

DER WIDERSTAND VON EISENBETONBALEN GEGEN HERABFALLENDE LASTEN.

Von Dr.-Ing. Ernst Bittner, Wien.

Übersicht: Es wird die plastische Verformung eines Eisenbetonbalkens unter herabfallender Last berechnet, in allgemein anwendbaren Linienbildern dargestellt und die erforderlichen Erfahrungswerte auf Grund der bisherigen Versuche angegeben.

Bei Eisenbetontragwerken, die der Beanspruchung durch herabfallende Lasten dauernd ausgesetzt sind, muß gefordert werden, daß keine bleibende Verformung entsteht, welche über die gewöhnliche Haarrißbildung, d. h. die Ausschaltung der Betonzugzone, hinausgeht. Ein plastisches Strecken der Bewehrung hätte eine fortschreitende Durchbiegung und schließlich Zerstörung des Balkens zur Folge; gegen diese muß eine entsprechende Sicherheit vorhanden sein. Bei Schutzbauten hingegen, die nur in Ausnahmefällen in Tätigkeit treten, ist auch eine plastische Verformung zulässig bis zu einem Ausmaße, welches noch keinen Einsturz zur Folge hat bzw. es ist eine bestimmte Sicherheit gegen den Einsturz einzuhalten. Wenn die Katastrophenbeanspruchung und damit die plastische Verformung eingetreten ist, muß der in Mitleidenschaft gezogene Teil des Tragwerks erneuert werden.

Schwingung eines Balkens mit plastischer Verformung.

Es soll zunächst der einfache Fall eines Balkens auf zwei Stützen behandelt werden, der auf irgend eine Weise in Bewegung gesetzt wird und dabei sein elastisches Formänderungsvermögen überschreitet.

Die Steifheit EJ wird über die ganze Balkenlänge konstant angenommen, gilt aber nur bis zu einer bestimmten Größe des Biegemomentes M_F . Bei weiter wachsender Krümmung, $\frac{1}{\rho} > \frac{M_F}{EJ}$, soll das Biegemoment gleich M_F bleiben.

Im elastischen Bereich ist die Grundschiwingung des Balkens gegeben durch:

$$(1) \quad y = A \sin \frac{\pi x}{l} \sin \beta t.$$

Hierbei ist l die Stützweite, A der Schwingungsausgang in Balkenmitte und β die „Kreisfrequenz“. Wenn f die sekundliche Schwingungszahl und μ die Masse des Balkens je Längeneinheit bedeutet, ist

$$(2) \quad \beta = 2\pi f = \frac{\pi^2}{l^2} \sqrt{\frac{EJ}{\mu}}.$$

Bei einer gegebenen Anfangsgeschwindigkeit der Balkenmitte v_{om} ist der Schwingungsausgang $A = \frac{v_{om}}{\beta}$.

Das Biegemoment in Balkenmitte ist

$$(3) \quad M_m = EJ \frac{\pi^2}{l^2} y_m.$$

Diese Ausdrücke gelten nur, solange $M < M_F$ bleibt.

Bei der Durchbiegung

$$(4) \quad y_F = \frac{M_F}{EJ} \frac{l^2}{\pi^2}$$

ist in Balkenmitte die Elastizitätsgrenze erreicht. Falls $\frac{v_{om}}{\beta} > y_F$ ist, beginnt bei y_F eine neue Art der Bewegung. In einem kleinen Bereich beiderseits der Balkenmitte tritt plastische Verformung ein; bei einem Eisenbetonbalken wird sich an dieser Stelle ein Riß öffnen.

Die Neigung der Biegelinie in Balkenmitte ist jetzt keiner elastischen Bedingung mehr unterworfen; es schwingt daher jede Balkenhälfte für sich weiter als Stab, der an einem Ende drehbar festgehalten, am andern frei beweglich und nur durch das konstante Moment M_F belastet ist.

Die einfachste Bewegung dieses Stabes ist die Drehung um das Auflager als starrer Körper; sie ist im vorliegenden Fall die wesentlichste. Das Gesetz der Grundschiwingung¹ lautet:

$$(5) \quad y = \sin(\beta_1 t + \varphi_1) \cdot A_1 \left(\sin \frac{5\pi}{2l} x + \frac{\sin \frac{5\pi}{4}}{\sin \frac{5\pi}{4}} \sin \frac{5\pi}{2l} x \right)$$

mit

$$(6) \quad \beta_1 = \frac{25\pi^2}{4l^2} \sqrt{\frac{EJ}{\mu}} = \frac{25}{4} \beta$$

(β ist die Kreisfrequenz der Grundschiwingung des ganzen Balkens).

Die Anfangsbedingungen sind:

$$(7) \quad y_a = \frac{v_{om}}{\beta} \sin \frac{\pi x}{l} \sin \beta t = y_F \sin \frac{\pi x}{l}.$$

Daraus ist

$$\sin \beta t = \frac{y_F \beta}{v_{om}}$$

und

$$(8) \quad v_a = \beta \frac{v_{om}}{\beta} \sin \frac{\pi x}{l} \cos \beta t = v_{am} \sin \frac{\pi x}{l} = v_{om} \sin \frac{\pi x}{l} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{y_F \beta}{v_{om}}\right)^2}.$$

Zur Drehung der Balkenhälfte um das Auflager gehört eine geradlinig verteilte Geschwindigkeit

$$(9) \quad v_d = A_0 x$$

Unter der Einwirkung des konstanten Momentes M_F , das am Ende der Balkenhälfte angreift, entsteht eine gleichförmig verzögerte Bewegung. Die Verzögerung ist ebenfalls dem Abstand x verhältnismäßig; die „Trägheitskraft“ je Längeneinheit ist aus Gleichgewichtsgründen

$$(10) \quad p = \mu \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{24 M_F}{l^3} x$$

und erzeugt eine statische Biegelinie, die als sin-Reihe entwickelt lautet:

$$(11) \quad y_p = \frac{M_F l^2}{EJ \pi^2} \frac{96}{\pi^4} \left[\sin \frac{\pi x}{l} - \frac{1}{729} \sin \frac{3\pi x}{l} + \dots \right] = 0,9855 y_F \left[\dots \right]$$

also fast mit der Anfangsbiegelinie y_a übereinstimmt. Die Entwicklung der Geschwindigkeiten v_a nach den neuen Bewegungen gibt folgendes:

$$(12) \quad v_a = v_{am} \sin \frac{\pi x}{l} = A_0 x$$

$$+ \beta_1 A_1 \left(\sin \frac{5\pi x}{2l} + \frac{\sin \frac{5\pi}{4}}{\sin \frac{5\pi}{4}} \sin \frac{5\pi x}{2l} \right) +$$

Wenn man beide Seiten mit x vervielfacht und über den ganzen Stab integriert, bekommt man A_0 , da die andern Integrale der rechten Seite gleich Null sind:

$$(13) \quad A_0 = \frac{v_{am} \int_0^{l/2} x \sin \frac{\pi x}{l} dx}{\int_0^{l/2} x^2 dx} = v_{am} \frac{24}{\pi^2 l}$$

¹ Über die Behandlung solcher Schwingungsaufgaben s. z. B. bei Timoshenko: Schwingungsprobleme der Technik. Berlin: Julius Springer 1932.

Die Geschwindigkeit während der Drehung ist

$$v = \Lambda_0 \cdot x - \frac{P}{\mu} t$$

(t vom Beginn der Drehung gerechnet). Durch Einsetzen nach Gl. (8), (10) und (13) erhält man

$$(14) \quad v = v_{om} \sqrt{1 - \left(\frac{y_F \beta}{v_{om}}\right)^2} \cdot \frac{24}{\pi^2 l} \cdot x - \frac{24 M_F}{l^3 \mu} x t.$$

Die Geschwindigkeit wird Null zur Zeit

$$(15) \quad t_0 = v_{om} \sqrt{1 - \left(\frac{y_F \beta}{v_{om}}\right)^2} \frac{l^2 \mu}{\pi^2 M_F} = \frac{l}{\beta} \sqrt{\left(\frac{v_{om}}{y_F \beta}\right)^2 - 1}.$$

Die Größe der plastischen Verformung ist am einfachsten durch Gleichsetzen der Bewegungsenergie am Anfang und der Arbeit des Momentes M_F zu finden:

$$(16) \quad \int_0^{1/2} \mu \frac{(\Lambda_0 x)^2}{2} = M_F \frac{\varphi_{pl}}{2}$$

wobei φ_{pl} den gesamten Knickwinkel der Biegelinie in Balkenmitte bezeichnet. Durch Einsetzen der Formeln für Λ_0 , M_F und β bekommt man

$$\varphi_{pl} = \frac{24}{\pi^2 l} \left[\left(\frac{v_{om}}{y_F \beta}\right)^2 - 1 \right] y_F$$

bzw.

$$(I) \quad \varphi_{pl} = \frac{24}{\pi^4} \frac{l}{\rho_F} \left[\frac{v_{om}^2 \mu \cdot \rho_F}{M_F} - 1 \right].$$

Der Ausschlag der Grundschwingung in Balkenmitte ergibt sich auf dem gleichen Wege wie das Λ_0 zu

$$(17) \quad y_{1m} = -0,0267 y_F \sqrt{\left(\frac{v_{om}}{y_F \beta}\right)^2 - 1}.$$

Der Ausschlag ist negativ, d. h. die erste Schwingung geht der Gesamtbewegungsrichtung entgegen. In Abb. 1 ist der zeitliche

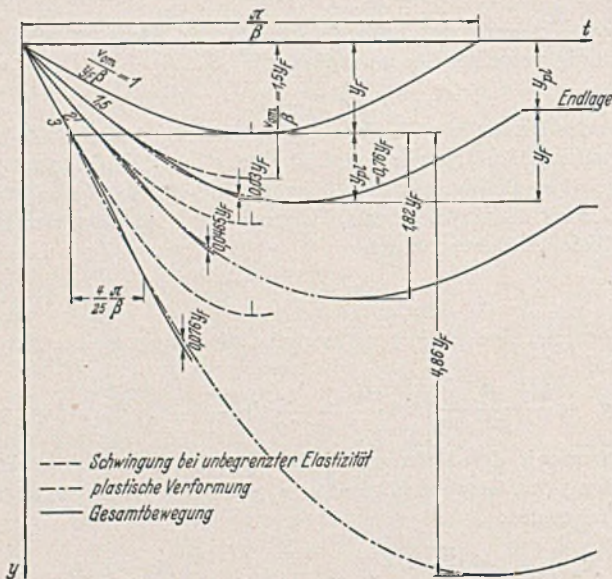


Abb. 1. Bewegung der Balkenmitte bei plastischer Verformung.

Verlauf der Bewegung in Balkenmitte dargestellt, und zwar für $\frac{v_{om}}{y_F \beta} = 1, 1,5, 2$ und 3 .

Nach Beendigung der plastischen Verformung tritt wieder die ursprüngliche harmonische Schwingung in Kraft, wenn man annimmt, daß bei Entlastung das ursprüngliche EJ gilt. Der Ausschlag der Balkenmitte ist y_F ; die Ruhelage ist um y_{pl} gegen die ursprüngliche verschoben. (Die weiteren Schwingungen sind nicht mehr gezeichnet, sondern nur die endgültige Ruhelage.)

Schwingung eines Balkens samt Last mit plastischer Verformung.

Wenn ein Balken von einer herabfallenden Last getroffen wird und der Stoß „vollkommen unelastisch“ ist, bewegt sich die Last

gemeinsam mit dem Balken, gleichsam mit diesem verbunden, weiter; diese Schwingung hat dann ein anderes Gesetz als beim Balken allein. Die ungünstigste Beanspruchung tritt natürlich ein, wenn die Last in Balkenmitte auffällt. Diesen Fall hat Kaufmann ausführlich behandelt. Mit den Bezeichnungen:

- P = Last in Balkenmitte,
- G = Balkengewicht,
- $\nu = \frac{P}{G}$

lautet die Grundschwingung:

$$(18) \quad y = y_m \frac{\nu u}{2 \cos u} \left(\sin \frac{2u}{l} x - \frac{\cos u}{\cos \frac{u}{l}} \sin \frac{2u}{l} x \right) \sin \beta t$$

wobei u die kleinste Wurzel der „Frequenzgleichung“

$$(19) \quad \operatorname{tg} u - \mathfrak{I}g u = \frac{2}{\nu u}$$

und

$$(20) \quad \beta = \frac{4u^2}{l^2} \sqrt{\frac{EJ}{\mu}}$$

ist.

Das Moment in Balkenmitte ergibt sich zu

$$(21) \quad M_m = EJ \frac{y_m}{l^2} \psi \quad \text{mit } \psi = 2 \nu u^3 (\operatorname{tg} u + \mathfrak{I}g u).$$

Die Geschwindigkeit beim Durchgang durch die Ruhelage, d. i. die statische Biegelinie durch die Last P und das Eigengewicht, ist wie beim Balken allein

$$v_0 = \beta y_{max}$$

Die Änderung der Geschwindigkeit während des Durchlaufens der statischen Durchbiegung unmittelbar nach dem Stoß kann vernachlässigt werden, wenn die Fallhöhe im Verhältnis zur statischen Durchbiegung groß ist.

Unter den gleichen Voraussetzungen wie früher beginnt bei

$$(22) \quad y_F = \frac{M_F l^2}{EJ \psi}$$

die plastische Formänderung. Der Rechnungsgang ist der gleiche wie beim Balken allein; bei der Berechnung des Wertes Λ_0 ist jedoch über den halben Balken einschließlich der halben Last zu integrieren, wobei letztere mit $\frac{\nu l}{2}$ einzusetzen ist.

Es ergibt sich schließlich für den Winkel der plastischen Verformung

$$(23) \quad \varphi_{pl} = \frac{1}{\rho_F} \left[\left(\frac{v_{om}}{y_F \beta}\right)^2 - 1 \right] \frac{24}{(2u)^4 (1 + 3\nu)}.$$

Es ist nun die Geschwindigkeit v_{om} zu berechnen. Nach der Formel für den unelastischen Stoß ist

$$(24) \quad v_{om} = \frac{m_1}{m_1 + m_2} v_1$$

wobei $v_1 = \sqrt{2gh_f}$ die Fallgeschwindigkeit der Masse m_1 und m_2 die „reduzierte Masse“ des Balkens bedeutet.

Die „reduzierte Masse“ wird in den Lehrbüchern der Mechanik für den Stoß in Balkenmitte mit $\frac{17}{35} m$ angegeben, weil mit dieser Zahl der Energieverlust beim Balken mit dem bei einem freien Körper übereinstimmt.

Zschetzsch³ wendet den Satz vom Kraftantrieb an unter der stillschweigenden Annahme, daß an den Auflagern des Balkens keine Momentankräfte auftreten, und bekommt für die „reduzierte Masse“

$$m' = \frac{5}{8} m$$

Kaufmann² übernimmt die Ableitung Zschetzsches und weist ihre Richtigkeit an einigen Versuchen mit eisernen Trägern von 5,8 m Stützweite und einem herabfallenden Eisenkern von 20 kg Gewicht nach. Davon abweichend denkt sich Kögler⁴ den

² Beitrag zur Beurteilung der Stoßwirkung herabfallender Körper auf einfache Balken. Bauing. 5 (1924) S. 498 u. 545.

³ Berechnung dynamisch beanspruchter Tragkonstruktionen. Z. VDI 38 (1894) S. 134.

⁴ Über die Stoßwirkung fallender Lasten auf Tragwerke. Brückenbau (1912) S. 191 u. 197.

Balken zunächst in der Mitte durchschnitten, so daß er dem Stoß keinen Biege­widerstand, sondern nur seine Trägheit ent­gegen­setzt. Die reduzierte Masse eines Stabes, der an einem Ende festgehalten und am andern Ende gestoßen wird, ist $\frac{m}{3}$. Kögler setzt jedoch $m' = \frac{m}{2}$ und findet bei Anwendung von Näherungsformeln für den Schwingungsausschlag befriedigende Übereinstimmung seiner Rechnung mit von ihm durchgeführten Versuchen. Die Nachrechnung dieser Versuche nach der genauen Schwingungstheorie von Kaufmann ergibt folgendes:

Bei Versuchen mit Reißschie­nen von 88 und 136 cm Stützweite ist die aus dem gemessenen Schwingungsausschlag berechnete Anfangs­geschwindigkeit wesentlich (um 10—20%) kleiner als nach der Formel

$$v_{om} = v_1 \frac{P}{P + \frac{G}{2}}$$

Da bei Reißschie­nen der Luftwiderstand be­deu­te­nd sein muß, ist der Unterschied erklärlich. Bei weiteren Versuchen mit Holzbohlen von 3 m Stützweite ist ebenfalls ein Unterschied vorhanden, aber weniger groß (5—9%). Bei eisernen Trägern von 3 m Stützweite endlich zeigt sich recht gute Übereinstimmung. Als Fallgewichte wurden hier durchwegs Sandsäcke verwendet.

Die Stoßversuche mit Eisenbetonbalken von Saliger⁵ be­stätigen ebenfalls die Annahme $m' = \frac{m}{2}$. Die Eigenfrequenz hängt vom Verlauf der Steifheit EJ ab, die hier nicht mehr konstant ist; man muß sich indes damit begnügen, ein mittleres EJ aus der gemessenen statischen Durchbiegung zu rechnen und in die Formel für die Kreisfrequenz [Gl. (20)] einzusetzen. Dadurch wird bei Eisenbetonbalken die Berechnung der Geschwindigkeit aus dem Ausschlag etwas unsicher; ein Nachweis, ob die reduzierte Masse des Balkens $m' = \frac{m}{2}$ oder etwa $\frac{17}{35}m$ beträgt, ist kaum möglich.

Auf Grund der angeführten Versuche ist die Annahme $m' = \frac{m}{2}$ als brauchbar zu betrachten. Es ist also

$$(25) \quad v_{om} = \sqrt{2 g h_f} \frac{P}{P + \frac{G}{2}} = \sqrt{2 g h_f} \frac{\nu}{\nu + \frac{1}{2}}$$

und

$$(26) \quad \left(\frac{v_{om}}{y_F \beta}\right)^2 = 2 g h_f \frac{q_F \mu}{M_F} \left(\frac{\nu}{\nu + \frac{1}{2}} \frac{\operatorname{tg} u + \mathfrak{I}g u}{\operatorname{tg} u - \mathfrak{I}g u}\right)^2$$

Setzt man

$$(27) \quad \frac{h_f q_F \mu}{M_F} = \Psi$$

(mit $g \mu = q$, Balkengewicht je Längeneinheit) und

$$(28) \quad 2 \left(\frac{\nu}{\nu + \frac{1}{2}} \frac{\operatorname{tg} u + \mathfrak{I}g u}{\operatorname{tg} u - \mathfrak{I}g u}\right)^2 = \frac{1}{\Psi_F},$$

ferner

$$(29) \quad \varphi_{el} \frac{q_F}{1} = \Phi$$

so lautet Gl. (23):

$$(II) \quad \Phi = \left[\frac{\Psi}{\Psi_F} - 1 \right] \frac{24}{(2u)^4 (1 + 3\nu)}$$

Ψ ist eine dimensionslose Größe und hängt außer von der Fall-

⁵ Saliger u. Bittner: Versuche an Eisenbetonbalken unter ruhenden und herabfallenden Lasten. Julius Springer: Berlin u. Wien, 1936.

höhe h_f nur von den Abmessungen und Festigkeitseigenschaften des Balkens ab.

Ψ_F ist jene Größe von Ψ , bei der die Grenze der plastischen Verformung erreicht wird; sie hängt lediglich vom Verhältnis ν ab. Für $\Psi < \Psi_F$ ist selbstverständlich $\Phi = 0$. Der Zusammenhang zwischen Φ und Ψ nach Gl. (II) hängt ebenfalls nur von ν ab. Er ist in Abb. 2 für $\nu = 0,1$ bis $\nu = 3$ dargestellt. Falls außerhalb der Abbildung fallende Werte benötigt werden, kann man die Geraden leicht soweit verlängern. Für kleinere ν als 0,1 kann die

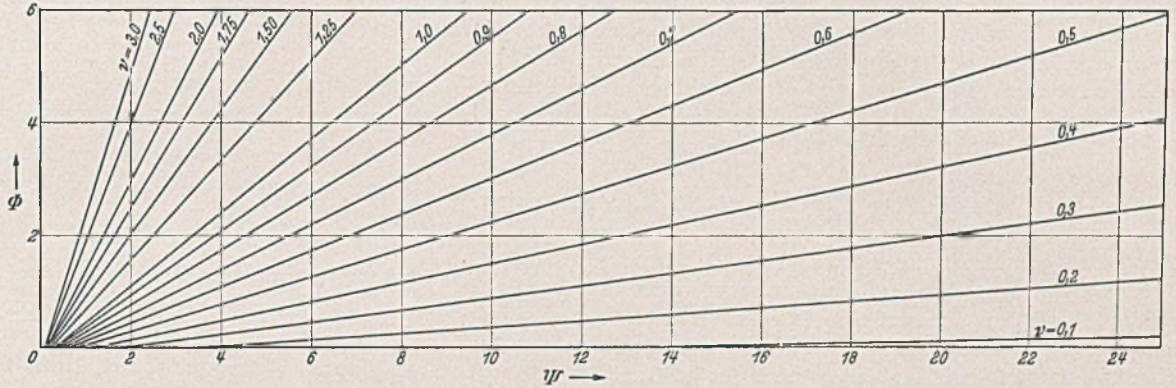


Abb. 2. Linientafel zur Ermittlung der plastischen Verformung.

Formel (1) als Näherung benützt werden; man braucht nur v_{om} nach Gl. (25) zu berechnen.

Über die Größen, die in Φ und Ψ vorkommen, ist folgendes zu bemerken: q ist die ständige Belastung des Balkens je Längeneinheit, soweit sie mit dem Balken fest verbunden ist; eine lose Überschüttung etwa darf nicht eingerechnet werden, da sie durch den Stoß nicht in Bewegung gesetzt wird, sondern erst infolge der Schwere auf den ausgeschwungenen Balken herabfällt.

