

## DAS RATIONELLE PROFIL DER STAUMAUERN.

Von Ingenieur G. G. Kriwoschein, Professor in Petrograd, derzeit in Prag.

### 1. Einleitung.

Bei der Berechnung der Staumauern benutzen die russischen und französischen Ingenieure die Methode von Professor Maurice Lévy, die voraussetzt, daß die kleinste Spannung in jeder Schicht der Staumauer von der Wasserseite nicht kleiner sein soll als der hydrostatische Druck in dieser Schicht.

Was bedeutet diese mechanische Bedingung in einfacher Sprache des Ingenieurs? Sie bedeutet, daß wir mit dieser Bedingung den vollen Auftrieb berücksichtigen. Solche Behandlungsart fordert natürlich Einwendungen gegen die Berücksichtigung des vollen Auftriebs heraus, besonders auf die ganze Länge der Sohle. Diese Bedingung setzt voraus, daß die ganze Staumauer ins Wasser untergetaucht ist und nach dem Archimedes-Gesetze an ihrem Gewicht so viel verliert, wie der Umfang des durch das Staumauerwerk herausgedrückten Wassers wiegt; mit anderen Worten: hat das Staumauerwerk ein spez. Gewicht von  $\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$  gehabt, wird jetzt sein spez. Gewicht um  $1 \text{ t/m}^3$  kleiner, und das spez. Gewicht des untergetauchten Mauerwerkes ist  $\gamma = 1,3 \text{ t/m}^3$ . Dagegen behaupten die Gegner der obengenannten Bedingung, daß die Berücksichtigung des konstanten, auf die ganze Länge der Sohle wirkenden Auftriebes — sogar bei der Luftseite — voraussetzt, daß das Wasser unter der ganzen Staumauer durchdringt und auf der Luftseite erscheint, was aber in Wirklichkeit nicht bemerkt wurde. Es wäre noch dieser Fall zu berücksichtigen: dringt das Wasser unter dem ganzen Staumauerwerk durch und wirkt mit vollem Auftrieb, dann müßte sich unter der Sohle eine dünne Wasserschicht bilden, auf der das Staumauerwerk gleiten möge.

Einige Autoren lassen die Durchdringung des Wassers unter der Staumauersohle zu und bemühen sich, für diese ein Gesetz zu finden.

Alle obengenannten Meinungen sind vielleicht logisch. Sie haben ihre Gründe, soweit es sich über Staumauerwerke von kleinerer Höhe handelt. Wir können aber nicht nur diese berücksichtigen, weil sie wegen ihrer großen Stabilität und Festigkeit noch geringe Schichtspannungen haben. Berücksichtigen wir nun die Staumauern von der Höhe 20 bis 30 m, deren Einsturz das Vernichten von Menschenleben und Vermögen zur Folge haben kann. In diesen Fällen müssen wir in erster Linie ohne Rücksicht auf die Höhe der Baukosten die volle Stabilitätssicherheit verlangen. Wir haben gesagt, daß die obengenannten Erwiderungen der Gegner der Bedingung von Maurice Lévy vielleicht logisch sind. Ja, sie sind logisch, soweit die Rede nur solche Erscheinungen betrifft, wie das Durchdringen des Wassers unter der Sohle der Staumauer über ihre ganze Länge, den Verlust des spez. Gewichtes der Staumauer, als wenn die Staumauer schwimmt usw. Aber wir können auch diese Erscheinungen von demselben Standpunkt betrachten wie Professor Maurice Lévy selbst. Er sagt, daß jede Schicht der Staumauer von der Wasserseite einige Risse, die von der Formänderung der Staumauer abhängen, erhalten kann. Man kann erwarten, daß das Wasser in diese zwar sehr schmalen Risse hineindringen kann. Das Durchdringen des Wassers bildet die hydrostatische Pressung des Wassers von unten (den Auftrieb). Ist in einer Schicht die Pressung von dem Eigengewicht größer als der hydrostatische Druck, können sich keine Risse bilden, und infolgedessen können wir auch kein Durchdringen des Wassers durch das Staumauerwerk erwarten.

Dann ist es nicht nötig zu behaupten, daß uns die Bedingung von Maurice Lévy einen Eindruck gibt, als wenn wir den Auftrieb berücksichtigen, als wenn das Wasser in Schichten durchdringt und als wenn die Staumauer schwimmt. Nein. Mit der Bedingung von Maurice Lévy lassen wir das Durchdringen des Wassers in die Risse zu, wodurch auch gleichzeitig ihr Ursprung erklärt wird.

Wir haben diesen Satz von Maurice Lévy als die Grundlage für die vorgeschlagene Untersuchung von Staumauern angenommen.

Außer dieser Grundlage haben wir noch eine andere herausgestellt. Beim vollen Becken erleidet die Luftseite die größte Spannung; beim leeren Becken bestimmt man hier gewöhnlich die Spannung, die gleich Null ist. Gegen diese Bestimmung der Spannung Null wollen wir protestieren; unsere Überlegungen werden später beschrieben. Wir schlagen vor, daß beim leeren Becken in der Luftseite der Staumauer eine Spannung nicht Null, sondern irgend eine gewisse Spannung, z. B. von der Größe  $\frac{1}{4}$  der mittleren Spannung ist, und wir sollen diese bestimmen. Diese Bestimmung ist gleichbedeutend mit der Bestimmung der Randspannung bei der Luftseite für den Fall, daß die Stützlinie mit dem äußersten Punkte des mittleren Viertels des Querschnittes zusammenstimmt. Diese Bedingung verteuert zwar die Staumauer ein wenig, aber sie sichert dafür dieselbe vor der Erscheinung der Risse während ihrer Erbauung. Die vorliegende Abhandlung enthält die Bestimmung des rationellen Profils einer Staumauer, welche die zwei gestellten Bedingungen befriedigt. Diese Bestimmung ist hier nur für das Eigengewicht des Mauerwerks  $\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$ , aber bei einer beliebigen Höhe in den Grenzen bis zur 12-fachen oberen Breite der Staumauer ausgeführt. Zum Beispiel bei einer Breite der Krone der Staumauer  $a = 3 \text{ m}$  wird das Profil bis zur Höhe  $12 \times 3 = 36 \text{ m}$  gültig, und bei der Breite  $a = 10 \text{ m}$  wird das Profil bis zur Höhe  $12 \times 10 = 120 \text{ m}$  gültig.

Die Methode der Profilbestimmung ist durch die Untersuchungen von Maurice Lévy begründet. Zu diesem Zweck wurden zwei Bedingungen gestellt, die den Umriß der Staumauer an der Luft- und Wasserseite bestimmen: die erste Bedingung von Maurice Lévy mit Rücksicht auf die Spannung an der Wasserseite, die andere von uns vorgeschlagene mit Rücksicht auf die Spannung an der Luftseite. Diese Bedingungen drücken sich mittels zwei Differentialgleichungen des zweiten Grades aus. Der Versuch der Integrierung dieser Gleichungen war erfolglos. Anstatt der Integrierung ist unsere Aufgabe durch eine stufenmäßige Bestimmung des Umrisses der beiden Flächen der wagerechten Streifen unter der Kontrolle der Spannungen für jeden Streifen aufgelöst.

Wir werden zwei Staumauerprofile untersuchen: ein Profil mit einer parallelogrammischen, Abb. 1, und ein zweites mit einer rechteckigen Krone, Abb. 2 (der Wandrücken mit der umgekehrten Neigung ist durch die Strebemauern unterstützt, Abb. 3). Die Untersuchung eines solchen Profils zeigt, daß die Form einer parallelogrammischen Krone der Staumauer von keinem Vorteil ist und daß die Form einer rechteckigen Krone vorteilhafter ist.

Am Anfang dieser Abhandlung haben wir die Gründe der Berechnung eines trapezischen und eines dreieckigen Profils, die für die Untersuchung eines rationellen Profils nötig sind,

angegeben. Die Resultate der Formbestimmung für das rationale Profil sind sehr interessant; sie zeigen, daß es nicht nötig ist, den genauen Umriß

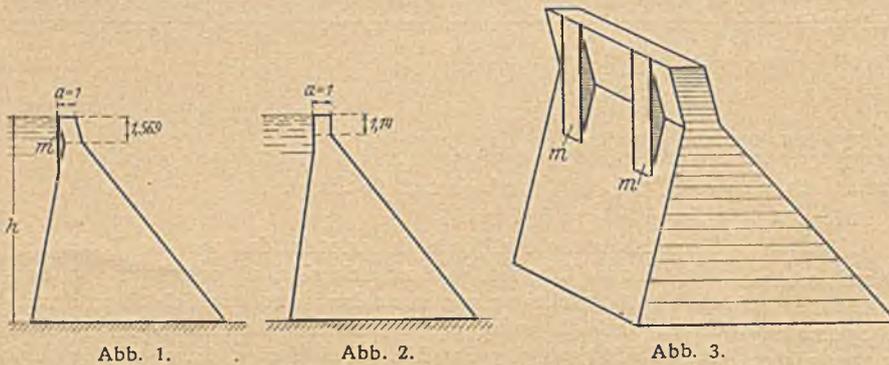
Wir nehmen die Neigung der Wasserseite oder die Grundseite  $c$  so an, daß die Pressung von der Luftseite  $\sigma_1^0$  nur ein Teil  $\alpha \sigma_0^0$  der mittleren Pressung  $\sigma_0^0$  wird:

$$(II) \quad \sigma_1^0 = \alpha \sigma_0^0 \text{ (Autors Bedingung),}$$

wobei  $\alpha > 0$ .

Nehmen wir an  $\alpha = 0$ , so erhalten wir  $\sigma_1^0 = 0$ ; das bedeutet, daß die Stützlinie beim leeren Becken das mittlere Drittel des Querschnitts nicht verläßt.

Da bei dem Anlauf der Spannungen nach dem Dreieck die Wasserseite beim leeren Becken die größte Pressung und die Luftseite die Pressung Null erhält, so ist es möglich, daß man während der Ausführung der Staumauer, wenn das Mauerwerk noch nicht erhärtet ist, eine Zusammendrückung der Fugen auf der Wasserseite erwarten kann. Dieser Umstand



der beiden Flächen zu suchen, sondern es genügt, sich auf die Anwendung eines dreieckigen Grundprofils mit dem oberen Teil in Form eines Rechteckes zu beschränken.

Die Frage nach dem Verlauf der Normalspannungen in den wagerechten Querschnitten neigt sich zu dem geradlinigen Gesetz, wie das die Arbeiten von Prof. Mohr (Die angewandte Mechanik) und Prof. Maurice Lévy zeigen, welche sich auf die Elastizitätstheorie stützen. Prof. S. Timoschenko untersucht in seiner Elastizitätstheorie auch die Grundprofile in Form eines Rechtecks und eines Dreiecks, wo der Verlauf der Spannungen durch ein Trapez dargestellt ist. Prof. Mohr zeigt ein Beispiel eines krummlinigen Umrisses einer Staumauer und beweist die Unmöglichkeit der Annahme eines krummlinigen Verlaufs der Normalspannungen, und infolgedessen kommt er zur Annahme des geradlinigen Verlaufs. Da wir gemäß den von uns gestellten Bedingungen eines rationalen Profils unter der Annahme eines geradlinigen Verlaufs der Spannungen gefunden haben, und weil das erhaltene Profil bei den größeren Höhen von dem dreieckigen Grundprofil sich nicht unterscheidet, so ist es selbstverständlich, daß die Annahme des geradlinigen Verlaufs der Spannungen für das zu untersuchende Profil ganz richtig gewählt wurde.

2. Die trapezförmige Staumauer.

Wir haben, Abb. 4:

$\gamma$  das Gewicht des Mauerwerks,

$$P_1 = \frac{\gamma h c}{2}; \quad P_2 = \gamma a h; \quad P_3 = \frac{\gamma(b-c-a)}{2};$$

$$H = \frac{h^2}{2}; \quad W = \frac{c h}{2}.$$

Die Normalpressung:

$$(I) \quad N = \gamma \left( \frac{a+b}{2} \right) h + \frac{c h}{2}.$$

Das Moment in bezug auf die Mitte der Sohle:

$$(2) \quad \left\{ \begin{aligned} M &= \frac{h^3}{6} - \frac{c h}{2} \left( \frac{3b-2c}{6} \right) - \frac{\gamma h c}{2} \left( \frac{3b-4c}{6} \right) \\ &\quad - \gamma a h \left( \frac{b-2c-a}{2} \right) + \gamma \left( \frac{b-a-c}{2} \right) h \left( \frac{4a+4c-b}{6} \right). \end{aligned} \right.$$

In diesen beiden Formeln werden die Glieder ohne  $\gamma$  verschwinden, wenn wir ein leeres Becken haben.

Die untere Breite der Staumauer  $b$  bestimmen wir so, daß die Bedingung von Maurice Lévy befriedigt wird, Abb. 5:

$$(I) \quad \sigma_2 = \beta h \text{ (Maurice Lévy),}$$

d. h. daß die Pressung von der Wasserseite beim vollen Becken nicht kleiner als der hydrostatische Druck  $h$  wäre; dabei ist  $\beta \geq 1$ .

verursacht eine Krümmung des Profils, Abb. 6, und infolgedessen wird sich die Staumauer auch im Grundriß krümmen, wobei lotrechte Risse auf der Wasserseite entstehen können.

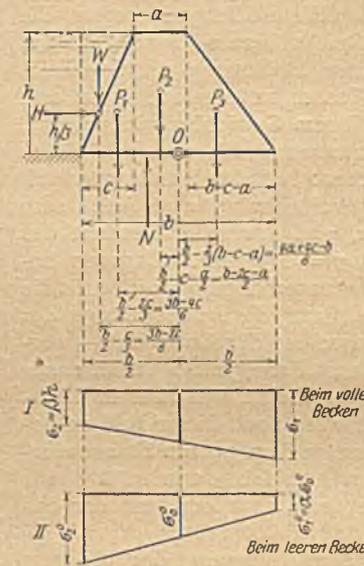


Abb. 4 u. 5.

Prof. S. Belzetzky hat in seinen theoretischen Untersuchungen der Formänderungen von Staumauern gezeigt, daß diese lotrechten Risse nur an der Wasserseite erscheinen können. Um diese unerwünschte Erscheinung zu vermeiden, schlagen wir vor, das Profil der Staumauer so zu wählen, daß die Pressung von der Luftseite beim leeren Becken nur einen gewissen

Teil der mittleren Spannung  $\sigma_0^0$  ist<sup>1</sup>. Ein idealer Fall wäre der, wenn die Pressung beim leeren Becken den gleichmäßigen Verlauf hat; dieser Fall kann z. B. bei einem symmetrischen

Profil vorkommen, was aber die Baukosten einer Staumauer vergrößert. Um diese Verteuerung zu vermeiden, können wir für  $\alpha$  die Werte  $1/4$  bis  $1/2$  annehmen.

Aus der Formel für exzentrischen Druck:

$$\alpha_1^0 = \frac{N}{b} - \frac{6 N e}{b^2} = \alpha \sigma_0^0 = \alpha \frac{N}{b}$$

erhalten wir

$$\alpha = 1 - \frac{6 e}{b},$$

woraus folgt:

$$(3) \quad \frac{e}{b} = \frac{1-\alpha}{6}.$$

Hier ist  $e$  die Exzentrizität, d. h. der Hebelarm der Kraft in bezug auf die Mitte der Sohle.

Wir haben für

$$\alpha = 1/4 \quad \left| \quad \frac{e}{b} = 1/8 \dots \dots \left( \frac{2e}{b} = 1/4 \right); \right.$$

$$\alpha = 1/2 \quad \left| \quad \frac{e}{b} = 1/12 \dots \dots \left( \frac{2e}{b} = 1/6 \right). \right.$$

<sup>1</sup> Diese Methode ist hier zum ersten Male vorgeschlagen.

Mit anderen Worten: Nehmen wir an, daß die Pressung an der Luftseite, beim leeren Becken,  $\frac{1}{4}$  der mittleren Pressung ist, dann darf die Stützlinie das mittlere Viertel des Querschnittes nicht verlassen. Sollte die Randspannung an der Luftseite  $\frac{1}{2}$  sein, dann dürfte die Stützlinie das mittlere Sechstel des Querschnittes nicht überschreiten. Wir meinen, daß wir  $\alpha = \frac{1}{4}$  als Grenze annehmen können.

Auf diese Weise können wir die von uns gestellten Bedingungen in folgender Form schreiben:

$$\sigma_2 = \beta h = \frac{N}{b} - \frac{6M}{b^2} \quad (\text{die Bedingung von Maurice Lévy}),$$

$$\sigma_1^0 = \alpha \sigma_0^0 = \alpha \frac{N_0}{b} = \frac{N_0}{b} + \frac{6M}{b^2} \quad (\text{die Bedingung des Autors}).$$

Setzt man hier die Werte N, M, N<sub>0</sub> und M<sub>0</sub> ein, so findet man die Grundgleichungen:

$$(I) \quad (\gamma - \beta) b^2 - (\gamma - 2) bc + \gamma a(b - a - 2c) - (h^2 + c^2) = 0$$

$$(II) \quad c = \frac{\alpha b(a + b) - 2a^2}{2(2a + b)}$$

Sonderfälle.

1. Wir nehmen  $\alpha = \frac{1}{4}$  an, wenn die Stützlinie das mittlere Viertel des Querschnittes nicht verläßt, dann  $\beta = 1, \gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$ , so erhält man bei  $a = b = 1$ :

$$c = -\frac{1}{4}$$

Setzt man das in die Gleichung (I) ein, so ergibt sich, Abb. 7:

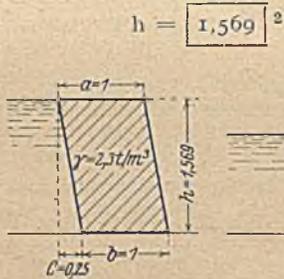


Abb. 7.

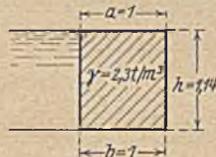


Abb. 8.

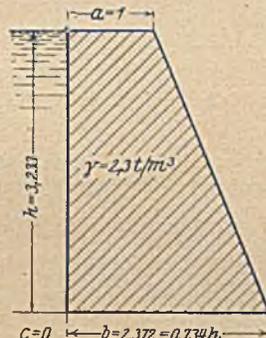


Abb. 9.

2. Nimmt man  $b = a = 1$  an und setzt man außerdem  $c = 0$ , d. h. daß wir auf die Bedingungen (II) und  $\alpha = \frac{1}{4}$  verzichten, so erhält man nach der Gleichung (I) bei  $c = 0$ , Abb. 8:

$$h = 1,14$$

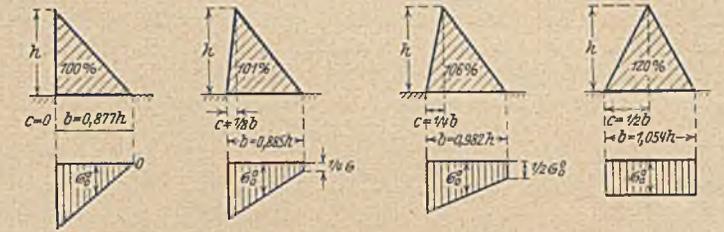
3. Das in Abb. 9 dargestellte trapezförmige Profil mit der lotrechten Wasserseite ( $c = 0$ ) entspricht der Bedingung (I).

