. Der Zuschlag war durch die Firma Carl Still, Recklinghausen, der Arbeitsgemeinschaft W. Silber's Baugeschäft, Zweigniederlassung der Vereinigten Bauunternehmungen Breslau A. G., Hindenburg OS., und Nast Bau-Aktiengesellschaft, Gleiwitz OS. erteilt worden. Das zuletzt genannte Unternehmen übernahm neben der Ausführung auch die Ausarbeitung des Detailprojektes unter der Leitung des Oberingenieurs der Firma Herr Dr.-Ing. Schwarz, der auch die statische Berechnung aufstellte.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

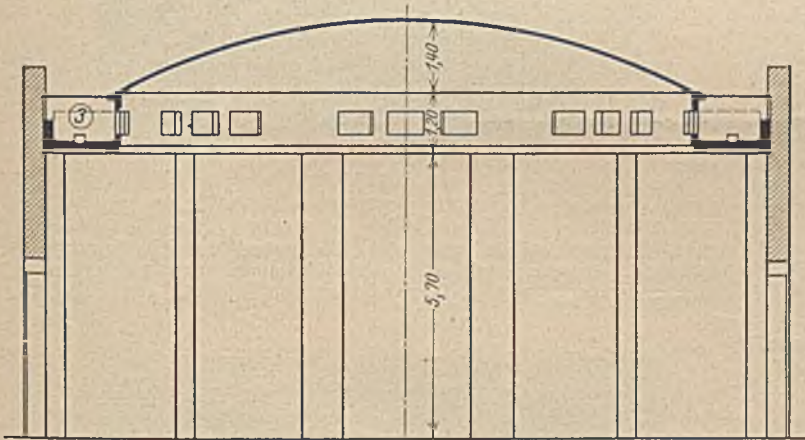
Stützenfreie Überdeckung eines Raumes  
von 14,5 × 14,5 m<sup>2</sup> in durchsichtigem Eisenbeton.

Berichtet von Privatdozent Dr. Craemer, Frankfurt a. M./Darmstadt.

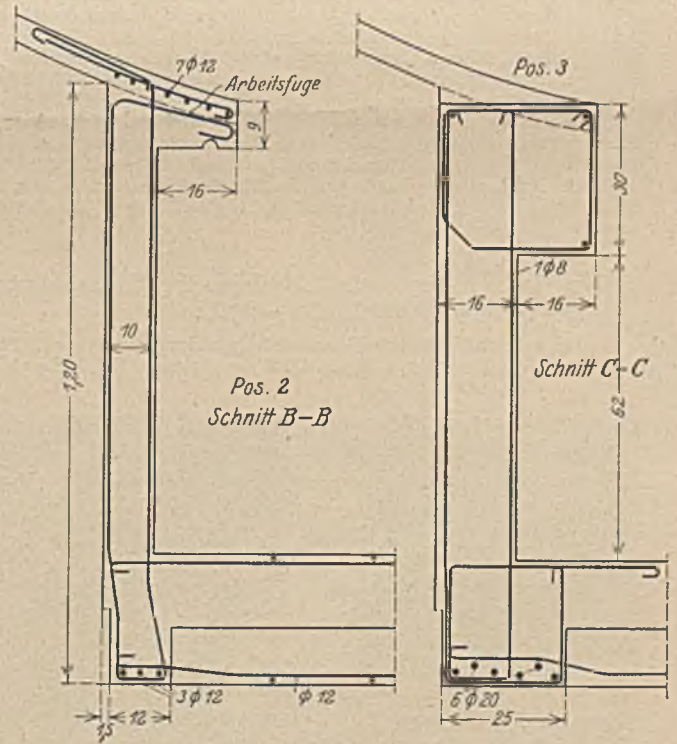
Die nebenstehend in Zeichnung 1 und Abb. 2 dargestellte Raumüberdeckung im Institut Catholique, Paris, ist zunächst durch die

im Institut Catholique dürfte demnach eine der flachsten überhaupt existierenden Kuppeln sein; so hat z. B. die bemerkenswert flache Hofkuppel im Neubau des Frankfurter Elektrizitätswerks mit 3,3 : 26,0 ein Pfeilverhältnis von 1 : 7,9, ist also noch etwas steiler als die hier in Rede stehende.

Die Kuppel ist als Rotations-Paraboloid geformt; die über die Schalendicke gleichmäßig verteilten Spannungen betragen nach den



Schnitt H-H



mir vom Konstrukteur, Herrn Divorve, Paris, mündlich gemachten Angaben 2—3 kg/cm<sup>2</sup>; die am Rande entstehenden Biegungsspannungen konnten vernachlässigt werden. Die in der Mitte der 5 cm starken Dachhaut liegende Bewehrung besteht im allgemeinen aus R.E.Ø 5 mm; in den durch die Musterung entstehenden breiteren Betonstreifen sind dagegen je 2—3 R.E.Ø 10 mm angeordnet.

Besonderes Interesse darf noch die Herstellung der Kuppel in Glaseisenbeton beanspruchen. Es ist zwar seit langem bekannt, einzelne, meist im voraus hergestellte Tafeln, in denen Glaskörper

nicht alltägliche stützenfreie Spannweite von rd. 1,45 m in beiden Richtungen bemerkenswert.

Wie die Zeichnung erkennen läßt, sind nahe den Quadratmitten Stützenpaare angeordnet, über denen vier etwa 1,20 m hohe, 16 cm breite, die Ecken des Rahmens abtrennende Diagonalbalken liegen. Zwischen diesen Balken hängt dann unter Vermittlung von Stichbalken, Pos. 1, ein ringförmiger Träger von gleicher Höhe und 10 cm Dicke, der also an 8 Punkten unterstützt ist.

Die innerhalb des Ringes verbleibende Öffnung von 11,47 m lichtigem Durchmesser wird durch eine Schalenkuppel von 1,40 m Stich und 5 cm Stärke überdeckt. Das Pfeilverhältnis beträgt somit  $1,40 : 11,47 = 1 : 8,2$ . Die Kuppel

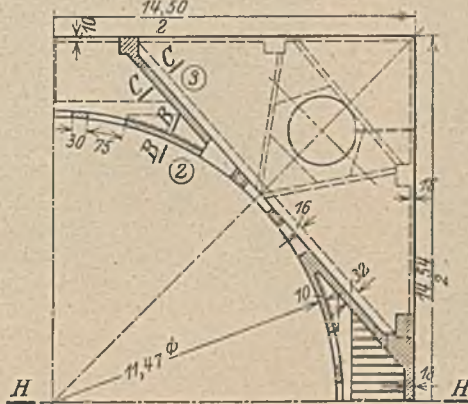


Abb. 1.

verschiedenster Form mit schmalen Eisenbetonrippen zu einem Ganzen verbunden sind, zwischen eisernen oder Eisenbetonträgern zu verlegen. Dieses Konstruktionsprinzip würde hier auf eine Rippenkuppel mit ihrer bekannten Baustoffverschwendung gegenüber der Schalenkuppel und ihrer unschönen, plumpen Erscheinungsform geführt haben.

Im Gegensatz dazu hat man hier die Glassteine als vollwertig tragenden Baustoff behandelt, also, summarisch gesprochen, die Glaseinlagen als vollen Beton gerechnet. So war es möglich, alle aus der Monolithität folgenden Vorteile auch für die verglasten Flächen beizubehalten, während der bisherige Glaseisenbeton durch seine zahlreichen Fugen die Konstruktion in lauter Einzelteile ohne statischen Zusammenhang zerlegt. Die in Frankreich übliche Bezeichnung

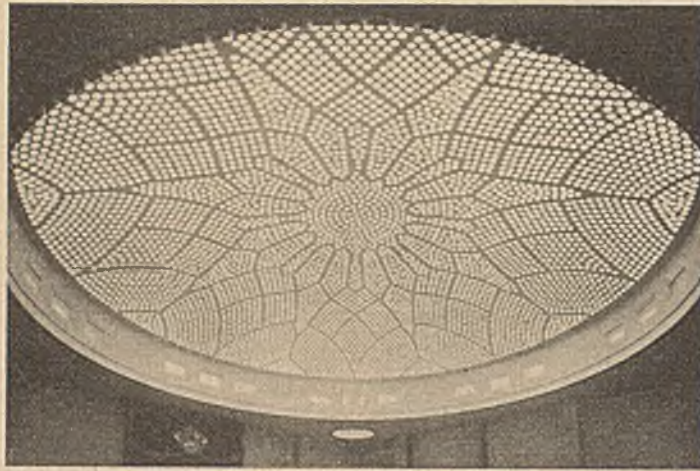


Abb. 2.

„beton translucide“, durchsichtiger Eisenbeton, erscheint also für diese Bauweise voll berechtigt.

Das inzwischen auch in Deutschland unter dem Namen Rotalith eingeführte System ist vom Verfasser in Beton und Eisen 1930, H. 6, genauer beschrieben; dort sind auch die aus den Festigkeitseigenschaften der drei zusammenwirkenden Baustoffe sich ergebenden Folgerungen gezogen. Hier sei nur noch auf die inzwischen durchgeführten Biegeversuche des Darmstädter Ingenieurlaboratoriums hingewiesen; sie haben das bemerkenswerte Ergebnis gehabt, daß die Glaseinlagen keine Schwächung, sondern eher eine Verstärkung der Konstruktion bedeuten, haben also die beim Entwurf der beschriebenen Kuppel angewandten Grundsätze durchaus bestätigt. Bei einem weiteren Ausbau der hier ruhenden Möglichkeiten wird man in der Belichtung von Innenräumen zu praktisch völliger Unabhängigkeit kommen.

### Der Umbau der Soneflußbrücke der Eisenbahnlinie Kalkutta—Delhi.

Die schmiedeeisernen Netzwerkträger der zweigleisigen Brücken über den Sonefluß, einen Nebenfluß des Ganges, (28 Öffnungen mit

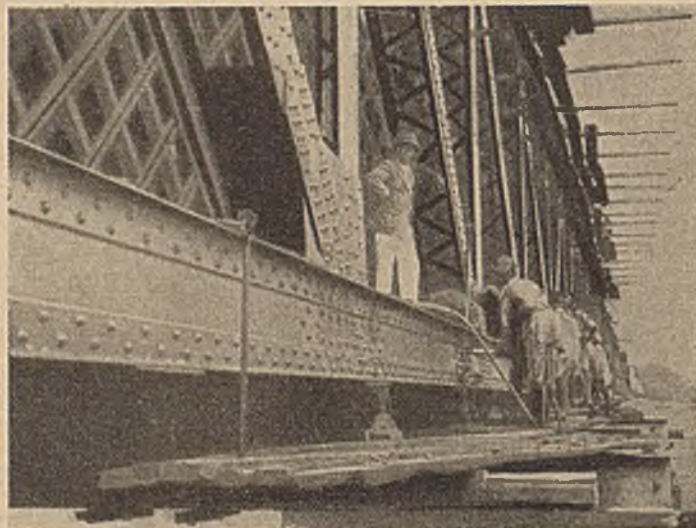


Abb. 1.

