

DER BAUINGENIEUR

21. Jahrgang

5. Mai 1940

Heft 17/18

ÜBER DIE SCHIEFE BIEGUNG VON EISENBETONSTÄBEN.

Von Dr. techn. habil. Adolf Pucher, Dozent a. d. Techn. Hochschule Berlin.

DK 624.072.2:666.9

I. Einleitung.

Die großen Anforderungen, die heute an die Eisenbetonbauweise gestellt werden, bedingen eine eingehendere Berechnung der Tragwerksteile als es bislang vielfach üblich war. Denn nur dann ist die Anwendung so hoher Beanspruchungen, wie in den deutschen Bestimmungen in ihrer neuesten Fassung zugelassen werden, zu rechtfertigen. Bei der sorgfältigen Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen stößt man oft auf eine Aufgabe, für die bisher keine befriedigende allgemeine Lösung bekannt war, die unsymmetrische Biegung im Stadium II. Es sei hier nur ganz kurz gestreift, daß sehr viele Eisenbetonbauten ausgeführt werden, bei denen auf den Spannungsnachweis bei schiefer Biegung auf keinen Fall mehr verzichtet werden kann. So sind z. B. die Torstützen der großen Flugzeughallen in der Torebene durch Rahmenmomente, in der Ebene der Seitenfront durch Momente aus Wind oder ebenfalls infolge von Rahmenwirkung beansprucht; beide Momente sind für die Standsicherheit von Bedeutung, so daß man sich nicht über eines von ihnen als „Nebenspannungen“ hinwegsetzen kann. Da noch eine sehr große Normalkraft hinzutritt — solche Torstützen haben doch manchmal ein Viertel des ganzen, mehrere tausend Quadratmeter großen Hallendaches zu tragen — so ist leicht einzusehen, daß eine eingehende Untersuchung dieser Stützenquerschnitte nicht zu umgehen ist. Auch im Hallenbau für Industrieanlagen treten öfters die Momente aus Kranbelastung in den Binderstielen in Ebenen auf, die zur Binderebene normal stehen und damit schiefe Biegung erzeugen. Ferner werden Kranbahnträger nicht nur von in der lotrechten Ebene wirkenden Momenten belastet, sondern die waagrecht wirkenden Reibungs- und Bremskräfte verursachen im Verein mit den lotrechten Kräften schiefe Biegung. Ebenso haben die Ausfachungsriegel in den Seitenwänden großer Hallen neben den Lasten aus Eigengewicht und Mauerwerk auch noch die Windkräfte zu übernehmen, so daß ebenfalls schiefe Biegung auftritt.

In mehreren Veröffentlichungen wurde die schiefe Biegung von Eisenbetonquerschnitten behandelt (siehe den am Ende beigefügten Literaturnachweis). Diese Untersuchungen befassen sich mit bestimmten Querschnittsformen mit einer in ganz bestimmter Verteilung und Größe (Bewehrungsprozentsatz) angeordneten Bewehrung und sind daher im großen und ganzen für eine allgemeine Anwendung in der Praxis zu speziell. Infolgedessen wurden die Beanspruchungen unter schiefer Biegung, wenn überhaupt, durch zeitraubendes Probieren nachgewiesen. Man schätzte die Lage der neutralen Achse, rechnete damit die Resultierende der inneren Kräfte und wiederholte diese Schätzung so lange, bis die inneren Kräfte den gegebenen äußeren Kräften entsprachen. Es ist der Zweck dieser Veröffentlichung, ein Verfahren zu entwickeln, das so allgemein gehalten ist, daß es bei jeder Querschnittsform mit beliebig starker und beliebig verteilter Bewehrung den Spannungsnachweis bei erträglicher Rechenarbeit zu führen ermöglicht. Weiter wird ein in der deutschen Literatur bisher unbekannt gebliebenes Verfahren für die Bemessung von Rechteckquerschnitten bei schiefer Biegung (ohne Längskraft) angegeben, das für das praktische Rechnen sehr geeignet ist.

II. Die Grundgleichungen und deren Lösung.

Wir legen die bei der Spannungsberechnung im Stadium II üblichen und den derzeit in Kraft stehenden Bestimmungen ent-

sprechenden Voraussetzungen zugrunde und betrachten einen beliebig gestalteten und bewehrten Eisenbetonquerschnitt, der mit einer in einem beliebigen Punkte angreifenden Normalkraft N belastet ist. Dadurch entstehen Normalspannungen, deren Nulllinie die wirksame Fläche des Betonquerschnittes von dem in der Zugzone liegenden, nicht mitwirkenden Rest, trennt.

Der äußere Kraftzustand ist gegeben durch Größe und Lage der angreifenden Normalkraft (N, e_x, e_y) (Abb. 1). Die inneren Kräfte sind bestimmt durch die Spannungsebene, die in dem räumlichen Achsen-system x, y, σ durch die

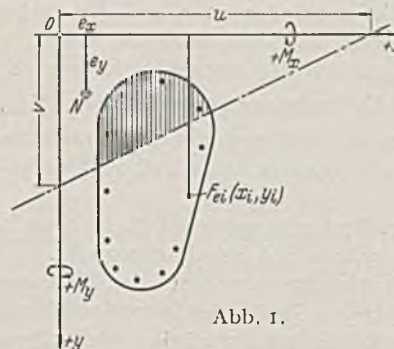


Abb. 1.

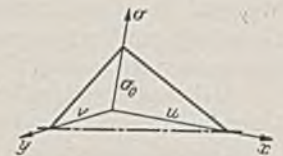


Abb. 2.

Achsabschnitte u, v und σ_0 gegeben (Abb. 2) und deren Gleichung

$$(1a) \quad \frac{\sigma_B}{\sigma_0} + \frac{x}{u} + \frac{y}{v} = 1$$

$$(1b) \quad \text{bzw. } \sigma_B = \sigma_0 \left(1 - \frac{x}{u} - \frac{y}{v} \right), \quad \sigma_e = n\sigma_B$$

ist. Der Spannungsnachweis ist geführt, wenn u, v und σ_0 so bestimmt werden, daß Gleichgewicht zwischen den inneren und äußeren Kräften herrscht, denn mit Hilfe von Gl. (1) kann dann in jedem beliebigen Punkte des Querschnittes die Spannung angegeben werden.

Wir stellen die drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene auf.

$$(2) \quad \begin{cases} M_x = N \cdot e_y = M_{Bx} + n \sum F_{ei} \sigma_i y_i \\ M_y = N \cdot e_x = M_{By} + n \sum F_{ei} \sigma_i x_i \\ N = D_B + n \sum F_{ei} \sigma_i \end{cases}$$

Es bedeutet hierin D_B die Resultierende aller Betondruckspannungen, also den Inhalt des über der schraffierten Fläche der Abb. 1 liegenden Betondruckkeiles, M_{Bx} und M_{By} sind die statischen Momente von D_B um die x -Achse bzw. y -Achse. In den Summenausdrücken ist über die ganze Bewehrung zu summieren, also kein Unterschied zwischen gezogenen und gedrückten Eisen zu machen. Mit Hilfe der Gl. (1b) können die drei Gleichgewichtsbedingungen umgeformt werden.

$$\begin{aligned} M_x &= M_{Bx} + \sigma_0 n \left[\sum F_{ei} y_i - \frac{1}{u} \sum F_{ei} x_i y_i - \frac{1}{v} \sum F_{ei} y_i^2 \right] \\ M_y &= M_{By} + \sigma_0 n \left[\sum F_{ei} x_i - \frac{1}{u} \sum F_{ei} x_i^2 - \frac{1}{v} \sum F_{ei} x_i y_i \right] \\ N &= D_B + \sigma_0 n \left[\sum F_{ei} - \frac{1}{u} \sum F_{ei} x_i - \frac{1}{v} \sum F_{ei} y_i \right] \end{aligned}$$

Mit der Bezeichnung $\bar{M}_{Bx} = \frac{1}{\sigma_0} M_{Bx}$, $\bar{M}_{By} = \frac{1}{\sigma_0} M_{By}$, $\bar{D}_B = \frac{1}{\sigma_0} D_B$, worin die quer gestrichelten Größen somit den Betondruckspannungen des Zustandes $\sigma_0 = 1$ entsprechen, wird durch Umordnung das lineare Gleichungssystem für die drei Unbekannten $\frac{1}{u}$, $\frac{1}{v}$ und $\frac{1}{\sigma_0}$

$$(3) \begin{cases} \frac{1}{\sigma_0} M_x + \frac{1}{u} n \Sigma F_e xy + \frac{1}{v} \Sigma F_e y^2 = \bar{M}_{Bx} + n \Sigma F_e y = \psi_x \\ \frac{1}{\sigma_0} M_y + \frac{1}{u} n \Sigma F_e x^2 + \frac{1}{v} \Sigma F_e xy = \bar{M}_{By} + n \Sigma F_e x = \psi_y \\ \frac{1}{\sigma_0} N + \frac{1}{u} n \Sigma F_e x + \frac{1}{v} \Sigma F_e y = \bar{D}_B + n \Sigma F_e = \psi_0 \end{cases}$$

erhalten.

Dieses Gleichungssystem ist nur scheinbar linear, da ja die Achsabschnitte u und v bzw. deren reziproke Werte nicht nur als Unbekannte auf der linken Seite auftreten, sondern auch die Größen \bar{M}_{Bx} , \bar{M}_{By} und \bar{D}_B von ihnen abhängig sind. Die geschlossene Lösung des Problems würde auf Gleichungen höheren Grades führen. Der Aufbau der Gleichungen zeigt jedoch, daß hier eine Iteration rasch zum Ziele führen muß.

Da die Koeffizienten der Unbekannten der Gl. (3) bei gegebenen äußeren Kräften und gegebener Bewehrung bekannt sind, so kann man die Unbekannten $\frac{1}{u}$, $\frac{1}{v}$ und $\frac{1}{\sigma_0}$ durch die Lastglieder ψ_0 , ψ_x , ψ_y ausdrücken (Lösungsgleichungen). Sodann schätzt man die Lage der neutralen Achse ein und ermittelt die Größen \bar{M}_{Bx} , \bar{M}_{By} und \bar{D}_B , mit denen dann die Lastglieder ψ_x , ψ_y und ψ_0 gebildet und aus den Lösungsgleichungen die Achsabschnitte u und v berechnet werden. Diese Ergebnisse der ersten Rechnung, die natürlich nicht mit den für die Berechnung der Größen \bar{M}_{Bx} , \bar{M}_{By} und \bar{D}_B angenommenen u und v übereinstimmen, geben die Grundlage zur Verbesserung der neutralen Achse und der Wiederholung der Rechnung.

Meistens ist schon beim 2. Rechnungsgang eine hinreichende Übereinstimmung zwischen Annahme und Ergebnis erreicht.

Die gute Konvergenz des Verfahrens wird durch den Umstand bedingt, daß die zunächst geschätzten Größen der Betondruckkraft und deren statische Momente in den Belastungsgliedern nicht allein auftreten, sondern zusammen mit den von Haus aus bekannten Summen $n \Sigma F_e$, $n \Sigma F_e x$ und $n \Sigma F_e y$, die bei geeigneter Lage der Koordinatenachsen selbst bei schwacher Bewehrung von derselben Größenordnung, oft jedoch größer als \bar{M}_{Bx} , \bar{M}_{By} und \bar{D}_B sind. Um diesen Effekt zu erreichen, empfiehlt es sich, den Ursprung in der Nähe der größten Betondruckspannungen anzunehmen, deren ungefähre Lage man wegen des gegebenen äußeren Kraftzustandes im voraus kennt.

Die Lösungsgleichungen des Gleichgewichtssystems (3) werden in gewohnter Weise durch Elimination gefunden, indem man den Belastungsgliedern ψ_0 , ψ_x und ψ_y zunächst keinen bestimmten Wert erteilt. Es ist hierbei ohne Einfluß, ob der äußere Kraftangriff ein Biegemoment allein darstellt ($N = 0$, schiefe Biegung ohne Normalkraft) oder ob eine Normalkraft N hinzutritt. Das Gleichungssystem (3) hat auf alle Fälle eindeutige Lösungen. Das hier angegebene Verfahren ist daher in beiden Fällen verwendbar, ja selbst die Rechnungsdurchführung ist in beiden Fällen die gleiche.

Wie schon bemerkt, ist das Gleichungssystem (3) nur dann für die Iteration geeignet, wenn das Koordinatensystem richtig gewählt wird, nämlich der Ursprung in der Nähe der größten Betondruckspannungen liegt. Die gute Konvergenz des Verfahrens ist außerdem noch von zwei Umständen abhängig. Je stärker der Querschnitt bewehrt ist, desto größer werden die „Bewehrungsgrößen“ gegenüber den „Betongrößen“, und desto schneller führt die Iteration zum Ziele. Einen weiteren Einfluß hat auch der äußere Kraftzustand. Wenn die angreifende äußere Kraft in der Nähe der Querschnittsmitte liegt, dann ist die Betondruckzone und damit auch die Betondruckkraft groß. Wandert jedoch die äußere Kraft von der Querschnittsmitte weg, so wird die gedrückte Betonfläche kleiner, was wiederum kleinere Werte für \bar{M}_{Bx} , \bar{M}_{By} und \bar{D}_B bedingt, die schließlich bei Biegung ohne Normalkraft einen Grenzwert erreichen. Man erkennt, daß große Ausmittigkeit des äußeren Kraftangriffes und ein hoher Bewehrungsprozentsatz die Konvergenz beschleunigen. Das sind aber gerade die Verhältnisse, bei denen der Spannungsnachweis nach Stadium II nicht entbehrt werden kann.

Die maßgebenden Gleichungen (3), deren Gültigkeit von der Lage des Koordinatensystems unabhängig ist, gestatten noch einen grundlegend anderen Weg zur Lösung. Legt man nämlich den Koordinatenursprung in den Schwerpunkt der als mit Flächenwerten behafteten Punktgruppe aufgefaßten Bewehrung und orientiert die Achsen nach den Hauptträgheitsrichtungen dieser Punktgruppe, so verschwinden in diesem Koordinatensystem die Größen $\Sigma F_e x$, $\Sigma F_e y$ und $\Sigma F_e xy$. Die Gl. (3) erhalten dann die Form

$$\begin{cases} \frac{1}{\sigma_0} M_x + \frac{1}{v} n \Sigma F_e y^2 = \bar{M}_{Bx} \\ \frac{1}{\sigma_0} M_y + \frac{1}{u} n \Sigma F_e x^2 = \bar{M}_{By} \\ \frac{1}{\sigma_0} N = \bar{D}_B + n \Sigma F_e \end{cases}$$

aus der unter Beachtung, daß $\frac{M_x}{N} = e_y$, $\frac{M_y}{N} = e_x$ ist, folgt:

$$u = \frac{n \Sigma F_e x^2}{\bar{M}_{By} - e_x (\bar{D}_B + n \Sigma F_e)}, \quad v = \frac{n \Sigma F_e y^2}{\bar{M}_{Bx} - e_y (\bar{D}_B + n \Sigma F_e)}$$

Diese einfachen Ausdrücke haben aber den Nachteil, daß die Iteration, die auch hier nicht zu umgehen ist, bedeutend schlechter konvergiert als in dem oben angegebenen Verfahren, so daß der Vorteil, die Auflösung des Gleichungssystems (3) erspart zu haben, bei weitem wieder wettgemacht wird durch die langwierige Iteration, die hier viel langsamer zu Ergebnissen der gleichen Genauigkeit führt. Der Grund ist darin zu suchen, daß durch die absichtliche Unterdrückung der Größen $\Sigma F_e xy$, $\Sigma F_e x$ und $\Sigma F_e y$ die Gl. (3) zwar formal einfacher werden, aber tatsächlich durch das Fehlen dieser bekannten Größen die zu schätzenden Größen in den Gleichungen die Lösungen viel stärker beeinflussen und daher die Iterationseigenschaften verschlechtern. Es ist daher auch in den Fällen einfach oder doppelt symmetrischer Bewehrung, wo deren Schwerpunkt und Hauptträgheitsachsen doch sehr rasch zu bestimmen bzw. bekannt sind, vorzuziehen, nach dem ersten Verfahren zu arbeiten.

Die besondere Form des zu untersuchenden Querschnittes kommt in der Form der Betondruckzone und damit in den Größen \bar{M}_{Bx} , \bar{M}_{By} und \bar{D}_B zum Ausdruck, die Anordnung der Bewehrung in den Summengrößen. Während zur Ermittlung der Summenausdrücke nichts zu bemerken ist, wird in den folgenden Abschnitten gezeigt, wie bei den verschiedenen Querschnittsformen die Berechnung der Größen \bar{M}_{Bx} , \bar{M}_{By} und \bar{D}_B vorzunehmen ist.

III. Der Rechteckquerschnitt.

Diese für die Baupraxis wichtigste Form der Eisenbetonquerschnitte soll eingehend behandelt und an einem Zahlenbeispiel das Verfahren vorgeführt werden.

Den Überlegungen des vorhergehenden Abschnittes entsprechend, legt man das Koordinatensystem zweckmäßig so, daß sein Ursprung in der Ecke der höchsten Druckspannungen liegt und die beiden Achsen mit den Seitenrichtungen zusammenfallen.

Bei der schiefen Biegung des Rechteckquerschnittes müssen die drei typischen Lagen der Nulllinie getrennt behandelt werden.