3. Die dreieckige Staumauer.

Setzt man in den Grundgleichungen (I) und (II) für ein trapezförmiges Staumauerprofil  $a = 0$ , so erhält man für das dreieckige Profil:

$$\left. \begin{aligned} (I') \quad & (\gamma - \beta) b^2 - (\gamma - 2) b c - (h^2 + c^2) = 0, \dots \\ (II') \quad & c = \frac{\alpha b}{2} \dots \dots \dots \end{aligned} \right\}$$

<sup>2</sup> Diese Form ist praktisch ausführbar. Die umgekehrte Neigung der Wasserseite ist 6,28 : 1. Der Autor hat einige Mauern mit der umgekehrten Neigung 4 : 1 ausgeführt.



$a = 0$	$a = \frac{1}{4}$	$a = \frac{1}{2}$	$a = 1$
a	b	c	d

Abb. 10. Spannungen vom Eigengewicht.

Die Tabelle für das dreieckige Profil, Abb. 10.

Bei  $\beta = 1, \gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$  erhalten wir die folgenden Profile, Abb. 10 a, b, c und d.

Abb. 10	a	c	b	Die Fläche des Staumauerquerschnittes
a	$\alpha = 0$	$c = 0$	$b = 0,877 \text{ h}$	100 %
b	$\alpha = \frac{1}{4}$	$c = \frac{1}{8} b = 0,1106 \text{ h}$	$b = 0,885 \text{ h}$	101 %
c	$\alpha = \frac{1}{2}$	$c = \frac{1}{4} b = 0,232 \text{ h}$	$b = 0,928 \text{ h}$	106 %
d	$\alpha = 1$	$c = \frac{1}{2} b = 0,527 \text{ h}$	$b = 1,054 \text{ h}$	120 %

Diese Profile sind sehr lehrreich und werden als Grundprofile für die rationell-praktischen Profile angenommen. Bei dem Vergleichen der Profile sieht man, daß das Streben, die Nullpressungen an der Luftseite von der Wirkung des Eigengewichtes zu vermeiden, nur eine geringe Verteuerung des Profils hervorruft. So wird bei  $\alpha = \frac{1}{4}$ , d. h. wenn die kleinste Spannung ein Viertel der mittleren ist, die Verteuerung nur 1%, und bei  $\alpha = \frac{1}{2}$ , wenn die kleinste Spannung die Hälfte der mittleren ist, so wird die Verteuerung 6%. Nur bei dem gleichmäßigen Verlauf der Pressungen von der Wirkung des Eigengewichtes ist die Verteuerung ziemlich hoch (20%).

Anmerkung. Nehmen wir an, daß die kleinste Pressung  $\sigma_1^0$  beim leeren Becken und die kleinste Pressung  $\sigma_2$  beim vollen Becken gleich sind, wobei die letztere nicht kleiner als der hydrostatische Druck sein darf, dann erhält man bei  $a = 0, \gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$ ,  $c = \frac{b}{\gamma} = \frac{b}{2,3} = 0,435 \text{ h}$ :

$$b = 1,020 \text{ h} \text{ und } c = 0,444 \text{ h, Abb. 11.}$$

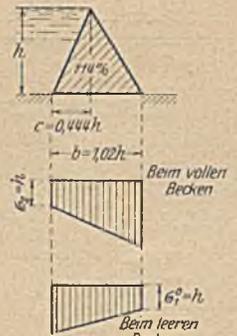


Abb. 11.

Dieses Profil gibt eine Verteuerung gegen das in Abb. 10 auf 14%.

4. Die praktische Lösung der Aufgabe.

Wir können die Kurven der beiden Seiten der Staumauer mittels stufenmäßiger Bestimmung der Fugenbreiten bestimmen, wenn wir die wagerechten Schichten allmählich von oben nach unten berücksichtigen und für jede neue Schicht zwei gestellte Bedingungen schreiben. Diese Art der Berechnung ist ziemlich einfach, doch sehr zeitraubend.

Setzen wir voraus, daß der obere Teil der Staumauer mit der Kronenbreite  $a = 1$  schon bestimmt ist.

Jetzt betrachten wir eine Schicht der Staumauer, die unter dem oben-

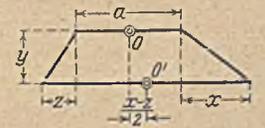


Abb. 12.

genannten oberen Teile liegt, Abb. 12. Der Einfachheit wegen nehmen wir die Mitte der Trapezbasis als den Mittelpunkt







Es ist interessant, hier zu bemerken, daß die Umriss der Wasser- und Luftseiten sich den Asymptoten nähern, welche durch den oberen Punkt A, d. h. durch die Spitze des dreieckigen Profils verlaufen. Die untere Breite der Stauwand ergibt sich hier = 0,896 h; das dreieckige Profil hat die Breite = 0,885 h. Über die Ursachen dieser Erscheinung haben wir früher bei der Untersuchung des vorigen Profils gesprochen. Der Unterschied (2%) soll bei der unendlich großen Höhe h verschwinden.

Die korrigierten verglichenen Werte z sind in der Tabelle 2 dargestellt.

In Abb. 15 ist eine geradlinige Verbesserung des Umrisses der Stauwand mit Strich ER gezeichnet. Die Kurve BE ist auch aus praktischen Gründen einfacher und besser. Es wäre auch wünschenswert, die krumme Fläche der Wasserseite durch eine Ebene AL zu ersetzen. Alle diese Veränderungen erfordern nur eine geringe (2%) Vermehrung des Mauerwerkes.

Das Profil in Abb. 15 ist gültig:

$$\text{bei } a = 3 \text{ m bis zu der Höhe } h = 36 \text{ m;} \\ \text{,, } a = 10 \text{ m ,, ,, ,, ,, } h = 120 \text{ m.}$$

Betrachten wir noch die größten Pressungen der Stauwand mit einer Breite a = 10 m und einer Höhe h = 120 m, Abb. 15.

1. Beim leeren Becken:

$$\sigma^0 = \frac{N_0}{a} \pm \frac{6 M_0}{a^2} = \left[ \frac{147,176}{10,755} \mp \frac{6 \cdot 197,834}{115,67} \right] \cdot 10 \\ = \begin{cases} + 34 \text{ t/m}^2 = \frac{1}{4} \frac{N_0}{a} \\ + 239 \text{ t/m}^2 = 24 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$$

2. Beim vollen Becken:

$$\sigma = \frac{N}{a} \pm \frac{6 M}{a^2} = \left[ \frac{155,834}{10,755} \pm \frac{6 \cdot 47,876}{115,67} \right] \cdot 10 = \begin{cases} 170 \text{ t/m}^2, \\ 120 \text{ t/m}^2 = h. \end{cases}$$

Die größte Hauptspannung an der Luftseite beim vollen Becken ist:

$$\max \sigma_2 = 170 (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) = 276 \text{ t/m}^2 = 28 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir sehen also, daß die beiden größten Spannungen an der Wasserseite beim leeren Becken (24 kg/cm<sup>2</sup>) und an der Luftseite beim vollen Becken (28 kg/cm<sup>2</sup>) fast gleich sind.

Vergleichen wir die Flächen der beiden rationellen Profile in Abb. 14 und 15 mit dem dreieckigen Grundprofil, so können wir sagen, daß das Profil mit parallelogrammischer Krone, Abb. 14, um 3% größer als das dreieckige Grundprofil und das Profil mit rechteckiger Krone, Abb. 15, nur um 1/2% größer als das dreieckige Grundprofil ist.

Es ist klar, daß das Profil mit rechteckiger Krone, Abb. 15, viel zweckmäßiger und praktischer ist als das mit parallelogrammischer Krone, Abb. 14.

### 7. Praktische Anmerkungen.

Unsere Betrachtungen berücksichtigen nicht das mögliche Gleiten der Stauwand. Wir meinen, daß die Gefahr des Gleitens der Stauwand oder eines Teiles derselben durch eine zweckmäßige Anordnung der Fugen vermieden wird. Der richtige Verlauf der Hauptspannungen [ $\sigma(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)$ ] beim vollen Becken an der Luftseite, wenn dieselbe die Richtung der Tangente zur Luftseite hat, könnte ebenso durch die zweckmäßige Anordnung der Fugen erreicht werden.

Diesen Verlauf der Fugen erreicht man mittels kreisförmiger Bogen mit dem Mittelpunkt in A, Abb. 16. Die zahnige Form der Stauwandsohle ist hier dadurch selbst erreicht. Wir meinen, daß dieser Umriß der beste für den richtigen Verlauf der Pressungen in der Sohle wird.

## DIE FORMGEBUNG DER EINGESPANNTEN BRÜCKENGEWÖLBE.

### AUSGLEICH DER SPANNUNGEN IM SCHEITEL UND KÄMPFER DURCH VERLAGERUNG DER GEWÖLBEACHSE.

Von Professor Dr.-Ing. Kögler, Freiberg i. Sa.

(Fortsetzung und Schluß von Seite 100.)

3. Somit findet man schließlich unter Weglassung des Index o an den  $\xi_0$  im Bereiche  $\xi = 0$  bis  $\xi = 0,5$  den Ausdruck  $\mathfrak{Q}$  in Gl. (16):

$$(19) \quad \left\{ \begin{aligned} \mathfrak{Q} &= \frac{\Delta M_{wy}}{\int y^2 dw} = \frac{\omega_{25} \Delta y_{25} l^2 \{1 - 8 \xi^3 (1 - \xi)\} J_s}{24 J_s \varrho l^2} \\ &= \frac{\Delta y_{25}}{f} \cdot \frac{\omega_{25}}{24 \varrho} \cdot \frac{1}{\nu} \{1 - 8 \xi^3 (1 - \xi)\} \\ &= \frac{\Delta y_{25}}{f} \cdot \frac{a}{\nu} \psi_1. \end{aligned} \right.$$

Im Bereiche  $\xi = 0,5$  bis  $\xi = 1,0$ , gilt, in gleicher Weise entwickelt:

$$(20) \quad \mathfrak{Q} = \frac{\Delta M_{wy}}{\int y^2 dw} = \frac{\Delta y_{25}}{f} \cdot \frac{a}{\nu} 8 \xi (1 - \xi)^3 = \frac{\Delta y_{25}}{f} \cdot \frac{a}{\nu} \psi_2,$$

wenn in den beiden Gleichungen

$$(21) \quad a = \frac{\omega_{25}}{24 \varrho}$$

gesetzt wird.

Die Werte  $\psi_1$  und  $\psi_2$ , die lediglich Funktionen von  $\xi$  sind, stehen, entsprechend ihrem Gültigkeitsbereich eingereiht und der Einfachheit halber beide als  $\psi$  bezeichnet, in der Tabelle I, sonach braucht ein Unterschied zwischen den beiden Gl. (19)

und (20) nicht mehr gemacht zu werden. Die Werte a lassen sich für die verschiedenen Stichverhältnisse  $\nu$  und Belastungsziffern  $\varrho$  aus den Gewölbetabellen<sup>2</sup> entnehmen.

4. Der Ausdruck  $\mathfrak{B}$  in Gl. (16) ist aus den Tabellenrechnungen der Gewölbe<sup>2</sup> in gleicher Weise ermittelt worden. Er schreibt sich in der Form:

$$(22) \quad \mathfrak{B} = \frac{\int \Delta y \cdot y dw}{\int y^2 dw} = b \frac{\Delta y_{25}}{f}.$$

5. Die Ausdrücke für  $\mathfrak{Q}$  und  $\mathfrak{B}$  sind nun in die Gl. (16) einzuführen. Es wird:

$$(23) \quad \left\{ \begin{aligned} dH &= P \frac{\Delta y_{25}}{f} \left\{ \frac{a \psi}{\nu} - 2 \frac{H}{P} b \right\} \\ &= \frac{\Delta y_{25}}{f} \left\{ P \frac{a \psi}{\nu} - 2 H b \right\}. \end{aligned} \right.$$

6. Die Gl. (23) gibt in dH die Änderungen der einzelnen Ordinaten der Einflußlinie der Bogenkraft H unter der Last P = 1 jeweils an der Stelle  $\xi$ , und zwar in Abhängigkeit von einer Verlagerung der Gewölbeachse nach Abb. 5, wenn deren Höchstmaß  $\Delta y_{25}$  an der Stelle  $\xi = 0,25$  und  $\Delta y_{75}$  an der Stelle  $\xi = 0,75$  beträgt und wenn zwischen beiden die Beziehung nach Gl. (15) besteht.

<sup>2</sup> Siehe Fußnote 1.

Tabelle I. Zu Gl. (11) u. (12) und Gl. (19), (20) u. (23).

$\xi$	$\epsilon$	$\psi$	$\xi$	$\epsilon$	$\psi$
0	0	1,0000	0,55	0,360	0,4008
0,05	0,360	0,9992	0,6	0,640	0,3072
0,1	0,640	0,9928	0,65	0,840	0,2231
0,15	0,840	0,9769	0,7	0,960	0,1512
0,2	0,960	0,9488	0,75	1,000	0,0936
0,25	1,000	0,9064	0,8	0,960	0,0512
0,3	0,960	0,8488	0,85	0,840	0,0231
0,35	0,840	0,7769	0,9	0,640	0,0072
0,4	0,640	0,6928	0,95	0,360	0,0008
0,45	0,360	0,5992	0,975	0,195	0,0001
0,5	0,000	0,5000	1,000	0,000	0

H in Gl. (23) ist die Bogenkraft, die durch eine Last  $P=1$  an der Stelle  $\xi$  erzeugt wird;  $\frac{H}{P}$  ist die Ordinate der Einflußlinie von H.

Die d H ergeben sich nach Gl. (23) mit gleichem Vorzeichen wie  $\Delta y_{25}$ , wenn der Klammerausdruck positiv ist; eine weitere Erörterung über das Vorzeichen von d H siehe zu Gl. (25).

7. Die Größenänderung der Bogenkraft H um das Maß d H nach Gl. (23) wirkt sich auf alle Belastungszustände aus, auf Eigengewicht, Verkehrslast und Temperatur. Hier soll nur der Einfluß des Eigengewichtes untersucht werden:

Da die Gl. (23) die Änderung d H der Bogenkraft H an jeder Stelle  $\xi$  angibt, so findet man die gesamte Änderung d  $H_E$  der Bogenkraft  $H_E$  unter dem Eigengewichte, wenn jede Eigengewichtseinzellast  $dP=p dx$  (vgl. Abb. 2) mit dem zugehörigen d H multipliziert und die Summe aller dieser Produkte über das ganze Gewölbe hin genommen wird. Es ist also zu bilden nach Gl. (23):

$$d H_E = \int_{-1/2}^{+1/2} d H p dx = \frac{\Delta y_{25}}{f} \left\{ \int_{-1/2}^{+1/2} \frac{a \psi p dx}{r} - 2b \int_{-1/2}^{+1/2} \frac{H}{P} p dx \right\}$$

$$= \frac{\Delta y_{25}}{f} \left\{ \frac{a}{r} \int_{-1/2}^{+1/2} \psi p dx - 2b \int_{-1/2}^{+1/2} \frac{H}{P} p dx \right\}$$

$$= \frac{\Delta y_{25}}{f} \{ \mathfrak{C} - \mathfrak{D} \}.$$

Die Auswertung der Ausdrücke  $\mathfrak{C}$  und  $\mathfrak{D}$  geschieht folgendermaßen:

Zu  $\mathfrak{C}$ : Die Abhängigkeit der p von  $\xi$  hat sich bei der Nachrechnung der Gewölbe in Tabellen<sup>1</sup> ergeben; die  $\psi$  hängen

ebenfalls von  $\xi$  ab, und zwar nach Tab. I. Somit kann die tabellarische Integration des Ausdruckes  $\mathfrak{C}$  durchgeführt werden. Die Auswertung ergibt:

$$\mathfrak{C} = \frac{a}{r} \int \psi p dx = \frac{a' l \gamma z}{r} = \frac{a'}{a b} \cdot \frac{l^2}{f} a b \gamma z$$

$$= c H_E,$$

wenn zur Abkürzung  $c = \frac{a'}{a b}$  gesetzt und  $H_E = a b \gamma z \frac{l^2}{f}$  eingeführt wird<sup>1</sup>. Der Zahlenwert  $a'$  ergibt sich bei der Integration; a und b siehe Gewölbetabellen<sup>1</sup>, c desgl.

Zu  $\mathfrak{D}$ : Das Integral des Ausdruckes  $\mathfrak{D}$  liefert die Bogenkraft  $H_E$  für Eigengewicht, denn es wird jede Ordinate  $\frac{H}{P}$  der Einflußlinie der Bogenkraft H an der Stelle  $\xi$  mit der an dieser Stelle vorhandenen Teillast des Eigengewichtes p dx multipliziert. Somit ergibt sich:

$$\mathfrak{D} = 2 b H_E.$$

Die Gl. (24) liefert nun:

$$d H_E = \frac{\Delta y_{25}}{f} \{ c H_E - 2 b H_E \} = \frac{\Delta y_{25}}{f} \{ c - 2 b \} H_E$$

$$= \frac{\Delta y_{25}}{f} \delta_E H_E.$$

Da b stets größer ist als c, wird d  $H_E$  negativ, wenn  $\Delta y_{25}$  positiv ist. Da nun nach den vorst. Darlegungen im Anschluß an Gl. (23) und auf S. 99 zu Gl. (9) die Kraft d  $H_E$  positiv sein muß, so folgt daraus ein negatives Vorzeichen von  $\Delta y_{25}$ , d. h. eine Verringerung der Ordinate  $+y_{25}$ , oder eine Verlagerung der Gewölbeachse in der Art, daß sie im Bereiche  $\xi=0$  bis  $\xi=0,5$  gegen die Stützlinie gesenkt, im Bereiche  $\xi=0,5$  bis  $\xi=0,75$  gegen die Stützlinie gehoben wird. (Verlagerung gerade umgekehrt, als in Abb. 5 zunächst gezeichnet.)

Die  $\delta_E$  sind für sämtliche Stichverhältnisse  $\nu$  und für alle Belastungsziffern  $\varphi$  errechnet und stehen in Tab. II; d  $H_E$  gibt also die Änderung der Bogenkraft  $H_E$  aus dem Eigengewicht in Gestalt einer Zunahme, wenn die Bogenachse gegenüber ihrer normalen Lage, d. h. gegenüber der Stützlinie, um das Maß  $\Delta y_{25}$  bei  $\xi=0,25$  gesenkt und bei  $\xi=0,75$  um  $\Delta y_{25}$  gehoben wird.