49,4 m Achsenabstand der Pfeiler) in der Eisenbahnlinie Kalkutta—Delhi, die aus dem Jahre 1867 stammten, sind in den Jahren 1925 bis 1929 durch Flußstahl-Fachwerkträger ersetzt worden. Die alten Träger dienten als Arbeitsgerüst für die um sie herumgebauten neuen Träger (Abb. 1). Die Arbeit begann mit dem Abtragen des Mauerwerks um 2 m, dem Aufbau des neuen Lagers außerhalb des alten Stützmauerwerks und dem Einziehen von Unterfangträgern unter Hilfsknaggen und -stützen (Abb. 2). Darauf folgte mit Hilfe von Druckwasserwinden das Abheben von den Lagern (Abb. 2), das Hinausschieben auf den geschmierten Unterfangträgern um 1,55 m (Abb. 3) und das Niederlassen auf die neuen Lager unter Benutzung entsprechend vorbereiteter Ständer (Abb. 4) in Stufen von 15 cm, im ganzen um 1,5 m. Von den

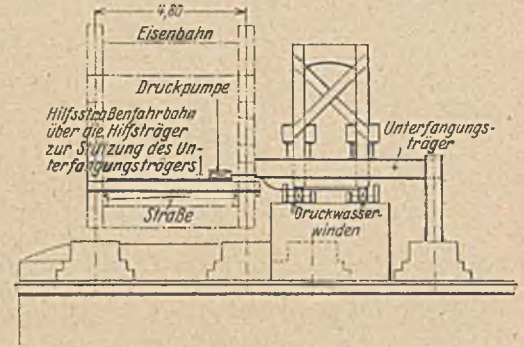


Abb. 2.

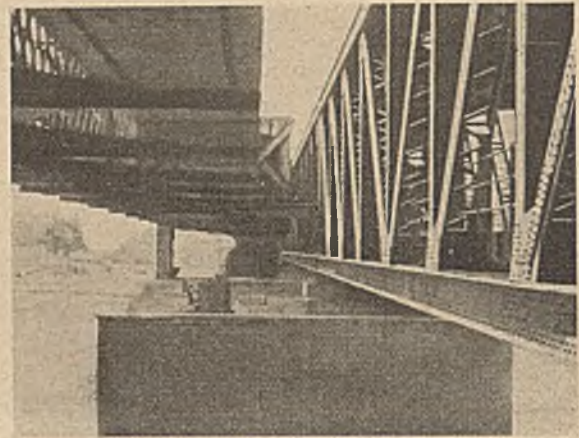


Abb. 3.

neuen Trägern wurde erst der Gleisunterbau der künftigen Höhenlage entsprechend auf Schwellenstapeln zusammengebaut (Abb. 5), um das Gleis darauf für den Verkehr gewöhnlicher

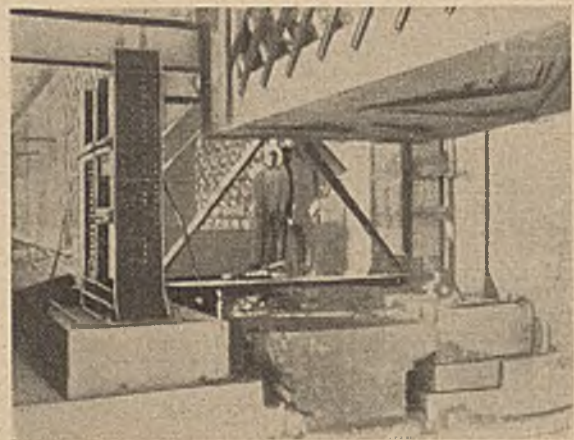


Abb. 4.

Eisenbahnkrane benutzen und besondere Baukrane sparen zu können (Abb. 1 und 6). Zum Abtragen wurden die alten Träger in Abständen von 3 m an die neuen Träger angehängt, mittels Druckluftwerkzeugen zerschnitten und die abgetrennten Stücke durch Öffnungen in der

Fahrbahndecke mit Hilfe von Kranen gehoben und zum Abfahren verladen. Das Gesamtgewicht des Tragwerks unter der rechten (1929 umgebauten) Brückenhälfte war 6185 t, die Gesamtkosten beliefen sich nach Abzug des Erlöses aus dem alten Schweißeisen auf 187 500 Pfund. (Nach Engineering 1930, I. Hj., S. 562—567 und Taf. 44—45, zus. mit 14 Zeichnungen und 10 Lichtbildern.) N.

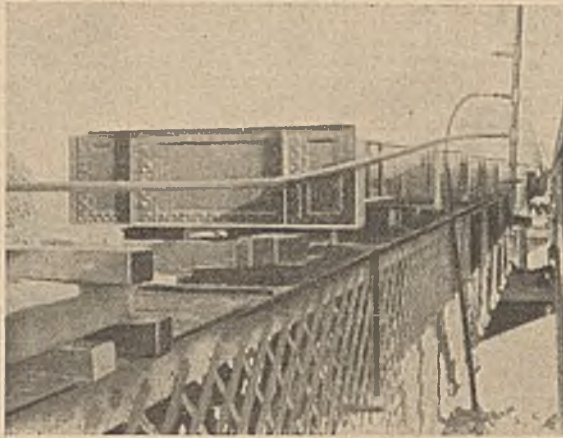


Abb. 5.

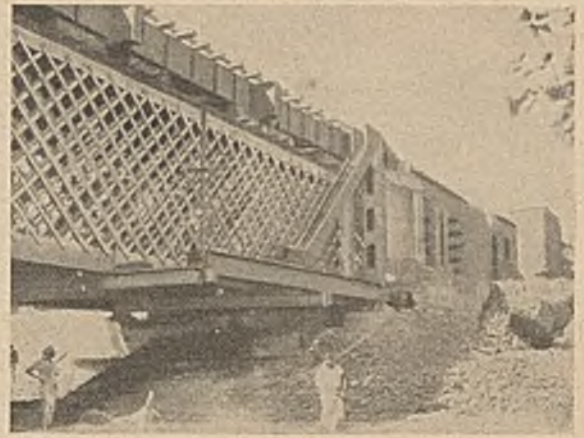


Abb. 6.

### VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

#### Fünfter Internationaler Kongreß beratender Ingenieure.

Die Fédération Internationale des Ingénieurs-Conseils (F. I. D. I. C.) wird ihren diesjährigen Kongreß in der Zeit vom 4. bis 7. September in Wien abhalten. Auf der Tagesordnung steht die Behandlung der folgenden beruflichen Fragen der beratenden Ingenieure:

1. Schaffung gesetzlicher Kammern für beratende Ingenieure nach dem Muster der Rechtsanwaltskammer; 2. Bekämpfung der volkswirtschaftlichen Verluste und Schäden als Folge des Mißbrauches der kostenlosen Herstellung von Projekten; 3. Schädigung der Berufsinteressen der beratenden Ingenieure durch Verwendung des Titels „gerichtlich beeideter Sachverständiger“ im praktischen (außer-

gerichtlichen) Erwerbsleben durch Personen, die nicht beratende Ingenieure sind; 4. Aufstellung von allgemeinen Bedingungen für die Vergebung und Ausführung von technischen Leistungen als international gültige Norm; 5. Internationale Vereinheitlichung der Honorartarife.

Das Programm des Kongresses sieht weiter die Besichtigung von Alt- und Neu Wiener Bauten, sowie Empfänge durch den Herrn Bundesminister für Handel und Verkehr, durch den Herrn Bürgermeister der Stadt Wien sowie durch die Berufsverbände vor.

Die Tagung findet in den Räumen des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines, Wien I. Eschenbachgasse 9 statt, woselbst auch die Geschäftsstelle ist. Anmeldungen ehestens erbeten.

### MITTEILUNGEN AUS DER INDUSTRIE.

(OHNE VERANTWORTUNG DER SCHRIFTFÜHRUNG).

#### Moderne Abwasserklärung in Betonringschächten.

Von Reg.-Bmstr. a. D. A. Mohr, Wiesbaden.

Viele Städte und Gemeinden sind trotz dringenden hygienischen Bedürfnisses nicht in der Lage, bei den wirtschaftlich angespannten Verhältnissen eine zentrale Kanalisation und Kläranlage anzulegen. Demgegenüber will bei Erweiterungs- bzw. Neubauten mit Recht niemand auf die Einrichtung des Wasserspülklosetts verzichten.

Mit dem Einbau des Spülklosetts hört das Sammeln der Abwässer in gemauerten Gruben (wie bei Trockenklosetts) einmal wegen der notwendigen Größe, ferner wegen der häufigen Abfuhr als wirtschaftlich nachteilig von selbst auf.

Man muß also zu dem Notbehelf der Hauskläranlagen greifen. Die Behandlung von Abwässern in Hauskläranlagen kann nach zwei Gesichtspunkten erfolgen: Entweder durch gemeinschaftliche Zersetzung (Faulung) von Abwasser und Schlamm mit nachfolgender Sedimentation der Abflüsse oder dadurch, daß durch Sedimentation das Abwasser entschlammt und der abgeschiedene Schlamm für sich der Zersetzung unterworfen wird.

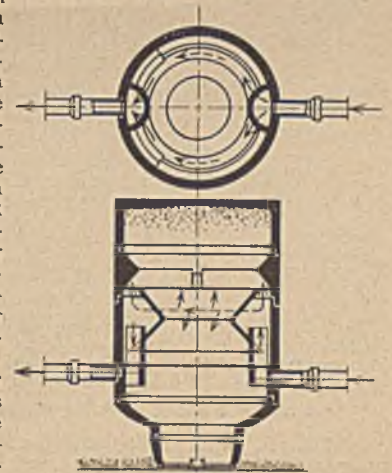
Zur ersten Gruppe gehören die ein- und mehrkammerigen Faulkammeranlagen (ohne besondere Absitzräume), worunter u. a. die schnell durchflossenen zwei- und mehrkammerigen transportablen Hauskläranlagen zählen. Die Preuß. Landesanstalt für Wasser-, Boden- und Lufthygiene, Berlin-Dahlem, bezeichnet als Nachteil dieser Anlagen, daß die Abflüsse Schwefelwasserstoff und fein verteiltes Schwefelisen enthalten; sie seien ferner, wie auch der nasse Schlamm, nicht geruchlos. Die Abflüsse seien sauerstofffrei und bedürften einer Belüftung oder einer Verdünnung vor ihrer Einleitung in kleine Wasserläufe.