1. Fall. $u < a$, $v < b$. Der im Bereiche der Druckspannungen liegende Teil des Querschnittes ist ein Dreieck (Abb. 3a). Der Betondruckkeil ist eine Pyramide mit der Basis OAB und der Höhe σ_0 . Es wird, da die Katheten der ein rechtwinkliges Dreieck bildenden Basis mit den Koordinatenachsen zusammenfallen:

$$(4) \quad \bar{D}_B = \frac{u \cdot v}{6}, \quad \bar{M}_{Bx} = \bar{D}_B \frac{v}{4} = \frac{uv^2}{24}, \quad \bar{M}_{By} = \bar{D}_B \frac{u}{4} = \frac{u^2 v}{24}$$

2. Fall. $u > a$, $v < b$. Die neutrale Achse schneidet zwei gegenüberliegende Seiten des Rechteckes (Abb. 3b). Der Betondruckkeil wird als Differenz der beiden Pyramiden OAB mit der Höhe σ_0 und A'AB' mit der Höhe $\sigma_0 \frac{u-a}{u}$ berechnet. Wir nennen $\frac{u-a}{u} = \alpha$; dann wird:

$$(5) \left\{ \begin{aligned} \bar{D}_B &= \frac{u \cdot v}{6} (1 - \alpha^3) \\ \bar{M}_{Bx} &= \frac{u v^2}{24} (1 - \alpha^4) \\ \bar{M}_{By} &= \frac{u^2 v}{24} (1 - 4\alpha^3 + 3\alpha^4). \end{aligned} \right.$$

3. Fall. $u > a, v > b$. Die gedrückte Betonfläche ist ein Fünfeck (Abb. 3c). Man berechnet den Inhalt des Betondruck-

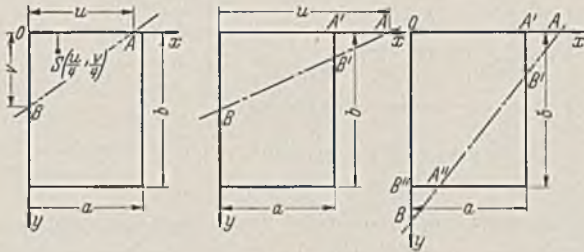


Abb. 3.

keiles als den Inhalt der Pyramide OAB, verringert um die beiden Pyramiden A'AB' und B''BA''. Mit $\frac{u-a}{u} = \alpha$ und $\frac{v-b}{v} = \beta$ wird:

$$(6) \left\{ \begin{aligned} \bar{D}_B &= \frac{u \cdot v}{6} (1 - \alpha^3 - \beta^3) \\ \bar{M}_{Bx} &= \frac{u v^2}{24} (1 - \alpha^4 - 4\beta^3 + 3\beta^4) \\ \bar{M}_{By} &= \frac{u^2 v}{24} (1 - 4\alpha^3 + 3\alpha^4 - \beta^4). \end{aligned} \right.$$

Mit Hilfe der Formeln (4), (5) und (6) können die zur Iteration des Gleichungssystems (3) notwendigen Größen nach der ersten Schätzung von u und v leicht berechnet werden.

Beispiel. Gegeben ist der in Abb. 4 dargestellte Querschnitt, der durch eine Normalkraft $N = 90$ t und die auf die Mittellinien bezogenen Momente $M_x = 63$ tm und $M_y = \pm 27$ tm beansprucht wird. Es ist der Spannungsnachweis zu führen.

Die Bewehrung besteht aus $8 \varnothing 32$ und $5 \varnothing 24$.

$$\begin{aligned} \text{Es ist für } 1 \varnothing 32 \dots 15 F_e &= 15 \cdot 0,000806 = 0,01209 \text{ m}^2 \\ 1 \varnothing 24 \dots 15 F_e &= 15 \cdot 0,000452 = 0,00677 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Die Bewehrungsgrößen sind:

$$\begin{aligned} n \Sigma F_e &= 8 \cdot 0,01209 + 5 \cdot 0,00677 = 0,1306 \text{ m}^2; \\ \text{ferner wegen der Symmetrie der Bewehrung unter Benutzung bekannter Beziehungen:} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \Sigma F_{ex} &= \frac{a}{2} n \Sigma F_e = 0,40 \cdot 0,1306 = 0,05224 \text{ m}^3 \\ n \Sigma F_{ey} &= 0,01209 (2 \cdot 0,06 + 2 \cdot 0,87 + 4 \cdot 1,14) \\ &\quad + 0,00677 (0,06 + 2 \cdot 0,33 + 2 \cdot 0,60) = 0,09080 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$\text{Der Schwerpunkt der Eisen liegt bei } y_{ES} = \frac{0,09080}{0,1306} = 0,695 \text{ m,}$$

$$\text{daher } n \Sigma F_{exy} = \frac{a}{2} \cdot y_{ESn} \Sigma F_e = 0,40 \cdot 0,695 \cdot 0,1306 = 0,03622 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} n \Sigma F_{ex^2} &= 0,01209 (3 \cdot 0,06^2 + 0,28^2 + 0,42^2 + 3 \cdot 0,74^2) \\ &\quad + 0,00677 (2 \cdot 0,06^2 + 0,40^2 + 2 \cdot 0,74^2) = 0,03280 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \Sigma F_{ey^2} &= 0,01209 (2 \cdot 0,06^2 + 2 \cdot 0,87^2 + 4 \cdot 1,14^2) \\ &\quad + 0,00677 (0,06^2 + 2 \cdot 0,33^2 + 2 \cdot 0,60^2) = 0,08788 \text{ m}^4. \end{aligned}$$

In den Gl. (3) sind die Momente der Kraftresultierenden M_x und M_y auf die Achsen bezogen, die mit den Seiten des Rechteckes zusammenfallen. Daher müssen sie erst aus den Momenten M_x und M_y , die auf die Mittellinien des Rechteckes bezogen sind, berechnet werden. Da der Ursprung O in der Ecke der größten Druckspannung liegt, sind die Momente um die Koordinatenachsen

$$(7) \left\{ \begin{aligned} M_x &= N \frac{b}{2} - |M_x| = N \cdot e_y \\ M_y &= N \frac{a}{2} - |M_y| = N \cdot e_x. \end{aligned} \right.$$

Formel (7) liegt die in Abb. 1 angedeutete Vorzeichenregel zugrunde: „Eine im ersten Quadranten wirkende Druckkraft erzeugt positive Momente um beide Achsen.“

$$\text{Es wird somit: } M_x = 90 \frac{1,20}{2} - 63 = -9,0 \text{ tm} = -0,1 \cdot N$$

$$M_y = 90 \frac{0,80}{2} - 27 = +9,0 \text{ tm} = +0,1 \cdot N,$$

und aus den Gl. (3) folgt

$$-0,1 N \frac{1}{\sigma_0} + 0,03622 \frac{1}{u} + 0,08788 \frac{1}{v} = \psi_x$$

$$+ 0,1 N \frac{1}{\sigma_0} + 0,03280 \frac{1}{u} + 0,03622 \frac{1}{v} = \psi_y$$

$$N \frac{1}{\sigma_0} + 0,05224 \frac{1}{u} + 0,09080 \frac{1}{v} = \psi_0$$

Durch Elimination erhält man die Lösungsgleichungen:

$$\frac{1}{u} = -17,50 \psi_x + 62,50 \psi_y - 8,00 \psi_0$$

$$\frac{1}{v} = +17,76 \psi_x - 26,62 \psi_y + 4,45 \psi_0$$

$$\frac{1}{\sigma_0} = \frac{1}{N} (-0,698 \psi_x - 0,850 \psi_y + 1,014 \psi_0).$$

Die Lösungsgleichungen stehen in Übereinstimmung mit der bekannten Tatsache, daß die Lage der neutralen Achse von der Größe der äußeren Kraft nicht beeinflußt wird und nur von der Lage des Angriffspunktes (e_x und e_y) abhängt.

Für die erste Iteration wird geschätzt: $u = v = 1,00$ m.

Da $u > a, v < b$, liegt Fall 2 vor. Es ist $\alpha = \frac{1,00 - 0,80}{1,00} = 0,20$.

$$\text{Somit wird: } \bar{D}_B = \frac{1,00 \cdot 1,00}{6} (1 - 0,20^3) = 0,1653$$

$$\bar{M}_{Bx} = \frac{1,00 \cdot 1,00^2}{24} (1 - 0,20^4) = 0,0416$$

$$\bar{M}_{By} = \frac{1,00^2 \cdot 1,00}{24} (1 - 4 \cdot 0,20^3 + 3 \cdot 0,20^4) = 0,0405$$

und

$$\psi_x = 0,0416 + 0,0908 = 0,1324$$

$$\psi_y = 0,0405 + 0,0522 = 0,0927$$

$$\psi_0 = 0,1653 + 0,1306 = 0,2959.$$

Aus den Lösungsgleichungen folgt:

$$\frac{1}{u} = +1,100, u = +0,91 \text{ m}; \quad \frac{1}{v} = +1,197, v = +0,835.$$

Es läßt sich beweisen, daß die richtige Nulllinie zwischen der angenommenen und der berechneten liegt. Daher wird als sehr guter Wert für die zweite Iteration das arithmetische Mittel zwischen den geschätzten und den daraus berechneten Achsab-schnitten genommen. Es wird somit für den zweiten Rechnungs-gang:

$$u = \frac{1,00 + 0,91}{2} = 0,955; \quad v = \frac{1,00 + 0,835}{2} = 0,917;$$

$$\alpha = \frac{0,955 - 0,80}{0,955} = 0,162.$$

Es ist

$$\bar{D}_B = \frac{0,955 \cdot 0,917}{6} (1 - 0,162^3) = 0,1446$$

$$\bar{M}_{Bx} = \frac{0,955 \cdot 0,917^2}{24} (1 - 0,162^4) = 0,0335$$

$$\bar{M}_{By} = \frac{0,955^2 \cdot 0,917}{24} (1 - 4 \cdot 0,162^3 + 3 \cdot 0,162^4) = 0,0344$$

und

$$\psi_x = 0,0335 + 0,0908 = 0,1243$$

$$\psi_y = 0,0344 + 0,0522 = 0,0866$$

$$\psi_0 = 0,1446 + 0,1306 = 0,2752.$$

Aus den Lösungsgleichungen folgt:

$$\frac{1}{u} = 1,045, u = 0,955; \quad \frac{1}{v} = 1,105, v = 0,905.$$



Abb. 4.

Bei u ist die Übereinstimmung bereits vollkommen, bei v ist der Unterschied zwischen Annahme und Ergebnis bedeutungslos. Um die Übereinstimmung weiter zu steigern, reicht die Genauigkeit des Rechenschiebers, mit dem die Rechnung durchgeführt wurde, nicht mehr aus, so daß weitere Iterationen ohne Verwendung einer Rechenmaschine sinnlos wären. Die Genauigkeit des Ergebnisses ist übrigens für die Praxis mehr als hinreichend.

Aus der dritten Lösungsgleichung folgt:

$$\frac{1}{\sigma_0} = \frac{0,1184}{N}, \sigma_0 = 8,45 \text{ N} = 761 \text{ t/m}^2 = \sigma_{b \text{ max.}}$$

Da der Koordinatenursprung an der Stelle der größten Druckspannung angenommen wurde, ist σ_0 gleichzeitig $\sigma_{b \text{ max.}}$. Die größte Zugbeanspruchung in der Bewehrung folgt aus Gl. (1b) mit den Koordinaten $x = 0,74$, $y = 1,14$:

$$\sigma_{e \text{ max}} = 15 \cdot 8,45 \left(1 - \frac{0,74}{0,955} - \frac{1,14}{0,91} \right) \cdot N$$

$$= -11700 \text{ t/m}^2 = -1170 \text{ kg/cm}^2.$$

Man sieht, daß das Iterationsverfahren außerordentlich rasch zum Ziele führt und daß die Rechenschiebergengenauigkeit für alle Rechnungen ausreichend ist. Vorsicht ist lediglich bei der Ermittlung der Lösungsgleichungen am Platze, aber auch dabei braucht man nicht zur Rechenmaschine zu greifen, wenn man so eliminiert, daß die Multiplikatoren, abgesehen von deren Vorzeichen, immer kleiner als 1 bleiben, d. h. immer die Gleichung zur Multiplikation verwendet wird, in der die zu eliminierende Unbekannte mit dem größten Koeffizienten erscheint.

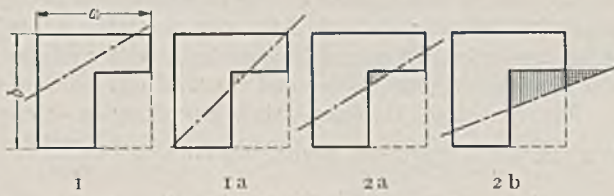


Abb. 5.

IV. Der L-förmige Querschnitt.

Eine öfter vorkommende Form ist der L-förmige oder Winkelquerschnitt, der insbesondere bei Eckstützen und Kranbahnträgern Anwendung findet. Die typischen Lagen der neutralen Achse sind in Abb. 5 und 7 dargestellt. Die Berechnung der Betongrößen kann auf die drei Fälle des Rechteckquerschnittes bezogen werden.

Beim Winkelquerschnitt ist zu unterscheiden, ob die größte Druckspannung im Winkelscheitel oder am Ende eines Schenkels auftritt. In Abb. 5 sind die typischen Lagen der neutralen Achse gezeigt, wenn $\sigma_{b \text{ max}}$ im Winkelscheitel entsteht. Es lassen sich die sechs typischen Lagen auf die drei Fälle des zum vollen Rechteck ergänzten Querschnittes beziehen. Man hat die Betongrößen des vollen Rechteckquerschnittes — die Ziffern in Abb. 5 geben den maßgebenden Fall an — um Größen zu vermindern, die aus den folgenden Formeln zu ermitteln sind.

Im Falle a sind die Werte des vollen Rechteckquerschnittes um die Spannungspyramide zu vermindern, die über dem senkrecht schraffierten Dreieck steht.

Die Spannung σ_A im Punkte A (Abb. 6), also die Höhe der Spannungspyramide über ABC folgt aus Gl. (1b). Mit $\gamma = \frac{c}{u}$ und

$$\delta = \frac{d}{v} \text{ wird}$$

$$\sigma_A = \sigma_0 \left(1 - \frac{c}{u} - \frac{d}{v} \right) = \sigma_0 (1 - \gamma - \delta).$$

Die Verminderung der Betongrößen gegenüber dem vollen Rechteckquerschnitt im Falle a ist sodann aus folgenden Formeln zu berechnen.

$$(8) \left\{ \begin{aligned} A_a \bar{D}_B &= \frac{uv}{6} (1 - \gamma - \delta)^3 \\ A_a \bar{M}_{Bx} &= \frac{uv^2}{24} (1 - \gamma - \delta)^3 (1 - \gamma + 3\delta) \\ A_a \bar{M}_{By} &= \frac{u^2v}{24} (1 - \gamma - \delta)^3 (1 + 3\gamma - \delta). \end{aligned} \right.$$

Im Falle b gewinnt man die Verbesserung aus der Differenz der beiden Pyramiden über dem vertikal, bzw. horizontal schraffierten Dreieck (Abb. 2b und 3b). Der Anteil der zweiten Pyramide folgt aus den Gl. (8), wenn man $\gamma = \frac{c}{d}$ ersetzt durch den mit den Formeln (4, 5, 6) in Übereinstimmung stehenden Wert $1 - \alpha = \frac{a}{u}$. Damit wird

$$(9) \left\{ \begin{aligned} A_b \bar{D}_B &= \frac{uv}{6} [(1 - \gamma - \delta)^3 - (\alpha - \delta)^3] \\ A_b \bar{M}_{Bx} &= \frac{uv^2}{24} [(1 - \gamma - \delta)^3 (1 - \gamma + 3\delta) - (\alpha - \delta)^3 (\alpha + 3\delta)] \\ A_b \bar{M}_{By} &= \frac{u^2v}{24} [(1 - \gamma - \delta)^3 (1 + 3\gamma - \delta) - (\alpha - \delta)^3 (4 - 3\alpha - \delta)]. \end{aligned} \right.$$

Mit diesen Formeln werden z. B. im Falle 2a die Betongrößen ermittelt, indem man die aus den Gl. (5) errechneten Größen des vollen Rechteckquerschnittes a · b vermindert um die aus Gl. (8) folgenden Berichtigungen. Bei Fall 3b sind sinngemäß die Gl. (6) und (9) in Anwendung zu bringen.

Liegt die größte Druckspannung am Ende eines Schenkels des Querschnittes, so ist die Wahl des Koordinatensystems nach Abb. 7 zu empfehlen.

Im Falle c, so lange die neutrale Achse links von der inneren Ecke (S) liegt, sind die Betongrößen aus dem Rechteck a · b nach

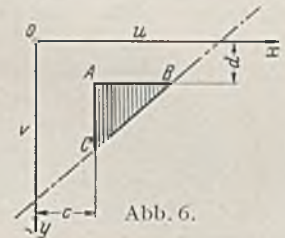


Abb. 6.

Fall 1, 2 oder 3, vermindert um Fall 2 oder 3 des Rechteckes (a - c) (b - d) zu berechnen. In Abb. 7c sind die typischen Lagen der neutralen Achse gezeigt. Die erste der in Klammern beigegebenen Ziffern bezeichnet den Fall, der für den vollen Rechteckquerschnitt maßgebend ist, die zweite den Fall, der für den „fehlenden“ Rechteckquerschnitt gilt. Auf diese Weise sind die Betongrößen immer aus der Differenz zweier Rechteckquerschnitte zu ermitteln.

