

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 2. Dezember 1927.

Heft 52

Alle Rechte vorbehalten.

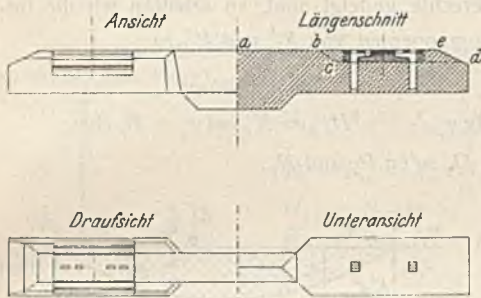
Zur Frage der Eisenbetonschwelle.

Von techn. Reichsbahn-Oberinspektor Ernst Friedrich Maier, Crailsheim (Württ.).

Die Hauptursachen der frühzeitigen Zerstörung der Eisenbetonschwelle sind wohl bekannt, allein ihnen wirksam zu begegnen, ist bisher nicht gelungen. Damit scheint sich die wiederholt zum Ausdruck gekommene Auffassung fast zu bestätigen, daß eine wirklich brauchbare Lösung überhaupt nicht zu finden ist. Bevor jedoch die Möglichkeit endgültig verneint wird, sollten noch Versuche auf Grund der wertvollen Aufschlüsse, die die letzten Jahre in der Frage des Betonbaues gebracht haben und die vor allem für den Fortschritt der Eisenbetonbauweise von besonderer Bedeutung sind (vergl. „Fortschritte im Eisenbetonbau“ von Prof. Dr.-Ing. Kleinogel in „Deutsche Bauzeitung“ 1927, Heft 1 u. 2), gemacht werden. Dies um so mehr, als auf Grund dieser Forschungsergebnisse neben einer wesentlichen Verbesserung der Schwelle auch eine Verbilligung ihrer Herstellung zu erwarten ist.

Ansatz entsprechendes Keilstück aus Hartholz oder Beton (das wiederholt Verwendung finden kann) eingelegt, darüber gewalzt, das Keilstück herausgenommen und die Schwelle aufgelegt.

Den wichtigsten Teil der Eisenbetonschwelle bildet das Schienenlager. Ihm wurde denn auch bei allen Versuchen große Aufmerksamkeit gewidmet. Der Einbau einer elastischen Zwischenlage in der bei Eisenbahnen üblichen Weise genügt aber hier nicht. Die einzige erfolgversprechende Lösung dürfte nur darin liegen, daß die Eisenbetonschwelle an den Schienenlagern sowohl die Eigenschaften der Eisen- als auch der Holzschwelle zugleich aufweist. Und zwar die Eigenschaften der Eisenschwelle hinsichtlich Schienenbefestigung, die Eigenschaften der Holzschwelle aber in bezug auf Aufnahme und Übertragung der Lastwirkungen auf die Bettung. Durch erstere wird ein fester, dauerhafter Zusammenhalt des ganzen



Querschnitt in Schwellenmitte



Abb. 1.

Eine der Hauptursachen für die frühzeitige Zerstörung der Eisenbetonschwelle bilden die Mittelrisse. Diese entstehen durch das so-

genannte „Reiten“ der Schwelle. Zur Beseitigung dieses Mißstandes bringt Prof. Halter, München, eine Schwellenform mit verschiedenen Abmessungen in Vorschlag (vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 1). Die Abmessungen sind so gewählt, daß jede Schwellenform „eine elastische Linie mit gleicher Höhenlage in der Mitte und an den Enden aufweist“. Damit soll eine Überbeanspruchung in der Schwellenmitte und folglich die Ursache zur Mittelrißbildung ausgeschlossen werden. Ob in Wirklichkeit dieses Ziel erreicht wird, bleibt zweifelhaft. Der in der Rechnung als „Bettungsziiffer“ eingesetzte Wert ist eben nie zuverlässig; er wechselt mit der Verdichtung der Bettung unter den Radlasten ganz erheblich.

Soll die Eisenbetonschwelle zuverlässig gegen die Bildung der Mittelrisse geschützt werden, so bleibt kein anderer Ausweg, als auf die Mittellagerung der Schwelle im Sinne einer Lastaufnahme bzw. -übertragung grundsätzlich zu verzichten. Wenn auch hierdurch ein Teil der Schwellenfläche — der übrigens bei der hier vorgeschlagenen Schwellenform äußerst gering ist — für die Druckübertragung verlorengeht, so ist dies im Hinblick auf das Erreichte von nebensächlicher Bedeutung. Sobald Belastung eintritt, senkt sich die Schwelle mehr oder weniger in die Bettung. Dieser Senkung muß, bei der Starrheit der Schwelle, auch die Schwellenmitte folgen können, ohne einer unzulässigen Beanspruchung auf Biegung ausgesetzt zu sein. Dies wird erreicht, wenn die Schwelle in der Mitte (auf etwa $\frac{1}{4}$ ihrer Länge) keine wagerechte, sondern spitzwinklige Unterfläche erhält (Abb. 1). Treten bei dieser Schwellenform die üblichen Senkungen auf, so wird die Schwellenmitte nie gefährlich belastet, da sie dem Druck ausweichen kann, indem sie sich in die Bettung „einschneidet“.

Dieser Keilansatz an der Unterseite der Schwelle bietet gleichzeitig ein willkommenes Hindernis gegen Verschiebungen (Wandern) und Verwerfungen des Gleises. Eine Gefahr letzterer Art ist sogar ausgeschlossen, wenn die Breite der Gleisbettung wesentlich verringert wird, wodurch erhebliche Ersparnisse erzielt werden können. Beim Einbau der Schwelle ist dieser Keilansatz keineswegs hinderlich. Sollen z. B. die Schwellen auf gewalzte Bettung verlegt werden, so wird während der Ausführung der Walzarbeit für jede Schwelle des jeweiligen Walzabschnitts ein dem

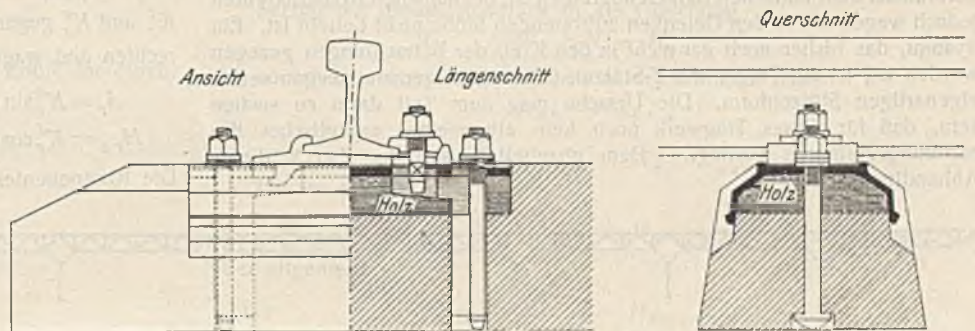


Abb. 2.

Gleises erzielt, durch letztere aber bleiben die außerordentlich schädlichen Erschütterungen der Schwelle vermieden. Als weitere selbstverständliche Forderung muß gelten, daß alle dem Verschleiß oder sonstiger Zerstörung ausgesetzten Teile des Lagers rasch und ohne große Kosten ausgewechselt werden können.

Aus diesen Forderungen ergibt sich die in Abb. 2 dargestellte Art der Lageranordnung: Die Eisenbetonschwelle erhält an den Lagerstellen eine „Ausparung“ zur Aufnahme der durchtränkten Holzzwischenlage. Auf diese wird ein Stück der üblichen Eisenschwelle (Rippenschwelle oder Eisenschwelle des Reichsoberbaues) aufgelegt, und zwar so, daß dieses Schwellenstück beiderseits auf den Beton übergreift, zunächst, um Verschiebungen zwischen Holz und Beton unmöglich zu machen, sodann aber auch, um die Holzzwischenlage gegen Witterungseinflüsse vollständig zu schützen. Das von oben durch die Schwellenausschnitte eindringende Tagwasser findet in den Aussparungen für die Befestigungsschrauben ungehinderten Abzug. Zwischen Eisenschwelle und Hakenzapfenplatte ist außerdem die übliche elastische Zwischenlage noch vorgesehen. Das Lager selbst wird mittels zweier Schrauben zusammengehalten; damit die Auswechslung der letzteren leicht, d. h. „von oben“, möglich ist, wird der Kopf in Form der Hakenschraube ausgebildet. Die Aussparung für die Holzzwischenlage bedeutet keinerlei Schwächung des Schwellenquerschnitts. Die eigentliche Konstruktionslinie der Schwelle verläuft nach $a-b-c-d$ (Abb. 1); die Linie $a-b-e$ ist nur wegen des soliden Einbaues des Holzlagers gewählt.

Wie bereits erwähnt, steht die Verwendung der Eisenbetonschwelle auch den neuerdings eingeführten Verfahren zur Erzielung tragfähigerer Bettung nicht entgegen. Im Gegenteil, die Eisenbetonschwelle verspricht sogar hier große Vorteile. Müssen z. B. beim Walzen der Bettung die Hohflächen der Eisenschwellen erst mühsam mittels Füllkasten hergestellt und bei Holzschwellen deren ungleichmäßige Stärke und sonstige Unregelmäßigkeiten mittels Grusschicht ausgeglichen werden, so fallen bei Eisenbetonschwellen alle diese Umständlichkeiten weg; die Schwellen können unmittelbar auf die gewalzte Bettung aufgelegt werden. Allerdings dürften an die Walzarbeit selbst erhöhte Anforderungen hinsichtlich pünktlicher Durchführung zu stellen sein; diese Forderung wird aber durch raschen Fortgang der Gleislegung reichlich gelohnt. Die Erhaltung einer dauernd guten Gleislage bei geringstem Aufwande für Unterhaltung ist in weitgehendem Maße sichergestellt.

Bei einer Gesamtlänge der Eisenbetonschwelle von 2,40 m und einer Breite an den Lagerflächen von 30 cm ergibt sich, unter Vernachlässigung

des mittleren Schwellenteils, eine für die Lastübertragung in Betracht kommende Fläche von

$$2 \cdot 90^{unl} \cdot 30 = 5400 \text{ cm}^2.$$

Beim Reichsoberbau auf Eisenschwellen sind auf den 15-m-Stoß vorhanden:

1 Breitschwelle = $245^{unl} \cdot 40^{unl} = \dots$	9 800 cm ²
22 Mittelschwellen = $22 \cdot 245^{unl} \cdot 22^{unl} = \dots$	118 580 "

Zus. 24 Schwellen (1 Breitschwelle = 2 Mittelschwellen) mit 128 380 cm².

Zur Erzielung derselben Lagerfläche für den 15-m-Stoß sind Eisenbetonschwellen erforderlich:

$$\frac{128\ 380}{5400} = 23,7 \approx 24 \text{ Stück,}$$

also dieselbe Anzahl wie bei Eisenschwellen. Dabei ist aber zu beachten, daß die Eisenbetonschwellen eine weit zuverlässigere Übertragung sicher-

stellen als die künstlich unterbauten Eisenschwellen, daß also das Gleis bedeutend ruhiger liegt.

Eine Kostenangabe für die Eisenbetonschwelle mag zunächst unterbleiben, da zu einem einwandfreien Ergebnis nur auf Grund ausgedehnter Versuche gelangt werden kann. Dasselbe gilt hinsichtlich der Liegedauer, die ja von ausschlaggebender Bedeutung ist. Beträgt beispielsweise die Liegedauer in Hauptgleisen (nach Hohenberger, vergl. „Die Gleistechnik“ 1927, Heft 1) für getränkte Buchenschwellen durchschnittlich 19 Jahre, für Eisenschwellen durchschnittlich 25 Jahre, so muß ohne Zweifel die Liegedauer der Eisenbetonschwelle ein Mehrfaches der erstgenannten betragen, wenn sie sich als „Idealschwelle“ behaupten will. Diese Schwelle zu schaffen, sollte aber auf Grund der heutigen Erfahrungen, sowohl im Eisenbetonbau als auch im Gleisbau selbst, durchaus möglich sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Der statisch bestimmte Kranbahnträger mit Y-Stützen.

Von Dr.-Ing. Günter Worch, Privatdozent an der Technischen Hochschule Darmstadt.

Durchlaufende Kranbahnträger werden, wenn man von der Ausbildung als statisch unbestimmte Systeme absieht, in der Regel so ausgeführt, daß man einen einfachen Balkenträger an den anderen reiht. Seltener findet man den Gerberträger, der, obwohl er hinsichtlich des Materialverbrauchs dem einfachen Balken überlegen ist, bei manchen Konstrukteuren jedoch wegen der in den Gelenken auftretenden Stöße nicht beliebt ist. Ein System, das bisher noch gar nicht in den Kreis der Betrachtungen gezogen worden ist, ist der Träger mit Y-Stützen (Abb. 1), so genannt wegen seiner eigenartigen Stützenform. Die Ursache mag zum Teil darin zu suchen sein, daß für dieses Tragwerk noch kein allgemeines analytisches Berechnungsverfahren vorliegt.¹⁾ Dem abzuweichen, soll der Zweck dieser Abhandlung sein.

rechte Kraft W_r als Auflagerdruck des $(r+1)$ -ten Trägers sowie die beiden lotrechten Kräfte X_{r-1} und X_r . Die widerstehenden Kräfte sind die beiden schrägen Auflagerdrücke K_r^l und K_r^r sowie der wagerechte Auflagerdruck W_{r-1} . Bezeichnen wir mit φ_r und ψ_r die Winkel, unter denen K_r^l und K_r^r gegen die Wagerechte geneigt sind, so erhalten wir die lotrechten und wagerechten Komponenten von K_r^l und K_r^r zu:

$$A_r = K_r^l \sin \varphi_r \qquad B_r = K_r^r \sin \psi_r$$

$$H_{ra} = K_r^l \cos \varphi_r = A_r \operatorname{ctg} \varphi_r \qquad H_{rb} = K_r^r \cos \psi_r = B_r \operatorname{ctg} \psi_r.$$

Die Komponenten der Last Q_r seien P_r und N_r .

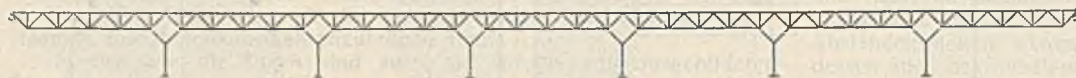


Abb. 1.

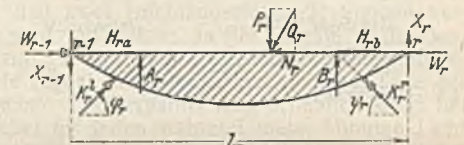


Abb. 5.

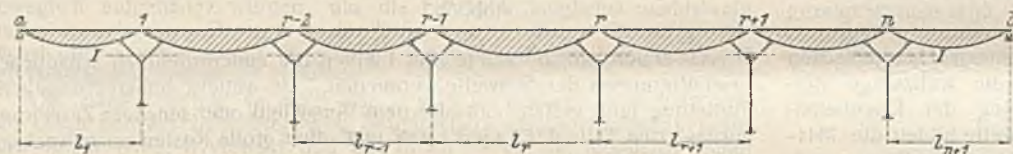


Abb. 2.

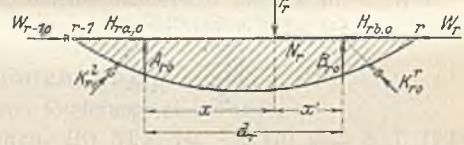


Abb. 6.

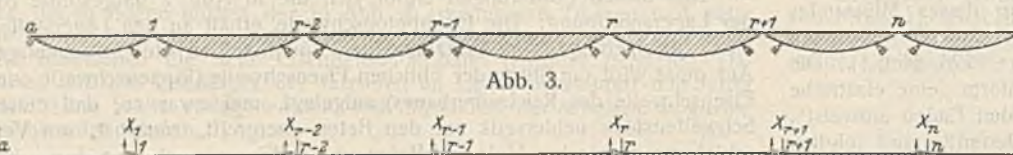


Abb. 3.