Bei der zweiten Gruppe, den sog. Frischwasser-Kläranlagen (mit besonderen Absitzräumen) bedeutet die Frischerhaltung des Abwassers, sofern sie durch sachgemäße Einrichtung, ausreichende Bemessung und Wartung begünstigt wird, allgemein hygienisch einen erheblichen Vorteil, der eine Bevorzugung in all den vielen Fällen rechtfertigt, wo frische Abwässer von praktischer Bedeutung sind und keine seuchenhygienischen Bedenken entgegenstehen.

Unter die Frischwasser-Kläranlage fällt auch die durch nebenstehende Skizze dargestellte O.M.S.-Frischwasser-Klärgrube der Deutsche Abwasser-Reinigungs-Ges. m. b. H., Städtereinigung, Wiesbaden.

Das besondere Merkmal dieser Bauart besteht darin, daß der vom Faulraum getrennte Absitzraum unter dem Wasserspiegel

liegt. Die Bauart genügt den in den Preuß. Richtlinien vom 31. 12. 1929 empfohlenen Maßnahmen zum Schutz der geklärten Abflüsse in erhöhtem Maße dadurch, daß der obere Schlitz des untergetauchten Absitzraumes beiderseits der Tauchwand am Ablauf auf eine gewisse Länge durch abgeschrägte Leisten abgedeckt ist. Bei der von Fall zu Fall berechneten Absitzraumgröße hat das Abwasser genügend Zeit zur selbsttätigen Ausscheidung der mechanischen Verunreinigungen. Der untergetauchte Absitzraum entspricht ferner der in den Preuß. Richtlinien bei Anlagen zur Frischerhaltung des Abwassers gestellten Forderung, die in die Klärgrube eintretenden unzertrümmerten, noch nicht entgasteten Schmutzstoffe, besonders Kotballen (also Schwimmstoffe) möglichst schnell abzuschneiden, so daß diese nicht schwimmend im Absitzraum zurückbleiben, sondern selbsttätig in den Faulraum austreten. Bei dieser Bauart wird nicht nur die Klärwirkung günstig beeinflusst, sondern im Gegensatz zu den emscherbrunnenartigen Gruben mit offenem Absitzraum eine Bedienung des Absitzraumes überflüssig. Der Absitzraum ist stets frei von festen organischen Stoffen, und dadurch ist eine Frischerhaltung des Abwassers weitestgehend gewährleistet. Wird der Absitzraum bei den emscherbrunnenartigen Gruben nicht dauernd bedient, so tritt außer der Infektion des Abwassers noch Verringerung des Absitzraum Inhaltes durch die Schwimmdecke ein. Die Schlammfäulung erfolgt, wie bei allen zweistöckigen Systemen, durch die geruchlose Methangärung, sodaß Klärgruben mit untergetauchtem Absitzraum praktisch ohne Geruchsbelästigung arbeiten.



Grundriß und Schnitt der transportablen O.M.S.-Trinkwasser-Hausklärrube mit besonderem geschütztem Ablauf.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Während in der ersten Augushälfte die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der Arbeitslosenversicherung bereits eine Steigerung aufgewiesen hatte, ist hier nach dem Bericht der Reichsanstalt in der zweiten Augushälfte eine geringe Entlastung eingetreten; dagegen haben die Krisenunterstützten wiederum zugenommen, sodaß mit einer Zahl von 1 915 000 Unterstützten insgesamt die Überlagerung gegenüber dem Stand zur gleichen Zeit des Vorjahres sich auch weiterhin auf mehr als 1 Million belauft. Die Gesamtzahl der verfügbaren Arbeitslosen bei den Arbeitsämtern betrug Mitte August rd. 2 845 000. Feierschichten und Kurzarbeit haben nach den Meldungen der Landesarbeitsämter weiter zugenommen; auch Stilllegungsanträge liegen wiederum vor, wenn auch in etwas geringerem Maße als im Juli. Eine sichtbare Auswirkung des Arbeitsbeschaffungsprogramms der Reichsregierung konnte bisher noch nicht beobachtet werden.

Im Baugewerbe konnten einige Bezirke eine leichte Besserung der Lage verzeichnen, die hauptsächlich auf die Zuführung von Hauszinssteuermitteln zurückzuführen sein wird. Die Zahl der begonnenen Neubauten muß noch immer als sehr gering angesehen werden. Neubauten privater Unternehmungen und der Industrie fehlen weiterhin fast gänzlich. Größere öffentliche Bauten werden nur vereinzelt ausgeführt. Die ländlichen Bezirke sind anscheinend z. Zt. etwas besser beschäftigt bzw. in geringerem Umfange von einer Verschlechterung betroffen als die Städte.

Aus Kreisen der Bauarbeitgeber und -arbeitnehmer wird die Befürchtung geäußert, daß infolge der vorgesehenen und teilweise bereits schon recht energisch in Angriff genommenen Preissenkungsaktion die privaten Bauherren die Vergebung ihrer Aufträge noch weiter hinausschieben werden, um in den Genuß der Preissenkungen zu gelangen. Es sind auch Fälle bekannt geworden, in denen bereits vergebene Aufträge mit Rücksicht auf die voraussichtliche Preissenkung wieder zurückgezogen worden sind.

Über die Bautätigkeit im 1. Halbjahr 1930 in den Groß- und Mittelstädten gibt das Statistische Reichsamt folgende Zusammenstellung bekannt:

| Art des Bauvorganges  | Grundzahlen    |                |                     | Veränderungen in vH. gegen das |                    |
|---|----------------|----------------|---------------------|--------------------------------|--------------------|
|   | 1. Halbj. 1930 | 1. Halbj. 1929 | 1. Halbj. 1928      | 1. Halbj. 1929                 | 1. Halbj. 1928     |
| <b>I. Wohnungsbau (in 92 Städten).</b>                          |                |                |                     |                                |                    |
| a) Wohngebäude.   |                |                |                     |                                |                    |
| Bauerlaubnisse ..   | 10 367         | 15 386         | 12 504              | - 33                           | - 17               |
| Baubeginne . . .  | 10 033         | 12 573         | 10 710              | - 20                           | - 6                |
| Bauvollendungen .   | 15 004         | 9 420          | 12 405              | + 59                           | + 21               |
| b) Wohnungen.   |                |                |                     |                                |                    |
| Bauerlaubnisse <sup>1</sup> .                                   | 44 737         | 67 460         | 49 037              | - 34                           | - 9                |
| Baubeginne . . .  | 45 409         | 59 711         | 45 332 <sup>2</sup> | - 24                           | + 0,2 <sup>2</sup> |
| Bauvollendungen .   | 75 385         | 43 047         | 51 052              | + 75                           | + 46               |
| <b>II. Nichtwohngebäude</b>                                     |                |                |                     |                                |                    |
| in Mill. cbm umbautem Raum (in 91 Städten).                     |                |                |                     |                                |                    |
| a) Öffentliche Gebäude.   |                |                |                     |                                |                    |
| Bauerlaubnisse .  | 1,69           | 1,80           | .                   | - 6                            | .                  |
| Baubeginne . . .  | 1,84           | 1,43           | .                   | + 29                           | .                  |
| Bauvollendungen .   | 2,53           | 0,98           | .                   | + 158                          | .                  |
| b) Gebäude für gewerbliche und sonstige wirtschaftliche Zwecke. |                |                |                     |                                |                    |
| Bauerlaubnisse .  | 5,39           | 6,61           | .                   | - 18                           | .                  |
| Baubeginne . . .  | 3,98           | 4,77           | .                   | - 17                           | .                  |
| Bauvollendungen .   | 6,10           | 6,39           | .                   | - 5                            | .                  |

<sup>1</sup> Ohne Nürnberg. — <sup>2</sup> Ohne Frankfurt a. M.

Danach ist im 1. Halbjahr dieses Jahres (in 92 Städten) ein Zugang von rd. 75 400 Wohnungen zu verzeichnen gegenüber rd. 43 000 (1929) und rd. 51 700 (1928). Das ist darauf zurückzuführen, daß aus dem Vorjahre eine außergewöhnlich große Zahl begonnener Bauten unvollendet in dieses Jahr übernommen worden sind. Auch bei den öffentlichen Gebäuden ist wohl aus demselben Grunde eine starke Zunahme der Bauvollendungen gegenüber dem Vorjahre zu verzeichnen. Hier sind allerdings auch die Baubeginne gestiegen, während in allen sonstigen Fällen Bauerlaubnisse, Baubeginne und bei den gewerblichen Bauten auch die Bauvollendungen einen sehr erheblichen Rückgang gegenüber dem Vorjahre aufweisen.

**Kosten für erststellige Hypotheken und Zwischenkredite.** Das Institut für Konjunkturforschung erfaßt seit 1927 die Nettokosten erststelliger Hypotheken bei einer Reihe von Bodenkreditinstituten. Die Nettokosten werden unter Berücksichtigung der Normalverzinsung und der Laufzeit der Hypotheken, des Auszahlungskurses an den Kreditnehmer und der jährlichen Verwaltungskostenbeiträge usw. berechnet. Diese Erhebungen sind in letzter Zeit bedeutend ausgebaut worden mit folgendem Ergebnis:

Nettokosten erststelliger Hypothekarkredite in % p. a.

| Vierteljahr | 1927 | 1928 | 1929  | 1930 |
|-------------|------|------|-------|------|
| I.          | 9,73 | 9,27 | 9,58  | 9,72 |
| II.         | 8,08 | 9,30 | 9,62  | 9,46 |
| III.        | 8,19 | 9,38 | 10,08 |      |
| IV.         | 8,96 | 9,38 | 10,18 |      |

Über die Kosten der Zwischenkredite gibt die Deutsche Bau- und Bodenbank A. G. in ihrem letzten Halbjahresbericht folgende Zusammenstellung:

| Vierteljahr | 1927  | 1928  | 1929  | 1930 |
|-------------|-------|-------|-------|------|
| I.          | 7,57  | 10,25 | 10,48 | 9,99 |
| II.         | 7,71  | 10,25 | 10,95 | 8,86 |
| III.        | 9,00  | 10,25 | 11,08 |      |
| IV.         | 10,53 | 10,25 | 10,88 |      |

**Teer oder Asphalt.** Die Bestimmung, bei Durchführung des Arbeitsbeschaffungsprogramms soweit als möglich nur inländische Rohstoffe zur Verwendung zu bringen, hat in Kreisen der Straßenbauindustrie eine Debatte über die Frage hervorgerufen, ob Teer oder Asphalt als Straßenbaustoff vorzuziehen sei.