Liegt jedoch die neutrale Achse rechts von S, d. h. ohne die inneren Seiten der Schenkel anzuschneiden (Abb. 7d), dann ist



Abb. 7.

die Verminderung der Betongrößen aus dem vollen Rechteckquerschnitt nach folgenden Formeln vorzunehmen:

$$\alpha' = \frac{u - (a - c)}{u}, \beta' = \frac{v - (b - d)}{v};$$

$$\begin{aligned} A_d \bar{D}_B &= \frac{uv}{6} [(1 - \alpha'^3 - \beta'^3) + (\alpha' + \beta' - 1)^3] \\ A_d \bar{M}_{Bx} &= \frac{uv^2}{24} [(1 - \alpha'^4 - 4\beta'^3 + 3\beta'^4) + (\alpha' + \beta' - 1)^3 (3 + \alpha' - 3\beta')] \\ A_d \bar{M}_{By} &= \frac{u^2v}{24} [(1 - 4\alpha'^3 + 3\alpha'^4 - \beta'^4) + (\alpha' + \beta' - 1)^3 (3 - 3\alpha' + \beta')]. \end{aligned}$$

Liegt die größte Beton-druckspannung am Ende eines Winkelschenkels, so ist bei Wahl eines Koordinatensystems nach Abb. 7, σ_0 , das aus der Iteration folgt, nicht mehr mit $\sigma_{b\max}$ identisch, da der Ursprung nicht im Punkte der größten Beanspruchung liegt. Vielmehr ist $\sigma_{b\max}$ mit Hilfe der Gl. (1b) für den am weitesten von der neutralen Achse entfernten Punkt der Druckzone zu berechnen.

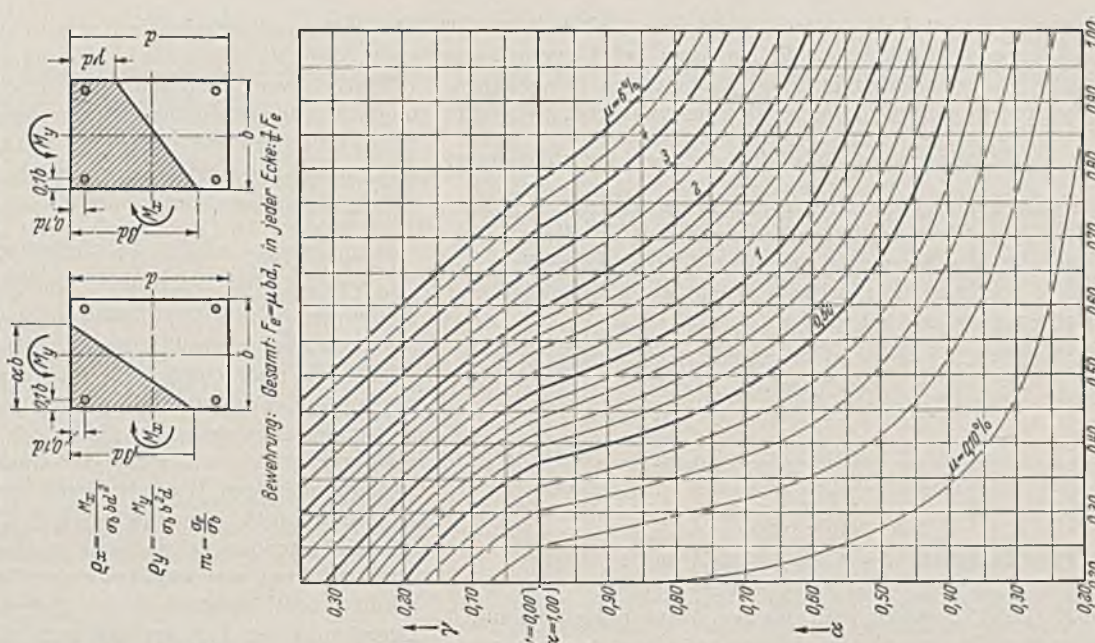
V. Die schiefe Biegung des Rechteckquerschnittes (ohne Längskraft).

(Bemessung nach L. Hahn).

Wie schon erwähnt, kommt im Industriebau häufig die schiefe Biegung ohne Längskraft vor. Bei Verwendung der von L. Hahn für den Rechteckquerschnitt entwickelten Bemessungstafel wird die Ermittlung der Bewehrung bei schiefer Biegung kaum umständlicher als bei symmetrischer Biegung. Da diese Tafel in der deutschen Fachwelt noch nicht bekanntgeworden ist, sei sie hier wiedergegeben.

Auf die theoretische Begründung des Verfahrens kann nicht näher eingegangen werden. Wer dafür Interesse hat, nehme in die hierüber erfolgte Veröffentlichung Hahns (siehe Literaturnachweis) Einblick. Die Tafeln sind gegenüber ihrer Originalfassung umgearbeitet. Die Tafelgänge sind auf die in Deutschland üblichen Größen umgerechnet. Ferner ist durch Verwendung von logarithmischen Teilungen für eine gleichmäßige Genauigkeit der Ablesung im ganzen Bereich gesorgt, und die Berechnungsgrundlagen sind mit den deutschen Bestimmungen in Einklang gebracht. Es wird vorausgesetzt, daß die Bewehrung in Gruppen gleicher Größe in den vier Ecken konzentriert ist. Der Abstand des Schwerpunktes einer solchen Bewehrungsgruppe vom Rand ist $b/10$ bzw. $d/10$, also auf alle Fälle reichlich. Wenn e_r , was meist der Fall sein wird, kleiner ist, so sind die Ergebnisse der Bemessung zu ungünstige, die Abweichung liegt also auf der sicheren Seite.

Die Betonabmessungen b und d und die beiden Biegemomente M_x und M_y sind als bekannt vorausgesetzt. Aus der



Tafel II: α bzw. γ , β ; μ .

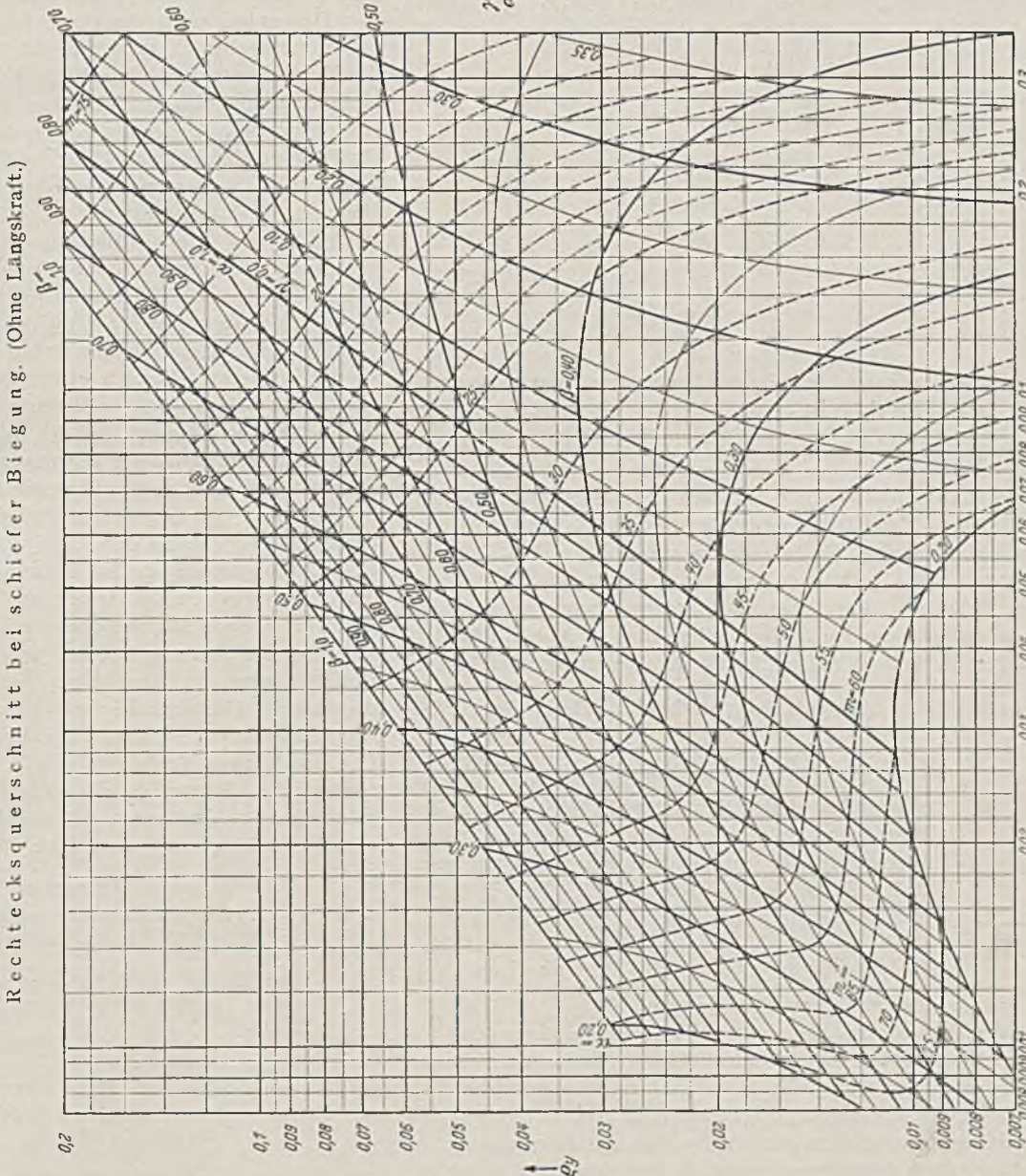


Abb. 8.

Tafel I: e_x, e_y ; α bzw. γ , β ; m .

Abb. 8 (Tafel I) erhält man mit den Eingängen $e_x = \frac{M_x}{\sigma_b b d^2}$ und $e_y = \frac{M_y}{\sigma_b b^2 d}$ die Verhältniszahlen α bzw. γ und β , die die Ab-

schnitte der neutralen Achse liefern, je nachdem, ob Fall 1 oder Fall 2 maßgebend ist (Abb. 9). Fall 3 kann bei Biegung ohne Längskraft ($N = 0$) bei den in Frage kommenden Bewehrungsverhältnissen nicht eintreten. Ferner liest man auf Abb. 8 (Tafel I)

noch das Verhältnis $m = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ ab, das darüber Aufschluß gibt, welcher Beanspruchung die aus Abb. 8 (Tafel II) mit den Eingängen α bzw. γ und β zu bestimmende Bewehrung unterliegt. Sollte sich zeigen, daß die Eisenspannung über der zulässigen liegt, so ist ϱ_x und ϱ_y nochmal mit kleinerem σ_b zu berechnen und das Verfahren zu wiederholen.

Beispiel: Gegeben $b = 0,30$ m, $d = 0,90$ m; $\sigma_b = 75$ kg/cm²,
 $\sigma_e = 1800$ kg/cm².
 $M_x = 16,8$ tm, $M_y = 4,8$ tm.

Es ist
$$\varrho_x = \frac{16,8}{7,50 \cdot 0,30 \cdot 0,90^2} = 0,092,$$

$$\varrho_y = \frac{4,8}{750 \cdot 0,30^2 \cdot 0,90} = 0,079.$$

Abb. 8 (Tafel I) liefert: $\alpha = 0,82$, $\beta = 0,68$ und $m = 21,7$.
Daraus folgt $\sigma_e = m \sigma_b = 21,7 \cdot 75 = 1625$ kg/cm².
Aus Abb. 8 (Tafel II) erhält man mit den oben ermittelten α und β die Gesamtbewehrung $F_e = \mu bd = 0,018 \cdot 30 \cdot 90 = 48,6$ cm²; demnach müssen in jeder Ecke 12,2 cm² angeordnet werden (z. B. 1 $\varnothing 24 + 2 \varnothing 22 = 12,12$ cm²).

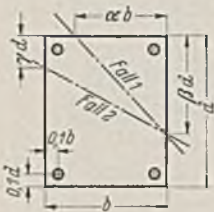


Abb. 9.

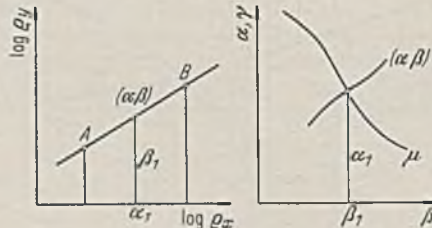


Abb. 10.

Die Bemessungstafel ermöglicht auch die Spannungsnachprüfung. In diesem Falle ist σ_b und damit ϱ_x und ϱ_y zunächst unbekannt. Wohl kennt man aber das Verhältnis $\frac{\varrho_y}{\varrho_x} = \frac{M_y}{M_x} \frac{d}{b} = c$.

Alle Wertepaare α bzw. γ und β , die dem Verhältnis c entsprechen, liegen in Abb. 8 (Tafel I) auf einer Geraden (Abb. 10). Die Koordinatenabschnitte sind die Logarithmen von ϱ_x und ϱ_y . Es ist daher $\log c = \log \varrho_y - \log \varrho_x$, bzw. $\log \varrho_y = \log \varrho_x + \log c$, d. h., zwischen $\log \varrho_x$ und $\log \varrho_y$ besteht linearer Zusammenhang; die Gerade bestimmt man am besten, indem man in Abb. 8 (Tafel I) zwei Punkte A und B aufsucht, die dem gegebenen Verhältnis $c = \frac{\varrho_y}{\varrho_x}$ entsprechen, und geradlinig verbindet. Diese Gerade be-

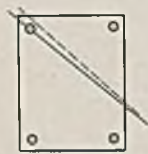


Abb. 11.

stimmt eine Folge von einander zugeordneten Wertepaaren α und β , der in Abb. 8 (Tafel II) eine Kurve entspricht, deren Schnittpunkt mit der aus der Bewehrung folgenden μ -Kurve ein bestimmtes Wertepaar $\alpha_1 \beta_1$ und damit die Lage der neutralen Achse liefert. Aus Abb. 8 (Tafel I) findet man mit Hilfe von α_1 und β_1 die Größen von ϱ_x , ϱ_y und m und aus $\sigma_b = \frac{M_x}{\varrho_x b d^2}$ bzw. $\sigma_b = \frac{M_y}{\varrho_y b^2 d}$ und $\sigma_e = m \sigma_b$ die gesuchten Spannungen.

Die der Bemessungstafel zugrunde gelegte Annahme, daß die Bewehrung in allen vier Ecken gleich stark ist, bedingt eine starre Verteilung der Bewehrung, die manchmal recht unwirtschaftlich ist. Die folgende Überlegung zeigt, daß man aber unter gewissen Voraussetzungen von diesem starren Bewehrungsschema abweichen kann. Liegt eine Bewehrungsgruppe in der neutralen Achse, so wie es die voll gezogene Linie der Abb. 11 zeigt, so ist diese Gruppe spannungslos. Daher wird am Spannungszustand nichts geändert, wenn diese Bewehrungsgruppe schwächer ist als die anderen oder sogar ganz wegfällt. Liegt die neutrale Achse in der Nähe einer Eckbewehrung (strichlierte Linie der Abb. 11) so ist die

Spannung und damit die Kraft in dieser Bewehrungsgruppe so klein, daß bei deren Verkleinerung der Gesamtzustand nur unwesentlich verändert wird. Es ist daher auch in diesen Fällen möglich, von der starren Bewehrungsvorschrift abzuweichen und damit an Bewehrung zu sparen. Natürlich ist in jedem Falle sorgfältig abzuwägen, wie weit ein solches Abweichen von der Norm den Spannungszustand beeinflusst.

VI. Schlußwort.

Die für den I-förmigen Querschnitt entwickelten Formen zeigen, daß schon eine einfache Gliederung des Querschnittes recht umfangreiche Ausdrücke für D_B , M_{Bx} und M_{By} im Gefolge hat, sobald man diese Größen allgemein ausdrücken will. Es hat daher wenig Sinn, Formeln für noch stärker gegliederte Querschnittsformen zu entwickeln, da diese doch selten vorkommen. Ist ein solcher, etwa zu untersuchender Querschnitt geradlinig begrenzt, so kann man den Betondruckkeil immer aus einer Summe oder Differenz von Prismen und Pyramiden berechnen. Diese Rechnung ist bei Anwendung einfachster, geometrischer Beziehungen leicht durchzuführen, wie auch bei krummliniger Begrenzung des Querschnittes die Vorstellung des Betondruckkeiles als Körper die Berechnung der Betongrößen ermöglicht.

Das entwickelte Verfahren für den Spannungsnachweis bei unsymmetrischer Biegung mit Längskraft ist nichts anderes als die Erweiterung der schon lange bekannten Gleichungen für den einfach symmetrischen Fall. Aus den Gl. (3) können durch Spezialisierung alle bekannten Gleichungen für die neutrale Achse bei der Biegung einfach symmetrischer Querschnitte abgeleitet werden. Während man aber beim Rechteckquerschnitt bei symmetrischer Biegung mit Längskraft nur eine kubische Gleichung aufzulösen hat, führt die schiefe Biegung auf 2 Gleichungen mindestens 5. Grades, deren geschlossene Lösung überhaupt nicht mehr möglich ist. Schon in diesem einfachsten Falle unsymmetrischer Biegung ist die Iteration nicht mehr zu vermeiden.