Da [nach Gl. (9)] nun d  $H_E$  gleich  $\Delta H_E$  sein soll, um die Eigengewichtszusatzmomente im Scheitel und Kämpfer zum

<sup>1</sup> Fußnote S. 98.

Tabelle II. Werte  $\omega$  und  $\delta_E$ . Zu Gl. (15) und Gl. (25) u. (26).

	$\varphi = 0$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
$\nu = 1/4$	$\omega =$	1,433	1,456	1,477	1,497	1,517	1,535	1,554	1,568	1,582	1,590	1,596	1,601
$= 0,25$	$\delta_E =$	2,480	2,532	2,578	2,658	2,690	2,740	2,790	2,835	2,872	2,880	2,850	2,800
$\nu = 1/3$	$\omega =$	1,299	1,314	1,327	1,343	1,356	1,366	1,397	1,386	1,392	1,397	1,400	1,401
$= 0,20$	$\delta_E =$	2,316	2,353	2,385	2,415	2,440	2,467	2,484	2,500	2,508	2,507	2,485	
$\nu = 1/6$	$\omega =$	1,215	1,228	1,238	1,247	1,257	1,266	1,275	1,281	1,286	1,288	1,290	
$= 0,167$	$\delta_E =$	2,185	2,227	2,260	2,290	2,313	2,340	2,362	2,373	2,378	2,375		
$\nu = 1/8$	$\omega =$	1,117	1,127	1,134	1,141	1,148	1,154	1,158	1,161	1,163	1,166		
$= 0,125$	$\delta_E =$	2,050	2,087	2,119	2,150	2,176	2,198	2,212	2,225	2,230			
$\nu = 1/10$	$\omega =$	1,069	1,078	1,085	1,091	1,098	1,102	1,104	1,108				
$= 0,100$	$\delta_E =$	1,950	1,990	2,025	2,058	2,083	2,104	2,119					
$\nu = 1/12$	$\omega =$	1,041	1,050	1,058	1,064	1,070	1,076	1,082					
$= 0,083$	$\delta_E =$	1,890	1,927	1,965	1,999	2,027							

Verschwinden zu bringen, so gilt für diesen Fall unter Benutzung der Gl. (9):

$$\Delta H_E = d H_E = \frac{\Delta y_{25}}{f} \delta_E H_E$$

oder

$$(26) \quad \frac{\Delta y_{25}}{f} = \frac{1}{\delta_E} \cdot \frac{\Delta H_E}{H_E}$$

Oft wird man nicht nur, wie der vorstehenden Gl. (26) zugrunde gelegt, die Eigengewichts-Zusatzmomente  $\Delta M_S$  und  $\Delta M_K$  nach Gl. (1) beseitigen, sondern auch daneben noch die im gleichen Sinne liegende Ungleichheit der Biegemomente aus der Verkehrslast ganz oder zum Teil ausgleichen wollen. In solchem Falle braucht man den Teil der Verkehrslast-Biegemomente, den man beseitigen will, nur zu den  $\Delta M_S$

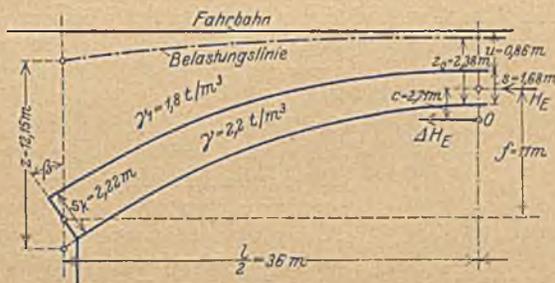


Abb. 6. Zahlenbeispiel.

und  $\Delta M_K$  nach Gl. (1) zu addieren und aus der Summe dann das größere  $\Delta H_E$  zu berechnen, das man nach Gl. (26) verschwinden läßt.

Zahlenbeispiel: Das in Abb. 6 dargestellte Gewölbe ( $\nu = f : l = 11 : 72 = 1 : 6,53 = 0,153$ ,  $\varphi = (z - z_0) : 6 z_0 = 12,15 - 2,38 : 14,28 = 0,675$ ) erfährt im Scheitel und im Kämpfer aus dem Eigengewichte infolge der Verkürzung der Bogenachse beim Ausrüsten Biegemomente, die durch die Zusatzbogenkraft  $\Delta H_E$  ausgedrückt werden. Es ist:

$$\Delta H_E = 15,9 \text{ t}; \quad H_E = 473 \text{ t.}$$

Will man die Zusatzmomente im Scheitel und Kämpfer zum Verschwinden bringen, so ist einfach eine der  $\Delta H_E$  gleich große, aber entgegengesetzt gerichtete Bogenkraft  $d H_E$  nach Gl. (25) zu erzeugen und die erforderliche Verlagerung der Gewölbeachse hieraus zu berechnen:

Aus Tabelle II folgt, entsprechend  $\nu = \frac{1}{6,54} = 0,153$  und  $\psi = 0,675$  eingeschaltet,  $\delta_E = 2,317$ , und daraus ergibt sich:

$$\frac{\Delta y_{25}}{f} = \frac{15,9}{2,317 \cdot 473} = 0,01451; \quad \Delta y_{25} = 0,01451 \cdot 11 = 0,159 \text{ m.}$$

Nach Gl. (15) folgt mit dem aus Tabelle II entnommenen Werte  $\omega = 1,240$ :

$$\frac{\Delta y_{75}}{f} = \omega \frac{\Delta y_{25}}{f} = 1,24 \cdot 0,01451 = 0,01801; \quad \Delta y_{75} = 0,198 \text{ m.}$$

Die Gewölbeachse ist gegenüber der Stützlinie um 0,159 m bei  $\xi = 0,25$  zu senken und um 0,198 m bei  $\xi = 0,75$  zu heben. Die Verlagerungen an den übrigen Punkten sind entsprechend den beiden Gl. (11) und (12) einzuschalten.

Die vorstehend berechnete Verlagerung der Gewölbeachse bedeutet auch eine Veränderung in der Verteilung des Eigengewichtes; durch diesen Einfluß wird natürlich die Stützlinie auch wieder ein klein wenig geändert; doch soll darauf hier nicht näher eingegangen werden.

Die Verlagerung der Gewölbeachse beseitigt also die Biegemomente, die im Scheitel und Kämpfer als Auswirkung der Zusammen-

drückung des Gewölbes längs seiner Achse entstehen, die durch die Größe von  $\Delta H_E$  ausgedrückt wird, und die nach Gl. (1) den Wert haben:

$$M_S = H_E \cdot c = 15,9 \text{ t} \cdot 2,71 \text{ m} = 43,1 \text{ mt,}$$

$$M_K = H_E \cdot (f - c) = 15,9 \text{ t} \cdot 8,29 \text{ m} = 132 \text{ mt.}$$

Nun ist aber zu beachten, daß die Verlagerung der Gewölbeachse gegenüber der Stützlinie natürlich auch wieder Biegemomente entstehen läßt, und zwar in denjenigen Querschnitten, wo die Verlagerung am größten ist, das ist bei  $\xi = 0,25$  und bei  $\xi = 0,75$ . Da die Stützlinie jetzt gegen die Mitte der Wölbstärke eine Abweichung von 0,159 m bei  $\xi = 0,25$  und von 0,198 m bei  $\xi = 0,75$  aufweist, so entstehen dort aus der Eigengewichts-Längskraft Biegemomente von der Größe:

$$M_{25} = S_{E,25} \cdot \Delta y_{25} \cdot \cos \alpha_{25} = 500 \text{ t} \cdot 0,159 \text{ m} \cdot 0,994 = 80 \text{ mt,}$$

$$M_{75} = S_{E,75} \cdot \Delta y_{75} \cdot \cos \alpha_{75} = 550 \text{ t} \cdot 0,198 \text{ m} \cdot 0,904 = 100 \text{ mt.}$$

Diese Werte erreichen dieselbe Größenordnung wie die im Scheitel und Kämpfer beseitigten Biegemomente; der Verbesserung, die man im Scheitel und Kämpfer erzielt hat, steht also eine Verschlechterung der Spannungsverteilung der beiden Querschnitte  $\xi = 0,25$  und  $\xi = 0,75$  gegenüber; dabei ist allerdings zu beachten, daß auch für diese beiden Querschnitte selbstverständlich der Einfluß von  $\Delta H_E$  beseitigt ist, genau wie für Scheitel und Kämpfer. Außerdem wirkt auf diese beiden Querschnitte die Temperaturbogenkraft  $H_T$  (und ein etwaiger Einfluß des Schwindens) nicht so ungünstig wie auf Scheitel und Kämpfer. Man könnte also für sie die Benachteiligung durch die Exzentrizität der Eigengewichtsstützlinie in Kauf nehmen.

Erscheinen aber die Momente  $M_{25}$  und  $M_{75}$  zu groß, so muß man sich mit einer geringeren Verlagerung der Gewölbeachse begnügen, kann also nicht die vollen Momente  $M_S$  im Scheitel und  $M_K$  im Kämpfer beseitigen.

Genauere Durchrechnung des Zahlenbeispiels: Um das entwickelte Verfahren der Gewölbeachsenverlagerung auf seine Zuverlässigkeit und die zugehörigen Formeln (1)–(26) auf ihre Genauigkeit hin zu prüfen, ist das im vorstehenden Zahlenbeispiel behandelte Gewölbe noch einmal ganz genau durchgerechnet worden.

Aus den Ordinaten der Stützlinie ergibt sich der Neigungswinkel  $\alpha$  an jeder Stelle; aus ihm die elastischen Gewichte  $d w$ ; aus diesen die statisch unbestimmten Größen  $E$  und  $V$ . In gleicher Weise ist dasselbe ermittelt worden für das verlagerte Gewölbe. Dabei wurde die Wölbstärke unverändert beibehalten, wohl aber die Längenänderungen des Bogens berücksichtigt und die Änderung in den Ordinaten. Es ergibt sich folgendes:

	$\sum d w$	$c$	$E (\xi = 0)$	$V (\xi = 0,5)$	$H (\xi = 0)$
Stützlinien-					
Gewölbe ..	17,7964	0,24619	0,13357	0,05299	0,25294
Verlagerte					
Gewölbe ..	17,7919	0,24719	0,13338	0,05273	0,25985
Änderung .	0,025%	0,406%	0,157%	0,49%	2,73%

Hierdurch wird recht gut bestätigt, was bei der Ableitung der Formeln vorausgesetzt wurde: Unveränderlichkeit der  $d w$ , des  $c$  und der statisch unbestimmten Größen  $E$  und  $V$ . Dagegen tritt die Änderung von  $H$  als eine Vergrößerung deutlich in Erscheinung, und zwar in der Größenordnung, wie sie beabsichtigt ist.

Aus den Einflußlinien der  $H$  sind durch Multiplikation mit den  $P$ , die ihrerseits auch wieder für das Stützliniengewölbe ( $P_0$ ) und für das verlagerte Gewölbe ( $P_1$ ) durch Rechnung, also sehr genau bestimmt wurden, die  $H_E$ , die Bogenkraft unter Eigengewicht ermittelt worden.

Es wird:

$$H_{E0} = \sum H_0 P_0 = 472 \text{ t für das Stützliniengewölbe,}$$

$$H_{E1} = \sum H_1 P_1 = 496 \text{ t für das verlagerte Gewölbe.}$$

Im letzteren Werte ist die Vergrößerung der  $P$  infolge der Verlagerung mit berücksichtigt. Der Unterschied gegen  $H_{E0}$  beträgt  $d H_E = 23 \text{ t}$ .

Läßt man die Änderung der  $P$  außer Betracht, bildet also den Ausdruck  $H_{E01} = \sum H_1 P_0$ , so wird der Zahlenwert dafür 488 t; der Unterschied gegen  $H_{E0}$  ist  $d H_E = 16 \text{ t}$ ; also genau der Wert von dem zu beseitigenden  $H_E = 15,9 \text{ t}$ . Damit dürfte die Brauchbarkeit und die Genauigkeit des Verfahrens der Verlagerung der Gewölbeachse wohl bewiesen sein.

Da infolge der Änderung der  $P$  (von  $P_0$  zu  $P_1$ ) die Bogenkraft um etwas mehr als  $\Delta H_E$  wächst, so braucht man auch aus diesem Grunde die Verlagerung  $\Delta y_{25}$  und  $\Delta y_{75}$  nicht so groß zu nehmen, wie aus der Gl. (26) sich ergibt, sondern kann sich mit  $\frac{2}{3}$  davon begnügen; vgl. auch das weiter oben im gleichen Sinne schon angeführte.

EISERNE BOGEN ALS AUSWECHSLUNGSTRÄGER.

Von Dr.-Ing. Béla Enyedi, Budapest.

Bei dem Erweiterungsbau des Hotels und Bades Sanct-Gerardus (Szent-Gellért) der Haupt- und Residenzstadt Budapest wurden drei Gebäudeflügel mit je zwei Stockwerken erhöht; diese Flügel waren zwei Stock hoch, und da die Mittelmauern in einzelne gemauerte Pfeiler aufgelöst sind, war es erforderlich, die bestehenden Mittelpfeiler, der erhöhten Belastung entsprechend, in ihrer ganzen Länge zu verstärken.

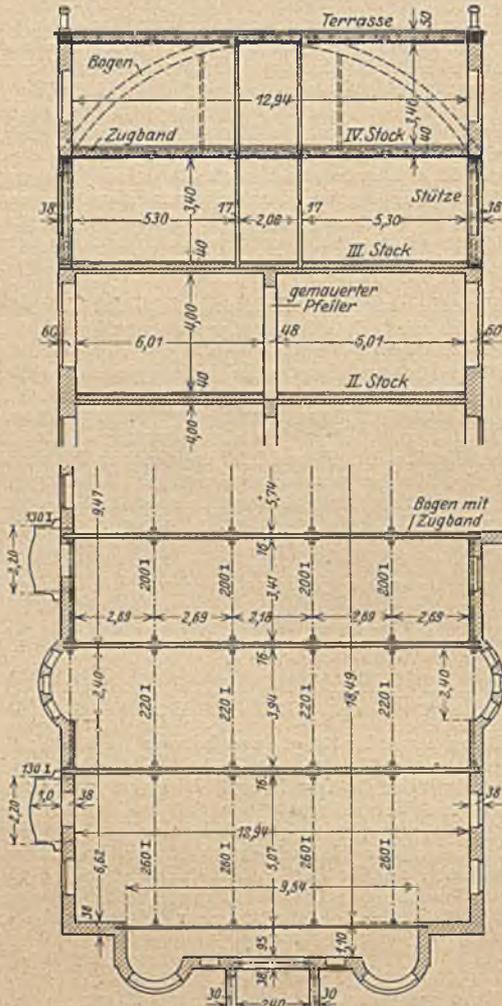


Abb. 1.

Durch diese Verstärkung der Mittelpfeiler wäre aber der Betrieb des Hotels nicht unbedeutend gestört worden, daher hat sich die städtische Bauleitung dazu entschlossen, die Mittelpfeiler mit dem Gewicht der aufzubauenden zwei Stockwerke überhaupt nicht zu belasten, sondern das ganze Mehrgewicht den Frontmauern zu übertragen. Die Lichtweite der Frontmauer beträgt 12,94 m (Abb. 1), die zu überbrückende Spannweite ist demzufolge so groß, daß es gar nicht möglich war, eine Konstruktion zu finden, die in den Decken untergebracht werden könnte, d. h. deren Höhe unter 40 cm gewesen wäre.

Die Scheidewände gehen aber in der Querrichtung in regelmäßigen Abständen ganz durch, und dieser Umstand ermöglichte, daß die Tragkonstruktionen in den Scheidewänden eingebaut werden sollen. Es ist selbstverständlich, daß nur

solche Konstruktionen verwendbar waren, die einerseits nicht breiter sind als die Scheidewand, andererseits aber das Einbauen von Türen am wenigsten behindern.

Mit Rücksicht auf die Ausführung, die den Hotelbetrieb nicht im geringsten stören durfte, war eine Eisenbetonkonstruktion wegen der Unterstützung des Gerüsts und der Schalung auszuschließen. Außerdem wäre kein Eisenbetonträger so schmal gewesen wie die Scheidewand und wenn ja, dann wären die einzelnen Glieder so breit, daß die Türen sehr schwer hätten eingebaut werden können.

Es blieb also nichts anderes übrig, als die Auswechslungsträger aus Eisenkonstruktionen herzustellen. Es wurden drei Alternativen vorgeschlagen (Abb. 2), die auf die Frontmauern nur vertikale Kräfte übertragen.

Alle drei sind in der Höhe des vierten Stockwerkes versetzt, es sind aber auch im dritten Stocke eiserne Stützen angeordnet, so daß die Auswechslungsträger die bestehende Mauer bzw. den auf der alten Mauer aufgebauten Kranzträger belasten. Die gewalzten Träger der beiden neuen Deckenkonstruktionen laufen in der Längsrichtung der Gebäudeflügel und sind über dem dritten Stock mit der unteren und über dem vierten Stock mit der oberen Gurtung des Auswechslungsträgers verbunden.

Die Alternative A stellt einen Bogen mit Zugband dar, dessen Zugband nicht nur auf Zug, sondern durch die Deckenträger auch auf Biegung beansprucht wird; daher muß das Zugband an einigen Stellen aufgehängt werden. In einer Entfernung von 1,70 m von der Frontmauer ist es bei dieser Lösung schon möglich, eine Tür anzuordnen.

Die Alternative B besteht aus einem eisernen Vierendeelträger, dessen Knotenpunkte beider Gurtungen mit den Deckenträgern belastet werden. Türen können überall eingebaut werden, wo ein Pfosten nicht im Wege steht.

Die Alternative C ist eigentlich ein Hangewerk, welches nur im mittleren Drittel Türöffnungen zuläßt.

Von der Bauleitung wurde die Alternative A zur Ausführung angenommen, und zwar deshalb, weil dieselbe sämtlichen Anforderungen entspricht und außerdem das niedrigste Eigengewicht hat, und zwar 27 kg/m<sup>2</sup> Decke. Die Alternativen B bzw. C wiegen etwa 80 bzw. 15% mehr als der Bogen mit Zugband.