Die Teerindustrie behauptet, daß der deutsche Straßenteer dem ausländischen Produkt gleichwertig sei, Teerstraßen würden zudem durch ihre Rauheit die Schleudergefahr herabmindern. Im Preise seien sie sogar erheblich billiger, sodaß im Hinblick auf die bestehende Kapitalknappheit, im Interesse der Aufbesserung der Handelsbilanz und Minderung der Arbeitslosigkeit dem Teerstraßenbau der Vorzug zu geben sei, wodurch zugleich die Rentabilität des bedrängten Steinkohlenbergbaues behoben werde, bei dem der Teer zwangsläufig anfällt und bisher nur in unzureichender Menge zum Straßenbau verwendet worden sei.

Demgegenüber weist die Asphaltindustrie darauf hin, daß es sich bei Asphaltverwendung um einen Rohstoff handle, der nicht mehr als solcher aus dem Ausland eingeführt werde, sondern in zunehmendem Maße in Deutschland selbst durch Veredelung ausländischen Rohöls hergestellt werde. Umfangreiche Fabrikanlagen seien hierfür erbaut, in denen Arbeiter beschäftigt werden und die deshalb erhalten werden mußten. Es komme hinzu, daß diese Fabriken nicht nur für den deutschen Eigenbedarf, sondern auch für den Export von Asphalt und Schmieröl arbeiteten.

Die Teerindustrie hält nun dieser Behauptung entgegen, daß die Arbeiter ebenso gut bei ihr beschäftigt werden können, da es sich in beiden Fällen um den gleichen Vorgang der Destillation handle mit etwa gleichem Lohnanteil. Die inländische Asphaltindustrie arbeite mit fremdem Kapital und lasse ihre Gewinne ins Ausland gehen.

**Arbeitsbeschaffungsprogramm für Provinz Sachsen und Freistaat Anhalt.** Die Provinz Sachsen beabsichtigt mit möglichster Beschleunigung ein ergänzendes Bauprogramm für Straßenbauten durchzuführen, um der Arbeitslosigkeit zu steuern. Da die laufenden Mittel für das diesjährige Straßenbauprogramm erschöpft sind, hat der Provinzialausschuß bereits Anfang Juli die Aufnahme einer Straßenbauanleihe in Höhe von RM 3 Millionen zur Beschaffung weiterer Arbeit beschlossen. Die Anleihe ist genehmigt und mit Hilfe der Mitteldeutschen Landesbank untermbracht, so daß mit den Arbeiten schon in Kürze begonnen werden kann. Das erforderliche Baumaterial wird schon geliefert. Es ist vorgesehen, teilweise vorhandene Straßen zu verbreitern, eine kürzere Strecke mit Kleinpflaster, andere mit Großpflaster zu versehen und endlich 79 km n a c h einer neuen bereits bewährten Methode mit Schotter mit Teerinnentränkung zu versehen. Auch der Neubau eines Landesbauamtes ist vorgesehen.

Dem Freistaat Anhalt hat das Reich aus Mitteln zur produktiven Bekämpfung der Arbeitslosigkeit die Summe von 400 000 Mark zur Verfügung gestellt. Dazu kommen noch 450 000 M. für ein zusätzliches Wohnungsbauprogramm. Ferner gibt der Staat Anhalt dazu eine Summe von 400 000 M. Ferner wurde zum Zwecke der Arbeitsbeschaffung eine weitere Summe von 250 000 M. ausgesetzt. Die Gelder sollen zu Wegearbeiten in den Forsten und zum Bau von Landarbeiterwohnungen Verwendung finden.

**Instandsetzung von Altwohnungen.** Ein gemeinsamer Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt (II. B. 4079/29 W. M.) und des Preußischen Finanzministers (I. D. 2 3228 b. F. M.) vom 3. Juni 1930 lautet:

„In Ausführung einer Anregung des Landtages wird unter Bezugnahme auf den Runderlaß des mitunterzeichneten Ministers für Volkswohlfahrt vom 24. Januar d. J. (II B 236/29) erneut auf die Bedeutung der Erhaltung der Altwohnungen und auf die Notwendigkeit der Bereitstellung öffentlicher Mittel für diese in erster Linie den Gemeinden obliegende Aufgabe hingewiesen.

Es ist angeregt worden, den nach den Richtlinien vom 12. Juli 1926 (II 10.360 W. M.) für die Instandsetzung von Altwohnungen zur Verfügung stehenden Anteil an dem Hauszinssteueraufkommen



zu erhöhen. Wir haben uns noch nicht davon überzeugen können, daß hierzu allgemein ein zwingendes Bedürfnis besteht. Aus den auf Grund des Erlasses vom 24. Juni 1929 (II. B. 1915/29) erstatteten Berichten ergibt sich nämlich, daß der für den obigen Zweck verfügbare Betrag von 5 vH. des Hauszinssteueraufkommens dem Durchschnitt nach nur in wenigen Bezirken in Anspruch genommen worden ist. Die weitaus größte Mehrzahl der Gemeinden hat sich also nicht entschließen können, die nach den obigen Richtlinien gegebene Möglichkeit voll auszuschöpfen.

Insoweit aber in einzelnen Gemeinden tatsächlich ein dringendes Bedürfnis nach Erhöhung des Anteils von 5 vH. bestehen sollte, stelle ich, der Minister für Volkswohlfahrt, anheim, mir entsprechende Anträge mit eingehender Begründung und ausführlicher Darlegung der Verhältnisse vorzulegen.

Damit die für Instandsetzung des Altwohnraums zur Verfügung stehenden Mittel ihrem Zweck nutzbar gemacht werden können, ist es notwendig, die Bedingungen für die Hergabe der Mittel so zu gestalten, daß sie ohne besondere Schwierigkeiten erfüllbar und die Belastungen für die Hauseigentümer tragbar sind.

Dieser Notwendigkeit muß seitens der Gemeinden (Gemeindeverbände) mehr als bisher Rechnung getragen werden. Wir ersuchen, die Gemeinden und Gemeindeverbände hiernach alsbald mit entsprechender Weisung zu versehen."

**Inangriffnahme des zusätzlichen Wohnungsbauprogramms.** Der vom Reichsarbeitsminister für die Durchführung des zusätzlichen Wohnungsbauprogramms für das Jahr 1930 als Reichskommissar bestellte Ministerialrat Dr. Imhoff hat die Verhandlungen mit den Ländern bereits aufgenommen und zunächst in Darmstadt, Karlsruhe und Stuttgart mit den verantwortlichen Stellen die den Ländern aus dem Wohnungsbauprogramm der Reichsregierung zufallenden besonderen Aufgaben und die näheren Bestimmungen dieses Programms durchgesprochen.

Der Reichskommissar hat insbesondere darauf zu achten, daß die Bestimmungen über die Zusätzlichkeit des Bauprogramms, über die Vereinfachung der Bauweise, Senkung der Baukosten und der Mieten und über die Beschäftigung möglichst zahlreicher Arbeitslosen eingehalten werden. Er soll weiter dafür sorgen, daß die Bauarbeiten tunlichst bald in Angriff genommen werden können und daß eine Verzögerung durch die Überwachungsstätigkeit vermieden wird. Der Reichskommissar hat auf seiner Reise festgestellt, daß in Baden, Hessen und Württemberg die Verteilungspläne, teilweise sogar schon die endgültigen Baupläne vorliegen und daß die Vorarbeiten so weit gefördert werden, daß schon in zwei bis vier Wochen mit dem Bau begonnen werden kann. Aller Voraussicht nach wird im kommenden Herbst ein großer Teil der Bauten schon im Rohbau fertiggestellt sein. Da nach dem Reichsprogramm möglichst zahlreiche Arbeitslose zu den Bauarbeiten herangezogen werden sollen, hat an den Besprechungen mit dem Reichskommissar auch der Vertreter des Landesarbeitsamtes des jeweiligen Landes teilgenommen. Besonders bemerkenswert ist es, daß die im Bauprogramm der Reichsregierung betonte Notwendigkeit, die Bauweise auf das Äußerste zu vereinfachen, von den Städten schon selbst empfunden worden ist und daß sie dieser Notwendigkeit bei den letzten Bauunternehmungen bereits Rechnung getragen haben. Die Besprechungen des Reichskommissars mit den Ländern werden fortgesetzt.

**Die Schaffung einer Reichs- bzw. Landesanstalt für Straßenbau** wird von Prof. Ehlgötz von der Technischen Hochschule Berlin vorgeschlagen. Die Straßenbauindustrien sollen zusammen mit den Reichs- bzw. Staatsregierungen eine Organisation bilden, die in allen Fragen des Straßenbaues Industrie und Behörden in uneigennütziger und neutraler Form betreuen, im Einzelfall die technisch und wirtschaftlich richtigste Baumethode feststellen und empfehlen soll. Bisher sei den einzelnen Baubeamten die große Zahl der verschiedenartigen Straßenbaumethoden nicht übersehbar gewesen, was zu Unsicherheiten und Unwirtschaftlichkeiten in der Wahl der Baumethoden geführt hätte.

Der Zementabsatz im Juli betrug 576 000 t gegenüber 867 000 t im gleichen Monat des Vorjahres.

### Rechtsprechung.

**Die Verwendung von 13-Wochen-Marken in der Invalidenversicherung** ist nach Ansicht einiger Landesversicherungsanstalten nur für den internen Geschäftsbetrieb der Versicherungsträger und für diejenigen Fälle vorgesehen, in denen der Lohn für 13 Wochen im voraus gezahlt wird.