In das Verhältnis $\nu = \frac{P}{G}$ ist ebenfalls nur das mit dem Balken fest verbundene, innerhalb der Stützweite befindliche Gewicht einzusetzen. Für M_F ist bei Eisenbetonbalken das Fließmoment abzüglich ruhiges Biegemoment durch ständige Last und Fallgewicht einzusetzen:

$$(30) \quad M_F = F_c \sigma_s z - \frac{q l^2}{8} - \frac{P l}{4}$$

Bei den Stoßversuchen von Saliger erwies sich die Streckgrenze von St 37 bei rascher Belastung durch den Stoß wesentlich höher als bei ruhiger Biegung, bzw. beim Zugversuch. Bei einer stoßweisen Stahlspannung von rd. 3500 kg/cm² zeigte sich der Balken noch vollkommen elastisch, während die Streckgrenze aus dem Zugversuch im Mittel 2400 kg/cm² betrug. Höherwertige Stähle (Istegstahl, St 55 und St 80) zeigten dieses Hinaufschneiden der Fließgrenze nicht oder nur in geringerem Maße. Bezüglich der Einzelheiten sei auf den Versuchsbericht⁵ verwiesen.

Die Krümmung $\frac{1}{\rho_F}$ kann annähernd berechnet werden nach der Formel

$$(31) \quad \frac{1}{\rho_F} = \frac{M_F}{E_c F_c z (h-x)} = \frac{\sigma_s - \sigma_{\text{ruhig}}}{E_c (h-x)}$$

Der Nulllinienabstand x ist zu ermitteln entweder in der üblichen Weise mit $n = 15$, bzw. $n = \frac{E_c}{E_b}$ bei bekanntem E_b , oder nach einer genaueren Berechnung, die eine krummlinige, etwa parabolische Betonspannungsverteilung berücksichtigt. Obige Formel setzt voraus, daß sich der ganze Balken im Zustand II befindet; tatsächlich wird der Beton zwischen den Rissen die Stahlspannung und -dehnung etwas vermindern und in der Nähe der Auflager wird noch der Zustand I herrschen. Eine genau zutreffende Berechnung der Krümmung ist hier ebenso schwierig wie bei ruhig belasteten Balken.

Zur Beurteilung der Einsturz­sicherheit ist nun noch der größtmögliche Knickwinkel φ_{pl} erforderlich. Bei den Saligerschen Ver-

suchen wurden bisher Knickwinkel von 0,05 bis 0,07 erreicht, ohne daß eine nennenswerte Druckzerstörung zu bemerken war. Die so verformten Balken konnten natürlich nicht zu weiteren Stoßversuchen benützt werden, so daß eine Steigerung der Knickwinkel über das angegebene Maß erst bei dem noch bevorstehenden letzten Teil der Versuche stattfinden kann. Es ist zu erwarten, daß bei

$$\varphi_{pl} = 0,1$$

noch Standsicherheit vorhanden ist.

Die erprobten Balken hatten Rechteckquerschnitt $20 \cdot 25$ cm und 1,2% Bewehrung aus St 37 bzw. eine hinsichtlich der Tragkraft gleichwertige Bewehrung aus Istege Stahl, St 55 und St 80. Der Beton enthielt rd. 300 kg gewöhnlichen Portlandzement je Kubikmeter, war beim Versuch 1 bis 1 $\frac{1}{2}$ Jahre alt und hatte eine Prismenfestigkeit von 210 kg/cm². Für den Biegedruckwiderstand ist die Prismenfestigkeit maßgebend; die Würfel Festigkeit betrug im Mittel 360 kg/cm².

Es erhebt sich die Frage, ob der größtmögliche Knickwinkel von der Höhe der Druckzone abhängig ist, die ihrerseits von der Nutzhöhe, vom Bewehrungssatz und von der Betongüte abhängt. Man kann sich vorstellen, daß die plastische Verkürzung des Druckrandes $\Delta = \varphi_{pl} \cdot x$ sich auf eine Strecke verteilt, die dem x verhältnismäßig ist; dann wäre die Stauchung am Druckrand nur vom Knickwinkel abhängig und umgekehrt der größtmögliche Knickwinkel nur von der Stauchfähigkeit des Betons. Es besteht also kein Bedenken, den Wert $\varphi_{pl} = 0,1$ auch bei größeren Querschnittshöhen in Betracht zu ziehen.

Zum Schluß sei die Berechnung der plastischen Verformung an einem Beispiel erläutert.

Gegeben sei eine zweiseitig gestützte Eisenbetonplatte von 6 m Stützweite und 3 m Breite; ihre Dicke sei 45, die Nutzhöhe 40 cm, der Bewehrungssatz 0,8% aus St 37 mit einer Streckgrenze von 2400 kg/cm². Auf die Mitte der Platte soll ein Körper von 4 t Gewicht aus einer Höhe von 4 m herabfallen. Wir nehmen an, daß eine ausreichende Querbewehrung vorhanden ist, so daß die ganze Plattenbreite einheitlich wirkt.

Es ergeben sich folgende Zahlenwerte (in t und m, bzw. cm²):

$$q = 3,0 \cdot 0,45 \cdot 2,4 = 3,25 \text{ t/m}$$

$$G = q \cdot l = 3,25 \cdot 6,0 = 19,5 \text{ t}$$

$$\nu = \frac{4,0}{19,5} = 0,205, \text{ sowie}$$

$$F_e = 0,008 \cdot 300 \cdot 40 = 96 \text{ cm}^2$$

Mit $n = 15$ ist für den angegebenen Bewehrungssatz:

$$x = 0,38 h \text{ und } z = 0,87 h.$$

Mit der erhöhten Streckspannung von 3500 kg/cm² ist das Streckmoment:

$$M_s = 96 \cdot 3,5 \cdot 0,87 \cdot 0,4 = 117 \text{ tm}$$

$$M_{ruhig} = \frac{19,5 \cdot 6}{8} + \frac{4 \cdot 6}{4} = 20,6 \text{ tm}$$

$$M_F = M_s - M_{ruhig} = 96 \text{ tm}$$

$$\frac{1}{\varrho_F} = \frac{96}{2100 \cdot 96 \cdot 0,87 \cdot 0,4 \cdot (1 - 0,38) \cdot 0,4} = \frac{1}{181 \text{ m}}$$

$$\Psi = \frac{h_f q \varrho_F}{M_F} = \frac{4 \cdot 3,25 \cdot 181}{96} = 24,5$$

Aus Abb. 2 finden wir dazu mit Zwischenschaltung:

$$\Phi = 1,27 \text{ und daraus } \varphi_{pl} = \Phi \frac{1}{\varrho_F} = 1,27 \cdot \frac{6}{181} = 0,042$$

Dieser Knickwinkel ist weniger als die Hälfte des gefährlichen. Rechnen wir nur mit $\sigma_s = 2,0$ statt 3,5 t/cm², so bekommen wir:

$$\Psi = 105, \Phi = 6,2 \text{ und } \varphi_{pl} = 0,1,$$

also die vermutliche Einsturzgrenze. Die Sicherheit gegen eine Abnahme der Streckspannung beträgt demnach $\frac{3,5}{2,0} = 1,75$.

Dem Werte $\Psi = 24,5$ entspricht ein $\Phi = 3,0$ und $\varphi_{pl} = 0,1$ bei $\nu = 0,33$ (aus Abb. 2), also $P = 19,5 \cdot 0,33 = 6,45 \text{ t}$. Die Sicherheit gegen Vergrößerung der Last ist $\frac{6,45}{4,0} = 1,61$. Die Einsenkung der Plattenmitte bei $\varphi_{pl} = 0,1$ wäre

$$y_{pl} = \varphi_{pl} \frac{1}{4} = 0,1 \frac{600}{4} = 15 \text{ cm.}$$

Wenn Plattenquerschnitt, Last, Fallhöhe und der zulässige Knickwinkel gegeben sind, kann die Bewehrung bemessen werden. Mit den früheren Größen und $\varphi_{pl} = 0,03$ (willkürlich angenommen) hätte man zu berechnen:

$$\frac{1}{\varrho_F} = \frac{\sigma_s - \sigma_{ruhig}}{E_e (h-x)} = \frac{3,0}{2100 \cdot 0,4 (1 - 0,4)} = \frac{1}{168 \text{ m}}$$

Es ist wieder $\sigma_s = 3500 \text{ kg/cm}^2$ angenommen; $\sigma_{ruhig} = 500 \text{ kg/cm}^2$ und $\frac{x}{h} = 0,4$ sind geschätzt.

$\Phi = \varphi_{pl} \frac{\varrho_F}{1} = 0,03 \cdot \frac{168}{6} = 0,84$, dazu gehört nach der Linientafel mit $\nu = 0,205$ ein $\Psi = 17,3$.

Daraus ist

$$M_F = \frac{h_f q \varrho_F}{\Psi} = \frac{4 \cdot 3,25 \cdot 168}{17,3} = 126 \text{ tm.}$$

$$\text{und } F_e = \frac{126}{3 \cdot 0,85 \cdot 0,4} = 123 \text{ cm}^2$$

σ_{ruhig} und die statischen Werte könnten jetzt genauer gerechnet werden, es lohnt sich aber nicht, da die Rechnung mit $n = 15$ selbst nur annähernd zutrifft.

Wenn die Grundlagen durch weitere Versuchsforschung genügend sichergestellt werden, kann man ähnlich wie für die ruhige Belastung unter Zugrundelegung einer bestimmten Sicherheit die rechnungsmäßige Stahlspannung (Streckspannung) und den zulässigen Knickwinkel festsetzen.

HAMMERFUNDAMENTE.

Von Dr.-Ing., Dr. techn. **E. Rausch**, a. o. Prof. an der Technischen Hochschule Berlin, beratender Bauingenieur.

Inhaltsangabe: Es wird zu zwei neueren Veröffentlichungen über Hammerfundamente Stellung genommen, und vor allem darauf hingewiesen, daß eine elastische Einlage zwischen Amboß und Fundament zur Schonung des Fundamentbetons erwünscht ist. Bei Weglassung derselben muß ein schwerer Amboß mit großer Auflagerfläche verwendet werden.

Nachdem die Berechnungsgrundlagen für Hammerfundamente seit längerer Zeit geklärt sind¹, erschienen vor kurzem zwei Veröffentlichungen hierzu von Fratschner² und Zeller³, die mich veranlassen, zur Frage erneut Stellung zu nehmen.

¹ Vgl. Rausch: Hammerfundamente. Beton u. Eisen 27 (1928) S. 321. — Pavlück: Hammerfundamente. Beton u. Eisen 29 (1930) S. 249 mit Stellungnahme Rausch. — Rausch: Richtige und fehlerhafte Maschinen Gründungen. Z. VDI 75 (1931) S. 1069 u. 1133. — Rausch: Abschnitt „Maschinen Gründungen“ in „Hütte“ 26. Auflage, III. Bd. S. 134.

² Bauing. 15 (1934) S. 73 u. 89. — ³ Bauing. 15 (1934) S. 402.

Fratschner kritisiert mit Recht die einschlägigen Vorschriften der Gewerbeordnung. Das Gewicht des Amboßes müßte eine Funktion der Fallenergie und nicht des Bärgewichtes sein. Es ist auch nicht richtig zu verlangen, daß Hammerfundamente tiefer hinabgeführt werden, als die Fundamente der Nachbargebäude. Wird der Hammer unmittelbar neben dem Gebäudefundament errichtet, dann muß im Gegenteil das Nachbarfundament bis auf die Tiefe der Hammergründung (bei bestehenden Gebäuden durch Unterfangung) hinuntergeführt werden. Ergänzend hierzu kann gesagt werden, daß die Verbindungslinie zwischen den benachbarten Fundament-Unterkanten bei mittlerem Boden nach Abb. 1 oder 2 nicht steiler als 1 (Höhe) zu 3 (Länge) verlaufen soll.

An Hand eines ausführlichen Berechnungsganges⁴ übt Fratsch-

⁴ Der Berechnungsgang von Fratschner stützt sich offenbar auf meinen grundlegenden Aufsatz aus dem Jahre 1928 (vgl. Fußnote 1).

ner hauptsächlich Kritik an der Bestimmung der Gewerbeordnung, wonach unter dem Amboß eine Holzunterlage angeordnet werden soll. Er kommt zu dem Ergebnis, daß diese Anordnung und überhaupt die Trennung des Ambosses vom Fundament unzweckmäßig ist, da hierdurch der Schmiedewirkungsgrad leidet⁶ und die Boden drücke sowie die Erschütterungen größer werden, als bei starrer Verbindung von Amboß und Fundament. Er empfiehlt daher die kraftschlüssige Verbindung beider Teile ohne elastische Zwischenlage.

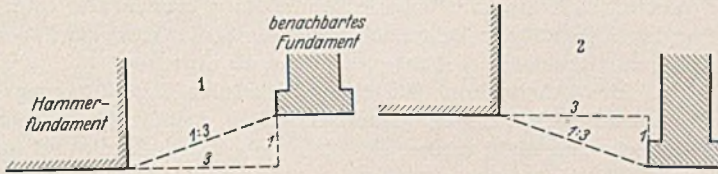


Abb. 1. Höhenlage benachbarter Fundamente. Abb. 2.

Eine solche kraftschlüssige Verbindung zwischen Amboß und Fundament mag für den Schmiedewirkungsgrad vorteilhaft sein, für den Bestand des Fundamentes ist sie aber gefährlich, weil an der Fundament-Oberfläche unzulässige hohe Betonpressungen entstehen können, die den Block u. U. zertrümmern. Die höchste zulässige Druckbeanspruchung des Eisenbetons⁶ beträgt 120 kg/cm^2 , die mit Rücksicht auf die Baustoffermüdung bei wiederholten Beanspruchungen⁷ mit höchstens 60 kg/cm^2 angenommen werden kann. Bei starrer Auflagerung des Ambosses wird dieser Wert bei den üblichen Amboß-Ausführungen weit überschritten, so daß zum Schutze des Betons eine elastische Einlage zwischen Amboß und Fundament erforderlich ist. Man verwendete früher Eichenholz-Unterlagen, ist davon jedoch abgekommen, da das Holz unter den Hammerschlägen leicht zerstört wird⁸ und der Fäulnisgefahr unterworfen ist. In neuerer Zeit wird m. W. stets Eisenfilz (Hammerfilz) verwendet, wodurch auch Bauhöhe erspart wird, da die federnde Nachgiebigkeit von Eisenfilz etwa 25mal so groß ist, als von Eichenholz quer zur Faser, so daß man mit einer dünnen Filzlage auskommt (eine Eisenfilzlage von 2 cm Dicke entspricht einem Holzstapel von etwa 50 cm Höhe)⁹.

Auf die elastische Zwischenlage wird man nur dann verzichten können, wenn der Amboß so schwer und mit einer so großen Grundfläche ausgebildet wird, daß eine übermäßige Beanspruchung des

Betons nicht eintritt. Dieser Forderung kann man wie folgt gerecht werden:

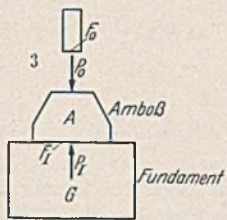
Ist die Berührungsfläche des Bären mit dem Amboß F_0 , die Stauchgrenze des Amboß-Materials k , dann kann ein Prellschlag die größte Kraft (Abb. 3):

$$(1) \quad P_0 = F_0 \cdot k$$

verursachen. Dieser Kraft wirkt die Massenkraft des Ambosses und

des Fundamentes entgegen. Auf die Unterfläche des Ambosses

Abb. 3. Kraftwirkung wenn Amboß mit Fundament starr verbunden.



Meine in dieser Arbeit entwickelte und von Fratschner kritisierte Formel für die Bodenpressung ist schon 1930 richtig gestellt (vgl. Fußnote 1) und in der richtigen Form in meinen weiteren Veröffentlichungen (vgl. Fußnote 1) enthalten. Der dynamische Beiwert ist nicht

$$1 + \frac{v_i^2}{f_0 g}$$

wie Fratschner angibt, sondern nur der zweite Teil des Ausdruckes (die Einheit stellt den Einfluß der ruhenden Last dar).

⁵ Hierauf hat schon Lindenau hingewiesen. Schalltechn. 1 (1928) S. 24.

⁶ Best. des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932, § 29, 4.

⁷ Über den Ermüdungsbeiwert vgl. 3. u. 4. Aufsatz in Fußnote 1.

⁸ Fratschner befindet sich im Irrtum, wenn er die zulässige Pressung für Eichenholz quer zur Faser mit 150 kg/cm^2 angibt. Das ist die Festigkeit des Holzes, seine zulässige statische Beanspruchung beträgt höchstens 50 kg/cm^2 , bei dynamischer Beanspruchung nur etwa 25 kg/cm^2 .

⁹ Bei seinen Vergleichsberechnungen nimmt auch Fratschner eine dünne Lage Hammerfilz an, vernachlässigt jedoch dessen elastische Nach-

(bzw. auf die Oberfläche des Betons) wirkt nur die anteilige Massenkraft des Fundamentes:

$$(2) \quad P_1 = P_0 \cdot G/(A + G),$$

wenn A bzw. G das Gewicht des Ambosses bzw. des Fundamentes bedeuten. Mit einer zulässigen Betonpressung σ (höchstens 60 kg/cm^2) des Betons und der Amboß-Auflagerfläche F_1 erhält man daraus

$$(3) \quad P_1' \leq \sigma \cdot F_1$$

und nach Einsetzen der entsprechenden Werte:

$$(4) \quad G/(A + G) \leq \sigma F_1/k F_0.$$

Im Falle einer starren Auflagerung sind demnach das A und F_1 so zu wählen, daß diese Bedingung erfüllt wird. —

Im Aufsatz von Zeller wird zur Verringerung der Erschütterungsübertragung der Grundsatz aufgestellt, daß die dynamische Bodenbelastung stets nur einen Bruchteil (höchstens 50%) der statischen Last betragen soll. Mit dieser Forderung wird man der Erschütterungswirkung nicht ganz gerecht: beträgt die dynamische Kraftwirkung 50% der ruhenden Last, so ist diese Kraft bei einem leichten Fundament geringer als bei einem schweren, und die Erschütterungswirkung wird im letzten Fall größer sein, als im ersten. Der Grundsatz gibt aber immerhin einen Anhaltspunkt für den Fall, daß besondere Vorkehrungen gegen Erschütterungsübertragung getroffen werden müssen (Wohnungen oder erschütterungsempfindliche Anlagen unweit des Hammers).

Ich stimme dem Verfasser zu, daß in solchen Fällen eine ausreichend weiche Abfederung des Hammerfundamentes durch die übliche Korkisolierung unter dem Fundament (auch bei mehreren Lagen) kaum zu erreichen und die Anordnung von Stahlfedern vorzuziehen ist¹⁰. Es muß aber hervorgehoben werden, daß die Federn ausreichend zu bemessen sind: zur statischen Last muß der dynamische Belastungsanteil mit dem dreifachen Wert (wegen der Baustoff-Ermüdung bei Wechselbeanspruchungen) hinzugezählt werden, und die Federn sind für diese statische Ersatzkraft zu bestimmen. In der Tafel der „Hütte“¹¹ ist die Tragfähigkeit der Federn unter Berücksichtigung eines 50proz. Erschütterungszuschlages angegeben, die statische Tragfähigkeit ist um 50% größer. Berechnet man also die auf eine Feder entfallende statische Ersatzkraft wie angegeben (dynamischer Anteil dreifach), dann kann die Tragfähigkeit der Feder um 50% höher angenommen werden, als in der Tafel angegeben. Die in den Beispielen von Zeller gewählten Federstärken entsprechen diesen Bedingungen.

Im Aufsatz Zeller wird von einer Eigenfrequenz des Baugrundes gesprochen, die von der Fundamentanlage unabhängig ist und die Größenordnung von etwa 20 Hertz hat, in einem Zusammenhang, als wäre diese Eigenschwingung gleichbedeutend mit der Eigenschwingung des am federnden Baugrund schwingenden Fundamentes. Das könnte zu dem Trugschluß führen, als hätten alle Fundamente, die auf den Baugrund gestellt sind, dieselbe Eigenschwingzahl, nämlich die der „Eigenfrequenz des Bodens“ entsprechende. Zur Klarstellung sei bemerkt, daß der Baugrund — mit gewissen Einschränkungen — als Feder betrachtet werden kann, und demnach die Fundamente am Baugrund je nach Gewicht und Grundfläche verschiedene Eigenschwingzahlen aufweisen können, und daß in erster Linie diese Eigenschwingzahlen zu beachten sind, wenn man die Resonanzlage vermeiden will, wie das auch durch Versuche Bestätigung fand¹². Werden Stahlfedern unter dem Fundamentblock verwendet, dann sind zwei Federungen hintereinandergeschaltet: die Stahlfedern und die Baugrundfederung. Da die ersteren sehr weich sind im Verhältnis zur letzteren, so kann in solchen Fällen die Baugrundfederung bei der Ermittlung der Eigenschwingzahlen der Gründung unberücksichtigt bleiben.

giebigkeit. Das ist aus obigen Gründen unzulässig, bei starrer Verbindung muß vielmehr der Amboß mit dem Fundament fest verankert und vergossen werden.

¹⁰ Eine Anordnung auf Schraubefedern habe ich m. W. erstmalig 1933 in Vorschlag gebracht (Beton u. Eisen 35 (1936) S. 41).

¹¹ „Hütte“ 26. Auflage, I. Band, S. 668.

¹² Hertwig - Lorenz: Das dynamische Bodenuntersuchungsverfahren (Abschnitt 5). Bauing. 16 (1935) S. 279.

Zusammenfassung.