Bei der schiefen Biegung treten die größten Beanspruchungen, sowohl im Beton, als auch in der Bewehrung, nur in den Ecken, also in einem ganz kleinen Bereich auf, zum Unterschied von der symmetrischen Biegung, bei der die größte Betondruckspannung auf der ganzen Länge der gedrückten Kante wirkt und die in den Stahleinlagen vorhandene Zugspannung überhaupt nur für den Schwerpunkt der Bewehrung nachgewiesen wird. Daher wäre es berechtigt, für die bei der schiefen Biegung auftretenden größten Eckspannungen wegen der Abtragung der Spannungsspitzen im plastischen Bereich des Betons und auch des Stahles bei gleicher Sicherheit gegen Bruch höhere zulässige Beanspruchungen festzusetzen. Es ist zu hoffen, daß bei der Neufassung der Deutschen Bestimmungen für Eisenbeton diesem Umstände Rechnung getragen wird. Die Voraussetzung für die Anwendung solcher höherer Beanspruchungen ist aber ein einwandfreier Spannungsnachweis. Das angegebene Verfahren zeigt den Weg, diesen Spannungsnachweis zu führen, da es so allgemein gehalten ist, daß es bei jeder Querschnittsform und beliebigem äußeren Kraftzustand verhältnismäßig rasch zum Ziele führt.

Literarnachweis.

1. Bayerl: Doppelt ausmittigt beanspruchte Eisenbetonquerschnitte bei Ausschluß der Betonzugspannungen. Bauing. 16 (1935) S. 501.
2. Nolte: Beitrag zur Berechnung von Eisenbetonquerschnitten auf schiefe Biegung mit und ohne Normalkraft. Bauing. 17 (1936) S. 413.
3. Werner und Klingberg: Berechnung von rechteckigen Eisenbetonquerschnitten, die von nicht-axialen Biegemomenten beansprucht sind. Beton u. Eisen 37 (1938) S. 377.
4. Fischer: Über die Bemessung des Eisenbetonrechteckquerschnittes im Falle schiefer Biegung. Beton u. Eisen 38 (1939) S. 49.
5. Rousopolos: Die allgemeine Lösung des Problems des exzentrisch beanspruchten Eisenbetonquerschnitts. (Schiefe Biegung mit Axialkraft.) Beton u. Eisen 38 (1939) S. 79.
6. Hahn: Calcul des sections rectangulaires en béton armé soumises à la flexion déviée simple. Techn. d. Trav. 15 (1939) S. 272. Während der Drucklegung erschienen:
7. Löser: Spannungen in Rechteckquerschnitten infolge einer beliebig gelegenen Längskraft. Beton u. Eisen 39 (1940) S. 23.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Erfahrungen mit der Röntgendurchstrahlung geschweißter Druckleitungen in der Schweiz.

Über Erfahrungen mit der Röntgendurchstrahlung geschweißter Druckrohrleitungen berichten M. Roš und E. Brandenberger. Diese Röntgenprüfungen erstreckten sich auf fertige Druckrohrleitungen, die einerseits bereits längere Zeit in Betrieb gestanden hatten, andererseits auf solche, die sich im Bau befanden und daher sowohl in der Werkstätte als auch auf der Baustelle der Röntgendurchstrahlung unterworfen wurden. In beiden Fällen handelte es sich um Längs-, Rund- und Spiralnähte der V-, X- und U-Form. Die Durchstrahlung der Rundnähte von innen (Röntgenröhre im Druckrohr, Film außen), wie sie grundsätzlich einer Durchleuchtung von außen vorzuziehen ist, war nur bei den Einzelrohren und dem im Bau befindlichen Rohrstränge möglich, ließ sich jedoch bei einer bereits fertigen Rohrleitung, der zu engen Mannlöcher wegen, nicht durchführen. Der bei der Röntgenprüfung erforderliche Zeitaufwand betrug in Werkstätten, also bei der Prüfung der Einzelrohre oder Einzelschüsse, etwa 1 Stunde je m Nahtlänge. Auf der Baustelle stieg, insbesondere bei schwierigen Geländebedingungen, die für die Röntgenaufnahmen erforderliche Zeit wesentlich an.

Die Versuchsschweißungen und die Schweißarbeiten an den Druckrohren erfolgten unter den gleichen Bedingungen. Von Werkstattnähten kamen vorzugsweise Längsnähte zur Untersuchung, teils bereits am einzelnen Schuß, teils an fertigen Einzelrohren, und zwar sowohl vor als auch nach dem Ausglühen der Rohre.

An Schweißfehlern wurden an Werkstattnähten lediglich untergeordnete Unvollkommenheiten der Schweißungen festgestellt: Poren von geringen Abmessungen und in kleiner Zahl, nur selten zu kleinen Nestern sich häufend; Schlackeneinschlüsse, gleichfalls fast ausnahmslos von geringen Abmessungen. Bindefehler im eigentlichen Sinne waren selten. Hersteller mit und ohne werkseigene Röntgenanlagen konnten Schweißnähte von hervorragender Güte und mit praktisch homogener Beschaffenheit der Naht nachweisen. Im Zusammenhang mit der Untersuchung von Werkstattnähten wurde eine Reihe von Stellen durchstrahlt, an denen vorher Trepanationen entnommen und nachher Blechscheiben eingeschweißt worden waren. Diese Nachschweißungen wiesen stellenweise wesentlich größere Fehlstellen auf als die Naht links und rechts der trepanierten Stelle.

Da die untersuchten fertigen Druckleitungen 1928 bis 1933 hergestellt worden waren, ließ sich die Entwicklung der Güte der Schweißarbeiten an Druckleitungen der letzten Jahre verfolgen. Bei allen geröngten Nähten dieser Rohrleitungen, Werkstatt- und Montagenähten, ist die Anzahl an Schweißfehlern tatsächlich eine wesentlich größere als bei den später hergestellten Rohren. Dabei treten die Fehlstellen durchwegs in gleichmäßiger Weise und Ausbildung auf; es handelt sich also um systematische Schweißfehler, deren Ursache in erster Linie im damaligen Stand der Schweißtechnik und weniger in einer mangelhaften Ausbildung der einzelnen Schweißer zu suchen ist. Werkstatt- und Montagenähte unterscheiden sich voneinander wesentlich hinsichtlich der auftretenden Fehlstellen. Werkstattnähte verschiedener Hersteller waren im Röntgenbild voneinander auf Grund typischer Schweißfehler, die nach Art, Zahl und Größe von Hersteller zu Hersteller wechseln, unschwer zu unterscheiden.

Wie die Untersuchungen weiter zeigten, ist im Laufe der letzten Zeit eine wesentliche Gütesteigerung der Schweißungen eingetreten. Bei zweckentsprechender allgemeiner Anordnung, richtiger Durchbildung der gestaltlichen Einzelheiten, sorgfältiger Vorbereitung und strenger Überwachung der Schweißarbeiten sowie einer hohen Disziplin der Schweißer gelingt es heute auch unter den schwierigsten Montageverhältnissen Schweißnähte herzustellen, die im Röntgenbild als praktisch fehlerfrei gelten können. Die ab und zu feststellbaren Schweißfehler sind von untergeordneter Art und geringer festigkeitstechnischer Bedeutung. Allerdings vermag die Röntgenaufnahme nur eine beschränkte Gruppe von Schweißfehlern aufzudecken, und das völlig fehlerfreie Röntgenbild bietet keine sichere Gewähr für eine fehlerfreie Schweißnaht. Wiederholt wurden mikroskopische Fehler gefunden, die der Röntgendurchstrahlung entgehen mußten, für die Bewertung der Schweißnaht aber weit wesentlicher waren als geringfügige Fehlstellen, wie sie in der Röntgenaufnahme zum Ausdruck kamen. Dieser Umstand spricht gegen die Notwendigkeit und Nützlichkeit einer vollständigen Durchstrahlung der Schweißnähte über ihre ganze Erstreckung. Die stichprobenmäßige Durchstrahlung an frei gewählten Stellen unter Rücksichtnahme auf besondere Schwierigkeiten bei den Schweißarbeiten und besonders hohe Beanspruchungen der Nähte läßt systematische Schweißfehler, die häufig und regelmäßig sich wiederholend auftreten, gleichfalls erkennen.

Die statische Zugfestigkeit von in normaler Lage sowie Überkopf sachgemäß geschweißten Stumpfnähten von 15—45 mm Blechstärke ist praktisch der einachsigen, statischen Zugfestigkeit des Baustahles gleich. Die Bruchdehnung entspricht der vollen Ausnutzung des statischen Verformungsvermögens des Stahlbleches. Von Schweißungen über 50 mm Dicke ist abzuraten.

Die Ursprungsfestigkeit der Stumpfnäht nimmt mit fallender Blechstärke zu. Das Weghobeln, Wegfräsen oder Wegmeißeln und Nachschmirgeln der Oberflächen-Lagen von Schweißnähten zu glatten

Flächen ohne Einbrandkerben erhöht die Ursprungszugfestigkeit bis um etwa 30%. Das glatte Wegarbeiten der letzten Schweißlagen ist sehr empfehlenswert, weil es den Ermüdungswiderstand steigert. Rohre, bei denen die Kaltreckung der äußeren gezogenen Faser mehr als 1% beträgt, sind mit Rücksicht auf die Alterung (Hebung der Streckgrenze, Abfall der Bruchdehnung und namentlich der Kerbschlagzähigkeit) nach erfolgter Schweißung spannungsfrei zu glühen, bei etwa 620°C und mindestens zwei Stunden lang, und sodann langsam abkühlen zu lassen.

Im allgemeinen ist bei Stumpfschweißung, in normaler Lage geschweißt, eine Ursprungszugfestigkeit von 16 kg/mm², Überkopf geschweißt, von 12 kg/mm² zu fordern, wobei das Blech eine Zugfestigkeit von 36—44 kg/mm² aufweist. Bei besonderer Schulung der Schweißer, einwandfreier Blech- und Elektrodengüte, tadelloser Schweißarbeit, schärfster Überwachung der Schweißnähte (auch vermittelt Röntgendurchstrahlung) kann eine Mindestursprungszugfestigkeit von 18 kg/mm² verlangt werden.

Für gut und sicher schweißbare hochwertige und Sonderstähle sind die zu erfüllenden Bedingungen von Fall zu Fall zu vereinbaren. Die heute zur Verfügung stehenden hochwertigen Stähle für den Bau von Druckleitungen mit 42—48 kg/mm² haben eine um nur etwa 10% höhere Ursprungszugfestigkeit.

Bei der Verwendung hochwertiger Stähle ist ein Spannungsfrei-glühen ganzer, in der Werkstätte hergestellter Rohrabchnitte mit folgendem langsamen Abkühlen in ruhiger Luft unerlässlich. Die Montage-Rundnähte bedürfen gleichfalls einer Spannungsfreiglühung. Bei Temperaturen unter +10°C müssen die Werkstattnähte auf handwarm vorgewärmte Bleche aufgebracht werden. Alle diese Maßnahmen bezwecken die Verhinderung der Ausbildung des äußerst spröden martensitischen Gefüges sowie von damit in unmittelbarem Zusammenhang stehenden feinsten Mikrorissen und sodann die Unschädlichmachung der unvermeidlichen inneren (Mikro-, Schrumpf- und Gebilde-) Spannungen.

Bei gestaltlich verwickelten geschweißten Traggebilden ist das Ausglühen über die obere Umwandlungstemperatur zu bevorzugen. Die Kanten von mit Sauerstoff-Azetylen-Flamme geschnittenen Blechen sind zur sicheren Beseitigung von feinen Rissen auf etwa 1—1,5 mm nachzuhobeln. Unter allen Umständen sind zu vermeiden: Endkrater in der Schweißnaht; zu große Breite der Schweißnähte, die, wenn unvermeidlich, durch geeignete Maßnahmen einer allmählichen Verminderung des übermäßigen Nahtquerschnittes behoben werden muß; nachträgliche Ausbesserung von Schönheitsfehlern in der Schweißung durch Auftragen sehr kleiner und dünner Schweißraupen; Schweißen auf kalter Unterlage und Anhäufungen von Schweißnähten. Für die Möglichkeit eines wurzelseitigen Nachschweißens auf der Montage ist unbedingt zu sorgen. Montage-Schweißungen im Rohrinne gegen vorher angebrachte Führungsplatten sind der Rißgefahr wegen zu verwerfen. Die Stellen sind ausreichend groß auszubrechen, damit eine wurzelseitige Nachschweißung der Druckrohre von außen stets möglich ist. [Nach Prof. Dr.-Ing. h. c. M. Roš und Privatdozent Dr. E. Brandenberger: Erfahrungen mit röntgen-durchstrahlten, geschweißten Druckleitungen und deren festigkeitstechnische Sicherheit. Bericht Nr. 122 (1939) der eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Zürich. 26 Seiten.]

A. Leon, Graz.

Eisenbetonbalken mit angeschweißter Schubbewehrung.

Senkrechte Einlagen sind zur Vergrößerung der Scherfestigkeit nach den neueren Ergebnissen der Eisenbetonforschung wenig befriedigend, zumal wenn sie nur lose eingeflochten sind. Daß sie überhaupt genügt haben, liegt an der sehr geringen Scherbeanspruchung, die nach den Vorschriften der Betontechnik zugelassen ist. Die Bedenken gegen die lose eingeflochtenen senkrechten Verbindungen (Abb. 1 rechts) sind folgende: 1. Fehlender Zusammenhang in Richtung des Kräfteflusses, da die senkrechten Stäbe weder mit den Zug- und Druckstäben, noch untereinander verbunden sind; 2. Unfähigkeit, irgendwelche Kräfte vor dem Bruch des Betonbalkens aufzunehmen; 3. Ungenauigkeit bei der Berechnung. Allen diesen Einwendungen und den in der Praxis auftretenden Schwierigkeiten kann man begegnen, wenn man die Querstäbe senkrecht zu den zu erwartenden Bruchlinien im Beton anlegt und fest mit den oberen und unteren Längseinlagen verbindet. Ein noch so festes Umwickeln ist hier nicht ausreichend, es muß die Verbindung durch Schweißen hergestellt werden.

Die hier beschriebenen Untersuchungen erstrecken sich über 10 Jahre, und zwar beginnend mit der Begriffsbestimmung der praktischen Schwierigkeiten, fortlaufend über Schweißversuche an den Einlagen und ihre praktische Bewährung bis zu den laboratoriums-mäßigen Untersuchungen an Modellbalken und Balken natürlicher Größe mit registrierender Aufzeichnung der Meßgrößen (bis zu 30 an jedem Balken). Acht Balken wurden zusätzlich gebrochen, um noch Fragen, die aus früheren Versuchen herrührten, zu klären. Bei allen Versuchen wurden immer zwei Balken gleicher Abmessung verwendet, die sich nur durch die Art der scherfesten Quereinlagen unterschieden (vgl. Abb. 1 links und rechts). Die Probekörper waren 3 m lang und wurden an zwei Stellen außerhalb der Druckzone über den scherfesten Einlagen belastet. Einige Balken wurden auch abwechselnd unter Druck und Zug gesetzt.

Es stellte sich schon gleich heraus, daß die senkrecht eingeflochtenen Scherstäbe praktisch nie vor dem Bruch, die eingeschweißten aber sofort bei der Belastung des Balkens beansprucht wurden. Ein zusammenfassendes Diagramm über die hauptsächlichsten Meßwerte bei den verschiedenen Balkentypen W und V zeigt die Abb. 2, wozu kurz folgendes zu bemerken ist:

Es wird allgemein beobachtet, daß Scherfestigkeitsberechnungen an Betonbalken ungenau ausfallen, weil der Balken unter der Belastung eher Brüche erleidet als die Scherfestigkeit der lose eingeflochtenen Stäbe beansprucht wird, es ist eben keine Beziehung zwischen Belastung und der Wirkung der senkrechten Einlagen vorhanden. Wie aus der Abb. 2 rechts

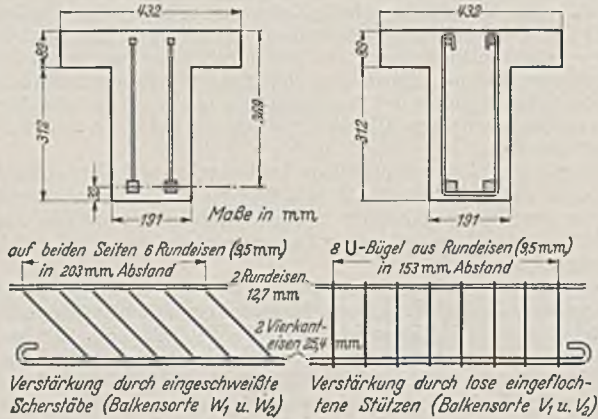


Abb. 1. Anordnung der Eiseneinlagen in den Versuchs-Balken.

hervorgeht, ist die mittlere Spannung in der Schubbewehrung bei den geschweißten Schrägstreben dem Verhältnis von berechneter zu gemessener Beanspruchung viel besser angenähert als die der senkrecht eingeflochtenen Stäbe. Die weiße Fläche des Kurvenblattes bedeutet die Scherspannung, die vom Beton nach den Angaben des Betonausschusses aufzunehmen ist, während die schraffierte Fläche die Scherspannung darstellt, die tatsächlich von den Stahleinlagen aufgenommen wird. Der Unterschied in den beiden schraffierten Flächen ist auffällig. Nicht nur streuen die Werte bei den geschweißten Schrägstreben weniger als bei den senkrecht eingeflochtenen Stäben, sie überlassen auch dem Beton viel weniger Scherbeanspruchung (1,4 mal) als die senkrechten Stäbe etwa 3 mal).