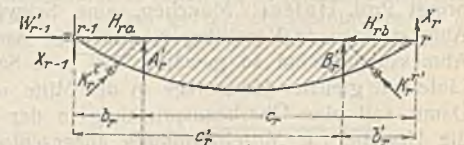


Abb. 7.

Um zu allgemein gültigen Formeln zu gelangen, betrachten wir einen Träger über $n+1$ Öffnungen $l_1, l_2, \dots, l_r, \dots$ bis l_{n+1} ; ferner sei es gleichgültig, ob der Träger in Vollwand- oder Fachwerkbauweise ausgeführt wird und welche Form man den Einzelträgern gibt (Abb. 2). Wir legen durch die beiden Schrägstäbe jeder Innenstütze einen Schnitt $I-I$ und ersetzen die Wirkung dieser Stäbe durch ihre Spannkkräfte K . Denken wir uns noch diese Spannkkräfte K als Auflagerdrücke beweglicher Auflager gedeutet, so erhalten wir für den oberen abgeschnittenen Teil das in Abb. 3 dargestellte Bild. Mit diesem System wollen wir uns vorerst befassen.

Für die weitere Rechnung erweist es sich nun als zweckmäßig, den Einfluß der Kräfte Q_r und W_r sowie den von X_{r-1} und X_r getrennt zu untersuchen.

Die widerstehenden Kräfte infolge der Belastung durch Q_r und W_r wollen wir durch den Index 0 kennzeichnen. Die Auflagerkomponenten $A_{r,0}$ und $B_{r,0}$ sind dann weiter nichts als die Auflagerkräfte eines einfachen Balkens mit überkragenden Enden infolge der gegebenen Belastung. Für unsere Einzellast P_r wird z. B. mit den Bezeichnungen von Abb. 6:

$$A_{r,0} = P_r \frac{x'}{d_r} \qquad B_{r,0} = P_r \frac{x}{d_r}.$$

Die wagerechten Komponenten der K ergeben sich dann zu

$$H_{ra,0} = A_{r,0} \operatorname{ctg} \varphi_r \qquad H_{rb,0} = B_{r,0} \operatorname{ctg} \psi_r$$

und

$$W_{r-1,0} = W_r + N_r - H_{ra,0} + H_{rb,0}.$$

Die Auflagerdrücke infolge der Belastung mit X_{r-1} und X_r sollen durch einen Strich als Index gekennzeichnet werden. Mit den in Abb. 7 angegebenen Abmessungen erhalten wir:

$$A_r' = \frac{1}{d_r} (X_{r-1} c_r' + X_r b_r')$$

$$B_r' = -\frac{1}{d_r} (X_{r-1} b_r + X_r c_r)$$

$$H_{ra}' = A_r' \operatorname{ctg} \varphi_r \qquad H_{rb}' = B_r' \operatorname{ctg} \psi_r$$

und

$$W_{r-1}' = -H_{ra}' + H_{rb}'.$$

¹⁾ Auf kinematischem Wege ist dieses System zwar schon von mehreren Forschern behandelt worden, jedoch auch nur für den einfachen Fall von zwei bis drei Öffnungen (vergl. z. B. Müller-Breslau: Die graphische Statik der Baukonstruktionen. Bd. 1, S. 547).

Durch Summation dieser beiden Teilstände erhalten wir für den ursprünglichen Zustand nach Abb. 5:

$$(1) \begin{cases} A_r = A_{r0} + \frac{1}{d_r} (X_{r-1} c_r' + X_r b_r') \\ B_r = B_{r0} - \frac{1}{d_r} (X_{r-1} b_r + X_r c_r) \\ H_{r,a} = A_r \operatorname{ctg} \varphi_r & H_{r,b} = B_r \operatorname{ctg} \psi_r \\ W_{r-1} = W_r + N_r - H_{r,a} + H_{r,b} \end{cases}$$

Entsprechend ergeben sich für den $(r+1)$ -ten Träger die Werte

$$(2) \begin{cases} A_{r+1} = A_{r+1,0} + \frac{1}{d_{r+1}} (X_r c_{r+1}' + X_{r+1} b_{r+1}') \\ B_{r+1} = B_{r+1,0} - \frac{1}{d_{r+1}} (X_r b_{r+1} + X_{r+1} c_{r+1}) \\ H_{r+1,a} = A_{r+1} \operatorname{ctg} \varphi_{r+1} & H_{r+1,b} = B_{r+1} \operatorname{ctg} \psi_{r+1} \\ W_r = W_{r+1} + N_{r+1} - H_{r+1,a} + H_{r+1,b} \end{cases}$$

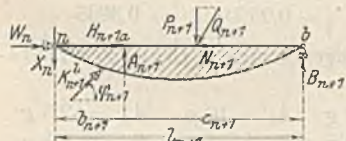


Abb. 8.

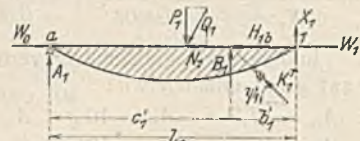


Abb. 9.

Führt man dieselben Untersuchungen auch für die Endfelder durch, so erhält man (vergl. Abb. 8 u. 9):

$$(3) \begin{cases} A_1 = A_{10} + X_1 \cdot \frac{b_1'}{c_1'} \\ B_1 = B_{10} - X_1 \cdot \frac{l_1}{c_1'} \\ H_{1,b} = B_1 \operatorname{ctg} \psi_1 \\ W_0 = W_1 + N_1 + H_{1,b} \end{cases}$$

und

$$(4) \begin{cases} A_{n+1} = A_{n+1,0} + X_n \cdot \frac{l_{n+1}}{c_{n+1}} \\ B_{n+1} = B_{n+1,0} - X_n \cdot \frac{b_{n+1}}{c_{n+1}} \\ H_{n+1,a} = A_{n+1} \operatorname{ctg} \varphi_{n+1} \\ W_n = N_{n+1} - H_{n+1,a} \end{cases}$$

Nunmehr betrachten wir den in Abb. 2 unterhalb des Schnittes I-I liegenden Teiles. Greifen wir irgend eine Y-Stütze heraus, z. B. die r -te, so erfordert das Gleichgewicht (vergl. Abb. 10):

$$(5) \begin{cases} H_{r,b} = H_{r+1,a} \\ \text{d. h. } B_r \operatorname{ctg} \psi_r = A_{r+1} \operatorname{ctg} \varphi_{r+1} \\ \text{und } C_r = B_r + A_{r+1} \end{cases}$$

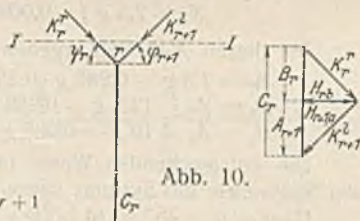


Abb. 10.

Setzen wir in diese Gleichungen die Werte A und B aus Gl. 1 bis 4 ein, so erhalten wir eine Gruppe von Bestimmungsgleichungen für die Unbekannten X_1 bis X_n .

Für die weitere Untersuchung wollen wir den wohl meist vorliegenden Sonderfall, nämlich $\psi_r = \varphi_{r+1}$, zugrunde legen. Dann ist

$$B_r = A_{r+1}$$

und damit nach Gl. 1 u. 2

$$B_{r0} - \frac{1}{d_r} (X_{r-1} b_r + X_r c_r) = A_{r+1,0} + \frac{1}{d_{r+1}} (X_r c_{r+1}' + X_{r+1} b_{r+1}')$$

oder

$$(6) \begin{cases} X_{r-1} \cdot \frac{b_r}{d_r} + X_r \left(\frac{c_r}{d_r} + \frac{c_{r+1}'}{d_{r+1}} \right) + X_{r+1} \cdot \frac{b_{r+1}'}{d_{r+1}} \\ = B_{r0} - A_{r+1,0} = Z_r \end{cases}$$

Entsprechende Gleichungen lassen sich für sämtliche Punkte r von 2 bis $n-1$ aufstellen. Die erste und letzte (n -te) Gleichung der so erhaltenen Gleichungsgruppe erscheinen in vereinfachter Form zu:

$$(7) \quad X_1 \left(\frac{l_1}{c_1'} + \frac{c_2'}{d_2} \right) + X_2 \cdot \frac{b_2'}{d_2} = B_{10} - A_{20} = Z_1$$

und

$$(8) \quad X_{n-1} \cdot \frac{b_n}{d_n} + X_n \left(\frac{c_n}{d_n} + \frac{l_{n+1}}{c_{n+1}} \right) = B_{n0} - A_{n+1,0} = Z_n$$

Damit haben wir die Berechnung des betrachteten Systems auf die Lösung einer Gruppe von n dreigliedrigen Gleichungen zurückgeführt.

Derartige Gleichungssysteme spielen in der Baustatik eine verhältnismäßig große Rolle. Man begegnet ihnen z. B. bei der Untersuchung von durchlaufenden Trägern (Clapeyronsche Gleichungen) oder — unter gewissen Voraussetzungen — bei Rahmenketten, Stockwerkrahmen, Vierendeelträgern usw.

Für die Lösung solcher dreigliedriger Gleichungssysteme stehen dem Ingenieur nun eine Reihe praktischer Rechenverfahren zur Verfügung; wir verweisen hier nur auf die Abhandlung von Müller-Breslau: „Zur Auflösung mehrgliedriger Elastizitätsgleichungen“, Der Eisenbau 1916/17, sowie „Die graphische Statik der Baukonstruktionen“, II, 1, 1922, S. 181.

Mit Hilfe der aus diesen Gleichungen ermittelten X -Werte lassen sich nun die übrigen statischen Größen leicht bestimmen.

Der lotrechte Auflagerdruck ergibt sich nach Gl. 5 zu

$$C_r = B_r + A_{r+1}$$

oder, da $B_r = A_{r+1}$ angenommen wurde,²⁾ zu

$$(9) \quad C_r = 2 B_r = 2 \left[B_{r0} - \frac{1}{d_r} (X_{r-1} b_r + X_r c_r) \right]$$

Die wagerechte Gegenkraft erhalten wir nach Gl. 2 zu

$$W_r = W_{r+1} + N_{r+1} - H_{r+1,a} + H_{r+1,b}$$

Zur Berechnung dieser W -Kräfte beginnen wir mit

$$(10) \quad W_n = N_{n+1} - H_{n+1,a}$$

Setzen wir diesen Ausdruck in die Gleichung

$$W_{n-1} = W_n + N_n - H_{n,a} + H_{n,b}$$

ein, so erhalten wir, wenn wir noch berücksichtigen, daß

$$H_{n,b} = H_{n+1,a}$$

ist,

$$W_{n-1} = N_{n+1} + N_n - H_{n,a}$$

Ebenso wird

$$W_{n-2} = N_{n+1} + N_n + N_{n-1} - H_{n-1,a} = \sum_{i=1}^{n-1} N_i - H_{n-1,a}$$

oder allgemein

$$(11) \quad W_r = \sum_{i=1}^{n-r} N_i - H_{r+1,a}$$

Die wagerechte Auflagerkraft W_0 ergab sich nach Gl. 3 zu

$$W_0 = W_1 + N_1 + H_{1,b}$$

Darin ist $W_1 = \sum_{i=1}^{n-1} N_i - H_{2,a}$.

Setzen wir diesen Wert in die Formel für W_0 ein, so wird mit

$$H_{1,b} = H_{2,a}$$

$$(12) \quad W_0 = \sum_{i=1}^{n-1} N_i$$

Sind die Auflagerdrücke ermittelt, so lassen sich die Querkräfte und Momente an jeder Stelle des Trägers leicht angeben.

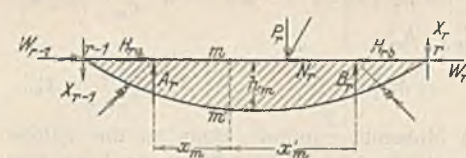


Abb. 11.

Für den Schnitt $m-m'$ der r -ten Öffnung erhalten wir beispielsweise (Abb. 7 u. 11):

$$(13) \begin{cases} Q_m = -X_{r-1} + A_r \\ = Q_{m0} + \frac{1}{d_r} (X_{r-1} c_r' + X_r b_r') - X_{r-1} \\ = Q_{m0} + \frac{1}{d_r} (X_{r-1} b_r + X_r b_r') \end{cases}$$

Hierin ist Q_{m0} die Querkraft für den Schnitt $m-m'$ des Grundsystems (Abb. 6).

Auf dieselbe Art und Weise lassen sich auch Formeln herleiten für den Fall, daß der Punkt m zwischen den Angriffspunkten der Kräfte X_{r-1} und A_r bzw. B_r und X_r liegt.

Das Moment für den Punkt m ergibt sich zu:

$$(14) \begin{cases} M_m = A_r x_m - X_{r-1} (x_m + b_r) \\ = M_{m0} + \frac{1}{d_r} (X_{r-1} c_r' + X_r b_r') x_m - X_{r-1} (x_m + b_r) \\ = M_{m0} - X_{r-1} \cdot \frac{b_r}{d_r} \cdot x_m' + X_r \cdot \frac{b_r'}{d_r} \cdot x_m \end{cases}$$

²⁾ Ist $\psi_r = \varphi_{r+1}$, so ist folgender Ansatz zweckmäßig:

$$C_r = B_r + A_{r+1} = C_{r0} - X_{r-1} \cdot \frac{b_r}{d_r} - X_r \left(\frac{c_r}{d_r} - \frac{c_{r+1}'}{d_{r+1}} \right) + X_{r+1} \cdot \frac{b_{r+1}'}{d_{r+1}}$$

worin $C_{r0} = B_{r0} + A_{r+1,0}$ ist.

M_{m0} ist hierin das Moment für den Punkt m des Grundsystems (Abb. 6).

Für den Punkt m' der unteren Gurtung erhalten wir:

$$M_{m'} = M_m + (W_{r-1} + H_{ra}) h_m.$$

Hierin ist $W_{r-1} + H_{ra} = \sum_r^{n+1} N - H_{ra} + H_{ra} = \sum_r^{n+1} N$.

Also ist

$$(15) \quad M_{m'} = M_{m0} + h_m \sum_r^{n+1} N - X_{r-1} \cdot \frac{b_r}{d_r} \cdot x_{m'} + X_r \cdot \frac{b_r'}{d_r} \cdot x_m.$$

Haben wir es nur mit lotrechter Belastung zu tun (z. B. bei der Konstruktion der Einflußlinien), dann wird

$$M_{m'} = M_m.$$

Liegt m bzw. m' zwischen X_{r-1} und A_r bzw. B_r und X_r , so lassen sich ähnliche Formeln aufstellen; der Raumersparnis halber wird auf eine Wiedergabe dieser Ausdrücke hier verzichtet.

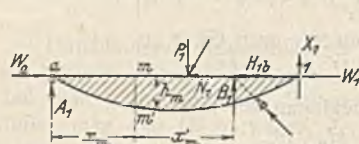


Abb. 12.



Abb. 13.