Aus den beiden genannten Aufsätzen und den vorstehenden Ausführungen lassen sich für die Konstruktion von Hammerfundamenten folgende neue Schlüsse ziehen:

1. Die einschlägigen Vorschriften der Gewerbeordnung sind veraltet und müßten neu bearbeitet werden.
2. Die bisher übliche elastische Einlage zwischen Amboß und Fundament ist zum Schutze des Fundamentbetons in der Regel erforderlich. Holz ist ungeeignet, Hammerfilz zu empfehlen. Zur Erzielung eines möglichst hohen Schmiedewirkungsgrades soll die Filzlage so dünn sein, wie es mit Rücksicht auf die Betonpressung (höchstens 60 kg/cm²) noch zulässig ist.
3. Werden Gewicht und Auflagerfläche des Ambosses so groß gewählt, daß die nach Gl. (4) errechnete Betonpressung in der Auflagerfläche des Ambosses in zulässigen Grenzen bleibt, dann kann im Interesse des Schmiedewirkungsgrades auf eine elastische

Zwischenlage verzichtet werden, da Amboß wird vielmehr unmittelbar auf den Fundamentbeton aufgelegt (verankert und vergossen).

4. Ein wirksamer Erschütterungsschutz für die Umgebung kann durch Plattenisolierung meistens nicht erreicht werden, sondern nur durch Stahlfedern (oder andere entsprechend weiche Federung) unter dem Fundamentblock. Die Federn müssen zugänglich sein (Überwachung, Auswechslung). Sie sind so stark zu bemessen, daß sie nicht nur die ruhenden Lasten, sondern auch die dynamischen Kräfte mit Sicherheit aufnehmen können. Im Interesse der Stabilität der Anlage soll ferner die Schlankheit der Feder (Höhe zu Durchmesser) nicht größer sein als etwa 1,5.

5. Als Anhaltspunkt für einen wirksamen Erschütterungsschutz kann nach Zeller der Grundsatz gelten, daß die dynamische Bodenbelastung nicht größer sein soll, als etwa 50% der statischen.

ZUR BERECHNUNG DER NIEDRIGSTEN EIGENSCHWINGZAHL VON STABWERKEN.

Von Dr.-Ing. F. Reinitzhuber, Köln-Deutz.

1. Die genaue Berechnung der Grundschwingzahl eines Fachwerkes oder eines bieguungssteifen Stabwerkes stößt bei größerer Anzahl der Stäbe auf bedeutende rechnerische Schwierigkeiten. In diesen Fällen leistet bekanntlich das Näherungsverfahren von Rayleigh¹ sehr wertvolle Dienste. Dieses gibt das Quadrat der Eigenfrequenz ω in der Form $\omega^2 \leq \frac{\Lambda(v)}{T(v)}$, wo $\Lambda(v)$ die gesamte potentielle Energie einer Formänderung v des Systems und $T(v)$ die zugehörige Amplitude der bezogenen kinetischen Energie bedeutet. Stimmt die gewählte Formänderung des Systems mit der wirklichen Schwingform überein, dann gilt das Gleichheitszeichen. Bei willkürlicher Wahl der Formänderung — wobei aber die Rand- und allfällige Symmetriebedingungen zu erfüllen sind — ergibt sich ein größeres ω^2 , und es ist die Näherung um so besser, je benachbarter die gewählte Deformation der wirklichen Schwingform ist. Th. Pöschl² berechnete nach diesem Verfahren die Grundfrequenz von zweistieligen Rahmen, wobei die Biegelinien der einzelnen Teile des Rahmens durch Polynome einfachster Art angenähert werden, K. Federhofer³ wählt bei der Berechnung der Grundfrequenz der Fachwerkschwingung als benachbarte Schwingform eine Deformation des Fachwerkes, die durch statische Belastung hervorgebracht wird, in ähnlicher Weise geht A. Habel⁴ in einer kürzlich in dieser Zeitschrift erschienenen Arbeit bei Berechnung der Rahmenschwingungen vor.

Im folgenden soll zunächst in (2) die Rayleighsche Gleichung für ein beliebiges, aus geraden Stäben gebildetes bieguungssteifes Stabwerk analog dem Vorgange von K. Federhofer³ entwickelt und sodann in (3) deren Anwendung zur Schwingzahlberechnung an mehreren Beispielen gezeigt werden, die den zweistieligen und zweistöckigen Rahmen und eine Brücke (Langerscher Balken) betreffen; schließlich wird an dem Beispiel eines ausgeführten Brückenfachwerkes der Einfluß der bieguungssteifen Knoten auf die Größe von ω zahlenmäßig ermittelt.

2. Die Berechnung der Grundschwingzahl. Der Punkt m eines geraden Stabes h, k ($l_{h,k}$ Einheitsvektor) eines räumlichen Stabwerkes, dessen Endpunkte h, k zur Zeit t die vektoriellen Verschiebungen $w_h \sin \omega t, w_k \sin \omega t$ erleiden, erfährt eine Gesamtverschiebung

$$w_m \sin \omega t = \left(w_h \frac{x'_m}{l_{h,k}} + w_k \frac{x_m}{l_{h,k}} + y_m u_{h,k} \times l_{h,k} \right) \sin \omega t,$$

die hervorgerufen wird durch eine konstante Stabkraft $S_{h,k}$ und eine Belastung, die in einer Biegungeebene wirkt, deren Einheitsvektor $u_{h,k}$ ist, wobei $u_{h,k} \cdot l_{h,k} = 0$. Durch den Punkt m ist der

Stab h,k von der Länge $L_{h,k}$ in die Abschnitte x_m, x'_m geteilt; der dritte Summand in obiger Gleichung bedeutet die Verschiebung des Punktes m zur Zeit t senkrecht zu $l_{h,k}$, hervorgerufen durch eine Belastung in der Biegungeebene, während der Anteil der Verschiebungen w_h, w_k an der Gesamtverschiebung durch die ersten beiden Glieder ausgedrückt ist (Abb. 1).

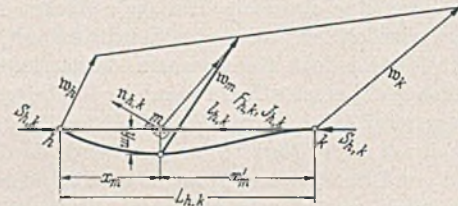


Abb. 1. Der Stab h,k mit den Verschiebungen der Punkte h, k und m .

Die kinetische Energie dieses Stabes, dessen gleichförmig verteilte Masse $m_{h,k}$ sei, ist dann zur Zeit t

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{m_{h,k}}{3} \left[w_h^2 + w_k^2 + w_h \cdot w_k + \frac{6}{L_{h,k}^2} (w_h u_{h,k} l_{h,k}) \int_0^{L_{h,k}} y_m x'_m dx_m + \frac{6}{L_{h,k}^2} (w_k u_{h,k} l_{h,k}) \int_0^{L_{h,k}} y_m x_m dx_m + \frac{3}{L_{h,k}} \int_0^{L_{h,k}} y_m^2 dx_m \right] \omega^2 \cos^2 \omega t;$$

hieraus ergibt sich die maximale kinetische Energie des schwingenden Systems mit Berücksichtigung allfälliger Einzelmassen G_m , da $\cos \omega t = 1$:

$$T = \frac{\omega^2}{2} \sum^s \frac{m_{h,k}}{3} \left[w_h^2 + w_k^2 + w_h \cdot w_k + \frac{6}{L_{h,k}^2} (w_h u_{h,k} l_{h,k}) \int_0^{L_{h,k}} y_m x'_m dx_m + \frac{6}{L_{h,k}^2} (w_k u_{h,k} l_{h,k}) \int_0^{L_{h,k}} y_m x_m dx_m + \frac{3}{L_{h,k}} \int_0^{L_{h,k}} y_m^2 dx_m \right] + \frac{\omega^2}{2} \sum^e \frac{G_m}{g} \eta_e^2$$

wobei die erste Summe über alle Stäbe s des Stabwerkes und die zweite Summe über alle mit Einzelmassen belasteten Punkte e zu erstrecken ist. Die größte potentielle Energie ergibt sich bei größter Formänderung ($\sin \omega t = 1$) und beträgt bei bloßer Berücksichtigung der Biegungmomente M_m und der Axialkräfte $S_{h,k}$

$$A = \frac{1}{2E} \sum^s \left(\int_0^{L_{h,k}} \frac{M_m^2}{J_{h,k}} dx_m + \frac{S_{h,k}^2}{F_{h,k}} l_{h,k} \right).$$

Der konstante Querschnitt des Stabes h,k habe eine Symmetrieachse, die in der Biegungeebene liege; $F_{h,k}$ sei seine Fläche und $J_{h,k}$ das Trägheitsmoment um die Biegungsachse.

¹ Handbuch der Physik, Bd. VI. Berlin 1928. S. 363 u. f.
² Pöschl, Th.: Ing.-Arch. 1 (1930) S. 469.
³ Federhofer, K.: Stahlbau 7 (1934) S. 6.
⁴ Habel, A.: Bauing. 16 (1935) S. 485.

Aus der Gleichsetzung der beiden Energiebeträge folgt für das Quadrat der kleinsten Kreisfrequenz allgemein

$$(1) \omega^2 = \frac{\frac{1}{E} \sum^s \left(\int_0^{L_{h,k}} \frac{M_m^2}{J_{h,k}} dx_m + \frac{S_{h,k}^2}{F_{h,k}} L_{h,k} \right)}{\sum^s \frac{m_{h,k}}{3} \left[w_h^2 + w_k^2 + w_h \cdot w_k + \frac{6}{L_{h,k}^2} (w_h n_{h,k} l_{h,k}) \int_0^{L_{h,k}} y_m x'_m dx_m + \frac{6}{L_{h,k}^2} (w_k n_{h,k} l_{h,k}) \int_0^{L_{h,k}} y_m x_m dx_m + \frac{3}{L_{h,k}} \int_0^{L_{h,k}} y_m^2 dx_m \right] + \sum^e \frac{G_m}{g} \eta_e^2}$$

Handelt es sich um ein ebenes Stabwerk, dann hat $n_{h,k}$ für alle Stäbe gleiche Richtung, und zwar senkrecht zu w_h bzw. w_k , so ist

$$(2) \omega^2 = \frac{\frac{1}{E} \sum^s \left(\int_0^{L_{h,k}} \frac{M_m^2}{J_{h,k}} dx_m + \frac{S_{h,k}^2}{F_{h,k}} L_{h,k} \right)}{\sum^s \frac{m_{h,k}}{3} \left[w_h^2 + w_k^2 + w_h \cdot w_k + \frac{6}{L_{h,k}^2} (l_{h,k} \times w_h) \int_0^{L_{h,k}} y_m x'_m dx_m + \frac{6}{L_{h,k}^2} (l_{h,k} \times w_k) \int_0^{L_{h,k}} y_m x_m dx_m + \frac{3}{L_{h,k}} \int_0^{L_{h,k}} y_m^2 dx_m \right] + \sum^e \frac{G_m}{g} \eta_e^2}$$

Wenn die Verformung des Systems während der Schwingung bekannt wäre, würden die Gl. (1) und (2) die genaue Eigenfrequenz liefern. In den folgenden Anwendungen wird die Auswertung der Gleichungen unter Zugrundelegung einer Formänderung des Stabwerkes vorgenommen, die der des schwingenden Systems möglichst ähnlich ist. Durch passend gewählte Belastung kann eine solche gefunden werden.

Für den häufig vorkommenden Fall der Belastung des Stabes h,k durch die Stabkraft $S_{h,k}$ und durch die Endmomente $M_{h,k}$ und

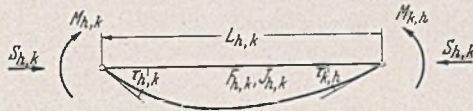


Abb. 2. Belastung des Stabes (hk) durch die Stabkraft $S_{h,k}$ und durch die Endmomente $M_{h,k}$ und $M_{k,h}$.

$M_{k,h}$ (s. Abb. 2) vereinfacht sich der Anteil dieses Stabes im Nenner der Gl. (2) zu

$$(3a) \left\{ \frac{m_{h,k}}{3} \left[w_h^2 + w_k^2 + w_h \cdot w_k + \frac{2}{15 E J_{h,k}} \left[(l_{h,k} \times w_h) (M_{h,k} + \frac{7}{8} M_{k,h}) + (l_{h,k} \times w_k) (\frac{7}{8} M_{h,k} + M_{k,h}) \right] + \frac{2}{3 \cdot 15 E^2 J_{h,k}^2} (M_{h,k}^2 + \frac{31}{16} M_{h,k} M_{k,h} + M_{k,h}^2) \right] \right\}$$

wofür bei Einführung der Stabdrehwinkel $\tau_{h,k}$ und $\tau_{k,h}$ auch geschrieben werden kann

$$\frac{m_{h,k}}{3} \left\{ w_h^2 + w_k^2 + w_h \cdot w_k + \frac{L_{h,k}}{5} \left[(l_{h,k} \times w_h) \left(\tau_{h,k} + \frac{3}{2} \tau_{k,h} \right) + (l_{h,k} \times w_k) \left(\frac{3}{2} \tau_{h,k} + \tau_{k,h} \right) \right] + \frac{1}{35} \left(\tau_{h,k}^2 + \frac{3}{2} \tau_{h,k} \tau_{k,h} + \tau_{k,h}^2 \right) \right\}$$

Der Anteil der Momente dieses Stabes im Zähler von Gl. (2) beträgt dann

$$(3b) \frac{L_{h,k}}{3 E J_{h,k}} (M_{h,k}^2 + M_{h,k} M_{k,h} + M_{k,h}^2)$$

Sind Trägheitsmoment und Stabkraft eines Stabes o, n veränderlich, so teilt man ihn durch die Punkte o, \dots, i, \dots, n in

n Teile $\left(\sum_{i=0}^{n-1} \lambda_{i,i+1} = L_{o,n} \right)$, so daß für jeden Stabteil $(i, i+1)$

$$(4) \omega^2 = \frac{\frac{1}{E J_c} \left\{ \sum_{i=0}^{s_1} \sum_{i=0}^{n-1} \lambda_{i,i+1} \left[\frac{J_c}{J_{i,i+1}} (M_i^2 + M_i M_{i+1} + M_{i+1}^2) + \frac{J_c}{F_{i,i+1}} S_{i,i+1}^2 \right] + \sum_{i=0}^{s_2} \frac{J_c}{F_{h,k}} L_{h,k} S_{h,k}^2 \right\}}{\sum_{i=0}^{s_1} \sum_{i=0}^{n-1} \frac{m_{i,i+1}}{3} (w_i^2 + w_{i+1}^2 + w_i w_{i+1}) + \sum_{i=0}^{s_2} \frac{m_{h,k}}{3} (w_h^2 + w_k^2 + w_h w_k) + \sum^e \frac{G_m}{g} \eta_e^2}$$

der Querschnitt $F_{i,i+1}$, das Trägheitsmoment $J_{i,i+1}$ und die Stabkraft $S_{i,i+1}$ als unveränderlich angesehen werden können. Dann behält die Gl. (2) für diese n Stabteile ihre Gültigkeit. Da die äußere Belastung durch Einzellasten in den Knoten o, \dots, i, \dots, n ersetzt werden kann, so ist der Stabteil $(i, i+1)$ nur durch die Endmomente M_i, M_{i+1} und durch die konstante Stabkraft $S_{i,i+1}$ belastet, wenn von den Querkräften abgesehen wird. Sind w_i und w_{i+1} die Verschiebungen der Punkte $i, i+1$, dann ist der Anteil des Stabteiles $(i, i+1)$ am Nenner der Gl. (2) durch Gl. (3 a) und am Zähler durch Gl. (3 b) gegeben (wenn darin h, k durch i und $i+1$ ersetzt wird). Bei der Kürze der Stabelemente $(i, i+1)$ wird im allgemeinen y_m so klein gegenüber w_i werden, daß die Integral-

$$\text{ausdrücke } \frac{6}{\lambda_{i,i+1}^2} \int_0^{\lambda_{i,i+1}} y_m x'_m dx_m = \frac{2 \lambda_{i,i+1}^2}{15 E J_{i,i+1}} \left(M_i + \frac{7}{8} M_{i+1} \right),$$

$$\frac{6}{\lambda_{i,i+1}^2} \int_0^{\lambda_{i,i+1}} y_m x_m dx_m = \frac{2 \lambda_{i,i+1}^2}{15 E J_{i,i+1}} \left(\frac{7}{8} M_i + M_{i+1} \right),$$

$$\frac{3}{\lambda_{i,i+1}} \int_0^{\lambda_{i,i+1}} y_m^2 dx_m = \frac{2 \lambda_{i,i+1}^4}{3 \cdot 15 E^2 J_{i,i+1}^2} \left(M_i^2 + \frac{31}{16} M_i M_{i+1} + M_{i+1}^2 \right)$$

vernachlässigt werden können (vgl. Beispiel [b] im Abschnitt 3). Mithin beträgt der Gesamtanteil des Stabes o, n am Nenner der Gl. (2)

$$\sum_{i=0}^{n-1} \frac{m_{i,i+1}}{3} (w_i^2 + w_{i+1}^2 + w_i w_{i+1}),$$

und es ist dieser Wert um so genauer, je größer n gewählt wird. Der Gesamtanteil des Stabes o, n am Zähler der Gl. (2) ergibt sich zu

$$\frac{1}{E J_c} \sum_{i=0}^{n-1} \lambda_{i,i+1} \left[\frac{1}{3} \frac{J_c}{J_{i,i+1}} (M_i^2 + M_i M_{i+1} + M_{i+1}^2) + S_{i,i+1}^2 \frac{J_c}{F_{i,i+1}} \right]$$

Die Gl. (2) läßt sich mithin ersetzen durch

(Siehe Gleichung (4) unten)

wobei s_1 die Zahl der biegungsfesten Stäbe und s_2 jene der Fachwerksstäbe ist.

Wird statt $i, i+1$ wieder h, k eingeführt und sind die auf das Stabwerk wirkenden Einzelkräfte G_m von solcher Größe, daß der Anteil des Eigengewichtes der Stäbe an der potentiellen Energie

des Systems klein ist gegenüber jenem der G_m , dann erhält man für

$$(4a) \quad \omega^2 = \frac{\sum G_m \cdot \eta_c}{\sum \frac{m_{h,k}}{3} (\omega_h^2 + \omega_k^2 + \omega_h \omega_k) + \sum \frac{G_m}{g} \eta_c^2}$$

eine Gleichung, die formal mit der von K. Federhofer³ für Fachwerke aufgestellten Gleichung übereinstimmt. Die Summe im Nenner der Gl. (4 a) ist über $\sigma = \sum_1^s n + s_2$ zu erstrecken.

3. Anwendung en. a) Der zwei-stielige und zwei-stöckige Rahmen (Abb. 3). Für die Berechnung der Eigenfrequenz der symmetrischen Schwingung wurde als benachbartes System jenes gewählt, das sich bei Belastung des Rahmens durch Eigengewicht samt Nutzlast ergibt (Abb. 3 a). Hierbei wird $\omega = 64,7$ 1/s; der

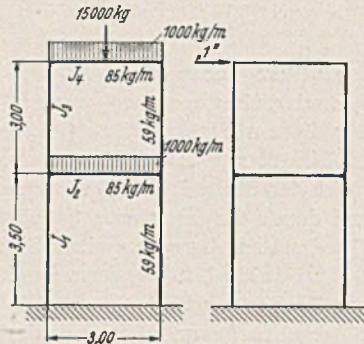


Abb. 3. System- und Belastungsskizze des Rahmens.
 $F_1 = F_3 = 75 \text{ cm}^2, \quad J_1 = J_3 = 5380 \text{ cm}^4,$
 $F_2 = F_4 = 108 \text{ cm}^2, \quad J_2 = J_4 = 12560 \text{ cm}^4.$

genaue Wert wurde für dieses, einer Arbeit von F. W. Waltking⁵ entnommene Beispiel dort aus der Frequenzgleichung mit 64,3 1/s berechnet. Der Fehler beträgt nur + 0,62%. Um die Eigenfrequenz der unsymmetrischen Schwingung zu berechnen, wurde als Belastung eine horizontale Einzellast „1“ am oberen Riegel angebracht (Abb. 3 b). Als Kreisfrequenz ω findet man dann aus Gl. (2) $\omega = 11,7$ 1/s statt des genauen Wertes 11,66 1/s⁵ (Fehler + 0,34%).

