DER BAUINGENIEUR

8. Jahrgang

17. September 1927

Heft 38

GEHEIMRAT DOLEZALEK.

In voller geistiger und körperlicher Frische feierte am 1. September Geh. Reg.-Rat Dr.-Ing. Carl Anton Dolezalek, Professor für Eisenbahn- und Tunnelbau an der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg, in seinem geliebten Blankenburg im Harz, seinen 85. Geburtstag. Gebürtig aus Marburg in Steiermark studierte er nach Absolvierung der Grazer Mittelschulen in Wien und begann 1865 in Österreich-Ungarn seine Eisenbahnbaupraxis, die ihn 1875 als Sektionsingenieur

und Vorstand der Tunnelbauabteilung der Gotthardbahn nach Göschenen in der Schweizführte. Hier erreichte ihn seine Berufung als ordentlicher Professor an die Technische Hochschule Hannover auf 1. April 1878. Sein Ruf als Dozent und Ingenieur brachte Dolezalek bald eine Reihe von Ehrungen: Rufe an andere Hochschulen und an die Spitze großer Bauunternehmen, 1889 die Ernennung zum Geheimen Regierungsrat und auf 1. Dezember 1907 die Berufung nach Charlottenburg, die er annahm. Prof. Dolezalek ist Ehrendoktor von Charlottenburg und Hannover. Er bekleidete von 1886 bis 1892 das Amt des Rektors Technischen Hochschule Hannover und war Schiedsrichter im Prozeßzwischen der Bahnverwaltung und der Generalunternehmung des Lötschbergtunnels. Wohl noch keinem Andern war es bis jetzt wie ihm vergönnt, nach so reicher praktischer Ingenieurtätigkeit auf eine 50jährige erfolgreiche Dozentenlaufbahn zurückzublicken, ohne sich dabei alt fühlen zu müssen. Obschon seit mehreren Jahren emeritiert, versah Prof. Dr. Dolezalek seine Lehrkanzel bis zum Schluß des Sommersemesters 1927 noch voll. Erst auf Beginn des Studienjahres

1927/28 wurde ein Nachfolger berufen¹, der vorläufig einen Teil, auf Ende 1928 erst die volle Lehrkanzel übernehmen wird.

Geheimrat Dolezalek ist einer der letzten, die noch die mächtige Entwicklung des Eisenbahn- und Tunnelbaues in der zweiten Hälfte des vergangenen und zu Beginn des gegenwärtigen Jahrhunderts beinahe ganz miterlebten und z. T. aktiv mitmachten. Wie sein Name eng mit ihr verbunden ist, gab sie wiederum seiner ganzen wissenschaftlichen und Lehrtätigkeit das Gepräge, denn er blieb auch als Dozent bis auf den heutigen Tag in enger, stetiger Berührung mit der Praxis durch Studienreisen, wie besonders durch direkte praktische Betätigung als Berater, Gutachter, Schiedsrichter usw. Er wirkte bei den Fortschritten der praktischen Technik mit, seine reichen Erfahrungen immer mehrend zum Vorteil der Hochschule und ihrer Studierenden.

Der allmähliche Ausbau des Eisenbahnnetzes verschob in neuerer Zeit in Deutschland und andern Ländern mit ähnlichen Verhältnissen das Lehrgebiet der Eisenbahnbaulehrkanzeln. Bahnhofs- und Betriebsanlagen und -einrichtungen erfordern eine immer wachsende Aufmerksamkeit, und für die Auswahl der Dozenten werden infolgedessen immer mehr betriebliche Erfahrungen ausschlaggebend. Der Umstand, daß Charlottenburg neben einer besondern, diesen neuzeitlichen Anforderungen entsprechenden Lehrkanzel grundsätzlich eine solche für den klassischen Eisenbahnbau (inkl. Tunnelbau) beibehielt, gestattete Dolezalek, dieses Gebiet in einem Maße

zu bearbeiten und auszubauen, wie es kaum einem andern heute noch möglich ist. Seine außerordentlich große Erfahrung und seine nie versagende Arbeitskraft machten ihn in dem Fache, mit dem er zusammen groß geworden, zur Autorität, deren Name weit über die Grenzen Deutschlands reicht.

Der Tunnelbau blieb sein Hauptarbeitsfeld. Neuzeitlichen Bedürfnissen Rechnung tragend, entfaltete er sodann auch eine rege Tätigkeit auf dem Gebiete der Spezialbahnen, insbesondere der Berg-, Zahnund Seilbahnen. Großes Gewicht legte er in seinem Lehramte der Behandlung des Oberbaues bei.

Seine reichen Erfahrungen und Erkenntnisse sind durch eine außerordentlich große Zahl von Schülern (50 Jahrgänge!) in alle Welt hinausgetragen und dort verwertet worden. Aber auch ein umfangreiches Schrifttum verbindet seinen Namen mit der Entwicklung des Eisenbahn- und Tunnelbaues. Ein auch nur annähernd vollständiges Verzeichnis aller seiner Veröffentlichungen hier wiederzugeben, würde viel zu weit führen, es seien nur einige der wichtigsten aufgeführt. Der Bau des Gotthardtunnels veranlaßte Abhandlungen über die Bohrmaschinenarbeit (1878), den First-

stollenbetrieb (1878 und 1880), die Lufttransmission (1880), den Ausbau (1882) usw. dieses Tunnels. Es folgten eine Reihe Studien u. a. über submarine Tunnel (1883), über Tunnelbauweisen (1883), über einen tunnelartigen Kanalbau in Hannover (1893), über den Simplontunnel (1899), über die Dichtung des Tunnelmauerwerkes (1910), teils beschreibende, teils kritische und theoretische Aufsätze. Prof. Dolezalek war auch Mitarbeiter von Luegers Lexikon der gesamten Technik und Mitglied des Redaktionsausschusses von Rölls Enzyklopädie des Eisenbahnwesens. (2. Auflage, erschienen in Berlin 1912 bis 1923.) Etwa 70 Titel dieses Nachschlagewerkes tragen seine Unterschrift, darunter einige umfangreiche Abhandlungen aus seinen Sondergebieten, so die Titel "Tunnelbau der Eisenbahnen", "Tunnellüftung", "Gebirgsbahnen", "Bergbahnen", "Seilbahnen", "Zahnbahnen", "Schwebebahnen", "Weichen", ferner die Angaben über größere Tunnelbauten wie z. B. Gotthard-, Lötschberg-, Grenchenberg-, Hauenstein-, Tauern-, Ricken-, Montcenis- und manche andere Tunnel, sowie über Spezialbahnen.

Hauptwerke Dolezaleks sind seine Bücher: "Der Tunnelbau" (Hannover 1890), "Zahnbahnen" (Band IV, Abschnitt A des



¹ Ober-Reg.-Baurat a. D. Frevert (Hamburg).

Werkes "Die Eisenbahntechnik der Gegenwart". (Wiesbaden 1905) und "Der Eisenbahntunnel", von dem Band I 1919 erschien. Werke, für die ihm die Kollegen in Lehramt und Praxis, sowie die Studierenden dankbar sind. Es ist das besondere Verdienst Dolezaleks, als einer der ersten neben Ržiha das bisher von Empirie und Gewohnheit beherrschte Gebiet des Tunnelbaues systematisch und wissenschaftlich angefaßt und entwickelt zu haben.

Wer Dolezalek näherzutreten und kennenzulernen Gelegenheit hat, findet in ihm bald einen humorvollen Menschen, der, selber jung im Herzen, die Arbeit jüngerer Kollegen zu würdigen und sich als Freund über ihre Erfolge zu freuen versteht.

Kaum ein zweiter nennt soviele Ingenieure auf allen Stufen seine Schüler. Die Zahl derer, die in Hannover, dann 20 Jahre lang in Charlottenburg bei ihm Eisenbahnbau hörten, ist ganz außerordentlich groß. Sie denken heute dankbar an die Zeit ihres Studiums zurück und man hört sie auch außerhalb Deutschlands begeistert von dem klaren, temperamentvollen Vortrag reden, durch den er sie in die Kunst des Eisenbahnund Tunnelbaues einführte. Sie gedenken freudig und stolz ihres Lehrers auch außerhalb der deutschen Grenzen. Ihnen schließen sich die Berufs- und Fachkollegen, die Freunde, alle, die durch Wort und Schrift von ihm lernten oder ihm sonst näher kamen, von Herzen an. Glückauf!

C. Andreae, Zürich.

EINIGE STABILITÄTS- UND SPANNUNGSPROBLEME AN AUFGELÖSTEN STAUMAUERN.

Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe.

Im Zusammenhang mit dem fortschreitenden Großausbau der Wasserkräfte hat der Talsperrenbau in allen seinen Formen in jüngerer Zeit eine lebhafte und erfreuliche Entwicklung erfahren. Der Erddamm zeigt vorläufig in der Hauptsache mehr nur die Urtendenzen der Materie, ein etwas formloses Wachstum ins Große, während eine klarere und einheitliche Entwicklung seiner Gestaltung mangels genauerer Kenntnisse der Erdmechanik noch nicht zu erkennen ist.

Wesentlich günstiger zeigen sich die eigentlichen Staumauern. Die alte und ehrwürdige Gewichtsmauer hat in der in Blöcken unterteilten Gußbetonmauer mit dem einfachen Dreiecksprofil ihre endgültige Form wohl nahezu erreicht. Nur wenige Fragen sind noch weiter aufzuhellen. Neben ihr sind in jüngerer Zeit zwei neue eng verwandte Typen aufgetreten, die einfache Gewölbemauer und die gegliederte Gewölbereihenmauer oder, wie man sie gewöhnlich nennt, die aufgelöste Staumauer. Beide im Gegensatz zur massigen Beton fressenden Gewichtsmauer leicht und fast elegant, beide auch noch im vollen Fluß der Entwicklung sowohl in der konstruktiven Durchbildung, wie auch in der rechnerischen Behandlung. Während nun die einfache Gewölbemauer sich nur in seltenen Fällen bei besonders geeigneten eng eingeschnittenen Talformen verwenden läßt und sich da ihren Platz aber auch schon vollständig gesichert hat, vermag die gegliederte Gewölbereihenmauer, bei mäßigen Höhen wenigstens, mit der Gewichtsmauer grundsätzlich fast immer in Wettbewerb zu tieten. Sie verlangt wie diese zur Gründung nur guten, nicht zu tief anstehenden Felsen und ist im übrigen an keine anderen Voraussetzungen gebunden. Ihre rasch anwachsende Verbreitung ist jedoch durch die Glenokatastrophe begreiflicherweise auf das empfindlichste gestört, mit Für und Wider wird sie z. Z. heiß umstritten. So macht sie gegenwärtig - zum mindesten in Europa - eine schwere Krise durch, und es wird noch manches Jahr dauern, bis sich ein gesunder Ausgleich zwischen der vorsichtig abwägenden Zurückhaltung des Wasserbauers und dem ungestümeren Entwurfsdrängen des Eisenbetonmannes eingestellt hat. Wenn dann unter dem Eindruck der Katastrophe und dem hierdurch verstärkten Druck der Verantwortung tiefer hinab geschachtet wird und der Einblick in die Eigenheiten dieses Sperrentyps dadurch weiter geklärt wird, so hat auch diese Krise, sei es zu dessen Vorteil oder Nachteil, ihren Nutzen gehabt.

Bei einer aufgelösten Sperre ist die statische Behandlung ungleich viel wichtiger als bei einer Gewichtsmauer. Ausschlaggebend für das Widerstandsvermögen der Gewichtsmauer ist fast nur die Schwere des Baustoffes, während seine Festigkeit, bei mittleren Höhen wenigstens, nie auch nur annähernd ausgenutzt wird. Die Standsicherheit ist eine Kippsicherheit. In den Formeln, die das Mauerprofil oder besser den Spitzenwinkel des Grunddreiceks bestimmen, tritt die Festigkeit des Baustoffs gar nicht auf, sondern ausschließlich dessen Raumgewicht. Bei einer sehr geringen hypo-

the tischen Verminderung dieses letzteren (15-30%) ist die Standsicher heit wohl jedes vorhandenen Profils erschöpft.

Ganz im Gegensatz hierzu ist für die aufgelöste Sperre das Raumgewicht des Materials fast bedeutungslos. Eine aufgelöste Sperre aus gewichtslosem Material ist wohl denkbar, aber nicht eine Gewichtsmauer. Die Standsicherheit ist eine reine Festigkeitsfrage und ein eingehenderes Studium der auftretenden Beanspruchungen ist nicht etwa nur eine theoretisch lockende Aufgabe, sondern ein praktisches Erfordernis für die rationelle Konstruktion.

Bei der Bearbeitung der Vöhrenbacher Sperre wurden von Dr. Maier und mir vor einigen Jahren einige grundlegende Betrachtungen über die Berechnung aufgelöster Sperren veröffentlicht und auf einige Spannungsprobleme hingewiesen, deren Lösung bisher noch nicht in Angriff genommen wurdel. In einem späteren Aufsatz wurde sodann, allerdings in sehr zusammengedrängter Form, die Berechnung der Vöhrenbacher Sperre wiedergegeben2. Die Berechnungsformeln und -methoden sind die gleichen, die Dr. Maier neuerdings in dem Abschnitt Staumauern des Beton-Kalenders entwickelt³. Berechnet werden die Spannungen des Bogens unter Eigengewicht, Wasserdruck und Temperatureinflüssen (einschließlich Schwinden) sowie die entsprechenden Spannungen des Pfeilers. Die in den "Grundzügen" berührten besonderen Spannungsprobleme erfahren noch keine Berücksichtigung. Der Rechnungsgang erstreckt sich vorläufig nur auf eine erste Stufe, unter Ausschluß von Neben- und Zusatzspannungen, um einen im Eisenbau üblichen Ausdruck zu gebrauchen. Auch das kürzlich erschienene breit angelegte Buch von Dr. Kelen bringt in statischer Hinsicht zwar ganz wertvolle Zusammenstellungen, aber keine Vertiefung der Erkenntnisse.

An der aufgelösten Sperre treten vor allem einige neue Stabilitätsprobleme auf. Das wichtigste ist die Knicksicherheit der dreieckförmigen Pfeilerwand. Von ihr hängt nicht nur die Stärke und Ausbildung der Pfeilerwandung selber, sondern auch die Anordnung und Verteilung der Querversteifungen ab.

Auch der Bogen bietet Stabilitätsprobleme. Die aneinander gereihten Gewölbe stützen sich auf verhältnismäßig dünne Pfeiler, die senkrecht zu ihrer Ebene, also in Richtung des Gewölbeschubes, nur einen geringen Biegungswiderstand haben. Fehlen nun Querversteifungen an den Kämpfern, 50 kann ein Knickvorgang eintreten, der darin besteht, daß eines der Gewölbe sich verflacht und die Nachbargewölbe zusammen-

¹ Grundzüge für die Berechnung von Eisenbeton-Talsperren,

Deutsche Wasserwirtschaft 1923.

² Die Talsperre Vöhrenbach, Beton und Eisen 1924.

³ Dr. Maier vergißt allerdings zu erwähnen, daß diese Formela durchweg von mir stammen und während meiner Tätigkeit in seinem Büro gelegentlich des Entwurfs der Vöhrenbacher Sperre abgeleitet wurden. Insbesondere im Hinblick auf die Entwicklung des Bildes der Hauptspannungen in den Pfeilern, die in der Literatur nun des öfteren zu sehen ist und einen gewissen Anspruch auf Originalität machen kann, möchte ich das ausdrücklich feststellen.

drückt, wie es in Abb. I angedeutet ist. Unter gewissen Bedingungen zwischen Wasserdruck, Form und Steifigkeit des Gewölbes nimmt mit dem Ausweichen des Widerlagers der Schub des flacheren Gewölbes dauernd zu, der der Nachbargewölbe ab, der Vorgang führt mit steigender Geschwindigkeit zum Bruch, er ist eine reine Stabilitätserscheinung, die wie die Knickung nur vom elastischen Verhalten des Ma-

terials, nicht seiner Bruchgrenze abhängig ist. Auf die Möglichkeit dieser Erscheinung ist bisher noch nicht hingewiesen worden. Wenn auch die bestehenden Sperrengewölbe — meist unter Mitwirkung der Querversteifungen — noch genügend innerhalb der Stabilitätsgrenze liegen, so ist doch die genauere Kenntnis dieser Grenze für den entwerfenden Ingenieur nicht wertlos.

Die Gewölbe sind bisher — abgesehen von den in Richtung der Achse fallenden Biegungsspannungen beim Übergang in die Herdmauer — nur auf Spannungen in der Gewölbeebene, also senkrecht zur Erzeugenden des Gewölbes untersucht. Es treten jedoch auch in Richtung der Gewölbeerzeugenden Spannungen auf, die insbesondere von Temperaturunterschieden zwischen dem oberen etwa unter der Wirkung der Sonnenbestrahlung sich ausdehnenden und dem unteren, vom Wasser gekühlten Teil auftreten können. Diese Spannungen können für die Längsbewehrung maßgebend sein.

Die Spannungen, die beim Übergang des Gewölbes ins Fundament auftreten, können nach den Methoden, die Dr. Hugo Ritter erstmalig entwickelt hat⁴, und die bei der Berechnung der Bogensperren schon vielfach zur Anwendung kamen, berechnet werden. Für den Praktiker wäre hier die Entwicklung von Formeln oder Diagrammen, die auf die geometrisch einfachen Verhältnisse der aufgelösten Sperren zugeschnitten sind, erwünscht.

Ein gewisses Bedürfnis besteht noch nach der Kenntnis der im Pfeiler auftretenden Schwindspannungen. Schwindrisse in den Pfeilern wirken nicht schön, wenn sie auch die Standsicherheit nicht gerade sehr beeinträchtigen.

Damit dürften die wichtigsten Probleme, die die aufgelösten Sperren dem Statiker zur Zeit aufgeben, skizziert sein. Sämtliche bieten, wenigstens bei entsprechender Vereinfachung, keine unüberwindlichen Schwierigkeiten. Die ersten drei, die beiden Stabilitätsaufgaben und die Längsspannungen im Gewölbe, sollen im folgenden behandelt werden.

Die Längsspannungen im Gewölbe.

Die Spannungsaufgabe sei als die einfachste vorangestellt. In ihrer allgemeinen Fassung, die Spannungen eines schiefliegenden Kreisgewölbes anzugeben, das an den Pfeilern eingespannt ist und in der Nähe einer Wagerechten a—a einen

Temperaturübergang von t_u auf t_o erfährt (Abb. 2), ist sie nicht lösbar. Sie sei zunächst dadurch vereinfacht, daß das Gewölbe lotrecht im Wasser stehend angenommen wird, die Temperatur also in Schnitten senkrecht zur Gewölbeachse gleich ist. Weiterhin soll dann noch von der Einspannung an den Pfeilern abgeschen werden, als vereinfachte Aufgabe also ein (unendlich langer) Kreiszylinder vom Halbmesser r und der gleichbleibenden Stärke d betrachtet werden, der einen mehr oder weniger steilen Temperaturwechsel von der Größe Δ t erfährt (Abb. 3). Die Spannungen verschwinden natürlich in genügender Entfernung von der Temperaturwechselstelle. Ihre Höchstwerte nehmen sie in der Nähe dieser Stelle an, und diese Höchstwerte sind wiederum um so größer, je steiler der Temperaturwechsel ist. Man erhält eine oberste Grenze, wenn man die Temperaturänderung sprungweise annimmt.

Denkt man sich nun den Zylinder durch zur Achse senkrechte Schnitte in voneinander unabhängige Ringe zerteilt, so wird jeder Ring sich so ausdehnen, wie es seiner Temperatur entspricht, wobei die Vergrößerung oder Verkleinerung des Halbmessers gegenüber einer festen Ausgangstemperatur, also die natürliche Verschiebung eines Gewölbepunktes, mit ϱ' bezeichnet sei. Von dieser natürlichen Verschiebung ist dann die wirklich vorhandene, zwangsmäßige (ϱ) zu unterscheiden, die sich infolge des gegenseitigen Zusammenhanges der einzelnen Ringe einstellt. Der Unterschied von ϱ und ϱ' führt zu einer Spannung S im Ring im Betrage von

$$S = \frac{\varrho - \varrho'}{r} \cdot dE$$

auf die Längeneinheit des Zylinders.

Denkt man sich nun den Zylinder durch Schnitte von der Breite d ϕ in einzelne nebeneinander liegende Balken zerschnitten (Abb. 4), so wirkt auf einen solchen Balken eine resultierende Kraft S d ϕ , die ihn in Richtung des Halbmessers verbiegt, und die Anwendung der bekannten Biegungsdifferentialgleichung des Balkens liefert unter Berücksichtigung des Vorzeichens der Kraftrichtung sofort

$$\frac{\mathrm{d}^4 \,\,\varrho}{\mathrm{d}\,\mathrm{x}^4} = \frac{-\,\mathrm{S}\,\mathrm{d}\,\varphi}{\,\mathrm{E}\,\mathrm{J}}\,,$$

für J ist sinngemäß zu setzen:

$$J = \frac{d^3}{12} \cdot r d \varphi,$$

womit die Gleichung übergeht in

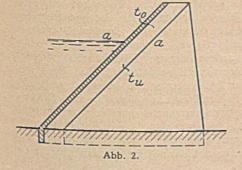
$$\frac{d^4\;\varrho}{d\;x^4} = \frac{12}{r^2\;d^2}\;\left(\varrho' - \varrho\right).$$

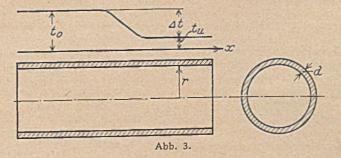
Diese Gleichung läßt sich für einen Temperatursprung, also für $\varrho'=$ const. auf verhältnismäßig einfache Weise lösen. Es soll jedoch eine umfassendere Lösung angegeben werden, die einen Einblick in die Abhängigkeit der Spannung von der Raschheit des Temperaturübergangs gewährt. Für den Temperaturverlauf sei nach beiden Seiten die Funktion

$$t \equiv t_{\infty} (I - e^{-\mu x})$$

angenommen, die nur für positives x Geltung haben kann

⁴ Dr. Hugo Ritter, Die Berechnung der bogenförmigen Staumauern, Karlsruhe 1913.