Für das erste Feld l_1 erhalten wir (Abb. 8 u. 12):

$$(16) \quad \begin{cases} A_1 = A_{10} + X_1 \cdot \frac{b_1'}{c_1'} \\ Q_m = A_1 = Q_{m0} + X_1 \cdot \frac{b_1'}{c_1'} \\ M_m = A_1 x_m = M_{m0} + X_1 \cdot \frac{b_1'}{c_1'} \cdot x_m \\ M_{m'} = M_m + W_0 h_m = M_{m0} + h_m \sum_1^{n+1} N + X_1 \cdot \frac{b_1'}{c_1'} \cdot x_{m'}. \end{cases}$$

Ebenso ergibt sich für das Endfeld l_{n+1} (Abb. 9 u. 13):

$$(17) \quad \begin{cases} B_{n+1} = B_{n+1,0} - X_n \cdot \frac{b_{n+1}}{c_{n+1}} \\ Q_m = -B_{n+1} + P_{n+1} = Q_{m0} + X_n \cdot \frac{b_{n+1}}{c_{n+1}} \\ M_m = B_{n+1} x_{m'} - P_{n+1} \xi_{n+1} = M_{m0} - X_n \cdot \frac{b_{n+1}}{c_{n+1}} \cdot x_{m'} \\ M_{m'} = M_{m0} + N_{n+1} h_m \\ \quad \quad \quad = M_{m0} + N_{n+1} h_m - X_n \cdot \frac{b_{n+1}}{c_{n+1}} \cdot x_{m'}. \end{cases}$$

Sind die Querkräfte und Momente ermittelt, dann ist die weitere Rechnung einfach. Bei einem System in Vollwandbauweise kann man sofort an die Bemessung gehen. Liegt ein Fachwerk vor, so lassen sich die Stabkräfte aus den Querkräften und Biegemomenten mittels der bekannten Beziehungen aus der Fachwerktheorie leicht ermitteln.

Zahlenbeispiel.

Für das in Abb. 14 dargestellte System soll jetzt der vorgetragene Rechnungsgang zahlenmäßig durchgeführt werden. Aus praktischen Gründen sind die Spannweiten aller fünf Öffnungen gleich groß gewählt worden; aus demselben Grunde sind auch sämtliche Winkel $\varphi = \psi = 45^\circ$ angenommen worden ($\text{ctg } \varphi = \text{ctg } \psi = 1$). Eine Verschiedenheit dieser Werte würde indessen auch kaum einen Mehraufwand an Rechenarbeit bedingen.

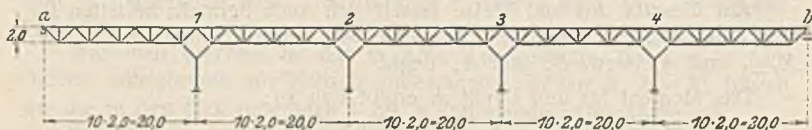


Abb. 14.

Wir stellen zunächst die Zahlenwerte, die im Verlaufe der Rechnung immer wieder vorkommen, zusammen. Es ist:

$$\begin{aligned} l &= 20,0 \text{ m} & \frac{l}{c} &= \frac{l}{c'} = \frac{20}{16} = 1,25 \\ b &= b' = 4,0 \text{ m} & \frac{c}{d} &= \frac{c'}{d'} = \frac{16}{12} = 1,33 \dots \\ c &= c' = 16,0 \text{ m} & \frac{b}{d} &= \frac{b'}{d'} = \frac{4}{12} = 0,33 \dots \\ d &= 12,0 \text{ m} & \frac{b}{c} &= \frac{b'}{c'} = \frac{4}{16} = 0,25. \end{aligned}$$

Die vier dreigliedrigen Gleichungen³⁾ lauten dann, der bequemen Schreibweise halber in der Matrixform geschrieben:

X_1	X_2	X_3	X_4	
2,5333	0,3333			= Z_1
0,3333	2,6667	0,3333		= Z_2
	0,3333	2,6667	0,3333	= Z_3
		0,3333	2,5833	= Z_4

Die Auflösung dieser Gleichungen nach den Unbekannten X , wieder in Tafelform geschrieben, ergibt:

	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4
$X_1 =$	+ 0,3935	- 0,0500	+ 0,0064	- 0,0008
$X_2 =$	- 0,0500	+ 0,3874	- 0,0192	+ 0,0064
$X_3 =$	+ 0,0064	- 0,0492	+ 0,3874	- 0,0500
$X_4 =$	- 0,0008	+ 0,0064	- 0,0500	+ 0,3935

Infolge einer gleichmäßig verteilt angenommenen Eigengewichtslast g t/m erhalten wir:

$$\begin{aligned} A_{10} &= 7,5 \text{ g} & A_{20} &= 10 \text{ g} & A_{30} &= 10 \text{ g} & A_{40} &= 10 \text{ g} & A_{50} &= 12,5 \text{ g} \\ B_{10} &= 12,5 \text{ g} & B_{20} &= 10 \text{ g} & B_{30} &= 10 \text{ g} & B_{40} &= 10 \text{ g} & B_{50} &= 7,5 \text{ g}. \end{aligned}$$

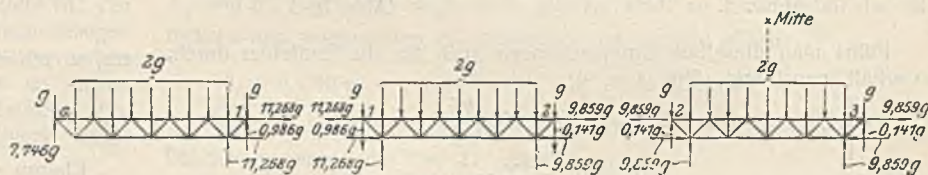


Abb. 15.

Damit ergeben sich die Belastungsglieder Z zu:

$$\begin{aligned} Z_1 &= 12,5 \text{ g} - 10 \text{ g} = + 2,5 \text{ g} \\ Z_2 &= 10 \text{ g} - 10 \text{ g} = 0 \\ Z_3 &= 10 \text{ g} - 10 \text{ g} = 0 \\ Z_4 &= 10 \text{ g} - 12,5 \text{ g} = - 2,5 \text{ g}. \end{aligned}$$

Die Unbekannten X erhalten wir dann zu:

$$\begin{aligned} X_1 &= 2,5 \text{ g} \quad (0,3935 + 0,0008) = + 0,986 \text{ g} \\ X_2 &= 2,5 \text{ g} \quad (- 0,0500 - 0,0064) = - 0,141 \text{ g} \\ X_3 &= 2,5 \text{ g} \quad (0,0064 + 0,0500) = + 0,141 \text{ g} \\ X_4 &= 2,5 \text{ g} \quad (- 0,0008 - 0,3935) = - 0,986 \text{ g}. \end{aligned}$$

Mit diesen X -Werten ergeben sich dann die A - und B -Werte zu:

$$\begin{aligned} A_1 &= 7,5 \text{ g} + 0,986 \text{ g} \cdot 0,25 = 7,746 \text{ g} \\ B_1 &= A_2 = 12,5 \text{ g} - 0,986 \text{ g} \cdot 1,25 = 11,268 \text{ g} \\ B_2 &= A_3 = 10 \text{ g} - 0,986 \text{ g} \cdot 0,3333 + 0,141 \text{ g} \cdot 1,3333 = 9,859 \text{ g}. \end{aligned}$$

Die entsprechenden Werte für die rechte Trägerhälfte sind wegen der Symmetrie des Systems sowie der Belastung gleich den angegebenen.

Da $\varphi = \psi = 45^\circ$ ist (d. h. $\text{ctg } \varphi = \text{ctg } \psi = 1$), so sind die H -Werte gleich den entsprechenden A - bzw. B -Werten. Damit werden auch die wagerechten Auflagerkräfte W gleich den entsprechenden A - bzw. B -Werten, da die wagerechten Komponenten N der Lasten sämtlich gleich Null sind.

Wir erhalten also für die einzelnen Träger das in Abb. 15 dargestellte Belastungsbild. Nunmehr lassen sich die Stabkräfte infolge Eigengewichts leicht ermitteln (z. B. mittels eines Kräfteplanes).

Zur Ermittlung der Einflußlinien brauchen wir die Z -Linien. Wir hatten eingeführt:

$$Z_r = B_{r0} - A_{r+1,0}.$$

Die Z_r -Linie ist also in der Öffnung l_r gleich der B_{r0} -Linie, d. h. gleich der Einflußlinie für den Auflagerdruck B eines einfachen Balkens mit überkragenden Enden. In der Öffnung l_{r+1} ist die Z_r -Linie gleich der negativen $A_{r+1,0}$ -Linie. Setzen wir jetzt für r der Reihe nach 1, 2, 3 und 4, so erhalten wir die in Abb. 16 dargestellten Z -Linien.

Wie man erkennt, weisen die Z -Linien innerhalb der einzelnen Öffnungen keinen Knick auf. Daraus folgt, daß auch die Einflußlinien für die Unbekannten X in jeder Öffnung geradlinig durchgehen müssen; wir brauchen also nur die Ordinaten unter den Punkten $a, 1, 2 \dots b$ zu ermitteln.

Als Beispiel sollen die Ordinaten η_1 der Einflußlinie für X_1 berechnet werden. Die allgemeine Gleichung für X_1 lautete:

$$X_1 = 0,3935 Z_1 - 0,0500 Z_2 + 0,0064 Z_3 - 0,0008 Z_4.$$

³⁾ Durch Ausnutzung der Symmetrie des Systems hätte man in diesem Falle auch die vier Gleichungen in zwei voneinander unabhängige Gruppen von je zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten spalten können. Da an diesem Beispiel jedoch die Anwendung der allgemeinen Theorie gezeigt werden soll, ist davon mit Absicht Abstand genommen worden.

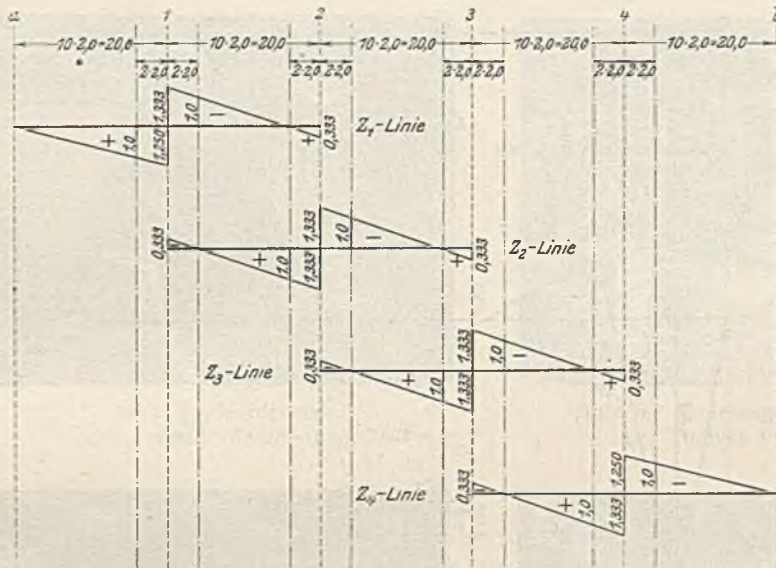


Abb. 16.

Wir erhalten folgende Werte:

- unter dem Punkte a: $\eta_1 = 0$
- 1: $\eta_1 = +0,3935 \cdot 1,250 = +0,492$
 - und $\eta_1 = -0,3935 \cdot 1,333 + 0,0500 \cdot 0,333 = -0,508$
 - 2: $\eta_1 = +0,3935 \cdot 0,333 - 0,0500 \cdot 1,333 = +0,065$
 - 3: $\eta_1 = -0,0500 \cdot 0,333 + 0,0064 \cdot 1,333 = -0,008$
 - 4: $\eta_1 = +0,0064 \cdot 0,333 - 0,0008 \cdot 1,333 = +0,001$
 - b: $\eta_1 = 0$.

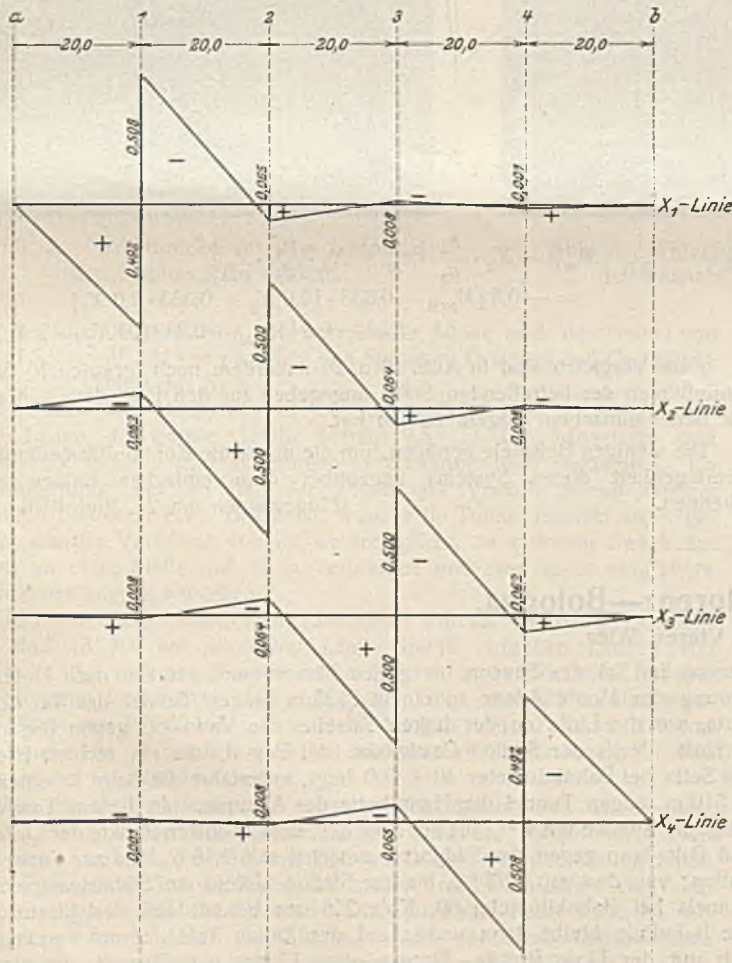


Abb. 17.

Auf dieselbe Art und Weise wird die Einflußlinie für X_2 ermittelt. Die Einflußlinien für X_3 und X_4 sind infolge der Symmetrie des Systems die Spiegelbilder der X_2 - und X_1 -Linien, nur mit dem Faktor -1 versehen, da die Richtungen der X -Werte nicht symmetrisch zur Mitte eingeführt sind. Abb. 17 zeigt die so gewonnenen Einflußlinien für die Unbekannten X .