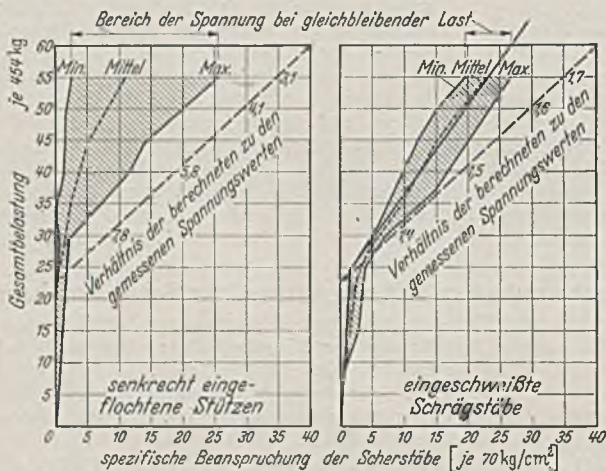


Abb. 2. Scherspannungen abhängig von der Belastung beider Balkensorten.

Für gewöhnlich kann die durch Scherkraft hervorgerufene Durchbiegung des Betonbalkens als zu geringfügig vernachlässigt werden, sie ist nur 5—8% der Durchbiegung bei reiner Biegungsbeanspruchung. Abb. 3 zeigt das Verhältnis der Durchbiegung eines mit eingeschweißten Scherstäben verstärkten Betonbalkens zu einem solchen mit lose eingeflochtenen. Mit anderen Worten, die Schweißung der Schubbewehrung machte den Balken (bis 17%) biegeunflexibler.

Ein weiterer Versuch zur Klärung des unterschiedlichen Verhaltens von eingeschweißter und eingeflochtener Schubbewehrung wurde so angestellt: In einem Betonbalken wurde an der einen Seite die Längseinlage mit eingeschweißten Schrägstreben, an der anderen Seite mit lose eingeflochtenen senkrechten Stäben versehen, und dann der Balken bis zum Bruch belastet. Zuerst lockerten sich die eingeflochtenen Stäbe aus dem Beton, und die Last verschob sich auf die geschweißte Seite, bis auch hier Risse im Beton eintraten. Sie waren an der Seite der eingeflochtenen Stäbe rd. 3,5 mal weiter als an der geschweißten Seite, die Bruchbelastung war an dieser Seite etwa doppelt so hoch wie an der Seite mit eingeflochtenen Stäben. Die Zugbelastung im unteren Längs-

eisen überschritt sogar die Elastizitätsgrenze, ohne daß die Schweißverbindungen zu Bruch gingen.

Für das Einbringen der einzuschweißenden Scherstäbe wurden verschiedene Methoden angewendet (Abb. 4). Methode a ergab bei der äußersten Belastung, daß sie nur von den geschweißten Einlagen übernommen wurde, die sich unter Zersplitterung des Betons aus ihm herauslösten. Methode b, bei der die Scherstäbe doppelseitig angeschweißt wurden, ergab keine Zersplitterung des Betons. Die bei a und b theoretisch erwartete Erhöhung der Druckbeanspruchung in der oberen Balkenfaser ergab allerdings beim Versuch keine außergewöhnliche Konzentrierung des Druckes. Die nach Methode c mit leichter Krümmung eingeschweißten Stäbe bewirken die Verteilung der resultierenden Kräfte über eine größere Betonfläche.

Um die Wirtschaftlichkeit der Betonbalkenverstärkung durch eingeschweißte Schubbewehrung beurteilen zu können, wurden die Kosten für die Herstellung nach Methode b auf zwei verschiedene Weisen entwickelt. Einmal wurden leistungsfähige Unternehmer zur Abgabe eines Kostenschlages für Balkeneinlagen mit geschweißten und geflochtenen Scherstäben veranlaßt, sodann wurden im eigenen Laboratorium die Zeiten beim Schweißen und Flechten ermittelt. Die mit aller Vorsicht aufgemachte Rechnung ergibt, daß die eingeschweißten Scherverbindungen um 10% billiger ausfallen als die geflochtenen, ungerechnet die Ersparnis am Gewicht der Längseinlagen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die geschweißten Einlagen ebenso leicht hergestellt, transportiert und eingebracht werden können, wie geflochtene, und daß sie so genau berechnet werden können wie eine tragende Stahlkonstruktion. Sie erhöhen die Steifigkeit der Betonbalken und die Rißsicherheit, schließlich sind sie billiger als die bisherigen Verfahren.

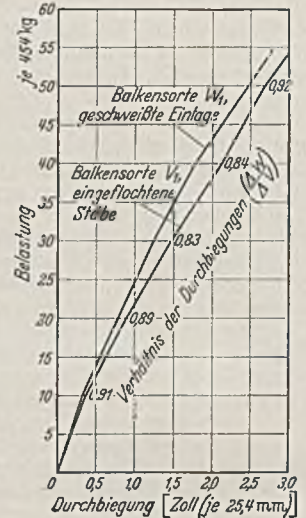


Abb. 3. Vergleich der Durchbiegungen.

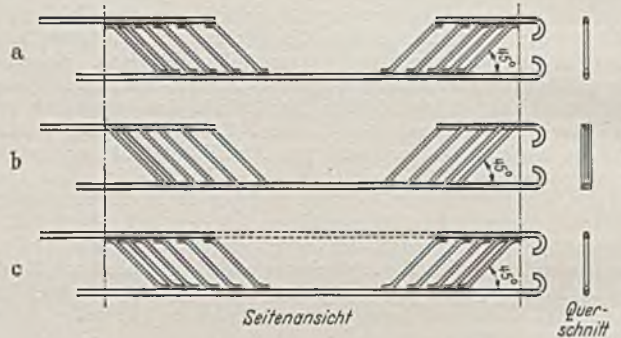


Abb. 4. Herstellungsarten eingeschweißter Schrägstreben.

Obschon die Versuche ziemlich umfangreich angelegt wurden, hält der Verfasser die weitere Forschung in dieser Frage auf Grund praktischer Verhältnisse und bei wechselnden Lasten für nötig. [Nach D. M. McCain: „Welded shear reinforcing for concrete beams“ in Civ. Engng. 9 (1939) S. 418.] W u n d r a m, Hamburg.

Der Bau von Untertunnellen.

In Nordamerika wurde der Bau von Untertunnellen zuerst 1879 in New York versucht, allerdings konnte dieser erste Tunnel unter dem Hudson erst 1905 in Betrieb genommen werden, ihm folgten dann schnell viele andere Tunnel. Die Verwendung des Bohrschildes und eiserner Tunnelringe haben den Tunnelbau wirtschaftlich gestaltet, trotzdem die Löhne der Arbeiter unter Preßluft gewaltig gegen früher gestiegen sind. In den Ver. St. v. A. werden gußeiserne Tunnelringe bevorzugt, deren Breite in Richtung der Tunnelachse ständig gewachsen ist, beim ersten Hudson-Tunnel war sie 610 mm, beim neuesten, dem Queens-Midtown-Tunnel, beträgt sie 820 mm. Gußeiserne Tunnelringsegmente ermöglichen durch ihre Formgebung eine gute Anpassung an die Kurven und Steigung der Tunneltrasse. Ringe aus Baustahl sind billiger in Herstellung und Einbau, noch billiger sind Tunnelwandungen aus Beton in den Fällen, wo man sie anwenden kann.

Die Verwendung des Bohrschildes, das vor über hundert Jahren von dem englischen Ingenieur Brunel erfunden wurde, ermöglichte den größten Fortschritt im Bau von Untertunnellen. Die Aufgabe des Schildes, der einen Eisenzylinder vom Durchmesser des Tunnels mit einer vorderen Schneidkante darstellt, ist die Bodenbesichtigung beim Vortrieb unter vollem Schutz der Arbeiter und die Einbringung der Tunnelwandung ebenfalls im Schutze dieses Schildes.

Hohe Anforderung an die Ingenieurkunst stellt die genaue Führung des Schildes in Richtung der gewählten Tunneltrasse, die mit den geodätischen Hilfsmitteln der Lotung und Nivellierung durchgeführt wird. Die Schildführung ist auch sehr von der Bodenart abhängig; in nicht verformbarem Boden empfiehlt es sich, den Schild ein bis zwei Zoll höher als die Tunnellage zu halten, da der Boden sich hinter dem Schild setzt. Bei weichem Erdreich (Schlamm, weicher Ton u. ä.) muß man den Schild niedriger führen, weil der Boden hinter dem Schild wieder aufquillt. Beim Bau des Hollandtunnels nahm diese Erscheinung ernsthafte Formen an, man half sich dadurch, daß man das Tunnelstück hinter dem Schild beim Vortrieb mit 20% des ausgebrochenen Erdreiches belastete. Eine andere Schwierigkeit beim Bohrschild ergibt sich, wenn beim Vorschieben sein rückwärtiges Ende über den letzteingebauten Ringsegmenten (vgl. Abb. 1) einen ringförmigen Hohlraum freigibt. Dieser muß alsbald ausgefüllt werden, um beim Unterfahren von Häusern und Straßen keine Bodensenkungen zu ergeben und um auch die Preßluftverluste zu verringern. Das Ausfüllen geschieht mit flüssig eingespritztem Beton und feinstem Kies. Erwähnenswert sind einige Angaben über die neuesten amerikanischen Tunnel:

Der Ost-Bostoner Verkehrstunnel (1932 erbaut) führt ganz durch harten Ton, der Bohrschild benötigte keine Brüstung (abnehmbare Verschalung) an der Vorderseite. Luftdruck 1,8 atü, Tunnelringe aus Baustahl. Eine bemerkenswerte Neuerung war hier die Verwendung von Transportbändern zur Wegschaffung des Aushubes vom Bohrschild bis durch die Materialschleusen hindurch, Schleusen und Förderbänder waren doppelt vorhanden und arbeiteten automatisch.

Der Lincoln-Tunnel (1934—37 erbaut) besteht aus zwei Röhren (gußeiserne Ringe) von je 9,5 m äußerem Durchmesser; er führt durch den verhältnismäßig weichen Schlick des Hudsons. Diese weiche Bodenmasse quoll wie Zahnpaste durch den Bohrschild und wurde durch ein kurzes Förderband eine kleine Strecke hinter dem Schild abgeworfen (Abb. 1 links); auf diese Weise blieb dicht hinter dem Schild Platz für den Einbau der Ringsegmente. Ein großer Fortschritt bei diesem Bau war die Einführung einer hydraulischen Dichtnietungsmaschine, die vorne am Schild fahrbar angeordnet jedes Nietloch erreichen konnte. Genaue Messungen ergaben, daß ein hydraulischer Druck von 60 atü eine solche Spannung im Nietschaft ergab (35 kg/mm²), daß ein Nachdichten sich vollkommen erübrigte. Solche Dichtnietmaschinen sind beim Tunnelbau in weichem, wasserdurchlässigen Boden von hohem Wert; sie halfen in diesem Falle mit dazu, den Baufortschritt des Tunnelrohres in den besten Monaten auf 350 m zu bringen.

In Detroit sind in den letzten Jahren zahlreiche Tunnel für die Wasserversorgung und Entwässerung teilweise bis zu 15 m unter der Erdoberfläche verlegt worden. Erwähnenswert dabei ist die folgende Bauausführung: Der Vortrieb wurde mittels Bohrschild von 6,8 m Durchmesser vorgenommen, der zu durchfahrende blaue Ton war so weich, daß er von selbst durch den Bohrschild quoll und mittels Draht in passende Brocken für die abtransportierenden Loren zerschnitten wurde; die Loren wurden in einen Wagenkipper entleert. Gleich hinter dem Schild wurden vorgeformte Betonringsegmente (28 Tage alt) eingebaut, erst weitere 150—250 m dahinter erfolgte die monolithische Auskleidung des Rohtunnels mit Beton. Bei diesem Verfahren konnten dauernd 15 m Vortrieb im 20 stündigen Werktag erreicht werden.

Der Queens-Midtown-Tunnel, der z. Zt. als Fahrzeugdoppeltunnel zwischen Queens und Manhattan unter dem Eastriver erbaut wird, ist der längste Bau in schwierigstem Gelände, da die verschiedensten Bodenformationen vom Sand bis zum harten Gneis durchfahren werden, die alle durch den Schild genommen werden müssen. Bei diesem unzuverlässigen Boden hat es sich als nötig erwiesen, den ungleichen Luftdruck — am Scheitel des Tunnels ist er zu hoch, wenn er dem Wasserandrang auf der Sohle das Gleichgewicht halten soll — durch eine Bedeckung der Arbeitsstelle durch Tonschüttung an Ausbrüchen zu hindern, wobei man eine Tondecke von 2,50 m für einen Luftdrucküberschuß von 0,2 atü für ausreichend hält. Der Queenstunnel hat schon ungewöhnliche Mengen von Tonabdeckung erfordert. Die übliche Ausführung des Bohrschildes teilt durch waagerechte und senkrechte Wände die zu entfernende Vorortfläche in verschiedene Fächer ein, die von den Bergarbeitern abgebaut werden. Das größte so zu bearbeitende Fach liegt in der Mitte unter dem sog. Erektor (Schwenkarm zum Einbauen der eisernen Ringsegmente, vgl. auch Abb. 1 rechts). Zur Beschleunigung des Aushubes wurde im Queenstunnel hier zum ersten Male eine elektrische betriebene Erdschaufel angesetzt, welche den Ausbruch auf ein Förderband warf, das seinerseits immer je vier Loren hinter dem Schild beladen konnte. Auch der Vortrieb des Bohrschildes in einem großen Tunnel wie der Queens-Midtown-Tunnel erforderte neuartige Anbringung der

hydraulischen Preßstempel. Es sind übrigens vier Bohrschilde, je einer von jeder Seite der beiden Rohre vordringend, in Tätigkeit. [Nach Civ. Engng. 9 (1939) S. 153.]
W u n d r a m, Hamburg.

Dock-Tore.

Zu den in den letzten Monaten in dieser Zeitschrift behandelten Docktoren verschiedener ausländischer Häfen fügen wir hiermit eine zusammenfassende Betrachtung über Bau- und Betriebsweise moderner englischer Tore hinzu, wobei es sich um Abmessungen von 15—39 m Einfahrtsbreite und 7,5—16,5 m Wasserstandshöhe handelt, und zwar bei zweiflügligen Stemm-toren. Schleusen- und Docktore haben nicht nur den ruhenden Wasserdruck, sondern auch die Stöße und

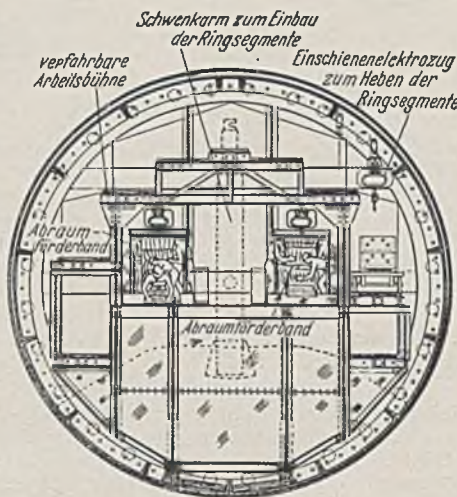
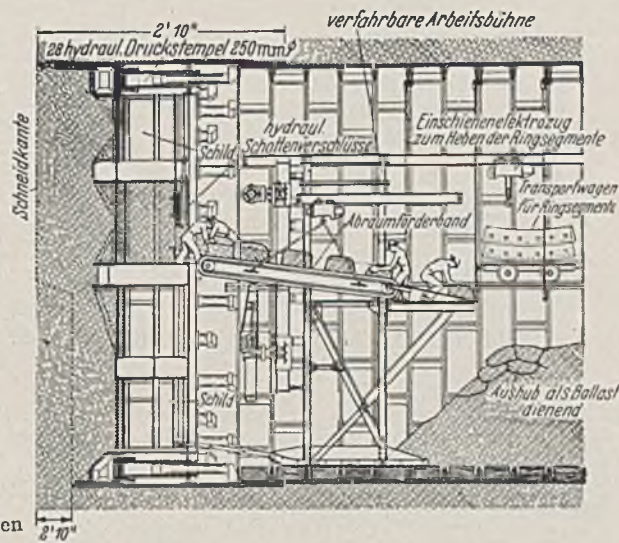


Abb. 1. Bohrschild bei neueren amerikanischen Tunnelbauten.



Verdrehungen infolge des Betriebes auszuhalten, Verschleiß und Korrosion sind bedeutend, zumal viele ihrer Teile der Unterhaltung schwer zugänglich sind und eine Herausnahme der Tore für Überholungszwecke eine sehr kostspielige Sache ist, die höchstens alle 10 Jahre vorgenommen werden sollte. In vielen Fällen halten Tore auch 15—20 Jahre ohne Grundüberholung aus. Um dies zu erreichen, ist allerbeste Konstruktion und sorgfältigste Ausführung unerlässlich. Baustoffe sind Träger und Bleche aus Stahl (Schweißstahl wird in England hierfür seit 1914 nicht mehr verwendet), dazu kommt Holz, das senkrecht an Drehangeln und Stemmkannten und waagrecht beim Anschlag gegen den Torsüll zum Abdichten dient. Die übliche Konstruktion besteht aus mehreren waagerechten Rippen, die von senkrechten Schottwänden durchsetzt werden, so daß sich daraus zusammen mit der Außenhaut aus Blechplatten verschiedene wasserdichte Zellen ergeben, die durch Einfüllen von Luft oder Wasser Gewicht und Auftrieb regeln.