Die Berücksichtigung der Stabkräfte ergibt bei den symmetrischen Schwingungen $\omega = 60,4$ 1/s, bei den unsymmetrischen Schwingungen $\omega = 11,8$ 1/s (also gegenüber den bei Vernachlässigung der Stabkräfte gerechneten Werten eine Abweichung von 6,1 bzw. 1,2%). Eine genaue Untersuchung mit Berücksichtigung der Stabkräfte ist in der Arbeit Waltkings nicht enthalten.

b) Eigenfrequenz des Langerschen Balkens der Abb. 4. Als benachbartes System wurde jenes gewählt, das sich durch eine gleichmäßig verteilte Belastung $q = 5,91$ t/m ergibt, die die gleichen Größtmomente erzeugt wie der Berechnungslastenzug samt der ständigen Last. Man findet nach (2)

$$\omega^2 = \frac{36 E J_c g (A_v + A_B + A_S)}{\lambda^2 (T_v + T_B + T_S + T_E)}$$

$$= \frac{36 \cdot 21,0 \cdot 10^8 \cdot 0,01222 \cdot 9,81 \cdot 2639 \cdot 10^6}{3,7^4 \cdot 7406 \cdot 10^9} = 181,15 \text{ 1/s}^2$$

und daher

$$\omega = 13,46 \text{ 1/s,}$$

wobei

$$A_v = \sum_{h=0}^{h=11} \sum_{k=1}^{k=12} \left[\frac{\lambda}{3} \frac{J_c}{J_{h,k}} (M_{h,k}^2 + M_{h,k} M_{k,h} + M_{k,h}^2) + S_{h,k}^2 \frac{J_c}{F_{h,k}} \lambda \right]$$

$$= (0,284 + 0,941) \cdot 10^6 \text{ t}^2 \text{ m}^3$$

(Anteil des Versteifungsträgers)

⁵ Waltking, F. W.: Ing.-Arch. II (1932) S. 247.

$$A_B = \sum_{h=0'}^{h=11'} \sum_{k=1'}^{k=12'} S_{h,k}^2 \frac{J_c}{F_{h,k}} L_{h,k} = 1,398 \cdot 10^6 \text{ t}^2 \text{ m}^3$$

(Anteil des Stabbogens)

$$A_S = \sum_{h=1}^{h=11} \sum_{k=1}^{k=11} S_{h,k}^2 \frac{J_c}{F_{h,k}} L_{h,k} = 0,016 \cdot 10^6 \text{ t}^2 \text{ m}^3$$

(Anteil der Vertikalstäbe)

und

$$T_v = \left(\frac{6 E J_c}{\lambda^2} \right)^2 \sum_{h=0}^{h=11} \sum_{k=1}^{k=12} \frac{g_{h,k}}{3} [\omega_h^2 + \omega_k^2 + \omega_h \omega_k]$$

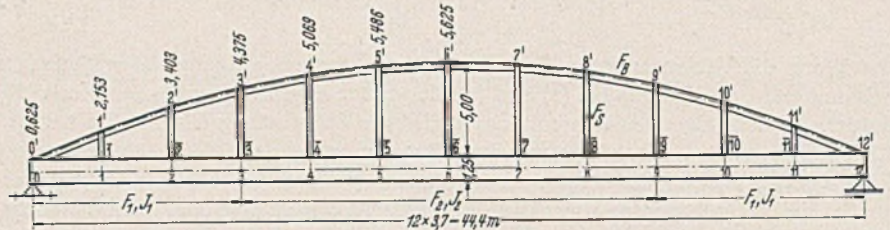


Abb. 4. Systemskizze des Langerschen Balkens.

$$\frac{J_c}{J_2} = 1 \cdot 373, \quad \frac{J_c}{F_1} = 0 \cdot 3196 \text{ m}^2, \quad \frac{J_c}{F_2} = 0 \cdot 4015 \text{ m}^2,$$

$$\frac{J_c}{F_B} = 0 \cdot 485 \text{ m}^2, \quad \frac{J_c}{F_S} = 1 \cdot 235 \text{ m}^2.$$

$$q = 5 \cdot 91 \text{ t/m, } E = 2100 \text{ t/cm}^2, \lambda = 3 \cdot 7 \text{ m.}$$

$$J_1 = J_c = 1222252 \text{ cm}^4.$$

$$+ \frac{2\lambda^2}{15 E J_{h,k}} [(l_{h,k} \times \omega_h) (M_{h,k} + \frac{7}{8} M_{k,h}) + (l_{h,k} \times \omega_k) (\frac{7}{8} M_{h,k} + M_{k,h})]$$

$$+ \frac{2\lambda^4}{315 E^2 J_{h,k}^2} (M_{h,k}^2 + \frac{31}{16} M_{h,k} M_{k,h} + M_{k,h}^2)$$

$$= (292,5 + 3,3 + 0,0) 10^6 = 296 \cdot 10^6 \text{ t}^3 \text{ m}^2$$

(Anteil des Versteifungsträgers)

$$T_B = \left(\frac{6 E J_c}{\lambda^2} \right)^2 \sum_{h=0'}^{h=11'} \sum_{k=12'}^{k=12'} \frac{g_{h,k}}{3} (\omega_h^2 + \omega_k^2 + \omega_h \omega_k) = 232 \cdot 10^6 \cdot \text{t}^3 \text{ m}^2$$

(Anteil des Stabbogens)

$$T_S = \left(\frac{6 E J_c}{\lambda^2} \right)^2 \sum_{h=1}^{h=11} \sum_{k=1}^{k=11} \frac{g_{h,k}}{3} (\omega_h^2 + \omega_k^2 + \omega_h \omega_k) = 110 \cdot 10^6 \text{ t}^3 \text{ m}^2$$

(Anteil der Vertikalstäbe)

$$T_c = \left(\frac{6 E J_c}{\lambda^2} \right)^2 \sum_1^{11} G y_c^2 = 6408 \cdot 10^6 \cdot \text{t}^3 \text{ m}^2.$$

(Anteil der Einzelmassen)

Wie man aus T_v ersieht, ist der Anteil der letzten beiden Summen an der Gesamtsumme von T_v und daher auch an der des Nenners so klein, daß er unbedenklich vernachlässigt werden kann, worauf bereits im Abschnitt 2 hingewiesen wurde. Im vorliegenden Falle ergibt sich bei Anwendung von (4) $\omega = 13,46$ 1/s (Fehler 0,0%) und von (4 a) $\omega = 13,43$ 1/s (Fehler 0,22%).

Berechnet man die Eigenfrequenz des Langerschen Balkens nach der einfachen Gleichung für die Frequenz eines Vollwandträgers mit konstantem Trägheitsmomente, der in Brückenmitte die gleiche Durchbiegung besitzt wie der Langersche Balken bei einer gleichförmig verteilten Vollast $q = 5,91$ t/m, so ergibt sich die Eigenfrequenz in voller Übereinstimmung mit dem genauen Wert zu $\omega = 13,46$ 1/s.

c) Eigenfrequenz eines Fachwerkes bei Berücksichtigung der biegesteifen Knoten. Als Beispiel wurde hier der Hauptträger einer Flutöffnung (Spannweite 41,0 m) der Eisenbahnbrücke über den Rhein unterhalb Duisburg-Ruhrort gewählt⁶. Der von Bleich durchgeführten Berechnung der Nebenspannungen sind Knotenlasten von 23 t zugrunde gelegt, was einer gleichmäßig verteilten Belastung entspricht, die bei-

⁶ Bleich, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. Berlin 1924, S. 474.

läufig die gleichen Größtmomente erzeugt wie der Berechnungslastenzug samt der ständigen Last. Die benachbarte Schwingform wurde aus der statischen Deformation des Fachwerkes unter derselben Belastung gewonnen, wobei sich für die Kreisfrequenz mit Berücksichtigung der Wirkung der biegesteifen Knoten $\omega = 18,31$ und bei deren Vernachlässigung $\omega = 18,20$ 1/s ergab (Fehler 0,60%). Demnach kann bei der Schwingzahlberechnung eines Fachwerkes die Wirkung der biegesteifen Ausbildung der Knoten unberücksichtigt bleiben.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zementfragen.

Auf der Hauptversammlung des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten am 31. 3. und 1. 4. 1936 in Berlin wurden eine Reihe von Zementfragen erörtert, die auch den Bauingenieur sehr angehen. Mit seinem Vortrage „Nachteile unserer heutigen Zementnormen“ stieß Dr. W. Dyckerhoff eine bisher nur spaltweise geöffnete Tür auf. Die amerikanische Entwicklung auf dem Zementgebiete ist durch die Abkehr vom Standardzement gekennzeichnet, der noch vor einem Jahrzehnt als das „magische Pulver“ galt. In manchen amerikanischen Staaten seien heute bis zu zwölf verschiedene Zemente, hauptsächlich Mischzemente, auf dem Markt, gewissermaßen für jedes Baugebiet ein besonderer Zement, ein Zustand, den jeder, der die Verantwortung für gleichmäßige Zementgüte der laufenden Erzeugung abzuschätzen weiß, ablehnen wird. Einer ähnlichen Entwicklung andernorts könnten die alten Zementnormen viel Vorschub leisten. Diese alten Zementnormen ermitteln bekanntlich die Zementfestigkeiten am erdfeuchten Normenmörtel 1 : 3 aus einem fast gleichkörnigem Sand bei einem Wasserzementfaktor ($w/z = 0,32$), wie ihn die heutige Praxis kaum kennt. In der vergangenen Zeit der nur erdfeuchten Betonverarbeitung mag dieser Normenmörtel seiner Berechtigung nicht entbehrt haben. Für die heutigen Zementfragen und baupraktischen Entscheidungen ist er unbrauchbar. Der alte Normenmörtel gibt bei der heute vorherrschenden Weichbetonverarbeitung weder ein zutreffendes Bild für die erzielbaren Betonfestigkeiten, noch einen richtigen Anhaltspunkt für die Wirkung der vielfach angepriesenen Beimengungen. Ganz wertlose Beimengungen pulverförmiger Art zum Normenmörtel bringen lediglich durch die Füllwirkung im gleichkörnigen Normensand Festigkeitsverbesserungen des Mörtels, welche beim gemischtkörnigen weichen Mörtel und beim Beton nicht auftreten. Die Forderung des Tages sei daher: Abkehr von der alten Normenprüfung und Aufnahme der Zementprüfung und Zementbeurteilung am plastischen Mörtel. Das Prüfverfahren am plastischen Mörtel in dem letzten von Haegermann entwickelten Stadium — Biegeprüfung an Prismen $4 \cdot 4 \cdot 16$ cm aus plastischem Mörtel 1 : 3 unter Verwendung von normiertem gemischtkörnigem Sand und einem Wasserzementfaktor von 0,6, Druckprüfung an den Prismenhälften — berücksichtigt die Belange der heutigen Baupraxis und zeigt, wie durch Beispiele belegt wurde, den Wert oder Unwert von Beimengungen an.

(Es ist immerhin ein Ereignis, wenn eine Norm, die anzutasten noch vor wenigen Jahren als ketzerisch galt, nun plötzlich einmütig umgestoßen wird. Die alten „Ketzer“ aber, die schon vor 10 Jahren den einkörnigen Normensand und den niedrigen Wasserzementfaktor verwarfen, müssen es bedauern, daß erst die „Gefahr der Mischzemente“ den Stein ins Rollen bringen konnte.)

Prof. Graf berichtete über „Die Auswahl der Zemente zum Straßenbau und über einige dabei aufgetretene Fragen“. Die Zementauswahl für die Reichsautobahnen stütze sich auf die plastische Mörtelprüfung, ergänzt durch eine Schnellprüfung auf Schwinden. Überprüft wurden etwa 170 Zemente, wobei sich die Festigkeiten des alten Normenmörtels zu denen des plastischen Mörtels wie 1 : 0,6 bis 1 : 0,9 verhielten, ein Beweis dafür, daß das neue Prüfverfahren einen neuen Wertmaßstab liefere. Zur Kennzeichnung dieses neuen Wertmaßstabes mögen einige der vom Vortragenden mitgeteilten interessanten Zahlen hier folgen. Die 28-Tage-Festigkeiten des plastischen Mörtels lagen zwischen 225 und 550 kg/cm² Druckfestigkeit und zwischen 50 und 100 kg/cm² Biegezugfestigkeit. Empfohlen wurden für den Bau der Reichsautobahnen Zemente mit nicht weniger als 300 kg/cm² Druckfestigkeit bei gemischter Lagerung bzw. 250 kg/cm² bei Wasserlagerung und nicht weniger als 60 kg/cm² Biegezugfestigkeit, jeweils im Alter von 28 Tagen. Bei der Bedeutung gerade der Zugfestigkeit im Straßenbau ist für die Unbrauchbarkeit des alten Prüfverfahrens für die Zementauswahl kennzeichnend, daß Zemente mit der Zugfestigkeit von 40 kg/cm² nach dem alten Verfahren Biegezugfestigkeiten von 53—100 kg/cm² bei Prüfung am weichen Mörtel aufgewiesen haben.

Die Grenzen der Schwindmaße nach 28 Tagen (Schnellprüfung an Prismen $4 \cdot 4 \cdot 16$ cm, über Schwefelsäure getrocknet) waren 0,3 und 0,75 mm/m. Zugelassen wurden für die Fahrbahnen nur Zemente von höchstens 0,5 mm/m Schwindmaß nach 28 Tagen bzw. 0,7 mm/m Schwindmaß nach 56 Tagen. Feste Beziehungen zwischen Schwinden und Festigkeit wurden nicht gefunden; dagegen war das Schwinden im

allgemeinen um so größer, je höher der Gewichtsverlust beim Austrocknen war, und je feiner die Zemente gemahlen waren. Das benutzte Auswahlverfahren habe sich, soweit jetzt schon ein Urteil möglich sei, bewährt. Vom Zement herrührende Mängel seien bisher an den Fahrbahndecken nicht festzustellen gewesen. Einige Beobachtungen von Schrumpfrissen bedürften noch weiterer Untersuchungen. Natürlich sei über die Dauerbewehrung der Decken nichts bekannt. Nicht verfolgt worden seien das Verhalten der Zemente beim Anmachen und Erstarren, ihr Formänderungsvermögen und das Festigkeitswachstum mit fortschreitendem Alter. Besonders unterstrichen wurde der wichtige Einfluß des Schwindens beim Übergang von der Feuchtlagerung des Betons zur Trockenlagerung. Innerhalb von 2 Tagen nach der Trockenlegung machen sich bekanntlich die Schwindzugspannungen der äußeren Fasern i. d. R. in einer vorübergehenden Verminderung der Biegezugfestigkeit bemerkbar, wobei sich die verschiedenen Zemente recht verschieden verhalten. Im Straßenbau seien solche Zemente zu bevorzugen, welche diese vorübergehende Zugfestigkeitseinbuße nicht oder nur gering zeigen. So sei die Beobachtung des Verhaltens der Zemente bei Wechsellagerung wichtiger als die Verfolgung des Schwindens über lange Zeiträume, zumal sich im allgemeinen der Beton im höheren Alter bei Wechsellagerung ganz ähnlich wie in der Jugend verhalte.

Prof. Grün wies in der anschließenden Wechselrede auf die Wichtigkeit der Oberflächenbeschaffenheit der Zuschlagstoffe für die Zugfestigkeit hin, und Dr. Gönell teilte mit, daß im Staatlichen Materialprüfungsamt Dahlem das Verhalten der Zemente beim Anmachen und die Arten der Wasserbindung von Dr. Büll untersucht würden.

Die beiden nächsten Vorträge von Dr. Haegermann und Dr. Schwiete behandelten, einander ergänzend, die beiden Wege zur Verbesserung der Straßenbauzemente, den Weg über die Änderung der Klinkerkonstitution und den Weg der Verwendung von Zusätzen.

Dr. Haegermann ging zunächst auf die Bedeutung der Zusätze ein und unterschied drei Gruppen, die Steinmehle, die bituminösen Zusatzstoffe und die Chemikalien. Die Steinmehle einschließlich Ziegelmehl und Traß bezeichnete er samt und sonders als inert, also als unbeteiligt an der Verfestigungsreaktion, zum mindesten bei Luftbauten, denn zur Reaktion auch von Hydrauliten gehöre Wasser! Sämtliche Steinmehle, ganz gleich, welcher Art, hätten nur die Bedeutung von Füllstoffen, die nützlich wirkten bei feinsandarmen Zuschlägen, aber schädlich bei feinsandreichen Zuschlagstoffen. Auch die bituminösen Zusätze rechnete er zu den Füllstoffen, die — mit Ausnahme des Fehltritts der teerimpregnierten Holzmehle — beim erdfeuchten Normenmörtel u. U. gut wirken, nicht aber bei den weichen, gemischtkörnigen Mörteln und Betonen. Nach dem Vernebelungsverfahren eingeführte Bitumenemulsionen dämpften das Schwinden. Chemikalien als Zusätze müßten wasserfest sein. Nach Ansicht des Vortragenden ist auf dem Wege über Zusätze keine Verbesserung der Straßenbauzemente zu erhoffen. Viel wichtiger sei neben scharfem Brennen die Verfolgung einer richtigen Zusammensetzung des Zements. Der Bisilikatzement — einst die erhoffte Patentlösung — wird als Straßenbauzement abgelehnt. Er habe wie überhaupt die kieselensäurereichen Zemente vielleicht Bedeutung für den Wasserbau. Der richtige Straßenbauzement, der bei tunlichst geringem Schwinden möglichst gute Festigkeit, namentlich Zugfestigkeit haben müsse, sei derjenige Zement, der reich an Trikalziumsilikat sei, eine Feststellung, die an Hand eigener Versuche belegt wurde. Für die entsprechende Einstellung der Rohmehlmischungen wurden den Formeln von Bogue und Lea für die Klinkermineralien längere Ausführungen gewidmet. Schließlich wurden Grenzen für den zweckmäßigen Tonerde-Eisenoxyd-Modul angegeben, die der Vortragende aus brenntechnischen Gründen mit 1,40 bis 1,77 ansetzte, also etwas höher, als sie beim Ferrari-Zement gewählt wurden.

Prof. Kühn bemerkte in der Diskussion, daß er sich freuen müsse, in seinem Bauxitlandzement einen Vorläufer des neuen Zements sehen zu dürfen. Dr. W. Dyckerhoff erklärte, daß der Praktiker der Zementherzeugung hinter alle Formeln für die Berechnung der Klinkermineralien ein großes Fragezeichen setzen müsse.

Dr. Schwiete lieferte in seinem Vortrage über „Versuche zur Entwicklung von Straßenbauzementen“ als weitere Beweisstücke für die Ausführungen Haegermanns schöne Versuchsergebnisse aus dem Kaiser-Wilhelm-Institut, wie bei Steigerung des Gehalts an Trikalziumsilikat die Druck- und Biegezugfestigkeit steigt und das Schwinden abnimmt.

Ferner zeigte er, wie Zusatzstoffe zwar oft eine Verbesserung des undichten Normenmörtels (Füllwirkung) bringen, aber bei weichen, gemischtkörnigen Mörteln wenigstens mit Bezug auf Festigkeit und Schwinden das Gegenteil von dem herbeiführen, was die oft Wunder verheißenden Anpreisungen versprechen. Einige Versuchsreihen über die Wirkung der Mahlfineinheit von Zementen beleuchtete die bekannte Erfahrung, daß es im Sinne des Schwindens und der Verringerung der Risse-Neigung zweckmäßig ist, die Zemente wieder etwas gröber zu mahlen, als es durch die Entwicklung der Feinzemente im letzten Jahrzehnt Sitte geworden war.

Der zweite Tag der Hauptversammlung brachte zunächst den Tätigkeitsbericht des Vereinslaboratoriums. Aus den Arbeiten dieses Laboratoriums griff Dr. Haegermann die Untersuchungen über den Schwindvorgang heraus. Das Schwinden sei eine Folge der Wirkung von Kapillarkräften in Verbindung mit den starken Unterdrücken, welche bei jeder Wasserverdunstung aus feinen Kanälen entstünden. Daher trete auch das Schwinden bei jedem Stoff mit feinen Haarröhren auf. Bei Mörtel und Beton seien Zement, Zuschlagsstoffe und Wasser als ein Ganzes zu betrachten. Der Abbau der Wasserhüllen gehe je nach Zement- und Zuschlagsart schneller oder langsamer vor sich. Dem schnelleren Abbau parallel gingen schnellere Schwindung, höhere Festigkeiten, aber anfänglich auch schlechtere Verarbeitbarkeit. Während das Schwinden relativ langsam verlaufe, erfolge das Quellen bei Flüssigkeitsaufnahme schnell. Quellen lasse sich auch mit anderen Flüssigkeiten wie z. B. Spiritus, Benzol erzeugen, verlaufe dort aber langsamer, namentlich beim Benzol. Verhindern könne man das Schwinden durch Schließung der Kapillarporen nach außen oder durch Feuchthaltung. Für die Entstehung der Kapillaren sei die innere Oberfläche der Körner und die Menge des Anmachewassers maßgebend, die daher beide optimal zu gestalten seien. Als Beispiel für die Wirkung der Porenverstopfung wurde eine Versuchsreihe beschrieben, bei der eine Behandlung im gespannten Dampf von 8 Atm. die Mörtelschwindmaße auf ein Viertel herabgedrückt hat. — Weitere Betrachtungen des Vortragenden galten gewissen Ribbildungen im Straßenbeton. Die nicht mit Schwindrissen zu verwechselnden bis zu 10 cm tiefen Schrumpfrissen, welche im bereits noch weichen Straßenbeton beobachtet wurden, hätten bisher nicht aus Zementeigenschaften erklärt werden können. Möglich sei, daß der Beton bei Einsetzen der Stampfarbeit bereits versteift gewesen sei, wobei vielleicht auch schnelleres Anziehen durch höhere Temperaturen mitgewirkt habe. Niemals seien die Schrumpfrisse bei Verwendung von Vibrationsverdichtern aufgetreten. Sodann wurde ein Ribbildungsfall aus zurückfedernder Seitenschalung besprochen, und schließlich die Entnahme von Bohrkernen aus der fertigen Straßenplatte mit Hilfe von Diamant- und Schrottblöhrern behandelt.

Prof. Kühnl bemerkte in der Diskussion, daß beim Quellen hauptsächlich die Hydroxylgruppe wirke, die im Benzol fehle, woraus das langsamere Schwellen zu verstehen sei. Weniger schwinden werden die Zemente mit vermindertem Wasseranspruch, zu erzielen durch Verringerung des Gehalts an Trikalzium-Aluminat. In der Behandlung mit gespanntem Dampf, welche die Schwindmaße herabgedrückt hatte, sehe er nicht eine Porenverstopfung, wie Haegermann es darstellte, sondern eine das Schwindmaß selbstverständlich verkleinernde künstliche Härtung und Alterung des Mörtels.

Der Fachreferent des Generalinspektors, Dipl.-Ing. Dittrich, erklärte die Schrumpfrisse daraus, daß die Stampfer des Verdichtungsgeräts beim Vorschub des Fertigers auf dem frischen Beton aufgestanden haben und so den Beton vor sich herschoben.

Der zweite Redner des Tages, Prof. Krüger, gab einen Bericht über Arbeiten aus dem Staatlichen Materialprüfungsamt. Versuche an heißen Zementen sollten einen Beitrag zur Klärung der Frage liefern, ob warmer Zement bei seiner Verwendung zu Beton ähnliche Mörtel- und Betoneigenschaften bringe wie Zement von gewöhnlicher Zimmertemperatur. Die Untersuchungen umfaßten: Temperaturmessungen am Klinker, am frisch gemahlten Zement und am Zement an verschiedenen Stellen des Silos, Feststellung der Normeneigenschaften am heißen und am gewöhnlichen Zement, schließlich Ermittlung der Betoneigenschaften. Die bisher nur an einer Zementmarke vorgenommenen und daher noch fortzusetzenden Versuche ergaben: Bindezeitverkürzungen brachten nur der 73°, 40° und 30° warme, mit Wasser von 30° angemachte Zement. Die Bindezeitverkürzung betrug rund eine Stunde. Eine derartige Verkürzung könne bei Zementen, die schon bei gewöhnlicher Temperatur etwas schneller binden, zur Unterschreitung der Soll-Grenze für den Erstarrungsbeginn führen. Die Raumbeständigkeitsprüfungen (auch Kochproben) wurden in allen Fällen bestanden. Bei den Normzugfestigkeiten konnte ein klarer Einfluß des warmen Zements nicht festgestellt werden, wohl aber bei der Druckfestigkeit und zwar sowohl beim erdfuchten wie beim plastischen Mörtel. Die Mörteldruckfestigkeiten beim heißen Zement waren etwas niedriger als jene beim Zement von Zimmertemperatur, eine Beobachtung, die aber beim Beton von 300 kg Zement je Kubikmeter fertig verdichteter Maße nicht mehr gemacht wurde.