57*

(Abb. 5). $2\,t_\infty$ ist der gesamte Temperaturunterschied. μ ist kennzeichnend für die Raschheit des Übergangs, $\mu=\infty$ gibt den Temperatursprung. Für ϱ' ergibt sich

$$\varrho' = r w t_{\infty} (I - e^{-\mu x}),$$

wofür abkürzend geschrieben werde:

$$\varrho' = a (1 - e^{-\mu x}).$$

Setzt man weiter noch zur Abkürzung

$$\frac{12}{r^2 d^2} = \alpha^4$$

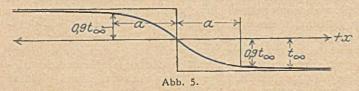
 $\frac{12}{r^2\,d^2} = \alpha^4,$ so hat die Differentialgleichung die einfache Form:

(2)
$$\frac{\mathrm{d}^4 \varrho}{\mathrm{d} x^4} = \alpha^4 \left[a \left(1 - e^{-\mu x} \right) - \varrho \right]$$

mit der Lösung

(3)
$$\varrho = a + e^{-\frac{\alpha}{k^2} x} B \sin\left(\frac{\alpha}{\sqrt{2}} x + \beta\right) - \frac{a \alpha^4}{\mu^4 + \alpha^4} e^{-\mu x}.$$

B und β sind zwei unbestimmte Konstanten. Ein Ausdruck mit zwei weiteren Konstanten, die sich mit der Bedingung,



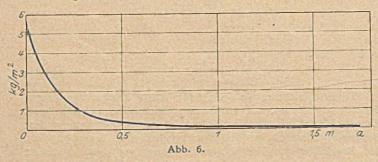
daß ϱ für $x=\infty$ endlich bleibt, nicht vertragen, ist bereits weggelassen. Infolge der Symmetrie hat die Biegungslinie bei x = o einen Wendepunkt. Für die Bestimmung von B und β dienen also die Bedingungen:

$$\frac{\mathbf{e} = \mathbf{o}}{\frac{\mathbf{d}^2 \mathbf{e}}{\mathbf{d} \mathbf{x}^2}} = \mathbf{o}$$
 für $\mathbf{x} = \mathbf{o}$,

aus denen sich ergibt

(4)
$$\begin{cases} B = -\frac{a}{\sqrt{\mu^4 + \alpha^4}} \mu^2 \\ tg \beta = \frac{\mu^2}{\alpha^2}. \end{cases}$$

Die Biegungslinie nähert sich selbstverständlich in größerer Entferning von x = 0 der Ordinate $\rho = a$, jedoch oszillierend



mit dauernd abnehmenden Amplituden. Die Periode der Schwankung hängt nur von der charakteristischen Größe a ab.

Die Längsspannungen erreichen gleichzeitig mit $\frac{d^2 \varrho}{d x^2}$ ihre Größtwerte und sind gegeben durch

$$\sigma = \frac{\mathrm{d}^2 \, \varrho}{\mathrm{d} \, \mathrm{x}^2} \, \cdot \, \frac{\mathrm{d}}{2} \, \cdot \, \mathrm{E}.$$

Für den Temperatursprung, also $\mu=\infty$, tritt der Spannungsgrößtwert bei der Abszisse auf, die gegeben ist durch

$$\frac{\alpha}{\sqrt{2}} x = \frac{\pi}{4}$$

und nimmt ganz unabhängig von Halbmesser und Gewölbestärke den Wert an

(5)
$$\sigma_{\max} = 0.56 \,\mathrm{Ewt}_{\infty}.$$

Bei einem beliebigen, endlichen µ, kann eine allgemeine Formel nicht angeschrieben werden. Die Stelle des Spannungsgrößtwertes muß aus der Bedingung

6)
$$\frac{\mathrm{d}^3 \varrho}{\mathrm{d} x^3} = \mathrm{o} = \frac{\alpha \mu e^{-\mu x}}{\sqrt{\mu^4 + \alpha^4}} - \mathrm{e}^{-\frac{\alpha}{|y|^2} x} \cos\left(\frac{\alpha}{\sqrt{2}} x + \beta - \frac{\pi}{4}\right)$$

zahlenmäßig errechnet werden. µ, die für die Raschheit des Temperaturüberganges maßgebende Zahl, kann man aus der Strecke 2a bestimmen, innerhalb deren der Temperaturanstieg nahezu - etwa bis auf 10% - sich vollzogen haben soll (Abb. 5).

Zur Veranschaulichung seien die Spannungen angegeben, die sich bei einem Gewölbe etwa mit den Abmessungen der Vöhrenbacher Sperre einstellen. Es sei

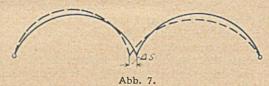
$$\begin{array}{l} r = 5.5 \ m \\ d = 0.5 \ m \\ 2 \ t_{\infty} = 10^{\circ} \\ E = 200 \ ooo \ kg/cm^2 \\ w = \frac{1}{100 \ 000}. \end{array}$$

Es ergeben sich die in Abb. 6 dargestellten Spannungen abhängig von der halben Länge a der Übergangsstrecke.

Man sieht, daß selbst die höchste bei einem Temperatursprung zu berechnende Spannung noch in sehr mäßigen Grenzen bleibt. Praktisch kommt wohl eine Übergangsstrecke in Frage, die etwa gleich der Gewölbestärke anzusetzen sein wird, wobei dann die Längsspannung fast verschwindet. Damit erübrigt es sich auch, noch weiter darauf einzugehen, welchen Einfluß eine Neigung des Gewölbes und seine Einspannung an den Pfeilern hat.

Die Gewölbestabilität.

Bei der Untersuchung der Gewölbestabilität werden zwei nebeneinander liegende Gewölbe betrachtet, die unter dem Wasserdruck p stehen (Abb. 7). Von der Zunahme des Wasser-

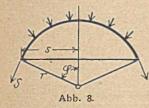


drucks nach den Kämpfern infolge der Neigung der Gewölbeachse kann schon deshalb abgesehen werden, weil Instabilität nur bei höheren Wasserdrücken zu befürchten ist, wo der Unterschied zwischen Scheitel- und Kämpferdruck verhältnismäßig geringfügiger wird. Die Instabilitätserscheinung besteht nun darin, daß ein Bogen den benachbarten zusammendrückt, wie es in der Abb. 7 angedeutet ist. Hierbei sollen die äußeren Widerlager als festbleibend angesehen werden, während sich das mittlere um eine Strecke ds verschiebt. Dieser Verschiebung und der damit verbundenen Drehung der Gewölbetangenten wird der Pfeiler einen Widerstand entgegensetzen, der wegen der Dünne der Pfeilerwandung nicht allzu groß sein kann und vernachlässigt werde.

Denkt man sich nun eine Verschiebung um die kleine Strecke As langsam vollzogen, so leistet der Wasserdruck dabei auf beide Bogen Arbeit. Hierbei überwiegt die auf den flacher werdenden Bogen geleistete die entgegengesetzte auf den Nachbarbogen um einen Betrag zweiter Ordnung. Gleichzeitig wird von beiden Bogen Formänderungsarbeit aufgenommen. Ist diese aufgenommene Formanderungsarbeit kleiner als die vom Wasserdruck geleistete Arbeit, dann ist das System unstabil, der bei einer einmal eingeleiteten Verschiebung vorhandene Arbeitsüberschuß der äußeren Kräfte wird die Formänderung beschleunigend vergrößern und rasch den Bruch herbeiführen.

Die vom Wasserdruck geleistete Arbeit kann nun ohne umständliche Integration in einfacher Weise abgeleitet werden.

Der Wasserdruck ist im Gleichgewicht mit der Kraft S = pr (Abb. 8). Dieses Gleichgewicht bleibt bei der lang-



samen Bewegung dauernd erhalten. Infolgedessen ist die Arbeit des Wasserdrucks während der Zusammendrückung des Bogens gleich der Arbeit, die S auf dem Wege ⊿s leistet. In erster Annäherung bleibt S während dieser Verschiebung konstant, die auf die beiden Bogen geleisteten Arbeiten

In zweiter Annäherung nimmt jedoch S heben sich auf. um AS beim sich verflachenden Bogen zu und ebensoviel beim Nachbarbogen ab. s △ (pr cos y) ist also die gesamte vom Wasserdruck geleistete Arbeit.

$$\Delta (p r \cos \varphi) = p (\Delta r \cos \varphi - r \Delta \varphi \sin \varphi)$$

aus

$$s = r \sin \varphi$$

und r \varphi = const. lassen sich \(D r \) und \(D \varphi \) in \(D \s \) ausdrücken.

$$\Delta (p r \cos \phi) = p \Delta s \frac{1 + \phi tg \phi}{tg \phi - \phi},$$

und für die Arbeit des Wasserdrucks also

(7)
$$A_w = 2 p (\Delta s)^2 \cdot \frac{r + \phi \operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \phi - \phi}$$

Der Faktor 2 ist noch beigefügt, weil mit s nur die halbe Bogensehne bezeichnet war. Die Formänderungsarbeit für einen halben Bogen beträgt $\frac{(\Delta \phi)^2}{2 \, b}$. E J, die für beide Bogen zusammen, wenn man $\Delta \phi$ in Δ s ausdrückt,

(8)
$$A_f = \frac{2 E J (\Delta s)^2}{r^3 \left(\cos \varphi - \frac{\sin \varphi}{\varphi}\right)^2 \varphi}.$$

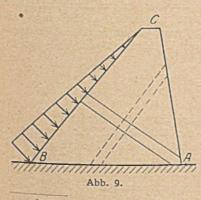
Setzt man nun $A_w=A_f$ und ersetzt J durch $\frac{d^3}{12}$, so ergibt sich als Stabilitätsbedingung:

(9)
$$p = \frac{E}{12} \left(\frac{d}{r}\right)^3 \frac{\varphi}{(\sin \varphi - \varphi \cos \varphi) (\cos \varphi + \varphi \sin \varphi)}.$$

Für einen Halbkreisbogen wird die Winkelfunktion zu 1 und

$$p = \frac{E}{I2} \left(\frac{d}{r}\right)^3.$$

Aus dieser Gleichung sieht man, daß man von der Stabilitätsgrenze in Wirklichkeit nicht immer so sehr weit entfernt ist. Bei E = 100 000 beträgt für $\frac{d}{r}={}^1\!/_{15}$, der kritische Druck nur 2,5 at5*; bei 20 m Wassersäule ist der Grenzwert von d $\frac{d}{r}$ rund $\frac{1}{16}$. Die Absteifungen der Gewölbe an den Kämpfern sind also keineswegs überflüssig. Es ist übrigens bei der oben gegebenen Ableitung ein leichtes, die vernachlässigte Steifigkeit der Pfeilerwandung noch zu be ücksichtigen. Man braucht



zu diesem Zweck den Teil As nur um den irgendwie geschätzten oder berechneten Betrag der Formänderungsarbeit des Pfeilers zu vergrößern.

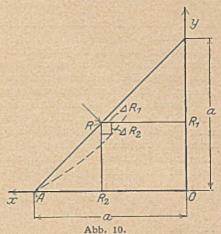
Die Knicksicherheit des Pseilers.

Die Knicksicherheit des Pfeilers kann roh dadurch abgeschätzt werden, daß man (Abb. 9) von A aus nach der Wasserseite einen Streifen sich herausgeschnitten denkt und diesen auf Knicken untersucht. Die Knickgefahr des Pfeilers ist jedoch geringer, einer Ausbiegung wird auch in der senkrecht dazu stehenden gestrichelten Richtung Widerstand geleistet.

Die Knickfestigkeit soll nun genauer unter Betrachtung der Formänderung des ganzen dreieckförmigen Pfeilers untersucht werden. Der Gedankengang ist ähnlich wie bei der vorigen Aufgabe. Man denkt sich dem Pfeiler eine Verformung erteilt, die in einer Ausbiegung seiner Fläche besteht. Diese ist gleichzeitig mit einem Nachgeben der Seite BC in Richtung

des Wasserdruckes verbunden, wodurch dieser Arbeit leistet. Die Knickbedingung ergibt sich dann aus der Gleichsetzung dieser Arbeit mit der Formänderungsarbeit. Dabei sollen nun zwei Fälle untersucht werden, einmal sollen sowohl BC wie CA durch Querversteifung am Ausbiegen verhindert sein, sodann sollderRandCA unversteift sein.

Nadai hat für eine dreieckförmige, an den Seiten frei aufgelagerte



Platte, die ein rechtwinkliges gleichschenkliges Dreieck darstellt (Abb. 10), eine Lösung gegeben, die hier als Ausgang dienen kann. Für die Belastung

(10)
$$P = p (\sin \xi \sin 2 \eta + \sin 2 \xi \sin \eta)$$

hat die Biegungsfläche die Form

(11)
$$w = \frac{p \ a^4}{25 \ \pi^4 \ N} \left(\sin \xi \sin 2 \ \eta + \sin 2 \xi \sin \eta \right),$$

hierbei ist p ein Festwert, a die Seitenlänge,

$$\xi = \pi \frac{x}{a}, \ \eta = \pi \frac{y}{a}$$

$$\xi=\pi\,\frac{x}{a}\,,\ \eta=\pi\,\frac{y}{a}\,.$$
 die Plattensteifigkeit
$$N=\frac{E\,m^2\,d^3}{12\,(m^2-1)}=\,\sim E\,\frac{d^3}{12}$$

Daran, daß die Biegungsfläche bei der Knickung voraussichtlich eine ganz andere Form hat, braucht man sich nicht zu stoßen. Die genaue Form dieser Fläche hat auf die Berechnung der Knicklast nur einen geringfügigen Einfluß (siehe Föppl, Zwang und Drang).

Die bei der Biegung aufgespeicherte Formänderungsarbeit ist gleich der Arbeit der äußeren Kräfte:

$$A_f = \frac{1}{2} \int P w df$$

Die Ausrechnung des Integrals ergibt:
$$A_f = \frac{p^2~a^6}{200~\pi^4~N} \; . \label{eq:Af}$$

Nun ist noch die Arbeit zu berechnen, die der nach unten wachsende Wasserdruck auf die unter der Ausbiegung sich verschiebende Hypotenuse des Dreieckpfeilers leistet. Bei der Berechnung dieser Verschiebung tritt eine Schwierigkeit auf. Man kann wohl aus der Biegungsgleichung der Platte die Strecke Aw und Al berechnen, um die die Punkte R und R1 oder R und R, bei der Ausbiegung sich einander nähern, also den Unterschied zwischen Bogen und Sehne RR₁ bzw. RR₂, damit weiß man aber noch nicht, wieviel von diesen Gesamtverkürzungen für die Verschiebung von R in Betracht kommt. Da nun die Unterkante von OA festliegt, wird man wohl mit

^{*} Einen höheren Wert wird man für E bei Knickerscheinungen keinesfalls nehmen dürfen.

Recht die lotrechte Verschiebung Δ_1 ganz, die wagerechte zur Hälfte als Verschiebungsweg von R rechnen dürfen. Durch die Festhaltung von OA sind jedoch noch zusätzliche Formänderungen bedingt, außerdem dürfte wohl ein etwas kleinerer Betrag von der Verkürzung auf die Verschiebung Δ R₁ entfallen, so daß die Knicksicherheit in Wirklichkeit größer ist.

Die Berechnung der Verkürzungen Δ_w und Δ_l erfolgt dadurch, daß man entlang RR_1 oder RR_2 das Integral

$$\frac{1}{2} \int \left(\frac{\mathrm{d} \, \mathrm{w}}{\mathrm{d} \, \mathrm{l}}\right)^2 \, \mathrm{d} \, \mathrm{l}$$

bildet, wobei dl das Linienelement in Richtung dx oder dy bedeutet

Nimmt man die Abszisse ξ als den Punkt R charakterisierende Koordinate an, so erhält man Δ_w und Δ_l als Funktion von ξ . Die Rechnung und das nicht einfach aufgebaute Ergebnis sollen hier nicht wiedergegeben werden.

Der auf die Längeneinheit der Pfeilerkathete im Punkte R wirkende Druck ist der Tiefe t proportional, und sei gleich x.r gesetzt, wobei r gleich dem Pfeilerabstand ist, wenn man mit den Einheiten Meter und Tonne rechnet. Die längs der ganzen Kathede geleistete Arbeit wird dann durch das Integral dargestellt:

$$A_w = r \ \frac{a}{\pi} \int\limits_{0}^{\pi} \xi \left(d_1 + \frac{d_w}{2} \right) d \ \xi. \label{eq:Aw}$$

Man findet:

$$r \frac{a}{\pi} \int \xi \, \Delta_1 \, d \, \xi = a \, \frac{r}{2} \left(\frac{p \, a^4}{25 \, \pi^4 \, N} \right)^2 \left(\frac{35}{12 \cdot 24} + \frac{5 \, \pi^2}{24} \right)$$

und
$$\mathbf{r} \cdot \frac{\mathbf{a}}{\pi} \int \xi \frac{d_{\mathbf{w}}}{2} d\xi = \mathbf{a} \frac{\mathbf{r}}{2} \left(\frac{\mathbf{p} \, \mathbf{a}^4}{25 \, \pi^4 \, \mathbf{N}} \right)^2 \cdot 2$$

also

(14)
$$A_{w} = a \frac{r}{2} \left(\frac{p \, a^{4}}{25 \, \pi^{4} \, N} \right)^{2} \cdot 4{,}20.$$

Setzt man das der unter (12) gefundenen Formänderungsarbeit Afgleich, so ergibt sich die Knickbedingung

(15)
$$r = \frac{14.9 \pi^2 E d^3}{12 a^3}$$

Hierbei ist

$$N = E \cdot \frac{d^3}{12}$$

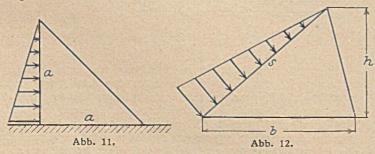
gesetzt, wobei d die vorläufig als unveränderlich angenommene Pfeilerstärke bedeutet.

Berechnet man die Knicksicherheit nach der oben schon erwähnten rohen Methode, so erhält man für denselben Pfeiler

$$r = \frac{4 \pi^2 E d^3}{12 a^3}.$$

Die Knickfestigkeit ergibt sich also unter Berücksichtigung des Zusammenhangs der Platte beinahe viermal so groß.

Betrachtet man nun, um zu weiteren und allgemeineren Ergebnisssen zu kommen, einen Pfeiler von derselben Form,



also wiederum das gleichschenklig rechtwinklige Dreieck mit der Seitenlänge a, nimmt nun aber den Wasserdruck auf die Kathete wirkend an (Abb. 11), so bleibt die Formänderungsarbeit dieselbe wie oben [Gl. (12)]. Für den Weg der äußeren Kraft soll wieder $\frac{J_{\rm w}}{2}$ eingesetzt werden — der wirkliche Wert mag noch etwas größer sein, weil die Basis festgehalten ist. Hieraus ergibt sich die Knickbedingung

(16)
$$r = \frac{31 \pi^2 E d^3}{12 a^3}.$$

Dem zuerst betrachteten Fall nähern sich die Pfeiler in der Ausführung ziemlich stark. Der zweite Fall gibt einen Hinweis, wie eine allgemeinere Formel aufgebaut sein wird. Für eine solche mit den Bezeichnungen der Abb. 12 möchte ich vorschlagen:

(17)
$$r = \frac{22 \pi^2 E d^3}{12 s h b} = \frac{11 \pi^2 E d^3}{6 s h b}.$$

Sie liefert für das auf der Hypotenuse belastete rechtwinklig gleichschenklige Dreieck eine etwas größere, für das auf der Kathete belastete eine kleinere Knicklast als die Ausdrücke (r5) und (r6), wie das auch nach den obigen Ausführungen zu erwarten ist.

Eine allgemeine Formel für den Pfeiler mit querversteiften Seiten unmittelbar abzuleiten, macht übrigens keine grundsätzlichen Schwierigkeiten. Man braucht nur die Biegungsfläche in einer plausiblen Form auzusetzen, wofür man den obigen Nadaischen Ausdruck mit transformierten Koordinaten nehmen kann. Aus der Gleichung dieser Fläche wäre dann die Formänderungsarbeit mit Hilfe der Krümmungen, also der zweiten Differentialkoeffizienten auszurechnen. Dann wäre, um die Arbeit der äußeren Kräfte zu erhalten, $\Delta_{\rm W}$ und $\Delta_{\rm I}$ zu errechnen und im weiteren wie oben zu verfahren. Da die obige Formel für die Anwendung doch wohl ausreichen dürfte, möchte ich mich damit begnügen, den Weg angedeutet zu haben.