Bei der Ausführung wurde der Bogen als ein Fachwerk ausgebildet (Abb. 3), weil der Beton, mit dem die ganze Konstruktion umhüllt wurde, einen besseren Halt gewinnt. Die äußeren Hängeisen sind fortgelassen, so daß das Zugband nur an zwei Stellen aufgehängt wurde. Die größte Breite des Bogens beträgt nur 14 cm, daher war der Auswechslungsträger in der 16 cm starken Scheidewand leicht aufzustellen. In dem Querschnitt des Gebäudes (Abb. 1) ist die Konstruktion mit punktierten Linien eingezeichnet,

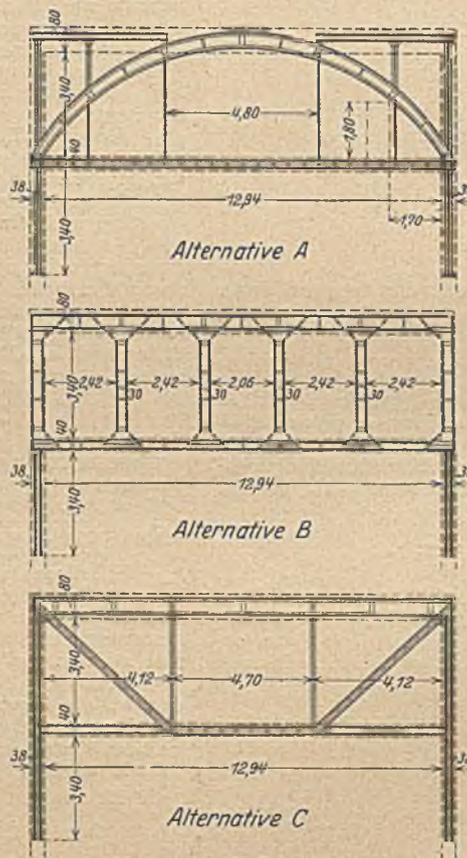


Abb. 2.

Die statische Berechnung des Bogens weist nichts Neues auf. Das Zugband erhält als ein Träger auf vier Stützen auch Biegemomente, die mittleren Stützen wurden aber mit Rücksicht darauf, daß die Längenänderung der Hängeisen praktisch unbedeutend ist, nicht als elastisch senkbar aufgefaßt. Der Bogen wird durch Einzelkräfte belastet, die aber nur an den Einspannstellen der Deckenträger und Hängeisen wirken.

Die ganze Konstruktion (d. h. Bogen, Zugband, Hängeisen, Stützen und Versteifungsträger) wurde einbetoniert, womit dieselbe mit den Decken, die aus zwischen gewalzten Eisenträgern gespannten Eisenbetonplatten bestehen, ein einheitliches System bildet. Das Einbetonieren der Eisenkonstruktionen war aber

auch aus anderen Gründen ratsam. Die ganze Konstruktion ist nämlich dem Auge unsichtbar, und wenn die Miniumfarbe an einigen Stellen zugrunde geht, wäre die Rostbildung nicht zu verhindern. Außerdem war es wegen der großen Geräusche verboten, an der Baustelle zu nieten, und das selbsttätige Lösen der Schraubenköpfe kann durch den Beton gründlich verhindert werden.

Mit Rücksicht darauf, daß das Zugband sich unter Wirkung der Belastung verlängert, war es erforderlich, daß zuerst die obere Decke betoniert und mit dem ganzen Eigengewicht belastet werden sollte, bevor man die untere Decke und damit auch das Zugband einbetoniert hätte, weil dadurch die Möglichkeit, daß der Beton der unteren Deckenkonstruktion zufolge der Verlängerung des Zugbandes Risse erhält, bedeutend verringert wird. Obwohl zuerst die untere und dann die obere Decke betoniert werden mußte, bildete sich bisher trotz der Vollbelastung der Decken kein einziger Riß. Abb. 4 stellt das Bild der Bogen der drei Gebäudeflügel dar.

Die Projekte wurden nach den Weisungen der städtischen Bauleitung, und zwar des Herrn Baurat Stephan Ivantso und Bauinspektor Andreas Szántay ausgearbeitet, die auch die Bauausführung in der Hand hatten. Die Konstruktionen

sind von der Eisenkonstruktionsfabrik Adalbert Fodor und Sohn geliefert und montiert, während die Eisenbetonarbeiten von der Firma Palatinus Bau A.-G. geleistet wurden.

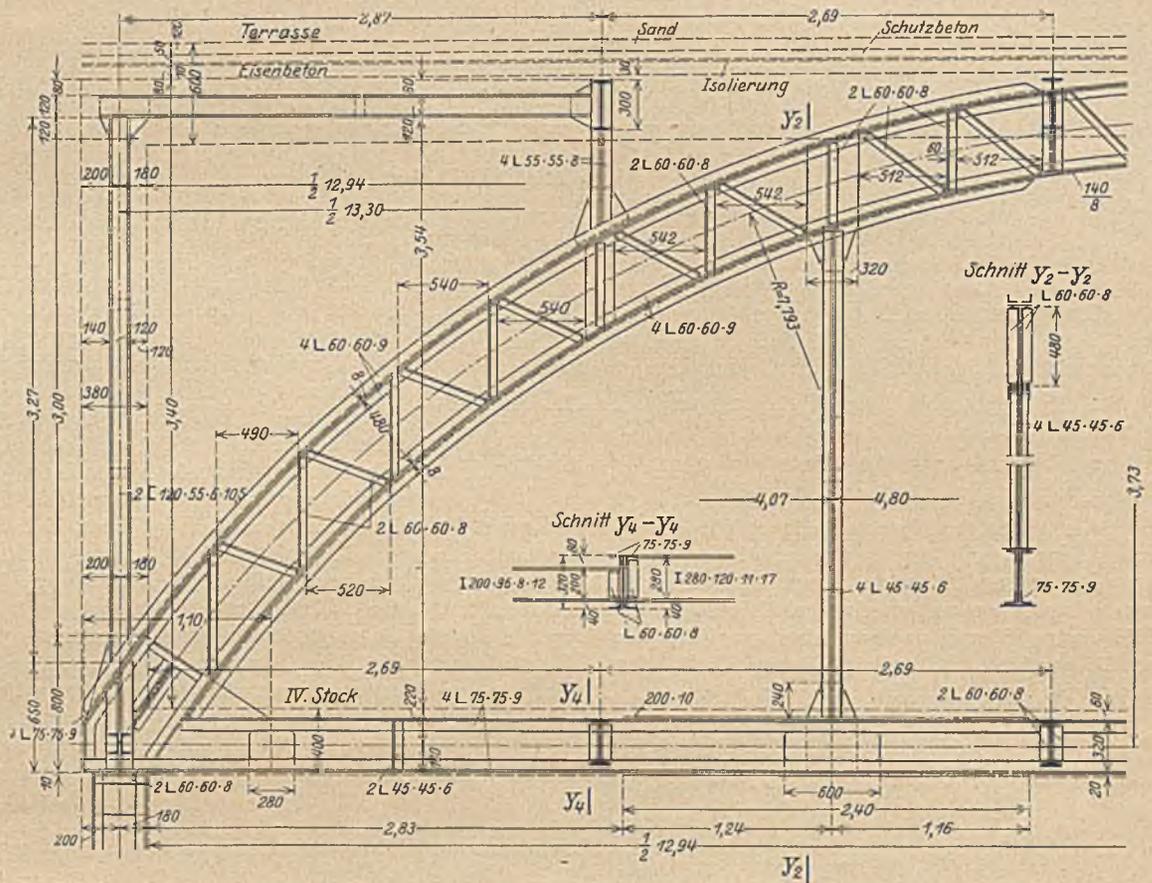


Abb. 3.

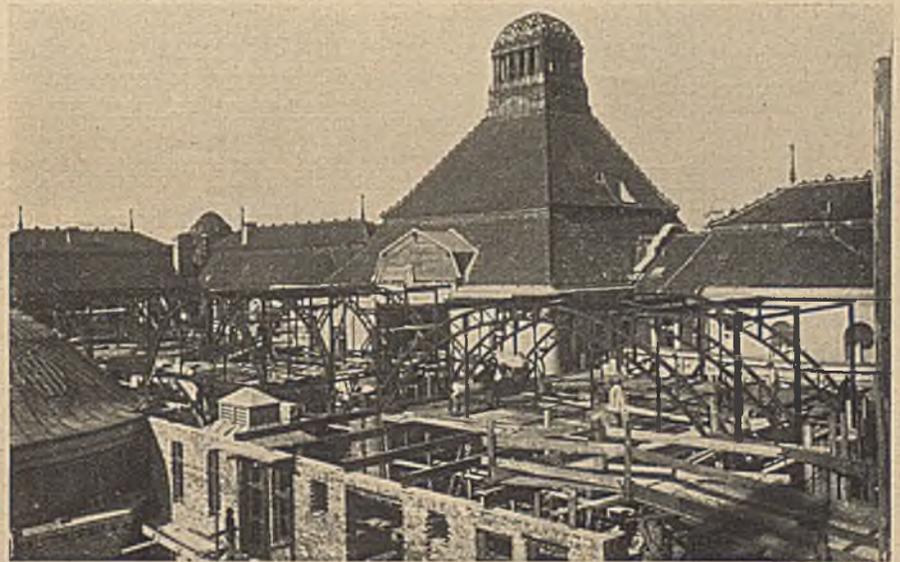


Abb. 4.

## NEUERE EINRICHTUNGEN FÜR VERSUCHE ÜBER ERDDRUCK, ERDWIDERSTAND, BODENREIBUNG, FUNDAMENTREIBUNG USW.

Von Prof. O. Franzius, Hannover.

(Versuchsanstalt für Grund- und Wasserbau an der Technischen Hochschule Hannover.)

### 1. Allgemeines.

Die Versuchseinrichtungen der Versuchsanstalt für Grund- und Wasserbau an der Technischen Hochschule Hannover lassen sich auf dem Gebiete des Grundbaues einteilen in

1. Einrichtungen für Untersuchung der Bodeneigenschaften (Stoffkunde),
2. Einrichtungen für Untersuchungen des Kräfte- und Bewegungsspieles im Boden.

Als wichtige Neuanschaffung für das Gebiet zu 1. ist eine Einrichtung zu erwähnen, die es ermöglichen soll, die im Boden auftretenden Bewegungswiderstände (Reibungswerte usw.) zu untersuchen und zahlenmäßig festzustellen. Die ersten Versuchsreihen sind zur Zeit in Durchführung und werden in allernächster Zeit der Öffentlichkeit mitgeteilt werden. Es soll durch diese Einrichtung er-

Die mit der kleinen Versuchseinrichtung ermöglichten wagenrechten Wanddrucke sind zur Zeit durch den Meßbereich der drei eingebauten Federdynamometer begrenzt und betragen 9 t. Der Kasten hat bei einer Grundfläche von  $1 \times 5,00$  m eine Höhe von 1,40 m. Es gehen also auch schon die Abmessungen der kleinen Versuchseinrichtung über die sonst bei Laboratoriumsversuchen üblichen Maße weit hinaus. In der Zwischenzeit ist die von mir schon lange geplante größere Versuchseinrichtung fertiggestellt und in Betrieb genommen worden. Sie beruht auf dem gleichen Gedanken.

Hinsichtlich der Versuchstechnik sei vorweg hervorgehoben, daß die Seitenreibung durch geeignete Schmierung der Wände und Belegen der Flächen mit Papier oder Gummituch praktisch beseitigt worden ist; sie konnte auch für den großen Kasten beibehalten werden und ist, unter Verwendung von doppelten Papierlagen (Paraffinpapier usw.) mit Schmierung dazwischen, auch für Versuche mit Sand unter Wasser gut brauchbar gewesen.

Da es nur mit Unterstützung der Wirtschaft möglich ist, die in ihrem Interesse liegenden Versuche im großen Maßstabe durchzuführen, ist es notwendig, einige genauere Angaben über die in der hiesigen Versuchsanstalt zur Verfügung stehenden Versuchseinrichtungen zu machen.

2. Beschreibung der großen Versuchseinrichtung für Messung des Erdwiderstandes (s. Abb. 1 u. 2).

Die Versuchseinrichtung dient nach vorstehenden Ausführungen dazu, den Erdwiderstand (passiven Erddruck) zu bestimmen und das Verhalten des Bodens unter Einwirkung von Druckkräften zu beobachten. Es sollen sowohl die in einer gewissen Grenze beliebig gerichteten Grenzkkräfte nach ihrer Höhe ermittelt, als auch die Bewegungen beobachtet werden, die bis zum Auftreten dieser Grenzkkräfte und unter der Wirkung dieser Grenzkkräfte eintreten. Diese Beobachtungen sollen dazu dienen, die Bodenwiderstände für die in der Praxis meist in unendlicher Verschiedenheit auftretenden Bodenarten zu ermitteln und ihre Gesetzmäßigkeit zu gewissen Konstanten zu erfassen.

Außerdem soll die Versuchseinrichtung der Praxis die Möglichkeit bieten, für die nach der Theorie schwer zu erfassenden Sonderfälle Modellversuche durchzuführen. Die Schwierigkeit des Modellmaßstabes wird überwunden durch die gleichzeitige Durchführung von Versuchen in der großen und kleinen Versuchseinrichtung.

Die Versuchseinrichtung besteht im wesentlichen aus einem für die Erdfüllung bestimmten Kasten mit der Belastungseinrichtung und den Meßvorrichtungen (s. Abb. 3).

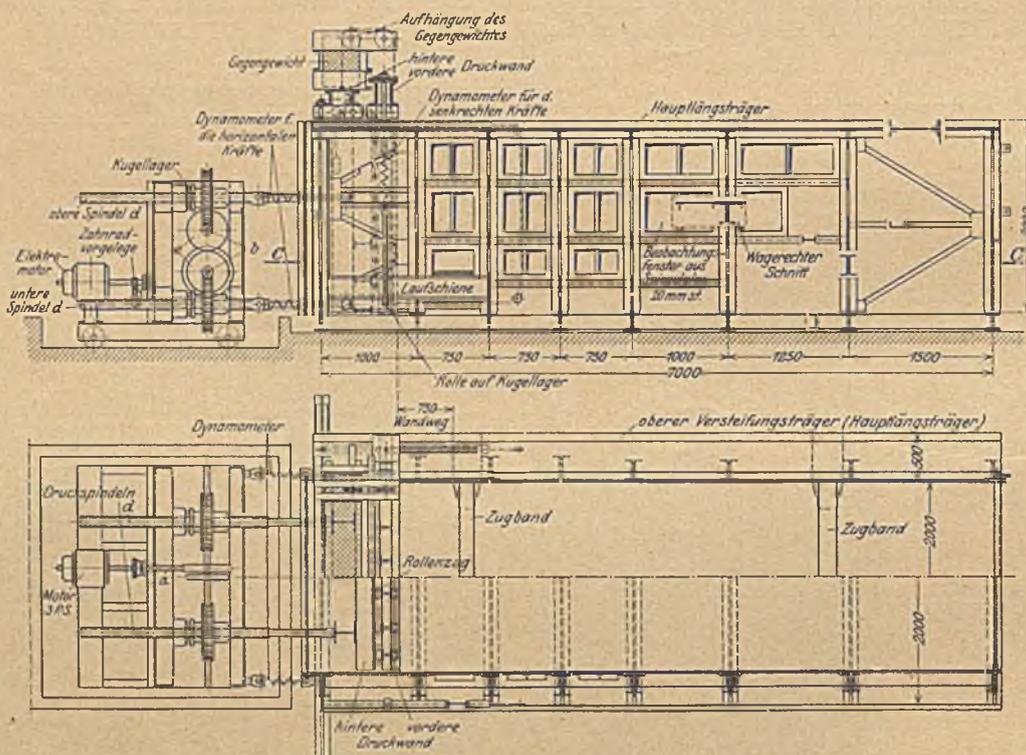


Abb. 1 u. 2. Große Versuchseinrichtung. 1. Seitenansicht, 2. Grundriß in Höhe C—C u. Aufsicht.

möglicht werden, der Praxis Gelegenheit zu geben, die für den besonderen Fall vorliegenden Bodenarten nach einem einheitlichen erprobten Verfahren untersuchen zu lassen.

Für die Untersuchung des Kräfte- und Bewegungsspieles sind 2 Versuchseinrichtungen vorhanden, die sich im wesentlichen nur durch ihre Größenverhältnisse unterscheiden. Die eine Versuchseinrichtung besteht in dem umgebauten kleinen Erddruckkasten, den ich in meiner Veröffentlichung vom Mai 1924 in seiner ersten Bauweise eingehend beschrieben habe. In einer in der gleichen Zeitschrift erschienenen Veröffentlichung des Oberingenieurs der Anstalt, Herrn Dr. Streck, ist der Apparat nach dem Umbau beschrieben, gleichzeitig sind schon einige Versuchsergebnisse mitgeteilt.

Der Kasten.

Der Kasten hat eine Länge von 7 m, eine innere Wandhöhe und eine lichte Breite von je 2 m. Er ist auf allen vier Seiten geschlossen und mit einem Boden versehen. Die Wände bestehen aus Eisenblech von 10 mm Stärke. Dieses Eisenblech ist durch eiserne, oben offene Halbrahmen, die in Abständen von 750 bis 1500 mm stehen, für die Aufnahme der großen auftretenden Kräfte versteift. Die unteren Querriegel der Rahmen bestehen aus U-Eisen-Paaren, Profil 16, die Pfosten aus einem durch U-Eisen-Paare gebildeten I-Profil von 200—240 mm Höhe. Die Pfosten sind auf ihrer Länge viermal durch in der Kastenrichtung liegende Riegel versteift.

Die oberste Kastenversteifung ist ganz besonders kräftig ausgebildet, da sie Bewegungen der Rahmenköpfe verhindern soll. Diese Versteifungsträger sind an zwei Stellen durch kräftige Zugbänder verbunden. Da eine innere Verbindung des Trägerpaares an den Kastenenden nicht zweckmäßig war, sind die Pfosten des letzten Rahmens durch eine Strebe aus U-Eisen verstärkt.

Die Nietung der Blechhaut erfolgte innen mit versenkten Nieten in engem Abstand, um in dem Kasten auch Boden unter Wasser untersuchen zu können. Auf der einen Seite sind in die Blechhaut Spiegelglasscheiben von 20 mm Stärke eingebaut, um die Bewegungsvorgänge während der Versuche beobachten zu können. Die Fenster haben gemäß dem nach oben abnehmenden Seitendruck verschiedene Größen erhalten. Das Auffinden einer geeigneten Dichtungseinlage für die Fenster war schwierig, da die Scheiben elastisch und doch fest gelagert sein müssen. In den unteren Feldern werden wegen eingetretener Brüche neuerdings Spiegelglasscheiben mit Drahteinlage verwendet. Obwohl auch diese Scheiben nicht immer dem auftretenden Druck gewachsen sind, ergibt sich der Vorteil, daß sie wohl Risse erhalten, aber während der Versuche durch die Drahteinlage zusammengehalten werden. Auf der gegenüberliegenden Wand sind in das Eisenblech kreisrunde Löcher von 200 mm Durchmesser eingeschnitten worden, in die Druckmesser eingebaut werden können.

Die Rückwand des Kastens ist zweiteilig ausgebildet. Der obere Teil ist zum Herunterklappen eingerichtet, um das Füllen zu erleichtern. Die Vorderwand ist durch eine Schraubenverbindung befestigt und kann als Ganzes herausgenommen werden. Die Größe des Kastens wird veranschaulicht, wenn man bedenkt, daß zu einer ganzen Füllung 28 m<sup>3</sup> Boden gehören mit einem Gewicht von rd. 50 t, d. i. der Inhalt von über drei 15-t-Eisenbahnwagen.