Folgende Verhältnisse sind bei den Hauptabmessungen üblich: Spannweite zwischen Drehangeln zur Höhe über Schleusensüll etwa wie 5 oder 4 : 1. Breite der Torflügel zu ihrer Länge etwa wie 1 : 5 bis 12, wobei die kleinen Breitenmaße nur dann vertreten werden können, wenn die Nischen zur Aufnahme der geöffneten Flügel nicht mehr Platz erlauben. Die größten Breitenmaße kommen in Frage, wenn anders nicht genügend Luftraum zum gewichtsausgleichenden Auftrieb geschaffen werden kann. Die Luftkammern sollen nach Möglichkeit weit unter der Wasseroberfläche liegen, damit sie nicht durch Kollision gefährdet werden. Die Breite der Tore an der Drehangel sowohl wie an der Stemmkannte muß groß genug sein, um hier bequem die Holzpfosten anbringen zu können. Bei Einfahrtsbreiten von 15—39 m ergeben sich Holzstärken für die Angelpfosten von 500—1200 mm Durchmesser und für den Stempfpfosten von 225×375 bis 300×675 mm. Demgemäß sind die Torbreiten an der Angelseite und Stemmkannte etwa von 500—850 mm. Das Anschlagholz am Schleusensüll ist bei den genannten Einfahrtsbreiten zwischen 250×275 bis 450×375 mm stark. Die Torhöhe soll so bemessen sein, daß der oberste Horizontalträger mindestens 600 mm über dem höchsten Wasserstand liegt. Da die Luftkammern bei ihrer Lage unter Wasser selten der Kollisionsgefahr ausgesetzt sind, so erübrigt es sich meist, die Zellen, die sich durch die senkrechten Schottwände ergeben (2—5 je Flügel bei den vorerwähnten Einfahrtsbreiten), noch in weitere wasserdichte Räume zu unterteilen.

Gewicht und Auftrieb der Tore soll soweit ausgeglichen sein, daß nur ein Mindestmaß an Bewegungswiderstand und Beanspruchung von Angeln und Verankerungen auftritt, bei ruhigem Wasser wird man mit 5%, bei Toren, die dem Wellengang ausgesetzt sind, mit 10% Übergewicht rechnen können. Bei diesen geringen Grenzwerten muß man natürlich die Gewichtsrechnung sehr sorgfältig durchführen, am besten graphisch. Für die Berechnung des Bewegungswiderstandes entwickelt der Verfasser eine Gleichung mit den maßgebenden Faktoren und zeigt zwei Diagramme, eins für ein geöffnetes Tor für 24 m Einfahrtsbreite und eins für ein geschlossenes bei 30 m Gesamtbreite. Der Reibungskoeffizient von Grünholz gegen Granit (am Angelpfosten) be-

trägt im geschlossenen Torzustand etwa 0,35, im geöffneten 0,2—0,15; sind Angelpfosten und Hohlkehle beide aus Holz, so sinkt der Koeffizient auch bis auf 0,1. Für die Gewichtsrechnung der Torflügel wird ebenfalls eine vereinfachte Formel angegeben, desgl. für die Wasserverdrängung. Folgende Gewichtsverteilung entspricht den praktischen Verhältnissen: Stahlkonstruktion $81 \pm 3\%$, Ausrüstungsteile an Guß- und Schmiedeeisen, Rohrleitungen, Schieber $4 \pm 1\%$, Holzwerk $12 \pm 2\%$, Farbanstrich u. ä. $3 \pm \frac{1}{2}\%$. Eine Zusammenstellung von 8 Docktoren, welche die Great Western-Eisenbahngesellschaft in Südwaes zwischen 1914 und 1939 erbauen ließ, entnehmen wir aus den vielen Angaben

Als Faustformel für den Radius des durch die drei vorbenannten Punkte gehenden Bogens wird $R = \frac{L^2}{2V}$ angegeben, wo L die Torlänge zwischen Angelhohlkehle und Stemmante, V die Pfeilhöhe von Mitte Stemmante über der Verbindungslinie der beiden Hohlkehlmitten bedeutet. Zug-, Druck- und Scherkräfte werden wie üblich ermittelt; die Druckbeanspruchung in den Platten soll 530 kg/cm^2 , die Scherbeanspruchung 420 kg/cm^2 nicht übersteigen. Wenn die Angelpfosten sehr abgenutzt sind, übertragen die waagerechten Torrippen nicht mehr allein den Druck aufs Mauerwerk, sondern die senkrechten Schott- und Zellen-

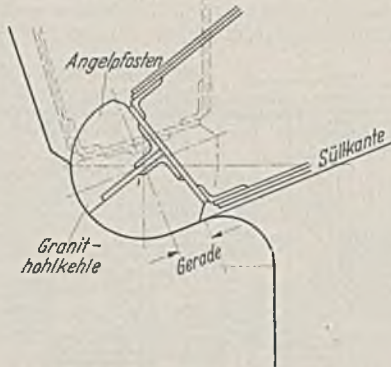


Abb. 1. Hohlkehle mit Angelpfosten eines Docktores.

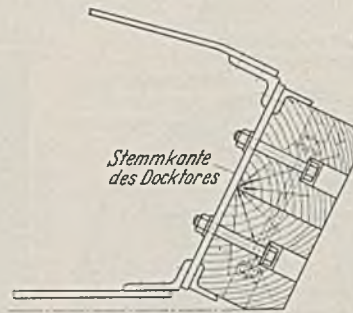


Abb. 2. Holzwerk an der Stemmante eines Docktores.

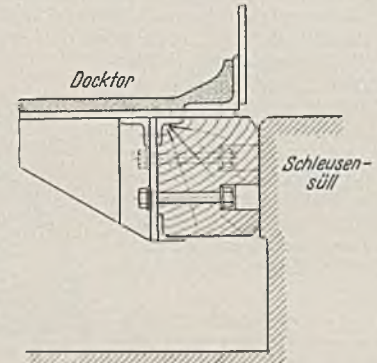


Abb. 3. Anschlagholz an der Unterkante eines Docktores.

nur die Gewichte; sie liegen für jeden Torflügel bei einer Einfahrtsbreite von 33 m zwischen 222 und 294 t, bei 24 m zwischen 151 und 219 t, bei 18 m zwischen 71 und 116 t, bei 15 m bei 43 t. Die Gewichtsunterschiede in den einzelnen Gruppen rühren von verschiedenen Wasserstandshöhen und Ausrüstungen her.

Die Materialstärken sind besonders wichtig bei der Beplattung der Außenwände. Die Berechnung geschieht unter Annahme der allseitigen Einspannung der Platten (an den waagerechten Rippen und senkrechten Schottwänden) und ergibt bei einer zulässigen Beanspruchung von 790 kg/cm^2 folgende vereinfachte Formel: $t = s \cdot H/237$, (Breite) in der t die Plattenstärke in Zoll, s die Länge der kürzeren Platten-

wände werden mitbeansprucht. Sicherheitshalber sind in diesem Falle keine höheren Zug- und Druckbeanspruchungen als 1050 kg/cm^2 und höheren Scherbeanspruchungen als 850 kg/cm^2 zuzulassen. Stegbleche, die mit Wasser in Berührung kommen, sollten nicht unter 11 mm Stärke eingebaut werden.

Die Platten für die Außenhaut der Tore werden möglichst in der vom Walzwerk gelieferten Länge verarbeitet, um an Nietarbeit zu sparen. Statt der Nietung kann auch die elektrische Schweißung angewendet werden. Für die Bemessung der hauptsächlichlichen Träger, Winkel, Stegbleche und Nieten werden in der englischen Quelle zahlreiche Angaben gemacht, auch die Ausführung der Nietarbeiten in Wasser- und Luft-

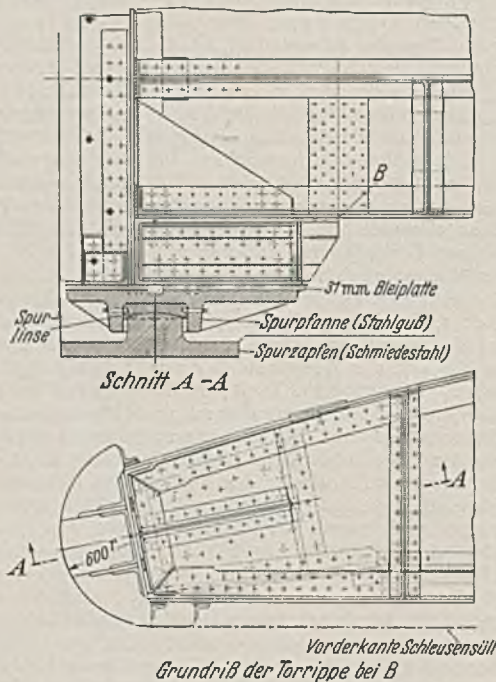


Abb. 4. Unteres Drehlager eines Docktores.

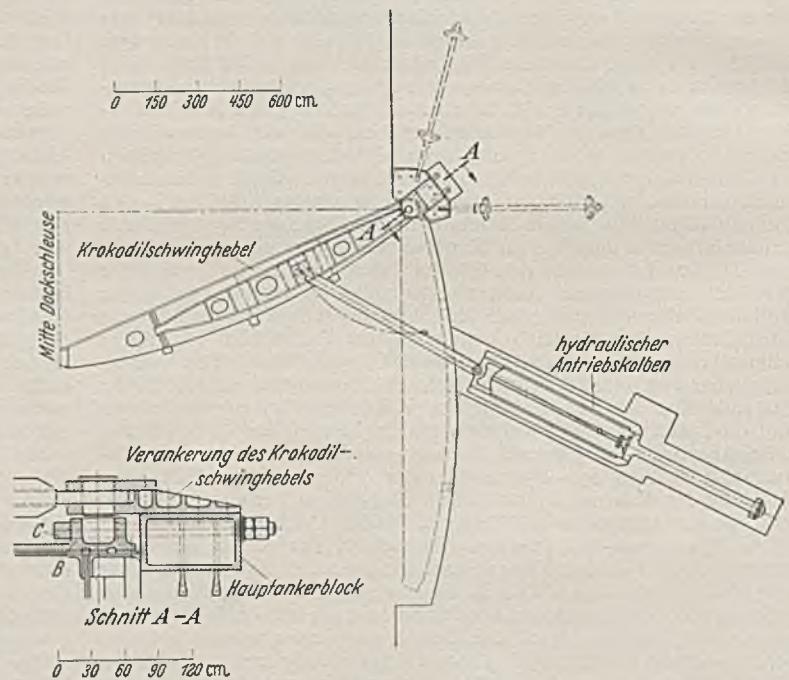


Abb. 5. Oberes Drehlager eines Docktores mit Schwinghebelantrieb.

seite in Zoll und H den Wasserdruck in Fuß über Mitte Platte bedeutet. Für verschiedene Annahmen werden die Ergebnisse in Tabelle und Diagramm aufgezeigt. An Plattengewicht zu sparen, indem man die waagerechten Torrippen näher aneinander rückt, hat keinen Sinn, sofern man unter $s = 800 \text{ mm}$ Plattenbreite geht. Hier wird das Gesamtgewicht wieder größer und die Zugängigkeit zu den einzelnen Fächern erschwert. Außerdem sollte man schon wegen Rostgefahr und anderer Abnutzung nicht unter $\frac{1}{2}$ " Plattenstärke verwenden. Die Berechnung der Horizontalrippen geschieht nach Feststellung des auf sie entfallenden Plattendruckes (Wasserhöhe) wie bei einem an 3 Punkten (Angelhohlkehle — Stemmante — Angelhohlkehle) eingespannten Bogen. Diese statische Unbestimmtheit verlangt bei hohen Toren (etwa wie am Panama- oder Wellandkanal mit je 25 m) schon recht schwierige Rechnungsgänge.

kammern wird genau beschrieben. Wir können an dieser Stelle darüber hinweggehen, weil sie deutschen Ansichten entsprechen.

Das Holzwerk der Angelpfosten, der Stemmante und des Süllanschlages besteht aus Grünholz (greenheart) von Britisch-Guayana, das wegen seiner Festigkeit und Unverwüstlichkeit berühmt ist und das in Längen bis zu 18 m und Stärken bis zu $60 \times 60 \text{ cm}$ erhalten werden kann, kleinere Abmessungen sind indes billiger und leichter zu beschaffen. Der halbrunde Holzpfosten der Angel wird mit dem Tor durch einen angewinkelten Blechsteg verbunden (Abb. 1); überschreitet die Torlänge 14 m, so kommen auch zwei Blechstege in Frage (vgl. Abb. 4 unten). An der Süllanschlagsseite erhält die Kreisform des Holzpfostens eine Abflachung (vgl. Abb. 1), damit sich bei Torschlus eine bessere Druckverteilung ergibt. Die Rundung des Angelpfostens muß sich mit größter

Genauigkeit der Hohlkehle im Mauerwerk einfügen, um höchste Wasserdichtigkeit und beste Druckverteilung zu erreichen. Zu diesem Zweck sind Holz- wie Granitrundung nach Schablone auf eine Genauigkeit von 0,01 mm zu schleifen. Die Holzbohlen an der Stemmkannte werden untereinander und mit dem Torflügel so verbolzt, wie es Abb. 2 angibt. Diese Bohlen sind ebenso wie die Angelposten oben und unten noch durch ein Stahlband mit dem Torflügel zusammengehalten. Das gegen den Schleusensäul anschlagende Dichtungsholz wird ebenfalls mit versenkten Bolzen an die Eisenkonstruktion der Torunterkante angeschlossen (Abb. 3), wegen der gefährdeten Lage erhält der Tragwinkel mindestens eine Stützkonsolle auf den lfd. m. Alles Holzwerk ist auf einer Lage von Mennige und Bleiweiß mit dem tragenden Eisen zu verbinden, die Befestigungsbolzen sollen ebenfalls mit Mennige und Bleiweiß eingesetzt werden, was der Verzinkung vorzuziehen ist.

Spurzapfen und Spurrpflanne am unteren Drehlager (Abb. 4 oben) bestehen am besten aus Stahlguß oder Schmiedestahl mit höherem Kohlenstoffgehalt; Schmiedestahl ist gegen Stoß und Abnutzung am haltbarsten. Zwischen Pflanne und Zapfen wird eine Stahl-Linse eingefügt, in waagerechter Richtung hat der Zapfen in der Pflanne mindestens 30—50 mm Luft, damit bei Abnutzung der hölzernen Angelposten es noch möglich bleibt, das sich diese stramm in die Granit-Hohlkehle der Schleusen- oder Dockwand hineindrücken. Die Befestigung der Spurrpflanne am Torflügel und des Zapfens am Drempeleinfahrt muß mit allergrößter Zuverlässigkeit geschehen, da ein Losewerden eines oder beider Teile zu schweren Betriebsstörungen führt. Hauptursachen für die Lockerung von Zapfen und Pflanne sind die unbeherrschten Kräfte beim achtlosen Steuern des Antriebes aus der Ruhestellung und beim Anschlagen gegen den Schleusensäul, auch zwischen Säul und Anschlagholz gesunkene Teile können Zerstörungen an der Angelbefestigung hervorrufen. Solche außergewöhnlichen Beanspruchungen kann man natürlich nicht in die Berechnung einbeziehen; die in Abb. 4 gezeigten Verhältnisse der Abmessungen haben sich aus der Praxis ergeben, besonders die schwere Kastenkonstruktion, mit welcher die Spurrpflanne an die Torunterkante angeschlossen ist. Die dafür benötigte Scherfläche aller Nieten und Bolzen soll etwa 1,8—2,2 cm² je m² Torfläche betragen. Der Drehzapfen ist mit einer Grundplatte in die Docksohle eingelassen, wo er mit 4—8 starken Bolzen befestigt wird, manchmal vermittelt Bleiblech oder Bleiverguß den Druckausgleich; der Zapfen ist so zu bemessen, daß er das Gewicht des freihängenden Tores mit einer Beanspruchung von 210—280 kg/cm² trägt.

Torantriebe und ihre Verbindungen können nur im Zusammenhang mit ihrer Verankerung behandelt werden. Der ideale Angriffspunkt für die bewegende Kraft liegt im Mittelpunkte der Bewegungswiderstände, d. h. etwa in $\frac{5}{8}$ Höhe unter der Toroberkante und in $\frac{3}{4}$ Länge vom Angelposten entfernt. Diese Verhältnisse gelten allerdings nur für Kettenantriebe, nicht für den wegen seiner Einfachheit weit verbreiteten direkten hydraulischen Antrieb. Hier greift der Antrieb dicht unter der Toroberkante an, wo die Triebstange entweder an der Rückseite des Tores oder bei stärkeren Toren zur Platzersparnis in der Innenkonstruktion befestigt ist. Dieser Antrieb hat allerdings gewisse Nachteile, besonders bei schweren Toren, die auf Stützrollen laufen und infolgedessen in der oberen Drehzapfenlagerung Luft haben müssen. Hier erzeugt der direkte Antrieb starke Stöße und Abnutzung. Abhilfe gegen diese Mängel bringt der sog. Krokodilschwinghebel, wie ihn Abb. 5 zeigt; oberhalb des Tores ist dieser Hebel besonders verankert, in seiner Mitte greift die hydraulische Triebstange an, während das Hebelende die Kraft erst mittelbar in $\frac{2}{3}$ Torlänge auf das Tor selbst abgibt. Auf diese Weise werden Stöße auf die Lagerung der Drehangel stark abgeschwächt und damit auch der Verschleiß der Angelposten. Zur weiteren Stoßverminderung soll der Antrieb (durchweg mit Wasserdruck von 50 atü) nicht überdimensioniert sein, obschon natürlich für erschwerende Umstände eine gewisse Kraftreserve vorhanden sein muß. Für die Kolbenbemessung wird eine Faustformel angegeben. Praktisch liegt die Zeit des Toröffnens zwischen $1\frac{1}{2}$ und 2 Min., wobei es sich empfiehlt, mit verringerter Geschwindigkeit in die Endstellungen einzufahren.