Die Gleichungen der Einflußlinien für die Auflagerdrücke ergeben sich sofort aus den allgemeinen Formeln 3 und 9. Wir erhalten:

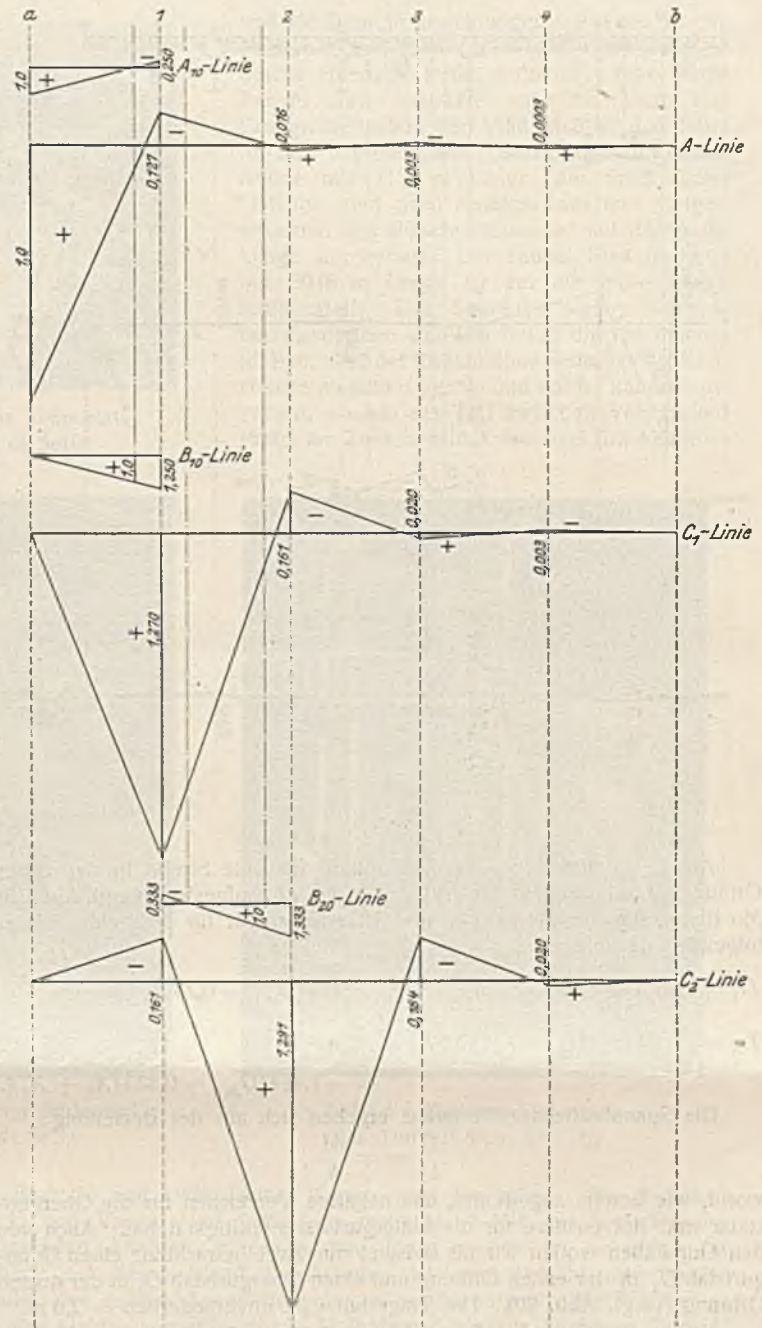


Abb. 18.

$$A = A_{10} + X_1 \cdot \frac{b_1'}{c_1} = A_{10} + 0,25 X_1$$

$$C_1 = 2 B_1 = 2 \left(B_{10} - X_1 \cdot \frac{l_1}{c_1} \right) = 2 (B_{10} - 1,25 X_1)$$

$$C_2 = 2 B_2 = 2 \left[B_{20} - \frac{1}{d_2} (X_1 b_2 + X_2 c_2) \right] \\ = 2 [B_{20} - 0,333 X_1 - 1,333 X_2] = 2 [B_{20} - 0,333 (X_1 + 4 X_2)].$$

In Abb. 18 sind die A_0 - und B_0 -Linien sowie die durch punktweise Berechnung ermittelten Einflußlinien für A , C_1 und C_2 dargestellt.⁴⁾ Auf die C_3 -, C_4 - und B -Linie einzugehen, erübrigt sich, da diese infolge der Symmetrie des Systems den angegebenen C_2 -, C_1 - und A -Linien spiegelbildlich gleich sind.

Die Strebenspannkkräfte des Parallelträgers gehorchen der Gleichung

$$D = \pm \frac{Q}{\sin \gamma}$$

Das positive Vorzeichen gilt für linkssteigende, das negative Vorzeichen für rechtssteigende Streben; γ ist der Winkel, unter dem die betrachtete Strebe gegen die Wagerechte geneigt ist. In unserem Beispiel ist γ für sämtliche Schragstäbe $= 45^\circ$. Wir erhalten also die Einflußlinien für die Schragstäbe gleich denen für die Querkraft in dem betreffenden Felde, mit einem Multiplikator $u = \frac{1}{\sin 45^\circ} = 1,414$.

⁴⁾ Da die Einflußlinien für A_1 , C_1 und C_2 sehr schnell abklingen, war es nötig, sie in einem größeren Maßstabe aufzutragen als die zugehörigen A_{10} -, B_{10} - und B_{20} -Linien, die sich nur über eine Öffnung erstrecken. Dasselbe gilt auch entsprechend für die in den folgenden Abb. 19 u. 20 dargestellten Einflußlinien.

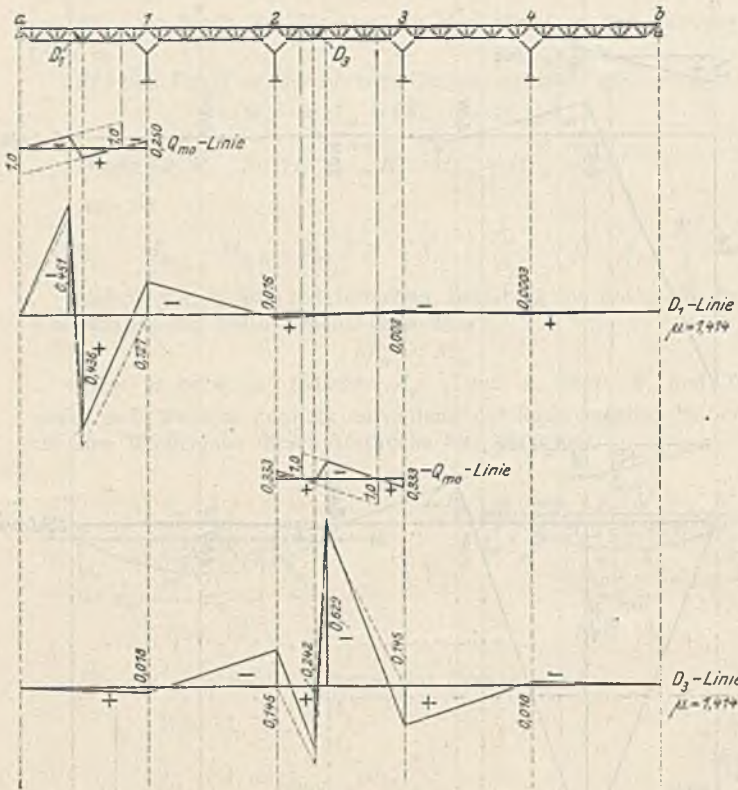


Abb. 19.

Als Beispiel sei hier die Einflußlinie für eine Stäbe in der ersten Öffnung, D_1 , und eine in der dritten Öffnung, D_3 , aufgestellt (vergl. Abb. 19). Mit Benutzung der Formeln 16 und 13 erhalten wir für die beiden Linien folgende Gleichungen:

$$D_1 = + 1,414 \left[Q_{m0} + X_1 \cdot \frac{b_1'}{c_1'} \right] = + 1,414 [Q_{m0} + 0,25 X_1]$$

$$D_3 = - 1,414 \left[Q_{m0} + \frac{1}{d_3} (X_2 b_3 + X_3 b_3) \right] = - 1,414 [Q_{m0} + 0,333 (X_2 + X_3)].$$

Die Spannkkräfte der Gurtstäbe ergeben sich aus der Beziehung

$$\frac{O}{U} = \mp \frac{M}{h},$$

worin, wie bereits angedeutet, das negative Vorzeichen für die Obergurtstäbe und das positive für die Untergurtstäbe Gültigkeit hat. Auch von den Gurtstäben wollen wir als Beispiel nur zwei betrachten: einen Untergurtstab U_1 in der ersten Öffnung und einen Obergurtstab O_3 in der dritten Öffnung (vergl. Abb. 20). Die Trägerhöhe ist unveränderlich $= 2,0$ m.

Mittels der Formeln 16 und 15 erhalten wir für die beiden Einflußlinien die Gleichungen:

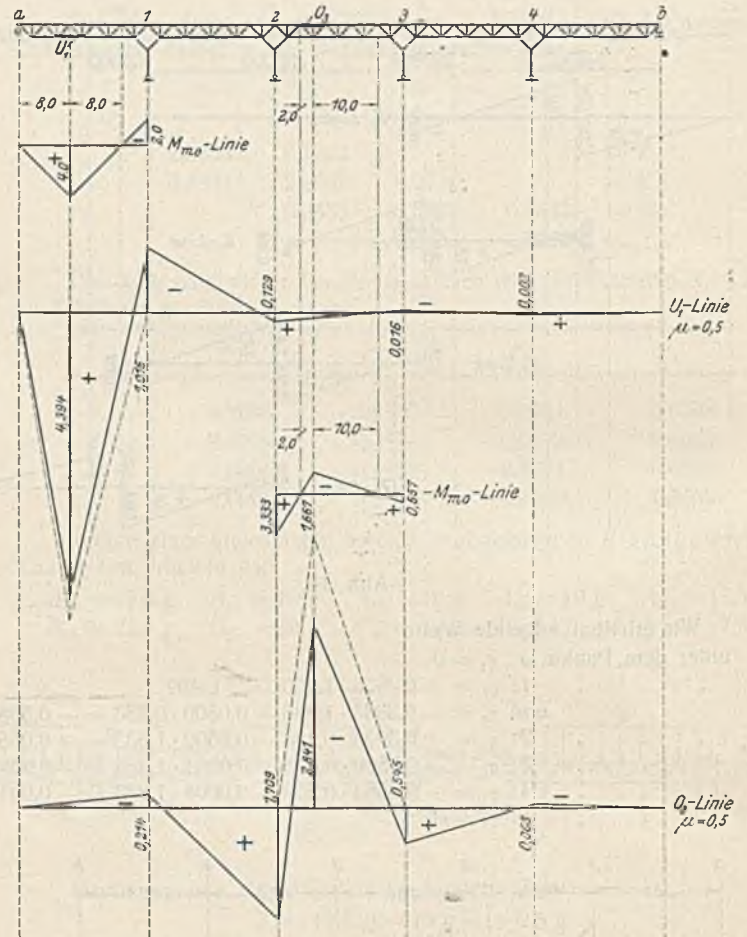


Abb. 20.

$$U_1 = + \frac{1}{2,0} \left[M_{m0} + X_1 \cdot \frac{b_1'}{c_1'} \cdot x_m \right] = + 0,5 [M_{m0} + 0,25 \cdot 8,0 X_1] = + 0,5 [M_{m0} + 2,0 X_1]$$

$$O_3 = - \frac{1}{2,0} \left[M_{m0} - X_2 \cdot \frac{b_3}{d_3} \cdot x_m' + X_3 \cdot \frac{b_3'}{d_3} \cdot x_m \right] = - 0,5 [M_{m0} - 0,333 \cdot 10,0 X_2 + 0,333 \cdot 2,0 X_3] = - 0,5 [M_{m0} - 0,333 (10 X_2 - 2 X_3)].$$

Zum Vergleich sind in Abb. 19 u. 20 außerdem noch (gestrichelt) die Einflußlinien der betreffenden Stäbe angegeben für den Fall, daß man es mit lauter einfachen Trägern zu tun hat.

Die wenigen Beispiele genügen, um die durch die Kontinuität bedingte Überlegenheit dieses Systems gegenüber dem einfachen Balken zu erkennen. (Eingegangen am 21. Juni 1926.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Bahnlinie Florenz—Bologna.

Von Dipl.-Ing. Dr. W. Wieser, Wien.

Die neue noch im Bau befindliche Bahnverbindung, genannt La Direttissima Firenze—Bologna,¹⁾ stellt eine um etwa 34 km kürzere Verbindung zwischen den erwähnten Städten her als die bestehende über Poretta. Die Bahnlinie wird im großen ganzen nach dem Entwurf von Ingenieur Protche ausgeführt, der jedoch von der Regierungskommission, der der Ingenieur Prof. G. Colombo vorstand, insbesondere hinsichtlich der Abzweigung nächst Bologna verbessert wurde. Das Ufficio Costruzioni di Bologna, das den Bauplan bearbeitete, hat zur Vermeidung von Rutschgelände einige zweckmäßige Änderungen angeordnet, hauptsächlich in dem Streckenteil zwischen dem Tal der Savena und des Setta, aber auch an anderen Stellen der Nordrampe wurde die Linie verlegt, um die Bahn vor Überschwemmungen und Bergstürzen besser zu sichern.

Mit diesen Änderungen wurde ein weiterer für den Betrieb wesentlicher Vorteil erzielt, indem die Scheitelhöhe um 27 m verringert wurde. Nach dem Studium verschiedener Linienführungen hat man sich für die in Ausführung begriffene Lösung entschieden, die hinsichtlich der virtuellen Länge die günstigste ist und infolge ihrer Lage in geringer Höhe über der Talsohle die Gefahr von Rutschungen möglichst vermeidet.

Die Bahnlinie verläuft nach der Abzweigung von der Linie Bologna—

Ancona im Tal des Savena bis gegen Pianoro und erreicht nach Unterfahrung des Monte Adone in einem 7135 m langen Tunnel das Tal des Setta, wo die Linie an der linken Talseite von Vado bis gegen Lagaro verläuft. Nach der Station Castiglione dei Pepoli, die am rechten Ufer des Setta bei Bahnkilometer 40 + 600 liegt, unterfährt die Bahn in einem 18 510 m langen Tunnel die Hauptkette des Apennin. In diesem Tunnel steigt die Strecke mit 1 ‰ bis zur Kote 322, dem höchsten Punkte der Linie, und fällt dann gegen das Südportal zunächst mit 2,46 ‰ bis zur Tunnelstation; von dort mit 5,77 ‰ bis zur Station Vernio am Südausgang des Tunnels bei Bahnkilometer 60, Kote 258 am linken Ufer des Bisenzio. Die Bahnlinie bleibt dann weiter auf der linken Talseite und vereinigt sich mit der Linie Pistoia—Firenze etwa 17 km von Florenz, wo eine neue Station, Prato, erbaut wurde. Die Länge der neuen doppelgleisigen Bahnlinie Bologna—Prato beträgt 80 km, die Gesamtlänge der Direttissima 97 km. Der kleinste Kurvenhalbmesser ist 600 m, die kürzeste Zwischenstrecke ist 350 m lang, das größte Gefälle beträgt im Freien 12 ‰, in Tunneln von mehr als 300 m Länge 8 ‰; im Monte-Adone-Tunnel beträgt das Gefälle 2 ‰. Schienenkreuzungen sind auf der ganzen Strecke vermieden. Wegen des schweren Verkehrs wurden Schienen von 50,6 kg/m Gewicht verwendet. Die Strecke enthält 35 Brücken und Viadukte mit einer Gesamtlänge von 3800 m. Die Gesamtlänge der 30 Tunnel beträgt 36 810 m; zu den längsten gehört außer den bereits erwähnten Tunneln

¹⁾ Nach dem Bericht im Novemberheft der Zeitschrift „I Lavori Pubblici“ 1926.



Abb. 1. Nordportal des Tunnels Monte Adone.



Abb. 5. Mauerung des Südportals des Tunnels Pian di Setta.

und die Betriebseinrichtungen. Auf der Strecke Pianoro—Castiglione dei Pepoli sind einzelne Stücke ebenfalls fertig, während einige kurze Tunnel und Viadukte zwischen Vado und Castiglione sowie der Viadukt über den Setta im Bau begriffen sind. Der Tunnel des Monte Adone mit 7135 m Länge, der druckreiches Gelände, und zwar sandige Ton- und Mergelschichten des Pliocän kreuzt, ist auf die ganze Länge durchörtert. Der Tunnel Pian di Setta mit 3049 m Länge ist auf die halbe Länge fertiggestellt. Die Stationen Vado, Grizzana und Castiglione sind fast fertig, die von Pianoro im Bau. Auf der toskanischen Seite ist die Bahnstrecke zwischen Vernio und km 64 nahezu ausgebaut, ebenso der Teil zwischen Vaiano und Prato; am Zwischenstück, wo zwei Brücken über



Abb. 2. Gerüstbrücke vor dem Südportal des Tunnels Pian di Setta.

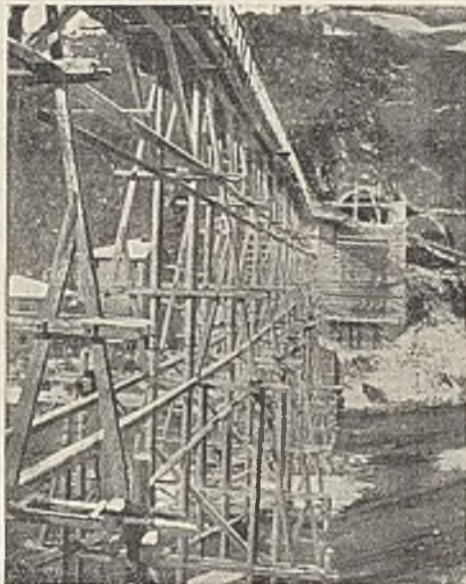


Abb. 3. Widerlager beim Südportal des Tunnels Pian di Setta.