Die Druckwand.

Die Druckwand ist zweiteilig (Abb. 1 bis 3). Die vorne liegende Druckwand ist auf der hinten liegenden Rahmenwand durch sechs Rollenzüge beweglich gelagert. Die vordere Druckwand besteht aus einem System von eisernen U-Trägern und aus einer vor diesen Trägern sitzenden Holzwand. Die Rückseite der Träger dient zur Aufnahme der Laufschiene für die Rollenzüge. Die Holzwand besitzt Kreisöffnungen von 200 mm, in die Druckdosen zur Messung örtlichen Druckes an der betreffenden Stelle eingesetzt werden können. Die besonders kräftige obere Versteifung der Träger der Holzwand ist oben

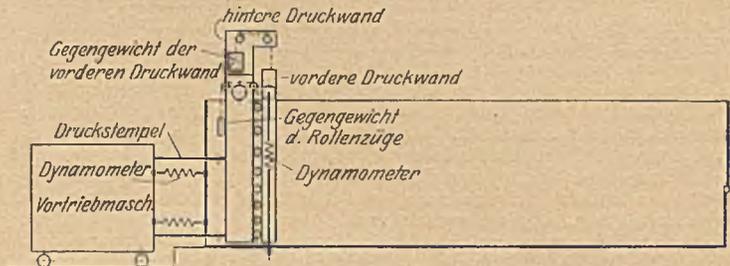


Abb. 3. Systemskizze.

seitlich über die Kastenwand hinaus ausgekragt und trägt die Laufrollen, mit denen die Wand an dem Kasten aufgehängt ist, und die Meßvorrichtungen für die senkrechten Kräfte.

Die hintere Rahmenwand besteht aus wagerecht liegenden Trägern aus U-Eisen, die auf zwei senkrechten Differdinger I-Trägern, Profil 24, ruhen. Auf letztere werden die Drucke unmittelbar ausgeübt. Auf die U-Träger ist eine 15 mm starke Blechhaut aufgenietet, die als Tragfläche für die Laufschiene der Rollenzüge dient. Die Breitflanschträger sind oberhalb des Kastens durch zwei U-Eisen-Profile gefaßt, die seitlich etwas über den Kasten hinausgehen und Laufrollen zur Aufhängung der Wand tragen. Die Aufhängerrollen der vorderen und hinteren Wand laufen beiderseits auf je einem oben liegenden, gehobelten Winkel. Die Rollen der Rollenzüge bestehen aus Hartstahl. Die Gewichte der vorderen Druckwand und der Rollenzüge sind durch Gegengewichte ausgeglichen. Als Gegengewicht für die 1 t schwere vordere Druckwand dient ein Eisenbetonbalken von gleichem Gewicht. Es ergab sich die aus der Zeichnung zu ersiehende Aufhängerkonstruktion. An den massigen Breitflanschträgern der hinteren Druckwand greifen die Vortriebsspindeln der Antriebsmaschine an.

(Fortsetzung folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Versuche über die Verminderung der Rissebildung bei Betonstraßen.

Berichtet nach „Engineering News-Record“ 1927 Bd. 98, Heft 25, von Dipl.-Ing. Brandt, z. Zt. Karlsruhe i. B.

Die Rissebildung von Betonstraßen zu vermindern, ist seit Erbauung der ersten derartigen Straßen ein sehr wichtiges Problem geblieben, das bisher auch in Amerika, dem Lande der vollkommensten Betonstraßen, nicht vollständig gelöst worden ist. Vielfach wird Umfang und Art der Rissebildung als ein Maßstab für die Güte und Lebensdauer des Betonpflasters überhaupt angesehen. Vielfach wird aber auch die Meinung vertreten, daß Risse, wenn sie beobachtet und nötigenfalls ausgebessert werden, zu Schönheitsfehlern herabsinken. Die Ursachen der Rissebildung sind die verschiedensten: Die Art des Betons und der verwendeten Zuschlagmaterialien, Größe der Verkehrslasten, Untergrund und klimatische Verhältnisse sind die Faktoren, die den meisten Einfluß darauf ausüben werden.

In den letzten fünf Jahren hat man bei der Herstellung von Betonstraßen in Amerika erkannt, welche große Bedeutung der richtigen Lösung der Materialfrage gerade im Betonstraßenbau zukommt. Größere Gleichförmigkeit in den Mischungen und im Gefüge sowie verbesserte Methoden in der Bemessung der Zuschlagstoffe nach Gewicht und beim Wasserzusatz, schließlich weitgehende Berücksichtigung der Wasserzementfaktor-Theorie haben sich eingebürgert. Neue Methoden der Nachbehandlung sowie gewisse Beimengungen zur

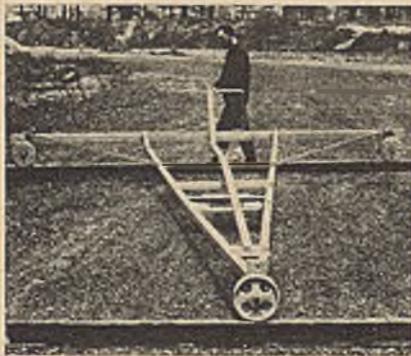
Erhöhung der Elastizität und Anfangsfestigkeit werden verwandt. Alle diese Mittel haben wesentlich dazu beigetragen, den Beton zu verbessern, aber sie vermochten nicht, die Ursachen der Rissebildung in größerem Ausmaß zu beseitigen. Die durch den Wechsel der Temperatur und der Feuchtigkeit und die Änderung in den Untergrundverhältnissen sowie durch die Verkehrslasten hervorgerufenen Zug- und Biegunzspannungen bleiben dem Beton gefährlich. Diesen Ursachen suchte man zu begegnen durch die Verwendung einer Armierung und die Unterteilung des Betonpflasters durch Fugen in einzelne Platten.

Eine Bewehrung wird bei Betonstraßen schon seit etwa 15 Jahren ausgeführt. In einem Bericht von C. A. Hogentogler im Jahre 1926 leitete er seine Schlüsse aus dem Vergleich von nebeneinanderliegenden bewehrten und unbewehrten Betonplatten her. Er stellte fest, daß die Armierung die Rissebildung einschränkt und so die Lebensdauer der Betonstraßen erhöht. Insbesondere war eine engliegende schwache Armierung wirksamer als eine Armierung mit starken Eiseneinlagen in größeren Abständen. Auch zeigte sich, daß jede Art von Armierung, die quer zu den Rissen liegt, gebrochene Platten zusammenzuhalten vermag. Ferner erwies sich Eiseneinlagen senkrecht zu den Fugen ohne eigentliche Vorrichtung zum Gleiten als ungünstig und machten spätere Ausbesserungen nötig. Auch verursachten Randarmierungen, die über eine größere Länge (etwa 25—30 m) mit geschweißten Stößen durchliefen, Risse an den Plattenecken, wenn der Querschnitt der Eiseneinlagen 1,56 cm<sup>2</sup> überschritt.

Früher verwendete man vielfach entweder Stabeisen- oder Netzarmerungen; manchmal bestand die Bewehrung aus geflochtenen Eisennetzen in Verbindung mit einzelnen Randeisen. Andere Ausführungen sahen nur diese Randeisen vor. In den letzten Jahren scheint man aber geschweißte Netzarmerungen vorzuziehen, da diese Eisengewebe leicht zu handhaben sind und auch mit besonders verstärkten Randeisen geliefert werden.

In einem zweiten Teil seines Berichtes weist Hogentogler noch auf andere Erscheinungen hin, welche auf die Lebensdauer von Betonstraßen Einfluß haben. Er nennt vor allen Dingen die Verzögerung und Verminderung der Bildung von Schwindrissen, welche sich oft sofort nach dem Abbinden des Betons zeigen. Auch hier hat sich wieder eine schwache engliegende Eisenarmierung als günstiges Mittel erwiesen. Dies zeigte sich sowohl bei Randeisenarmierung als auch bei fertigverlegten Netzarmerungen. Große Anhäufungen von Eiseneinlagen an einzelnen Stellen waren offensichtlich in vielen Fällen die Ursache von Rissebildungen, eine Erscheinung, die auch bei deutschen Betonversuchsstraßen beobachtet worden ist. So hatte z. B. ein mit 6,2 kg/qm bewehrter Abschnitt auf der Versuchsstraße im Forstenrieder Park bei München eine größere Rissebildung aufzuweisen als ein Abschnitt, der mit 3,0 kg/qm bewehrt war, obwohl in diesem die Fugenabstände zum Teil größer waren.

Das zweite Mittel zur Bekämpfung der wilden Rissebildung in Betonstraßen durch Anordnung von Fugen ist ebenso alt wie die Eisenarmierung. Früher versah man beide Fugenränder mit einem Flacheisen, das von der Straßenoberfläche bis zur Unterkante des Betons reichte. Vielfach wurden diese Fugen mit Asphalt ausgegossen. Doch war dieses Verfahren nicht sehr beliebt, da es den Arbeitsfortschritt hemmte und außerdem ziemlich erhebliche Kosten verursachte. Die Ausführung von Längsfugen war dagegen auch schon früher häufiger; sie dienten meistens gleichzeitig als Verkehrstrennlinien. Eine neue Art der Fugenausbildung ist die „Blindfuge“, welche vollauf ihren Zweck erfüllt und nur wenig kostet. Diese Fugenform wurde wahrscheinlich von Fußgängerwegen übernommen, wo sie sich schon seit langem eingebürgert hat. Sie besteht in einer etwa 3—5 cm tiefen V-förmigen Nute, die in die weiche Betonoberfläche kurz nach der Herstellung der Betondecke hineingedrückt wird, um den Straßenquerschnitt in bestimmten Abständen zu schwächen (Weakened-plane joint).



Maschine zum Schneiden von Blindfugen.

Der Staat North Carolina hat vor einiger Zeit eine Versuchsstraße aus armiertem Beton gebaut und dabei die in einem Abstand von 12,20 m liegenden Querfugen als solche „Blindfugen“ ausgebildet. Eine spätere Besichtigung ergab, daß sich auf der ganzen Strecke von 610 m Länge kein Längsriß und nur ein Querriß gebildet hatte. Andere Abschnitte, die sich unter denselben Bedingungen befanden, hatten Längs-, Quer- und Diagonalrisse. Durch Beobachtung während der Herstellung konnte festgestellt werden, daß sich diese „Blindfugen“ mit ihren etwa 5 cm tiefen Nuten bereits 24 Stunden nach Einbringen des Betons öffneten. Die Bewehrung war 15 cm vor den „Blindfugen“ unterbrochen worden. Die Herstellung dieser „Blindfugen“ erfolgte dadurch, daß man eine zugeschnittene Holzlatte, die oben 12,5 mm und unten 6 mm stark und insgesamt 50 mm hoch war, in den weichen Beton hineindrückte und nach kurzem wieder herauszog. Der so erhaltene Einschnitt wurde am Rande nachgeglättet und nach dem Abbinden des Betons mit Asphalt ausgefüllt.

In Seattle (Washington) wurde eine ähnliche Konstruktion bei einer Längsfuge ausgeführt, allerdings unter Verwendung eines etwa 50 mm hohen, 1,80 m langen T-Eisens, welches mit einem Vorschlaghammer in den Beton hineingeschlagen wurde. Diese etwa 9,15 m breite Straße wurde auf diese Weise in zwei gleich breite Streifen geteilt und zeigte keinerlei Längsrisse. Andere Betonstraßen in Seattle, welche 7,60 m breit sind, sind in der Längsrichtung gerissen. Die Staaten Delaware, Pennsylvania, Michigan, Missouri und California verwenden neuerdings auch das Verfahren der „Blindfugen“.

Wie bei den meisten Straßenbauarbeiten hat auch hier sehr rasch eine maschinelle Methode die Herstellung der Fugen von Hand ersetzt. Die in Frage kommende Maschine (s. Abbildung) besteht aus einem eisernen Rahmen, der mit Rädern auf den Randschalungen der Betonplatten entlang läuft<sup>1</sup>. Sie kann schnell und leicht auf verschiedene Straßenbreiten, auf Verbreiterungen und Überhöhungen in Kurven und auf verschiedene Querfälle

eingestellt werden und ist sowohl zum Schneiden von Längs- als auch von Querfugen eingerichtet. Die Nute wird dadurch gebildet, daß die Maschine eine V-förmige eiserne Fugenplatte in die Betonoberfläche hineindrückt, welche schnell und leicht wieder gezogen werden kann. Dann werden die Kanten der Nute mit der Maschine nachgezogen und nachgeglättet und nach dem Erhärten des Betons mit Asphalt ausgegossen. Die so hergestellten Fugen sind im allgemeinen sauberer und glatter als die von Hand gefertigten.

Die Verwendung von Fugen und Bewehrung gleichzeitig ist z. Zt. Gegenstand einer Untersuchung des U. S. Bureau of Public Roads auf der Versuchsstraße in Arlington, Virginia, und zwar soll hier festgestellt werden:

1. Die Wirkung von verschiedenen Arten der Nachbehandlung des Betons.
2. Die Wirkung einer nach Art und Gewicht verschiedenen Armierung zur Aufnahme der Schwindkräfte im Beton.
3. Die Wirkung der Ausdehnungsfugen hinsichtlich der Schwindkräfte im Beton.
4. Die Wirkung der Feuchtigkeit des Untergrundes auf die Verminderung der Schwindrißbildung.
5. Die Wirkung und die Verhinderung des raschen Austrocknens von Beton.
6. Die Größe und die Wirkung des Untergrundwiderstandes.
7. Die Nachbehandlung von Betonstraßen.
8. Die möglichen Beziehungen zwischen dem Verhalten einer Straße und den Prüfungsergebnissen von dort entnommenen Probekörpern.

Andere Versuche über verschiedene Arten der Oberflächenbehandlung, über den Einfluß von Beimengungen zum Beton und über verschiedene Vorbereitung des Untergrundes werden z. Zt. in Verbindung mit dem U. S. Bureau of Public Roads von dem staatlichen Straßenbauamt des Staates Virginia durchgeführt. Auch hier kommen „Blindfugen“ zur Ausführung, und zwar enthalten einige Abschnitte nur Quer-, andere aber auch eine Längsfuge. Daneben werden einige Abschnitte mit einem geschweißten Netzgewebe armiert.

Bei der gleichzeitigen Verwendung von Fugen und Eisenarmierungen sind eine Reihe von Gesichtspunkten zu beobachten, die durch Versuche von Prof. Eno geklärt worden sind. Prof. Eno stellt fest, daß die Vertikalverschiebungen der einzelnen Betonplatten gegeneinander infolge von Setzungen des Untergrundes u. U. recht anscheinlich werden können. In solchen Fällen ist die Ausführung der Fugen als „Blindfugen“ und eine Verstärkung der Platten durch Eisenarmierung am Platze. Die Querfugen sollen stets eine Reihe von eisernen Dübeln erhalten, deren eines Ende durch Einfetten oder Einölen am Einbinden verhindert wird. Die Plattenarmierung soll etwa 8 cm vor diesen Fugen unterbrochen werden. Auch Längsfugen soll man durch Dübel oder Gewebearmierung überbrücken, wenn man Setzungen des Untergrundes befürchtet. Allerdings ist hier eine Gleitmöglichkeit der Dübel nicht im selben Maße wie bei den Querfugen erforderlich, da sich Volumenveränderungen des Betons senkrecht zur Straßenachse zwangloser vollziehen werden. Der Abstand der Blindfugen soll zwischen 6 und 8 m schwanken und sich nach der Reibung der Platten auf dem Untergrunde richten. Ein hoher Reibungskoeffizient erfordert einen kleinen Fugenabstand und umgekehrt. Die Gefahr, daß sich bei gleichzeitig eintretendem Schwellen und Temperaturerhöhung die Platten an den „Blindfugen“ infolge ihrer Ausdehnung aufbäumen, kann der Verfasser nicht ganz von der Hand weisen. Er glaubt aber, daß die Einschaltung einer mit Asphalt gefüllten Ausdehnungsfuge in Abständen von ca. 300 m genügt, um dies zu verhindern.

Durch die Verwendung einer Eisenarmierung in Verbindung mit „Blindfugen“ erhält man eine Reihe von einzelnen Platten, von denen jede als Einheit für sich bestens in der Lage ist, sich den Schwankungen der Temperatur und Feuchtigkeit sowie der wechselnden Beschaffenheit des Untergrundes und den verschiedenen Verkehrsbelastungen anzupassen.

### Offener Einschnitt für eine Untergrundbahnstrecke in New York.

Ein Bauabschnitt der neuen New Yorker Untergrundbahn, mit 1,5 km Länge und 2,5 Mill. Dollar Verdingungssumme, hat auf dem größten

Teil seiner Länge wegen des sehr beengten Bauplatzes zwischen einer viergleisigen Eisenbahn und zwei Friedhöfen und wegen der Unterführung dieser Eisenbahn ungewöhnliche Vorkehrungen erfordert; andererseits erlauben derdichte Moränenschutt der Baustrecke und der 15 Jahre alte Bahndamm fast lotrechte unverkleidete Wände von 6 m Höhe. 60 % des Aushubs

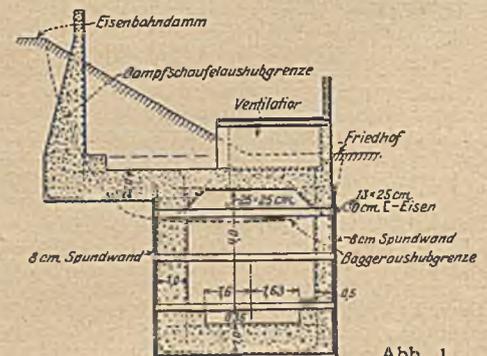


Abb. 1.

<sup>1</sup> S. auch „Engineering News-Record“ Vol. 98, No. 26, S. 1079.

(statt der veranschlagten 70%) konnten mit Dampfschaukeln auf 6 bis 7 m Tiefe bewältigt werden, darunter, bis auf 12 m unter dem Eisenbahngleis, war Baggerbetrieb und Spundwandverkleidung (Abb. 1) nötig. Die Spundwände konnten meist als äußere Schalung für das Betonmauerwerk und die wagerechten Langshölzer für die Befestigung der schweren (30 mm starken) Bewehrungsseile benutzt werden. Bei der Enge der Baustelle, die an einer Haltestelle zur Führung der Gleise übereinander nötigte (Abb. 2), war das Betonmauerwerk sozusagen eine einzige hohle Stützmauer (Abb. 1). Für die Betonbereitung (30000 m<sup>3</sup>) war nur 0,5 km vom Bauanfang Platz, von wo der Beton teils mit Lastkraftwagen über die Nebenstraßen, teils auf zwei Baugleisen verteilt wurde, die an die Stelle des außer Betrieb gesetzten Randgleises der Eisenbahn gelegt werden konnten. Im Winter wurden die Betongemengteile und das Wasser durch Frischdampf aus einem ölgeheizten Kessel erwärmt.