Bei den bisherigen Ableitungen war eine gleichbleibende Pfeilerstärke d vorausgesetzt. Die Pfeiler verjüngen sich jedoch im allgemeinen nach oben, und es entsteht die Frage, mit welchem Mittelwert d_m zu rechnen ist. d kommt als Ausdruck für die Plattensteifigkeit in der dritten Potenz vor. Würde man für d_m einfach das arithmetische Mittel

$$d_{m_1} = \frac{d_o + d_u}{2}$$

aus der Plattenstärke oben und unten einsetzen, so würde man zu ungünstig rechnen. Richtiger ist, einen Mittelwert aus den Plattensteifigkeiten einzusetzen oder d_m zu bestimmen aus

$$F d_m^3 = \int d^3 \cdot d f,$$

was liefert:

$$d_{m_{2}^{3}} = \frac{d_{o^{3}}}{10} + \frac{d_{o^{2}}\,d_{u}}{5} + \frac{3\,d_{o}\,d_{u^{2}}}{10} + \frac{2\,d_{u^{3}}}{5}.$$

Weil jedoch die Seitenteile und der untere Rand der Platte wesentlich weniger zur Formänderungsarbeit beitragen *als die mittleren Teile, rechnet man damit andererseits etwas zu günstig, man wird wohl der Wirklichkeit genügend gerecht, wenn man

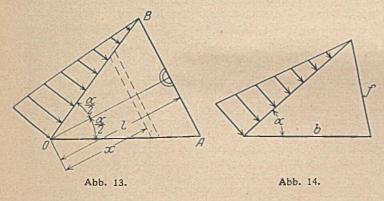
$$d_m = \frac{d_{m_1} + d_{m_2}}{2}$$

setzt.

Eine weitere Ungenauigkeit ist noch zu erörtern. In den Ableitungen wurde wie bei der Eulerformel mit einem konstanten E gerechnet. Man wird also wie bei der Eulerformel für Beton zu günstige Werte erhalten, wenn man die Dehnzahl E gleich 200 000 kg/cm² einsetzt. Welcher Wert ist für E zu nehmen? E bestimmt die Formänderungsarbeit, welche die Platte aufnimmt, wenn unter der Knicklast eine virtuelle Ausbiegung erfolgt. Sinngemäß ist also für E ein Mittelwert

von $\frac{d\,\sigma}{d\,\epsilon}$ über die ganze Platte bei den bei der Knicklast vorhandenen Spannungen einzusetzen. Hierbei entfällt auf die Mittelteile wiederum weitaus das meiste Gewicht, weil in ihnen weitaus die meiste Formänderung steckt. Die zweite, nach der Luftseite hinweisende Hauptspannung im Pfeiler ist nun nahezu gleich null. Für E kommt also ein Mittelwert in Betracht zwischen $\frac{d\sigma}{d\epsilon}$ für $\sigma=o$ und $\frac{d\sigma}{d\epsilon}$ für die bei der Knicklast etwa in Pfeilermitte vorhandene größte Hauptspannung. Um ganz sicher zu gehen, wird man von der jungfräulichen σ/ε-Kurve des Betons ausgehen, die kleinere E-Werte liefert. Der Vorgang ist praktisch einfacher als er hier aussicht. Annahme eines wahrscheinlichen E, daraus Knicklast, Überschlagen der größten Hauptspannung in Pfeilermitte, Prüfung an Hand einer σ/ε-Kurve, die für das vorgeschlagene Material bis zur Zeit der Belastung etwa Geltung haben kann, darnach etwaige Verbesserung von E und nochmalige Prüfung sind seine einzelnen Schritte. Das Verfahren kann auf diese Art an Genauigkeit wohl mit den sonst im Betonbau üblichen auf eine Stufe gestellt werden. Der Nachweis einer etwa vierfachen Knicksicherheit dürfte ausreichend sein. Bei der einfachen Nachrechnung mit einem festen E von 200 000 kg/cm2 wird man wohl mindestens doppelte, also achtfache Knicksicherheit verlangen müssen. Zu bemerken ist noch, daß die Formeln für nach unten linear zunehmende Belastung, also Wasserdruck abgeleitet sind. Bei den hohen Knicklasten tritt die Komponente des Gewölbegewichts gegen den Wasserdruck sehr zurück. Man kann also mit hinreichender Genauigkeit auch das Gewölbe in nach unten linear ansteigende Belastung umrechnen und mit dem Wasserdruck gleichsetzen.

Die Knickung des Pfeilers mit Dreieckform und quer versteiften Seiten ist also genügend geklärt. Mit einer Versteifung der Wasserseite wird fast immer zu rechnen sein. An der



Luftseite kann sie wohl mitunter fehlen, es sei deshalb auch für diesen Fall eine Formel abgeleitet. Der Pfeiler sei gleichschenklig angenommen mit den Bezeichnungen der Abb. 13. Nun sei eine Ausbiegung angenommen, in der sich die Mittellinie nach der Funktion

$$w_m = a_1 x^2 + a_2 x^3$$

verbiegt, a_1 und a_2 natürlich klein. Ein Glied ersten Grades in x würde eine unendlich große Krümmung bei O, also unendlich große Formänderungsarbeit bedeuten, ist also nicht möglich. Zwischen a_1 und a_2 muß eine Beziehung stattfinden, die ausdrückt, daß an der Seite AB keine Einspannung stattfindet, cs muß

$$\left(\frac{d^2 w_m}{d x^2}\right)_{x=1} = 0 \text{ oder } a_2 = -\frac{a_1}{31} \text{ sein.}$$

Denkt man sich nun die Platte in Streifen gleichlaufend zu AB aufgeteilt, die sich nach Parabeln mit dem Pfeil w_m in der Mitte verbiegen, so errechnet man für diese Streifen eine gesamte Formänderungsarbeit von

(18)
$$A_f = \frac{11}{8 \cdot 48 \cdot 36} \cdot \frac{\pi^4 \, \mathrm{d}^3 \, a_1^{-3} \, l^2 \, E}{t g^3 \, \frac{\alpha}{2}} \, .$$

Durch die Krümmung in Richtung senkrecht zu AB entsteht weiterhin noch Biegungsarbeit, sie beträgt jedoch nur wenige Prozent von (18) und soll vernachlässigt werden, was mit um so mehr Recht geschehen kann, als man sich dabei nach der sicheren Seite hin bewegt. Die Arbeit des Wasserdrucks ist gleich der Summe der Arbeiten über die einzelnen Streifen. Man findet:

(19)
$$A_{w} = \frac{23 \pi^{2}}{4 \cdot 756} a_{1}^{2} |_{5} \cos \frac{\alpha}{2} r$$

und daraus die Knickbedingung

$$r = \frac{E\,d^3}{o_995\;l^3\;tg^2\;\frac{\alpha}{2}\;\sin\;\frac{\alpha}{2}}, \label{eq:rate}$$

die man etwa in der Form

(21)
$$r = \frac{E d^3}{0.12 b f^2 \sin \alpha}$$

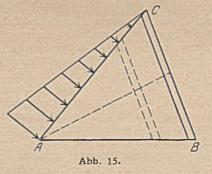
mit den auf Abb. 14 erläuterten Bezeichnungen veraligemeinern kann. Über d und E gilt das oben schon erwähnte.

Ein Vergleich mit den weiter oben abgeleiteten Formeln zeigt, daß die auch auf der Rückseite quer versteifte Platte um etwa das Zweifache knickfester ist.

Nun bleibt noch zu untersuchen, wie die Knickfestigkeit eines Pfeilers zu beurteilen ist, der durch Rippen in seiner Ebene oder durch Querversteifungen, die einzelne Punkte innerhalb seiner Fläche festhalten, ausgesteift ist. Eine allgemeine formelmäßige Behandlung dieser Fälle wird schon wegen der großen Mannigfaltigkeit von Möglichkeiten nicht durchführbar sein. Man steht aber auch da der Frage der Knicksicherheit keineswegs hilflos gegenüber, und das Mittel, das einen zum Ziele führt, ist dasselbe wie oben: Annahme einer den Stützbedingungen entsprechenden Biegungsfläche, Berechnung der dieser entsprechenden Formänderungsarbeit A_f, Berechnung des Verschiebungsweges der Wasserseite und daraus der Arbeit des Wasserdrucks A_w, Gleichsetzung von A_w und A_f, liefert die Knickbedingung. Je nachdem, wie weit man in

der näherungsweisen Berechnung der Biegungsarbeit und des Verschiebungsweges geht, kann man die Genauigkeit mit dem entsprechenden Zeitaufwand weitgehend steigern. Ich muß mich hier mit einigen Andeutungen begnügen.

Ein Pfeiler, dessen Seite AC durch Abstützungen seitlich vollständig quersteif sei, habe entlang



BC eine Verstärkungsrippe mit dem Trägheitsmoment J (Abb. 15). Man kann nun der Platte entlang der gestrichelten Mittellinie eine Ausbiegung

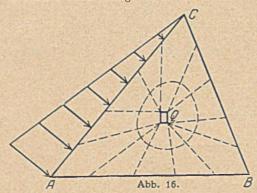
$$w_m = a (x^2 + \mu x^3)$$

zuerteilt denken. Die Streifen parallel BC sollen nach Parabeln ausbiegen. Die Formänderungsarbeit setzt sich zusammen aus der der Rippe

$$A_r = \frac{1}{4} (w_{m_r})^2 E J \pi \left(\frac{\pi}{f}\right)^3$$

mit f=BC und der der Platte. Setzt man schließlich $A_w=A_f$, so fällt a heraus. μ ist aus einer Minimumsrechnung so zu bestimmen, daß die Knicklast einen Kleinstwert annimmt.

Hat man einen Pfeiler mit querversteiften Seiten, in dessen Flächenschwerpunkt etwa noch eine Querversteifung angebracht ist (Abb. 16), so kann man die Pfeilerfläche in einzelne dreieckförmige Streifen aufteilen. Die Streifen denkt



man sich etwa nach Parabeln mit demselben Biegungspfeil durchgebogen und errechnet die Formänderungsarbeit und den Verschiebungsweg. In erster Näherung kann man sich bei der Formänderungsarbeit auf die Beträge,

die den von Q aus radial verlaufenden Richtungen entsprechen, beschränken. Durch eine solche Querversteifung wird die Knicksicherheit etwa um das Dreifache erhöht.

In ähnlicher Weise läßt sich die Knicksicherheit bei einer größeren Zahl von Querversteifungen berechnen. Auch die Erhöhung der Steifigkeit durch in der Platte verlaufende Rippen läßt sich auf ähnliche Weise beurteilen.

Insbesondere bei höheren Sperren, wie sie da und dort geplant sind, bildet die sachgemäße Beurteilung der Knickfestigkeit der Pfeiler die notwendige Grundlage für deren Bemessung und die Ausbildung der Versteifungen. Alle Schwierigkeiten sind mit den obigen Ausführungen nicht gelöst, aber ich hoffe doch, den Weg gezeigt zu haben, von dem aus eine weitere Klärung dieser Fragen erfolgen kann.

VOLLWAND- ODER FACHWERKSBOGEN?1

Von Prof. Dr. Friedrich Hartmann, Wien.

Von den Entwürfen, die für den Neubau der Rheinbrücke bei Köln-Mülheim eingereicht wurden, wurde ein Vollwandbogen mit Kämpfergelenken und 333 m Stützweite zur Ausführung vorgeschlagen. Eine ähnliche Ausführung in Fachwerk wurde zwar als gleichwertig erachtet, aber dem Vollwandbogen wegen der angeblich ruhigeren Wirkung der Vorzug gegeben, trotzdem der Fachwerksbogen billiger ist. Nachdem es sich im vorliegenden Falle um den Bau einer Brücke handelt, die ein Markstein in der Entwicklung des Brückenbaues bleiben wird, sollten doch weitere Kreise aus Fachleuten ihr Urteil über die ästhetische Wertung der beiden Varianten abgeben und ich erlaube mir, den Reigen zu eröffnen, da ich mich gerade mit der Frage der Brückenästhetik in jüngster Zeit näher befaßt und im Außeninstitut der Wiener Technischen Hochschule im vorigen Monat darüber Vorträge gehalten habe.

Zunächst spreche ich mich unbedingt für das Fachwerk aus. Die unruhige Wirkung, die ihm, besonders aus Kreisen der Massivbauer, zugeschrieben wird, ist selten vorhanden, am allerwenigsten jedenfalls bei einem so kurzstrebigen Fachwerk, wie das des vorliegenden Falles. Wirkt vielleicht der durchbrochene Turmhelm einer gotischen Kirche unruhig, oder wäre gar ein volles Mauerwerk schöner? Auch selbst das Durcheinander von Pfeilern, Türmchen, Streben, Zieraten an der Chorseite gotischer Dome hat noch niemals beunruhigt. Hingegen freut man sich der reichen Gliederung, die eine viel größere Lebendigkeit zeigt, als große Flächen, die etwas Starres, Totes an sich haben. So ist es auch im Brückenbau. Selbst zugegeben, daß der vollwandige Bogen noch ruhiger wirkt, als der Fachwerksbogen, so ist andererseits nicht zu leugnen, daß er auch viel kunstloser, öder und plumper wirkt als das leichte Fachwerk. Jeder Baustoff soll seiner Eigenart gemäß verwendet werden. Massiv wirkt der Stein, der Beton und der Eisenbeton. Der Stahl soll zeigen, daß er der höchstwertige Baustoff ist, und das tut er im Fachwerk. Der Eisenbau hat sich durch Schlagworte, die zugunsten des Massivbaues erfunden wurden, beeinflussen lassen und zeigt heute die sonderbare Neigung, diesen nachzuahmen. Der vollwandige Bogen hat schon im Bilde eine verblüffende Ähnlichkeit mit einem Eisenbetonbogen. Man vergleiche Abb. 7 in Heft 14 mit der Abbildung der Eisenbetonbrücke über die Seine in St. Pierre du Vauvray im Jahrgang 1924, S. 466. Diese Ähnlichkeit würde auch bei Fernbetrachtung in der Natur bestehen bleiben, um so mehr, als sich die beiden Bogen für das Auge auch noch gegenseitig verstärken. Es kommt dann nicht die Bogenhöhe von 6,5 m. in Betracht, sondern es geht bis zum Doppelten davon! Der Vergleich mit dem Versteifungsträger der Kölner

Hängebrücke ist ganz unangebracht, denn erstens liegt dieser in der Höhe der Fahrbahn, die bei jeder Brücke stark hervorgehoben ist, und zweitens wird dieser Träger nur einfach gesehen. Die Plastik und Schattenwirkung der Winkel von Gurten und Streifen an den Bogen verschwindet natürlich, weil sie viel zu gering ist dieser Riesenfläche gegenüber, die dann nur öde wirken kann. Für die Nahbetrachtung wieder (vom Ufer, etwas seitlich der Brücke stehend) könnte der aus der Fahrbahn emporsteigende Bogen, dessen Gurtplattenbreite im Verhältnis zur Brückenbreite ja sehr gering ist, recht schlank wirken, wenn nicht die riesige Höhe dazu käme, die auch in der Verkürzung gesehen, die günstige Wirkung der geringen Gurtbreite zunichte macht, was bei der Fachwerksbrücke, deren Obergurt nur rd. 2 m hoch ist, natürlich nicht der Fall sein würde. In gleicher Richtung, aber von etwas größerer Ferne gesehen, wird der Vollwandbogen, dessen Breite sich zur Höhe verhält, wie 1 zu 4, den Eindruck eines hochkantig gestellten Riesenbrettes machen. Von einer ästhetischen Wirkung kann dabei keine Rede sein. Die Abb. 28 in Heft 15 gibt uns eine Vorstellung von der brettartigen Wirkung der Gurte und zeigt noch viel stärker als Abb. 7 die große Ähnlichkeit mit einer Eisenbetonbrücke. Durch die Art der Ausführung dieser Zeichnung wird der Charakter des Eisens vollends so gründlich verwischt, daß bei der Betrachtung kein Mensch an eine Eisenbrücke denkt. Die vollwandigen Querrahmen würden überdies jeden Zweifel beheben.

Im Fachwerksbogen verschwindet all das ungünstig Wirkende des Vollwandträgers und an seine Stelle tritt elegante Leichtigkeit. Der Fachwerksbogen zeigt sofort den hochwertigen Baustoff an, der Vollwandbogen, von dessen Wanddicken der Beschauer keine Ahnung hat, nicht. Der Fachwerksbogen zeigt auch dem Laien deutlich die hohe Stufe, auf welcher der Brückenbau steht; der Vollwandbogen verrät wenig davon und erscheint ziemlich kunstlos. Die vollwandige Ausführung kommt ja natürlich dem Eisen ebenso zu wie die fachwerkartige. Sie sollte aber bei größeren Bauten nur in jenen äußersten Fällen zur Anwendung gelangen, wo schwerste Belastung bei schwersten Beschränkungen keinen anderen Ausweg mehr lassen. Dann wird man auch im Vollwandträger den hochwertigen Baustoff spüren.

Die Wirkung des leichten Fachwerkes würde durch vollwandige Ausführung der Querrahmen in schlimmster Weise beeinträchtigt werden. Beim Einblick in die Brücke würde diese durch die ungeheuren Rahmen schwer gedrückt erscheinen, in der Schrägansicht von außen schränken sie außerdem die Durchsichtigkeit des Fachwerkes sehr stark ein.

Bei beiden Entwürfen sind die Bogenträger so geformt, daß sie größtenteils unveränderliche Höhe zeigen, die nur in kurzen Endstücken ziemlich jäh gegen die Lager abnimmt. Das dürfte nun schon in der Vollansicht der Brücke den Ein-

¹ Wenn auch manches an den obigen Darlegungen heute durch die getroffenen Entscheidungen überholt ist, so glaubt die Schriftleitung den obigen Aufsatz aus dem April d. J. doch wegen der allgemeinen Fragen, die er berührt, veröffentlichen zu sollen.

druck hervorrufen, als wenn der Bogen vor der Stelle, an welcher die Höhe abzunchmen beginnt, eine leichte Anschwellung hätte. Es dies eine optische Täuschung wie die, die eine wagrechte untere Brückenbegrenzung durchhängend oder eine nicht hombierte Säule hohl erscheinen läßt, was die alten Griechen bei ihren Säulen sehr wohl beachteten, wie auch ähnliches bei Treppenanlagen und anderen Bauteilen. Bei der Brücke nun wird vermutlich der vorhin erwähnte Eindruck noch dadurch verstärkt werden, daß die ziemlich rasch zunehmende Krümmung der oberen Randlinie eine Art Ausbeulung dieser Linie vortäuschen wird, die dann ganz besonders in der verkürzten Ansicht störend wäre. Schon die Bilder der Ansicht der beiden Brücken, Abb. 7 und 8, lassen dies beim Vergleich mit Abb. 12 erkennen. Jedenfalls wäre die Wirkung der Bogen eine weit bessere, wenn man die Bogenhöhe gleich vom Scheitel beiderseits abnehmen ließe, wenn auch nicht ganz so gründlich, wie im Entwurf der Abb. 12, da dies vermutlich bei einem 333 m weitgespannten Bogen schon Schwierigkeiten bereiten würde. Wenn man sich aber für den Fachwerkbogen entschlösse, der ja billiger ist als der vollwandige, dann könnte man der Schönheit der Brücke leichter ein Opfer an Mehrkosten bringen.

Vor der endgültigen Ausführung einer solchen mächtigen Brücke wäre es wohl gut, Modelle in nicht zu kleinem Maßstabe anzufertigen. (Vielleicht ist dies ohnehin beabsichtigt.) Aus perspektivisch auch ganz richtigen Zeichnungen bekommt man nie den richtigen Eindruck. Dieser kann schlechter,

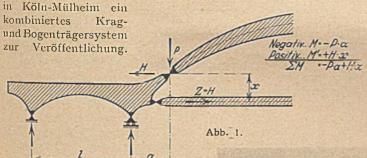
aber auch besser sein; letzteres deshalb, weil die perspektivischen Verzerrungen in Wirklichkeit nie so stark empfunden werden als auf dem Bilde. Das Modell leistet ja auch nicht alles, aber doch mehr als Zeichnungen, da man schon einmal die Wirkung der Brücke von beliebig vielen Punkten aus beobachten kann. Was eine Zeichnung, besonders wenn sie künstlerisch ist, nicht leistet und was sie auch wieder andererseits vortäuscht, zeigt die schon erwähnte Abb. 28 von Heft 15, selbst wenn man einiges der mangelhaften Wiedergabe des Originals zuschreibt.