Abb. 4. Bau des Südportals des Tunnels Pian di Setta.

unter der Apenninhauptkette und dem Monte Adone noch der Tunnel von Pian di Setta mit 3049 m zwischen den Stationen Grizzana und Castiglione dei Pepoli. (Abb. 1 bis 5).

Von den acht Stationen hat die Station Prato 1500 m, die übrigen 700 m Länge, das größte Gefälle beträgt 2,5 ‰. Die Bahnsteige sind 200 bis 250 m lang und an einigen Orten unterirdisch zugänglich. Da die Entfernung der an den Ausgängen des großen Apennintunnels liegenden Stationen etwa 20 km ist, wurden im Tunnel Einrichtungen getroffen, die das Vorfahren von Zügen ermöglicht, zu welchem Zweck der Tunnel an einer Stelle auf 17 m verbreitert und zwei kurze eingleisige Seitentunnel angelegt wurden.

Gegenüber der bestehenden Linie über Poretta mit 616 m Scheitelhöhe und 131,800 km wirklicher Länge sowie virtuellen Längen von 233 km in der Richtung Florenz bzw. 206 km in der Richtung Bologna wird die neue Verbindung bloß eine größte Höhe von 322 m, eine wirkliche Länge von 97,350 km und virtuelle Längen von 121 bzw. 128 km aufweisen. Die Bahnfahrt wird bei elektrischer Zugförderung in den D-Zügen nur 1½ Stunden dauern.

Um die Materialtransporte wirtschaftlich durchführen zu können, wurden für den Bau der beiden Rampen und des Haupttunnels zwei Bahnhöfe erbaut, die eine mit 26,5 km Länge von der Station Sasso zum Nordportal im Tal des Setta, die andere von 22 km Länge von Prato zum Südportal im Tal des Bisenzio. Die Spurweite dieser Rollbahn aus 27 kg schweren Schienen ist 0,95 m. Auch für diese Hilfsbahnlinie mußten einige Kunstbauten hergestellt werden, so z. B. die Brücke über den Reno in Sasso in Eisenkonstruktion auf Eisenbetonpfeilern und zwei Eisenbetonbrücken über den Setta bei Nado. Der Bauhof besteht aus 14 Lokomotiven von 200 bis 420 PS mit Gewichten von 19 bis 38 t und 216 Kippwagen von 12 t Tragfähigkeit und hat bis jetzt etwa 16 Mill. t/km Leistung verrichtet; die noch nötige Fahrarbeit wird auf den gleichen Betrag geschätzt. In den Anschlußstationen an die bestehenden Eisenbahnen, nämlich in Sasso und Prato, wurden große Bauhöfe errichtet mit Verladeeinrichtungen, Werkstätten, Magazinen und Lokomotivschuppen.

Der Bau der Direttissima wurde 1913 begonnen auf der Teilstrecke Bologna—Pianoro, welches Stück fertig ist bis auf die Streckenausrüstung

den Bisenzio und zwei Tunnel liegen, wird gearbeitet. Die Stationen Vernio und Vaiano sind fertig, die mehr als 1 Mill. m³ Erdbewegung umfassenden Arbeiten in der Station Prato sind zu ⅔ beendet. Im Hinblick auf diesen Stand der Arbeiten ist man bemüht, die Fertigstellung des großen Apennintunnels zu beschleunigen. Die Beschaffenheit des Gebirges wurde durch Tiefbohrung bis zur künftigen Tunnelsohle festgestellt, und wegen der ungünstigen Verhältnisse (weiche Sandstein- und Tonschichten und auch Letten- und Sandschichten abwechselnd mit härteren Tonschiefern usw.) wird nur mit 2 m Tagesfortschritt je Angriffsort gerechnet, bloß vom Südportal aus mit 3,50 m. Man hat daher durch zwei Fensterschächte weitere Angriffstellen ermöglicht.

Mit dem Bau des Tunnels war schon 1920 begonnen worden; in den ersten drei Jahren wurde jedoch wegen der ungünstigen Arbeitsverhältnisse, wegen Geldmangels usw., wenig geleistet. Seither wurden indessen leistungsfähige Betriebsanlagen geschaffen und erhebliche Fortschritte erzielt. Bei beiden Portalen und nächst dem Eingang der Schrägschächte wurden viele Baracken für die 2500 Mann zählende Belegschaft, Magazine, Maschinenhäuser und Werkstätten errichtet.

Den elektrischen Strom für die Motoren der Arbeitsmaschinen liefert die Società Elettrica del Valdarno als Drehstrom von 30 000 V Spannung, der für die meisten Anlagen auf 260 V umgeformt wird; bloß die Elektrowindeln der Aufzüge der Schächte werden mit Strom von 600 V Spannung, die Motoren der Ventilatoren mit Drehstrom von 6000 V betrieben. Insgesamt werden 7500 kVA geliefert. Im Falle von Störungen kann die Transformatorstation von Ca di Landino auch Strom von der Zentrale Santa Maria der Società Elettrica Bolognese erhalten, überdies sind erhebliche Reserven (2840 PS) im Form von Dieselanlagen installiert, die bei Beginn der Arbeiten, als der Strombezug noch nicht möglich war, als Kraftquelle dienen.

Die Druckluft für den Bohrbetrieb wird beim Nordportal von drei Ingersoll-Kompressoren von je 25 m³/Min. Leistung geliefert, die je 150 PS erfordern.

Vier andere Kompressoren, drei Sullivan mit 150 PS und ein Zwickauer mit 100 PS Energiebedarf, sind bei den Schrägschächten aufgestellt; weitere

drei Sullivan-Kompressoren mit 25 m³/Min. Ansaugleistung arbeiten beim Südportal. In Verwendung stehen Ingersoll-, Sullivan- und Flottmann-Bohrhämmer.

Je zwei Sulzer-Ventilatoren mit 25 m³/Sek. und 150 PS Energieverbrauch — hiervon je einer als Reserve — sorgen für die ausreichende Belüftung der beiden von den Portalen vorgetriebenen Tunnelstrecken. Bei den Schächten sind zwei Cerpelli-Ventilatoren mit 18 bis 20 m³/Sek. Leistung, 370 mm Wassersäule und 150 PS Energiebedarf aufgestellt. Von diesen wird die Luft in Röhren von 850 mm Durchm. bis in den Luftkanal des Tunnels geleitet, der 6,5 m² Querschnitt hat und durch eine bewehrte Wand von dem fertigen Profil abgetrennt ist. Am Ende dieses Kanals sind einstweilige Luftkammern errichtet, von denen zwei Hilfsventilatoren mit 6 m³/Sek. Leistung die Luft in Röhren von 1,635 m Durchm. pressen. Mit dem Fortschritt der Ausmauerung werden die Kammern vorgelegt. Außerdem sind in den fertigen Strecken noch zwei Saugventilatoren mit einer Leistung von 3 m³/Sek. aufgestellt.

Der Materialtransport im Tunnel geschieht ausschließlich mit Druckluftlokomotiven von 14 at Gebrauchspannung, die Behälter für 200 at besitzen.

In der Vortriebstrecke werden kleine Maschinen mit 10 t Dienstgewicht, in der Vollaushubstrecke große Lokomotiven mit vier Achsen und 20 t Gewicht benutzt. Die erforderliche Druckluft für die Lokomotiven erzeugen je zwei Kompressoren von 3 m³/Min. Ansaugleistung und zwei mit je 13 m³/Min. bei den Tunnelportalen, die 300 PS Energiebedarf haben. Von den Druckluftkesseln, die 20 m³ fassen, wird die auf 200 at gespannte Luft in Röhren von 30 mm Durchm. in den Tunnel geleitet. Bei den Schrägschächten sind vier zweiachsige Lokomotiven in Verwendung, die von einem 4-m³- und einem 13-m³-Kompressor versorgt werden.

Der ganze Transport außerhalb des Tunnels geschieht mit Dampflokomotiven; das Rollbahngleis hat 75 cm Spur und besteht aus Schienen von 15 kg/m. Die Schrägaufzüge haben 4000 kg Tragkraft und elektrische Winden mit 150 PS Energiebedarf, die in 24 Stunden 200 bis 240 Roll-

bahnwagen befördern können. Zur Entwässerung wurden drei Kolbenpumpen und eine Kreiselpumpe mit einer Fördermenge von 3500 l/Min. nächst den Schächten aufgestellt; wegen des zunehmenden Wasserzuflusses wird diese Anlage verstärkt durch die Aufstellung von vier Sulzerpumpen zu 1500 l/Sek. und 300 m Förderhöhe, zwei Sulzerpumpen zu 1300 l/Sek. und eine Gabionetta-Pumpe zu 700 l/Sek.; eine Doppelleitung von 175 mm Durchm. ist vorgesehen. In der Vortriebstrecke stehen Druckluftpumpen in Verwendung.

Für die Tunnelstrecken, die vom Südportal und von den Schächten vorgetrieben und ausgebaut werden, mußten in Ermangelung von brauchbarem Flußschotter und Sand eigene Aufbereitungsanlagen mit einer Leistung von 4 m³/Std., bestehend aus Steinbrecher, Sandwalze und Sortiertrommel, eingerichtet werden, deren Energiebedarf 70 PS ist.

In jedem der drei Bauhöfe sind Reparaturwerkstätten, Schmieden und Bohrerschärfanlagen eingerichtet. Nächst den Tunnelportalen ist je ein Krankenhaus für einen Belag von 20 Personen mit Operations- und Mikroskopieraum erbaut worden; ein drittes wird auch im Lager beim Schrägschacht eingerichtet. Eigene Badeanstalten mit Dusch- und Wannensälen und Trockenräume für Arbeitskleider stehen der Belegschaft zur Verfügung.

Den Materialtransport vom Nordportal zum Schrägschacht besorgt eine Schwebebahn mit 27,5 t Stundenleistung und 9 km Länge, auf der 140 Wagen von 400 kg Tragkraft umlaufen.

Es stehen folgende Energiemengen zur Verfügung:

beim Nordportal	1810 PS	und eine Reserve von	880 PS
bei den Fensterschächten	3910	" " " "	1220
beim Südportal	1990	" " " "	740
somit im ganzen	7710 PS	und eine kalorische Reserve von	2840 PS.

Gegenwärtig sind 8000 m durchörtert. Da man an allen vier Vortriebstellen zusammen einen Tagesfortschritt von 8 bis 9 m erzielt, rechnet man mit der Fertigstellung des Tunnels im Jahre 1929.

Die Köln-Mülheimer Brücke.

Entgegnung von Beyer, Dresden, und Gaber, Karlsruhe auf die Erklärung in der „Bautechnik“, 1927, Heft 26, S. 377.

Es ist bedauerlich, daß durch die Erklärung vom 10. Juni 1927 nun auch in die Fachpresse die Formen getragen werden, die sich beim Streit um die neue Kölner Rheinbrücke seit Anfang dieses Jahres in den Kölner Zeitungen herausgebildet haben. Die Herren Unterzeichner vom 10. Juni haben ihr Urteil in Unkenntnis der Sachlage ohne Anhörung der nächstbeteiligten vorschnell der Öffentlichkeit unterbreitet. Der Inhalt der Erklärung wird durch folgenden kurzen Bericht widerlegt, der an der großen Linie festhält und alles Kleinliche vermeidet.

Die Herren Schaper und Zimmermann hatten im ersten Preisgericht Anfang dieses Jahres die von Krupp vorgeschlagene große Bogenbrücke ohne Zugband zur Ausführung empfohlen, obwohl bereits im Preisgericht Bedenken auftauchten, ob die für einen solchen Riesebogen grundlegenden Voraussetzungen, sicherer Untergrund und gute Gründung, einwandfrei erfüllt seien. Die verantwortliche Bauleitung erklärte Mitte Februar schriftlich dem Oberbürgermeister, daß sie wegen des Untergrundes die Gewähr für die Bogenbrücke ohne Zugband nicht übernehmen könne. Die darauf von der Stadt Köln als Gutachter angerufenen erfahrenen Bausachverständigen lehnten die Gründung und die Aufnahme des Horizontalschubes des großen Bogens durch den Untergrund als bedenklich ebenfalls ab. Die Firma Fried. Krupp ließ eine Anzahl entgegengesetzter Ansichten vortragen. Da bauerfahrene Fachleute von Ruf die Eignung des kiesigen Untergrundes als Widerlager eines großen Bogens mit über 300 m Spannweite bezweifelten, so beschloss die vereinigten Ausschüsse der Stadtverordneten, daß nur eine Brücke mit vollständig aufgehobenem Horizontalschub oder Zug gebaut werden solle.

Die Stadt Köln lud nun unter Hinweis auf das Material des ersten Wettbewerbes, das in ihren Besitz übergegangen war, fünf Eisenbaufirmen nochmals zur Abgabe von Entwürfen und bindenden Angeboten für eine Straßenbrücke ohne Schnellbahn ein und bestellte ihren verantwortlichen Bauleiter Reichsbahndirektor Wolmann mit den beiden Professoren Beyer, Dresden und Gaber, Karlsruhe als Prüfungskommission mit dem Auftrage, ihr technisches Gutachten schriftlich vor Eröffnung der Angebote abzugeben.

Vier von den eingeladenen Firmen reichten Entwürfe und Angebote ein. Die Firmen Harkort und MAN-Gustavsburg mit Union-Dortmund legten für sich kleine und große Hängebrücken, die Firma Krupp und die Gemeinschaftsfirma Krupp-Klönne wieder für sich große Bogenbrücken vor. Krupp ließ jetzt seine frühere Gründung fallen und griff wie die andern Firmen zur Preßluftgründung mit Senkkasten. Die Gutehoffnungshütte hatte unaufgefordert einen Bogenbrückenentwurf eingereicht. Die Prüfungskommission stellte vor der Einzelarbeit Richtlinien auf und kam nach gründlicher Prüfung und eingehender mündlicher Verhandlung mit den Firmen vorbehaltlich einer Nachprüfung wegen der Baukosten einstimmig zu folgendem Beschluß:

Von beiden Gruppen — Bogenbrücken und Hängebrücken — werden der Stadtverwaltung als beste, zuverlässige und baureif ausgearbeitete Entwürfe zur Wahl gestellt

Entwurf Gutehoffnungshütte, Bogen mit 315 m Stützweite, Entwurf MAN-Gustavsburg, kleine Hängebrücke mit Stützweite von 247,2 m und 2 × 90,3 m.

Die endgültige Auswahl war Sache der Stadt. Sie war abhängig vom Geschmack und den noch nicht bekannten Baukosten. Unter Hinweis auf ihre Richtlinien äußerte sich die Kommission noch dahin, daß die kleine Hängebrücke sie am meisten befriedige.

Bei der öffentlichen Angebotsöffnung, die nach Abgabe des schriftlichen Gutachtens stattfand, wurde das von der Stadt nicht angeforderte Angebot der Gutehoffnungshütte zurückgezogen. Die von Harkort und Gustavsburg angebotenen kleinen Hängebrücken waren die billigsten Brücken und stellten sich um 809 000 und 265 000 R.-M. billiger als die jetzt für 9 722 000 R.-M. gegen früher 12,91 Millionen angebotene Bogenbrücke von Krupp. Somit hatte das Urteil der Kommission nicht nur die von jedermann als konstruktiv einwandfrei anerkannten und die Standesicherheit bestimmt verbürgenden Entwürfe, sondern in der kleinen Hängebrücke auch den wirtschaftlich vorteilhaftesten Entwurf getroffen. Eine bessere Bestätigung der Richtigkeit unserer Arbeit gibt es nicht, und an dieser Tatsache prallen alle Einwände ab.