Diese Auffassung ist nicht zutreffend. § 1429 RVO. bestimmt, daß bei Versicherten, die durch Vertrag für mindestens ein Vierteljahr dem Arbeitgeber zur Arbeit verpflichtet sind, der Arbeitgeber die Marken zu anderer Zeit, spätestens in der letzten Woche jeden Vierteljahres, kleben kann. Hieraus ist zu folgern, daß die Verwendung von 13-Wochen-Marken auch dann zulässig ist, wenn die Zahlung des Arbeitsentgelts nicht vierteljährlich, sondern wöchentlich bzw. monatlich erfolgt, der Versicherte jedoch dem Arbeitgeber für mindestens  $\frac{1}{4}$  Jahr fest verpflichtet ist, ohne daß Arbeitgeber oder Arbeitnehmer vor Ablauf dieses Vierteljahres ein Kündigungsrecht zusteht.

**Das Erfordernis des persönlichen Erscheinens bei Güteverhandlungen** vor der Schlichtungskommission des § 11 RTV. ist in einem Urteil des Arbeitsgerichts Neustadt vom 28. Juli 1930 — A.-Z. H. 90/30 — festgestellt worden.

Ein Arbeitnehmer, der einen Lohnbetrag einklagte, hatte sich in dem Termin vor der Gütestelle durch einen Beamten seiner Organisation vertreten lassen. Vor dem Arbeitsgericht beantragte die Arbeitgeberseite die Abweisung der Klage, weil der Kläger im Güte Termin nicht persönlich erschienen sei. Der Kläger vertrat den Standpunkt, daß sein persönliches Erscheinen nicht geboten war, da in § 11 Ziffer 6 RTV. zwar die persönliche Ladung der Streitparteien, keineswegs aber ihr persönliches Erscheinen angeordnet sei. Das Gericht wies die Klage ab.

Der § 103 des Arbeitsgerichtsgesetzes sage zwingend: „Das Verfahren vor der Gütestelle findet nur statt, wenn die Streitparteien vor ihr persönlich erscheinen“. In § 11 des RTV. sei das Erfordernis des persönlichen Erscheinens unerwähnt geblieben, weil es eben schon im Gesetz angeordnet sei. Hätten die Vertragsparteien eine in dieser Hinsicht vom Gesetz abweichende Bestimmung treffen wollen, so hätte dies in der tariflichen Regelung ausdrücklich gesagt werden müssen.

**Notstandsarbeiten und Umsatzsteuer.** Auf eine irrtümlich ausgelegte Entscheidung des Reichsfinanzministeriums hin haben einzelne Tiefbauunternehmer die bei Notstandsarbeiten ausgezahlten Löhne bei Berechnung der Umsatzsteuer außer acht gelassen, weil sie nur als „durchlaufende Posten“ anzusehen seien. In einem Beschwerdeverfahren beim Reichsfinanzhof wurde geltend gemacht, die Arbeitslosen seien durch Heranziehung zu den Notstandsarbeiten nicht aus dem Erwerbslosenverhältnis ausgeschieden und hätten zu dem Tiefbauunternehmer in keinem Arbeitsverhältnis gestanden, wie aus dem — inzwischen aufgehobenen — § 9 Abs. 1 der Verordnung des Reichsarbeitsministeriums über öffentliche Notstandsarbeiten vom 30. April 1925 zu schließen sei, in welchem die Beschäftigung der Erwerbslosen bei Notstandsarbeiten als „eine Form der Erwerbslosenfürsorge“ bezeichnet worden war.

Der Reichsfinanzhof hat demgegenüber in einem Urteil vom 7. II. 1930 V A 396/29 die Anschauung bestätigt, daß die strittigen Arbeitslöhne beim Beschwerdeführer nicht als „durchlaufende Posten“ zu behandeln, sondern zum steuerpflichtigen Entgelt zu rechnen sind. Er begründet dies wie folgt:

„Es kann dahingestellt bleiben, ob die Behandlung der Arbeiterlöhne als beim Beschwerdeführer durchlaufende Posten nicht schon deshalb ausgeschlossen ist, weil ihm die Notstandsarbeiten nach Art einer Generalentreprise gegen ein Gesamtentgelt übertragen wurden, das als solches im ganzen Umfang steuerpflichtig wäre. Auch abgesehen hiervon kommt es aber umsatzsteuerrechtlich darauf an, ob die Löhne vom Beschwerdeführer in Erfüllung eigener Verbindlichkeit oder einer Verbindlichkeit seines Auftraggebers, der öffentlichen Körperschaft, an die Arbeiter gezahlt werden und er sie im zweiten Falle von dieser erstattet erhält. Hierfür ist nach den vorerwähnten Bestimmungen über öffentliche Notstandsarbeiten vom 30. April 1925 wesentlich die Unterscheidung zwischen Träger (§ 2) und Unternehmer (§ 5) der Notstandsarbeiten im Sinne dieser Bestimmungen. Träger sind danach in der Hauptsache öffentliche Körperschaften wie im vorliegenden Falle, und ihnen gleichgestellte gemischtwirtschaftliche oder, anders als das Unternehmen des Beschwerdeführers, nicht auf Erwerb gerichtete private Unternehmungen. Unternehmer der Notstandsarbeiten sind aber diejenigen privatwirtschaftlichen Unternehmer, die sie auf Grund öffentlicher Ausschreibung und Akkordleistungsvertrag vom Träger selbständig übertragen erhalten und in eigener Regie ausführen. In dieser Rolle des Unternehmers ist der Beschwerdeführer. Er hat die Arbeiten gegen eine feste Summe selbständig übertragen erhalten und hat die Leistung des Erfolges privatwirtschaftlich in eigener Verantwortung übernommen. Die dazu erforderlichen Arbeiter hat er, soweit es Erwerbslose sind, aus dem öffentlichen Arbeitsnachweis nach dem sich ergebenden Bedarf und nach eigener Wahl entnommen oder sich zuweisen lassen. Er entlohnt sie nach ihren Leistungen regelmäßig in tariflicher oder ortsüblicher Höhe (§ 9 Abs. 2, 3 der Bestimmungen). Die Arbeiter stehen daher in einem Arbeits- und Lohnverhältnis nur zu ihm, weder zu dem Träger der Notstandsarbeiten noch zur Reichsarbeitsverwaltung. Es kann auch keine Rede davon sein, daß der beschwerdeführende Unternehmer nur der Mittler zwischen ihnen und den Arbeitern sei und daß insbesondere die an diese gezahlten Löhne nur als das angesehen werden könnten, was er von der Reichsarbeitsverwaltung erstattet erhalte. Darlehen und Zuschüsse des Reichsarbeitsministers und der Länder zu Notstandsarbeiten werden nicht an deren Unternehmer, sondern an ihre Träger gezahlt, und wenn hierauf die Arbeiterlöhne angerechnet (§ 6), ausnahmsweise auch von der Reichsarbeitsverwaltung nach oben begrenzt werden (§ 9 Abs. aaO.), so hat das, wie sonstige öffentlich-rechtliche Beschränkungen, nur den Zweck, die Unterstützung der Notstandsarbeiten im Sinne eines Abbaues der Erwerbslosenfürsorge (§ 32 der den Bestimmungen zugrundeliegenden V. über Erwerbslosenfürsorge vom 16. Februar 1924, RGBl. I 127) auf das unerläßliche Maß zu beschränken. Keinesfalls haben die Darlehen und Zuschüsse, wie der Beschwerdeführer meint, die Bedeutung einer Erstattung der Löhne, die er für Reich oder Länder verauslagt hätte.“

## PATENTBERICHT.

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

## Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 26 vom 26. Juni 1930.