Über die viel schwierigere Frage des Gesamteindruckes der ganzen Brückenanlagen und ihr Verhältnis zur Umgebung ist nicht leicht zu urteilen. Bilder sagen da gar nichts, weil die Perspektive das Fernerliegende immer viel unscheinbarer wiedergibt, als es in Wirklichkeit empfunden wird und daher die Brücke im Bilde oft die Umgebung schlägt, während dies in Wirklichkeit gar nicht der Fall ist. Jedenfalls ist es begrüßenswert, daß das Preisgericht nicht wieder zugunsten eines Parallelträgers entschieden hat, der sein Aufblühen in letzter Zeit dem Schlagworte zu verdanken hat, daß in eine flache Gegend auch eine flache Brücke gehöre. Das kann aber kein Dogma sein, denn auch durch Gegensätze wird Harmonie und gute Wirkung erzeugt, und zwar manchmal besser als durch Gleichförmigkeit. Übrigens verträgt der breite, mächtige Strom gar wohl eine kraftvolle Brücke. Sie soll ja den Strom bezwingen und hat daher auch das Recht, ihre beherrschende Stellung durch ihre Erscheinung zum Ausdruck zu bringen.

KOMBINIERTE KRAG- UND BOGENTRÄGER.

Von Dr.-Ing. Carl Rosenberg.

In Heft 25 des Jahrganges 1927 der Zeitschrift "Der Bauingenieur" gelangt unter dem Kennwort "Gespannter Bogen" bei Besprechung der Entwürfe zum engeren Wettbewerb für eine seste Straßenbrücke über den Rhein



wirkung zu den negativen Momenten, die vom lotrechten Auflagerdruck im Gelenk herrühren, hervorruft (siehe Abb. 1).

Es ist nun vielleicht nicht uninteressant, festzustellen, daß dieses immerhin eigenartige System mit einem Zugband, das vom Bogen vollständig abgetrennt ist, erstmalig beim Bau der Aspernbrücke über den Wiener Donaukanal angewendet worden ist (siehe Abb. 2).

Für dieses kombinierte Krag- und Bogenträgersystem wurde der ausführenden Brückenbauanstalt Waagner-Birò-Kurz, Wien-Graz, und dem Patentanmelder, Zentraldirektor Dr.-Ing. Carl Rosenberg das vom 1. Mai 1913 bis 1926 lau-

Es ist zweifellos, daß dieser Entwurf, der eine ganze Reihe eigenartiger, neuer und interessanter konstruktiver Einzelheiten birgt, äußerst bemerkenswert ist.

Als Tragsystem des Hauptfeldes haben die Entwurfsverfasser (Brückenbauanstalt August
Klönne, Dortmund) einen Bogenträger mit den anschließenden Kragträgern der Nachbarfelder kombiniert, und zwar haben sie die
Gelenke des Bogens an den hochgezogenen Kragträger Endpunkten
angesetzt, während sie das Zugband unabhängig vom Bogen

— tief unter den Gelenken gelegen — am Kragträger selbst angebracht haben. Nun ist gerade diese Sonderung des Zugbandes vom Bogenträger für eine sparsame Bemessung des Kragträgers und auch für die Herabminderung der negativen Auflagerdrücke von außerordentlicher Bedeutung, weil das Moment aus dem Bogenschub "H" und dem Zugbandzug "Z" eine Gegen-

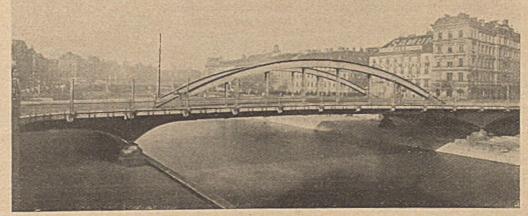


Abb. 2.

fende österreichische Patent Nr. 61 208 erteilt (siehe auch Melan, "Der Brückenbau", 1917, III/2, Seite 517—18, und Schaper, "Eiserne Brücken" 1922, S. 289).

Diese Feststellungen haben nicht im entferntesten den Zweck, die Verdienste der Entwurfsverfasser um ihr vorzüglich durchgearbeitetes Projekt zu schmälern.

MESSUNG DES GLEITWIDERSTANDES AN BAUSTOFFEN AUF BODEN UND DIE WAHL DES SYSTEMS DER RHEINBRÜCKE KÖLN-MÜLHEIM.

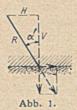
Von Geh. Hofrat Professor Dr.-Ing. M. Möller, Braunschweig.

I. Veranlassung zur Anstellung nachstehend beschriebener Versuche.

Als der Ausschuß für den Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für eine feste Brücke von Köln nach Mülheim im August 1926 seine Arbeiten begann, hat sicherlich niemand auch nur irgendwie daran gezweifelt, daß der Untergrund am Bauort zur Aufnahme des Horizontalschubes einer großen Bogenbrücke geeignet sei. Wird doch an der unweit davon bei Düsseldorf belegenen Rheinbrücke mit Bögen von 181 m freier Spannweite der Schub, ohne daß sich irgendwie Mängel gezeigt hätten, vom Baugrunde aufgenommen, und hat doch neuerdings bei dem erfolgten Umbau der Eisenkonstruktion jener Brücke, für die Aufnahme erhöhter Verkehrslast erfolgt, keine Verstärkung der Widerlager stattgefunden. Bei Köln und Mülheim hatten die Bohrproben, bis rd. 12 m unter Rheinstrommittelwasser hinabreichend, Kiesboden und, darunter folgend, Sand ergeben, den Verhältnissen bei Düsseldorf etwa entsprechend. Auch als am 12. Januar 1927 das Preisgericht, aus 11 Herren bestehend, sein Urteil fällte und den Entwurf von Krupp "Aus einem Guß" mit gewählter freier Überspannung des Stromes und stählernem Bogen, in strombautechnischer Hinsicht die beste Lösung bietend, zur Ausführung empfohlen hat, dachte niemand daran, in dem Bau der dafür erforderlichen Widerlager eine Aufgabe zu sehen, deren praktische Durchführung Schwierigkeiten bereiten könne. Genügten dazu doch die einfachsten bekannten technischen Mittel. Zudem war es dem Vertreter des Bauherrn, der Stadt Köln, ja unbenommen, noch an jedem der eingereichten Entwürfe in bezug auf Einzelheiten Verstärkungen vorzunehmen, um so mehr als es sich hier um ein besonders bedeutendes Bauwerk handelte. Ein Hinausgehen über das übliche Maß an Sicherheit wäre wegen der Größe des Bauwerkes begründet und leicht erreichbar gewesen.

Im Ingenieurbauwesen hat man sich meistens bei auf Schub beanspruchten Bauwerken mit auffallend kleinen Gleitsicherheitszahlen begnügt. Dies ist die Ursache für das Auftreten vereinzelter Unfälle gewesen, und eine derartig ungenügende Berechnungsweise erfolgt meistens auch heute noch, denn man prüft die in einem Entwurf erreichte Gleitsicherheit selten zahlenmäßig. Ich bin wiederholt dafür eingetreten, daß man nicht unter die Sicherheitszahl n = 2,0 hinabgehen möge; siche z. B. meine Erddrucktabellen¹ und meinen Bericht über die Kaibauten Gothenburgs in Schweden*.

Für die Brückenwiderlager des Entwurfes "Aus einem Guß" ergab sich n=1,67 fache Gleitsicherheit, wenn man als Reibungsgrenzwert, bei welchem das Gleiten beginnt, für Beton auf Kiesuntergrund tg a=0,6, also $a=31^{\circ}$ annimmt, siehe dazu S. I meines auf Ersuchen der Firma Krupp erstatteten Gutachtens auf S. 92 der Druckschrift "Gutachten betr. die Straßenbrücke Köln-Mülheim von der Firma Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen (Niederrhein)."



In Vorstehendem ermittelt sich die Sicherheitszahl n gegen Gleiten zu:

$$n = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha'};$$

darin sind a der Reibungswinkel und a' der Winkel, welchen die Endresultierende R am Widerlager zum Lot bildet (s. Abb. 1).

Es wäre der Vertretung des Bauherrn in der Zeit vom Sommer 1926 bis zum Januar 1927 ein Kleines gewesen, die wirkliche Größe des Gleitwinkels am Ort zu messen; sie hat aber nicht daran gedacht, daß dies erforderlich sei. Die Messung hätte noch im Winter und Frühjahr 1927 ohne Verzögerung des Bauanfanges erfolgen können. Auch hinterdrein wäre es, je nach Ausfall der Meßergebnisse, möglich gewesen, im Entwurf der Widerlager eine sich etwa als angezeigt ergebende angemessene Verstärkung vorzunehmen, welche in Anbetracht der so sehr großen Vorteile stromfreier Überspannung des Rheines und des niedrigen Angebots der Firma Krupp finanziell nicht ins Gewicht gefallen wäre. Man hätte übrigens die Widerlager nach Art des Entwurfes zudem schon vollenden und Ergänzungsbauten im Boden noch nachträglich hinter den schon erbauten Widerlagern sehr wohl hinzufügen können. Es hätte nur ein bescheidenes Maß technischen Wissens und technischer Fertigkeit im Bauen bedurft, um ohne zu große Kosten ein vollkommen sicheres Bauwerk zu schaffen. Da aber trat etwas Unerwartetes ein.

Am 13. Februar 1927 richtete der Bauleiter der Brückenausführungsarbeiten, Herr Oberregierungsbaurat Woltmann, an Herrn Oberbürgermeister Dr. Adenauer ein 18 Zeilen umfassendes Schreiben, welches mit den Sätzen beginnt: "Nach theoretischen Berechnungen ist bei der Kruppschen Brücke die Fundierung mit Senkkasten und in den von mir angenommenen Abmessungen genügend. Es sind aber bisher keine praktischen Erfahrungen gemacht worden, wie der Untergrund sich gegenüber derartig gewaltigen Schubkräften verhält." Es folgen dann Bemerkungen, daß nicht Felsuntergrund vorhanden sei, daß Auskolkungen möglich seien, und daß Ausweichungen und Zusammendrückungen des Bodens eintreten könnten, die man bei dem vorgesehenen System — elastischer Bögen — vorher nicht rechnerisch erfassen könne, und die daher, so sagt Herr Oberregierungsbaurat, "die Einsturzgefahr in sich schließen"; und weiter: "Die Herstellung einer solchen Bogenbrücke bei diesem Untergrund bedeutet daher für alle Fälle ein großes Wagnis, so daß ich die Gewähr für eine solche Brücke mit einer derartig großen Spannweite an dieser Stelle nicht übernehmen kann.

Die örtlichen Bodenverhältnisse lagen am Bauort, obiger Ansichtsäußerung entgegen, so günstig, wie solche, wenn man von Felsboden absieht, an unseren großen Strömen selten besser angetroffen werden. Zudem gewährte die Düsseldorfer Rheinbrücke schon ein wohlgelungenes Beispiel dieser Bauart. Was aber noch fehlte, um ein ganz zuverlässiges Urteil über die Bemessung der Brückenwiderlager zu fällen, war die wissenschaftlich praktische Untersuchung des Bodens auf seine Tragfähigkeit, Zusammendrückbarkeit und seinen Gleitwiderstand, am Bauort selbst festgestellt. Es liegt ja auf der Hand, daß man sich auf Angaben aus der Literatur allein bei Beschaffung so wichtiger Bauunterlagen nicht verlassen darf. Genau so wie die Bauleitung verpflichtet ist, bei der Bauausführung die Festigkeit der gelieferten Baumaterialien nachzuprüfen, genau so liegt für sie die Verpflichtung vor, den Baugrund auf seine Eigenschaften zu prüfen. Das ist eine berufliche und dienstliche Aufgabe der Bauleitung, zu deren Erledigung derselben bis zum Datum jenes Schreibens

 $^{^{\}rm 1}$ Erddrucktabellen von Max Möller, Lieferung 1, S. 122, Ziffer 2.

² Erddrucktabellen, Lieferung 2, S. 61. Ich trat damals in Gothenburg für eine Sicherheit n = 1,5 ein; jedoch begnügten wir uns in der Kai-Kommission vom Jahre 1916 schließlich mit einer rechnerisch zu erstrebenden Gleitsicherheit von 1,4. (Verlag der Erddrucktabellen S. Hirzel, Leipzig.)

Erddrucktabellen S. Hirzel, Leipzig.)
Siehe auch: "Die neuen Kaibauten Gothenburgs", Deutsche Bauzeitung. Mitteilungen über Zement-, Beton- und Eisenbeton 1917, Nr. 14 und 15; und ferner den in schwedischer und deutscher Sprache von dem Hafenamt Gothenburgs im Druck erschienenen Bericht "Göteborgs Hamnstyrelse-Handlingar röronde 1916 Ars Kajkommission.

fast 6 Monate Zeit zur Verfügung gestanden hatte. Es war in der Sache aber außer der Entnahme von Bohrproben offenbar nichts geschehen.

Das genannte Schreiben des Herrn Oberregierungsbaurats Woltmann brachte der Herr Oberbürgermeister Dr. Adenauer am 19. Februar 1927 der Firma Krupp zur Kenntnis mit der Anheimgabe, diese Zweifel in geeigneter Weise baldmöglichst auszuräumen. Die Firma Krupp wendete sich in Gemeinschaft mit der Firma Franz Schlüter A.-G., Dortmund, welche am Entwurf in bezug auf die Massivbauten mit beteiligt war, dann an einige Fachmänner, welche jeweils in Richtung der geäußerten Bedenken sachkundig waren. Auch an mich erging dieserhalb ein Ansuchen. Mein Gutachten ist am 26. Februar erstattet. Wie eingangs erwähnt wurde, wies ich nach, daß unter Auswertung der vorhandenen Erfahrungsgrundlagen die Gleitsicherheit des im Entwurf "Aus einem Guß" gegebenen Brückenwiderlagers auf dem unter Wasser befindlichen Kiesuntergrunde eine Sicherheit gegen Gleiten von etwa n = 1,62 besitzen würde. Gleichzeitig ist aber von mir hervorgehoben, daß bei allen größeren, auf Schub beanspruchten Bauten am Bauort selbst der Gleitwiderstand noch besonders zu messen sei. Meine Ausarbeitung vom 12. März gab alsdann auf 10 Seiten Text und 2 Blatt mit 16 Abbildungen eine Anleitung zur Vornahme der erforderlichen Messungen des Gleitwiderstandes, des Tragvermögens des Bodens und seiner Zusammendrückbarkeit; ihre Mitteilung kann noch gelegentlich erfolgen.

Am 19. März teilte die Firma Krupp dem Herrn Oberbürgermeister von Köln mit, sie halte in Gemeinschaft mit der Firma Franz Schlüter für wünschenswert, daß am Gelände des Brückenbaues eine praktische Untersuchung zur Messung der Größe des so wichtigen Gleitwiderstandes vorgenommen werde. Es folgte der Antrag, den Firmen dafür einen geeigneten Platz an der zukünftigen Baustelle anzuweisen, eine kurze Bezeichnung der Versuche und die Benennung meiner Person als für die Ausführung in Aussicht genommenen.

Eine Erlaubniserteilung blieb leider aus. Ich arbeitete aber in der Sache weiter und unternahm zunächst einige kleine Vorversuche, um die zur Messung des Gleitwiderstandes vorgeschlagenen Methoden hinsichtlich ihrer Brauchbarkeit zu prüfen. Dabei sind die nachstehend benannten Reibungsbeiwerte gefunden.

II. Ergebnisse der Vorversuche.

(Siehe dazu die Meßarten Abschnitt III.)

A. Böschungsverhältnisse bei trockenem, feinem und bei trockenem, kiesigem Sand.

1. Messung an gewachsenem, trockenem Sandboden (s. Abb. 3).

Die Untersuchungen sind in einer Sandgrube der Firma W. Elze an der Salzdahlumerstraße bei Braunschweig am 31. März 1927 unter Mitwirkung von Herrn Dipl.-Ing. K. Frobese ausgeführt. Der von Kiesadern durchzogene gewachsene Sand stand infolge seiner Kohäsion an den steilen Stellen der Grubenränder in Neigung:

$$\operatorname{tg}\,\alpha = \frac{I}{0,33} = \frac{2,8}{I}, \text{ also } \alpha = 70^{\circ} \, 4^{\,\mathrm{I}^{\,\prime}} \, .$$

2. Trockener, loser Sand (s. Abb. 4 u. Lichtbild A).

Der von steiler Böschung herabgerieselte, ziemlich feine, trockene Sand hatte unten viele Schuttkegel gebildet, deren Böschungsneigung betrug:

$$tg \ a = 0.64$$
, also $a = 32^{\circ}40'$.

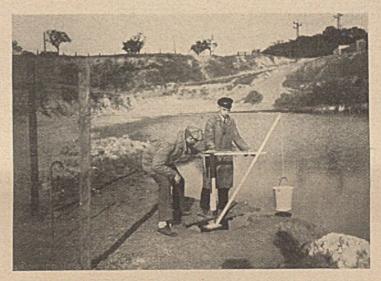
B. Böschungsverhältnis von Sand unter Wasser.

1. Messung an feinem Sand.

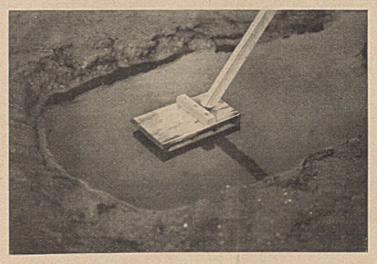
Der vom Winde fortgetragene Flugsand hatte an einem in der Grubenmitte befindlichen Wassertümpel einen Strand gebildet. Dieser lose Sand wurde mit einer Schaufel, tropfend



Zu A. Messung an trockenem, losem Sand.



Zu B. Messung an horizontaler Betonplatte auf Sand unter Wasser.



Zu C. Die Betonplatte mit Holzkappe und unterem Stabteil.

Abb. 3.

naß, vorsichtig zu tunlichst steiler Böschung in das Wasser eingebracht; seine Böschung zeigte unter Wasser das Verhältnis:

tg
$$\alpha = 0,394$$
, also $\alpha = 21°30'$.

2. Kiesiger, loser Sand, wie unter 1. behandelt, ergab unter Wasser:

Messung a (s. zu III, Art Abb. 4): tg
$$\alpha = 0.459$$
, also $\alpha = 24^{\circ}40'$.
Messung b (s. zu III, Art Abb. 5): tg $\alpha = 0.495$, also $\alpha = 26^{\circ}20'$.

Diese Versuchsergebnisse für losen Boden fallen naturgemäß ungünstiger aus als die Messung des Reibungswertes an einem seit Jahrhunderten oder Jahrtausenden abgelagerten Sand- oder Kiesboden ergeben würde.

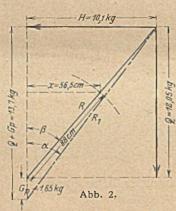
C. Der Gleitwiderstand von Beton auf geböschtem, losem Boden unter Wasser.

Von einer oben geriffelten Fußsteig-Betonplatte wurde ein rechteckiges Stück von 17 cm Länge, 11 cm Breite bei 4,5 cm Stärke mit der ebenen Unterfläche vorsichtig auf die Sandböschung unter Wasser gelegt.

Die Messungen ergaben um ein Geringes größere Werte $tg \, a$ als im Fall B, was dadurch zu erklären ist, daß die Platte sich in den Sand ein wenig eingedrückt hat.

D. Der Gleitwiderstand von Beton horizontaler Unterfläche auf Sand unter Wasser bei gesteigertem Druck.

In der Literatur wird meines Wissens kein Unterschied gemacht zwischen dem Reibungsbeiwert eines Körpers, auf einer Sandböschung ruhend, sowie bei Ermittlung der steilsten



Böschungsgrenzneigung gemessen, und dem Gleiten eines Körpers mit ebener Unterfläche auf horizontaler Sandunterlage bei erhöhtem Druck. Es besteht die Möglichkeit, daß da ein Unterschied sich zeigt, denn es befinden sich die Sandkörner an der Böschungsoberfläche in einem durch das Wasser sehr gelockerten Zustande. Für Messung des Gleitwiderstandes auf horizontaler Unterlage ist von mir die in Abb. 2 gezeichnete, in

ähnlicher Weise³ schon früher benutzte Vorkehrung verwendet; siehe auch die Abb. 6 und 7, sowie die Lichtbilder B und C.

Ein Stab stützt sich unten gelenkartig auf die Versuchsplatte. An seinem oberen Ende wirkt die Last Q, und er ist oben durch eine horizontale Schnur oder deren zwei (s. Abb. 7) gehalten. Letztere verlängert man so lange, bis das Rutschen einsetzt, dabei die Stabneigung fortgesetzt messend. Die Anordnung ist so getroffen, daß die Schlußresultierende R' die Platten-Unterfläche in deren Mitte schneidet.

Die am oberen Stabende hängende Last, vermehrt um das halbe Gewicht des Stabes, zusammen Q, und die Seilspannung H ergeben im Stab die axiale Kraft R. Dahinzu setzt sich unten das Gewicht der Betonplatte, vermehrt um das halbe Stabgewicht, zusammen G_p . So entsteht die Endresultierende R_1 . Bei diesem Vorversuch betrug Q nur 12,05 kg; für die beabsichtigte Hauptuntersuchung war hingegen $Q = \mathbf{1}^t$ in Aussicht genommen.

Der aus Flugsand gebildete Strand wurde aufgelockert und unter Wasser horizontal eingeebnet. Es fand sich:

tg
$$a = 0.738$$
, also $a = 36^{\circ}$ 20'.

Dieser Wert ist ein auffallend großer, mit demjenigen an der Böschung gemessenen Wert tg $\alpha=0.394$ (s. B. 1) verglichen.