Mit der späteren Vergabe der großen Hängebrücke mit 315 und 2 × 91,03 m Stützweite an ein Konsortium aus den Eisenbaufirmen Harkort, MAN-Gustavsburg, Dortmunder Union und den Tiefbaufirmen Holzmann und Grün & Bilfinger durch die Stadt hat die Kommission nichts zu tun. Dafür waren parteipolitische Gründe maßgebend.

Außer den beiden von der Prüfungskommission als am besten und baureif hervorgehobenen Entwürfen lagen die Bogenbrückenentwürfe der Firma Krupp und der Gemeinschaftsfirma Krupp-Klönne vor. Die Firma Krupp hatte eine Abänderung ihres früheren Entwurfs „Aus einem Guß“ angeboten. Der Horizontalschub wurde nunmehr unter Vermittlung lotrecht stehender 12,6 m langer, einarmiger Hebel teils in ein in Fahrbahnhöhe liegendes Zugband, teils in das tiefe Bogenwiderlager geleitet. Diese Aufteilung der Bogenkraft durch Hebel wurde als geistreich und statisch einwandfrei bezeichnet, war aber doch nur eine durch die Notlage des Entwurfsverfassers zu erklärende, gezwungene Lösung. Der Hebel stellte ein wesentliches Konstruktionsglied dar, dessen Ausbildung als ebene Scheibe und nicht als räumliches Gebilde in manchen Punkten bedenklich und nicht geglückt war. Es wurde betont, daß der Entwurf in der übrigen Konstruktion Hervorragendes leistete. Entgegen den Richtlinien der Stadt blieb der umstrittene Untergrund immer noch wagerecht belastet, während alle andern Firmen dies vermieden hatten. Außerdem erfolgte der Kräfteausgleich im Gegensatz zum Bogen der Gutehoffnungshütte nicht im Haupttragssystem, wie es bei solch großen Verhältnissen nicht nur wegen Sprengungen und dergl., sondern ganz allgemein wünschenswert ist, sondern nur in Verbindung mit den Betonbogen der Vorländer; zudem erstreckten sich auf dem rechten Ufer diese Bogen entgegen der Ausschreibung zu tief nach Mülheim hinein.

Der von Krupp-Klönne vorgelegte Entwurf sah u. W. zum erstenmal im Brückenbau Kabel als Zugband vor. Wir haben die Anwendung des

Kabel als Zugband von Bogenbrücken als möglich unterstrichen, aber nicht empfohlen, den ersten Versuch gleich beim größten Bogen Europas zu unternehmen. Wir wünschten, daß diese beachtenswerte Neuerung bei kleineren Straßenbrücken erprobt werde: Straßenbrücken sind ausdrücklich mit dem Hinweise genannt worden, daß solche auch von der Reichsbahn in großer Zahl gebaut werden. Die Behauptung, daß das Zugbandkabel nicht ebenso leicht angeschlossen werden könne wie das Kabel bei der Hängebrücke, wurde von uns nicht aufgestellt. Die vorgelegte Einzelzeichnung für den Anschluß brachte aber hierfür im Gegensatz zu den Hängebrücken der MAN keine baureife Lösung.

Auf die beachtenswerten technischen Einzelheiten der in vieler Hinsicht hervorragenden Entwürfe aller Firmen kann hier nicht eingegangen werden.

Wegen dieser Bedenken bei den Bogenbrückenentwürfen von Krupp und Krupp-Klönne mußte der einwandfrei und zuverlässig durchgebildete Entwurf der Gutehoffnungshütte — obwohl er nicht wie jene bemerkenswerte Neuerungen aufwies — von uns in den Vordergrund gestellt werden. Er hob seinen Schub durch ein — auch von Herrn Schaper später gewünschtes — Zugband aus Walzeisen auf, dessen Anschluß wie die gesamte Konstruktion zu keinerlei Bedenken Anlaß gab.

Ganz abgesehen von der kurz bemessenen Prüfungszeit war es nicht unsere Aufgabe, für unausgereifte wichtige Einzelheiten Verbesserungsvorschläge auszuarbeiten — wir waren nicht Gutachter der Firmen —, sondern wir mußten gerechterweise die Entwürfe in der vorgelegten Form miteinander vergleichen. Schließlich rät der gesunde Menschenverstand und das Verantwortungsgefühl dazu, das mit einem solchen Brückenbau notwendig verbundene Wagnis nicht ohne Zwang zu vergrößern.

Entgegen den Behauptungen der Erklärung vom 10. Juni wird daher festgestellt:

1. Die Bogenbrücke (Entwurf Gutehoffnungshütte) ist von uns nicht abgelehnt worden.
2. Sie verdiente wegen größerer Zuverlässigkeit vor den anderen Bogenbrückenentwürfen den Vorzug.
3. Die Kommission wählte zwei technisch einwandfreie und dann auch die billigste Lösung aus.
4. Erst das zweite Ausschreiben brachte die in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht baureifen Entwürfe (Bogenbrücke statt 12,9 nur noch 9,7 Mill., kleine Hängebrücke nur noch 8,9 Mill. gegen 16,44 Mill. R.-M.)

Nach dieser Aufklärung ist nicht unser Gutachten, sondern die Erklärung vom 10. Juni erstaunlich. Unser Urteil wurde abgegeben nach erster Prüfung und Erwägung aller Bedenken und Schwierigkeiten und braucht heute nicht berichtigt werden. Herr Schaper hingegen gab im Gegensatz zu seinem Urteil im 1. Preisgericht die in der „Stellungnahme zu den Ausführungen der Herren Preisrichter Schaper und Zimmermann in der Sitzung der vereinigten Stadtverordneten-Ausschüsse am 15. März 1927“ (städtische Druckschrift „Gutachten betreffend die Straßenbrücke Köln-Mülheim“, S. 18) enthaltenen folgenden Erklärungen ab:

„Nachdem die Herren Schaper und Zimmermann in der Sitzung gegen die Sachverständigen (Sperber u. Gen.) gesprochen haben, glauben wir nicht umhinzukönnen, den Inhalt der eingehenden Aussprache wiederzugeben, die die Gutachter (Sperber u. Gen.) tags vorher mit den beiden Herren Preisrichtern (Schaper und Zimmermann) hatten.

Herr Schaper hatte in dieser Aussprache uns gesagt, wenn wir Bedenken gegen den Kruppschen Entwurf hinsichtlich der Sicherheit hätten, so falle das Bogensystem überhaupt, und es käme die Hängebrücke, die man aber auch aus ästhetischen Gründen nicht brauchen könne; wir (Sperber u. Gen.) mußten das Preisgericht in seinem Urteil stützen. Wir erklärten eben, es könne nicht unsere Aufgabe sein, uns in den Streit einzumischen, ob Hängebrücke oder Bogenbrücke. Die Fragestellung an uns laute anders. Die Bedenken gegen den Kruppschen Entwurf hinsichtlich der Sicherheit könnten am einfachsten dadurch ausgeräumt werden, daß man ein Zugband zur Aufnahme des Horizontalschubs einführe. Herr Schaper erwiderte uns, wir hätten hier vollständig Recht. Der Bogen mit dem Zugband wäre ihm auch lieber, und wenn beim Preisgericht der Entwurf Klönne schon vorgelegen hätte, so hätte er ohne weiteres diesen genommen. Er bäte uns aber, in unserem Gutachten doch wenigstens zum Ausdruck zu bringen, daß man auch ohne Zugband durch Änderungen, Umkonstruieren und Zusatzkonstruktionen die Widerlager des Kruppschen Entwurfs so verbessern könne, daß sie bedenkenfrei seien. Im Preisgericht habe man wenig Zeit gehabt, solchen Fragen nachzugehen, es seien auch zu wenig Ingenieure darin gewesen, und er ersuchte uns, auch anzuraten, daß künftig mehr Ingenieure in einem Preisgericht tätig seien. Wir sind den Anregungen des Herrn Geheimrats Schaper so weit nachgekommen, als wir es als unabhängige Gutachter tun konnten, denn es liegt uns völlig fern, der technischen Autorität und Ehre der Herren Schaper und Zimmermann zu nahe zu treten.

Köln, den 16. März 1927.

gez. Sperber, Oberbaudirektor a. D.; gez. Dr.-Ing. Haag;
gez. Dantscher, o. Professor; gez. Dr.-Ing. Kirchhoff, Reg.-Baumeister;
gez. Professor Dr. Fliegel.“

Und weiter seine Erklärung in der Sitzung der vereinigten Stadtverordneten-Ausschüsse vom 13. März 1927 (städtische Druckschrift „Gutachten betreffend die Straßenbrücke Köln-Mülheim“, S. 24):

„Geheimrat Schaper: Ich erkenne sehr gerne an, daß ich gesagt habe, es wäre mir lieber, wenn diese Bogenbrücke mit Zugband aus-

geführt würde. Dann wären alle Bedenken beseitigt und alle Schwierigkeiten auch. Lieber wäre mir das; aber ich behaupte, daß es möglich ist, durch geringe Mittel dieses Fundament so auszuführen, daß die Brücke vollkommen standsicher ist. Ich gebe zu, daß mir ein Zugband lieber ist. Wenn die Firma Krupp bereit ist, das zu wählen, wäre mir das auch lieber.“

Damit widerspricht Herr Schaper selbst der Behauptung am Schlusse seiner Erklärung vom 10. Juni und gab schon im März d. J. unzweideutig die Unzulänglichkeit des Spruches des ersten Preisgerichtes vor der breiten Öffentlichkeit zu.

Daß dann die Stadt Köln bei der zweiten von den Stadtverordneten ausgeschriebenen Submission auch andere Sachverständige hören wollte, läßt sich verstehen und gibt niemanden das Recht uns, die wir bis heute keinerlei Kritik am ersten Preisgericht geübt haben, deshalb in einer dem sonstigen Brauche nicht entsprechenden Weise anzugreifen.

Auf die vorstehende Entgegnung ist von den Herren Zimmermann und Schaper folgende Äußerung eingegangen:

In ihrer Entgegnung behaupten die Herren Beyer und Gaber, daß der an zweiter Stelle Unterzeichnete schon im März d. J. unzweideutig die Unzulänglichkeit des Spruches des ersten Preisgerichtes vor der breiten Öffentlichkeit zugegeben habe. In der Beilage „Welt und Werk“ der Deutschen Allgemeinen Zeitung vom 24. Juli d. J. versteigen sich die Herren Beyer und Gaber sogar zu folgenden Behauptungen, die den Tatsachen in keiner Weise entsprechen:

1. „Wohl im Hinblick darauf, daß die technischen Sachverständigen des ersten Preisgerichtes selbst nachträglich ihren ursprünglichen Spruch verleugnet haben und andere Entwürfe als den von ihnen zur Ausführung empfohlenen lieber gebaut gesehen hätten, berief die Stadt Köln usw.“.

2. „Solche unliebsamen Vorkommnisse bei Preisgerichten werden vermieden, wenn man sich genügend Zeit läßt, die eingereichten Entwürfe nicht nur hinsichtlich des augenfälligen eisernen Überbaues, sondern auch nach Art des Unterbaues, Kostenfrage usw. zu prüfen“.

Hierzu haben wir zu erklären:

Wir haben den von uns gefällten Spruch niemals verleugnet. Wir halten noch heute den von uns zur Ausführung empfohlenen Entwurf für den bei weitem besten der eingereichten Entwürfe und — vielleicht mit einigen geringfügigen, das Wesen des Entwurfes nicht im geringsten beeinträchtigenden Änderungen — für einwandfrei und baureif. Dies haben wir auch den von der Stadt Köln berufenen fünf Sachverständigen (Sperber, Haag, Dantscher, Kirchhoff und Fliegel) in der gemeinsamen Besprechung am 14. März d. J. und öffentlich in der Sitzung der Ausschüsse der Stadtverordnetenversammlung am 15. März d. J. auf ausdrückliches Befragen des Herrn Oberbürgermeisters unzweideutig erklärt. Außerdem haben wir Anfang Mai d. J. in verschiedenen Kölner Tageszeitungen, so auch in Nr. 342 der Kölnischen Zeitung vom 9. Mai d. J., die Erklärung abgegeben, „daß der Kruppsche Entwurf ohne jeden Zweifel in der ursprünglichen Form ausführbar sei“. (Wörtlich so!) Damit ist die schwerwiegendste Behauptung der Herren Beyer und Gaber als den Tatsachen nicht entsprechend nachgewiesen.

Was sie weiter als Stütze für ihre Behauptungen aus den Verhandlungen mit den Gutachtern der Stadt Köln anführen, gewinnt einen anderen Sinn, wenn man erfährt, daß die Aussprache zwischen diesen und den beiden technischen Preisrichtern vom Herrn Oberbürgermeister zu dem Zwecke veranstaltet worden ist, womöglich einen Ausgleich der sich in einigen Punkten widersprechenden Anschauungen des Preisgerichtes und der Bauleitung zu erreichen. Diesem Wunsche konnten die Preisrichter selbstverständlich nur zustimmen. Danach haben sie den Ton ihrer Ausführungen in der Besprechung vom 14. März eingerichtet, indem sie der Auffassung der Gegenpartei so weit entgegenkamen, wie sich irgend rechtfertigen ließ. So ist es zu verstehen, daß der an zweiter Stelle Unterzeichnete beispielsweise gesagt hat, er würde, wenn der Wettbewerb eine Bogenbrücke mit Zugband von der gleichen Schönheit, Kühnheit und Wirtschaftlichkeit gebracht hätte, wie sie der Kruppsche Entwurf zeige, vielleicht einen solchen Entwurf zur Ausführung empfohlen haben. Jetzt wird dieses rein formale Entgegenkommen von den Herren Beyer und Gaber — die bei den Verhandlungen nicht zugegen waren — als sächliche Verleugnung des anfänglichen Standpunktes der Preisrichter ausgelegt.

Wir sehen mit diesen Erklärungen die Angelegenheit als erledigt an, soweit es sich um die oben mitgeteilten Veröffentlichungen der beiden Herren handelt. Wohl alle vorurteilsfreien und sachverständigen Brückenfachmänner sind sich darüber einig, daß der Kruppsche Entwurf ohne jeden Zweifel ausführbar war. Der Kreis wird dadurch geschlossen, daß die Herren Direktoren der die Hängebrücke ausführenden Werke Dr.-Ing. chr. Brunner, Dr.-Ing. chr. Herrmann und Metzler dem an zweiter Stelle Unterzeichneten erklärt haben, daß sie den Kruppschen Entwurf „Aus einem Guß“, wie er seinerzeit beim Wettbewerb eingereicht wurde, bei entsprechender, das Wesen des Entwurfes nicht beeinträchtigender Umgestaltung für ausführbar halten. Herr Dr.-Ing. chr. Herrmann hat dabei betont, daß er die Widerlager umgestaltet und mit Druckluft gegründet wissen will und daß er einen Bogenträger mit Zugband dem Bogen ohne Zugband vorzieht.

Durch diese Erklärung dürfte auch der schwere Vorwurf, den die Herren Beyer und Gaber am Eingang der vorstehend mitgeteilten Aufsätze den in Heft 26 mitunterzeichneten angesehenen Fachmännern gemacht haben, hinfällig werden.