- Kl. 5 a, Gr. 34. K 22.30. Fa. Gebr. Kühn, Osterode, Ostpr. Brems- und Sperrvorrichtung für Dreibockwinden. 15. II. 30.
- Kl. 5 b, Gr. 41. A 54 166. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig W 32, Schönauer Weg. Verfahren zum Abbau von Kohlen in Tagebauen mit Abraumförderbrückenbetrieb. 11. V. 28.
- Kl. 5 c, Gr. 1. C 41 337. George William Christians, Chattanooga, Tennessee, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 50. Verfahren zum Verschließen von Spalten im Gestein. 7. III. 27. V. St. Amerika 7. VIII. 26.
- Kl. 5 c, Gr. 10. K 22.30. Ervin Kuntz, Budapest; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Spisbach, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Verfahren und Einrichtung zum Anheben von mittels einer benachbarten Erdbohrung gelockerten Stempeln, insbes. Grubenstempeln. 24. II. 30. Ungarn 20. II. 30.
- Kl. 5 d, Gr. 14. M 106 858. Maschinenfabrik A. Beien G. m. b. H., Herne i. W. Einrichtung zum Einbringen des Bergeversatzes mittels Druckluft unter Zuhilfenahme einer Förderschnecke mit einer Einrichtung zur Verhinderung des Festklemmens größerer Körper. 5. X. 28.
- Kl. 19 a, Gr. 1. H 122 274. Karl Alfred Halbach, Düsseldorf, Hohenzollerstraße 36. Fugenlose, zusammenhängende Bettungszwischendecke aus Beton für den Eisenbahnoberbau. 29. VI. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 11. S 78 631. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen, Kaiserswerther Str. 4 b. Leicht anspannbare und lösbare Schienenbefestigung, insbes. für häufig zu verschiebende Gleise auf Schwellen jeder Art. 3. III. 27.
- Kl. 19 a, Gr. 11. S 85 454. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen, Kaiserswerther Str. 4 b. Leicht anspannbare und lösbare Schienenbefestigung, insbes. für häufig zu verschiebende Gleise auf Schwellen jeder Art; Zus. z. Anm. S 78 631. 7. V. 28.
- Kl. 19 a, Gr. 19. B 113 133. Theodor Baumeister, Hamborn a. Rh., Stahlbergstr. 64. Schienenstoßverbindung mit einer die nebeneinander liegenden Schienenstege übergreifenden Sattelasse. 5. III. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 24. K 111 846. Alfred Krämer, Dortmund, Markgrafestraße 44. Schienenbefestigung auf Holzquerschwellen und Unterlegplatten mittels Schienennägeln, Schienenschrauben oder dergl. Befestigungsmittel. 27. X. 28.
- Kl. 19 d, Gr. 1. B 135 356. Dr. Bruno Bauer, Wien; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Aus einzelnen Stücken gefertigte Bewehrung für Eisenbetonbrücken. 16. I. 28. Österreich 23. VII. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 16. St 77.30. Gustav Strunk, Essen-Bredene, Emdenstraße 18. Druckluft-Fernsteuerung für Weichen; Zus. z. Pat. 462 059. 24. II. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 33. Sch 90 365. August Schindler, Breslau 5, Brandenburger Str. 24. Zugbeeinflussungsvorrichtung; Zus. z. Pat. 487 964. 21. V. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 35. B 141 434. Dr.-Ing. Wolfgang Baseler, Walhallstraße 21, u. Dipl.-Ing. Fritz Hofmann, Dachauer Str. 142, München. Optische Signalübertragung. 16. I. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 35. S 89 383. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur selbsttätigen Bremsung von Zügen mittels induktiver Beeinflussung. 6. XI. 26.
- Kl. 35 b, Gr. 6. B 39.30. Reichmann & Co. G. m. b. H. Maschinenfabrik, Duisburg-Ruhrort. Selbstgreifer mit durch Druckstangen an einem Rollenkasten angelenkten Greiferschalen. 28. II. 30.
- Kl. 37 a, Gr. 2. P 60 893. Hans Pohlmann, Wandsbek b. Hamburg, Ziegeleiweg 58. Verfahren zur Herstellung von Betondecken mit Rahmencellen zwischen eisernen Trägern; Zus. z. Anm. P 60 728. 27. VII. 29.
- Kl. 37 f, Gr. 7. E 38 590. Dipl.-Ing. Georg Ehlers, Frankfurt a. M., Sophienstr. 30. Maschinenfundament in aufgelöster Bauweise. 14. I. 29.
- Kl. 38 h, Gr. 2. R 67 621. Rütgerswerke-Akt.-Ges., Berlin-Charlottenburg 2. Verfahren zur Erhöhung der Aufnahmefähigkeit von schwer durchtränkbareren Hölzern. 15. XII. 28.
- Kl. 38 i, Gr. 1. G 75 032. Herbert Webström Guettler, Chicago, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Schmitzdorff, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren und Vorrichtung zum Abrinden von Baumstämmen u. dgl. 5. XII. 28. V. St. Amerika 7. I. 28.
- Kl. 42 c, Gr. 9. Z 18 261. Fa. Carl Zeiß, Jena. Verfahren zur Bildeinstellung eines stereophotogrammetrischen Meßgeräts. 30. III. 29.
- Kl. 45 a, Gr. 20. W 79 389. Walter Wiggers, Meldorf i. Holst. Grabenzieh- und -reinigungsmaschine. 16. V. 28.
- Kl. 45 a, Gr. 20. H 119 383. Emil Habel u. Karl August Habel, Unnau, Westerwald. Grabenflug. 6. XII. 28.
- Kl. 45 f, Gr. 4. G 75 684. H. H. Rulemann Grisson, Ahrensburg i. Holst. Heckenschneidemaschine. 19. II. 29.
- Kl. 45 f, Gr. 9. G 75 866. Dipl.-Ing. Max Geßner, Biebrich a. Rh., Kaiserstr. 21. Verstellbare Sprossengelenkverbindung für Gewächshäuser. 13. III. 29.
- Kl. 80 a, Gr. 7. K 103 938. Koehring Company, Milwaukee, Wisconsin, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 50. Antriebsvorrichtung für Betonmischmaschinen. 22. IV. 27.
- Kl. 80 a, Gr. 51. L 61 443. Richard Lorenz, Neustrelitz, Tiergartenstraße 15. Bewehrungseinlage für dünnwandige Gegenstände, Beläge oder Schichten aus Beton, Ton, Porzellan oder ähnlicher Masse. 17. X. 24.
- Kl. 80 c, Gr. 5. L 74 196. Otto Lellep, Dessau, Friedrich-Schneiderstraße 69. Vorrichtung zum Brennen von Zement mit Granulierung des Rohstoffes vor dem Brennen; Zus. z. Pat. 466 298. 9. II. 29.
- Kl. 80 c, Gr. 14. P 57 708. G. Polysius A.-G., Dessau. Schachtofen zur Herstellung von Zement mit einem dahinter geschalteten Drehrohrofen. 2. V. 28.
- Kl. 81 e, Gr. 139. H 248.30. Dipl.-Ing. Karl Horn, Harburg-Wilhelmsburg, Postweg 54. Schmelzsicherheitsvorrichtung. 19. IV. 30.
- Kl. 81 e, Gr. 139. N 161.30. Niederrheinische Eisenhütte und Maschinenfabrik A.-G., Dülken, Rhld., Heiligenstr. 70. Aus zwei Weichlot verbundenen Schalen bestehende Auslösevorrichtung für Feuerschutzvorrichtungen. 17. III. 30.
- Kl. 82 a, Gr. 9. P 54 969. Wilhelm Peter, Straßburg. Chem. Verfahren zum Austrocknen ummauerter Räume, insbes. von Neubauten. 4. IV. 27.
- Kl. 84 a, Gr. 3. H 110 467. Huber & Lutz, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Sturzbodenplatte zur Kolkverhütung bei Wehren. 7. III. 27.
- Kl. 84 a, Gr. 3. L 75 153. Ulrich Liebsch, Gleiwitz, Keithstr. 18. Verschlusskörper für Wasserbehälter, insbes. für Schleusen; Zus. z. Pat. 468 340. 18. V. 29.
- Kl. 84 a, Gr. 4. V 23 325. Wilhelm Lothar Velten, Neustadt, Haardt. Verfahren zur Bekleidung von Betonmauerwerk mit säurebeständigen Platten. 23. XII. 27.
- Kl. 84 c, Gr. 2. A 54 304. Dipl.-Ing. Josef Meiser, Dortmund, Göbenstraße 12. Doppelspundwand aus I-förmigen Verbundbohlen, deren in der Wandrichtung liegende Flanschen aus Platten mit seitlichen Schloßteilen gebildet sind. 31. V. 28.
- Kl. 84 c, Gr. 2. L 66 745. Dipl.-Ing. Friedrich Wilhelm Lang, Hamburg, Klosterallee 28. Spülrohr mit Spülkopf zum Einspülen von Pfählen. 15. IX. 26.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 73 415. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Spreize für Baggereimer. 14. XI. 28.
- Kl. 85 b, Gr. 1. A 46 396. Dr. Oskar Adler u. Dr. Rudolf Adler, Karlsbad, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. L. Werner, Pat.-Anw., Berlin W 35. Verfahren zur Reinigung des Wassers mittels überschüssigem Chlor und Kohle; Zus. z. Anm. A. 46 007. 21. XI. 25. Tschechoslowakische Republik 30. X. 25.
- Kl. 85 b, Gr. 1. K 94 873. Dr.-Ing. Georg Kropfhammer, Leipzig, Windscheidstr. 27, u. Robert Tochtermann, München, Hofenfelstr. 42. Mittel zum Lösen und Entfernen von Kesselstein. 6. VII. 25.
- Kl. 85 b, Gr. 1. S 63 305. Josef Sichert, Laka pri Zsumu, Jugoslawien; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt am Main. Verfahren zur Verhinderung der Kesselsteinbildung; Zus. z. Anm. S 61 367. 7. VII. 23. Österreich 4. VII. 23.
- Kl. 85 b, Gr. 3. R 73 135. Oskar Ritschel, Duisburg, Hohe Str. 24-26. Vorrichtung zum Zuführen kleiner Mengen von Zusatzflüssigkeiten zu einer Hauptflüssigkeit, z. B. einer Reagenzlösung zu Wasser bei der Wasserreinigung. 19. XII. 27.
- Kl. 85 c, Gr. 1. G 72 621. Dr. Paul Gruhl, Dresden-Loschwitz, Schillerstr. 2 b. Verfahren zur Reinigung von teerhaltigen Abwässern, insbes. Kokereiabwässern. 21. II. 28.
- Kl. 85 c, Gr. 6. A 49 409. Aktiengesellschaft für Spezialbauten, Zürich, Schweiz; Vertr.: Georg Herrmann, Wiesbaden, Albrechtstr. 46. Zweistöckige Abwasserkläranlage. 2. XII. 26.
- Kl. 85 c, Gr. 6. B 132 506. A. Borsig G. m. b. H., Berlin-Tegel. Verfahren zum Eindicken von Schlamm. 14. VII. 27.
- Kl. 85 e, Gr. 9. L 69 703. Willy Lieke, Magdeburg, Ludolfstr. 12. Zweikammriger Leichtflüssigkeitsabscheider für Kanalisationsanlagen. 16. IX. 27.
- Kl. 85 e, Gr. 9. P 51 015. Wilhelm Passavant, Michelbacher Hütte, u. Wilhelm Rademacher, Wiesbaden. Alarmvorrichtung für Leichtflüssigkeitsabscheider. 30. VII. 25.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Hochschulreform. Bericht erstattet in der Akademie des Bauwesens am 13. Dezember 1929 von A. Hertwig. Preis geheftet RM 1,—; Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Die Frage der Hochschulreform wird die Öffentlichkeit so lange beschäftigen, bis an die Stelle der bisherigen Besprechungen und Forderungen Taten getreten sind. Die Vorgänge innerhalb des deutschen Ausschusses für technisches Schulwesen vor dem Kriege, die Bemühungen um die Angliederung einer technischen Fakultät in Münster, die Besprechung der Rektoren der Technischen Hochschulen mit Vertretern der Wirtschaft in Düsseldorf im Januar 1927 und die Dresdener Hochschultagung im November 1928 sind als Etappen zu bezeichnen.

An den bisherigen Auseinandersetzungen hat sich der Verfasser der Schrift, Geh. Rat Hertwig, Charlottenburg, sehr lebhaft beteiligt. In seinem Vortrag in der Akademie des Bauwesens geht Hertwig auf die tieferen Gründe ein, die eine Reform notwendig erscheinen lassen.

In einem Kapitel über die heutigen Zustände macht Hertwig Angaben über die unerträgliche Überfüllung unserer Hochschulen. Er weist darauf hin, daß im Jahre 1927/28 22 000 Studierende waren, und unter diesen in Charlottenburg allein 5104. Er stellt fest, daß im Jahre 1928/29 in den meisten technischen Abteilungen noch eine weitere wesentliche Zunahme zu verzeichnen ist. Er bespricht die bisherigen Studienpläne mit 40—45 Wochenstunden, von denen mehr als 25—27 Stunden auf Vorlesungen entfallen. Die Zahl der Zeichnungen bei den Bauingenieuren schwankt zwischen 40 und 100.