Aus den gewonnenen Ergebnissen dieser als Vorversuche gedachten Messungen läßt sich der Schluß ziehen, daß der Reibungsbeiwert eines auf fest abgelagertem Kiesaufgestampften Betonkörpers etwa die Größe tg $\alpha=0.8$, also $\alpha=38^{\circ}$ 40' erreichen wird. Es kommt dabei das Gleiten von Kies auf Kies in Frage, denn der Beton haftet an der Kiesoberschicht so fest, daß er selbst an ihr nicht zu gleiten vermag.

Unter Zugrundelegung obigen Wertes ermittelt sich der Gleitwiderstand der Widerlager, der bei tg a = 0.6 zu n = 1.62 festgestellt worden ist, zu:

$$n = 1,62 \cdot \frac{0,8}{0,6} = 2,16.$$

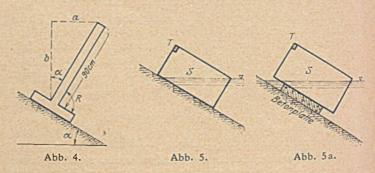
Die in der Eisenkonstruktion des Überbaues nach den Ausschreibungsunterlagen sich ergebende Sicherheitszahl beträgt für diese nur:

$$n = 1.77$$
.

Es ermittelt sich letztere Zahl aus dem Verhältnis der Fließgrenze des Eisenmateriales zum Werte zugelassener Materialbeanspruchung.

III. Meßgeräte und Versuchshilfsmittel.

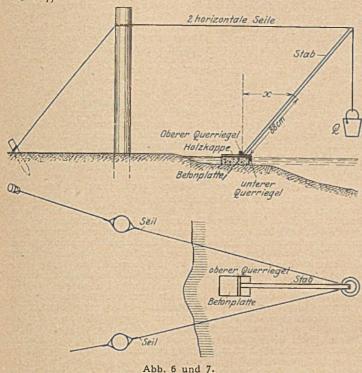
- 1. Zur Messung von Böschungsneigungen über Wasser.
 - a) Messung an steiler Neigung Abb. 3.
 Es fand eine Messung der Horizontal- und Vertikalkatheten a und b statt.
 Dabei sind von mir Wasserwagen benutzt.
 - b) Messung an tiefliegender, wenig geneigter Böschung.
 - Benutzung eines rechtwinklig geformten Hilfsscheites und auch wieder Messung der Katheten a und b oder, weil hier l gegeben war, nur der Kathete a. Bei meinen Versuchen war l nur gleich 90 cm, also etwas
 - zu kurz, um bequem in Augenhöhe ablesen zu können; s. Abb. 4 und Lichtbild A.
- 2. Zur Böschungsmessung unter Wasser.
 - a) Benutzung des Hilfsscheites (s. Abb. 4).
 - b) Bei ruhigem Wasserspiegel das Aufsetzen einer Scheibe S, auf welcher der Wasserspiegel hernach abzulesen ist. Derselbe tritt z. B. bei vorher belichtetem Blaupaus-



papier gut hervor, welches auf einer Holzscheibe aufgeheftet werden kann und sich im Wasser dunkel färbt. Damit nun letztere oder das Hilfsscheit in Richtung des stärksten Böschungsgefälles zu stehen kommt, kann man dieselben mit einem Querstück T versehen, welches zur Scheibenebene normal angebracht ist und sich bei der Ablesung in horizontaler Lage befinden muß. Mittels Wasserwage läßt sich diese feststellen; s. Abb. 5 oder bei Betonplatte auf Sand Abb. 5a.

³ Siehe meinen Grundriß des Wasserbaues, Band 1, S. 87. Abb. 85.

3. Zur Bestimmung des Gleitwiderstandes der Betonplatte auf horizontaler Sandunterlage (s. Abb. 6



Die Vorrichtung ist an Hand von Abb. 2 schon erläutert. Hier sei nur hinzugefügt, daß unter der Platte der Sand erst aufgelockert war und daß vor derselben ein Sandstreifen 1 cm breit und tief fortgenommen worden ist, um einen Fehler im Ergebnis durch vorgelagerten, etwa einen Stauchwiderstand leistenden Sand zu vermeiden. Die horizontale Lage der Platte wurde durch den Vergleich mit dem Wasserspiegel erreicht, sie kann ja auch mit der Wasserwage nachgeprüft werden.

Um ein Rutschen des Schrägstabes auf der Platte zu vermeiden, wurde auf diese ein Holzbrett mit einem oberen und einem hinter der Betonplatte angreisenden an ihr befestigten Querriegel gelegt. Seitlich war der Schrägstab dadurch geführt, daß er an seinem oberen Ende durch zwei horizontale und in der horizontalen Ebene divergierende Seile gehalten wurde (s. den Grundriß Abb. 7).

Die Ablesungen der jeweiligen Stabstellung erfolgten für geringe Winkeländerungen des Stabes, und zwar 15 mal; sie begannen mit x=7 cm und endeten mit x=59.5 cm. Bei letzterem Maß trat das Gleiten der Platte ein. Die voraufgegangene Ablesung betrug a = 56,0 cm. Bei dem ersten Gleiten bildete sich am Vorderrand der Platte infolge von Stauchung des Bodens passiver Erddruck durch einen Sandwall von 2 cm Höhe. Der Stab hielt sich nun wieder trotz flacherer Neigung; er wurde aufgerichtet und der Sand vor der Platte entfernt. Ein zweitesmal trat das Gleiten bei a = 56,5 cm ein.

Die Vorbereitung zu diesen als Vorversuch gedachten Messungen, die Aufzeichnung der Meßvorrichtungen und deren Herstellung dauerte 1 1/2 Tage, der Transport der Vorrichtungen zum entfernten Ort und die Ausführung der Messungen einen Tag. Zu Hause angelangt, fand ich ein Schreiben der Firma Krupp vor, meine Bemühungen einzustellen, da man sich in Köln gegen die Bogenbrücke entschieden habe. Ich hätte anderenfalls diese Voruntersuchungen noch vervollständigt. photographischen Aufnahmen machte ich etwas später.

IV. Schlußbetrachtung.

Anregungen (z. B. Aufträge) zur Ausführung wissenschaftlicher Bodenuntersuchungen für Gründungszwecke vorzunehmen, kommen so selten, daß sich die Bodenkunde auf diesem Gebiet nur äußerst langsam erweitert und vertieft. Außerdem sind die Kenntnisse über das, was in den letzten Jahrzehnten auf diesem Gebiet an Untersuchungen geleistet worden ist, im Kreise der Bauingenieure nicht hinreichend verbreitet. Überhaupt wird die Vornahme sorgfältig wissenschaftlicher Bodenuntersuchungen zu selten erstrebt.

Nur unter diesen Verhältnissen konnte es kommen, daß die Bauleitung der großen Rheinbrücke Köln-Mülheim eine Prüfung des Baugrundes auf seinen Gleitwiderstand unterließ, auch in dem Monat, welcher dem Urteil des Preisgerichts folgte, zur Klärung der Sache nichts unternahm und auch keinen Spezialisten auf diesem Gebiet zu Rate zog. Es ist nicht angängig, daß auf Sondergebieten des Bauingenieurwesens das deutsche Wissen und Können unausgewertet bleibt. Auch der Umstand, daß die Bauleitung in Köln bei Berufung ihrer Sachverständigen sich nicht an Fachmänner gewendet hat, welche Sonderkenntnisse auf dem hier in Frage kommenden Gebiet in ihrem Berufsleben nachgewiesen haben, legt Zeugnis von einem Mangel an Urteil darin ab, wer etwa in dieser Sache besonders sachkundig sei.

Sehr bedauerlich ist es, daß bei Gelegenheit dieser großen Bauausführungen die Interessen unserer Bauingenieurwissenschaft und deren Förderung in den Hintergrund getreten sind. Es werden 12 Millionen Mark oder mehr verbaut, während für die praktisch wissenschaftliche Prüfung des Untergrundes am Bauort nur das unzulängliche Mittel einer Ausführung von Bohrungen angewendet worden ist, und eine Feststellung des Boden-Gleitwiderstandes nicht erfolgte. Wie ist denn da eine Bereicherung und Vertiefung unserer Bauingenieurwissenschaft auf solchen Gebieten möglich, welche ihrerseits doch nur bei einem gesunden, durch die Organe der Verwaltung eingeleiteten Zusammenwirken mit sachkundigen Spezialisten erreichbar ist!

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Von der Tagung der Amerikanischen Stahlbauvereinigung

(Am. Institute of Steel Construction.)

Bei dieser Ende Oktober 1926 in White Sulphur Springs abgehaltenen Tagung (Eng. News-Rec. Bd. 97, Nr. 19, S. 738) war ein wachsendes Interesse nach der rein technischen Seite hin (im Gegensatz zur kaufmännischen) feststellbar; auch zeugte die Anwesenheit mehrerer hundert Versammlungsteilnehmer für das wickelnde Gefüll für Zusammenarbeit im Stahlbau. das sich stark ent-

Etwas mehr als die Hälfte des Programms bestand lediglich aus technischen Fragen, und zwar über einen Plan zur Herausgabe eines Stahlbauhandbuches, ferner über Versuch und Praxis der Trägeranschlüsse, Schweißverbindungen, Sicherungsmaßnahmen gegen Feuer, Rostfraß und über Verbesserung der Windverbände, wie sie gelegentlich des September-Orkans in Florida von mancher Seite in Anregung gebracht worden eind

gebracht worden sind.

Dessen ungeachtet behauptete aber auch das rein Geschäftliche
Dessen ungeachtet behauptete aber auch das rein Geschäftliche den gebührenden Platz in der Tagesordnung, z. B. die Frage des un-mittelbaren Verkaufs von Trägerbauten durch die Walzwerke selbst,

die auf diese Weise den Eisenkonstruktionswerkstätten, die doch die besten Kunden der Walzwerke sind, Konkurrenz machen. Auch Fragen zur Erweiterung des Absatzgebietes durch Einsatz einer entsprechenden Propaganda sowie Fragen über den importierten (aber darüber ist in den angezogenen Quellen leider nichts enthalten), über Besserungsmöglichkeiten in den Beziehungen zwischen Eisenfirmen und Zivilingenieuren durch Schaffung lokaler Firmengruppen, schließlich noch über das Submissionswesen und über die Beziehungen zwischen Eisenfirmen und Generalunternehmern wurden behandelt

Nachstehend einiges über die Fragen technischer Natur:

A. Feuerschutz.

L. H. Miller, der Chef-Ingenieur der tagenden Vereinigung, Das Tragwerk muß bei einem Brande unter 370° C gehalten werden, weil bei dieser Temperatur die Festigkeit des Stahls bereits beträchtlich abzunehmen beginnt. Ferner soll grundsätzlich unterschieden werden zwischen Haupt- und Nebenbauteilen.

Auf dieser Basis schlug er folgende Fassung der Feuerschutz-

vorschriften vor:

Das Haupttraggerüst (Skeleton frame) aller Bauwerke soll je nach der Bedeutung der einzelnen Tragwerkteile angesehen werden als bestehend aus allen jenen Stützen, Unterzügen, Trägern, Dachbindern, die steif an die Stützen angeschlossen sind, dagegen sollen alle die Tragwerkteile der Geschoß- oder Dachdecken, die nicht an die Stützen angeschlossen sind, als Nebenbauteile anzusprechen

Das Haupttraggerüst und auch die Nebenbauteile sollen der-gestalt entworfen und ausgeführt werden, daß sie imstande sind nicht nur Eigengewicht und Nutzlasten zu tragen, sondern auch alle jene Lasten, die während der Montage und auch nach ihr auftreten.

Das Haupttraggerüst soll für die erforderliche Steifigkeit des

Bauwerkes Gewähr leisten, jedoch sollen die Geschoß- und Dachdecken nicht zur Erhöhung der Standsestigkeit im lotrechten Sinne herangezogen werden, es sei denn, daß sie wagrechte Kräste auf solche Teile des Haupttraggerüstes übertragen, die sie dann auf die Gründung weiterleiten.

Nebenbauteile der Geschoß- oder auch der Dachdecken sollen dann als feuererprobt gelten, wenn sie durch eine unverbrennliche Ummantelung und Decken geschützt sind, dergestalt, daß sie bei einem Brande, dessen Temperatur innerhalb einer halben Stunde auf 980° C steigt, erst nach 2 Stunden eine Temperatur von 370° C erreichen. Die Brandtemperatur muß so gehalten werden, daß sie dabei während

der nachfolgenden 1½ Stunden nicht sinkt.

Die ganze Deckenkonstruktion soll als feuererprobt angesehen werden, wenn die Nebenbauteile wie oben angegeben, gegen Feuer gesichert werden und wenn bei obiger Branddauer und -temperatur bei einem Brande auf der kalten Deckenseite eine Temperatur

von 150° C nicht aufkommen kann.

Ein unverbrennliches Haupttraggerüst soll unter folgenden Bedingungen als feuererprobt angeschen werden: Erstens für den Fall, daß das Traggerüst selbst gegen Feuer nicht isoliert ist (also keine Ummantelung hat). Wenn der Inhalt, der sich in dem Bauwerk gegebenenfalls befinden kann, oder wenn selbst die Nachbarbauten und ihr Inhalt derart sind, daß sie bei Feuerausbruch in irgend einem Bauteil des stählernen Traggerüstes eine Temperatur von 370° C

hervorzubringen nicht imstande sind.

kervorzubringen nicht imstande sind.

Zweitens für den Fall, daß ein unverbrennliches Traggerüst eine unverbrennliche Ummantelung hat: Wenn die unverbrennliche Ummantelung derart beschaffen ist, daß sie verhindert, daß in 4 Stunden eine Temperatur von 370° C in irgend einem Stahlteil zustande kommt. Der angenommene Brand hat eine Temperatur von 980° C innerhalb 30 Minuten zu erreichen und darf während der folgenden 3½ Stunden nicht unter diese Temperatur fallen. Der Direktions-Ausschuß faßte den Beschluß, daß die vorstehenden Vorschläge einer Reihe von Sachverständigen unterbreitet werden sollen, mit dem Zwecke, sie zu vervollkommnen, bevor sie in das Handbuch des Stahlverbandes aufgenommen werden.

B. Schweißverbindungen,

William Sparagen von der New-Yorker staatlichen Versuchsanstalt spricht über "Grundlagen der Schweißkunst und ihre Anwendungsmöglichkeit im Eisenbau". Er behandelt dabei den Einfluß der Metallqualität des Typus und der Geschicklichkeit des Schweiß-arbeiters auf die Güte der Schweißung.

Er betonte, daß die Ingenieure heutigen Tages noch immer forderten, daß sichtbare, äußere Zeichen vorhanden sein müßten, woran die Güte der Schweißung erkannt werden könne. Sparagen meinte indessen, daß diese Forderung dann verschwinden werde, wenn erst die Erfahrung die Verläßlichkeit der Schweißverbindungen bestätigt haben wird. Im Anschluß daran wies A. M. Candy von der Westinghouse Electric & Mfg. Co., East Pittsburgh, auf das 25 stöckige, durchweg geschweißte Gebäude hin, das seine Firma gegenwärtig im Bau hat. Hierbei sind 100 t Stahl gespart; überdies sei auch die Rostgefahr vermindert, da gewisse Hohlräume an den Fugen eben ein für allemal durch die Schweißung geschlossen werden. Dann berichtete er über eine Versuchsreihe Schweißverbindungen an Einzelbauteilen. Er betonte, daß die Ingenieure heutigen Tages noch immer for-

Dagegen brachte A. F. Jensen von den Hammond Engineering Works, Chicago, eine geistvolle Verteidigung des Nietens besonders für Kesselbauten. Er behauptete, daß das normalisierte Nieteisen eine höhere Ermüdungsgrenze besäße als das gleichsam gegossene Metall in einer Schweißverbindung. Er sah auch noch weitere Vervoll-kommnungen im Nieten durch Einführung der Joch-Nietmaschine, ferner durch Verwendung von legiertem Stahl als Nietmaterial, Kalt-nietung, Nietmaschinen, bei denen mehrere Niete zugleich gepreßt werden u. dgl. mehr.

D. Zur Rostfrage.

Frank Skinner, New-York, überreichte einen Bericht als Nachtrag einer Forscherarbeit, die er vor 10 Jahren angestellt hatte. Zur Unterhaltung des Baustahls gehört, daß Reinigen und Anstrich etwa alle 7 Jahre erfolgen, wobei die Ausgaben 60 Cents je Tonne nicht übersteigen. Dies gilt für Außenbauteile (out door steel).

Eine noch sehr umkämpfte Frage ist die der schädlichen elektro-lytischen Einwirkung des elektrischen Stromes. Einige Bauwerke sind deshalb einfach isoliert (in elektrischem Sinne gemeint) worden.

Im übrigen ist es Aufgabe des Konstrukteurs, im Entwurf und konstruktiver Durchbildung dafür zu sorgen, daß alle Teile gut streichbat sind, Wassersäcke vermieden werden, oder die Stützen durch Zement-

mörtel geschützt sind. In Fabrikbauten sind die chemischen Einflüsse genau zu beachten (Schutzdecken).

Während der folgenden Diskussion des Skinnerschen Berichts beschrieb F. M. Speller einige besonders der Rostgefahr ausgesetzte Fälle, wie Bunkerbauten, ungenügend verwahrte Dachteile, Eisen als Bewehrung in Eisenbeton, der der Feuchtigkeit und dem elektrischen Strom ausgesetzt ist, ferner Eisenbauglieder sowie Bewehrungseisen an der See. Speller meint, daß nicht genügend vom Kupferstahl Gebrauch gemacht wird namentlich bei den Wind und Wetter ausgesetzten Bauten. Er schlug vor, jegliche Abbrucharbeit bei Eisenbauten genauestens zu studieren und will, daß die Amerikanische Gesellschaft der Zivilingenieure einen ständigen Ausschuß zu diesen sellschaft der Zivilingenieure einen ständigen Ausschuß zu diesem Zwecke unterhalten soll, um die hierbei gemachten Erfahrungen laufend zu sammeln. Auf diese Weise würde auch die von verschiedenen Seiten gemachte Unterstellung: Eisenbauten unterlägen einer unsichtbaren Zerstörung, am wirksamsten verteidigt werden.

C. Stahlbau gegenüber Eisenbetonbau.

Prof Swain von der Harvard-Universität führte erst die Vorteile des Stahlbaues an und hieran anschließend die Mängel des Eisenbetons, vor allem die geringe Zugfestigkeit, daß der Eisenbeton sich eigentlich ständig im Fabrikationszustande befindet, und unkontrollierbarem Wechsel während einer langen Zeit nachher unterliegt, daß Feuchtigkeit und Temperatur dauernd das Betonvolumen verändern, die daraus folgenden andauernden und wechselnden Inanspruchnahmen. Beton sei höchst empfindlich für Unvollkommenheit sowohl in bezug auf Baustoff als auch auf Verarbeitung. Diesen letzten Punkt erläuterte Swain durch einige Dutzend Photos von Betonbauten, die entweder bereits unter den Ansangsschäden litten oder Schäden, die durch nachfolgende Entmischung litten. Er zeigte dies an einer Bei-spielsreihe von Ölbehältern, Stützmauern, dem Bloomington Stadion, Vinzent-Hotel in Benton-Harbor und der Douglas Memorial-Brücke über den Klamathfluß. Swain stellte fest, daß er keineswegs gegen die Verwendung von Beton oder Eisenbeton ist an jenen Stellen, wo sie gut angebracht sind ("where they are most suitable"), aber daß er der Meinung sei, daß Eisenbeton für viele Zwecke verwendet werde, wo Stahl weit überlegen sei. Indessen gab er nicht die besondere Verwendungsart an, wo er den Beton für passender hält, oder die, wo Stahl

überlegen sei.
(Der Unterzeichnete bringt der Vollständigkeit der Berichterstattung halber diese Ausführungen Swains, ohne sich damit jedoch zu identifizieren.)

E. Architektur und Eisenbau.

Arch. Corbett und Ing. Wilbur Watson sprachen über "Bessere architektonische Entwürfe für eiserne Brücken" und gaben eine bildliche Übersicht über Brücken aller Zeiten in Stein, Beton und in Eisen und hoben die öfter geleugnete Schönheit gut entworfener eiserner Brücken hervor.

Neue Ansichten über Windverbände.

In einem Rückblick auf die Erfahrungen des letzten Florida-Orkans stellte F. E. Schmitt vom Eng. News-Record fest, daß es wahrscheinlich zu weitgehenden Folgewirkungen auf den Bauentwurf kommen wird. Die Auswertung der Sturmwirkungen wird von einem Ausschuß der Amerikanischen Gesellschaft der Zivil-Ingenieure vorgenommen. Schmitt gab schon jetzt einige mögliche Schlußfolgerungen an, und zwar:

1. Die Bauwerke sind wirklichen und nicht nur in der Vorstellung bestehenden (real and not imaginary) seitlichen Angriffen aus-

gesetzt und dies in großem Umfange.

Die Windpressung bei heftigen Stürmen kann viel höher sein

eine Erforschung von Windbewegungsvorgängen und ihre Beziehung zur Bauwerks-Starrheit erfordern.

Das Verhalten gewisser Bauwerke in Miami zeigt, daß Decken-platten die wagrechten Kräfte vollkommen durch das ganze Haupttragwerk verteilen.