Ob Tragrollen bei stählernen mit Luftkammern versehenen Docktoren nötig sind oder nicht, ist eine seit 60 Jahren immer wieder auftauchende Streitfrage. Für den Gebrauch von Tragrollen wird angeführt, daß man mit ihnen immer einen dichten Schluß an den Stemmkannten der Tore einstellen kann unabhängig von der Abnutzung der Drehangel, ferner, daß sie bei gleichem Wasserstand vor und hinter dem Tore schwingungsdämpfend wirken, und daß sie das Anschlagen gegen den Schleusensäul milderten, wenn Dünung auf dem Tor steht. Gegen die Verwendung von Rollen wird eingewendet, daß sie aus den oben im Abschnitt über den Antrieb angeführten Gründen den Verschleiß der Angelposten beschleunigen, daß ihre Dämpfungswirkung unbeachtlich sei, und daß sie, wenn ihre Rollbahn erst abgenutzt ist, in den Endstellungen bergan zu laufen hätten. Andere Einwendungen beziehen sich auf das Unklarwerden der Rollen und auf die Abnutzung ihrer Bahn, was nur mit hohen Kosten und Betriebsstörungen beseitigt werden könne. Allgemein ist es heute üblich, auf Tragrollen zu verzichten, wenn der Torantrieb mit Sicherheit auf 75% des Gesamtgewichtes gehalten werden kann. Eine vielgebrauchte Rollenkonstruktion zeigt Abb. 6. Die Rollen aus Stahlguß sitzen etwa auf $\frac{1}{5}$ der Länge von den Stemmkannten entfernt in einem Gußeisenrahmen an der Torunterseite, sie können durch eine Schraubspindel, welche bis zur Oberkante des Tores führt, um etwa 50 mm in der Höhe verstellt werden,

wenn es die Umstände verlangen. Die Rollbahn aus gußeisernen Segmenten ist auf Granitplatten mit Bolzen befestigt, Schienenräumer sorgen immer für freie Bahn. Die Anbringung der Rollen unter dem Tor darf natürlich keine Verwindung in die Torebene hineinbringen, im Betriebszustand muß die Trimmelage danach eingestellt werden; besonders bei breiten Toren mit starker Krümmung ist das wichtig.

Der obere Drehzapfen des Torflügels läuft in einem Halslager, welches mit dem Schleusenmauerwerk verankert ist (vgl. Abb. 5 B und C). Bei einem Tor ohne Tragrollen ist das Halslager im ganzen Umkreis geschlossen und am besten mit einer Rotgußbuchse versehen. Es ist an einem gußeisernen Ankerblock befestigt, der seinerseits mit dem Mauerwerk durch Zugstangen und Unterlegplatten verankert ist. Die Zugstangen sitzen je in Richtung der offenen oder geschlossenen Ruhestellung der Torflügel. Bei Toren ohne Stützrollen, die einen genauen Paß-Sitz in der Hohlkehle verlangen, gibt man zuweilen den Zugankern eine gewisse Vorspannung, damit sie nicht nachher durch die Torbelastung gedehnt den Angelposten Luft geben. Wird die ganze Verankerung sehr gut in Beton eingebettet, so hat sich allerdings diese Maßregel als unnötig erwiesen. Der obere Drehzapfen ist hohl und aus Stahl geschmiedet, seine Abmessungen müssen mit dem nötigen Sicherheitskoeffizienten der Belastung entsprechen, die nach folgender Formel

$$= \frac{3WL}{4D} + M$$

ist, wobei W das Gewicht, L die Länge und D die Höhe des Tores ist, M bedeutet den Kolbendruck des hydraulischen Antriebes.

Zubehör. Um die Blechbeplattung der Tore vor Beschädigung durch die Schifffahrt zu schützen, sind ihre Vorderseiten mit starken (30 × 18 cm) Streichbohlen aus getränktem Pitchpine entsprechend zu versehen; ebenfalls erhalten die Tornischen Schutzbohlen, damit die Flügel nach dem Öffnen sich dagegen legen können. Der meist über die Torflügel herüberführende Fußsteig ist mit Hartholz abgedeckt und mit Kettengitter versehen, er darf den Zugang zu den der Aufsicht und Bedienung unterliegenden Teilen nicht hindern. Luft- und Wasserkammern sind mit Mannlöchern versehen; auf den Torboden führt ein Schacht mit Leiter herunter. Rohrleitungen sind für die wasserdichten Zellen vorzusehen, um sie mit Luft oder Wasser zu füllen. Wenn auch die meisten neueren Dockschleusen durch Wasserumläufe im Mauerwerk gefüllt oder entleert werden, so sind doch noch einige Docktore mit Schützen versehen, welche den Spiegelausgleich bewirken. Solche Schützen bestehen aus einem meist viereckigen Stahlgußrahmen, dessen Öffnungsweite eine in Rotgußführung laufende Schieberplatte abdeckt; da sie starkem Verschleiß unterliegen und schwer zugänglich sind, müssen sie entsprechend kräftig ausgeführt werden. Docktore, die schwerem Sturm und Wellengang ausgesetzt sind, erhalten manchmal zusätzliche Not-Tore, die sie im Gefahrfalle schützen und stützen.

Baustoffe und Ausführung sollen höchsten Ansprüchen genügen, alle Stahlarten sind nach den britischen Normalien zu verwenden, die Blechverarbeitung muß den Kesselbauvorschriften entsprechen. Nietlöcher müssen gebohrt werden, Nietung hat hydraulisch, Schweißung nur mit stark umhüllten Elektroden zu erfolgen usw. Dabei ist selbstverständlich eine strenge Bauaufsicht erforderlich. Docktore können entweder aufrecht stehend in der trockenen Schleusen-kammer gebaut werden oder liegend nach Art eines Schiffes auf einer Helling, von der sie vom Stapel laufen können oder mit Hilfe eines Schwimmkranes ins Wasser gesetzt werden, um dann in die richtige Trimmelage gebracht an Ort und Stelle eingeschwommen zu werden. Die Abnahme auf Wasserdichtigkeit muß natürlich vorher erfolgen, auch bevor jedes Holzwerk angebracht ist.

Der Anstrich spielt bei der schwierigen Unterhaltung und Überholung der Docktore die allergrößte Rolle. Die Ergebnisse der britischen Korrosionsausschüsse haben erwiesen, daß erstes Erfordernis beim Stahlschutz die Beseitigung der Walzhaut ist, die am besten mit verdünnter Salzsäure entfernt wird, nach einer gewissen Zeit der Auswetterung sind alle schädlichen Wasserstoffeinschlüsse beseitigt.

Für seewasserbeständige Grund- und Deckanstriche stehen nur etwa 2—4 Sorten zur Auswahl. Nach des Verfassers Meinung ist für Außenteile ein bituminöser Deck- und Grundanstrich empfehlenswert, für Innenwände ein Anstrich mit Teer (wasserfreier Gasteer aus horizontalen Retorten) oder aus mehrfachen Lagen von Mennige oder Bleiweiß. Selbstverständlich darf jeder Anstrich nur auf vollkommen rostfreie und trockene Flächen aufgetragen werden.

Zur Unterhaltung der Tore kann in ihrem Betriebszustand nur wenig geschehen, zumal an den Teilen unter Wasser. Die Tragrollen und das Spurlager müssen von Zeit zu Zeit durch einen Taucher überholt werden, wobei Schraubverbindungen sehr unbeliebt sind und daher möglichst vermieden werden sollten. In dringlichen Fällen kann sogar das Anschlagholz an der Torunterkante durch Taucherarbeit erneuert werden, solche Arbeiten sind allerdings selten ausgeführt

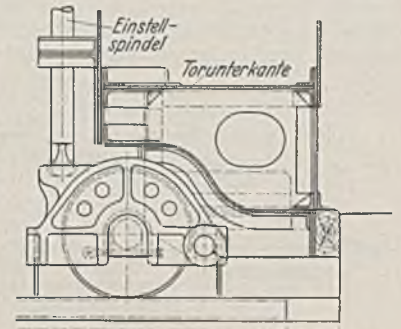


Abb. 6. Tragrolle eines Docktores.

worden. Viel Schaden läßt sich vermeiden, wenn die Schleusenantriebe sicher gestaltet sind und sorgfältig bedient werden. Andere Einflüsse wie Wellenschlag, großer Tidenhub, Rostwirkung des Wassers, Benutzungs häufigkeit u. ä. entziehen sich dagegen der Einwirkung des Ingenieurs und können starke Unterschiede in der Lebensdauer hervorrufen. Diese beträgt im allgemeinen für eiserne Docktore 40 Jahre, doch sind die Erfahrungen darüber noch nicht abgeschlossen; man muß die Tore jedenfalls von Zeit zu Zeit herausnehmen und überholen. [Nach F. M. Easton, „Dock Gates“ in The Structural Engineer, 16 (1938) S. 359.]
W u n d r a m, Hamburg.

Vom Bau des Hansen-Staudammes, des längsten gewalzten Erddammes der USA.

Am Fuße des San Gabriel-Gebirges in Kalifornien wird zur Zeit ein in vieler Hinsicht bemerkenswerter Staudamm errichtet. Es handelt sich um eine Gemeinschaftsanlage der amerikanischen Heeresbauverwaltung und der Hochwasserschutzbehörde von Los Angeles zum Zwecke

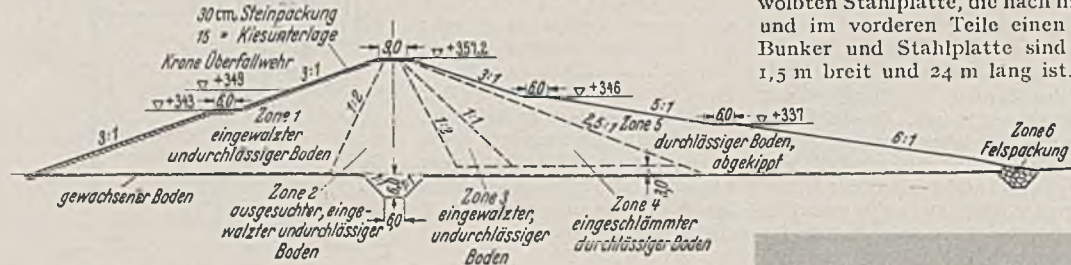


Abb. 1. Hansen-Walzdamm in USA. Querschnitt.

der Abriegelung des Tujung Wash Tales; dieses breite Flachtal, das normalerweise nur von einem kümmerlichen Rinnsal durchströmt wird, ist in seinem etwa 400 km² umfassenden Quellgebiete gelegentlich der Schauplatz verheerender Wolkenbrüche, die den Tujung Wash urplötzlich in einen reißenden Strom verwandeln. Bei derartigen Wolkenbrüchen werden bis zu 80 Mio. m³ den Tujung Wash heruntergepeitscht, die durch die etwa 60 Mio. m³ fassende Talsperre künftig aufgehalten werden sollen. Die für die Bemessung der Entlastungsanlagen maßgebende Hochwasserspitze beläuft sich auf 1800 m³/s.

Der Staudamm ist 37 m hoch und 2800 m lang; sein Querschnitt (Abb. 1) ist insofern bemerkenswert, als er mit seinem filterartigen Auf-

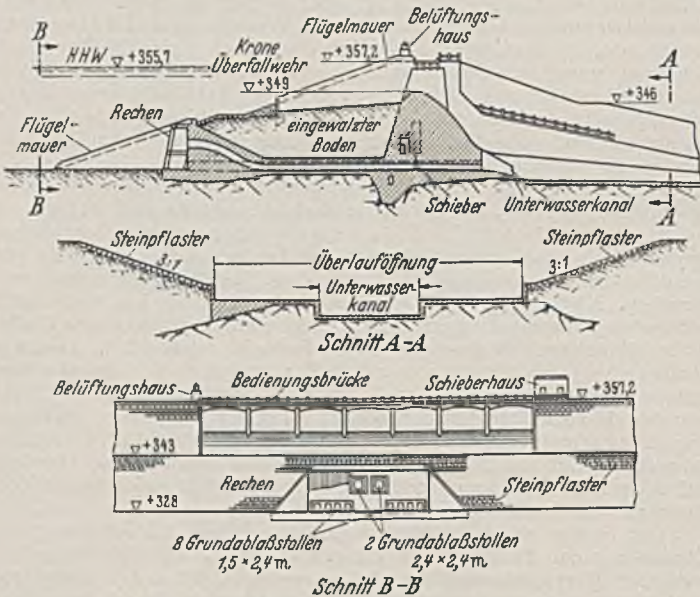


Abb. 2. Hansen-Walzdamm in USA. Hochwasserentlastungsanlage.

bau und der außerordentlich flachen luftseitigen Böschung stark an europäische und insbesondere auch deutsche Ausführungen erinnert. Die Hochwasserentlastungsanlage befindet sich links von der Talmitte; sie stellt ein etwa 90 m langes Überfallwehr dar (Abb. 2), dessen Betonmauer auf einer aus dem Talboden aufsteigenden Felsnase gegründet wurde. Die Hochwasserentlastung verteilt sich zu 350 m³/s auf 10 Grundablaßstollen und zu 1450 m³/s auf das Überfallwehr. Die Leistung des letzteren steigert sich mit abnehmendem Freibordmaß noch beträchtlich; beispielsweise können bei 1,5 m Freibord bereits 2900 m³/s abgeführt werden, so daß man jedenfalls gegen eine schädliche Überströmung des Staudammes hinreichend gesichert ist.

Der Damm ruht praktisch auf dem gewachsenen Boden; es wurde lediglich die oberste Humusdecke in Höhe von etwa 30 cm abgetragen. Bemerkenswert ist die Herstellung der 6 aus Abb. 1 ersichtlichen Damm-

zonen. Die Zonen 1 bis 3 aus dichtem, im Kerne besonders ausgesuchtem Dammboden werden in Lagen von nur 15 cm Höhe eingewalzt; der Feuchtigkeitsgehalt wird dabei so geregelt, daß gemäß dem Proctor-Verfahren ein Optimum an Dichtigkeit erzielt wird. Es sind für jede Lage mindestens 8 Walzgänge mit Schafsfußwalzen vorgeschrieben; die Zahl wird je nach Lage der Verhältnisse noch erhöht und der Zusatzaufwand durch Sondervergütung abgegolten. Die Zonen 4 und 5 aus durchlässigem Schüttgut können in Lagen bis zu 1,20 m Stärke ausgebreitet werden; für Zone 4 ist vor der Verdichtung ein Einschlämmen mit Wasser vorgeschrieben. Die Steinpackung für Zone 6 besteht aus gut abgestuften Felsbrocken von 30 bis 500 kg Gewicht.

Die Herstellung des Hansen-Staudammes erfordert das Einbringen von rund 10 Mio. m³ Schüttgut; um dieses wirtschaftlicher zu gestalten, wurden von seiten des Unternehmers Guy F. Atkinson zwei in Amerika erstmalig verwendete Fördergeräte eingesetzt, die sich in jeder Hinsicht bewährt haben: der Gar-Bro Dragveyor, ein Bunkertaschen-Bandbeschieker, und der Tournapull, eine neuartige Zugmaschine.

Der Bunkertaschen-Bandbeschieker (Abb. 3) ruht auf einer gewölbten Stahlplatte, die nach hinten in eine große Bunkertasche übergeht und im vorderen Teile einen weitausladenden Bandbeschieker trägt; Bunker und Stahlplatte sind je 9 m lang, während das Förderband 1,5 m breit und 24 m lang ist. Das Bunkermaul (Abb. 4) besitzt eine Öffnung von 4,3 m und wird durch Raupendrehkrane beschiekt, und zwar nicht in dem sonst üblichen Kugelbetriebe, sondern ähnlich wie bei

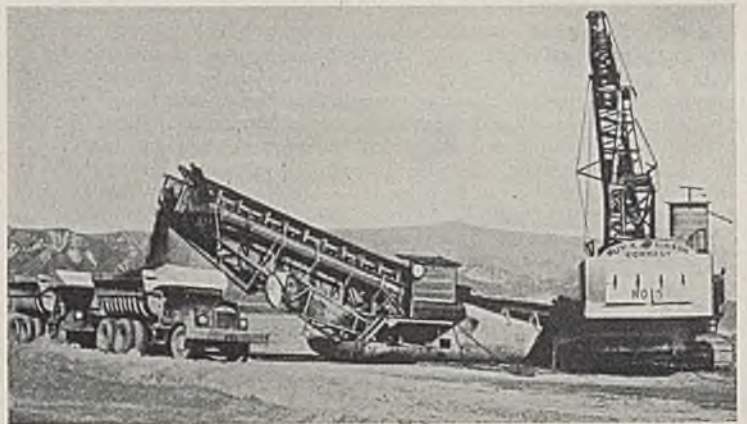


Abb. 3. Hansen-Walzdamm in USA. Bunkertaschenbandbeschieker.