Versuche über das Mischen von Zement und Zusatzstoffen bei der Betonbereitung auf der Baustelle ergaben, daß eine Vormischung von Zement und Traß keine Erhöhung der Betondruckfestigkeit bringt. Auch fabrikfertige Traßzemente lassen — unter der Voraussetzung gleicher Mahlfineheitsgrade wie bei gewöhnlichen Zementen — keine Vorteile für die Betonfestigkeiten erkennen. Lediglich bei der Wasserundurchlässigkeit

ergaben sich leichte Besserungen, aber auch da nur bei höheren Wasserdrücken.

Die Fortführung der Versuche über das Verhalten von Beton gegenüber der Einwirkung von Naturwässern bestätigte die von Burchartz im Heft 64 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton gemachten Feststellungen, daß die Unterschiede im Verhalten von Beton aus Portlandzement und aus Hochofenzement gering sind und daß magere Mischungen stärker angegriffen werden als fette Mischungen.

Im Anschluß an den Vortrag von Prof. Krüger gab Prof. Agatz seinen Befürchtungen darüber Ausdruck, daß die Zementindustrie angesichts der Zerstörungen an Betonmauern und der bekannten Erfahrungen mit Zusätzen jeglichen Zusatz zum Zement ablehne. Die Stimmen „Zurück zum Mauerwerk“ müßten in 10 Jahren zu einer Vertrauenskrise für den Beton führen, wenn nicht die Frage der Angriffe auf Beton und ihre Verhütung mit allem Nachdruck unvoreingenommen bearbeitet und gelöst würde. Not taten nicht kurzfristige Untersuchungen, sondern solche über die Dauerhaftigkeit der Zemente.

Dr. Kniesel erwiderte, daß früher die Betondichtigkeit zu wünschen übrig gelassen und daher zu frühzeitigen Angriffen geführt hätte; inzwischen seien aber auf dem Gebiete der Betondichtigkeit wesentliche Fortschritte erzielt worden. — Reichsbahndirektor Dr. Kommerell warnte vor der Verallgemeinerung der Auffassung, als ob heiße Zemente nun etwa ganz unbedenklich seien. Nach den Erfahrungen der Reichsbahn beständen sie häufig zunächst die Kochprobe nicht und seien erst nach kurzer Ablagerung brauchbar. — Prof. Grün unterstrich die Ausführungen von Agatz und meinte, der „ausgezeichnete Portlandzement“ müsse eben noch ausgezeichneter gemacht werden durch Zusätze von Traß oder Hochofenschlacke.

Der nächste Vortrag von Prof. Dr. Eitel behandelte, beziehend auf österreichische Patentberichte, das Problem „magnesiareiche Zemente“. Während beim Portlandzement als oberste Grenze für raumbeständige Zemente 5% MgO gelte, gehe der österreichische Balthasar-Zement weit über diese Grenzen hinaus, ohne angeblich die Raumbeständigkeit einzubüßen. Prof. Eitel erörterte die Bedingungen, unter denen eine solche Überschreitung möglich und die Magnesia zunächst unschädlich gemacht werde. Die Berechnung der Klinkerminealien ergebe, daß es sich beim Balthasar-Zement nur um einen Zement handeln könne, der wenig oder kein Trikalziumsilikat enthalte. Hier nach könne er nur geringe Festigkeiten aufweisen. Wenn auch eine anfängliche Raumbeständigkeit vorläge, könne nicht erwartet werden, daß die Raumbeständigkeit im höheren Alter gewahrt bleibe. Im ganzen bedeute ein Zement, bei dem die Grenzbedingungen hinsichtlich des Gehalts an Trikalziumsilikat übersehen seien, kaum einen Fortschritt in der Entwicklung der Zemente.

Die beiden bedeutsamen Schlußvorträge von Prof. Dr. Nacke n über „Das Verhalten von Kalksilikaten und Kalkaluminaten gegenüber wässrigen Lösungen“ und von Prof. Dr. Kühn l über „Gelöste und ungelöste Aufgaben der Zementforschung“ betrafen reine Fragen der Zementchemie und der Zementherzeugung, welche den Fragenkreis des Bauingenieurs und Zementverbrauchers zunächst nicht schneiden.

A. Hummel, Berlin.

Untersuchungen über die Zerstörung einer Hafensmole.

Eine Sturmflut zerstörte am 3. Februar 1934 die erst 1923 gebaute Mustapha-Mole im Hafen von Algier. Über das Bauwerk und die vermutlichen Ursachen der Zerstörung hat bereits W. Lydtin berichtet¹. Heute sollen einige wissenschaftliche Angaben über die Untersuchungen nachgeholt werden, welche die Hafenverwaltung vor und nach dem Sturm angestellt hat; es sollen die Folgerungen dargestellt werden, die man aus diesen Erfahrungen für künftigen Molenbau gezogen hat. Früher Berichtetes sei des Zusammenhangs wegen kurz wiederholt:

Der Mauerkörper der auf 400 m Länge zerstörten Mole bestand aus 3,10 bis 4,10 m hohen und 4 m breiten Betonblöcken, die an den Seiten in horizontalen Verband verzahnt waren. In senkrechter Richtung waren die Blockschichten durch Eisenbetonfüllungen verbunden, zuvor ausgespart für das Versetzen der Blöcke. Alle 12 m wurden Fugen angeordnet. Die Mauerkrone lag seewärts auf + 6,50 m, hafenseitig auf + 3 m. Auf Höhe — 15,00 m unter dem Meeresspiegel saß die Mauer bei 13 m Sohlenbreite auf einer 4 m starken Steinschüttung auf. Die Böschungen 1 : 2 auf der Seeseite und 1 : 1,2 auf der Hafenseite waren mit einer 2 m starken Felspackung geschützt. Der Untergrund bestand auf 9 und mehr m Tiefe aus feinem schwarzem Sand, teilweise mit Schlick durchsetzt, darunter lag ein 3 m starkes kiesiges Konglomerat, darunter grauer Mergel.

Die Gründungstiefe von — 15,00 m wurde mit Absicht so groß gewählt, um die Bildung ungebrochener Wellen (Clapotis) zu gewährleisten, die bekanntlich nur an senkrechten Mauern bei großer Wassertiefe entstehen. Während man bei schrägen Mauern das Brechen der Wellen durch entsprechende Länge und Anpassung der Böschungsneigungen unschädlich zu machen versucht, ist es notwendig, bei senkrechten Mauern wie der Mustaphamole jede Wellenbrechung möglichst zu vermeiden. Gefährlich für den Bestand solcher Molen sind lange, schwingende Wellen, die über den Mauerkörper weggehen und auf ihrem Wege Wasserwalze, Aufdruck, Überdruck und Sog erzeugen. Eine Zerstörung wird

¹ Bauing. 16 (1935) S. 330/31.

oft von der Brandung vorbereitet: Bei ungenügender Wassertiefe geht die Trochoidalbewegung in Longitudinalbewegung über; es entsteht ein Wasserschlag, die Welle fließt zurück, das Wellental nimmt Steine mit, es entstehen seewärts schließlich gefährliche Kolke.

Dem Sturm vom 4. Februar 1934 waren andere vorausgegangen, die zu kleineren Schäden an der Mole geführt hatten. Durch Zement einspritzungen und bessere Dichtung der Fugen gedachte man, weiterer Zerstörung der Mauer zu begegnen, konnte jedoch das begonnene Werk vor dem entscheidenden Tag nicht beenden.

Eine fast völlige, örtliche Windstille gestattete, den Zerstörungsvorgang zu beobachten. Das Bauwerk senkte sich an einzelnen Punkten bis zu 0,50 m und mehr. 25 Minuten später überspülte eine ungeheure Welle die Mauer auf ihre ganze Länge (etwa 500 m). Sie schien zunächst dem Anprall der Woge standzuhalten, stürzte dann aber wie ein Kartenhaus ein, als ob sie von der rückfließenden Welle gegen das Meer hin abgesaugt würde.

Man beobachtete während dieser Minuten zwischen Nordmole und Mustaphamole, die etwa 1200 m voneinander liegen, fünf bis sechs Wellenkämme. Die Wellenlänge muß also mindestens 200 m betragen haben. Vergleicht man hiermit die Höhenmessungen, die bei früheren Stürmen angestellt worden waren, dann erkennt man erst, wie gewaltig die zerstörende Welle war:

	Wellenlänge m	Wellenhöhe m	Periode s
1. Juli 1933	55	2,25	
14. November 1933	140	1,30	
31. Dezember 1933	140	6,50	11
25. Januar 1934	55	2,05	5,7
2. Februar 1934	125	3,65	9,5
3. Februar 1934	200	9,00	13,75

Der Sturm vom 31. Dezember 1933, dem die Mauer standgehalten hatte, zeigte bereits außergewöhnliche Ausmaße; die am 2. Februar 1934 aufgezeichneten Wellen bereiteten schon auf gefährliche Beanspruchungen vor; die Schlagwelle vom Zerstörungstage jedoch war weitaus die größte, die bis dahin im Mittelmeer beobachtet worden war.

Nachdem der Sturm sich beruhigt hatte, wurden zahlreiche Untersuchungen mit teilweise sehr modernen Mitteln durchgeführt. Zunächst ergab sich, daß ein großes Stück des Mauerkörpers in einem einzigen Block gegen das Meer umgefallen war. An den Rändern der Lücke, die erst gegen Ende des Sturmes eingestürzt waren, stellte man dagegen einige hafenseitig geneigte Teile fest, verursacht durch das Anprallen der Wellen gegen die Trümmer des Bauwerks. Tauchungen ergaben eine geradezu unwahrscheinliche Verwüstung der Felspackungen des Untergrundes, zudem verschiedene Kolke, die mehrere Meter unter der Gründungssohle lagen.

Der Gesamtbefund ließ erkennen, daß die Mole nicht allein durch den Sturm zugrunde gegangen war. Schon 1930 war bemerkt worden, daß sich an einzelnen Stellen die Mauer leicht seewärts neigte. Trotz der ausnehmend großen Gründungstiefe hatte die Brandung die Fundamentböschungen angegriffen. Die Schutzblöcke lösten sich allmählich aus ihrem Verband und wurden seewärts abgehoben. Schließlich gelangte die Brandung zum Gründungskern, der aus kleineren Stücken, Bruchsteinen und Abfall aus den Steinbrüchen bestand und der natürlich viel geringeren Widerstand leistete als die äußere Felspackung. Wenn diese Erklärung richtig war, mußten Teile des Mauerfundaments weit draußen vor der Mole aufzufinden sein. Mechanische Bohrungen bestätigten dies. Die Schichten in 30 und mehr Metern vor der Mole unterschieden sich durchaus von dem gewohnten Boden der See oder des Hafens. Unterhalb der Gesteinsbrocken und des Sandes traf man auf eine Konglomeratschicht, die in der Verlängerung der Mauerböschung lag und offensichtlich abgeschliffen war. Das darauf liegende Material zeigte alle Spuren der Zerstörung und Durchwühlung. Die feinsten Bestandteile des Sandes waren verschwunden.

Der Zonenumfang der zerwühlten Sandschichten wurde mittels elektrischer Bohrungen abgesteckt. Der elektrische Widerstand zeigte die Feinheit des Materials an. Unter 0,175 Ohm/m² ergaben sich lockere Böden feiner Beschaffenheit, über 0,180 Ohm/m² ein Untergrund, in dem grobere Materialien eingeschlossen lagen. Die Ränder der verwühlten Zone stimmten auffallend mit den anderen Beobachtungen überein. Sie lagen dort am weitesten in der See, wo die Zerstörungswelle ihre größte Höhe erreicht hatte. Außerdem hörte der Streifen in einer Entfernung von der Mauer auf, die etwa der Wellenlänge entsprach.

Außer Höhenmessungen und Bohrungen wurden auch Druckmessungen ausgeführt, vor und nach dem Sturm sowie an einem Modell 1 : 50 im Wasserbaulaboratorium der Universität Lausanne. Ein Apparat, bestehend aus registrierendem Piezometer, druckempfindlicher Membran mit hydraulischer Übertragung wurde in früheren Jahren verwendet. Nach dem Sturme benutzte man Manographen mit piezoelektrischen Quarzkristallen, die in ihrer mechanischen Eigenschwingung erregt werden und gestatten, die Pressung aufzuzeichnen, die von der Welle auf das Bauwerk ausgeübt wird. Ein Vergleich der gemessenen, nach dem hydrodynamischen Verfahren von Sainflou und dem dynamo-

statischen von Jorge Lira umgerechneten Werten mit denen des Modellversuchs ist in nachstehender Zahlentafel veranschaulicht:

Wellenlänge = 150 m; Wellenhöhe = 9 m; Mauerhöhe = 13 m.

Höhe vom Meeresspiegel	Pressungen in t/m ²		
	Verfahren Sainflou	Verfahren Jorge Lira	Modellversuche Lausann
Auf Wellenhöhe	0,00	5,44	0,00
Meeressniveau	9,25	11,51	8,80
Kote - 4,50	8,70	10,32	6,50
Kote - 7,00	8,55	8,75	5,60
Kote - 12,00	8,25	7,19	5,10

Für den Bestand des Bauwerks erscheinen jedoch die Unterdrücke, die beim Zurückfluten der Welle entstehen, wichtiger als die maximalen Pressungen, da sie es sind, die das Auflockern der Sohlenbefestigung in erster Linie bewirken. In Abb. 1 des Lausanner Modellversuchs schlägt

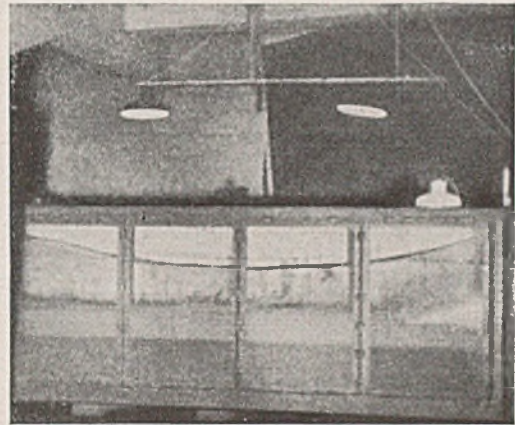


Abb. 1. Modellversuch Lausanne. Schlagwelle trifft rechts auf die Mauer. Wellenlänge = 200 m; Wellenhöhe = 13,33 m; Periode = 15 Sekunden.

die Woge, die der Zerstörungswelle entspricht, rechts an die Mauer. Man erkennt, daß der Sand auf der Sohle ziemlich horizontal liegen bleibt, abgesehen von der Sandwolke, die dicht vor der Mauer entsteht. Beim Zurückfluten der Welle nach Abb. 2 dagegen ist die ganze Sohle in Aufruhr und strebt in Richtung des Wellenkammes nach oben.

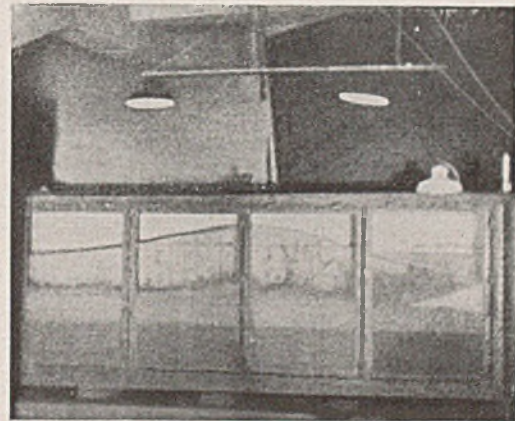


Abb. 2. Modellversuch Lausanne. Schlagwellenkamm im Abstand der halben Wellenlänge von der Mauer.

Modellversuche mit einem durch Felspackungen beschwerten Faschinentepich über der Sohlenbefestigung zeigten, daß die Angriffe auf die Sohle in ihrer zermürbenden Wirkung stark gehemmt werden können. Ein Schutz auf lange Sicht kann durch diese Maßnahme allein jedoch nicht erreicht werden. Man hat inzwischen vor dem nicht zerstörten Teil der Mole Faschinen angebracht. Auch bei dem Neubau der zerstörten Mauer sollen Faschinen von 40,00 · 35,00 · 1,00 m Größe zur Verwendung gelangen. Außerdem aber werden die alten Felspackungen (Abb. 3) stark aufgehöhrt, mit flacherer Neigung 3 : 1 verlängert und über die Faschinen weggeführt (Abb. 4). Die nach Abb. 3 nur 7,40 m

lange Plattform vor der Mauer wird auf 12,00 m vergrößert. Der ganze Unterbau soll so weit ins Meer vorgetrieben werden, daß die gefährlichste Kolkbildung, deren tiefster Punkt etwa in ein Viertel der größten Wellenlänge, bei 45 m vor der Mole lag, überbrückt wird. Der Mauerkörper selbst bleibt oberhalb des Sockels ziemlich unverändert.

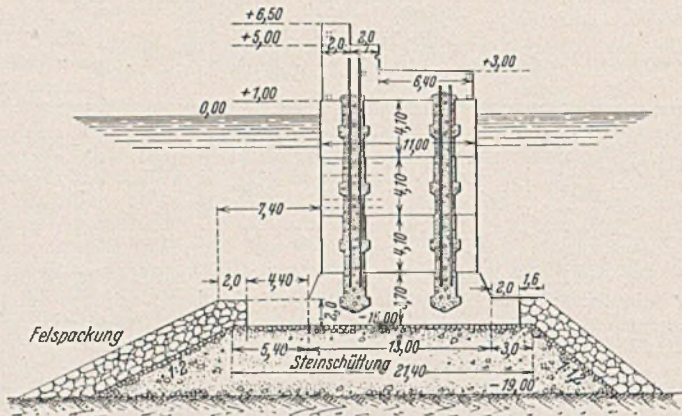


Abb. 3. Querschnitt der alten Mole.

Die Untersuchungen am zerstörten Bauwerk und im Laboratorium haben ergeben, daß die Berechnung ungebrochener Wellen nach Sainflou mit genügender Annäherung die Beanspruchungen erkennen läßt, denen senkrechte Molen bei großer Wassertiefe ausgesetzt sind. Jedoch ist zu beachten, daß die Wellenhöhe im Verlauf eines Sturmes periodischen Vergrößerungen unterworfen sein kann, wenngleich örtlich begrenzt. Dieser Gefahr ist durch einen Zuschlag von 40—50% zur Wellenhöhe Rechnung zu tragen. Die Wellenperiode ist hierbei aus den Beobachtungen großer Stürme zu ermitteln. Ein Irrtum über die Wellenlänge ist von verhältnismäßig geringem Einfluß auf die Werte der zu erwartenden Kräfte. (Die Berechnungsmethode von Sainflou findet sich in den Veröffentlichungen des 14. Kongresses der Association Internationale des Congrès de Navigation, Kairo 1926.)

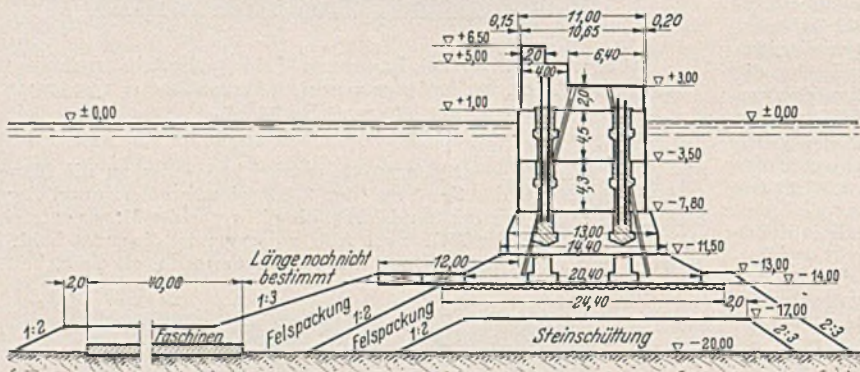


Abb. 4. Querschnitt der künftigen, ausgebesserten Mole.

Die Sohlenpressung soll möglichst gering bleiben, da felsiger Untergrund in den seltensten Fällen vorhanden ist. Die Felspackungen müssen aus großen Blöcken bestehen, um dem Angriff der Brandung standzuhalten.

Es fragt sich, ob man nicht grundsätzlich von dem Bau senkrechter Molen dort Abstand nehmen soll, wo die Untergrundverhältnisse und die Stürme zu solchen Ergebnissen führen können wie im Hafen von Algier. Senkrechte Mauern sind empfindlich gegen Unterspülung, gegen die Einflüsse der Brandung am Mauerfuß und gegen die große Geschwindigkeit der Wassermoleküle in Nachbarschaft des Untergrundes. Ihre Vorzüge gegenüber abgehöckten Molen bestehen in dem geringeren Raumbedarf, der für die Schifffahrt nicht zu unterschätzen ist, und der Möglichkeit, daß Schiffe unmittelbar an der Mauer anlegen können. Außerdem ist der Materialbedarf kleiner als bei schrägen Molen. Trotzdem dürfte bei allen Erwägungen der wirksame Schutz der Schiffe die erste Rolle spielen. (Nach Annales des Ponts et Chaussées 115 [1935] t. I, S. 553 u. 753.)
Th. Busch, Mannheim.

Die Entwicklung des Schalenbaues in Frankreich.

Die Entwicklung des Baues von dünnwandigen Eisenbetonschalen beschreibt in Frankreich nach zwei bemerkenswerten Aufsätzen von Issenmann Pilarski ganz andere Wege als in Deutschland. Wenn wir auch den dort entwickelten Gedankengängen nicht in allen Punkten zustimmen vermögen, so ist es doch interessant, sie mit Aufmerksamkeit zu verfolgen.