Unterzüge sind durch die Decken ausgesteift und können

praktisch auch als steif angesehen werden, indem sie dergestalt die rechnerischen Grundlagen des Windverbandes beeinflussen. Schon verhältnismäßig einfache Säulenanschlüsse können genügen, um die erforderliche Biegungsfestigkeit des Tragwerkes zu erzielen indem sie es ermöglichen, sämtliche Säulen in einem Bauwerk zur Windaufnahme heranzuziehen und einen beträcht. lich vereinfachten Entwurf der Windverbände auf diese Weise ermöglichen.

^{*} Um mißverständlichen Übertragungen auf hiesige Verhältnisse vorzubeugen, sei betont, daß derartige Spitzenzahlen selbstverständlich hier-zulande keinesfalls zugrunde gelegt werden können, zumal Orkane von der Heftigkeit wie in Florida in Deutschland niemals und auch nicht annähernd zu verzeichnen gewesen sind.

- 7. Mauern und Wände beteiligen sich an der Aufnahme wagrechter Kräfte, müssen aber in ihrer Festigkeit und Steifigkeit mit derjenigen des eisernen Traggerüstes in Wechselbeziehung stehen. (but must have their strength and stiffnes correlatet with those of the framewerk.)
- 8. Langseitiger Winddruck kann sehr bedeutend sein (?)
- Bei den Höchstwindstärken mögen auch höhere zul. Beanspruchungen zugelassen werden.

G. Ersparungsmöglichkeiten beim Entwurf.

Prof. Young von der Toronto-Universität gab eine Übersicht über Einzelausbildungen bei Eisenkonstruktionen, die er zur weiteren Nachforschung empfahl und die gewisse Ersparnisse ermöglichten. Die Baustoffersparnis, sagte er, kann nicht in unendlicher Weise fortgesetzt werden, weil wir mit der zul. Beanspruchung in einigen Kategorien bereits die Grenze erreicht haben. Er schlägt indessen noch folgende Sparmöglichkeiten vor: Vereinheitlichung der Belastungsannahmen; insbesondere sei die Annahme der prozentual zulässigen Nutzlastabnahme in den Geschossen allzu verschieden in den behördlichen Vorschriften. Einige verlangen unwahrscheinlich hohe Werte, die in der Praxis nicht vorkommen.

Ein anderes Mittel zum Sparen im Entwurf könnte erzielt werden durch die Abminderung des positiven Feldmomentes in Trägermitte durch die Berücksichtigung der Endeinspannung vermöge des Nietanschlusses. Bisher gibt es nur einen einzigen Kodex, der dies zuläßt, und das ist der des Kanadischen Ingenieur-Vereins.

Weitere Ersparnisse können erzielt werden durch Nutzbarmachung der Verstärkung durch Beton bei eingebetteten Trägern. Er wies auf die Versuche der Dominion Bridge C hin. Vergl. auch das Referat des Unterzeichneten über die Versuche von Prof. A. H. Fuller (Towa-Universität) in der "Bautechnik" 1926, S. 460 (Heft 31); ferner "Bautechnik" 1925, S. 303 (Heft 23) und schließlich im "Bauingenieur" 1926, S. 117 (Heft 6). Ferner sei der Frage bezüglich der exzentrischen Belastung von Stützen durch Versuche näherzutreten und der wirklichen Beanspruchung von Winkeleisen im abstehenden Schenkel Aufmerksamkeit zu widmen. Schließlich wäre viel zu sparen, wenn bei Brücken der Fahrbahnverband fortgelassen würde, z. B. bei solchen Brücken, wo die Fahrbahn aus in Beton eingebetteten Trägern besteht.

H. Allgemeines.

Nach dem Bericht des Direktors der Vereinigung ist die Finanzlage des Verbandes zufriedenstellend. Der Beitrag beträgt 15 Cents pro hergestellte Tonne. Während des kommenden Jahres wird ein Beitragsergebnis von 200 000 Dollar = 800 000 RM. erwartet. Eine Propaganda ist beabsichtigt durch Herausgabe eines Stahl-Handbuches und durch allgemeine Aufklärung über die Festigkeit und Sicherheit der Stahlbauweise.

. . .

Es wäre lohnend, auf das Vorstehende als die Quintessenz vieler Erfahrungs- und Versuchswerte von unserem deutschen Standpunkte aus einzugehen. Darauf muß jedoch wegen Raummangels verzichtet werden. Bezüglich der Windfrage sei aber bemerkt, daß es bei uns keines Orkanes von Miami bedurft hat, um die Erkenntnis von der Möglichkeit von Winddrücken viel stärkerer Art als den bestimmungsgemäßen zu gewinnen. Aber bei solchen Windstößen könnte man eben auch eine größere Beanspruchung zugrunde legen und so kommt es, daß wir keine Unfälle (ganz abgesehen vielleicht von einigen mangelhaften Funktionen) in dieser Hinsicht aufzuweisen haben, zumal bei uns wohl nur in den seltensten Fällen Windverbände fehlen. In der Erkenntnis für den Wert und die Bedeutung einer Messung der tatächlichen zur Auswirkung kommenden Windkräfte sei an die schon vor Jahren gemachten Vorschläge des Berliner Zivil-Ingenieurs Haber-Schaim erinnert, wonach der Einfluß des Winddrückes auf Bauwerke in der Weise zu ermitteln wäre, daß nicht nur allein die Winddrücke, sondern auch Formänderungen und Materialspannungen gemessen werden. Diese Messungen hätten gleichzeitig mit der Windgeschwindigkeitsmessung zu erfolgen. Sie gestatten den Einfluß des Winddrucks in seiner Wirkungsweise im freien Raum, so wie er sich in der freien Natur gestaltet, frei von willkürlichen Annahmen zu erfassen. Auf diese Weise würde man auch in die Lage versetzt, die Laboratoriumsversuche in eine Beziehung zur Wirklichkeit zu bringen.

Ein weiterer beachtenswerter Punkt ist die zufolge der Stelzung und Einbettung eiserner Träger bewirkte erhöhte Tragfähigkeit dieser Träger.

Der Unterzeichnete hat bereits mehrfach in den angeführten Quellen auf die fraglos in Aussicht stehende Eisenersparnis hingewiesen. Freilich, nach dem Kriege sind wir verarmt, und die Versuchskosten, namentlich für eine einigermaßen ausreichende Versuchsreihe aufzubringen, ist mit Schwierigkeiten verbunden. Es sollte jedoch auf der anderen Seite bedacht werden, daß die nicht unbedeutenden jetzt dem Volksvermögen entgehenden Summen wohl ein Ansporn sein können, das Opfer für die Versuche zu bringen.

Dr.-Ing. Luz David, Mag.-Baurat b. d. Baupolizei Berlin.

Zuschrift an die Schriftleitung.

In der Besprechung des Entwurfes Weltstadt (Heft 22, S. 395) findet sich die Bemerkung, die statische Berechnung sei nach der von Melan zuerst aufgestellten, von den Amerikanern weiter ausgebildeten Verformungsmethode durchgeführt.

Da in den letzten Jahren wiederholt die Meinung geäußert worden ist, diese genauere Berechnungsweise der Hänge- und Bogenbrücken stamme von Melan her, halte ich es für nötig, darauf aufmerksam zu machen, daß Müller-Breslau wohl als erster darauf hingewiesen hat, daß die Berechnung von Bogen- und Hängebrücken nach der gewöhnlichen Theorie der statisch unbestimmten Systeme nur eine Näherung ist. Schon in seinem 1880 erschienenen Buche "Theorie und Berechnung der eisernen Bogenbrücken" ist auf S. 26 u. ff. die genauere Theorie der Bogenbrücken gegeben. 1881 erschien dann die Übertragung desselben Gedankens auf Hängebrücken in dem Aufsatz: "Theorie der durch einen Balken versteiften Kette" in der Zeitschrift d. Ing. u. Arch. Ver. z. Hannover. Allerdings begnügt sich Müller-Breslau mit der Ableitung der genaueren Formel, um dann, wegen der Unbequemlichkeit, die transzendente Gleichung für den Horizontalschub aufzulösen, eine Näherungslösung zu suchen; ihr Ergebnis wird nur in einem Beispiel mit dem der genaueren Rechnung verglichen.

wird nur in einem Beispiel mit dem der genaueren Rechnung verglichen.

Die Arbeiten Melans über die genauere Berechnung von Hängebrücken sind erst 1886 veröffentlicht worden. Daß die Arbeit von Melan den Amerikanern beim Bau der großen Hängebrücke über den East River am Anfang dieses Jahrhunderts den Anstoß gegeben hat, diese genauere Theorie anzuwenden und auszubauen, geht aus dem Gutachten von B. Modjeski an den "Commissioner of Bridges" der Stadt New York vom 16. September 1909 über den Entwurf und den Bau der Manhattanbrücke klar hervor, in dessen Anlage "B" Prof. Turneaure von der "University of Wiskonsin" sich ausdrücklich auf Melans "Genauere Theorie" in der 3. Auflage des Handbuches der Ingenieurwissenschaften von 1906 bezieht als Grundlage für die von ihm für die Kontrollrechnung dort entwickelten Formeln.

Wenn also auch die Arbeit von Melan größere Wirkung gehabt hat, ist die Priorität wohl Müller-Breslau zuzusprechen, wenigstens habe ich trotz langen Suchen in der Literatur keinen früheren Hinweis

auf diese genauere Berechnung gefunden.
Es ist bei dieser Gelegenheit wohl angebracht, darauf hinzuweisen, daß es eigentlich falsch ist, die genauere Berechnungsweise als Formänderungsmethode zu bezeichnen, wie es jetzt vielfach nach amerikanischem Vorbilde geschieht, da ja alle statisch unbestimmten Systeme letzten Endes mittels der Formänderungen berechnet werden. Die Bezeichnung genauere Theorie ist also nicht nur die ältere, von ihren Urhebern gewählte, sondern auch die einzig treffende Bezeichnung

Aachen, den 20. Juli 1927. Prof. Müllenhoff.

Bemerkung der Verfasser: Die Feststellungen des Herrn Prof. Müllenhof treffen durchaus zu. In der Besprechung sind diese Angaben unterblieben, weil sich die Verfasser lediglich auf die Wiedergabe der Ausführungen in den Erläuterungsberichten beschränken wollten. Im übrigen ist durch die Fußnote Nr. 12 auf die Veröffentlichung in der VDI-Zeitschrift hingewiesen, in der an Stelle der Bezeichnung "Verformungsmethode" (nicht "Formänderungsmethode") die Bezeichnung "genaues Verfahren", wie Herr Prof. M. ja ebenfalls vorschlägt, angewendet worden ist. Kommerell. Rein.

Geplante neue Straßenbrücke über die Menai-Meerenge.

Altersschwäche und Verkehrszunahme erfordern den Umbau der alten Telford'schen Hängebrücke (Abb. 1) über die Menai-Meerenge. Bei ihrer Erbauung im Jahre 1828 hatte die Brücke mit leichter

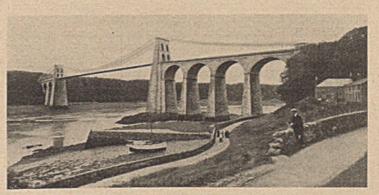


Abb. 1

Holzfahrbahn in der 177 m weiten Mittelöffnung ein Gesamtgewicht von 675 Tonnen (je 1016 kg), das beim Ersatz der Fahrbahn durch eine stärkere um 305 Tonnen stieg und eine Beanspruchung (ohne Verkehrslast) von 1250 kg/cm² hetvorrief. Da die Verkehrslast niemals groß und schwerer Verkehr verboten war, wird die Gesamt-

spannung, auch einschließlich der Windlast, die bei Schweißeisen aus jener Zeit zulässige Beanspruchung von 1570 kg/cm² nicht überschritten haben, wenngleich die Untersuchung von Brückenteilen im

Eine neue Hängebrücke wäre zwar leicht und bei der Güte des alten Mauerwerks auch billig herzustellen gewesen, aber die unter-haltungspflichtigen Bezirke, die künftig für die bisher vom Staat unterhaltene Brücke zu sorgen

Carnaryonshire Abb. 2.

vollwandige Auskragung (Abb. 3 links) und ein Überleitungsrahmen erforderlich. Die beiden Bogenrippen in

haben, lehnten unbedingt eine Brücke ab, die immer wieder Anstricherneuerungen brauchte. blieb also nur der Ersatz durch eine Eisenbetonbrücke möglich, und im Einvernehmen mit den Schifffahrtsbehörden wurde ein Entwurf

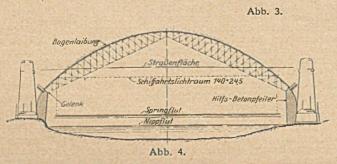
für eine Bogenbrücke von 161 m Stützweite aufgestellt (Abb. 2), die in ihrer Erscheinung befriedigte und ohne Schwierigkeiten ausführ-bar war. Der Widerspruch der Schiffahrtkreise verhinderte aber

die Genehmigung dieses Entwurfs und es mußte ein neuer mit hochliegendem Bogen aufgestellt werden (Abb. 3). Da dabei die Windver-kreuzung 6 m über der Fahrbahn aufhören muß, ist zur Überleitung des Winddrucks in den Pfeiler eine

Lehrgerüsten mit Hilfswiderlagern aus Beton (Abb. 4) und zur Entlastung des Gerüstes in drei Teilen (Untergurt, Steg, Obergurt) hergestellt werden. Die alte Fahrbahn soll dann zur Aufrechthaltung des Verkehrs mit Flaschenzügen an die neuen Gurte gehängt und so viel gehoben werden des die neuen

gehängt und so viel gehoben werden, daß die neuen Hauptquerträger aus Eisenbeton, die inzwischen sertig gemacht worden sind, darunter aufgehängt und von ihnen aus die übrige Fahrbahn fertigge-stellt werden kann (Abb. 5). Die Beseitigung der vorübergehenden Auffahrtrampen und der alten Fahrbahn je in halber Breite macht dann keine

Die neue Planung (Abb. 3) ist zwar vom Verkehrsministerium genehmigt, aber die Ausführung erfordert noch die Überwindung mancher Geldbeschaffungs- und Verwaltungsschwierigkeiten. (Nach Engineering vom 1. Juli 1927, S. 8 u. 9 mit 10 Zeichn. und 1 Lichtbild.) Abb. 5.



staatlichen physikalischen Laboratorium gezeigt hat, daß die wenig beanspruchten Eisenteile noch faseriges, die stark beanspruchten aber schon kristallines Gefüge hatten.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Programmbau oder Baukonjunktur? Von Dipl .- Volkswirt Kurt Hunscha.

(Schluß von Seite 691.)

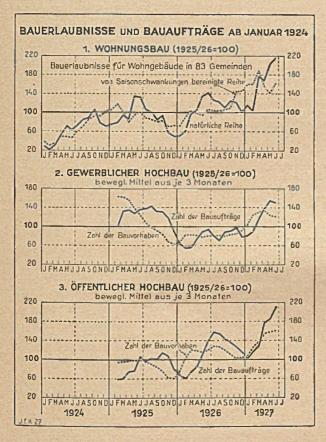
Bauerlaubnisse und Bauaufträge.

Sieht man von der beim Wohnungsbau besonders ausgeprägten jahreszeitlichen Bewegung ab, so ist Anfang 1925 ein Rückgang in den Bauerlaubnissen für Wohngebäude ganz entsprechend der Entwicklung der Bauvorhaben für den gewerblichen Bau festzustellen, der, wieder mit diesem gleichlaufend, bis Anfang 1926 angehalten hat. Das Jahr 1926 brachte zum erstenmal die alte Gegensätzlichkeit in der Dynamik von Wohnungsbau und industriellem Bau wieder zum Vorschein. Während Bauvorhaben und Bauaufträge im gewerblichen Hochbau während des ganzen Jahres 1926 sich nur wenig erholten, bahnte sich in der Wohnungsbauwirtschaft mit fallendem Zinsfuß ein stärkerer Anstieg an, der das Wohnungsbauvolumen bald über den Vorjahrstand hinaushob.

In den Bauprogrammen für das Jahr 1927 ist der Anteil von Eigenkapital und privater (erster) Hypothek entsprechend der Flüssigkeit des Kapitalmarktes zum Jahresbeginn gegenüber den Vorjahren heraufgesetzt worden. Je mehr man sich der früher allein gebräuchlichen Finanzierung aus freiem Kapital zuwandte, um so mehr mußte man mit Konjunktureinflüssen rechnen. Die im Frühjahr dieses Jahres einsetzende Kapitalverknappung infolge des fortgeschrittenen Konjunkturaufschwungs, die bei normaler Bauwirtschaft ein freiwilliges Zurücktreten des Wohnungsbaues mit sich gebracht hätte, hat in der Gegenwart zu den bekannten Finanzierungsschwierigkeiten geführt. Die Bauvorhaben, als welche die Bauerlaubnisse für den Wohnungsbau anzusehen sind, haben 1927 Monat für Monat einen neuen Rekordstand erreicht. Trotzdem ist die Steigerung in den Monaten April und Mai hinter dem jahreszeitlich üblichen Ausmaß zurückgeblieben. Es ist anzunehmen, daß die Schwierigkeit, ausreichende erste Hypotheken zu erhalten, sowie die durch die Zinserhöhung bedingten Veränderungen in den anzustellenden Rentabilitätsberechnungen zu einem mehr als nur saisonmäßigen Rückgang der Zahl der Bauerlaubnisse für den Rest der Bausaison führen werden. Immerhin ist nach einer vom Institut für Konjunkturforschung (vergl. Vierteljahreshefte zur Konjunkturforschung, 1927, Heft 2, S. 54 ff.) an Hand der bisherigen Entwicklung der Zahl der Bauvollendungen für Wohnungen aufgestellten überschläglichen Berechnung für das Baujahr 1927 mit einer um rund ¼ höheren Wohnungsproduktion zu rechnen als im Vorjahr. Da 1926 bereits 206 000 Wohnungen fertiggestellt werden konnten, womit der laufende Neubedarf reichlich gedeckt sein dürfte, wäre mit einer erneuten Steigerung im angegebenen Umfange ein Niveau erreicht, das bereits fühlbar zur Beseitigung des noch bestehenden Wohnungsmangels beitragen würde. In Anbetracht der Spannungen und Reibungen, die sich hierbei im Baugewerbe ergeben haben (neben den konjunkturbedingten Finanzierungsschwierigkeiten ist hier vor allem auf die unvorhergesehene Steigerung der Baustoffpreise infolge der starken Nachfrage hinzuweisen), darf man annehmen, daß eine noch stärkere Forcierung des Wohnungsbaues kaum versucht werden wird. Dann dürften die Konjunktureinflüsse

auch in den Schwankungen des Bauvolumens von Jahr zu Jahr künftig stärker sichtbar werden.

Die Zahl der Bauaufträge im gewerblichen Hochbau ist im Jahre 1927 stark angestiegen. Wichtiger noch ist das gleichzeitige Anwachsen des durchschnittlichen Wertes je Bauauftrag, das auf ein stärkeres Hervortreten der industriellen Neubautätigkeit schließen läßt. Der im zweiten Vierteljahr festzustellende Rückgang in der Zahl der Bauvorhaben ist scharf zu beachten. Ob er nicht nur vorübergehend sein wird, sondern schon das Ende der Industriebaukonjunktur ankündigt, ist angesichts des noch unvermindert zunehmenden Auftragseingangs im wesensverwandten Maschinenbau zumindest fraglich. Um so notwendiger ist die sorgfältige Beachtung aller weiteren Symptome. Die Zunahme der Bauaufträge für Geschäftshäuser, die im zweiten Vierteljahr 1927 zum erstenmal seit ihrem fast völligen Aufhören Mitte 1925 wieder nennens-



werten Umfang angenommen haben, spricht dafür, daß man die künftige Wirtschaftsentwicklung nicht ungünstig beurteilt.

Der öffentliche Bau hat sich im Jahre 1926 von der Gewohnheit der Vorkriegsjahre entfernt. Die bewußte Förderung der öffentlichen Arbeiten sowohl im Hochbau als auch im Tiefbau hat die Bedeutung der öffentlichen Bautätigkeit für das Gesamtgeschäft der Bauunternehmungen wesentlich verstärkt. Auf das Einsetzen des öffentlichen Baues ist es zurückzuführen, wenn der Absatz der Baustoffindustrie im Jahre 1926 nicht stärker unter dem Rückgang der industriellen Bautätigkeit zu leiden hatte. Daß die Zunahme im Wohnungsbau dazu allein nicht ausgereicht hätte, lehrt die Entwicklung des Zementabsatzes, der, obwohl er für Wohnbauten nur in geringeren Mengen Verwendung findet, doch für das Jahr 1926 seine Vorjahrshöhe behaupten konnte.