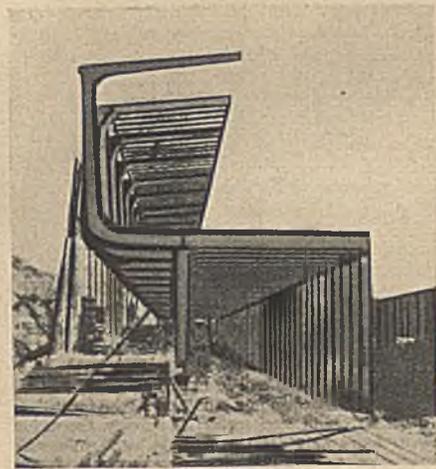


Abb. 2.

Der Zugang zu der obengenannten Haltestelle (Abb. 2) bekam freies Arbeitsfeld durch Unterfangen jedes Gleises mittels zweier 65 cm hoher Träger an den Schwellenköpfen und 15 x 30 cm starker Schwellen, die zwischen den Gleisschwellen auf den Unterflanschen der neuen Träger lagen, Unterfangen dieser Träger in der Mitte bis zur Fertigstellung der Joche an den Enden und darauf Entfernung des Mitteljochs. Diese freie Öffnung, über die schwerer Frachtverkehr mit 125-t (je 900 kg)-Lokomotiven ging, hat monatelang wertvolle Dienste für die Betonförderung geleistet. (Nach G. Paaswell, Ingenieur der Bauunternehmung in New York, in Engineering News-Record vom 18. August 1927, S. 269—272 mit 4 Abb.) N.

### Rückblick auf die Werkstoffschau.

Die Werkstofftagung hat einen Erfolg gezeitigt, der alle Erwartungen übertroffen hat. Sie war eine Tat der deutschen Industrie und zugleich ein überzeugender Beweis für den Lebenswillen und die Lebenskraft deutscher Arbeit — ein Erkennen, das nicht nur im Reiche, sondern weit über die Grenzen desselben hinaus sich Bahn gebrochen hat.

Zum ersten Male wurde weiten Kreisen gezeigt, mit welcher Sorgfalt und Mühe heute die Prüfung der Werkstoffe sich in Deutschland vollzieht, welcher hoher Wert auf die Verwertbarkeit und die Nutzungsmöglichkeiten und Eigenschaften des Werkstoffes gelegt wird. Ganz besonders bedeutungsvoll war in dieser Beziehung der Stahl vertreten, und hier zeigte sich auch der ausschlaggebende Vorteil, den das Stahlbauwesen durch Normung und Typisierung des Werkstoffes erlangt hat.

Ganz abgesehen davon, daß die Werkstofftagung einen großen Zustrom aus dem ganzen Reiche nach Berlin führte, ist vor allen Dingen als ein weiterer Gewinn die pädagogische Erziehungsarbeit zu buchen, die sie mittelbar geleistet hat, namentlich im Hinblick auf die die Ausstellung besuchende Jugend, im besonderen auf die Studierenden der Hochschulen.

Für die Werkstoffschau ist in erster Linie nicht der Gedanke einer Propaganda maßgebend gewesen, sondern der Wille der deutschen Industrie, der ganzen Welt in voller Unabhängigkeit einen Einblick in ihren großen schöpferischen Schaffensbereich zu gewähren. Allseitig wird man am Abschlusse der Tagung erkennen, daß dieser Wille sich in einen glänzenden Erfolg umgesetzt hat, und daß die Werk-

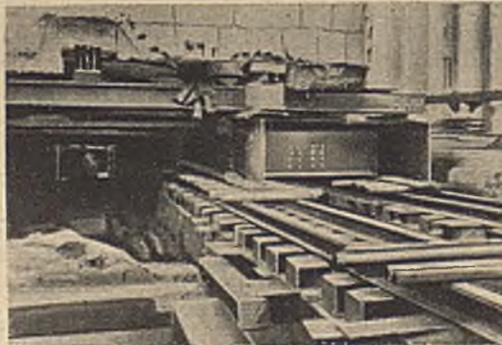


Abb. 2.

stoffschau 1927 vorbildlich für ähnliche Veranstaltungen in Zukunft bleiben und als ein geschichtliches Geschehen im Bereiche der deutschen Industrie gewertet werden muß.

### Verschieben eines achtgeschossigen Miethauses in Albany.

Zur Freilegung eines Bauplatzes für ein großes staatliches Gebäude in Albany (New York) wurde ein darauf stehendes, erst 10 Jahre altes achtgeschossiges Miethaus rd. 150 m weit von John Eichleay in Pittsburgh verschoben. Das Gebäude (Abb. 1) hat 26 x 13,8 m Grundfläche und rd. 4000 t Gewicht, besteht aus Stahlfachwerk mit Ziegel- und Granitmauerung und ruht auf 25 Säulen von H-förmigem Querschnitt. Diese Säulen wurden auf 90 cm unter dem Fußboden freigelegt, durch angenietete Längs- und Querträger mit einem Stützkranz und Laufträgern versehen und mit insgesamt 1000 20 t-Schraubengewinden auf einem Kreuzrost aus 20 x 20 cm starken Balken angehoben (Abb. 2), die Säulen knapp unter dem Stützkranz abgeschnitten und das Gebäude auf 1200 Stahlrollen von 75 mm Durchmesser auf acht Laufbahnen mit je drei Schienen (Abb. 3) verschoben. Die Bewegung ging erst 113 m in der Längs- und dann 18 m in der Querrichtung;



Abb. 1.

wegen Überquerung der Straße wurde das Haus um 0,6 m gehoben. Der Druck auf den Untergrund mußte, wegen dessen Unzuverlässigkeit, unter 1 kg/cm<sup>2</sup> bleiben. Auf dem neuen Standort wurde das Gebäude auf eine 68 cm starke Eisenbetonplatte und auf die genau übertragenen alten Säulenfüße niedergelassen, mit ihnen verlascht und die Stützkränze entfernt. Die Verschiebung ist ohne irgendeinen Schaden am Gebäude

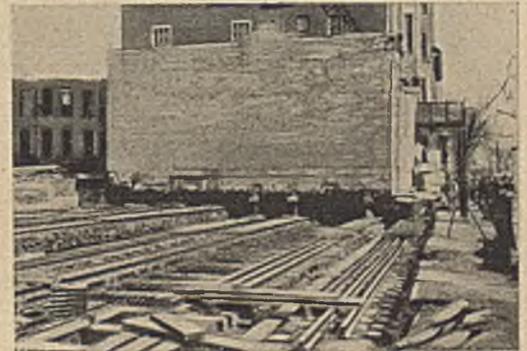


Abb. 3.

und an den Straßen mit ihren Einbauten vor sich gegangen. (Nach Engineer. vom 12. August 1927, Seite 202 und 206 mit 4 Lichtbildern.) N.

**Bau von Straßenbrücken in Michigan im Winter.**

In Michigan sind von der staatlichen Straßenbauverwaltung in den letzten vier Wintern 47 Straßenbrücken hergestellt worden und im nächsten Winter werden es 12 bis 16 sein. Die Sommerarbeit wird auch in Michigan vorgezogen, aber die Winterarbeit nicht gescheut,

**Durchbiegungen und Spannungen an der Stevenson-Creek-Probetalssperrenmauer.**

(Vgl. Bauingenieur 1927, S. 326—327.)

Für die Durchbiegungs- und Spannungsmessungen an der Stevenson-Creek-Probetalssperre (Abb. 1) ist das Staubecken 13 mal gefüllt worden. Gemessen wurde, zur Ausscheidung von Temperatur-



Abb. 1.



Abb. 2.



Abb. 3.

wenn die Vorteile für den Verkehr die Mehrkosten von 4 bis 8 Dollar für den m<sup>3</sup> aufwiegen, die überdies nicht eintreten, wenn die Unternehmer mit Rücksicht auf die ganzjährige Beschäftigung für Sommer- und Winterarbeit gleiche Preise stellen. Für genügende Umschließung und Heizung der Baustellen wird gesorgt, bei kleineren Arbeiten im ganzen, bei größeren abschnittsweise, u. zwar durch Dachpappe auf Holzrahmen (Abb. 1) oder Zelt- oder Segelleinen auf Holzrahmen (Abb. 2) oder Fachwerkbau mit Bretterverkleidung (Abb. 3). Wenn kein Frostwetter herrscht, aber solches zu befürchten ist, werden alle Baustoffe für die Umschließung bereitgehalten. Für die Heizung ist Dampf aus gelochten Röhren die Regel, weil damit, im Gegensatz zu Koks Körben, die für das gute Erhärten nötige Feuchtigkeit erhalten wird. Frostschäden sind bei diesem Verfahren höchst selten und auch dann nur oberflächlich. (Nach Engineering-News-Record vom 8. Dez. 1927, S. 914—916 mit 6 Lichtb. und 1 Zahlentaf.) N.

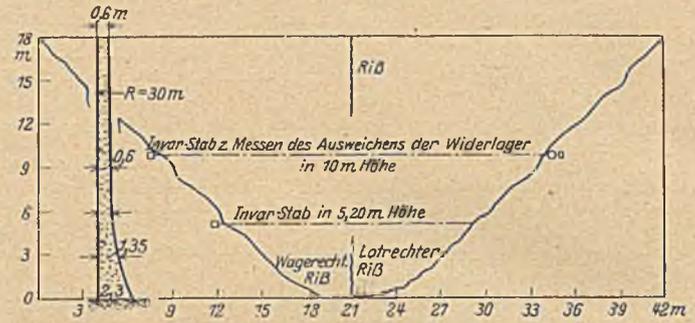


Abb. 1.

einflüssen, nur zwischen Mitternacht und Morgen mit einer Genauigkeit von  $\frac{1}{40}$  mm. Die größte Durchbiegung in der Mittellinie mit 9,6 mm zeigte sich nicht in der Krone, sondern tiefer (Abb. 2). Die Widerlager, obwohl fester Granit, haben bis 0,75 mm nachgegeben, wie durch Messungen mit Invarstäben und Fühlhebeln in zwei Höhen festgestellt wurde (Abb. 1). Die Verteilung der Belastungen (Abb. 3) und der Spannungen (Abb. 4) ist auf dreierlei Art ermittelt worden und hat so gute Übereinstimmung ergeben, daß sie an einem Modell der Probetalssperre nachgeprüft und bei günstigem Ergebnis weitere Modellversuche durchgeführt werden sollen. Die verfügbaren 120 000 Dollar reichen auch noch für die Modellversuche. (Nach F. A. Noetzli, beratender Ingenieur in Los Angeles, in Engineering News-Record vom 14. Juli 1927, S. 66—68 mit 5 Abbildungen und nach Engineering vom 12. August 1927, S. 191—193 mit neun Abbildungen.)

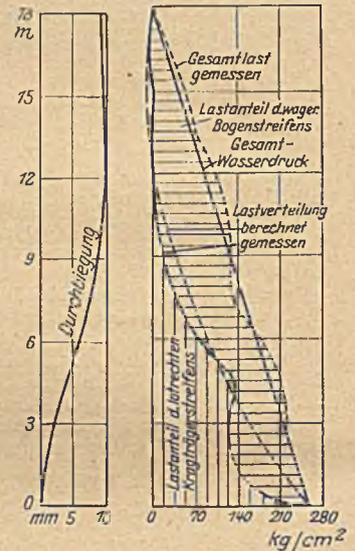


Abb. 2.

Abb. 3.

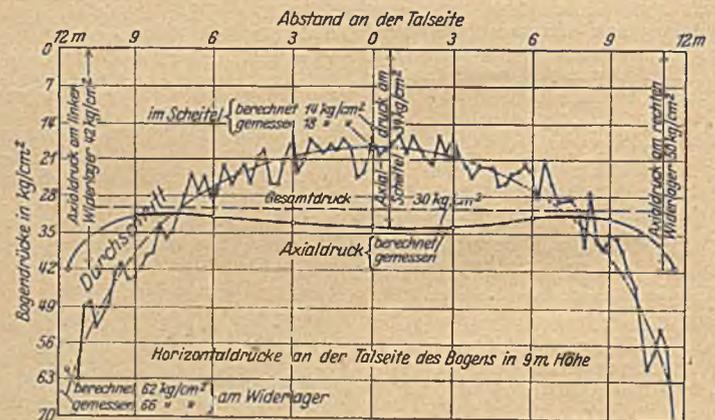


Abb. 4.

**Der Deutsche Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V.**

gibt sich die Ehre, zu dem am Donnerstag, den 1. März 1928, 17 Uhr (5 Uhr nachm.) pünktlich, im Großen Saal des Ingenieurhauses, Berlin, Friedrich-Ebert-Straße 27, stattfindenden Vortrags-Abend ergebenst einzuladen. 1. Vortrag mit Lichtbildern von Herrn Professor Dr. W. Koehne-Berlin über „Die Grundwasserkunde und ihre Beziehung zur Wirtschaft“. 2. Vortrag von Herrn Geh. Oberregierungsrat Dr. W. Buchmann, Oberverwaltungsgerichtsrat, Berlin, über „Die Behandlung des unterirdischen Wassers im preussischen Wassergesetz“. Der erste Vorsitzende: Ernst Reichel, Geh. Reg.-Rat und Professor. Der Geschäftsführer: Lipper t, Regierungsbaurat.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

**Deutsch-russische Wirtschaftsverhandlungen.** Die wirtschaftlichen Beziehungen zwischen Deutschland und Rußland weisen eine gewisse Stagnation auf, trotzdem deutscherseits nichts unversucht geblieben ist, um den gegenseitigen Handel vorwärts zu bringen. Die Ausfuhr Deutschlands nach Rußland ging von 172,2 Mill. Rbl. im Jahre 1926 auf 157,7 Mill. Rbl. in 1927 zurück. Dagegen weist die russische Einfuhr nach Deutschland eine steigende Tendenz auf, in weitgehendem Umfange unterstützt von den deutschen Einfuhrinteressenten.

Der deutsche Kaufmann steht in der Sowjetunion im Gegensatz dazu nach wie vor Verhältnissen gegenüber, die ihn in seiner legitimen und durch Vertrag scheinbar gesicherten Betätigung außerordentlich stark behindern. Im Laufe der Zeit hat sich eine so starke Ungleichheit der beiderseitigen Positionen ergeben, daß der Wunsch verständlich ist, die entstandene Lage daraufhin zu überprüfen, ob und in welcher Weise Abhilfe geschaffen werden kann.

Diese Erwägungen veranlaßten die Deutsche Regierung, durch gegenseitige Verhandlungen eine Klärung der Lage herbeizuführen. Es handelt sich dabei weder um eine Umgestaltung des Vertrages von Rapallo, noch um irgendwelche Kontingents-, Kredit- oder ähnliche Fragen.

**Auslandskredite für den Straßenbau.** Der Deutsche Landkreistag hat sich Anfang vorigen Jahres in einer Eingabe an die Beratungsstelle für Auslandskredite beim Reichsfinanzministerium dafür eingesetzt, daß der bisherige Standpunkt, Auslandsanleihen für Zwecke des Straßenbaues nicht zu genehmigen, aufgegeben werden müsse. Da aber für den Straßenbau sehr große Beträge erforderlich sind, kann hierin keine Änderung erfolgen. Von diesem Standpunkt ist nur in einem Falle abgewichen worden, wo der Nachweis der Dringlichkeit und der Produktivität der Anleihen dadurch erbracht wurde, daß ein Teil der benötigten Mittel von der Industrie selbst aufgenommen wurde.

Da Auslandsanleihen zunächst am dringendsten zum Zwecke der Konsolidierung von schwebenden Schulden benötigt werden, kann die Frage, ob und in welchem Umfange Auslandsanleihen für Straßenbauzwecke späterhin genehmigt werden könnten, frühestens in einigen Monaten geprüft werden.

**Internationale Verständigungen in der Zementindustrie.** Schon vor dem Kriege bestanden internationale Vereinbarungen über den Schutz der eigenen Märkte und den Absatz in bestimmten Ländern, insbesondere in Holland. Der Krieg hat dieses internationale Zementkartellnetz zerrissen und zu einem Wiederaufleben des Konkurrenzkampfes geführt. In besonders scharfer Form spielt sich dieser Kampf auf dem holländischen Markte zwischen Deutschland und Belgien ab. Holland ist infolge seiner großen Wasserbauten ein starker Abnehmer für Zement — sein Jahresbedarf wird auf 1/2 Mill. t geschätzt — besitzt aber im eigenen Lande eine keineswegs ausreichende Produktion. Belgien war es möglich, unter Ausnutzung seiner Inflationskonjunktur auf dem holländischen Markte vorzudringen. Mit Hilfe von Kampfpreisen gelang es aber der deutschen Zementindustrie, den holländischen für sie sehr wichtigen Markt zu behaupten.

Nach Stabilisierung der belgischen Währung trat auch für Belgien eine Erschwerung der Schleuderkonkurrenz ein. Im April 1927 wurde daher aus Kreisen der belgischen Zementindustrie der Wunsch geäußert, mit den deutschen Erzeugern wieder zu einer Vereinbarung über die Regelung der Preise und des Absatzes auf dem holländischen Markte zu kommen. Die belgische Zementindustrie verlangte aber eine Beanteiligung von 70%, während die deutschen Werke eine paritätische Verteilung zu je 50% fordern. Die Verhandlungen scheiterten daher.

Ende vorigen Jahres wurde nun aber ein Abkommen zwischen den Belgiern und der französisch-luxemburgischen Industrie geschlossen, das den Belgiern eine Verbesserung der Absatzmöglichkeit in Frankreich gestattet. Da auch eine Erhöhung der belgischen Inlands- und Exportpreise vorgenommen wurde, so scheint eine Änderung der Stellung gegenüber dem holländischen Markt eingetreten zu sein. Für Anfang Februar ist eine neue Zusammenkunft zwischen den deutschen und belgischen Zementindustrien geplant, für welche die Aussichten auf eine Einigung nunmehr sehr viel günstiger liegen als bisher.

Abgesehen vom belgischen Markt hat die internationale Verständigung auf dem Zementgebiet in letzter Zeit Fortschritte gemacht. Im Dezember kam ein Abkommen zustande zwischen der deutschen, der polnischen und der skandinavischen Zementindustrie. So viel bisher bekannt, wurden Preisabreden nicht getroffen. Die Abmachungen beziehen sich auf Regelung der gegenseitigen Zufuhren und auf die Abgrenzung der Interessensphären unter Zuteilung von Kontingenten.

Da Polen und Skandinavien ihre Erzeugung stark gesteigert haben, ist dieses Abkommen von besonderer Bedeutung.

Mit der Tschechoslowakei kann ein Abkommen nur im Zusammenhang mit der Regelung des Handelsvertragsverhältnisses zustande kommen. Es sind jedoch keine unlösbaren Schwierigkeiten vorhanden. In England dagegen zeigt sich noch keinerlei Bereitschaft zu einer internationalen Verständigung.