In dem ersten Aufsatz: „Le voile mince, matériau moderne“ werden die Dachformen entwickelt, die sich aus den Regelflächen entwickeln lassen¹.

Wird eine erzeugende Gerade parallel einer Ebene P (Abb. 1) derart bewegt, daß sie stets in Berührung mit der Leitgeraden OA und der Leitkurve BC bleibt, so entsteht ein Conoid. Tritt an Stelle der Leitkurve BC ebenfalls eine Gerade, die nicht parallel zu OA liegt, so ergibt sich ein Hyperboloid (Abb. 2). Aus diesen beiden Flächen werden nun die verschiedensten Schalenformen entwickelt.

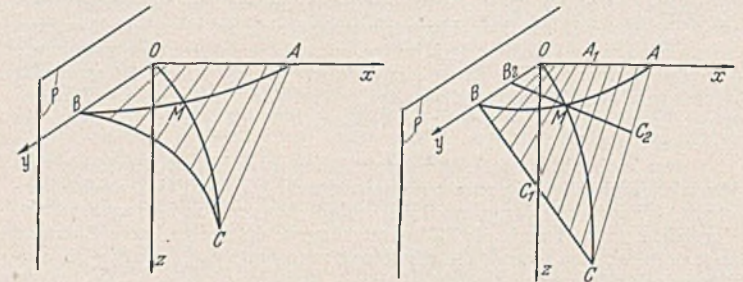


Abb. 1.

Abb. 2.

Die Abb. 3 und Abb. 4 zeigen Sheddächer, denen Conoide als Dachelemente zugrunde gelegt sind. In Abb. 3 ist das Conoid bis zur Leitgeraden durchgeführt, während in Abb. 4 die Begrenzung durch einen Schnitt parallel zur Ebene der Leitkurve vorgenommen ist. Die erste Anordnung ermöglicht größere Lichtflächen, während die nach Abb. 4 günstigere statische Verhältnisse bietet. Das Zugband der Binder, das in beiden Fällen notwendig ist, liegt bei der zweiten Lösung frei und wird in der Innenansicht störend wirken, bei dem vollständigen Conoid liegt es unmittelbar im Randglied. Da große Stützweiten keine Schwierigkeiten bereiten, bieten die vorliegenden Schalenformen die Möglichkeit, weitgespannte Sheddächer mit sehr günstigen Lichtverhältnissen zu schaffen. Dem Aufsatz sind leider keine Lichtbilder von ausgeführten Objekten beigefügt, doch finden sich einige in einem Aufsatz von Lafaille, Mémoire sur l'étude générale des surfaces gauches minces².

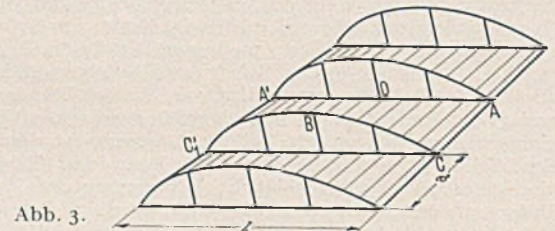


Abb. 3.

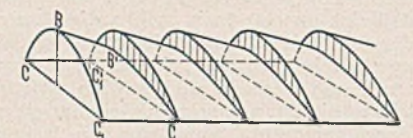


Abb. 4.

Man kann an diesen Ausführungen nicht vorübergehen, denn es scheint, daß sie richtungweisend sind für den Bau weitgespannter Sheddächer.

Die Conoide sind auch sehr geeignet für weitaustragende Konstruktionen. In Abb. 5 ist ein solches Kragdach dargestellt, das aus der Zusammenfügung zweier Conoide so entstanden ist, daß sich ein First ergibt. Dadurch wird erreicht, daß die Zugkräfte, die dem Kragmoment

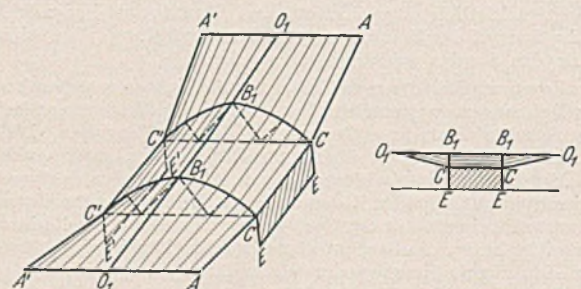


Abb. 5.

des Daches das Gleichgewicht halten, in dem First (O B B O) konzentriert werden, und dort durch eine entsprechende örtliche Betonverstärkung

¹ Travaux 20 (1936) S. 135.

² Abhandlung der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, III. Band 1935, S. 295 ff.

und Bewehrung leicht aufgenommen werden, während die Schalen selbst weitgehendst von Zugspannungen freibleiben und vorwiegend auf Schub beansprucht sind.

Eine Reihe von Dachformen, die aus Durchdringungen verschiedener Flächen entstehen, haben weniger Interesse. Insbesondere sind die aus Zylinderschalen zusammengesetzten Kreuzgewölbe und Vieleckskuppeln in Deutschland schon seit Jahren bekannt und letztere auch eingehend theoretisch behandelt worden. Ja die größten Kuppeln der Welt, wie die Großmarkthallen in Leipzig und Basel sind nach diesem System errichtet und man vermißt wohl bei der Besprechung dieser Formen einen Hinweis auf diese Tatsachen.

Eine Abänderung des üblichen Kreuzgewölbes sehen wir in Abb. 6. Während normalerweise die Kreuzgewölbe aus der Durchdringung von

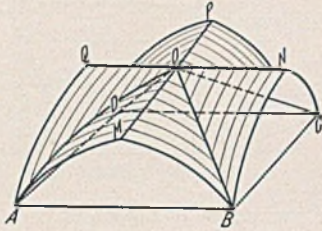


Abb. 6.

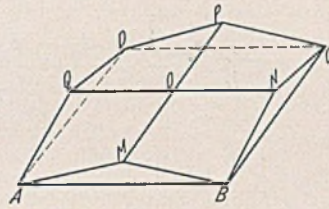


Abb. 7.

Zylinderflächen entstehen, sind diese hier durch Conoide ersetzt. Die Grate (AO, BO, CO, DO) sind keine Bögen mehr, sondern Gerade. Da die Schalen an den Rändern nur Schubkräfte abgeben, so bleiben jetzt die Grate, abgesehen von den Momenten aus dem Eigengewicht, auch dann biegungsfrei, wenn nur ein Viertel des Gewölbes (AMBO) betoniert wird. Beim Kreuzgewölbe, das sich aus Zylindern zusammensetzt, ist die Biegungsfreiheit der Grate erst gewährleistet, durch das Zusammenwirken zweier benachbarter Schalen. Infolge dieses Umstandes ist es möglich, einen sehr wirtschaftlichen Vorgang beim Bauen einzuhalten. Zuerst werden die vier Grate hergestellt und dann unter viermaliger Verwendung von Schalung und Rüstung die einzelnen Gewölbeviertel. Die Kämpferpunkte des Gewölbes A B C D müssen natürlich durch Zugbänder gehalten werden.

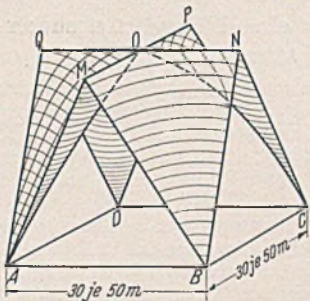


Abb. 8.

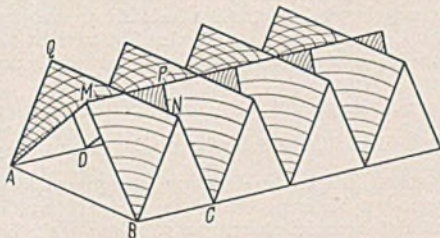


Abb. 9.

Eine eingehende Behandlung erfahren die Dachformen, die sich aus dem Hyperboloid entwickeln lassen. Für diese Flächen wird im zweiten Aufsatz: „Le parabolöide hyperbolique“ auch in kurzen Zügen angegeben, wie die Membrankräfte berechnet werden³. Hier sei nur das Ergebnis wiedergegeben.

Einem Hyperboloid sind immer zwei Schaaeren von Ebenen zugeordnet, die die Fläche nach Geraden schneiden. Die eine Geradenschaar ist sofort ersichtlich; es ist die Gesamtheit aller Lagen, die die Erzeugende einnimmt. Da diese aber bei der Bewegung an zwei gegebenen Geraden gleitet, so ist der Vorgang auch umkehrbar und man erhält dieselbe Fläche, wenn man zwei beliebige Lagen, die die Erzeugende während der Bewegung eingenommen hat, als Leitgeraden auffaßt, und die früheren Leitgeraden als Erzeugende entsprechend bewegt. Das ist die zweite Geradenschaar, die in der Fläche enthalten ist. Wird nun ein Flächenelement betrachtet, das von je zwei unendlich nahen Geraden dieser Schaaeren begrenzt wird, so ist leicht einzusehen, daß nur die Vertikalkomponenten der Schubspannungen der Belastung des Flächenelementes das Gleichgewicht halten. Werden die entsprechenden Stütz-

bedingungen geschaffen, so kann man tatsächlich erreichen, daß in den betrachteten Schnitten nur Schubkräfte auftreten, deren Größe

$$T = \frac{q}{2f} \cdot a \cdot b \cdot \sin \vartheta$$

ist. Hierin bedeutet:

- q = die Belastung pro Flächeneinheit,
- a b = die Seitenlängen des Grundrisses OA und OB,
- f = den Abstand des Punktes C von der Grundebene BOA,
- ϑ = den Winkel AOB,
- T = die Schubkraft in Gewichtseinheiten pro Meter.

Die Schubspannung kann unmittelbar aus der örtlichen Belastung der Schale ermittelt werden. Ist diese konstant, so treten in den Richtungen der beiden Erzeugendenschaaren keine Normalkräfte auf. Bei flachen Schalen über rechteckigen Grundrissen ($\vartheta = 90^\circ$) tritt ein reiner Schubspannungszustand auf, oder, was dasselbe ist, die Hauptspannungen sind von konstanter und entgegengesetzter gleicher Größe. An den Rändern treten nur Schubspannungen auf. Daher bleiben die Randglieder biegungsfrei und sind nur auf Zug oder Druck beansprucht. (Selbstverständlich verursachen die ungleichen Dehnungen in Schale und Randglied auch Biegungsmomente in der Schale, doch sind diese als Nebenspannungen von geringerer Bedeutung. Ebenso ruft das Eigengewicht des Randgliedes Momente hervor.) Die Berechnung der inneren Kräfte infolge Wind ist nicht so einfach und wird ebenfalls kurz angegeben. Neben den Schubkräften treten noch Normalkräfte auf, die vor allem am Rande nicht getilgt werden können und die Randträger werden auf Biegung beansprucht. Infolgedessen wird das Randstörungsproblem in diesem Falle von größerer Wichtigkeit, da ja der Randträger nicht allein betrachtet werden kann, sondern nur im Zusammenhang mit der Schale. Dieser Umstand findet jedoch bei der vorliegenden Abhandlung keine Erwähnung.

Es werden nun einige Dachformen gezeigt, die aus Hyperboloiden

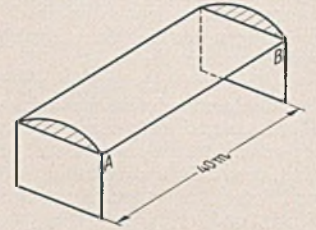


Abb. 10.

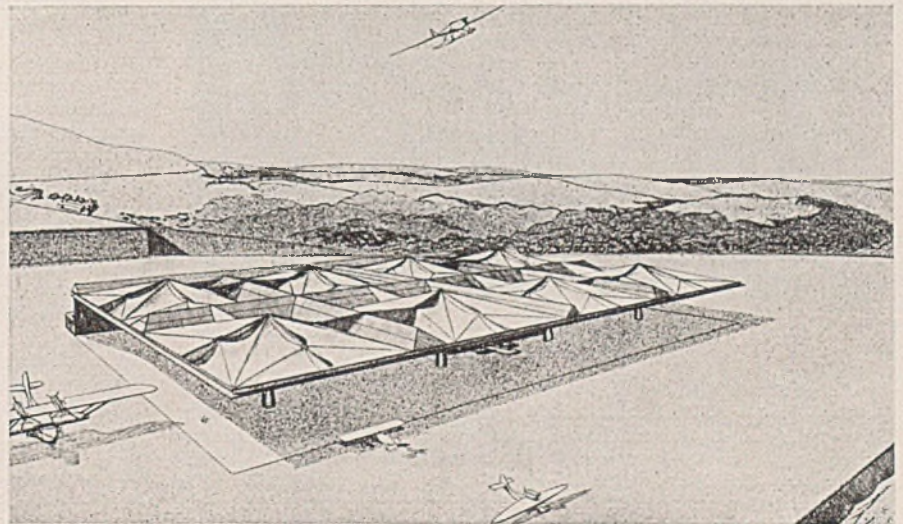


Abb. 11. Flugzeughalle von Lanvéoc-Poulmic.

entwickelt worden sind. In Abb. 7 und 8 sind Dächer verschiedener Neigung gezeigt, die sich aus vier Hyperboloiden zusammensetzen und in der Erscheinung einem Satteldach mit vier Giebeln ähneln. Durch die Einschaltung gekrümmter statt ebener Flächen verschwinden jedoch die Ixen. Abb. 9 stellt ein Dach über einem länglichen Grundriß dar, das durch Aneinanderfügung mehrerer Einheiten entsteht. Dem Aufsatz ist zu entnehmen, daß diese Konstruktionen sich als sehr wirtschaftlich erweisen. Es wird angegeben, daß bei einer Seitenlänge von 30,- m und einer Höhe von 5,- bis 6,- m 5 cm Schalenstärke genügend sind und daß eine Knickung der Schale wegen der besonderen Form des Hyperboloides nicht zu befürchten sei. Allerdings ist zu berücksichtigen, daß mit sehr kleinen Lasten gerechnet wird. Den Zahlenbeispielen liegt eine Belastung von 170 kg/m² zugrunde (Eigengewicht 125, Isolierung 35, Eindeckung 10 kg/cm²).

In den beiden Aufsätzen sind noch einige andere Formen entwickelt, die teils weniger Interessantes bieten, da sie auch in Deutschland schon entwickelt und wieder aufgegeben wurden, teils weil ihre Anwendungsmöglichkeit eine sehr beschränkte sein dürfte, wie die „Sattelflächen“ (Voütes en selle de cheval). Den Ausführungen des Verfassers über die Überflüssigkeit eines Randträgers bei Zylindertonnen können wir aller-

³ Travaux 20 (1936) S. 177.

dings nicht zustimmen. Selbstverständlich kann eine solche Tonne auch ohne Randträger konstruiert werden, wie es in Abb. 10 dargestellt ist. Aber ich bezweifle, daß diese Konstruktion bei etwas größeren Stützweiten noch wirtschaftlich ist, da ein Gleichgewicht nur mehr mit Biegemomenten möglich ist, die wir gerade in diesem Falle mit beliebiger Genauigkeit zu berechnen vermögen und die so bedeutend sein dürften, daß die „dünne“ Schale wohl eine beträchtliche Stärke erhalten müßte.

Die konsequente Verfolgung dieser hier entwickelten Gedanken führte zu recht bedeutenden Konstruktionen, wie z. B. die Flugzeughalle von Lanvéoc-Poulmic (Abb. 11). Wie weit solche Bauwerke auch architektonisch zu befriedigen vermögen, läßt sich aus einer Draufsicht kaum entscheiden, denn in Wirklichkeit werden die gewaltigen Abmessungen der Halle die unruhigen Dachlinien wohl stark in den Hintergrund treten lassen.

Abschließend kann festgestellt werden, daß zwar die gezeigten Schalenformen in architektonischer und zum Teil auch in konstruktiver Hinsicht kritisch betrachtet werden müssen, daß aber sicher die grundlegenden Ideen weitere Beachtung verdienen, da sie sehr wohl imstande sind, dem Schalenbau unter Wahrung der bisher gewonnenen Kenntnisse und Erfahrungen neue Aufgaben zu erschließen. (Nach Travaux 20 (1936) S. 135 und 177.)

Dr.-Ing. A. Pucher, Berlin.

Vorgespannte Eiseneinlagen für Kuppelbehälter aus Beton.

Von einer amerikanischen Farbgesellschaft wurden vor einiger Zeit Betonbehälter gebaut, bei denen man die Eiseneinlagen vorgespannte, um bei beträchtlichen Lasten mit verhältnismäßig dünnen Betonquerschnitten auszukommen und Spannungs- und Temperaturrisse zu verhindern. Die Betonkuppeldächer von 18,29 m Durchmesser tragen in der Mitte eine Einzellast von 20 t in Form eines Abstreichers. Die Stärke der Kuppelschale von 10 cm war nur durch Vorspannen der am Kuppelrand liegenden Eisen möglich, die den gesamten Horizontalschub der Kuppel aufnehmen. Für die Kuppel wurde Gußbeton, für die Behälterschale hochfester Vakuumbeton verwendet. Die lotrechte und waagerechte Bewehrung der Behälterwände wurde ebenfalls vorgespannt.

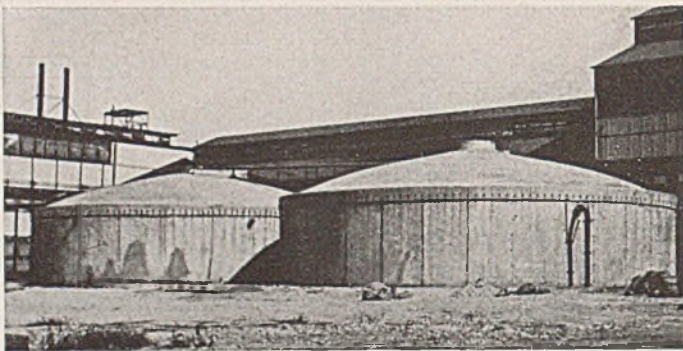


Abb. 1. Betonbehälter mit vorgespannten Eiseneinlagen.

Die Eisen sind an den Enden aufgestaucht und mit Spannschlössern versehen. Ein Asphaltanstrich soll das Festhaften des Betons verhindern. Die Eisen an dem äußeren Kuppelrand sind zu geschlossenen Ringen verbunden. Nach Erhärten des Betons wurden die Spannschlösser angezogen und die Eisen gespannt (gemäß der Verlängerung, die unter Vollast eintreten würde). Da diese Eisenspannungen dem Schub der Kuppel aus Eigengewicht und Nutzlast entsprachen, ergaben sich bei der Absenkung des Lehrgerüsts keinerlei zusätzliche Spannungen mehr. Das Lehrgerüst wurde sogar vor seiner Absenkung entlastet, so daß sich hinterher keine Durchbiegungen oder Verzerrungen zeigten.

Ohne Vorspannen der Eiseneinlagen würde sich diese bei jeder Belastung um einen gewissen Betrag verlängern. Der Beton ist durch sein Festhaften an die Eisen gezwungen, diese Dehnung mitzumachen. Da sich die Spannungen in den beiden Baustoffen wie ihre Elastizitätsmasse verhalten, verursacht eine ausgenutzte Eisenspannung im Beton bereits Risse.

Durch den kegelförmigen mittleren Teil der Kuppel werden die Biegespannungen infolge der großen Einzellast geringer. Andernfalls wäre in der Mitte eine Stärke von 30 cm erforderlich gewesen.

Die Behälterwände werden durch das Vorspannen der waagerechten Eisenringe zusammengepreßt. Der Flüssigkeitsdruck des gefüllten Behälters wirkt dieser Zusammenpressung entgegen und bringt die Behälterwand in ihre ursprüngliche Form zurück. Dies hat keinen Einfluß auf den Beton. Beansprucht wird dieser nur durch Schub, und wenn die Eisenspannung bis zu ihrem rechnermäßigen Wert anwächst.

Um in dem Beton der Behälterwand eine einheitliche Druckspannung von 14 kg/cm² zu erzeugen, sind die lotrechten Eisen ebenfalls vorgespannt. Dadurch werden waagerechte Risse infolge von Temperaturunterschieden zwischen äußerer und innerer Wand vermieden.

Da alle vorgespannten Eisen vor Aufbringen der Nutzlast unter der vollen rechnermäßigen Spannung stehen, ist eine gefährliche Dehnung der Eisen ausgeschlossen. Nach längerem Betrieb zeigten sich bis jetzt noch keinerlei Risse. Die Flüssigkeit in dem Behälter hat durchschnittlich eine Temperatur von 82° C und ein spez. Gewicht von 1,7 t/m³.

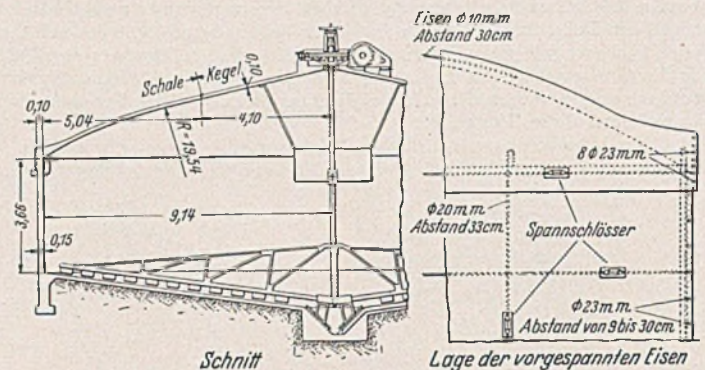


Abb. 2. Einzelheiten der 10 cm starken Betonkuppel.

Das Vorspannen der Eiseneinlagen bietet auch die Möglichkeit hochwertiger Stähle zu verwenden. Die Ausnutzung dieser Erkenntnis ist aus folgenden Angaben zu ersehen: Der erste Behälter wurde mit einer Eisenspannung von 1296 kg/cm² gebaut. Bei später erbauten Behältern, bei denen Stahl mit einer Mindestfließgrenze von 3515 kg/cm² verwendet wurde, erhöhte man die Eisenspannung auf 2109 kg/cm². Für einen in Bearbeitung stehenden Entwurf ist eine Eisenspannung von 2812 kg/cm² vorgesehen, bei einer Fließgrenze des Stahls von 4218 kg/cm².