Das gegenwärtige Zusammentreffen einer weiter gestiegenen öffentlichen Bautätigkeit mit der starken Belebung des Industriebaues und einem Rekordstand der Wohnungsbautätigkeit hat das Geschäft für Baustoffindustrie und Bauunternehmung gegenüber der Vorjahrslage bedeutend verbessert. Für die weiteren Dispositionen darf aber nicht außer acht gelassen werden, daß der augenblicklich starke Geschäfts-

umfang nicht eine schlechthin gute und für Jahre beständige "Baukonjunktur" bedeutet, sondern sich aus dem Zusammentreffen dreier verschiedener Bewegungen ergibt, die sich, jede für sich, nach ihren eigenen ursächlichen Kräften weiter entwickeln und die sich ebenso gut im kommenden Jahr auch wieder entgegengesetzt bewegen oder auch gehäuft unter konjunkturellem Zwang zurückweichen können. Um hierfür rechtzeitig gewappnet zu sein, ist eine verschärfte zusammenfassende Beobachtung der verschiedenen Einzelströmungen im Baugewerbe erforderlich. Aus dem Baugewerbe selbst muß die Möglichkeit gegeben werden, Bauvorhaben, Bauaufträge und auch den Verlauf der Bautätigkeit nach dem Objekt getrennt zu verfolgen.

Die bisher vorliegenden Angaben einer Reihe von Firmen, die, wie die vorstehende Betrachtung gezeigt hat, bereits jetzt wertvolle Anhaltspunkte zur Orientierung bieten, müssen nach Möglichkeit auf einen weitesten Kreis ausgedehnt werden. Dadurch wird nicht nur eine Ausdehnung der Beobachtung auch auf die einzelnen in ihrem Charakter verschiedenen deutschen Wirtschaftsgebiete möglich, sondern es läßt sich auch ein besserer Überblick über die verhältnismäßige Bedeutung der baulichen Produktion für die Gesamtwirtschaft gewinnen. Damit aber eröffnet sich die Möglichkeit, von einer bisher notwendig qualitativen Konjunkturerfassung, die dem einzelnen Praktiker nicht immer leicht vorstellbar sein mag, einen Schritt weiterzugehen, zu einer zahlenmäßige Schätzung weit mehr als bisher gestattenden quantitativen Konjunkturprognose.

Ein Haus der Technik in Essen. Die Stadt Essen und die technisch-wissenschaftlichen Vereine haben beschlossen, ein großes "Haus der Technik" in Essen zu errichten. Zum erstenmal ist in Essen schon im Jahre 1912 in wissenschaftlicher Form die Grundlage der modernen Fortbildungsbestrebungen des höheren Technikers niedergelegt worden. Diese Bestrebungen zielen dahin, dem höheren Techniker, der in der Praxis steht, in Vorträgen und Arbeitsgemeinschaften den Zusammenhang mit der wissenschaftlichen Forschung zu bieten, ihm Anregungen aus den verschiedensten Industrie- und Gewerbezweigen zu geben, um seine Schaffenskraft zu erproben, Verbesserungen zu ersinnen und damit den einzelnen Betriebs- und Gewerbezweigen neue Möglichkeiten zu erschließen.

zweigen neue Möglichkeiten zu erschließen.

Die Pläne sind schon sehr weit gediehen und die Einweihung des Hauses soll im Jahre 1928 gelegentlich der in Essen stattfindenden Hauptversammlung des V.D.I. vor sich gehen. Neben allen Zweigen der Technik soll auch insbesondere dem gesamten Bauwesen Beachtung geschenkt werden, damit auch der Architekt, der Bauingenieur, der Siedlungsfachmann, der Bautechnologe und höhere Gewerbeteibende hier Gelegenheit zur Fortbildung und Berührung mit neueren Erkenntnissen seines engeren Fachgebietes bekannt gemacht wird.

Erkenntnissen seines engeren Fachgebietes bekannt gemacht wird.

Das Institut will bewußt keine Hochschule sein, sondern einzig und allein die zweckmäßige Ergänzung der Hoch- und Fachschulen die Anwendung neuer Wissensstoffe in der Wirklichkeit anregen und diese an Berufsangehörige der Technik vermitteln.

Rechtsprechung.

Die Entscheidung von Rechtsstreitigkeiten durch Schiedsgerichte ist auch dann zulässig, wenn der geltend gemachte Anspruch unstreitig ist. (Urteil des Oberlandesgerichts Dresden vom 18. Juni 1926 — 3055/26.) Nach § 1025 Z. P. O. ist die Vereinbarung, daß die Entscheidung einer Rechtsstreitigkeit durch Schiedsrichter erfolgen soll, zulässig. Eine Rechtsstreitigkeit im Sinne dieser Bestimmung liegt immer dann vor, wenn die Partei, gegen welche ein Rechtsanspruch geltend macht, diesen nicht erfüllt und den Berechtigten dadurch nötigt, sein Recht zwangsweise vor Gericht durchzusetzen. Aus welchen Gründen nicht erfüllt wird, ist gleichgültig, insbesondere ob der Verpflichtete den Anspruch anerkennt, oder bestreitet. Selbst wenn der Schuldner den Anspruch anerkennt, ihn aber nicht erfüllt, kann der Gläubiger das vereinbarte Schiedsgericht anrufen, das dann trotz des Anerkenntnisses zu entscheiden hat.

Das ordentliche Gericht hat über die Klage eines Schiedsrichters auf Zahlung seiner Gebühren ohne Nachprüfung der schiedsrichterlichen Tätigkeit auf ihre Richtigkeit und Zweckmäßigkeit zu entscheiden, es sei denn, daß der Schiedsrichter sich einer bewußten Pflichtwidrigkeit schuldig gemacht hat. (Entscheidung des Reichsgerichts, III. Zivilsenat, vom 29. März 1927 — III 249/26.) Der Vertrag zwischen dem Schiedsrichter und den beteiligten Parteien ist in seinen Einzelheiten im Bürgerl. Gesetzb. nicht geregelt. Er ist mit Rücksicht auf die Eigenart der schiedsrichterlichen Tätigkeit als ein Vertrag besonderer Art anzusehen, der in besonders weitgehendem Maße vom Vertrauen beherrscht wird. Des weiteren ist der Schiedsrichter grundsätzlich dem staatlichen Richter gleichgestellt. Er muß ebenso wie dieser über den Parteien stehen, ebenso unbefangen und unparteiisch urteilen,

wie dieser, seine Stellung ist noch freier als die des ordentlichen Richters. Dieser Gleichstellung des Schiedsrichters mit dem staat-lichen Richter entspricht auch der Ausschluß der Haftung des Schieds-

richters für Fahrlässigkeit.

richters für Fahrlässigkeit.

Ist für den Schiedsrichter eine Vergütung und ihre Höhe nicht vereinbart, so gilt entsprechend den Vorschriften über den Dienstvertrag (§ 612 B. G. B.) und über den Werkvertrag (§ 632 B. G. B.), eine Vergütung als stillschweigend vereinbart, wenn die Tätigkeit der Schiedsrichter nur gegen eine Vergütung zu erwarten ist. Mit der freien, unabhängigen, dem ordentlichen Richteramt gleichgeordneten Stellung des Schiedsrichters wäre es jedoch unvereinbar, wenn sein Gebührenanspruch schlechthin oder auch nur der Höhe nach von der Richtigkeit und Rechtsbeständigkeit des Schiedspruchs, die im ordentlichen Rechtswege nachzuprüfen wäre, abhängig gemacht die im ordentlichen Rechtswege nachzuprüfen wäre, abhängig gemacht würde. Ist ein Schiedsvertrag gültig abgeschlossen, sind Schiedsrichter ordnungsmäßig ernannt, haben sie in einem geregelten Verfahren nach Anhörung beider Parteien einen mit Gründen versehenen Schiedsspruch erlassen, der sich nicht als ein Akt reiner Willkür, sondern als ein Ergebnis pflichtmäßigen Ermessens darstellt, so ist ein Gebührenanspruch der Schiedsrichter ohne weiteres begründet, ohne Rücksicht darauf, ob der Schiedsspruch wirklich richtig und rechtsbeständig ist oder nicht. Anders wäre zu entscheiden wenn die Schiedsrichter sich das Schiedsrichteramt lediglich angemaßt oder bei Abgabe des Schiedsspruches sich einer bewußten Verletzung ihrer richterlichen Pflichten schuldig gemacht hätten.

Ein vertragliches Schiedsgericht kann auch über Vorfragen entscheiden, die nicht zu seiner Zuständigkeit gehören, ausgenommen über solche Vorfragen, welche zur ausschließlichen Zuständigkeit anderer Stellen gehören. (Entscheidung des Reichsgerichts, VI. Zivilsenat, vom 1. März 1927 — VI 498/26.) Durch Vertrag vom Jahre 1914 hatte sich die Überlandzentrale S.-B. der Gemeinde R. zur jederzeitigen Lieferung von elektrischer Energie an die Gemeinde R. und ihre Einwohner gegen Einräumung des ausschließlichen Rechts verpflichtet, innerhalb der Gemeinde R. elektrische Energie abzugeben und durch Zuleiten, sowie für ihre ober- und unterirdischen Leitungen und durch Zuleiten, sowie für ihre ober- und unterirdischen Leitungen die öffentlichen Straßen und Plätze der Gemeinde R. unentgeltlich zu benutzen. Im Jahre 1924 forderte die Überlandzentrale mit Rücksicht auf die schwierigen wirtschaftlichen Verhältnisse auf Grund der Reichsverordnung vom 16. Juni 1922 über die schiedsgerichtliche

Erhöhung von Preisen bei der Lieferung von elektrischer Arbeit Gas und Leitungswasser einen Baukostenzuschuß. Die Gemeinde R. lehnte ab und setzte der Überlandzentrale für die Ausführung der vertragsmäßigen Arbeiten am 17. Dezember 1924 eine Frist mit der Androhung, daß sie nach Ablauf derselben den Vertrag als gelöst anschen würde. Die Überlandzentrale rief das im Vertrage vorgesehene anschen würde. Die Überlandzentrale rief das im Vertrage vorgesehene Schiedsgericht an, sie beantragte Aussetzung des Verfahrens, bis das nach § 6 der Verordnung vom 16. Juni 1922 vorgesehene Schiedsgericht über die Höhe des von der Gemeinde R. zu leistenden Baukostenzuschusses entschieden habe. Das Vertragsschiedsgericht wies unter Ablehnung des Aussetzungsantrages die Klage der Überlandzentrale ab und stellte auf die Widerklage der Gemeinde R. das Erlöschen des Konzessionsvertrages fest. Die Klage der Überlandzentrale auf Aufhebung des Schiedsspruches wegen mangelhaften Verfahrens

auf Aufhebung des Schiedsspruches wegen mangelhaften Verfahrens vor dem Schiedsgericht wurde in der zweiten Instanz abgewiesen.

Das Reichsgericht hat den Schiedsspruch aufgehoben. Die Entscheidung über die Höhe des Baukostenzuschusses gehört zur ausschließlichen Zuständigkeit des in § 6 der Verordnung vom 16. Juni 1922 vorgeschenen besonderen Schiedsgerichts. An sich dürfen die Schiedsgerichte ebenso, wie die ordentlichen Gerichte, bei Beurteilung Schiedsgerichte ebenso, wie die ordentlichen Gerichte, bei Beurteilung des ihrer Entscheidung unterbreiteten Anspruchs über alle Rechtsfragen entscheiden, auf die es ankommt, und dürsen deshalb auch Verhältnisse beurteilen, deren Entscheidung mit Rechtskraftwirkung nicht in den Kreis ihrer Zuständigkeit fällt. Über eine Vorfrage, über die, wie hier, eine besondere Stelle mit ausschließlicher Zuständigkeit zu befinden hat, zu entscheiden, dazu ist das vertragliche Schiedsgericht nicht berusen. Die Anwendung der Verordnung v.16. Juni 1922 konnte durch Vertrag nicht ausgeschlossen werden (§ 7). Die Parteien konnten daher die Entscheidung über Fragen der Verordnung vom 16. Juni 1922 dem vertraglichen Schiedsgericht nicht durch Vertrag übertragen. Das vertragliche Schiedsgericht mußte somit das Versahren bis zur Entscheidung des Verordnungsschiedsgericht über die Höhe des Baukostenzuschusses aussetzen. Dies umso mehr, als die Entscheidung des vertraglichen Schiedsgerichts endgültig. Entscheidung des vertraglichen Schiedsgerichts endgültig, die des Verordnungsschiedsgerichts mit der Berufung ansechtbar ist. Das vertragliche Schiedsgericht konnte daher schon deswegen nicht zugleich als Verordnungsschiedsgericht entscheiden. Die Entscheidung des vertraglichen Schiedsgerichts unter Übergehung des Aussetzungsantrages war also auf Grund eines mangelhaften Verfahrens ergangen. Der Schiedsspruch mußte aus diesem Grunde aufgehoben werden.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 8. Januar 1927, S. 37.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 29 vom 21. Juli 1927.

Kl. 5 c, Gr. 9. H 101 573. Walter Hettmer, Krolewska Huta (Königshütte); Vertr.: J. Scheibner, Pat.-Anw., Gleiwitz. Herstellung von gelenkigen Streckenauskleidungen nach dem Betonspritzverfahren unter Verwendung von in die aufzuspritzende Betonschicht einzubettenden Bewehrungen.

23. IV. 25.

IN. 5 c, Gr. 10. E 32 801. Josef Eschengerd, Ahlen i. W. Nachgiebige, zurückgewinnbare Grubenholzstempelunterlage.

giebige, zurückgewinnbare Grubenholzstempelunterlage.
16. VII. 25.
Kl. 20 i, Gr. 4. F 62 805. Erich Fricke, Dortmund, Rheinische Straße 165. Backenschienenbefestigung. 6. I. 27.
Kl. 20 i, Gr. 4. V 21 840 Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Herzstück für Rillenschienen-Gleisanlagen. 6. XI. 26.
Kl. 20 i, Gr. 8. V 21 841. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Rillenschienenweiche mit Federzunge. 6. XI. 26.
Kl. 20 i, Gr. 11. Sch 81 111. Scheidt & Bachmann. Rheydt, Bez. Düsseldorf. Schaltung für Überwachungsmagnete in elektrischen Stellwerksanlagen. 17. XII. 26.
Kl. 20 i, Gr. 20. E 35 081. Eisenbahnsignal-Bauanstalten Max Jüdel, Stahmer, Bruchsal A.-G., Braunschweig. Doppeldraht-Zugstellvorrichtung für fernbediente Schranken.

Kl. 20 i, Gr. 28. S 74 098. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Gleichstromblockfeld; Zus. z. Pat. 440 063.

Siemensstadt. Gleichstromblockfeld; Zus. z. Pat. 440 063.
13. IV. 26.

Kl. 20 i, Gr. 33. K 99 890. Johann Krejci, Hamburg, Arndtstr. 2.
Vorrichtung zur Verhütung des Überfahrens von Haltsignalen. 16. VII. 26.

Kl. 20 i, Gr. 33. K 100 834. Knorr-Bremse Akt.-Ges., Berlin-Lichtenberg. Zugsicherungsanlage. 21. IX. 26.

Kl. 35 b, Gr. 3. D 49 697. Demag Aktiengesellschaft, Duisburg. Wippkran mit wagerechtem Lastweg. 26. I. 26.

Kl. 42 b, Gr. 4. K 103 113. Richard Klingst, Freiberg i. Sa., Chemnitzer Str. 6. Stahlmeßband. 28. II. 27.

Kl. 80 b, Gr. 3. M 87 186. Ernst Moyat; Neubabelsberg, Viktoriastraße 8. Herstellung von hochtonerdehaltigen Schmelzzementen. 17. XI. 24.

Kl. 80 b, Gr. 9. M 97 425. Michelin & Cie., Clermont-Ferrand; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Eisenhart, Pat.-Anw., München. Verfahren zur Herstellung einer künstlichen Lava. 14. XII. 26, Frankreich 19. XII. 25.

- Kl. 80 b, Gr. 18. B 122 003. Erik Christian Bayer, Kopenhagen Dänemark; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin W 8.

- Kl. 80 b, Gr. 18. B 122 003. Erik Christian Bayer, Ropennagen Dänemark; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin W 8, Verfahren zur Herstellung von porösen Baumaterialien: Zus. z. Pat. 421 777. 1. X. 25.
 Kl. 81 e, Gr. 88. B 124 694. Severin Breschendorf, Breslau, Herdainstr. 53. Wurfschaufelmaschine. 17. III. 26.
 Kl. 81 e, Gr. 126. L 60 962. Mitteldeutsche Stahlwerke Aktiengesellschaft, Berlin. Absetzer mit Fördervorrichtung und Auslegerbrücke. 13. VIII. 24.
 Kl. 81 e, Gr. 127. A 50 099. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesm. b. H., Leipzig W 32. Verbindungsförderer für Abraumförderbrückenanlagen. 19. II. 27.
 Kl. 81 e, Gr. 136. P 53 900. J. Pohlig Aktiengesellschaft, Köln Zollstock, u. Hans Matter, Köln-Lindenthal, Bachemer Straße 173. Schüttgutbunker mit Auflaufschlitz und darunterliegendem Abzugsband. 25. X. 26.
 Kl. 84 c, Gr. 2. N 25 187. Dr.-Ing. Walter Nakonz, Berlin W 15 Hohenzollerndamm 207. Verfahren zur Verdrängung des Grundwassers bei Herstellung von Ortpfählen aus Beton oder Eisenbeton. 4. XI. 25.
 Kl. 84 d, Gr. 2. M 92 559. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. 20 Magdeburg, Magdeburg-Buckau. Fahrgestell für einen mit einer Förderbrücke verbundenen Bagger. 10. XII. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 29 vom 21. Juli 1927.

- 5 a, Gr. 30. 448 114. Walter Brechtel, Ludwigshafen a. Rh., Industriestr. 11. Kiespumpe zum Bohren von Brunnenschächten. 15. XII. 25. B 123 154. KI.
- Gr. 9. 448 115. Adolf Baron, Beuthen, O.-S. Nachgiebiger Grubenausbau in Eisenbeton; Zus. z. Pat. 407 822. 25. Il.23. B 109 752.
- Gr. 3. 447 918. Lüer & Co. G. m. b. H., Hannover, Am Schiffgraben 54. Mit einer Füllung versehene eiserne Schwelle für Eisenbahnen u. dgl. 3. XII. 24. L 61 851. Kl. 19 a,
- Kl. 20 g, Gr. 3. 448 206. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, und Otto Thoma, Köln-Klettenberg, Petersberger Str. 44. Schiebe bühne für Hängebahnen. 27. IV. 26. P 52 800.
 Kl. 20 h, Gr. 7. 448 037. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, Rangieranlage. 20. IX. 25. P 51 325.

Kl. 20 i, Gr. 33. 448 123. Joachim Busch, Blücherstr, 2, u. Dr. August Riekel, Technische Hochschule, Infanteriestr, 5, Braun-schweig. Sicherungsvorrichtung für Eisenbahnen. 6. XII. 25. B 123 093.

Gr. 33, 448 124. Paul Kopf, Berlin SO 36, Reichenberger Straße 107. Einrichtung zur selbsttätigen Bremsung eines Zuges beim unachtsamen Überfahren eines geschlossenen

Haltesignales; Zus. z. Pat. 414 265. 23. V. 25. K 94 309. Gr. 35. 448 125. Otto Heinrich, Berlin SO 16, Josefstr. 10. Zugsicherungs- und Kontrolleinrichtung. 17. VI. 25. H 102 310.

Kl. 20 i, Gr. 37. 448 126. Dr. Oscar Hausamann, Disentis, Schweiz; Vertr.: Dr. F. Warschauer, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Elektromagnetische Vorrichtung zur Betätigung von Signalen durch den fahrenden Zug. 27. XI 25. H 104 401.
Kl. 20 k, Gr. 9. 448 127. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. e. h. R. Boveri, Mannheim-

Käsertal. Trag- oder Abspannjoch für Kettenfahrleitungen

R. 20 K, Gr. 9. 449 127. Aktiengeseilschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. e. h. R. Boveri, Mannheim-Käfertal. Trag- oder Abspannjoch für Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen. 13, IV. 26. A. 47 497.
Kl. 20 k, Gr. 9. 448 128. Niederlausitzer Kohlenwerke, Berlin W 9, Potsdamer Str. 127/128. Fahrdrahtklemme für Rillenprofildraht. 20, III. 26. N. 25 689.
Kl. 20 k, Gr. 14. 448 129. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. e. h. R. Boveri, Mannheim-Käfertal. Einrichtung zur Verbindung geschichteter Leiter, insbes. der Verstärkungsleitungen bei Stromschienen elektrischer Bahnen. 4, II. 26. A. 46 978.
Kl. 35 b, Gr. 3. 447 998. Heinrich Frohnhäuser, Dortmund, Hohensybergstr. 69. Wagendrehkran. 16, X. 25. F. 60 022.
Kl. 37 e, Gr. 2. 448 071. Hans Röttges, Fechenheim a. M. Vorrichtung zum Halten und zum Einführen des Drahtseils bei Gerüstleitern. 15. VII. 24. R. 61 569.
Kl. 74 d, Gr. 6. 447 979. Alexander Behm, Kiel, Hardenbergstr. 31. Verfahren zur Ermittlung des Verlaufs von Schächten, Stollen u. dgl. 26. VI. 21. B 100 367.
Kl. 80 a, Gr. 56. 448 028. Hugo Schmidt, Berlin-Charlottenburg, Bismarckstr. 66. Maschinen zur gleichzeitigen Herstellung einer Mehrzahl von Rohren aus Beton u. dgl. durch Schleudern in Formen. 27. VIII. 24. Sch. 71 363.
Kl. 80 b, Gr. 1. 448 030. Wilhelm O. Zimmermann, Stettin, Kaiser-Wilhelm-Str. 65. Beton. 31. VII. 26. Z. 16 223.
Kl. 80 b, Gr. 18. 448 107. Schuhmacher sche Fabrik G. m. b. H., Stuttgart. Verfahren zur Herstellung von porösen Steinen für Filterzwecke. 9. V. 25. Sch. 74 073.
Kl. 85 b, Gr. 1. 448 038. Wayne Tank & Pump Co., Fort Wayne, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Kleinschmidt, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren und Apparat zum Enthärten von Wasser. 28. X. 22. W 62 371.
Kl. 85 b, Gr. 1. 448 108. Wayne Tank & Pump Co., Fort Wayne, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Kleinschmidt, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren und Apparat zum Enthärten

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

K. Bekanntgemachte Anherdungen.

Bekanntgemachte im Patentblatt Nr. 30 vom 28. Juli 1927

Kl. 5 c, Gr. 1. R 61 142. Dr.-Ing. Anton Raky, Salzgitter a. Harz.
Schwebebühne zum Abteufen von Schächten. 19. V. 24.