Hertwig weist darauf hin, daß der Wirkungsgrad des Studiums nach Übereinstimmung aller Hochschullehrer schlecht sei. Er geht auf die Urteile von Hochschullehrern und Männern der Praxis über die heutigen Zustände des näheren ein und bespricht die bisherigen Reformvorschläge. Mit Recht nimmt er sich des so oft falsch beurteilten Riedler an, der so manches vorausgesehen und ausgesprochen hat was heute allgemein erkannt wird, zu einer Zeit, die noch nicht für eine Hochschulreform so reif war wie die heutige. Hertwig versäumt es auch nicht, auf die Schwierigkeiten einzugehen, z. T. rein formeller Art, die sich einer Reform heute entgegenstellen, und kommt auf Grund seiner Ausführungen zu acht Forderungen:

- Ablehnung technischer Fakultäten an den Universitäten und Ablehnung sogenannter Reformhochschulen,
- Änderung der Unterrichtsverfahren, um die Selbsttätigkeit und Selbständigkeit der Studierenden zu fördern,
- Verteilung der mathematisch naturwissenschaftlichen und wirtschaftlichen Fächer über die ganze Studienzeit,
- Durchdringung aller Fachvorlesungen mit wirtschaftlichen Erwägungen,
- Freiere Gestaltung des Fachstudiums, um die Zeit zu gewinnen, das Studium über den Rahmen des engeren Faches hinaus zu erweitern,
- Ausschaltung der für die Technik ungeeigneten Elemente, Vereinfachung der Prüfungen,
- Änderung des Kolleggeldwesens.

Am Schluß darf ich erwähnen, daß ein großer Teil dieser Forderungen durch die in Karlsruhe für das Wintersemester 1930 beschlossene Reform erfüllt ist, und es ist zu hoffen, daß auch die anderen Hochschulen sich zu diesem Schritt baldmöglichst entschließen.

Die dankenswerte Veröffentlichung Hertwigs, die sich in erster Linie mit dem Studium des Bau- und Maschineningenieurs befaßt, ist der Fachwelt bestens zu empfehlen. E. P.

Druckrohrleitungen der Wasserkraftwerke. Entwurf, Berechnung, Bau und Betrieb. Von Ministerialrat Ing. Dr. techn. Artur Hruschka, Wien. Mit 152 Abbildungen, 31 Tabellen und 38 Beispielen im Text. XVI, 283 Seiten. Verlag Julius Springer, Wien 1929. Preis: RM 23,—, geb. RM 25,—.

Das 280 Seiten umfassende Buch ist aus einer dem Verfasser preisgekrönten Arbeit über „Die Berechnung der Druckrohrleitungen“ hervorgegangen, in der Verfasser als erster eine erschöpfende Behandlung aller Rohrkraftvermittlung hat. Das Buch, das sich gleichermaßen an den Maschinen- wie an den Bauingenieur wendet, geht nicht nur auf die hydraulischen, technologischen und konstruktiven Aufgaben des Druckrohrleitungsbaues ein, sondern behandelt in gleichem Umfange die Wahl der Linienführung unter Berücksichtigung der in den Leitungen auftretenden Kräfte und Spannungen, ferner die wichtige Ermittlung der ungünstigsten Belastungsfälle, die sich jeweils aus dem Rohrleitungsbetrieb ergeben und in das Gebiet der dynamischen Beanspruchungen führen, und schließlich die Berechnung und Ausführung der Rohrfundamente, die im einzelnen oft den Bauingenieur vor schwierige Aufgaben stellen. Da das Buch neben der Statik und Dynamik der Rohrleitungen und deren einzelner Teile auch den Bau der Druckrohrleitungen behandelt, insbesondere auch die Bauausführung und die bei der Inbetriebnahme zu berücksichtigenden Gesichtspunkte, gewinnt das Buch außerordentlich an Wert auch für den Bauingenieur, der bisher diese bedeutsamen Fragen in keinem Lehrbuch so für die Praxis zugeschnitten behandelt finden kann. Das Buch füllt tatsächlich eine wesentliche Lücke aus und tut dies in einem Maße, das den vielseitig auf diesem Gebiet

erfahrenen Fachmann erkennen läßt. Mit dieser Arbeit hat Verfasser gleichfalls der Fachwelt seine aus Entwurf und Bau der für die Elektrisierung der westlichen österreichischen Bundesbahnlinien erbauten Wasserkraftwerke gewonnenen reichen Erfahrungen zur Verfügung gestellt. Das Buch ist bestens zu empfehlen. Dr. Ehnert.

Konstruktion und Gestaltung großer Geschoßbauten in Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Wilhelm Stortz. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart. Mit 29 Abb. im Text und 27 Tafeln. Kart. RM 4,80; geb. RM 6,—.

Behandelt werden: I. Das Eisenbetonskelett (seine allgemeine Struktur und Standfestigkeit, die Auskragung, die Achsentheilung des Skeletts, die Querschnittsform der Säulen, die Unterteilung des Gerippes, Dehnungsfugen). II. Die Konstruktion der Außenwände (Frontwände ohne Verkleidung, solche aus verschiedenem Material und mit Verkleidung). Der sehr klar geschriebene Text wird durch eine Anzahl von bisherigen Gestaltungsversuchen bestens erläutert und besonders wertvoll sind für das Gesamtverständnis der Schrift die sowohl auf die Ästhetik, als auch auf die Konstruktion sich erstreckenden kritischen Beurteilungen, die den einzelnen Abbildungen beigelegt sind. Hierbei setzt sich der Verfasser nicht selten in einen für den Ingenieur wohlthuenden Gegensatz zu dem den statischen Verhältnissen des Bauwerkes oft wenig günstig angepaßten Gesamtbau oder zu Einzelformen des Bauwerkes, welche eine allzu phantastische, meist sinngemäße Anwendung gegebener oder nützlicher Baumittel darstellen. Die Broschüre von Dr. Stortz ist zwar kurz, aber sie enthält so außerordentlich viel Beherzigenswertes für den Bauingenieur, daneben aber auch vor allem für den Architekten, daß ihr eine weite Verbreitung in diesen Kreisen zu wünschen ist. Gerade im Gebiete großer Geschoßbauten kann der Eisenbetonbau seine statisch gesunde und materialgerechte Verwendung finden. Und das erstrebt für eine Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und Architekt die Stortzsche Schrift! Dr. M. Foerster.

Stockwerks-Eigentum. Ein Vorschlag zur Förderung des Wohnungsbaues von Dr. phil. E. H. Wilhelm Meyer. 36 Seiten, Format A 5, Broschüre RM 2,—. Bauweltverlag Berlin 1930.

Die Schrift tritt für die Belebung einer in Deutschland nur hier und da noch erhaltenen Form des Eigentums am Stockwerk eines Hauses ein, die aber, wie der Verfasser im einzelnen zeigt, in verschiedenen anderen Ländern sich mehr und mehr durchsetzt. Wenn dies der Fall ist, so wird es allerdings erstlich zu erwägen sein, ob nicht auch die Wiedereinführung des Stockwerkeigentums in Deutschland gefördert werden soll, da hiervon möglicherweise eine erhebliche Anregung für den Wohnungsbaumarkt erwartet werden darf. Wenn dem einzelnen Baulustigen, dessen Mittel zur Errichtung oder zum Erwerb eines ganzen Hauses nicht ausreichen, die Möglichkeit geboten wird, an einem Stockwerk Eigentum zu erlangen, so konnte privates Eigenkapital in größerem Maße als bisher dem Wohnungsbau zufließen, was dringend wünschenswert wäre.

In einem Gesetzentwurf mit eingehender Begründung zeigt der Verfasser, wie nach seiner Ansicht das Stockwerkeigentum sich bei uns gestalten lassen würde. Dieser Entwurf bedarf allerdings noch einer gründlichen juristischen Durcharbeit, was auch dem Verfasser bewußt ist, der nur eine Anregung geben will. C. S.

„Der Bautenschutz“. Zeitschrift für Versuche und Erfahrungen auf dem Gebiete der Schutzmaßnahmen und der Baukontrolle. Schriftleitung: Prof. Dr. Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, Bezugspreis für den 1. Jahrgang (10 Hefte) 8 RM; für Bezieher der Zeitschrift „Beton und Eisen“ als Beilage 6 RM (B. u. E., Ausgabe C).

Eine neue Zeitschrift! Sie will laufend über neuere Versuche und Erfahrungen auf dem Gebiete der schädlichen Einflüsse auf Bauwerke unparteiisch berichten. Sie will ohne Einseitigkeit dem Schutz der Baustoffe im allgemeinen, im besonderen dem Schutz von Beton und Eisenbeton, Mauerwerk, Natursteinen, Eisen und Stahl dienen. Sie will den weitesten Kreisen der Fachwelt einen Einblick in den neuesten Stand der Kenntnisse auf allen diesen Gebieten geben, wie über die Verwertung der vorhandenen und möglichen Schutzmaßnahmen berichten. Schließlich kündigt die Schriftleitung der Zeitschrift an, daß sie den Firmen, die Schutzmittel erzeugen oder Verfahren auf den Markt bringen, Gelegenheit bieten will, der Fachwelt von ihren Ansichten und Erfahrungen Mitteilung zu machen. Neben diesen Aufgaben soll die Zeitschrift „Beton und Eisen“ entlastet werden dadurch, daß Fragen der Baukontrolle eingehend besprochen werden.

Es ist kein Zweifel, daß die angeschnittenen Fragen, die nicht etwa erst in den letzten Jahren seit dem Erscheinen des einen oder anderen Sammelbuches dringend geworden sind, für das gesamte Bauwesen sehr wichtig sind. Wäre in diesem Falle die bereits allzu stark fortgeschrittene Zersplitterung der Literatur nicht zu vermeiden gewesen? Die Behandlung der zweifellos immer wichtiger werdenden Fragen, die in der Einführung der Zeitschrift aufgezählt sind, wäre im Rahmen der bereits bestehenden Zeitschriften m. E. nicht nur möglich sondern auch wirkungsvoller. E. P.

Vorlesungen über Bauakustik. Wittwers Technische Hilfsbücher. Band 10. Von Professor S. Lifschitz. Ins Deutsche übersetzt von L. Zolotnitzky. Mit 92 Figuren. Verlag von Konrad Wittwer. Stuttgart 1930.

Das betreffende Werk besteht aus drei Teilen: I. die Lehre vom Schall; II. Akustik in Theater, Konzertsaal und Auditorium; III. Schallisierung in öffentlichen und Industriegebäuden.