Diese hohen Spannungen verringern die erforderlichen Eisenmengen, so daß sich eine wesentliche Ersparnis ergibt.

Entworfen und ausgeführt wurden die Betonbehälter von der „National Guniting Co., New York City“. (Nach Engineering News-Record 116 [1936] S. 555.)

H. Fröhlich, Hannover.

Holzkonstruktion für eine Hängebrücke von 105 m Spannweite.

Von den zahlreichen Landstraßenbrücken in Holzkonstruktion, die in den letzten Jahren in den Ver. Staaten gebaut wurden, verdient eine vor kurzem im Staate Oregon fertiggestellte Hängebrücke von rd. 105 m Spannweite besondere Erwähnung, deren Versteifungsträger und Türme in neuzeitlicher Holzbauweise unter Verwendung geschlitzter Ringdübel ausgeführt wurden.

Die Brücke dient zur Überleitung einer Landstraße über eine enge und tiefe Schlucht, in der das Hochwasser im Frühjahr infolge Regen und Schneeschmelze innerhalb 24 Stunden um rd. 18 m steigen kann. Aus diesem Grunde wären Zwischenstützen unzweckmäßig gewesen und es ergab sich eine Stützweite von 105,05 m. Da die Brücke in abgelegener Gegend durch junge, ungelernete Männer des freiwilligen Arbeitsdienstes („CCC-labor“) gebaut werden mußte, entschied man sich für Holz als Baustoff und wählte eine Hängebrücke als die bei der gegebenen Spannweite wirtschaftlichste Lösung.

Die Hauptabmessungen sind folgende: Pfeilverhältnis der Hängegurte $f : l = 1 : 10$; Netzhöhe des Versteifungsbalken $= 2,39 \text{ m} = \frac{1}{44}$ der Spannweite. Der Versteifungsträger ist ein parallelgurtiges Fachwerk mit fallenden und steigenden Streben, die Feldweite ist gleich der Netzhöhe, die Überhöhung in Brückenmitte beträgt 0,76 m (Abb. 1). Die Fahrbahn ist 4,27 m breit, als Belastung wurde die amerikanische Brückenklasse H-15 für Landstraßen zugrunde gelegt. Der Träger hat kein Gelenk, die Berechnung wurde nach einem Näherungsverfahren durchgeführt.

Die beiden Hängegurte werden aus je zwei Drahtseilen von 63,5 mm Durchmesser gebildet, die in einen Abstand von 127 mm nebeneinander liegen. Jedes Seil besteht aus sieben Litzen zu 19 Drähten, der Baustoff ist doppelt galvanisierter Stahldraht mit einer Mindestzugfestigkeit von 15,5 t/cm². Die Kabel wurden im Werk mit einer Spannung vorgereckt, die der späteren Belastung aus Eigengewicht + Nutzlast entspricht. Sodann wurde die Vorspannung wieder auf diejenige herabgesetzt, die durch das Eigengewicht der Brücke allein entsteht, und bei dieser Spannung wurden die Stellen vermerkt, an denen das Kabel auf den Kabelsätteln der Türme aufliegt, bzw. die Stellen, an denen die Kabelschellen zur Aufnahme der Hängestangen anzubringen sind. Um den beim Verlegen der Kabel zunächst vorhandenen Durchhang der Rückhalteseile auszugleichen, wurden die Türme zunächst mit einer kleinen Neigung nach den Ankerpunkten hin aufgestellt, wobei die Kabel an den vorher vermerkten Stellen auf den Sätteln der Türme befestigt wurden. Nachdem die Rückhalteseile durch das Aufbringen des gesamten Eigengewichtes gestreckt worden waren, kamen die Türme von selbst in ihre senkrechte Stellung.

Die Verankerung der Rückhalteseile geschah für jeden Hängegurt

durch drei Stahlstangen von 76 mm Durchmesser (im Gewinde auf 95 mm gestaucht) und 9,14—10,67 m Länge (Abb. 2), die in Felsstollen einbetoniert wurden. Die Verbindung der beiden Kabel mit den drei Ankerstangen wird durch einen Kreuzkopf aus Stahlguß hergestellt (Abb. 2), um den die U-förmigen Kabelschuhe herumgreifen. An den Kabelschuhen ist ein Längenausgleich der Rückhalteseile bis zu 45 cm möglich.

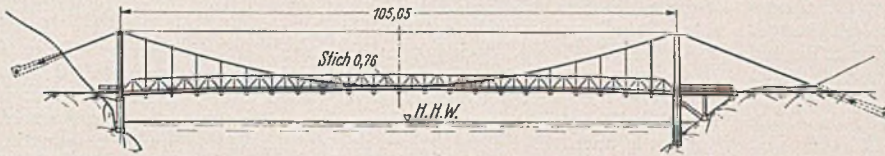


Abb. 1. Systemskizze der Brücke.

Die Hängestangen bestehen aus Rundstahl von 28 mm Durchmesser (am Gewinde auf 38 mm gestaucht), die durch zweiteilige Kabelschellen aus Gußstahl gesteckt werden. Sie hängen an je zwei Muttern und können so in ihrer Länge eingerichtet werden. Die Hängestangen sind unter 1 : 6 geneigt, um einen Teil der Seitenkräfte in die Kabel überzuleiten. Die Kabelsättel sind aus Stahlguß, sie sind mit Klemmen versehen, um ein Gleiten der Kabel auf den Sätteln zu verhindern.

Jeder der beiden Türme besteht aus zwei doppelten A-Böcken aus Holz, die 12,2 m hoch sind und in sich wie auch untereinander gehörig verschwert wurden (Abb. 4). Die Pfosten dieser A-Böcke sind Balken von 30/45 cm² Querschnitt. Die Verschwertung der Böcke selbst besteht aus Hölzern von 10/26 cm², die der Böcke miteinander aus solchen von 15/30 cm². Jeder Turm steht auf einem Unterbau aus Eisenbeton

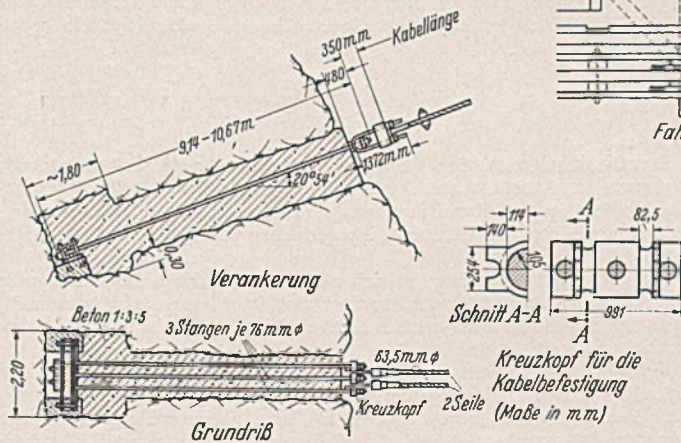


Abb. 2. Einzelheiten der Verankerung und der Kabelbefestigung.

in aufgelöster Bauweise, die fünf Eisenbetonsäulen haben je 71 × 71 cm² Querschnitt, sie sind nach hinten durch Streben verankert und oben durch einen Holm verbunden. Die Rücksicht auf die schwierigen Transportverhältnisse zwang zu möglichst sparsamer Verwendung des Betons.



Abb. 4. Die Türme mit dem Eisenbeton-Unterbau.

Die Türme wirken als Pendelstützen und sind in dem Eisenbeton-Unterbau nicht verankert.

An den Hängestangen hängen Querträger aus Holz von 25 × 51 cm² Querschnitt in einem Abstand von 4,78 m (der doppelten Feldweite des Versteifungsbalkens). Auf ihnen liegt die Fahrbahn von 20 cm Stärke, darüber ein 10 cm starker Bohlenbelag. In der Mitte zwischen je zwei Querträgern ist an die Fahrbahn von unten her ein Verteilungsbalken von 20/25 cm² Querschnitt angebolzt, um ein Zusammenwirken der Fahrbahn-Balken zu erzielen. Dieser Verteilungsbalken nimmt gleichzeitig die seitliche Absteifung der Obergurte auf (Abb. 3).

Die beiden Versteifungsträger ruhen auf den Querträgern und sind mit diesen durch Bolzen von 26 mm

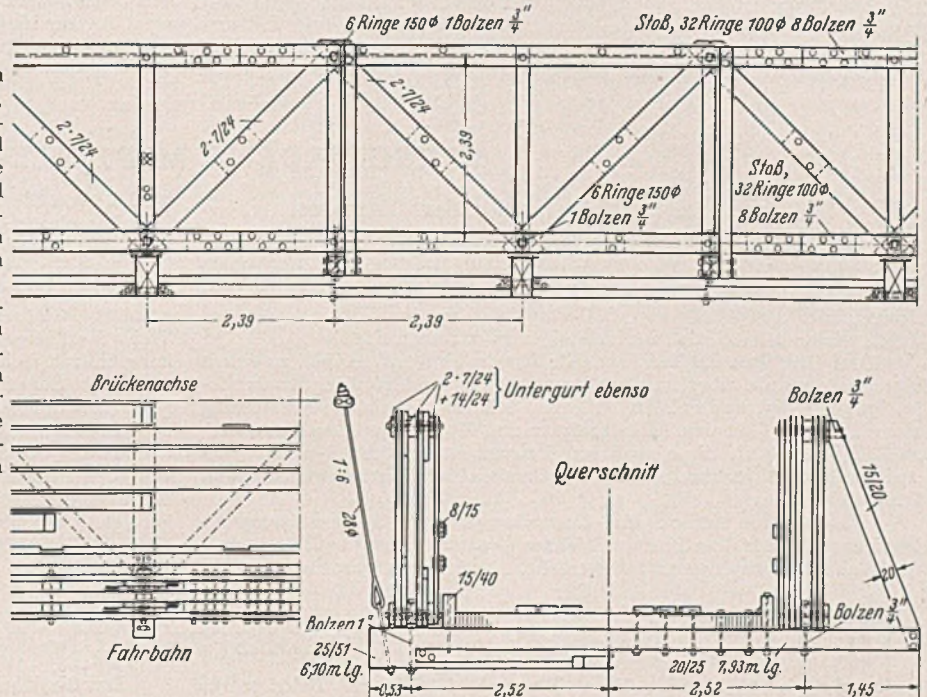


Abb. 3. Einzelheiten des Versteifungsträgers und der Fahrbahn.

Durchmesser verbunden. Ober- und Untergurt der Versteifungsträger sind dreiteilig (2 Seitenbohlen 7/24 + 1 Mittelholz 14/24 cm²), alle Streben zweiteilig (2 · 7/24) ausgebildet. Die Streben liegen zwischen den Gurthölzern und sind durch geschlitzte Ringdübel von 15 cm Durchmesser aneinander und an die Gurthölzer angeschlossen. Die Stoßblasen der Gurtstöße haben 4/24 cm², sie liegen durchweg nur zwischen den Gurthölzern, die Stoßverbindung geschieht durch Ringdübel von 10 cm Durchmesser. Auch die Stoßblasen der Streben (24/28 cm²) liegen zwischen den Strebenhölzern, so daß durchweg eine ästhetisch befriedigende glatte Außenseite der Träger erzielt wurde. In jedem dritten Feld ist ein Baustoß in den Gurten und der Strebe vorhanden.

Der Aufbau der Brücke geschah mit Hilfe eines behelfsmäßigen Kabelkranes von 180 m Spannweite, der in den Felsen des Tales verankert war und an seinem tiefsten Punkte rd. 11 m über der Fahrbahn hing. Zunächst wurden die Türme aufgerichtet, dann ein besonderes



Abb. 5. Ansicht der Brücke während des Einbaues der Versteifungsträger.

Hilfsseil zwischen ihnen gespannt und die Brückenkelabel an diesem Seil verholzt. Nach Verankerung der Kelabel wurden sie mit Hilfe des Kelabelkranes auf die Sättel gehoben und dort an der bezeichneten Marke festgeklemmt. Das Anbringen der Querträger mit den Hängestangen und den zugehörigen Kelabelschellen geschah von einem Hilfsteg aus, der zwischen den Brücken-Tragkelabeln hing und jeweils mit Hilfe des Kelabelkranes versetzt wurde. Von den Querträgern aus wurden der untere Windverband und die Fahrbahn und darauf dann die Versteifungsträger eingebaut. Je drei Felder eines Trägers wurden auf der Fahrbahn liegend zusammengebaut und dann hochgekippt und mit dem bereits fertigen Teil an den Baustößen verbunden (Abb. 5).

Alle Holzteile wurden aus Douglas-Tanne hergestellt, das Holz wurde nach dem Sparverfahren mit einer Mischung von 50% Teeröl und 50% Petroleum getränkt, nachdem die Hölzer vorher auf dem Werkplatz zugerichtet und gebohrt worden waren. Man rechnet mit einer Lebensdauer von 45 Jahren. Alle Eisenteile sind verzinkt und nach dem Einbau zweimal mit Aluminiumfarbe gestrichen worden. Der Bau ging ohne

Zwischenfälle vorstatten, die Probelastung mit einem Traktor von 12,5 t Gewicht ergab eine Durchbiegung von nur 62 mm in Brückenmitte.

Bemerkenswert ist noch die Erwähnung schlechter Erfahrungen, die in Amerika mit Versteifungsbalken der Bauart Howe gemacht wurden. Infolge der auftretenden Schwingungen und des Schwindens der Hölzer wurden die Streben-Anschlüsse locker, so daß der Versteifungsträger seine Aufgabe nicht mehr erfüllen konnte und ein unversteiftes Kabel übrig blieb. Als vor drei Jahren ein alter Versteifungsträger, Bauart Howe, von 73 m Länge ausgewechselt werden mußte, ersetzte man ihn durch eine neuzeitliche Konstruktion der vorbeschriebenen Art mit durch Ringdübel angeschlossenen Streben, die auf Druck und Zug beansprucht werden können. Die Erfahrungen mit diesem Träger waren so günstig, daß diese neue Bauart für Versteifungsträger von der Forstverwaltung der USA zur Norm erhoben und auch im vorliegenden Fall angewendet wurde. (Nach Engineering News Record 116 (1936), S. 484.)

H. Simons, Hannover.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Die erste Bauausstellung auf der Ostmesse.

Wie in jedem Jahre, bildet im Zusammenhang mit der Technischen Messe auch auf der 24. Deutschen Ostmesse (vom 23.—26. August) die Baumesse eine der vier Hauptabteilungen mit einem Platz von 9000 m² Freigelände. Ausgestellt werden Geräte, Maschinen und Baustoffe, unter denen wieder allerlei wichtige Neuheiten zu erwarten sind.

Drei Baracken des Reichsarbeitsdienstes sind vorgesehen, zu denen eine Musterstraße führt, auf der die verschiedensten Arten der Straßenbefestigung gezeigt werden. An Hand von Schautafeln gibt die Ausstellung einen Einblick über den Arbeitseinsatz und Materialverbrauch und veranschaulicht darin die gewaltigen Leistungen und Erfolge nationalsozialistischer Wirtschaftspolitik auf dem Gebiete der Bauwirtschaft in Ostpreußen.

Des weiteren sind der Bau-Ausstellung mehrere Sonderschauen angegliedert. Unter dem Thema „Wohnung und Siedlung“ wird besonders das Wohnungsbauprogramm dargestellt. Die Schau zeigt zahlreiche neue

Modelle von Siedlungshäusern und Eigenheimen sowie von ganzen Siedlungskomplexen. Eingehend wird auch die wichtige Frage der Baufinanzierung behandelt.

Für eine zweite Sonderschau „Die Straße“ hat der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen Dr. Todt, einen Teil der bekannten gleichnamigen Reichsausstellung zur Verfügung gestellt, die in anschaulicher Weise die Entwicklung unseres Straßennetzes erläutert. Im Zusammenhang hiermit steht eine Sonderschau „Reichsautobahnen in Ostpreußen“ sowie eine Schau über die Bautätigkeit der Reichsbahn.

Über die bisherige und zukünftige Tätigkeit für die Bodenverbesserung in Ostpreußen berichtet die Sonderschau „Landeskulturbau“.

In der Sonderschau „Ostpreußische Wasserwege“ wird die Bedeutung des Masurischen Kanals und des Pregelbaues sowie an großen Modellen der Hafen von Königsberg und der Seedienst-Bahnhof in Pillau gezeigt. Und schließlich gewährt der Reichsarbeitsdienst in einer Sonderschau einen umfassenden Einblick in seine vielseitige und wertvolle Tätigkeit.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Staudacher, Emil: Der Baustoff Holz. Beiträge zur Kenntnis der Materialeigenschaften und der Konstruktionselemente. Mit 65 Textabb. und 8 Tafeln. Verlag A.-G. Gebr. Leemann & Co., Zürich und Leipzig 1936. XI, 109 S. 8°. Geh. RM 5,60.

Die Arbeit, die als Dissertation der E. T. H. Zürich entstanden ist, wurde — nach den Worten des Verfassers — unternommen, um „Einblick in das Arbeiten des Baustoffs Holz im Konstruktionselement alter und neuer Bauweisen zu erhalten“. Der erste Teil behandelt die Ergebnisse der Versuche über Festigkeit und Verformung von Holz und deren Abhängigkeit von Raumgewicht, Feuchtigkeitsgehalt, Faser- und Jahresringstellung. Im zweiten Teil werden der einfache und doppelte Versatz und einige einfache Stab- und Knotenpunktverbindungen mittels Rindübeln (Tuchscherer und Locher) und Bulldog-Holzverbindern untersucht. Trotzdem naturgemäß gerade im ersten Teil viel Bekanntes wiederholt wird, ist die Arbeit besonders durch teilweise neuartige Begriffsfestsetzungen und Versuchsanordnungen interessant. Zu begrüßen ist vor allem die eingehende Behandlung der Verformungs-Schaulinien und die damit verbundene Klärung der Begriffe Kriechgrenze, Erschöpfung und Bruch für das Holz und die untersuchten Holzverbindungen. Auf Grund der erhaltenen Versuchsergebnisse werden für verschiedene Arten des Versatzes und für einige Ringdübel Dimensionierungs-Schemata aufgestellt und die bei den üblichen Berechnungsverfahren vorhandenen Sicherheiten nachgeprüft. Die Arbeit ist nach Form und Inhalt eine hauptsächlich theoretische Untersuchung. Dem ausführenden Praktiker wird sie unmittelbar nur wenig geben können. Wer sich aber gründlich in das Werk vertieft, wird daraus manche Anregung empfangen. Die Schrift stellt auf jeden Fall eine begrüßenswerte Erweiterung unseres Schrifttums über den Baustoff Holz dar.

H. Simons Hannover.

VDI-Jahrbuch 1936. Die Chronik der Technik. Berlin: VDI-Verlag G. m. b. H. 1936. XII/192 S. DIN A 5. Preis brosch. RM 3,50.

Die zweite Ausgabe (1935) des VDI-Jahrbuches ist im „Bauingenieur“ 16 (1935) S. 170 ausführlich besprochen worden. Die vorliegende dritte Ausgabe (1936), im Auftrag des Vereins Deutscher Ingenieure herausgegeben von A. Leitner, gibt 85 Einzelbeiträge mit etwa 6000 Schrifttumsnachweisen. Ein Sachverzeichnis mit mehr als 2000 Stichworten weist den Weg zur näheren Unterrichtung.

Ferd. Schleicher, Hannover.

„Vedag-Buch 1936“, herausgegeben vom Geh. Baurat C. F. A. n. 9. Jahrgang. Vedag. Vereinigte Dachpappen-Fabriken Akt.-Ges., Berlin W 35 Mit 102 Abbildungen, 7 Bildtafeln und 12 farbigen Tafeln. 164 S. 8°. Wird an Interessenten kostenlos abgegeben.

Das diesjährige „Vedag-Buch“ bringt wieder eine Reihe anregender und wertvoller Aufsätze aus der Feder bekannter Fachleute über verschiedene Fragen aus dem Bauwesen, die in Beziehung stehen zur Verwendung von Teer und Bitumen, insbesondere von Teer- und Bitumenpappen.

Die erste Aufsatzreihe setzt sich mit der Streitfrage des steilen oder flachen Dachausbaus auseinander und fordert mit Recht unvoreingenommene Prüfung von Fall zu Fall nach schönheitlichen, technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten.

Teer- und bitumenhaltige Stoffe sind die wichtigsten Hilfsmittel des Architekten und Bauingenieurs im Kampfe gegen die Angriffe von Luft, Wasser, Böden usw. auf den Bestand unserer Bauwerke. Der Frage des Bautenschutzes und der Rolle, die die Teer- und Bitumenpappen dabei zu spielen geeignet sind, sind deshalb in der Hauptsache die weiteren aufschlußreichen Aufsätze gewidmet.

Von besonderem Interesse sind die Mitteilungen des Verbandes über die Fortschritte, die in den letzten Jahren in der Herstellung der Teerpappen erzielt worden sind. Es sei gelungen, verschiedene der Teerpappe anhaftende Mängel zu beheben, und ihr auch durch Talkum- oder Natursteinbestreuung eine helle oder auch farbige, den schönheitlichen Anforderungen gerecht werdende Oberfläche zu geben. Eine Reihe mitgeteilter Versuchsergebnisse lassen sogar in mancher Hinsicht auf eine technische Überlegenheit der neuen Teerpappen gegenüber den Bitumenpappen schließen, so daß es durchaus möglich erscheint, daß die „Teerit“-Pappen manches Verwendungsgebiet, aus dem die seit etwa 30 Jahren aufgekomenen Bitumenpappen die ältern Teerpappen verdrängt hatten, wieder gewinnen werden.

Das „Vedag-Buch“ bringt noch eine Reihe weiterer lesenswerter Aufsätze. Es ist vorzüglich ausgestattet, besonders schön sind die zwölf in Mehrfarbendruck ausgeführten Wiedergaben von Bauten mit farbigen Dachpappen.