Kl. 5 c, Gr. 2. K 92 857. Dr.-Ing. Martin Krause, Berlin NW 23,
Klopstockstr. 9. Einrichtung für Gefrierbohrlöcher. 9. II. 25.

Kl. 5 c, Gr. 4. K 91 953. Wilhelm Kolbe, Kassel-W., Kohlenstr. 419,
u. Paul Thomas, Ihringshausen b. Kassel. Verfahren und
Vorrichtung zum Vortreiben von Strecken in Tiefbaugruben.

5. XII. 24

Kl. 19 a, Gr. 8. B 119 504. Dr.-Ing. Theodor Buchholz, Berlin-Zehlendorf-West, Schwerinstr. 26. Schienenbefestigung, bei der der Schienenfuß zwischen Leisten und Rippen einer

der der Schienenfuß zwischen Leisten und Rippen einer Unterlegplatte geführt und durch Klemmbügel und Klemmbügelschrauben festgezogen wird. 24. IV. 25.

Kl. 19 a, Gr. 14. W 65 499. Lewis Phillips, Winby, London; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 50. Zweiteilige Schienenverklammerung mit Stützplatte zur Verhütung des Wanderns, deren Klammern unterhalb des Schienenfußes mit Keilfeder und Nut ineinandergreifen. 16. II. 24.

Kl. 19 a, Gr. 28. V 19 633. Karl Voßloh, Werdohl i. W. Hilfsgerät für den Zusammenbau von Schienenbefestigungen, deren Einzelteile mittels einer lotrechten, die Schwelle mit wagerechtem Hakenkopf untergreifenden Schraubenbolzens fest-

rechtem Hakenkopf untergreifenden Schraubenbolzens fest-gelegt werden. 7. XI. 24.

- Kl. 20 i, Gr. 11. E 35 354. Eisenbahnsignal-Bauanstalten Max Jüdel, Stahmer, Bruchsal A.-G., Braunschweig. Schaltung für Wechselstrom-Signalantriebe. 7. III. 27.
 Kl. 20 i, Gr. 17. E 35 366. Eisenbahnsignal-Bauanstalten Max Jüdel, Stahmer, Bruchsal A.-G., Braunschweig. Anordnung bei selbsttätigen Stellwerken für Ablaufberge. 9. III. 27.
 Kl. 20 i, Gr. 24. A 50 301. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin NW 40, Friedrich-Karl-Ufer 2—4. Warnungszeichen für Fahrzeuge. 12. III. 27.

- Kl. 20 i, Gr. 24. A 50 301. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin NW 40, Friedrich-Karl-Ufer 2—4. Warnungszeichen für Fahrzeuge. 12. III. 27.
 Kl. 20 i, Gr. 33. W 68 392. Peter Weiten, Trier, Viehmarktplatz 3. Vorrichtung zur Verhütung des Überfahrens von Haltesignalen. 4. II. 25.
 Kl. 37 b, Gr. 5. O 15 428. Wilhelm Overbeck, Dortmund, Mälzerstraße 3—5. Steinschraube. 19. I. 26.
 Kl. 80 a, Gr. 6. B 126 477. Bayerisches Bergärar, vertreten durch die Generaldirektion der Berg-, Hütten- und Salzwerke, München, Ludwigstr. 16. Flüssigkeits-Meß- und Zuteilvorrichtung, insbes. für Betonmischmaschinen u. dgl. 17. VII. 26.
 Kl. 80 b, Gr. 3. E 31 252. Elektroschmelze G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg, Verfahren zur Herstellung von Tonerdezement. 10. IX. 24
 Kl. 80 b, Gr. 21. M 95 728. Metallochemische Fabrik Akt.-Ges., Berlin W 30, Luitpoldstraße 27. Verfahren zur Herstellung eines Hartkorn enthaltenden Betons. 11. VIII. 26.
 Kl. 81 e, Gr. 87. K 94 848. Edmund Koch, Essen, Hermannstr. 8. Mechanische Schaufel. 3. VII. 25.
 Kl. 81 e, Gr. 126. M 98 541. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg, Magdeburg-Buckau. Absetzer mit Bandausleger. 28. II. 27.
 Kl. 85 c, Gr. 6. B 124 048. Heinrich Blunk, Mozartstr. 7, u. Dr.-Ing. Max Prüß, Semperstr. 6, Essen. Vorrichtung zur beschleunigten Schlammfaulung; Zus. z. Pat. 441 851. 13. II. 26.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 30 vom 28. Juli 1927.

- Kl. 5 c, Gr. 4. 448 245. Mannesmannröhren-Werke, Düsseldorf. Nachgiebiger Grubenstempel. 18. VIII. 23. M 82 318.
 Kl. 19 a, Gr. 26. 448 284. Ingwer Block, Berlin-Lichterfelde, Holbeinstr. 42. Verfahren zum aluminothermischen Stumpf-
- schweißen von Schienenstößen und ähnlichen Werkstücken.
 31. VIII. 23. B 110 893.

 Kl. 20 i, Gr. 8. 448 495. H. Grengel Weichenbau G.m.b.H., BerlinWittenau, Hermsdorfer Straße. Lager für Weichenzungen.
 1. XII. 25. G 65 878.

 Kl. 20 i, Gr. 11. 448 538. Siemens & Halske Akt.-Ges., BerlinSiemensstadt. Weichenspitzenkurbel-Verschluß. 29. X. 25.
- Siemensstadt. Weichenspitzenkurbel-Verschluß. 29. X. 25. S 72 016.

 Kl. 35 b. Gr. 3. 448 441. Francke Werke Akt.-Ges., Bremen. Wippkran. 27. II. 25. F 58 176.

 Kl. 37 a, Gr. 2. 447 470. Edward D. Feldman, Berlin SW 68, Hollmannstr. 32. Decke aus T-förmigen Bauplatten. 21. VIII. 24. F 57 749.

 Kl. 37 c, Gr. 13. 448 304. Walter Schindler, Bern; Vertr.: Dr. W. Haußbrecht aus Delta verschieder, Bern; Vertr.: Dr. W.

- Kl. 37 e, Gr. 13. 448 304. Walter Schindler, Bern; Vertr.: Dr. W. Haußknecht u. Dipl.-Ing. M. Morin, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Vorrichtung zum Fördern von Massengütern. 3. III. 25. Sch 73 357. Schweiz 26. II. 25. Kl. 37 f, Gr. 8. 448 471. Dr.-Ing. Georg Kropfhammer, München 9, Sommerstr. 15. Luftschiffhalle. 6. XI. 24. K 91 543. Kl. 80 b, Gr. 25. 448 332. Joachim Jachzel, Tileagd gara; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Asphaltbitumen aus Pacura und ähnlichen Rückständen sowie zähflüssigen Kohlenwasserstoffen. 4. III. 25. I 25 850.
- Rückständen sowie zähflüssigen Kohlenwasserstoffen.
 4. III. 25. J 25 850.

 Kl. 84 b, Gr. 2. 448 458. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Sicherheitsvorrichtung für Schiffs- oder sonstige Lasthebewerke mit Spindelantrieb und durch Gegengewichte ausgeglichener Last. 22. IV. 25. D 47 820.

 Kl. 84 d, Gr. 2. 448 242. Adriaan Bos, Dordrecht, Holland; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Fuchs, Pat.-Anw., Berlin W 8. Selbsttätiger Eimerreiniger für Eimerkettenbagger. 11. XI. 25. B 122 646.

 Kl. 85 c, Gr. 3. 448 279. Dr.-Ing. Max Prüß, Essen, Semperstr. 6. Verfahren zur künstlichen Belüftung von zur biologischen Ahwasserreinigung dienenden Behältern und Körpern.

- Abwasserreinigung dienenden Behältern und Körpern. 6. XII. 25. P 51 831.
 Gr. 6. 448 280. Bamag-Meguin Akt.-Ges., Berlin NW 87, Reuchlinstr. 10—17. Verfahren zur Klärung von verunreinigtem Wasser und zur Eindickung von Schlämmen. 17. VII. 24. F 56 497.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

litteilungen über Versuche, ausgeführt vom Österreichischen Eisenbeton-Ausschuß, Heft in Versuche mit Säulen aus umschnürtem Beton und aus umschnürtem Gußeisen, Bericht erstattet von Dr. Fritz Emperger, Dr. techn. e. h. Setzprobe und Flüssigkeitsgrad von Beton; Vergleich verschiedener Probekörperformen, Bericht erstattet von Dr. Franz Rinagl, a. o. Prof. a. d. Techn. Hochschule Wien. Franz Deuticke, Leipzig und Wien 1927. Mitteilungen über Versuche,

Die in dem vorgenannten Heft und im Teil I der Empergerschen Untersuchungen über umschnürte Säulen erzielten Ergebnisse sind hochinteressant, weisen sie doch darauf hin, daß bei der Wirkung der Umschnürung noch andere Faktoren mitsprechen als die für gewöhnlich in Rechnung gezogenen und auch in den deutschen Bestimmungen der Berechnung solcher Säulen zugrunde gelegten. Im besonderen zeigen die Versuche, daß die Tragfähigkeit der umschnürten

Stützen in nur unerheblichem Maße abhängig ist von der Güte des Betons, daß aber hierfür die Art des Umschnürungsdrahtes, auf die bisher keine Rücksicht genommen wurde, die Festigkeit der Umschnürung erheblich beeinflußt. Im besonderen kommt es hierbei naturgemäß auf die Höhe der Fließgrenze des Umschnürungsdrahtes an, und es ist notwendig, die Umschnürung bis zur Erreichung der Fließgrenze zur Erhöhung der Druckfestigkeit des Betons auszunutzen. Mit Hilfe einer neu aufgestellten Formel ist der Verfasser in der Lage, aus älteren Versuchen die Güte des bei ihnen verwendeten Drahtes aus atteren versuchen die Güte des bei ihnen verwendeten Drahtes nachträglich rechnerisch festzustellen. Im allgemeinen wird es sich empfehlen, möglichst guten Draht zur Umschnürung zu verwenden, im besonderen gezogenen Draht, der mit verhältnismäßig geringen Mehrkosten eine erhöhte Festigkeitswirkung liefert. Bedarf man bei großen Querschnitten auch stärkeres Eisen, so soll hierfür ausschließlich Qualitätsstahl verwendet werden.

Ferner ziehen die Versuche in Zweifel, ob die Beschränkung der Querschnittsbewehrung auf 3 %, wie sie in allen Vorschriften angegeben ist, als einwandfrei beizubehalten sei, da bei den vorangegeben ist, als einwandfrei beizubehalten sei, da bei den vorliegenden Versuchen sich ergebe, daß selbst eine bis roprozentige Bewehrung noch in der Lage ist, als Festigkeitsfaktor mitzuwirken. Im gleichen Sinne lassen weitere Versuche erkennen, daß Bewehrungen von Gußeisen in 5 bis 10 % Höhe, entsprechend dem Empergerschen Additionsgesetze, die Tragfähigkeit vermehren. Gleich umgestaltend berührt die weitere Feststellung, daß hierbei die allgemein in Gebrauch stehenden Verhältniszahlen der Elastizitätskoeffizienten für die Tragfähigkeit überhaupt nicht in Betracht kommen. Es sind das alles fähigkeit überhaupt nicht in Betracht kommen. Es sind das alles grundlegend wichtige Fragen und Ergebnisse, deren weitere Erforschung und Nachprüfung vorbehalten bleiben muß, da sie geeignet sind, die Berechnung der umschnürten Stützen von Grund aus zu verändern. Dabei wird naturgemäß durch die hier vorliegenden Versuche auch das wirtschaftlich und technisch gleich wertvolle Ziel zu erreichen sein, für sehr schwer belastete Stützen immer noch brauchbare Verbundquerschnitte zu gewinnen, die namentlich in den unteren Geschossen keine wesentliche Querschnitts- und Kosten-vermehrung bedingen und somit wesentliche konstruktive Vorteile gegenüber den zur Zeit üblichen Verstärkungen zur Folge haben dürften. Es wird beabsichtigt, noch an anderer Stelle unserer Zeitschrift auf die hier aufgeworfenen hochbedeutsamen Fragen einzugehen.

Die im zweiten Teil von Dr. Rinagl wiedergegebenen Unter-Die im zweiten Teil von Dr. Rinagl wiedergegebenen Untersuchungen bilden einen Teil der vom Österreichischen Eisenbetonn ausschusse in die Wege geleiteten Baukontrolle und behandeln in deren Rahmen die "Setzprobe" zur Bestimmung des Flüssigkeitsgrades des Betons, sowie weiterhin die Eignung und den Wert verschiedener Versuchskörperformen für die Gütebestimmung des Betons. Im besonderen zeigen hier die Versuche, daß schon nach 7tägiger Erhärtungszeit bei erdfeuchtem, weichem und flüssigen Beton mit der Setzprobe eine gute Überprüfung des Betons möglich ist. Deshalb soll auch dieser Zeitpunkt — also 7 Tage — in Zukunft in Österreich für die Betonprüfung zugrunde gelegt werden, umsomehr, als bei schnellem Baufortschritt die "28-Tage-Prüfungswerte" zu spät erhalten werden. Interessante Zahlen werden hier auch in bezug auf die Normalfestigkeit und die durch Kontrollbalken zu spät erhalten werden. Interessante Zahlen werden hier auch in bezug auf die Normalfestigkeit und die durch Kontrollbalken (7·7,50 cm) bestimmte Biegefestigkeit mitgeteilt; letzterer ist (rechnungsmäßig) 1,3—1,5 mal so groß als die Druckfestigkeit von 20-cm-Würfeln; zudem ist das Verhältnis: Biegezugfestigkeit: Druckfestigkeit = 4,4 bis 6,9 gefunden; es ist vor allem abhängig von Zuschlagstoff und Wasserzusatz. Vorgeschlagen wird hier, um über die wirklichen Festigkeitsverhältnisse im Bauwerk sich unterrichten zu können, Würfel oder besser Balken in Form von Angüssen in einem Stück Würsel oder besser Balken in Form von Angüssen in einem Stück

mit dem Bauteil herzustellen, gemeinsam erhärten zu lassen und erst kurz vor der Prüfung abzutrennen. Ob man hierbei wegen der in großen Betonmassen und kleineren Probekörpern sehr verschiedenen Erhärtung und Wasserabgabe gleiche Versuchsverhältnisse erhalten wird, mag allerdings in Frage gezogen werden. M. Foerster.

Ein Wohnhaus. Von Bruno Taut. Mit 104 Photos und 72 Zeichnungen, einer Farbaufnahme und einer Farbenzusammenstellung. Franckh'sche Verlagshandlung, Stuttgart. Preis in Ganzleinen geb. RM. 6,50.

sche Verlagshandlung, Stuttgart. Preis in Ganzleinen geb. RM. 6,50.

Der Verfasser schildert sein eigenes Haus in 13 Abschnitten mit den ihm eigenen Titeln: 1. Haustier Mensch. 2. Der Typ. 3. Architektur und Landschaft. 4. Im Anfang war der Grundriß. 5. Grundsätzliches über die Einrichtung. 6. Die unteren Wohnräume. 7. Der gedeckte Tisch. 8. Von Seife zu Benzin. 9. Glasarchitektur. 10. Schlafzimmer. 11. Dach und Boden. 12. Der Garten. 13. Bauer und Tradition.

Er sagt selbst, daß es die Darstellung seines Hauses ist mit seinen Zusammenhängen, auf denen sich die neue Baukunst errichtet.

Es ist in der Tat vieles neu, wie z. B. die Form der Räume, die oft dreieckig oder fünseckig sind, deren Wände ganz verschiedensarbig sind. Ein Schlafzimmer mit 4 Wänden, und zwar eine Wand weiß, die andere schwarz, die dritte blau, die vierte orange, die Decke rot! Wirklich noch nie dagewesen. Er gibt aber selbst zu, daß die Kosten bei solcher Durchbildung noch recht hoch werden.

Beim Lesen der kleinen Schrift sinden wir auch viele Selbstverständlichkeiten, die aber mit großem Pathos vorgetragen werden, als ob sie die größte Weisheit seien, und zu wichtigen noch nie dage-

verständlichkeiten, die aber mit großem Pathos vorgetragen werden, als ob sie die größte Weisheit seien, und zu wichtigen noch nie dagewesenen Satzungen erhoben. Ebenso aufdringlich sind die photographischen Bilder gegeben, wie z. B. ein Blick in den Abort, wo der Abortsitz und das Bidet gezeigt werden, oder ein Blick in den Besenschrank, ebenso die Darstellung eines Ausgusses mit zwei Hähnen für Kalt- und Warmwasser! Wahrhaftig großartige Bilder!

für Kalt- und Warmwasser! Wahrhaftig großartige Bilder!
Dazu brauchen wir aber keine neuen Bücher.
Wer in die Welt der ultramodernen Baukunst einen Blick werfen will, schaffe sich dies Büchlein an. Viele Worte, viele Bilder, die Sprache des modernen Propheten, der alles aus der Wohnung verbannt; Vorhänge, Teppiche, Läufer, Bettvorleger, Felle, Tischdecken, Bilder sind überflüssig und störend. Dafür werden die vier Wände in vier verschiedenen Farben gestrichen und die Decke als fünste Farbe hinzugesetzt. Das ist die "neue Einheit".

Heute sind 6,50 Mk. mehr wert als was das Buch uns bietet.
Prof. Alphons Schneegans, Dresden.

Beispiele zur Berechnung der korb- und kreisförmigen Bogenträger mit veränderlichem Querschnitt. Von P. Michailoff. Leningrad 1926.

Der Verfasser gibt in russischer Sprache eine Berechnung des dreifach statisch unbestimmten Gewölbes, dessen Mittellinie nach einem Kreis- oder Korbbogen geformt ist. Die Arbeit besteht im wesentlichen in der Berechnung der hierfür erforderlichen Formänderungsgrößen, die für verschiedene Pfeilverhältnisse, Bogenabmessungen und Unterteilung in Kreisbogen tabellarisch angegeben werden. Bei Verwendung des umfangreichen Zahlenmaterials läßt sich daher die Berechnung des eingespannten Korbbogens in ähnlicher Weise vereinfachen, wie das bei dem nach einer Parabel geformten Gewölbe allgemein bekannt ist. Für die Verwendung durch deutsche Ingenieure ist begreiflicherweise der russische Text eine starke Be-Ingenieure ist begreislicherweise der russische Text eine starke Behinderung. Die Arbeit ist eine wertvolle Bereicherung des Tabellenmaterials für den Entwurf von Gewölben.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus). Fernsprecher: Zentrum 15207. - Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Zahlung des Mitgliedbeitrages für 1927.

Eine größere Zahl unserer Mitglieder ist noch mit der Beitragzahlung im Rückstande. Der säumige Eingang der Mitgliedbeiträge verursacht der Geschäftstelle unnötige Arbeit. Es liegt im Interesse aller Mitglieder, daß der Geschäftstelle die unwirtschaftliche Leerlaufarbeit von Mahnungen erspart wird. Die mit dem Beitrag rückarbeit von Mannungen erspart wird. Die mit dem Beitrag für 1927 nunmehr baldgefälligst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen. Der Beitrag beträgt wie im vergangenen Jahre 8,— RM. jährlich, für Mitglieder des VDI 6,— RM. und für Junioren 3,— RM.

Jahrbuch 1927.

Das "Jahrbuch 1927" steht vor dem redaktionellen Abschluß und wird etwa im Spätherbst kostenlos an die Mitglieder der Gesellschaft zum Versand kommen. Die Mitglieder, die noch im Besitz der Vordruckkarte für ihre Anschrift sind, werden gebeten, die Karte ausgefüllt an die Geschäftstelle einzusenden, damit ihre Angaben noch bei der Zusammenstellung des Mitgliederverzeichnisses für das neue Jahrbuch verwendet werden können. Nachträgliche Richtig-stellungen sind umständlich und verursachen uns Unkosten. Eine falsche Anschrift im Verzeichnis wirkt für alle Teile unangenehm.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftstelle der Gesellschaft eine Literaturkartei eingerichtet hat, in der verschiedene Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften gesammelt werden. Die Geschäftstelle kann daher die Mitglieder unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften über Veröffentlichungen seit 1025 auf einem bestimmten schriften über Veröffentlichungen seit 1925 auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftstelle dei Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern im die Auskunft nicht erhoben. die Auskunft nicht erhoben.