Wir haben in dem genannten Heft eine Reihe kurzer, aber bestimmter Fragen an beide Herren gerichtet, die wir nochmals nachzulesen bitten. So z. B., ob sie nicht wissen, daß unsere Vorgänger und die lebenden Ingenieure hunderte von Bogenbrücken und Gewölben gebaut haben, bei denen die einzelnen Überbauten nur durch den Schub der Nachbarbogen standsicher sind; ob es überhaupt ein Bauglied gibt, das ohne ein anderes für sich standsicher ist; daß hunderte von auf Schub beanspruchten Bogenbrückenpfeilern auf Kies gegründet sind und daß insbesondere in den Nachbarstädten Kölns, in Bonn und Düsseldorf, gewaltige, kühne, auf Kies gegründete Bogenbrücken den Rhein überspannen; ob Düsseldorf nicht nach dem Urteil der Herren die dortige, ohne Verstärkung der Pfeiler bedeutend verbreiterte Brücke sofort für den Verkehr sperren müßte; ob den Herren Gutachtern nicht die eingehende Untersuchung bekannt ist, die — neben anderen — der allseitig anerkannte Forscher und Statiker Professor Grüning über die Standsicherheit der Kruppschen Brücke angestellt hat, und ob sie den Nachweis kennen, daß die Kruppsche Brücke nicht nur für sich standsicher sein würde, sondern sogar noch 70000 Menschen tragen könnte, wenn man die benachbarten Gewölbe sprengte. Auf diese und noch andere durchaus nicht kleinliche, sondern für die Entscheidung im schwebenden Streit schwerwiegende Fragen haben die Herren als Antwort nur Schweigen. Trotzdem halten sie sich aber für berechtigt, den Mitunterzeichnern der Fragen in Bausch und Bogen den Vorwurf zu machen, sie hätten „ihr Urteil in Unkenntnis der Sachlage ohne Anhörung der Meistbeteiligten vorschnell der Öffentlichkeit unterbreitet“.

Die Herren Beyer und Gaber rühmen sich des Erfolges ihrer Gutachter-tätigkeit. Wir wollen das nicht bekräftigen. Den Herren Beyer und Gaber ist aber der schwere Vorwurf zu machen, daß sie es nicht verstanden haben, die Solidarität der technischen Sachverständigen und der technischen Wissenschaft gegenüber laienhafter und politischer Willkür zu schützen. Sie haben damit das Ansehen der technischen Wissenschaft schwer geschädigt. Sie selbst sind schließlich dadurch in die mißliche Lage geraten, daß ihre eigenen Vorschläge vom Oberbürgermeister und von den Körperschaften der Stadt Köln nicht beachtet wurden.

Zimmermann. Schaper.

Des weiteren hat sich Herr Fr. Voß, einer der Mitunterzeichner der Erklärung von Zimmermann und Schaper, wie folgt geäußert:

Die Behauptung der Herren Beyer und Gaber, die Mitunterzeichner der Erklärung von Zimmermann und Schaper wären über die Sachlage nicht genügend unterrichtet gewesen, ist unzutreffend. Die Tatsachen sprechen vielmehr auch für die Unbeteiligten eine ganz klare Sprache.

Ich beklage nochmals, daß Lehrer der technischen Wissenschaften ein derartiges Gutachten abgeben haben, das lediglich dazu gedient hat, Verwirrung unter den Laien anzurichten, das Urteil des Preisrichters zu erschüttern und die Bahn für die vom Oberbürgermeister der Stadt Köln gewünschte grobe Hängebrücke freizumachen. Das ist in Wirklichkeit das einzige Ergebnis dieses Gutachtens, denn nicht die empfohlene kleine Hängebrücke ist für die Ausführung bestimmt, und außerdem ist

man nicht der Ansicht der Gutachter über die Kabelanordnung beigetreten. Daß die Entwürfe infolge des Wegfalls der Schnellbahn und infolge Preisnachteiles bei den Hängebrücken billiger geworden sind, kann man unmöglich den Gutachtern als Verdienst anrechnen.

Möge das Geschick uns davor bewahren, daß der Kölner Wettbewerb in Deutschland Schule macht, und daß technische Preisrichter wie Statisten behandelt und durch andere ersetzt werden, wenn sie nicht gefügig sind.
Fr. Voß.

Schlußwort der Herren Beyer und Gaber:

Daß Herr Schaper entgegen seinem Preisrichterspruch andere Ansichten über die beste Lösung vertreten hat, geht aus seinen eigenen, auf S. 759 angeführten Äußerungen hervor, wenn er auch am 9. Mai wiederum zu anderer Ansicht gekommen war.

Auf die rhetorischen Fragen aus Heft 26 der „Bautechnik“ 1927 näher einzugehen, hielten wir für überflüssig; denn auch wir gehören zu den „lebenden Ingenieuren“, die eine Reihe von Bogenbrücken mit nicht unbedeutenden Spannweiten auf Flußkies entworfen, gegründet und glücklich ausgeführt haben. Selbstverständlich kannten wir auch die Untersuchungen der Kruppschen Gutachter ebenso wie die von der Stadt Köln eingeholten Gutachten. Alles dies hatte aber nichts mit der uns gestellten Aufgabe zu tun. Sie bestand nicht in einem Urteil über die von den Herren Schaper und Zimmermann geleistete Preisrichterarbeit, sondern sollte aus einer kleinen Anzahl von der Stadtverwaltung erneut eingeforderter Entwürfe, die dem ersten Preisgericht nicht vorgelegen hatten, und unter denen der seinerzeit unter Vorbehalt zur Ausführung empfohlene Entwurf einer Bogenbrücke nicht enthalten war, den für die Ausführung besten, nicht die „möglichen“, bezeichnen. Das haben wir nach bestem Wissen und Gewissen getan, sine ira et studio, ohne Rücksicht auf politische oder persönliche Wünsche und freilich auch ohne Rücksicht auf die Anschauungen und Geschmacksrichtungen anderer, vor uns tätig gewesener Herren.

Aus Gründen der „Solidarität“, oder besser gesagt, aus selbstverständlicher Achtung vor den Mitgliedern des ersten Preisgerichts, haben wir uns bei unserer Tätigkeit in Köln jeder Kritik an ihrer Arbeit enthalten. Die Fachgenossen mögen beurteilen, ob die Herren Schaper u. a. die „Solidarität“ uns gegenüber gewahrt haben, als sie uns in Unkenntnis der Sachlage — denn die Hauptgrundlage für ein technisches Urteil, die uns vorgelegten Pläne, kannten sie alle nicht — und ohne uns vorher zu hören, mit den schweren Vorwürfen vom 10. Juni d. Js. angeklagt und verurteilt haben.

Möge — um mit den Worten des Herrn Voß zu schließen — ein gütiges Geschick uns und die Fachwelt davor bewahren, daß dieses Vorgehen der Herren Schaper u. a. Schule macht! Die technische Wissenschaft zieht aus einem solchen — von uns nicht veranlaßten — Streit keinen Nutzen.
Beyer, Dresden. Gaber, Karlsruhe.

Nachdem die Beteiligten ausführlich zu Worte gekommen sind, schließen wir hiermit die Aussprache.
Die Schriftleitung.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 24. November ausgegebene Heft 22 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Das neue Kreiskrankenhaus in Prenzlau Um. (Architekt: Baurat J. Bischof). — Georg Stein: Neue Straßenbahnersiedlung mit Betriebsbahnhof in der Müllerstraße, Berlin N (Architekt: Jean Krämer). — Dipl.-Ing. Castner: Wirtschaftlicher Siedlungs- und Straßenbau durch Verwendung von Druckluft.

Geschweißte Rohrleitungen für das Achensee-Kraftwerk. Für die Kraftanlage des Achenseewerkes, das vor kurzem in Betrieb genommen worden ist¹⁾, wurden nach einer Mitteilung der V. D. I.-Nachrichten vom 2. November 1927 die Rohrleitungen geschweißt. Es handelt sich bei diesen Rohrleitungen um eine Anlage im Werte von etwa einer halben Million Reichsmark und um außergewöhnliche Abmessungen der Rohre. Am oberen Ende der Leitungen ist der Rohrdurchmesser 2300 mm, am unteren Ende 2000 mm; die Wanddicke beträgt oben 12 mm und wächst nach unten hin entsprechend dem zunehmenden Druck bis auf 53 mm. Die Rohre sind mit Wassergas geschweißt. Die Arbeiten wurden von den Vereinigten Stahlwerken, Stahl- und Walzwerke Thyssen, ausgeführt, die auch die gesamte Rohrleitung geliefert haben. Die neuzeitliche Wassergasschweißerei hat damit einen neuen Beweis ihrer Leistungsfähigkeit erbracht. Für dasselbe Kraftwerk ist die Verteilleitung für den weiteren Ausbau ebenfalls in wassergeschweißter Ausführung vorgesehen. Dieser Plan stellt einen Wert von mehr als 100 000 R.-M. dar. Die Rohre sollen 1100 bis 2000 mm Durchm. und Wanddicken von 30 bis zu 50 mm erhalten.

19. Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik am 27. Oktober 1927 in Berlin. In Anlehnung an die Aufgaben der Werkstofftagung wurden drei Vorträge aus dem Gebiete der Metallforschung gehalten.

Prof. Dr.-Ing. Nadai, Göttingen, sprach über „Die Kinematik der plastischen Formänderungen“. An zahlreichen Stellen, besonders in den Werken der metallzeugenden und -verarbeitenden Industrie, bilden die plastischen Formänderungen der Metalle den Gegenstand eingehender

Forschung. Der Redner kennzeichnete die beim Fließen der Metalle, besonders des Eisens, beobachteten Erscheinungen. Als ein anschauliches Mittel zur Beschreibung dieser Formänderungen haben sich die Gleitflächen erwiesen, deren Bildungsgesetze sich heute bereits weitgehend mit Mitteln der Mechanik voraussagen lassen. Es wurden die Strukturänderungen im Feingefüge des Eisens nach plastischen Formänderungen gezeigt. Zur Untersuchung der Plastizitätsbedingung diente eine Festigkeitsmaschine, in der Versuchskörper gleichzeitig auf Zug und Verdrehung beansprucht werden konnten. Eine weitere Versuchsanordnung gestattete die Erzeugung von zusammengesetzten Beanspruchungen der Probekörper auf Zug und Innendruck. Zur mathematischen Behandlung des Gleichgewichtszustandes von Massen in ihrem plastischen Zustande liegen verschiedene Ansätze vor. Es wurden folgende Probleme kurz behandelt: Das Pressen einer plastischen Masse zwischen zwei harten reibenden Platten, das Biegeproblem, die Verdrehungsbeanspruchung und Fälle, bei denen ein hoher Druck auf eine kleine Fläche übertragen wird. Zur Unterstützung der theoretischen Ansätze dienten Beobachtungen über die Gleitflächen in plastisch beanspruchten Eisenstücken.

Prof. Dr.-Ing. Ludwik, Wien, behandelte dann „Die Bedeutung des Gleit- und Reißwiderstandes für die Werkstoffprüfung.“¹⁾ Erstmals wurde der Versuch gemacht, die wichtigsten Kennziffern der mechanisch-technischen Werkstoffprüfung in Beziehung zu bringen und auf Gleit- und Reißwiderstände zurückzuführen.

Der Redner behandelte zunächst den Zugversuch und erörterte hierbei auch die Beziehung zwischen Streckgrenze, Alterung, Kalt- und Warmsprödigkeit. Durch die Zugfestigkeit wird (bei einschnürenden Stoffen) lediglich ein Gleitwiderstand, nicht aber ein Reißwiderstand gemessen.

An Versuchen mit Aluminium, Kupfer, Tombak, Messing und Nickel wurde dann nachgewiesen, wann und warum das Verhältnis zwischen Zugfestigkeit, Kugel- und Kegeldruckhärte bei verschiedenen Metallen verschieden ist und daß die bei der Hin- und Herbiegeprobe erhaltene Biegezahl in enger Beziehung zur gleichmäßigen Dehnung und Einschnürung steht. Dauerbrüche werden auf eine allmählich fortschreitende Auflockerung des Kristallgitters zurückgeführt.

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 44 u. 48.

¹⁾ Siehe Z. d. V. d. I. 1927, Nr. 44.

Der Redner erläuterte, warum bei räumlichen Spannungszuständen, die z. B. durch Wärme-, Schwind- oder Reckspannungen entstehen, selbst sehr dehnbare Stoffe oft plötzlich ohne vorangegangene Verformung reißen. Anschließend wurde der Einfluß der Formänderungsgeschwindigkeit und die Gefährlichkeit stoßweiser Beanspruchung bei hinzutretenden Kerbwirkungen besprochen. Schließlich wurde an Versuchen gezeigt, in welcher Weise die Abkühlung, Alterung, Rekristallisation, Überhitzung usw. das Gefüge, die Art des Bruches und die Kerbzähigkeit beeinflussen.

Prof. Dr.-Ing. Enßlin, Eßlingen, berichtete über die „Grundlagen der theoretischen Festigkeitslehre“. Seine Ausführungen schlossen sich an seine Veröffentlichung über „Die Festigkeitsaufgaben und ihre Behandlung“ in der Z. d. V. d. I. 1927, Nr. 43, an. Schon die scheinbar einfachen Begriffe Elastizität und Streckgrenze, die bei der Festigkeitsrechnung unbedingt gebraucht werden, sind in der letzten Zeit heftig umstritten worden. Hingegen sind auf anderen Gebieten der Werkstoffprüfung und -forschung in den letzten Jahren bedeutsame Fortschritte zu verzeichnen, z. B. in der Kristall- und Röntgenforschung, sowie in der Frage der Dauerfestigkeit. Zur Aufstellung einer Festigkeitstheorie aus dem Tatbestande des inneren Stoffaufbaues ist es aber bis heute noch nicht gekommen. Die Schwierigkeiten hierbei liegen u. a. darin, daß die Beanspruchungsgrenze, die durch den Versuch festzustellen ist, einerseits den Anforderungen der technischen Praxis entsprechen, andererseits genau definiert und einwandfrei durch den Versuch ermittelt sein muß. Die hieraus für die Versuchsausführung und für die Wahl des Versuchswerkstoffes sich ergebenden Anforderungen wurden besprochen. Es hat sich als besonders dringlich herausgestellt, der Tatsache der Werkstofffehler gegenüber eine klare Stellung zu finden, da mit fehlerhaftem Werkstoff keine Gesetzmäßigkeiten zutage gefördert werden können. Das Ergebnis dieser auch für den Praktiker wichtigen Fragen ist bei Versuchen über die Zug- und Drehstreckgrenze von Stählen verwertet worden, wodurch die Hypothese von der elastischen Arbeit bestätigt wurde, der zufolge der Werkstoff an die Fließgrenze gebracht wird, wenn die elastische Arbeit in 1 cm^3 Werkstoff einen dem jeweiligen Werkstoff und seiner Temperatur eigentümlichen Grenzwert erreicht.

Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Dresden. In den Tagen vom 4. bis 6. Juni 1928 wird die Technische Hochschule Dresden die Feier ihres 100jährigen Bestehens begehen. An einen Empfangsabend am Montag, den 4. Juni wird sich am 5. Juni vormittags der Hauptfestakt im Staatl. Schauspielhaus, nachmittags ein festliches Zusammensein der Teilnehmer anschließen. Am 6. Juni sollen die wissenschaftlichen Institute der Hochschule, der Stadt Dresden und ihrer Umgebung besichtigt werden, abends soll ein studentisches Fest die Feier beschließen.

In Verbindung mit der Jahrhundertfeier wird seitens der Dresdner Jahresschau im Jahre 1928 eine Ausstellung „Die technische Stadt“ geboten. Die Technische Hochschule bittet alle ehemaligen Studierenden, die an der Festfeier teilzunehmen gedenken, bis zum Jahreschluß ihre Anschriften und Wünsche dem Ausschuß für die Jahrhundertfeier, Dresden-A. 24, George-Bähr-Straße 1, Zimmer Nr. 77, mitzuteilen.

Große Eisenbetonschwimmkörper für Seewasserbauten sind nach einem Berichte von Professor Ribera in Genie Civil vom 24. September 1927 in Spanien neuerdings mehrfach ausgeführt worden.