Prof. G a e d e, Hannover.

Strabner, A.: Berechnung statisch unbestimmter Systeme. II. Band. Der einfache und durchlaufende Rahmen mit 127 Textabbildungen. Zweite verbesserte Auflage. Berlin: W. Ernst & Sohn 1936. S. VIII/116. Preis: geh. RM 9,—, geb. RM 10,50.

Der Verfasser gibt nach den bekannten Methoden von W. Ritter aus dem Jahre 1900 in Übereinstimmung mit der 1. Auflage des Buches eine ausführliche Anleitung zur Berechnung des durchlaufenden Trägers mit elastisch drehbaren Stützen und des durchlaufenden Rahmens. Sie stützt sich auf die geometrischen Bedingungen für die relative Verdrehung der an einem Knoten zusammenstoßenden Rahmenstäbe. Ihre Verknüpfung in Gestalt von dreigliedrigen linearen Gleichungen begründet die graphische Lösung mit Festpunkten und Übergangszahlen, mit deren Hilfe

die Schnittkräfte aus einer beliebigen Belastung nach deren Aufteilung in feldweise Teilbelastungen angegeben werden. Die Berechnung des durchlaufenden Rahmens ohne waagerechte Stützung des Riegels wird aus den Schnittkräften abgeleitet, die bei einer vorgeschriebenen waagerechten Verschiebung des Riegels entstehen. Die Untersuchung wird im Anschluß daran für Rahmen mit Zwischenpfosten vereinfacht, die als Pendelstützen wirken. Den Schluß bildet die Untersuchung von Rahmen mit zwei Pfosten und gekrümmtem Riegel.

Das Buch wird von den zahlreichen Freunden der Straßnerschen Bücher wegen der anschaulichen und ausführlichen Beschreibung der Methode und den erläuterten Zahlenbeispielen begrüßt werden. Das Verständnis für die Rechenvorschriften läßt sich jedoch mit den bekannten Methoden der Baustatik einfacher und klarer begründen. Daraus folgt dann auch die Vereinfachung und Abkürzung der statischen Untersuchung der beiden Träger.

Am schnellsten führt übrigens die Verwendung der Knotendrehwinkel zum Ziele, deren Bedeutung gerade durch die Berechnung dieser Tragwerke erkannt worden ist. Die Lösung ist keinesfalls schwieriger, ihre Hilfsmittel dagegen einfacher, vor allem aber auch die Ableitung angenäherter Ergebnisse übersichtlicher. K. Beyer, Dresden.

Braunmühl, H. J. von, W. Weber: Einführung in die angewandte Akustik, insbesondere in die neuen Probleme der Schallmessung, Schallübertragung und Schallaufzeichnung. Mit 154 Abb. S. Hirzel, Leipzig 1936. 216 S. 16 23,5 cm. Preis: geh. RM 9,20, geb. RM 10,70.

Die moderne Akustik verdankt ihren Aufstieg der schnellen Entwicklung der Nachrichtentechnik und ist als Elektroakustik zu einer wichtigen Spezialwissenschaft geworden, die berufen ist, auch im Bau-fach helfend einzugreifen. Sind doch die Raum- und Bauakustik von jeher Schmerzenskinder gewesen, deren Leidensweg durch die vielen Wünsche der Schallübertragung und der Schalldämpfung gekennzeichnet ist. Das vorliegende Buch faßt in erfreulicher Klarheit den heutigen Stand der angewandten Akustik in einer auch dem Nichtfachmann verständlichen Form zusammen. Die Einarbeitung in die teils neuen akustischen Probleme wird durch über 150 Abbildungen und Kennlinien wesentlich unterstützt. Der erste Teil des Buches behandelt nach kurzer Darstellung der wichtigsten physikalischen und physiologischen Grundbegriffe die neuen Meßgeräte und Verfahren zur Aufnahme, Weiterleitung, Wiedergabe, Aufzeichnung und Messung des Schalles. Ist es doch auch für denjenigen, welcher nur die Nutzenanwendung aus den Messungen ziehen will, unerlässlich, sich mit den meßtechnischen Fragen auseinanderzusetzen nicht nur im Sinne „Wie“, sondern auch „Was“ eigentlich gemessen wird. Ein weiteres Kapitel bringt Neues über die Klangbilder der Sprache, Musik und Geräusche hinsichtlich Frequenz und Intensitätsumfang. Hiernach erstreckt sich der zu übertragende Schwingungsbereich von 20 bis 20000 Hertz, also über 10 Oktaven, während das Lautstärkeverhältnis zwischen Hörschwelle und Grenze der Schmerzempfindung etwa dreizehn Zehnerpotenzen umfaßt. Für den Bau-fachmann besonders wichtig ist der die Raum- und Bauakustik behandelnde Teil des Buches. Da der Eindruck von sprachlichen und musikalischen Darbietungen wesentlich durch die Ein- und Ausschwingvorgänge des Raumes bedingt ist, kommt der Beobachtung der Nachhallzeit heute eine grundlegende Bedeutung zu. Andererseits lassen sich die Nachhallverhältnisse durch möglichst frequenzunabhängige Schallschluckstoffe willkürlich beeinflussen, wie eine Tabelle der Absorptionskoeffizienten der wichtigsten Baustoffe auf Grund der neuesten Messungen zeigt. Auch die Schalldämmung ist ihrer Wichtigkeit entsprechend berücksichtigt. Für Holz- und Mauerwände wird die Übertragung durch Poren und Löcher, sowie durch Longitudinal- und Biegunsschwingungen an Hand interessanter Kurven und Tabellen erläutert.

Zusammenfassend stellt das Buch eine ausgezeichnete allgemeinverständliche Einführung dar, welche darüber hinaus das tiefere Eindringen in dies Fachgebiet durch eine reichhaltige Literaturangabe erleichtert. Prof. Dr. R. Hase, Hannover.

Jordan, W. und C. Reinhardt: Handbuch der Vermessungskunde. 1. Band: Ausgleichsrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate. 8. Aufl. Bearbeitet von O. Eggert. Mit zahlr. Abb. Stuttgart: J. B. Metzler 1935. VIII/656 S. Format 8°. Preis brosch. RM 27.—, geb. RM 30.—.

Der in neuer Bearbeitung vorliegende erste Band von Jordans Handbuch, dem seit mehr als 50 Jahren in aller Welt benutzten Grundwerk der Vermessungstechnik, bietet den Bauingenieuren selbstverständlich nicht ebenso zahlreiche Benutzungsmöglichkeiten wie der ihnen allen wohlbekannte zweite Band. Denn während dieser zweite Band (in neuer Auflage in zwei Halbbände unterteilt) die Meßinstrumente und die Verfahren der Gelände- und Bauwerksaufnahmen behandelt, widmet sich der 1. Band ausschließlich der Ausgleichsrechnung, die in der Regel nur auf feinere Messungen angewendet zu werden verdient. Sobald aber dies der Fall ist, wird auch der Bauingenieur gern und zu seinem Vorteil

das vorliegende Buch zu Rate ziehen, dessen große Klarheit, Vollständigkeit und unbedingte Zuverlässigkeit auch der neuen von O. Eggert bearbeiteten Auflage das Gepräge geben. P. Gast, Hannover.

Paetzold†, M.: Grundlagen des Aufzugsbaues, Nachtrag und Anhang: Änderungen der Technischen Grundsätze für den Bau von Aufzügen“ seit 1926. Von F. Köhler. Mit 50 Textabb. J. Springer. Berlin 1936. VIII, 37 S. 4°. Preis brosch. RM 6,60.

Durch die Fortschritte im Aufzugsbau, sowie die Abänderungen und Ergänzungen der „Technischen Grundsätze für den Bau von Aufzügen“, die einen wichtigen Bestandteil der 1926 erschienenen Aufzugsverordnung bilden, wurde das Paetzoldsche Buch rasch ergänzungsbedürftig.

Der Verfasser des vorliegenden Nachtrags beschreibt zunächst einige der seitdem entwickelten Aufzugs-Windwerksbauarten und gibt dann an Hand von Beispielen einen guten Überblick über die neuzeitlichen Aufzugs-Steuerungen. Ferner behandelt er kurz die Fahrtreppen, bringt etwas ausführlicher die durch die neuen Bestimmungen der „Technischen Grundsätze“ besonders beeinflussten Türverriegelungen, erwähnt eine neuere Ausführungsform eines Plattformaufzugs, und streift dann noch die Bewegungsvorrichtungen für selbsttätig schließende Schachttüren. Im Anhang gibt er die Änderungen der „Technischen Grundsätze für den Bau von Aufzügen“ seit 1926 wieder.

Der Nachtrag ist, wie seinerzeit das Buch, in erster Linie für den im Aufzugsbau tätigen Ingenieur wertvoll, insbesondere durch die Darstellung der neuzeitlichen Steuerschaltungen. Um den Nichtspezialisten aber mit dem heutigen Stand der Aufzugstechnik und damit der Anwendung der derzeit geltenden Bestimmungen über Einrichtung und Betrieb der Aufzüge vertraut zu machen, wäre eine Umarbeitung und Neuaufgabe des Hauptwerks wünschenswerter gewesen, als seine Ergänzung durch einen Nachtrag.

A. Vierling, VDI, Hannover.

Bericht über die Straßenbautagung vom 11. bis 13. Nov. 1935 in München. Gemeinschaftsveranstaltung der Forsch.-Ges. f. d. Straßenwesen und der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, Fachabteilung Straßenbau. Mit 190 Abb. 242 S. DIN A 5. Zu beziehen durch die Geschäftsstelle der Forsch.-Ges. f. d. Straßenwesen E. V. Berlin-Charlottenburg, Knesebeckstr. 30 für RM 3.—.

Dieser Bericht über eine Gemeinschaftsveranstaltung der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen und der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, Fachabteilung Straßenbau bringt in seinem ersten Teile Ansprachen, die der Generalinspektor Dr.-Ing. Todt, der Reichsbahndirektor Rudolphi und der Generaldirektor Milke gehalten haben, in denen zum Ausdruck kommt, daß es sich bei den Reichsautobahnen um ein Unternehmen handelt, das nicht nur einem wirtschaftlichen Zwecke dient, sondern um ein Werk, in dem der Aufbauwille aller Kräfte zum Ausdruck kommt und daher die Beteiligten — Auftraggeber und -nehmer — in engerster Gemeinschaft zusammenschaffen sollen.

Der zweite Teil ist rein technischen Fragen gewidmet und gibt einen Querschnitt durch die Erfahrungen des ersten und zweiten Baujahres. Da aus ihnen für die Zukunft sehr wertvolle Anregungen entnommen werden können, muß jeder, der verantwortungsbewußt am Werke mit-schafft, sich mit dem Inhalte vertraut machen. Darum ist die Veröffentlichung der Verhandlung sehr zu begrüßen und ihr die weitestgehende Beachtung zu wünschen. Dr. Neumann, Stuttgart.

Nielsen, Jakob: Vorlesungen über elementare Mechanik. (Aus dem Dänischen übersetzt und bearbeitet von Werner Fenchel.) Die Grundlehren der Mathematischen Wissenschaften, Bd. XLIV. Mit 164 Abb. Julius Springer, Berlin 1935. X, 500 Seiten. Gr. 8°. Preis brosch. RM 38,—; geb. RM 39,60.

In einer vom Verlag versandten Ankündigung dieses Buches wird zur Begründung seines Titels gesagt, das Wort „elementar“ solle darauf hinweisen, daß die Methoden der eigentlichen analytischen Mechanik, wie Variationsprinzipien, Hamilton-Jacobische Theorie, Berührungstransformationen, nicht berücksichtigt sind. Trotzdem glaube ich, daß sich der Inhalt des Buches treffender so kennzeichnen läßt: der Gegenstand ist elementar, die Methoden seiner Behandlung sind es nicht. Man findet Kapitelüberschriften wie in jedem einführenden Lehrbuch der Mechanik (Gleichgewicht von Massenpunkten, Gleichgewicht der Körper, Graphische Statik, Bewegung der Körper, Arbeitsgleichung, Potential, Stoß usw.), dazwischen aber weisen Titel wie „Vektoren und Matrizen“, „Tensoren“ darauf hin, daß der gewohnte Stoff mit scharfen neuzeitlichen Methoden behandelt wird.

Das Buch ist ausgezeichnet. Vor einem Kreise technisch interessierter Leser muß man allerdings darauf aufmerksam machen, daß es, obwohl entstanden aus Vorlesungen des Verfassers an einer technischen Hochschule (Kopenhagen), ein Lehrbuch der technischen Mechanik weder ist, noch sein will. Ein Ingenieur, dem daran gelegen ist, seine mechanischen Kenntnisse zu vertiefen und Zugang zu neueren Betrachtungsweisen zu finden (ich denke z. B. an die Benutzung des Betsor-begriffs), wird dennoch erheblichen Nutzen aus dem Buch ziehen können.

F. Flachsbart, Hannover.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 30 vom 23. Juli 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/10. D 71 038. Heinrich Droste, Münster. Ring- oder bogenförmiger Streckenausbau aus Profileisensegmenten; Zus. z. Anm. D 69 979. 31. VIII. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. T 39 278. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., Bochum. Eiserner zweiteiliger, aus ineinander verschiebbaren offenen Walzprofilen gebildeter Grubenstempel. 12. VIII. 31.
- Kl. 18 d, Gr. 2/30. H 142 004. Hoesch-Köln-Neuessen Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Dortmund. Stahllegierung für Fahrbahnschienen. 29. XI. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 11. B 170 214. Dr.-Ing. Wolfgang Baseler, München. Schienenbefestigung zur Herstellung eines verwerfungssicheren und wandersicheren Gleisrostes; Zus. z. Pat. 630 149. 28. VI. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 18. B 164 207. Torsten Viktor Alexander Bordinghaus, Stockholm, Schweden; Vertr.: J. Koch, Pat.-Anw., Berlin NO 18. Schienenstoßverbindung mit einem beide Schienenenden abstützenden, als starre Stoßbrücke wirkenden Widerlager 8. II. 34. Schweden 2. VIII. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 26. R 94 557. Paul Rüggeberg, Berlin-Tempelhof. Verfahren zur Herstellung eines spannungsregulierten, fugenlosen Langgleises. 25. X. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 11/30. Sch 191. 30. Dipl.-Ing. Otto Beck, Wiesbaden. Vorrichtung zum Ausspritzen von Asphalt emulsionen unter Druck, insbesondere im Straßenbau. 19. II. 30.
- Kl. 20 g, Gr. 1/01. M 132 294. Maschinenfabrik Deutschland G.m.b.H., Dortmund. Lagerung für die Fahrschienenenden der Schienen bei Drehscheiben bzw. Schiebebühnen. 9. X. 35.
- Kl. 35 b, Gr. 1/01. D 70 466. Demag Akt.-Ges., Duisburg. U-förmiger Kastenträger für Laufkatzenbahnen. 1. VI. 35.
- Kl. 37 a, Gr. 6. H 145 307. Fritz Höger, Hamburg. Sparrendach. 14. X. 35.
- Kl. 37 c, Gr. 6/01. C 49 370. Aktieselskabet Jens Villadsens Fabriker, Kopenhagen; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Blank, Pat.-Anw., Dresden. Einlagige Dachdeckung mit Pappbahnen und Klebstreifen. 29. VI. 34. Dänemark 16. VIII. 33.
- Kl. 37 c, Gr. 8/01. J 47 928. Heinrich Jüngling, Krefeld. Sheddach. 11. IX. 33.
- Kl. 37 f, Gr. 1/01. E 46 573. Franz Emich, Bad Cannstatt. Zwischendecke für Bühnenräume u. dgl., die durch Seilzüge herabgelassen und hochgezogen werden kann. 13. II. 35.
- Kl. 37 f, Gr. 7/02. W 89 777. Josef Welz, Berlin-Wilmersdorf. Gebäude in Steinlehm Bauweise; Zus. z. Pat. 534 944. 5. IX. 32.
- Kl. 42 c, Gr. 23/25. T 44 433. Walter Türk, Karlsruhe i. B. Vorrichtung zur selbsttätigen Aufzeichnung der Wassergeschwindigkeiten in fließenden Gewässern. 12. IX. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 3/21. H 133 063. Karl Halbach, Düsseldorf, u. Metallwerk Montania Akt.-Ges., Duisburg-Hochfelde. Verfahren zur Herstellung hydraulischer Bindemittel, insbesondere für den Straßen- und Wegebau; Zus. z. Anm. H 132 573. 24. VIII. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 17/01. M 128 723. Dipl.-Ing. Paul Vorbeck Molde, Kopenhagen; Vertr.: L. A. Nenninger, Pat.-Anw., Berlin W 57. Verfahren zur Herstellung von aus Gesteinen und Bindemitteln bestehenden Straßenbelagmassen. 27. IX. 34. Dänemark 3. IX. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 17/05. D 72 403. Deutsche Asbestzement Akt.-Ges., Berlin-Rudow. Verfahren zur Herstellung von aus Faserstoffen und hydraulischen Bindemitteln bestehenden Erzeugnissen. 25. III. 36. Österreich 26. III. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 18/07. C 48 151. Dipl.-Ing. Wolfgang Czernin, Berlin-Friedenau. Verfahren zur Herstellung hochporiger Kunststeinmassen. 31. VII. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 127. L 886. 30. Dr.-Ing. Erich Luther, Essen-Rellinghausen. Fahrbare Förderanlage für Abraum oder Kohle im Tagebau. 16. VII. 30.
- Kl. 84 d, Gr. 2. G 88 431. Gewerkschaft Elise II, Halle a. S. Bagger-eimer für Trockenbagger mit an der Baggerschake befestigtem Eimermesser oder Messerträger. 16. IX. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 86 870. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Kleinbagger mit Förderband zum Ausheben von Baugruben, für Straßenbauarbeiten und ähnliche Erdarbeiten kleineren Umfangs. 1. XI. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 5/02. L 84 442. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Vorrichtung zur Aufgabe des Baggerguts bei einem vor Kopf arbeitenden Portalschwenkbagger. 7. IX. 33.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 31 vom 30. Juli 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. M 127 465. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Akt.-Ges., Nürnberg. Trockener Gasbehälter mit gewelltem elastischen Mantel; Zus. z. Pat. 625 127. 16. V. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 9/01. Z 21 374. Dipl.-Ing. Feliks Zalewski, Krakau, Polen; Vertr.: Dipl.-Ing. W. v. Sauer, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Bewehrtes Kappholz. 17. XI. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. F 79 437. Wilhelm Fehlemann, Duisburg. Nachgiebiger Grubenstempel; Zus. z. Anm. F 77 538. 27. V. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. T 44 097. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., Bochum. Vorrichtung zum Verriegeln zweier gegenüberliegender keiliger Zwischenkörper (Gleitkeile) für Stützpfeiler unter Tage. 27. VI. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 6. L 86 381. Carl Lössl, Gauting b. München. Eiserne Schienenunterlage für Betonschwellen. 10. VIII. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 24. L 86 404. Karl Loew, Berlin. Verwendung von Halbhölzern, Schwartenhölzern od. dgl. in waldreichen Gebieten zur Herstellung von Gleisbahnen. 13. VIII. 34.
- Kl. 19 d, Gr. 4. F 77 156. Felten & Guillaume Carlswerk Eisen und Stahl Akt.-Ges., Köln-Mülheim. Hilfsseilbahn zum Verlegen der Brückenkabel einer Hängebrücke. 21. II. 34.
- Kl. 19 e, Gr. 1. S 118 754. Spreng- und Tauchgesellschaft m. b. H., Berlin-Schöneberg. Verfahren zum Sprengen von Moorboden bei Dammschüttungen. 20. VI. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 8/01. K 136 284. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Drehstuhl für Eisenbahnweichen. 17. XII. 34.
- Kl. 35 b, Gr. 1/01. M 131 985. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Akt.-Ges., Nürnberg. Kranträger. 2. IX. 35.
- Kl. 37 c, Gr. 5/01. M 56.30. Vereinigte Deutsche Metallwerke Akt.-Ges., Frankfurt a. M.-Heddernheim. Einlagige, an Ort zu verlegende Metallabdeckung; Zus. z. Pat. 587 777. 5. IX. 30.
- Kl. 37 d, Gr. 22. K 133 534. Kleintertz & Zimmermann, Köln-Deutz. Doppelwandige Falttür mit durch Gelenkscheren verbundenen Leisten. 17. III. 34.
- Kl. 37 d, Gr. 37. B 169 029. Heinrich Brisse, Schießplatz Deep a. d. Ostsee. Gitterförmiges Drehkreuz, dessen Einführungsgang durch ein schwenkbares, in der Sperrlage anschließbares Hilfgitter absperrenbar ist. 14. III. 35.
- Kl. 37 e, Gr. 2. S 113 072. Robert Seckelmann u. Ernst Weise, Velbert, Rhld. Leiterfuß für Anlegeleitern. 1. III. 34.
- Kl. 37 e, Gr. 8/01. Sch 100 577. Erich Schmidt, Löbau, Sachsen. Gerüstklammer. 2. III. 33.
- Kl. 37 f, Gr. 2/02. W 85 064. Wilhelm Langenau, Kassel. Eiserner Grünfuttersilo. 12. II. 31.
- Kl. 38 i, Gr. 1. F 77 546. Feldmühle, Papier- und Zellstoffwerke Akt.-Ges., Stettin, u. Dipl.-Ing. Otto Böhm, Königsberg, Ostpr. Verfahren und Vorrichtung zum Reinigen und Entrinden von Baumstämmen. 11. V. 34.
- Kl. 80 a, Gr. 34/01. T 42 422. Robert Treskow, Berlin-Steglitz. Verfahren zum Herstellen von Betonrohrleitungen beliebiger Länge. 12. IV. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. I 49 833. Ilseder Hütte, Peine, Hann. Verankerung für Kastenspundwände. 5. VI. 34.
- Kl. 85 d, Gr. 14. D 68 722. Dresdner Gas-, Wasser- und Elektrizitätswerke Akt.-Ges., Dresden. Vorrichtung zur Verhinderung des Zurückfließens von Wasser in Wasserleitungen; Zus. z. Pat. 577 314. 7. IX. 34.