Der erste Teil ist stark theoretisch aufgestellt, wie es nicht anders sein kann, und es ist nicht jedem gegeben, diese Formeln ganz in sich aufzunehmen. Trotzdem aber wird der Leser in Gedankengänge geführt, die sehr lehrreich sind und für jeden Architekten und Ingenieur bedeutungsvoll. Es berührt sehr interessant, wie schon in diesem Teil, wo die Tontücke, die Tonhöhe und die Wellenlänge besprochen werden, der Satz sich findet: Um die Streuung des Schalls an den Wänden und der Decke zu erzielen, muß man sie mit den Kassetten und sonstigen einige Dezimeter großen Verzierungen überdecken.

Ähnliche Gedankengänge sind auch in den anderen Kapiteln zu verfolgen, und so erinnere ich mich, wie der Architekt Karl von Großheim, als er die Musikhochschule in Berlin baute, für den Konzertsaal den großen Geiger Joachim zu Rate zog, der ihm angab, er möchte alle Flächen rauh behandeln, damit der Schall sich darin finge. Tatsächlich hat Großheim alle Wände mit leichter plastischer Ornamentik belebt. Die Akustik des Saales ist eine gute geworden.

Der zweite Teil des Werkes enthält auch viele Formeln, die mit großer Sorgfalt ermittelt sind. Er führt aber zuletzt zu ausgezeichneten Ratschlüssen für die Architekten. Auch hier möchte ich einen Satz anführen, der mir aufgefallen ist: Es gibt überhaupt keine Form, die an sich einen akustischen Erfolg gewährleisten würde; andererseits gibt es auch keine Form, deren akustische Mängel nicht beseitigt werden wenigstens gemildert werden könnten. Der Architekt ist an keine bestimmte Form gebunden.

Der dritte Teil gibt sehr gute Aufstellungen über Schallisierungen verschiedener Art, auch wie sich die einzelnen Materialien nach der Richtung verhalten.

Das Problem der Akustik berührt jeden schaffenden Architekten und Ingenieur, und jeder hat gewisse Erfahrungen damit gemacht, teils gute, teils schlechte. So ist es sehr zu begrüßen, daß in vorliegendem Werke in kurzen Worten das Wesen der Akustik, wie auch ihre Anwendbarkeit für die Praxis behandelt ist.

Die kleine Schrift kann jedem Architekten und Ingenieur, der in der Praxis steht, warm empfohlen werden.

Professor Alphons Schneeganz, Dresden.

Lehrstoffhefte für die Dienstanfängerschule der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Lehrfach m5 III, 1, Heft 1. Übersicht über die geschichtliche Entwicklung der Lokomotiven. Der Lokomotivkessel. Heft 2. Die Ausrüstung des Lokomotivkessels. Heft 3. Verbrennung, Wärmewirtschaft, Feuerbehandlung, Dampfkunde und Dampfwirtschaft. — Lehrfach m 7 I Lokomotivdienst. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Berlin, 1929. Erster drei Hefte je 1,—, letztes RM 0,60.

Für die Beamtenanwärter der Deutschen Reichsbahn gab es vor dem Kriege wohl in jedem Lande Leitfäden für die Prüfungsvorbereitung, die auch die Grundlage des Dienstunterrichts bildeten. Daß neben den trockenen Dienstvorschriften zum Eindringen in die vielen im Eisenbahndienst ungeschlossenen Wissensgebiete noch ein erklärendes und die inneren Beziehungen herausarbeitendes Hilfsmittel geschaffen werden mußte, ist schon vor Jahrzehnten erkannt worden. Nach dem Kriege hat der Lehrbetrieb aber einen wesentlichen Aufschwung genommen in der richtigen Erkenntnis, daß das bestunterrichtete Personal die glatteste Betriebsabwicklung und die größte Sicherheit verbürgt. Sachlich erlitt dazu wegen der Verreichlichung der Stoff der Leitfäden mannigfache Abänderungen. Die Lehrstoffhefte sollen sowohl dem Lernenden als Quelle wie auch dem Lehrenden als Wegweiser in dem planmäßig festgelegten Vortragswesen dienen.

Die oben aufgeführten 4 Hefte aus dem Betriebsmaschinendienst bringen eine schon recht weitgehende Einführung in diesen Stoff. Nach der Beschreibung und Einteilung der Gattungen mit ihren Besonderheiten im ersten Heft wird in den ersten beiden Heftchen

der Lok.-Kessel mit seinen Ausrüstungsteilen, ihrem Zweck und Arbeiten vorgeführt, während das dritte Heft mehr den wissenschaftlichen Grundlagen und ihrer Anwendung während des Arbeitens des Kessels (Behandlung des Feuers) gilt. Es fällt angenehm auf, daß die einschlagenden physikalischen und chemischen Grunderscheinungen in Form des chemischen Experimentierbuches gegeben werden, so daß selbst schwierigere Vorgänge dem einfacher Denkenden klar werden müssen. Das vierte Heft enthält die Hilfsanlagen der Betriebswerke, die Untersuchung und Behandlung der Lokomotiven im Betriebe und den Dienst des Personals auf ihnen. Eine Unzahl Fragen am Ende eines jeden Abschnittes zwingen zur geistigen Durcharbeitung des eben durchgenommenen Stoffes. Die Darstellung und Lehrmethode kann als gut gegliedert bezeichnet werden, so daß auch dem Eisenbahnbetrieb Fernerstehende sich mühelos ihr Wissen erweitern können. Die Hefte verdienen entschieden Beachtung.

Reichsbahnoberrat Wentzel.

Bautechnische Physik. Von P. Himmel. Sechste verbesserte Auflage, bearbeitet von Prof. K. Strohmeier. Leitfaden für den Gebrauch an technischen und verwandten Fachschulen sowie für die Praxis. Leipzig und Berlin 1930. Verlag von B. G. Teubner. Preis RM 5,40.

Der Verfasser hat sich in diesem Leitfaden die Aufgabe gestellt, physikalische Erkenntnis durch Beispiele aus der Praxis des Hoch- und Tiefbaues zu erklären und damit ein Lehrbuch zu schreiben, welches sich vorwiegend für den Unterricht an Baugewerkschulen eignet, anregend wirkt und die Zweckmäßigkeit und Durchbildung zahlreicher Einrichtungen und Maßnahmen praktischer Bauausführung auf allgemeine Naturerkenntnis zurückführt. Nach der Bestimmung des Lehrbuches bleibt die Behandlung des Stoffes auf eine qualitative Beschreibung beschränkt. Im Rahmen dieser Darstellung werden jedoch alle Teilgebiete der Physik berührt und zum Bauwesen in Beziehung gebracht. In einzelnen Abschnitten sind die Lehre von der Wärme, die Mechanik der festen und flüssigen Körper, die Grundlagen der Akustik, Optik und Elektrizität kurz zusammengefaßt und durch zahlreiche Skizzen und einfache Aufgaben erläutert worden. Im Vordergrund stehen Anschauung und Beobachtung. Auf mathematische Untersuchungen ist vollkommen verzichtet worden. Das Buch erfüllt seinen Zweck und scheint mir noch darüber hinaus zur physikalischen Erklärung und Begründung von Maßnahmen des Bauwesens gute Dienste leisten zu können.

K. Beyer.

Zeichenbauten, ausgeführt von der Wayss & Freytag A.-G.

Aus der reichen Praxis dieser deutschen Großbauunternehmung ist eine Broschüre erschienen, die verschiedene Ausführungen aus dem Gebiet der Zeichenbauten bespricht und darstellt.

Im einzelnen werden Übergebauten, Untergebauten und Bauten mit Sicherungen gegen Bergschäden behandelt.

Nach einer Besprechung der Vorzüge und der Anpassungsfähigkeit von Eisenbetonkonstruktionen und dem Hinweis auf die geringen Unterhaltungskosten wird die Entwicklung dieses Gebietes des Eisenbetonbaues dargestellt.

Die sehr lehrreiche, interessante und schön ausgestattete Schrift bedeutet eine Bereicherung der Eisenbetonliteratur und wird für Eisenbetonarbeiten ähnlicher Art wertvolle Anregungen geben.

E. P.

Taschenbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau 1930. Verlag Bock & Co. Berlin W 9.

In dem vorliegenden Jahrgang 1930 des Taschenbuches ist erstmalig der Versuch unternommen worden, dasselbe zu einem Abriß des gesamten Straßenbaues auszugestalten. Zu dem Ende ist der Straßenbau nach Planung, Linienführung, Querschnittsgestaltung usw., ferner die neuzeitlichen Straßenbauverfahren, die Baumaschinen und der Verkehr systematisch abgehandelt worden in Anlehnung an die bewährten Ausarbeitungen der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Indem die letzteren vollzählig und vollständig wiedergegeben werden, stellt das Taschenbuch ein wertvolles Nachschlagewerk dar für alle einschlägigen Fragen, dessen Benutzung allen Interessenten empfohlen werden kann.

Professor Geißler-Dresden.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

### Besichtigungen.

Am Dienstag, den 9. September 1930, nachm. 1/23 Uhr, findet eine Besichtigung des Seezeichenversuchsfeldes des Reichsverkehrsministeriums in Berlin-Friedrichshagen statt. Mit Rücksicht auf die gemeinsame Führung werden die Teilnehmer gebeten, sich pünktlich um 1/23 Uhr am Versuchsfeld einzufinden.

Verbindung: Stadtbahn bis Berlin-Friedrichshagen. Von dort mit Straßenbahn bis Wasserwerk (Richtung Rahnsdorf), dann etwa 10 Minuten Fußweg. Höchstteilnehmerzahl: 40 Personen.

Im Anschluß daran findet am gleichen Tage eine Besichtigung der Preussischen Landesanstalt für Fischerei in Berlin-

Friedrichshagen, nachm. 16 Uhr, statt. Die Führung wird mit einem einleitenden Lichtbildervortrag etwa 1 1/2 Std. in Anspruch nehmen. Von der Preuß. Landesanstalt wird eine Gebühr von RM 0,30 je Teilnehmer erhoben.

Verbindung: Die Verbindung ist die gleiche wie die oben angegebene, da sich die Landesanstalt neben dem Versuchsfeld für Seezeichen befindet.

Es wird geboten, sich nach Möglichkeit kurz schriftlich oder fernmündlich bei der Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Fernruf: Zentrum 152 00, Apparat 66) anzumelden.