Eine Konsolidierung auf dem internationalen Zementmarkt würde den Erfolg haben, daß damit ein Grund entfällt, der immer noch für die Preishöhe des deutschen Zements im Inland angeführt wird, die Unrentabilität der Exportpreise in den Kampfgebieten. Während im Durchschnitt des Jahres 1927 der Preis für eingeführten Zement rund RM. 430.— pro 10 t betrug, war der Ausfuhrpreis nur RM. 332.

**Der Reinzugang an Wohnungen.** In den Jahren 1918 bis 1927 sind rund 1 319 000 Wohnungen nach Abzug der durch Umbau, Brand, Verfall und Abbruch wegfallenden Wohnungen erstellt worden. Diese Zahl verteilt sich folgendermaßen auf die einzelnen Jahre:

1918/19	56 714
1920	103 092
1921	134 223
1922	146 615
1923	118 333
1924	106 502
1925	178 930
1926	204 670
1927 rd.	270 000 (geschätzt).

Während aber vor dem Kriege in jedem Jahre rund 50 000 Wohnungen infolge der notwendigen Erneuerung in Fortfall kamen, sind es seit 1918 nur außerordentlich geringe Zahlen.

Es wurden:	1918/19	4 147
	1920	5 215
	1921	7 275
	1922	8 355
	1923	7 615
	1924	8 874
	1925	12 882
	1926	14 748

wegfallende Wohnungen gezählt.

Infolge der mangelnden Wohnungsreparaturen seit dem Kriege und des erheblich geringeren Wegfalles von Wohnungen ist eine Überalterung im Wohnungsbestand eingetreten, die sich in abschlüssiger Zeit in sehr weitgehenden Erneuerungen der alten Häuser oder in stark zunehmenden Abbrüchen auswirken muß.

### Rechtsprechung.

**Boycott ist als Streikmittel nur dann rechtlich zu beanstanden, wenn der Streik selbst zu beanstanden ist.** (Entscheidung des Landesarbeitsgerichts Hamburg vom 16. September 1927 — Bf. 14/27). Der Gewerkschaftssekretär F. hat während eines Lohnkampfes den Arbeitern des Unternehmers K. verboten, bei diesem zu arbeiten, ein gleiches Verbot an dem organisierten Arbeitern auferlegt, damit über den Betrieb des K. die Sperre verhängt. F. hat dies zu dem Zweck getan, um K. zur Anerkennung eines noch nicht für allgemein verbindlich erklärten Tarifs zu zwingen. K. verlangt mit Klage den Widerruf beider Maßnahmen; durch diesen unsittlichen und gemäß § 826 B.G.B. widerrechtlichen Boykott werde seine Existenz vernichtet.

Das Landesarbeitsgericht hat, im Gegensatz zum Arbeitsgericht, die Klage des K. abgewiesen. Die von K. beanstandeten Maßnahmen des F., insoweit sie die Arbeiter des K. betreffen, sind nur die Aufforderung zu einem auf den Betrieb des F. beschränkten und nach Sachlage zulässigen Streik. Die gegen K. gerichtete Sperre ist nur ein nach Sachlage gebotenes Mittel dieses Streiks, ohne dessen Anwendung jeder Streik, insbesondere ein solcher bei einem einzelnen Unternehmer, wirkungslos sein würde. Als bloßes Mittel des Lohnkampfes unterliegt eine solche Sperre keiner selbständigen rechtlichen Beurteilung. Sie wird vielmehr von der rechtlichen Beurteilung des Streiks mit umfaßt und ist nur dann rechtlich zu beanstanden, wenn — was hier nicht zutrifft — der Streik selbst zu beanstanden ist.

**Verzicht auf Aufwertung kann aus besonderem Verhalten des Gläubigers gefolgert werden.** (Entscheidung des Reichsgerichts, VII. Zivilsenat, vom 30. Sept. 1927 — VII 242/27.) L. hatte dem Unternehmer M. am 18. April 1923 die Ausführung einer Dachfläche zum Preise von 85 Millionen Papiermark übertragen, wovon 90 vH sofort zu zahlen waren. L. hat im Mai 1923 an M. 75 Millionen Papiermark gezahlt. M. hat zunächst der Anrechnung dieser Zahlungen zum Nennwert widersprochen, da die Zahlung am 18. April 1923 hätte geleistet werden müssen, trotz Drängens jedoch erst im Mai 1923 gezahlt, er, M., also infolge der Geldentwertung geschädigt sei. Nach Fertigstellung der Arbeiten hat jedoch M. in der Rechnung vom 19. September 1923 die im Mai 1923 gezahlten 75 Millionen Papiermark zum Nennwert in Anrechnung gebracht. In dem Schreiben vom 19. August 1925, mit dem M. an L. eine weitere Rechnung unter Berücksichtigung der Papiermarkzahlungen zum Nennwert übersandte, hat M. keinen Anspruch auf Aufwertung erhoben.

Das Reichsgericht hält mit den Vorinstanzen einen Aufwertungsanspruch des M. für unbegründet. In dem Verhalten des M., das sich bis in die Zeit erstreckte, zu der Rechtsprechung und Gesetzgebung die Frage nach der Zulässigkeit und den Voraussetzungen der Aufwertung geklärt hatten, muß ein stillschweigender Verzicht des M. auf Aufwertung gefunden werden.

Der Bankkunde kann die Aufwertung eines ihm von der Bank gegebenen Darlehns nicht mit der Begründung ablehnen, die Bank sei ihrerseits gemäß § 66 Aufw.Ges. nicht zur Aufwertung von Darlehn verpflichtet. (Entscheidung des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 15. Nov. 1927. — II 184/27.) Der Mühlenbesitzer T. hat als Genosse der L'er Bank, einer eingetragenen Genossenschaft mit beschränkter Haftpflicht, von dieser Bank in den Jahren 1907 bis 1916 mehrere Darlehn im Gesamtbetrage von M. 40 000 erhalten, die er am 9. März 1923 zurückzahlte. Die Bank verlangte Aufwertung der Darlehn auf 9989 Goldmark. Nach Ansicht des T. verstößt das Aufwertungsverlangen der Bank wider Treu und Glauben, da die Bank ihrerseits Darlehn gemäß § 66 Aufw.-Ges. auch nicht aufzuwerten brauche.

Das Reichsgericht hält das Aufwertungsverlangen der Bank für berechtigt. Das Aufwertungsgesetz schließt zwar in § 65 die Aufwertung von Ansprüchen aus einem Kontokorrent im regelmäßigen laufenden Bankverkehr für Bank wie für Kunden aus. Darüber hinaus werden gemäß § 66 Aufw.Ges. Ansprüche gegen Banken, deren Geschäftsbetrieb der Anschaffung und Darleihen von Geld dient, aus Darlehn- oder Verwahrungsverträgen auch dann nicht aufgewertet, wenn sie außerhalb des laufenden Kontokorrentverkehrs entstanden sind, und für sie vereinbarungsgemäß ein Sonderkonto eingerichtet ist. (Feste Gelder auf längere Zeit.) Aus dieser Ausnahmvorschrift, die klar erkennbar eine einseitige Begünstigung der Banken enthält, kann jedoch nicht unter Berufung auf allgemeine Erwägungen von Treu und Glauben gefolgert werden, daß auch den Kunden für ihre Sonderschulden bei den Banken die gleichen Vergünstigungen zustehen müssen. Der Richter kann nicht Bevorzugungen, welche das Aufwertungsgesetz gewissen Schuldnern unter tiefen, mit den allgemeinen Auffassungen von Billigkeit schwer zu vereinbarende Eingriffen in die Rechte des Gläubigers gewährt, insbesondere den Ausschluß der Aufwertung, auf andere Verhältnisse ausdehnen. Auch kann der Ausschluß der Aufwertung nicht etwa durch den Umstand gerechtfertigt werden, daß es sich hier um Darlehn handelt, die einem Genossen der klagenden Genossenschaftsbank auf Grund seiner Mitgliedschaft gewährt werden.

Ein Pfändungspfandrecht ist nur dann voll rechtswirksam, wenn die gepfändete Sache Eigentum des Schuldners ist. Der gute Glaube an das Eigentum des Schuldners bei dem Gläubiger ist unerheblich. (Entscheidung des Reichsgerichts, VI. Zivilsenat, vom 19. Sept. 1927 — VI 22/27.)

Die K. und P. Bank hatte am 8. August 1924 in O. auf der Straße ein zum Geschäftsinventar der Firma D. Nachfolger gehörendes Automobil wegen einer Forderung gegen Karl L., den Inhaber der Firma D. Nachfolger, pfänden und im Wege der Versteigerung sich zuschlagen lassen. E. L., der Vater des Karl L., verlangt durch Klage Herausgabe des Kraftwagens oder Wertersatz von 12 000 M. E. L. hat im Jahre 1923 als Inhaber der Firma D. Nachfolger, das Geschäft auf seinen Sohn Karl L. übertragen, und zwar gegen eine Abfindung von 40 000 GM. Zur Sicherung dieser Forderung wurde das gesamte Geschäftsinventar, also auch der gepfändete Kraftwagen, ihr zu Eigentum übertragen. Kurz vor der Pfändung war der Kraftwagen mit Einwilligung des E. L. an den Kaufmann B. zur Sicherung einer Forderung von 20 000 M. übereignet, jedoch am 9. August 1924 gegen Zahlung der 20 000 M. an B. von E. L. wieder zurückverkauft worden.

Nach Ansicht des Reichsgerichts war ein rechtswirksames Pfändungspfandrecht für die K. und P. Bank nicht entstanden. Denn im Augenblick der Pfändung, am 8. August 1924, war der Kraftwagen nicht Eigentum des Schuldners Karl L. Ein etwa vorhandener guter Glaube des Gläubigers, also der K. und P. Bank, vermag hieran nichts zu ändern.

Steuerhaftung des Erwerbers eines Unternehmens. (Entscheidung des Reichsfinanzhofs vom 29. April 1927 — V A. 43.)

Gründet sich die Steuerpflicht auf den Betrieb eines Unternehmens und wird das Unternehmen im ganzen veräußert, so haftet der Erwerber neben dem Veräußerer für die laufenden und für die festgesetzten, aber noch nicht entrichteten Steuern. (§ 96 Reichsabg.ordn.)

Bei der Umgrenzung des Begriffs „Übergang eines Unternehmens im ganzen“ geht der Reichsfinanzhof davon aus, daß gemäß § 25 des Handelsgesetzbuchs jeder, der ein unter Lebenden erworbenes Handelsgeschäft unter der bisherigen Firma fortführt, für alle im Betrieb des Geschäfts begründeten Verbindlichkeiten des früheren Inhabers haftet. Die oben wiedergegebene Vorschrift des Steuerrechts beschränkt sich jedoch nicht in ihrer Anwendung auf Kaufleute im Sinne des Handelsgesetzbuchs, noch auf den Fall, daß gerade die Firma übernommen wurde. Vielmehr gilt sie für gewerbliche Unternehmungen jeder Art, ohne daß es auf die Übernahme der Firma oder der Aktiven und Passiven durch den Erwerber als wesentlich ankommt. Entscheidend ist vielmehr, daß der neue Inhaber das Unternehmen als organische Gesamtheit übernommen hat und als Grundlage seiner selbständigen gewerblichen Tätigkeit weiterführt. Wenn jemand die Einrichtung eines Geschäfts, einschließlich des ideellen Geschäftswerts, sowie die Warenbestände übernimmt und das Geschäft fortsetzt, so ist ein solches Geschäft im wesentlichen, also im ganzen, auf den Geschäftsnachfolger übergegangen. Ohne besondere Bedeutung ist der Umstand, daß die Geschäftsbücher nicht mitübernommen worden sind.

Aufwertungsanspruch der Hinterbliebenen eines Arbeitnehmers aus dessen Einlage bei seinem Arbeitnehmer. (Entscheidung des Reichsgerichts, I. Zivilsenat, vom 2. Nov. 1927 — I 65/27.)

Der verstorbene R. war in den Jahren 1867 bis 1915 bei der Firma G. in L. als kaufmännischer Angestellter, zuletzt als Prokurist, tätig. Teile seines Gehalts ließ er bei der Firma G. gegen Verzinsung stehen. Sein Guthaben betrug bei seinem Ausscheiden aus der Firma 73 000 M., bei seinem Tode 74 000 M. Bei dem Tode der Witwe des R. im Jahre 1918, welche das Guthaben bei der Firma G. hatte stehen lassen und nur einzelne Beträge abgehoben hatte, betrug das Guthaben 67 330 M. Die drei Töchter, welche die Witwe R. beerbten, haben das Guthaben bis auf 60 000 M. abgehoben und auf drei verschiedene Konten zu je 20 000 M. übertragen lassen. Eine der Töchter verlangt Aufwertung ihres Guthabens mit 25%. Die Firma G. lehnt ab, Ansprüche aus laufender Rechnung wurden gemäß § 65 Aufw.ges. nicht aufgewertet.

Das Reichsgericht hält den Aufwertungsanspruch für berechtigt. Es kann dahingestellt bleiben, ob die Kontoführung des R. bei der Firma eine laufende Rechnung darstellt, da hier eine Einlage des Arbeitnehmers bei seinem Arbeitgeber vorliegt. Denn für solche ist gemäß § 65 Aufw.ges. die Aufwertung auf keinen Fall ausgeschlossen. An diesem Charakter des Kontos R. wird auch nichts durch Übergang auf die Witwe R. und dann auf die drei Töchter im Wege der Erbfolge, noch durch die spätere Umänderung des Guthabens in drei Einzelkonten etwas geändert. Insoweit infolge der Abhebung eines größeren Betrags und die Leistung von fünf Einzahlungen durch die Witwe R. eine Änderung des Kontos herbeigeführt ist, muß dies bei der Bemessung der Aufwertung berücksichtigt werden.

Die Bestätigung eines nichtigen Vertrages macht diesen nur dann verbindlich, wenn der Bestätigende sich der Nichtigkeit des Vertrages bewußt war. (Entscheidung des Reichsgerichts, VI. Zivilsenat, vom 4. Nov. 1927 — VI. 346/27.)

Der Darlehnsverein in Gr. hatte am 1. Mai 1924 der im Oktober 1925 in Konkurs geratenen Baufirma R. & Co. einen offenen Kredit in laufender Rechnung eingeräumt, zu dessen Sicherung ihm durch den Geschäftsführer R. der Firma R. & Co. Inventar, Fuhrpark, Maschinen, Werkzeuge und Rüstmaterialien übereignet waren. Der Konkursverwalter von R. & Co. weigerte die Herausgabe der übereigneten Gegenstände. Der Sicherungsübereignungsvertrag sei ungültig, weil er von dem Geschäftsführer R. allein vollzogen sei, nach dem Gesellschaftsvertrage aber zwei Geschäftsführer hätten gemeinsam zeichnen müssen.

Das Reichsgericht hat die Klage des Darlehnsvereins auf Herausgabe der übereigneten Gegenstände abgewiesen. R. hatte den Sicherungsübereignungsvertrag allein gezeichnet, obgleich nach dem Gesellschaftsvertrag nur zwei Geschäftsführer gemeinsam zum Abschluß von Verträgen zeichnungsberechtigt waren. R. war auch nicht von den beiden anderen Geschäftsführern zur Zeichnung bevollmächtigt. Allerdings war R. vom 25. März 1925 ab, also nach Abschluß des Sicherungsübereignungsvertrages, durch Änderung des Gesellschaftsvertrages allein zeichnungsberechtigt geworden und hat nach diesem Zeitpunkt Handlungen vorgenommen, die als eine Bestätigung des ungültigen Übereignungsvertrages gedeutet werden konnten. Wäre der Übereignungsvertrag damit bestätigt worden, so wären die Verpflichtungen der Parteien so zu beurteilen gewesen, als wenn er schon bei seinem Abschluß durch R. am 1. Mai 1924 gültig abgeschlossen worden wäre. (§ 141, II, B. G. B.) Allein eine derartige Bestätigung kommt gar nicht in Frage, weil R. sich der wirklichen Sachlage — der Ungültigkeit des Übereignungsvertrages — nicht bewußt war, vielmehr den Übereignungsvertrag für gültig gehalten hat, ohne irgendwelche Zweifel an der Rechtsgültigkeit zu haben.

Die Bedeutung der Erreichung eines bestimmten Lebensalters für den Arbeitnehmer nach dem Tarifvertrag. (Entscheidung des Reichsarbeitsgerichts vom 26. Oktober 1927.)

Der am 30. April 1901 geborene T. war vom 1. November 1925 bis zum 30. Juni 1927 bei der Firma H. in L. als Buchhalter beschäftigt und bezog im letzten Jahr ein Gehalt von insgesamt M. 3201. T., der acht Berufsjahre kaufmännischer Tätigkeit hinter sich hatte, behauptete er hätte nach Gruppe IV., 8. Berufsjahr, des Tarifvertrages entlohnt werden müssen, er verlangte für das letzte Jahr seiner Tätigkeit M. 4224. T. führt aus, er habe die Buchführung der Firma selbständig erledigt, auch für die Jahre 1924 und 1925 die Bilanzen gezogen und die Firmeninhaber während ihrer Abwesenheit vertreten.

Das Reichsarbeitsgericht hat das klageabweisende Urteil des Landesarbeitsgerichts bestätigt. In dem Tarifvertrag steht unter der Überschrift „Gruppe IV.“, die weitere Überschrift: „Alter nicht unter 28 Jahren“. Die Einreihung in die Gehaltsgruppe IV. ist daher nicht nur von der Tätigkeit, sondern auch von der Erreichung des 28. Lebensjahres abhängig. T. konnte also trotz seiner Stellung das Gehalt nach Gruppe IV. nur dann beanspruchen, wenn er das 28. Lebensjahr vollendet hatte. Andernfalls mußte er als Arbeitnehmer unter 28 Jahren sich das Gehalt der Gruppe IV. durch eine besondere Einzelvereinbarung gemäß § 1 der Tarifvertragsverordnung vom 23. Dezember 1918 sichern. Eine solche Einzelvereinbarung ist zulässig, da sie die Arbeitsbedingungen zugunsten des Arbeitnehmers ändert, soweit sie nicht im Tarifvertrag ausdrücklich ausgeschlossen ist.

PATENTBERICHT.