Bemerkenswert ist u. a. die in Abb. 1 dargestellte lange Kaimauer in Huelva: Erstens wegen der ungewöhnlich großen Abmessungen von $11,0 \cdot 17,0 \cdot 40,0 \text{ m}$ der dort verwendeten Senkkasten, die schwimmend an Ort und Stelle gebracht, mit Sand gefüllt und durch eine Eisenbetonplatte abgedeckt wurden, auf der man alsdann hinter einer Werksteinverblendung eine kleine Stampfbetonmauer mit hinterer Bruchsteinpakung errichtete. Ferner aber wegen der bei der Gründung zu überwindenden Schwierigkeiten. Wie Abb. 2 zeigt, war zunächst der sehr wässrige Schlammboden bis in 20 m Tiefe auszubaggern und durch Sand-schüttungen von gleicher Stärke, also noch 5 m unter Unterkante Senk-

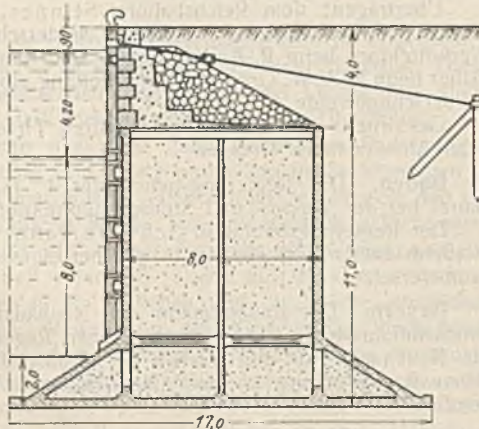


Abb. 1.

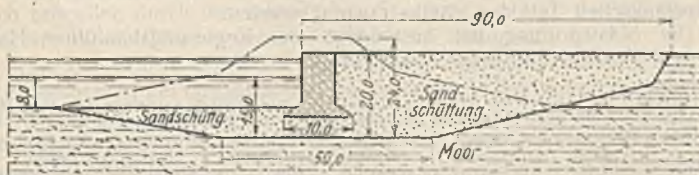


Abb. 2.

kasten, zu ersetzen. Dank diesen durchgreifenden Maßnahmen erzielte man eine Bodentragfähigkeit von 5 kg/cm^2 , d. h. das Doppelte der zu erwartenden Belastung durch Kai- und Verkehrslasten.

Abb. 3 zeigt die $20,0 \cdot 15,0 \cdot 7,30 \text{ m}$ großen Eisenbetonsenkkasten für die Gründung einer Mole im Hafen von Musel bei Gijon, wo vorher eine leichtere Ausführung ähnlicher Art nicht widerstandsfähig genug gewesen war. Um das tägliche Ausschöpfen des während der Absenkungs- und Betonierungsarbeiten hereinschlagenden Wassers zu vermeiden, erhielten die Senkkasten eine Decke, die durch sechs Kaminaufsätze unterbrochen war. Der leere Senkkasten ohne Decke im Augenblick des Absenkens hat eine Schwimmtiefe von $5,14 \text{ m}$, was einem Bodendruck von 5040 kg/m^2 entspricht, doch wird in Anbetracht der dabei entstehenden Schlagwellenbildung der Sicherheit halber mit einer Beanspruchung von 7000 kg/m^2 gerechnet. Der vom Stapel gelassene Schwimmkörper erhält dadurch, daß man den zunächst nur $0,36 \text{ m}$ starken Boden $0,64 \text{ m}$ hoch aufbetoniert, also auf eine Gesamtstärke von $1,0 \text{ m}$ bringt, sowie durch die Decke einen Tiefgang von $7,35 \text{ m}$; die Spannungen von Eisen und Beton sind rechnermäßig auf 946 und 42 kg/cm^2 festgesetzt.

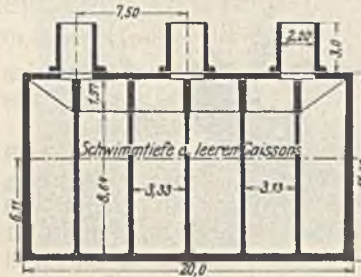


Abb. 3.

Herstellung, Stapellauf und Einschwimmen der Kasten boten nichts Bemerkenswertes. Das Absenken wurde durch Einlassen von Wasser erzielt und mußte sehr schnell geschehen, damit sie nicht infolge des hohen Seegangs kenterten, auch wurden sie während dieser Arbeit durch große Blöcke auf der Decke beschwert.

Da während des Winters die Arbeiten unterbrochen werden müssen, sollen die Kasten zunächst 4 m hoch mit Schotter gefüllt werden, dessen Gewicht genügt, um jede Verschiebung zu verhindern. Später wird das Wasser wieder ausgepumpt, der noch freie Raum mit Beton gefüllt und, wenn dieser nach etwa 20 Tagen erhärtet ist, auch die darunter befindliche Schotterschicht durch Einpressen von flüssigem Zementmörtel durch zu diesem Zweck frei gehaltene Öffnungen in Beton verwandelt.

Besonders umfassend und neuartig ist endlich die Verwendung von Eisenbetonschwimmkörpern beim Bau des Trockendocks von Cadix, das mit 38 m l. W. und $12,40 \text{ m}$ Tiefe für Schiffe von $235 \cdot 32 \text{ m}$ bestimmt ist und damit das größte in Spanien sein wird. Bei Aufstellung des Entwurfs und des Arbeitsplanes handelte es sich vor allem um die Möglichkeit des Arbeitens im Trockenen angesichts eines Untergrundes, der höchstwahrscheinlich von Sickerläufen durchzogen war, wo also auch Fangedämme größte Ausdehnung eine Wasserhaltung kostspielig, schwierig und zweifelhaft erscheinen ließen. Auf Riberas Vorschlag baggerte man daher zunächst die ganze Baugrube aus und fand bereits dabei die Vermutung undurchlässigen Baugrundes in weitem Umfange bestätigt. Als dann wurde das Dock aus acht einzelnen Kasten von je $29,50 \text{ m}$ Länge,

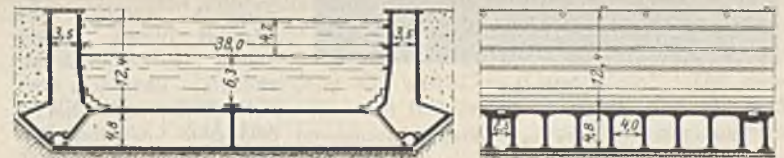


Abb. 4.

deren Querschnitt in Abb. 4 dargestellt ist, zusammengesetzt. Jeder dieser Kasten ist durch Querschotten von 4 m Abstand in einzelne Zellen geteilt, alle äußeren und inneren Wandungen sind sehr stark bewehrt. Nach den Außenseiten zu ist der Boden des Docks ausgekragt, um das Gewicht der Seitenmauern besser aufzunehmen und als Gegenwirkung gegen den Auftrieb auszunutzen. Die ganze Bauart gewährleistet eine beträchtliche Steifigkeit und Standsicherheit.

Um während der Herstellung auf Stapel und für das Einschwimmen das Gewicht möglichst zu beschränken und den Tiefgang zu vermindern, wurde hochwertiger oder Schmelzzement verwendet, mit dem bei 300 kg/m^3 Zement und sachgemäßer Kornzusammensetzung der Zuschläge eine zulässige Betonbeanspruchung von 100 kg/cm^2 sowie eine sehr erwünschte Abkürzung der Arbeitsdauer erzielt wurde. Wegen der Unmöglichkeit einer genauen Feststellung des Auftriebs hat man der Berechnung der Docksohle eine Beanspruchung von 15000 kg/m^2 zugrunde gelegt, was bei der freien Länge von 38 m sehr bedeutende Momente ergab.

Für das Absenken war ein Teil der Zellen voll Wasser gelassen: Sobald der Senkkasten an Ort und Stelle war, wurden mithin zunächst die leergebliebenen Zellen vollbetoniert, alsdann die übrigen ausgepumpt und auch in sie Beton mit Steinblockeinlagen eingebracht. Die Kammern der Seitenwände wurden — wie in Huelva — mit Sand gefüllt. Damit die Kasten sich gleichmäßig und gerade auf dem Boden aufsetzen konnten, mußte dieser besser eingeebnet werden, als das durch das Baggern möglich gewesen war. Mittels der Taucherglocke wurden also alle Ungleichheiten des Untergrundes beseitigt und die vorhandenen Löcher und Risse durch Sandsäcke geschlossen.

Zu lösen bleibt noch die Frage der Fugendichtung zwischen den acht Kasten. Angesichts der heute auf diesem Gebiete vorliegenden Erfahrungen — Ribera bezieht sich besonders auf diejenigen beim Seintunnel der Pariser Untergrundbahn, die freilich schon 17 bis 20 Jahre zurückliegen — darf man mit einer erfolgreichen Lösung auch dieser Aufgabe rechnen.



Abb. 1.

Das Betonieren der Böschungen von Werkkanälen, worüber „Die Bautechnik“ bereits in Heft 4, 5 und 11 des Jahrgangs 1926 und in Heft 28 und 30 des Jahrgangs 1927 berichtet hat, ist Gegenstand eines Berichtes in Nr. 12 der von den Siemens-Firmen herausgegebenen Mitteilungen über den Fortschritt ihrer Wasserkraftbauten am Shannon in Irland.¹⁾ Es handelt sich um den etwa 12 km langen Oberwasserkanal, der das Wasser des Shannon nach dem Kraftwerk bei Limerick leitet und dessen Bett dem ständigen Druck der Strömung sowie gelegentlicher Wellenwirkung ausgesetzt ist.



Abb. 2.

Wo das Material der Böschungen nicht genügend wasserundurchlässig ist, erhalten diese sowie die Kanalsohle zunächst einen 60 cm starken Lehmbeleg, darüber, zum Schutz gegen die zeragende Wirkung des Wassers, eine 40 cm starke Bruchsteindecke, endlich — etwa 1 m über HW und 1 m unter NW — nach Abb. 1 einen Betonbeleg, der eine Stärke von 12 cm hat und in Platten von 3 x 6 m verlegt wurde. Vor dem Betonieren der Böschungen waren diese abzugleichen und zu glätten, was in Abb. 2 dargestellt ist.



Abb. 3.

Bemerkenswert ist dabei, wie überhaupt bei allen Arbeiten der Siemens-Bauunion am Shannonausbau, die weitgehende Mechanisierung der Baustoff-Förderung: Abb. 3 zeigt den auf einem Fördergleis die Kanalböschungen entlangfahrenden Schwenkkran, dessen Förderkübel in Abb. 1 gerade noch sichtbar wird. Ki.

Bauausstellung in Moskau 1928. Die Ausstellung wird organisiert von Verteidigungs- und Arbeitsrat, Oberstem Volkswirtschaftsrat, Staatlicher Handelsstelle „Gostorg“, Volkskommissariaten für Verkehrswesen, Landwirtschaft, Finanzen und verschiedenen Bauverbänden. Sie soll die Erungenschaften auf den Gebieten der Bauindustrie, des Wohnungsbaues, Wegebaues und anderer zum Bauwesen zugehöriger Gebiete zur Anschauung bringen.

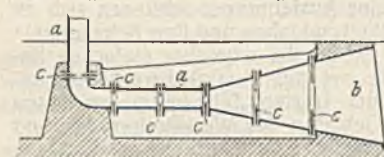
An die Ausstellung wird eine Ausland-Abteilung angegliedert

werden. Nähere Auskunft erteilt das Bureau für Messen und Ausstellungen der Handelsvertretung der U. d. SSR. in Deutschland, Berlin SW, Lindenstr. 20—25.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

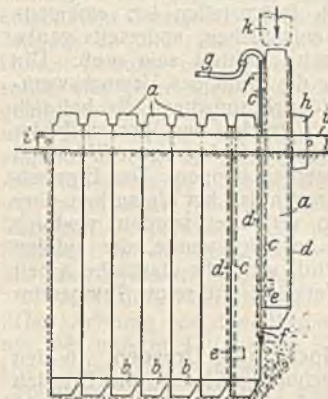
Wasserkraftvernichter. (Kl. 84 a, Nr. 441 706 vom 14. 2. 1922 von Dipl.-Ing. Oskar Poebing in München.)



Der Wasserkraftvernichter C₁ ist innerhalb einer sich am Ende erweiternden Rohrleitung a eingebaut. Zwischen die einzelnen Teile der Leitung a und b sind senkrecht zur Rohrachse mit Öffnungen versehene Drosselplatten c eingebaut, die zur erhöhten Bildung von Walzen

und Gegenwalzen an der Rohrwandung dienen.

Verfahren zum Einspülen von Spundwänden. (Kl. 84 c, Nr. 446 471 vom 14. 2. 1925 von Johannes Guckes in Kiel.)



Das Verfahren besteht darin, daß das Druckwasserspülrohr f zwischen den Spundbohlen a in Kanäle c eingeführt wird, die durch einander ergänzende durchgehende Längsnuten der Spundbohlen gebildet werden, so daß es als Spundungsfeder wirkt, wobei es von einem oder mehreren Flacheisenbügeln e umfaßt wird, die gleichfalls in den von den Nuten gebildeten Kanälen liegen und in der einen Spundbohle verankert sind. Beim Einrammen der Spundbohlen wird zunächst die Spundbohle a zwischen die Führungsholme i gesetzt und durch einen Keil h gegen seitliches Ausweichen gesichert, hierauf wird sie durch den Rammhaken k in den

Boden getrieben, wobei der Eisenbügel e in die Nut d der vorhergehenden Bohle eingreift und letztere festhält.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnrate Leopold Sarrazin, Vorstand des R. B. A. Stendal 2, als Vorstand zum R. B. A. Detmold, Dr.-Ing. Rummel, bisher bei der R. B. D. Breslau, als Vorstand zum R. B. A. Oppeln 2, Ammer, bisher beim R. B. A. Hagen 1, zur R. B. D. Elberfeld, Blümenner, Vorstand des R. M. A. Stendal, zum R. Z. A. in Berlin und Paul Greve, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Gleiwitz Wagenwerk, zur R. B. D. Breslau, die Reichsbahnbaumeister Büll, bisher in Berlin, als Abnahmebeamter nach Köln und Münchhoff, bisher in Berlin, als Abnahmebeamter nach Gorlitz, beide unter Belassung in ihrer Zuteilung zur Abteilung St der R. B. D. Berlin, sowie der Reichsbahnmann Dr. jur. Borgers, bisher bei der R. B. D. Halle (Saale), nach Allenstein unter Übertragung der Stelle des Vorstandes des R. V. A. daselbst.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Stinner, Vorstand des maschinen-technischen Reichsbahn-Neubauamts Niederschöneweide, die Stelle des Werkdirektors beim R. A. W. daselbst und dem Reichsbahnrat Mölbert, bisher beim R. A. W. Grunewald, die Leitung einer Abteilung beim R. A. W. Niederschöneweide.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Alfred Thiele, Vorstand des Reichsbahn-Abnahmeamts Dresden.

Baden. Der Regierungsbaumeister F. Haas ist zum Regierungs- baurat bei der Wasser- und Straßenbaudirektion ernannt.

Der Regierungsbaurat E. Schwarzmann, Vorstand des Wasser- und Straßenbauamts Wertheim, ist in gleicher Eigenschaft nach Tauberbischofs- heim versetzt.

Bayern. Der Bauamtmann des Neubauamts für den Ausbau der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau Regensburg F. Knauer ist an das Neubauamt für den Ausbau der Großschiffahrtstraße Rhein—Main— Donau Aschaffenburg in etatmäßiger Weise in gleicher Dienstbezeichnung berufen.

Preußen. Der Oberregierungs- und -baurat Kaufnicht bei der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz ist zum Rheinschiffahrtsinspektor für den preußischen Teil des Rheins ernannt worden.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Hans Gorges (Wasser- und Straßenbauaufch).

INHALT: Zur Frage der Eisenbetonschwelle. — Der statisch bestimmte Kranbahnträger mit Y-Stützen. — Die neue Bahnlinie Florenz—Bologna. — Die Köln-Mülheimer Brücke. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Geschweißte Rohrleitungen für das Achensee-Kraftwerk. — 19. Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik. — Jahrestagung der Technischen Hochschule Dresden. — Große Eisenbetonschwimmkörper für Seewasserbauten. — Betonieren der Böschungen von Werkkanälen. — Bauausstellung in Moskau 1928. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 11: Heintze. Die Tiefbauarbeiten der Shannonwasserkraftanlage in Irland.