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

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 52 vom 29. Dezember 1927.
- Kl. 5 a, Gr. 19. M 91 701. Carlton Millard MacIntosh, Stryj, Polen; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Vorrichtung zum Ausführen von Tiefbohrungen nach dem Schlagsystem. 16. X. 25.
- Kl. 20 h, Gr. 6. M 95 934. Maschinenfabrik Deutschland G. m. b. H., Dortmund. Einrichtung zum Wiederaufgleisen von entgleisten Eisenbahnfahrzeugen. 26. VIII. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 38. W 72 224. The Westinghouse Brake Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Wechselstromrelais nach dem Zweielementtyp. 6. IV. 26.
- Kl. 37 b, Gr. 3. A 47 356. Aktiengesellschaft vormals Skodawerke in Pilsen, Prag-Smichov, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dr. O. Siedentopf u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Zusammenlegbarer Tragkörper. 18. III. 26. Tschechoslowakische Republik 22. IV. 25.
- Kl. 37 b, Gr. 3. D 47 133. George Hives Dawson, Boston, u. Huxthall Field Prease, Canton, Ohio, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelman, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Fachwerkträger. 27. I. 25.
- Kl. 37 f, Gr. 7. R 67 979. Josef Rings, Essen, Hansahaus. Gebäude mit Lichtöffnungen in den Decken oder Wänden. 21. VI. 26.
- Kl. 42 c, Gr. 9. A 48 092. Aerogeodetic Maatschappij voor Aerogeodesie in Amsterdam und Berlin, Berlin-Zehlendorf, Goerz-Allee. Kartierungsgerät für Meßbildpaare. 26. VI. 26.
- Kl. 65 a<sup>10</sup>, Gr. 3. H 109 558. Willy Hoffmann, Berlin-Wannsee, Tristanstr. 1 a. Landungskai für Schiffe. 6. I. 27.
- Kl. 65 b<sup>1</sup>, Gr. 3. H 111 297. Howaldtswerke A.-G., Kiel-Neumühlen-Dietrichsdorf. Schwimmdock für Wasserflugzeuge. 3. V. 27.
- Kl. 80 b, Gr. 1. D 49 029. Dr. Carl ten Doornkraat Koolmann, Frankfurt a. M., Gagernstr. 8. Verfahren zur Herstellung eines Binde- und Verputzstoffes für Bauteile. 21. X. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 2. M 95 693. Maschinenfabrik Grevenbroich, Grevenbroich, Niederrhein. Verfahren zur Herstellung eines volumenbeständigen rohmaterielfreien Feinkalks. 9. VIII. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 9. Sch 74 034. Dr.-Ing. Julius Scheidemantel, Trogerstraße 54, u. Dr. Hans Scheidemantel, Agnesstr. 64, München. Verfahren zur Herstellung von Wärmeschutzmitteln. 5. V. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 12. H 107 386. Simon Hellström, Stockholm; Vertr.: Dr. P. Lewino, Pat.-Anw., Hamburg. Verfahren zur Herstellung von Mauerziegeln oder Ziegeln anderer Art. 20. VII. 26. - Schweden 9. VI. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 25. N 25 098. Hans Noblé, Saarbrücken. Verfahren zur Herstellung von Teerschotter. 8. X. 25.
- Kl. 80 d, Gr. 1. F. 64 050. Adalbert D. Feldmar, Berlin-Schöneberg, Bozener Str. 5. Befestigung von Schlagwerkzeugen, insbesondere zur Gesteinbearbeitung, am Handgriff. 6. VII. 27.
- Kl. 81 c, Gr. 106. A 50 595. Amme-Luther-Werke Braunschweig der „Mia“ Mühlenbau und Industrie Akt.-Ges., Braunschweig. Entspeicherungs- und Umlagerungsvorrichtung. 11. IV. 27.
- Kl. 81 c, Gr. 126. B 125 640. Friedrich Brennecke, Born a. L. Eimer für Großmassen-Kippenförderer. 21. V. 26.
- Kl. 81 c, Gr. 136. A 59 275. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig W. 32. Einrichtung zum Überführen von Schüttgut aus dem Fördergefäß zum Bunker. 9. III. 27.
- Kl. 81 c, Gr. 136. A 50 505. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig W 32. Ausdrückvorrichtung zum Entleeren von Großraumbunkern. 31. III. 27.
- Kl. 81 c, Gr. 136. A 50 650. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig W 32. Vorrichtung zum Entleeren von Großraumbunkern. 16. IV. 27.
- Kl. 81 c, Gr. 136. M 93 209. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg, Magdeburg-Buckau. Einrichtung zum stetigen selbsttätigen Nachfüllen von Rutschen aus einem Bunker. 10. II. 26.
- Kl. 82 a, Gr. 3. A 449 786. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin NW 40, Friedrich-Karl-Ufer 2-4. Dunstabzug für Trockenkanäle. 15. I. 27.
- Kl. 85 b, Gr. 1. B 121 255. Dr. Friedrich Bamberg, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 41. Verfahren zur Enteisung vom Wasser durch Belüftung. 13. VIII. 25.

B. Erteilte Patente.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 52 vom 29. Dezember 1927.
- Kl. 5 c, Gr. 9. 454 685. Max Huppert, Wilhelmstr. 123, u. Franz Bock, Thiesstr. 34, Wanne. Kappschuh für die im Bergwerkstrockenausbau verwendeten Turstöcke aus I-Profil-eisen. 25. II. 26. H. 105 527.
- Kl. 5 d, Gr. 3. 454 686. Gutehoffnungshütte Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Schleusenrutsche. 13. XII. 25. G. 66 033.
- Kl. 5 d, Gr. 3. 454 687. Gutehoffnungshütte Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Schleuseneinrichtung. 13. XII. 25. G. 66 034.
- Kl. 20 a, Gr. 20. 454 815. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Seilklemme für Seilförderungen, Bremsberge, Schräganzüge. 15. V. 25. P. 50 518. Österreich 3. III. 25.
- Kl. 20 h, Gr. 4. 454 770. August Thyssen-Hütte, Gewerkschaft, Hamborn. Gewichtsautomatische Gleisbremse. 16. XII. 25. T. 31 191.
- Kl. 20 i, Gr. 9. 454 907. Maschinenbau-Act.-Ges. vorm. Beck & Henkel, Kassel. Feste Weiche für einschienige Hängebahnen. 12. VI. 27. M 100 093.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 454 707. General Railway Signal Company, Rochester, New York, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Weichenstellvorrichtung mit Aufschneidevorrichtung zwischen Antriebs- und Stellhebel. 16. IV. 26. G 67 025. V. St. Amerika 16. IV. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 31. 454 908. Eisenbahnsignal-Bauanstalten Max Jüdel, Stahmer, Bruchsal Akt.-Ges., Braunschweig. Durch Eisenbahnfahrzeuge zu beeinflussende Kippschiene zur Betätigung von Streckenstromschließern oder Verriegelungen. 25. I. 27. E. 35 154.
- Kl. 20 i, Gr. 35. 454 708. Eisenbahn-Signal-Bauanstalten Max Jüdel, Stahmer, Bruchsal Akt.-Ges., Braunschweig. Einrichtung zur Übertragung von Streckensignalen auf den fahrenden Zug. 23. III. 26. D. 50 072.
- Kl. 20 i, Gr. 35. 454 909. Dr. Max Dieckmann, Grafelfing b. München, Dipl.-Ing. Franz Berndorfer, Kanalstr. 37, u. Dr. Wolfgang Bäseler, Wallallastr. 21, München. Einrichtung zur Beeinflussung von Fahrzeugen von der Strecke aus. 14. IX. 26. D 51 244.
- Kl. 20 i, Gr. 38. 454 910. Tito Giorgio Marchiori, Genua, Italien; Vertr.: W. Schwaebisch, Pat.-Anw., Stuttgart. Eisenbahnsignalvorrichtung, bei welcher durch die Räder und Achsen vorüberfahrender Züge der Kraftlinienfluß eines zwischen den Schienen liegenden permanenten Stabmagneten geschlossen wird. 22. I. 26. M 92 969. Italien 26. I. 25.
- Kl. 35 b, Gr. 1. 454 932. Maschinenbau A. G. Tigler, Duisburg-Meiderich. Kurvenfahrwerk für Verladebrücken o. dgl. 12. VI. 25. M 90 101.
- Kl. 80 a, Gr. 16. 454 849. Dr. Armin Tetéleni, Budapest; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing. G. Breitung; Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Handpresse zur Herstellung von prismatischen Körpern, insbes. von Bauformlingen. 8. II. 25. T 29 907. Ungarn 23. V. u. 15. XII. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 454 743. Leonard Schade van Westrum, London; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelman, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Baumaterialien. 25. II. 26. W 71 806. Großbritannien 27. I. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 18. 454 744. Johan Axel Eriksson, Stockholm; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung poröser Kunststeine. 19. VIII. 25. E 32 929. Schweden 22. VIII. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 25. 454 801. Hugo Laderer, Cannstatt. Verfahren zur Herstellung eines wasserdichten Baustoffs. 26. I. 27. L 67 777.
- Kl. 80 d, Gr. 5. 454 745. Ernst Büchner, Magdeburg, Schifferstr. 1. Transportable, an Laufschiene geführte, hängende Maschine zum verschiedenartigen Bearbeiten (Schleifen, Sägen), insbesondere von Gesteinen. 12. VIII. 26. B 126 834.
- Kl. 85 c, Gr. 3. 454 803. Wasser- und Abwasserreinigung G. m. b. H., Neustadt, Haardt. Schlammfaulraum mit über dessen Füllhöhe sich erhebender Gashaube. 29. I. 26. W 71 631.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Beton-Kalender 1928. Taschenbuch für den Beton- und Eisenbetonbau sowie die verwandten Fächer. XXII. Jahrgang. 938 Seiten mit 1048 Textabbildungen, 2 Teile. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1927. Preis RM. 6,60.

Der Beton-Kalender hat im Laufe der langen Jahre seines erfolgreichen Erscheinens in stetig zunehmendem Maße als Taschenbuch Eingang gefunden; trotz der, der außerordentlichen Entwicklung der einzelnen Fachgebiete scheinbar wenig entsprechenden, relativen Umfangsbeschränkung und angesichts der Fülle der für den Fachmann unentbehrlichen Sonderwerke, die auch der Nur-Eisenbeton-Ingenieur nicht mehr entbehren kann. Die auch im neuen Jahrgang fast durchweg beobachtete Behandlung des Stoffes in der Beschränkung erhält ihm den Ruf des anerkannten Nachschlagebuches und wertvollen Ratgebers.

Die einzelnen Abschnitte sind dem jetzigen Stand der Wissenschaft und praktischen Erfahrung auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues entsprechend einer neuen Bearbeitung unterzogen worden. So ist in den Abschnitt Festigkeitslehre das Spangenbergische Verfahren zur Bestimmung der Nulllinie von auermittig auf Zug oder Druck beanspruchten Querschnitten (Bauingenieur 1925, Heft 10) aufgenommen worden. Die Abschnitte Zementmörtel und Beton, Luftmörtel und hydraulische Mörtel in dem Kapitel Baustoffe sind teilweise umgearbeitet. In die Statik der Baukonstruktionen sind die Momententafeln des durchlaufenden Rahmens von Dipl.-Ing. v. Henning auf Schönhoff aufgenommen worden. An die Stelle des Kapitels Statische Berechnung der Eisenbetonbauten von Dr.-Ing. Gesteschi ist die Festigkeitsberechnung der Eisenbetonquerschnitte von Dr.-Ing. Roll getreten, die den neuen Abschnitt über Ausbildungs-

grundsätze und Anwendungen für Eisenbetonbauteile enthält. In dem folgenden Abschnitt, der die deutschen Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbeton- und Betonbauwerken enthält, sind auch die vorläufigen Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken aus Beton im Moor, in Moorwässern und ähnlich zusammengesetzten Wässern wiedergegeben.

Auch der zweite Teil, der die praktischen Anwendungsgebiete der Beton- und Eisenbetonbauweise umfaßt, ist einer Durchsicht unterzogen worden. An Stelle der im Jahrgang 1927 enthaltenen Kapitel Straßenbau, Wasserkraftanlagen, Wehre und Staumauern, die erst im nächsten Jahrgang wiederaufgenommen werden sollen, sind die Kapitel Silos, Wasserbau, Landwirtschaftliche Bauten und Bergbau getreten. In letzterem Kapitel hätte der Abschnitt Verwendung über Tage durch den Hinweis auf die von Dr.-Ing. Kögler veröffentlichten wertvollen Grundlagen für die Berechnung von Fördertürmen (Bauingenieur 1926, S. 766 ff.) eine wesentliche Bereicherung erfahren. Das Kapitel Wasserbau beschränkt sich auf die Behandlung lediglich der Bühnen, Leit- und Deckwerke; die Anwendung der Beton- und Eisenbetonbauweise im Schleusenbau, für die in den letzten Jahren bei einer Reihe bemerkenswerter Bauwerke neueste Erfahrungen gesammelt wurden, verdiente bei einer Neuauflage u. E. auch kurzer Erwähnung.

Der Beton-Kalender bedarf nicht der Empfehlung, um so weniger, als für die Bearbeitung der einzelnen Kapitel namhafte Vertreter der Wissenschaft und Praxis zeichnen; auch der neue Jahrgang, diesmal auch als teilweise Ergänzung des Vorgängers, wird von seinen Freunden als vertrautes Hilfsmittel angesehen werden.

Dr. Ehnert.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

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

## Denken Sie bitte daran, jetzt den Mitgliedbeitrag für 1928 einzuzahlen!

## Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

## Vortragsankündigung.

Der Mannheimer Bezirksverein des Vereins deutscher Ingenieure ladet die Mitglieder der Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen und andere daran interessierte Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen zu einem Vortragsabend am Donnerstag, den 23. Februar d. Js., abends 8 Uhr, in der Vereinswohnung, Mannheim, Friedrichsring 4, ein. Herr Dr. phil. Ehrhardt Schott spricht über „Altes und Neues über Betonherstellung“.

## Der Wettbewerb für die Straßenbrücke Köln—Mülheim im Jahre 1927.

Die von der Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen veranstalteten Vorträge wiesen in den letzten Monaten eine stetig zunehmende Besucherzahl auf. Dies zeugt davon, daß die von uns behandelten Vortragsgegenstände auch in den Kreisen der andern hiesigen technisch-wissenschaftlichen Vereine lebhaften Anklang finden, so daß deren Mitglieder in immer stärkerem Maße unsere Vortragsabende besuchen.

So konnte am Donnerstag, den 19. Januar, Herr Professor Dr.-Ing. Gaber vor einer zahlreichen Zuhörerschaft über den „Wettbewerb für die Straßenbrücke Köln-Mülheim im Jahre 1927“ sprechen.

Unter Vorführung und Erklärung von Lichtbildern aus dem Wettbewerb für die Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim und von den bestehenden Rheinbrücken in Köln wurde die Tendenz im Brückenbau der letzten Jahrzehnte gezeigt, die vom Fachwerk immer mehr zum vollwandigen Träger hinget und bei Straßenbrücken das unter der Fahrbahn liegende Tragwerk bevorzugt. Die von der Stadt gegebenen Grundlagen des 1. Wettbewerbes für die Straßenbrücke Köln-Mülheim wurden hierauf kurz erläutert.

Die drei damals eingereichten Brückengruppen, Fachwerkträger, Bogenträger und Hängeträger, wurden in ihren Hauptabmessungen und vor allen Dingen in ihren angebotenen Baukosten kurz vorgeführt. Als Hauptergebnis des 1. Wettbewerbes wurde der Entschluß festgestellt, auf die Anordnung einer erst in Zukunft notwendigen zweigleisigen Schnellbahn zu verzichten und daher den Brückenquerschnitt kleiner und einfacher zu gestalten.

Auf dieser neuen Basis, ergänzt durch die Forderung des Bauherrn, dem ungleichmäßigen kiesigen Untergrund keine wagerechten Kräfte zuzumuten, wurde ein zweiter engerer Wettbewerb unter einer Reihe von Firmen veranstaltet, bei dem nur noch zwei Gruppen von Brücken eingereicht wurden, Bogenbrücken und Hängebrücken. Da bisher noch nirgends über diese, in wesentlichen Einzelheiten neuartigen und beachtenswerten Entwürfe etwas veröffentlicht worden ist, wurden die wichtigsten konstruktiven Einzelheiten, vor allen Dingen der beiden Bogenbrücken von Krupp und Klönne sowie der Hängebrücke von Gustavsburg, im Lichtbild vorgeführt und eingehend beschrieben. Die im 2. Wettbewerb erzielten Angebotssummen wurden alsdann denen des 1. Wettbewerbes gegenübergestellt und eingehend gewürdigt. Mit einem kurzen Hinblick darauf, daß die Lehren der beiden Kölner Wettbewerbe wohl in Bälde beim Bau der drei

Rheinbrücken in Mannheim, Maxau und Speyer verwendet werden können, schloß der Vortrag, der unter Vermeidung einer Polemik sich nur auf das rein sachliche Gebiet beschränkte.

Reicher Beifall zeigte dem Vortragenden den Dank der Versammlung für seine technisch hochinteressanten Ausführungen, dem auch Herr Dipl.-Ing. Engelmann im Namen der Ortsgruppe noch in kurzen Schlußworten Ausdruck gab.

## Ortsgruppe Brandenburg.

Die D. G. f. B. ladet ihre Mitglieder zu einem Vortragsabend am Dienstag, den 28. Februar d. Js., 8 Uhr abends (nicht 7½ Uhr, wie im vorigen Heft angegeben), pünktlich im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 (großer Saal, I. Stock) ein.

Herr Professor Dr.-Ing. Otto Birkenstock von der Technischen Hochschule Berlin spricht über das Thema: „Vom Eisenbetonbau in Frankreich“. Der Vortrag wird auf Grund der Ergebnisse einer Studienreise gehalten, die der Vortragende im Herbst des Jahres 1927 nach Frankreich zum Studium des französischen Eisenbetonbaues unternommen hat. An Hand der auf der Reise aufgenommenen Lichtbilder wird die Anschaulichkeit des Vortrages unterstützt werden. Der Eintritt ist frei. Gäste sind willkommen.

## Bitte beachten!

Die Mitglieder werden gebeten, bei der Beitragszahlung beachten zu wollen, daß der Mitgliedbeitrag für 1928 durch Beschluß der ordentlichen Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 28. Mai 1927 in Mannheim auf M. 10,— festgesetzt worden ist. Für Mitglieder, die gleichzeitig dem Verein deutscher Ingenieure angehören, beträgt der Beitrag M. 7,50 und für Junioren M. 4,—. Wir bitten, für Zahlungen das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zu benutzen und auf dem Zahlkartenabschnitt auch die Mitgliedsnummer angeben zu wollen, damit Irrtümer ausgeschlossen werden.

## Welcher Beruf wird nach der Reifeprüfung ergriffen?

Noch im Laufe dieses Monats findet an den höheren Schulen die Reifeprüfung statt. Die Entscheidung über den zu ergreifenden Beruf muß, soweit sie nicht schon getroffen ist, bald gefällt werden. Hierbei wird der Ratgeber für die Berufswahl „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs“ als Wegweiser sehr willkommen sein. Der Ratgeber ist dazu angetan, den Schülern und Abiturienten den Ernst der Wahl des Bauingenieurberufes vor Augen zu führen. Auch diejenigen, die sich von vornherein nach bestandener Reifeprüfung dem Bauingenieurwesen zuwenden wollen, werden es begrüßen, sich an Hand dieses Ratgebers über den Ausbildungsgang und die Eigenart des Berufes unterrichten zu können. Das kleine Heftchen ist durch die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zum Preise von 60 Pf. zu beziehen.