Eimerkettenbaggern durch Schräppkübel, die durch elektrische Kabelwinden die schrägen Böschungen der Entnahmegrube heraufgezogen werden, sich dabei füllen und unmittelbar in das Bunkermaul entleeren. Die Auslegerlänge des Raupendrehkrans beträgt 28 m; sie ermöglicht eine Schräge der Böschungen von 21 m Länge bei einer Entnahmegrubentiefe von 5,5 m; die Kübel fassen 6 m³. Der Raupendrehkran übernimmt gleichzeitig die Fortbewegung des Bandbeschiekers, und zwar automatisch, da beide Geräte durch Zugkabel zwangsläufig miteinander ver-



Abb. 4. Hansen-Walzdamm in USA. Bunkermaul des Bunkertaschenbandbeschiekers.

bunden sind. Zur Bedienung des Bandbeschickers genügt ein einziger Mann (Abb. 4) am äußeren Ende des Förderbandes, das sich mit einer Höchstgeschwindigkeit von 75 m/min bewegt. Angesichts der Größe der Bunkertasche ist die Bandbeschickung unabhängig von der Bunkerbeschickung; sie erfolgt nicht unmittelbar, sondern über einen schweren Rechen, der die Steine aussondert.

Durch die Einschaltung der Bunkertaschen-Bandbeschicker ist in den Entnahmegruben des Hansen-Dammes die Leistung der Raupendrehkrane nahezu verdoppelt worden. Es zeigte sich, daß stündlich etwa

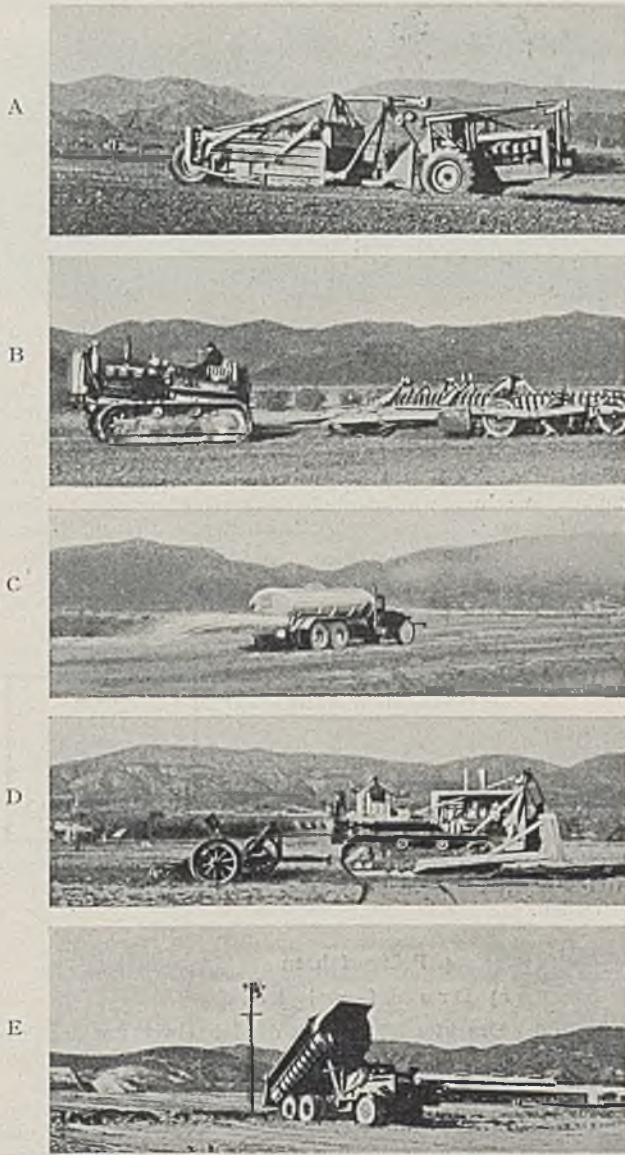


Abb. 5. Herstellung des Hansen-Walzdammes in USA.

34 Wagen mit 12 m³ Inhalt abgefertigt werden können, oder 41 m³/h, was bei drei 7,5 Stunden-Schichten eine Tagesleistung von rund 9000 m³ je Drehkran ergibt.

Abb. 5 vermittelt ein anschauliches Bild von der Herstellung des Erddammes. Bild A zeigt einen mit Schrapper bezeichneten Verteiler mit einem Ladevermögen von 20 m³, Bild B eine Schafsfußwalze in Tripelanordnung, Bild C einen Anfeuchtungswagen, Bild D eine Wiederaufrauhmaschine. Bild E zeigt einen 12 m³ Kippwagen für die Einbringung des Füllgutes der Zone 5, für die sich Ausbreitung und Einwalzung in Lagen erübrigt. [Nach Engng. News Rec. 122 (1939) S. 846 und 123 (1939) S. 10.]
T ö l k e , Charlottenburg.

Schwere Rutschungen des Fort Peck Staudammes kurz vor der Fertigstellung als Folge unzureichender Gründungsmaßnahmen.

Der 67 m hohe und 2700 m lange Fort Peck-Spüldamm im Staate Montana der USA, der im Missouri-Strome eine Talsperre von 24 Milliarden m³ Stauraum schaffen sollte, ist im September vorigen Jahres kurz vor der Fertigstellung durch Abrutschen von rund 4 Mio. m³ eingespülten Dammmassen schwer beschädigt und gefährdet worden; dem Umfange nach ist dies die größte Rutschung, die die an Rutschungen so reiche Geschichte des amerikanischen Dammbaus aufzuweisen hat.

Abb. 1 zeigt die Rutschung im Grundriß, Abb. 2 im Querschnitt und Abb. 3 im Schaubild; wie Abb. 3 deutlich erkennen läßt, ist der im Gleichgewicht gestörte Damnteil nicht einfach herausgerutscht, sondern gleichzeitig, ähnlich dem Vorgange beim Öffnen einer Tür, flügelartig zum rechten Hange hin gedreht worden.

Der Spülteich hatte sich am Unglückstage bereits bis auf etwa 9 m der Dammkrone genähert; die Herstellung war im vollen Gange, und es wurden von den vier Saugbaggern rund 150 000 m³ Dammmasse pro Tag eingespült. In den beiden vorangegangenen Monaten war der Dammkörper um etwa 9 m gewachsen und die Staulöhe in der Talsperre von 6 auf 20 m angestiegen. Keinerlei Anzeichen von Schwäche wurden in dieser Zeit beobachtet und auch die Setzungen längs der nur 12 m unter dem Spülteich liegenden Gleise für den Antransport der Steinbestürzung (Abb. 1) waren in jeder Weise normal. Auch die Spülteichbreite lag stets

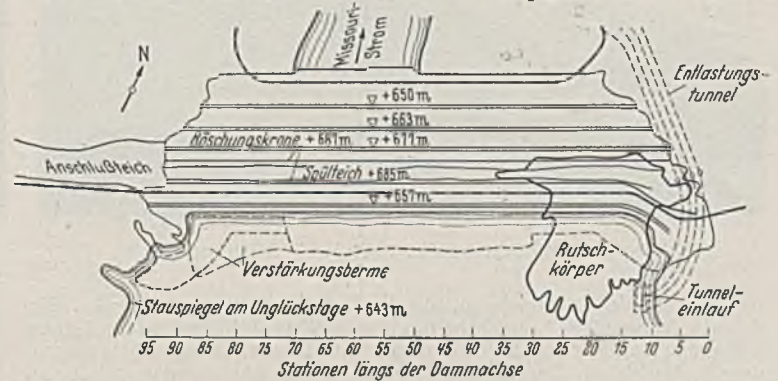


Abb. 1. Rutschkörper des Fort Peck Staudammes im Grundriß.

hart an der inneren Grenze des in der Ausschreibung eingeräumten Spielraumes.

Nach den Augenzeugenberichten begann der Spülteich am Unglückstage plötzlich abzusacken, zuerst langsam und dann immer schneller; zugleich wurden wasserseitig etwa 9 m unter Spülteichspiegel Risse beobachtet, denen sehr bald ein Abrutschen der wasserseitigen Teichböschung folgte. Fast gleichzeitig kam die Hauptmasse des Rutschkörpers in Bewegung und rutschte, wie bereits erwähnt, flügelartig ab. Nach Aussage der Besatzung eines an der Unglücksstelle im Teich be-



Abb. 2. Rutschkörper des Fort Peck Staudammes. Schnitte bei Station 20 und Station 58.

findlichen Pumpbootes schienen die Füllmassen in einem großen Loch zu verschwinden, das sich immer mehr in Richtung auf das Boot vergrößerte; als es dieses erreicht hatte, kippte das Boot nach vorn und verschwand. Von den 180 an der Unglücksstelle beschäftigten Arbeitern wurden 34 mit fortgerissen und 8 getötet.

Die zur Untersuchung der Ursachen eingesetzte Neunerkommission von Ingenieuren und Geologen kam zu der eindeutigen Feststellung, daß die Rutschungen durch unzulängliche Gründungsverhältnisse hervorgerufen wurden. Der Scherwiderstand des im Talgrunde liegenden durchnäßten Schiefertones reichte nicht aus, um die vom Dammkörper auf den Baugrund ausgeübten Scherkräfte zu übertragen. Dabei wurde die Ausdehnung des Rutschkörpers im wesentlichen durch eine teilweise Wasser-sättigung der abrutschenden Massen bedingt.

Für die Wiederherstellung empfiehlt die Neunerkommission gemäß Abb. 2 einen straff gehaltenen Tankern aus eingewalztem Gletschertorn, 15 m an der Aufsatzstelle und 5 m an der Krone breit; die Verbindung von neuem und altem Kern soll eine Spundwand übernehmen. Für die Auskofferung beiderseits des neuen Kernes wird Einbringung im Spülverfahren oder Walzverfahren freigestellt. Zur Verminderung der Scherkräfte soll die Böschung von 1 : 3,5 an der Krone allmählich auf 1 : 2,3 an der Sohle abnehmen. Außerdem sollen im wasserseitigen und luftseitigen Dammkörper Sohlenwasser- und Innendruck-Meßrohre heruntergebracht werden; wo diese Dränmaßnahmen wünschenswert erscheinen lassen, werden Dranschächte empfohlen. Bereits vorhandene Kontrolllöcher sollen mit durchlässigem Füllgut ausgekoffert werden. Auf eine Beseitigung von zerfallenem Schiefertorn am östlichen Widerlager soll verzichtet werden, nachdem Scherversuche und Stabilitätsrechnungen gezeigt haben, daß die vorgeschlagene wasserseitige Ausweitung der Böschung eine hinreichende Sicherheit gewährleistet.

Bezüglich des unbeschädigt gebliebenen Dammkörpers rät die Kommission ebenfalls zu einer Verstärkung, und zwar in Gestalt einer 120 m breiten Berme gemäß Abb. 2 (unten), die nach dem Spülverfahren hergestellt werden soll.

Eines der Kommissionsmitglieder, Th. Merriman, bezeichnete die vorgeschlagenen Wiederherstellungs- und Verstärkungsmaß-

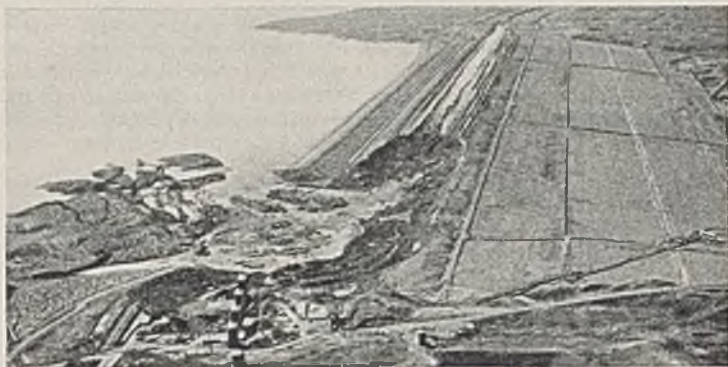


Abb. 3. Rutschkörper des Fort Peck Staudammes.

nahmen als nicht ausreichend, um die Sicherheit zu gewährleisten. Er sieht in der weichen Konsistenz des durchnässten Schiefertones auf einer Unterlage von hartem Blauton schwere Gefahren, insbesondere wegen der Schlüpfrigkeit der in der Trennfläche zu erwartenden Klailage; ferner weist er auf den in Rissen und Spalten unausbleiblichen Innenwasserdruck hin. Merriman verlangt wesentlich weitergehendere Wiederherstellungsmaßnahmen, wie z. B. eine völlige Ansräumung der durchnässten Tonmassen im Bereich der Widerlager und der Rutschfläche.

Außerdem fordert er eine Herabsetzung der Stauhöhe um 15 m. Ein weiteres Mitglied der Kommission, Prof. W. J. Mead, ist der Auffassung, daß der Nutzen der Stauanlage zu gering ist, um das Risiko ihrer Wiederherstellung zu rechtfertigen.

Wie Abb. 4 zeigt, ist die Wiederherstellung und Verstärkung des Fort Peck-Staudammes in vollem Gange, und zwar im wesentlichen nach den Vorschlägen der Kommission. Der neue Tonkern wird in Lagen von 20 cm Stärke durch Schafsfußwalzen und Riffelwalzen ver-



Abb. 4. Wiederherstellung und Verstärkung des Fort Peck Staudammes.

dichtet; ein seitliches Einspülen von altem Hangmaterial sorgt für eine innige Verbindung zwischen Kern und Dammkörper. In der Rutschzone erfolgt die Wiederherstellung, wenigstens wasserseitig vom Tonkern, nach dem Spülverfahren (Abb. 4), wobei ein Pumpboot die Abführung des überschüssigen Wassers vornimmt; im letzten Stück, wo der Teich für ein Pumpboot zu schmal wird, wird die Wasserabführung durch einen Schachtüberlauf besorgt. [Nach Engng. News. Rec. 122 (1939) S. 647.]
T ö l k e, Charlottenburg.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

<p style="font-size: 24px; margin: 0;">Mauerziegel (Backsteine)</p>	<p style="font-size: 12px; margin: 0;">Noch nicht endgültig!</p>	<p style="font-size: 18px; margin: 0;">DIN</p> <p style="font-size: 18px; margin: 0;">105</p> <p style="font-size: 12px; margin: 0;">Neufassung</p>
---	--	---

1. Begriff

Mauerziegel sind gebrannte Erzeugnisse, die aus Lehm, Ton oder tonigen Massen auch unter Zusatz von Sand, Tonmehl, gebranntem Ton oder anderen geeigneten Magerungsmitteln geformt sind und den nachfolgenden Bedingungen entsprechen.

2. Gestalt

Mauerziegel müssen die Gestalt eines von Rechtecken begrenzten Körpers haben. Das Reichsformat (RF) hat die Abmessungen 25 cm Länge, 12 cm Breite und 6,5 cm Höhe.

Abweichungen vom Reichsformat — z. B. Hamburger und Klosterformat — sind zulässig, wenn das Reichsformat wegen örtlicher Gewohnheiten oder Sondereigenschaften des Ziegeltones nicht eingehalten werden kann. Auch diese Ziegel müssen die folgenden Bedingungen der Norm erfüllen.

Abweichungen von den Abmessungen der Mauerziegel sind bis zu 10 mm in der Länge, 5 mm in der Breite und 3 mm in der Höhe zulässig.

Die Länge wird gemessen an 2 mal 4 wahllos aneinandergelegten, die Breite und Höhe an je 10 an- und aufeinandergelegten Ziegeln. Die aus den ermittelten Maßen errechneten Abmessungen für den Einzelziegel müssen in den festgelegten Grenzen für die Abweichungen liegen.

3. Arten und Eigenschaften

Art	Druckfestigkeit (trocken)		Wasser- aufnahme Mittelwert Gewichts- %	Frostbeständig- keit
	Mittel- wert kg/cm ²	Kleinster Einzel- wert kg/cm ²		
Wasserbauklinker .	350	300	4	gefordert
Mauerklinker . . .	350	300	6	gefordert
Hartbrandziegel . .	250	200	12	gefordert
Mauerziegel Mz 150	150	120	8	(nur für Vor- mauerungs- ziegel gefordert)
Mauerziegel Mz 100	100	90	8	

Zeichenerklärung: ≤ gleich oder kleiner, ≥ gleich oder größer.

Noch nicht endgültig!

DIN
105
Neufassung

Ziegel, die die für Mauerziegel Mz 100 vorgeschriebene Druckfestigkeit im Mittel nicht erreichen, dürfen nicht als Mauerziegel (Backsteine) bezeichnet werden.

4. Prüfverfahren

a) Druckfestigkeit

Als Maßstab der Druckfestigkeit dient der Mittelwert aus der Prüfung von zehn Ziegeln gleicher Art, die dem Durchschnitt entsprechen, und in folgender Weise geprüft sind:

Geprüft werden zehn Ziegel. Die Ziegel werden quer zur Länge gehälftet, die Hälften mit Zementmörtel aus ein Raumteil Zement und ein Raumteil Sand zu würfelförmigen Körpern knirsch aufeinander gemauert und die der Mauerfuge gleichlaufenden Druckflächen des Körpers mit ebensolchem Mörtel abgeglichen. Den Abgleichschichten und der Fuge muß bis zur Prüfung ausreichende Zeit (im allgemeinen sieben Tage) zum Erhärten und Austrocknen gelassen werden. Zu schnelle (künstliche) Trocknung ist schädlich und veranlaßt häufig Rissigwerden, Verziehen oder Abblättern der Abgleichschichten. Die Prüfkörper werden dann in einer Prüfmaschine, die den Anforderungen nach DIN 1604 genügen muß, mit einer Laststeigerung von 5—6 kg/cm² je sec bis zum Bruch belastet.

b) Wasseraufnahmefähigkeit

Zehn Ziegel werden so lange bei etwa 110° getrocknet, bis das Gewicht sich um nicht mehr als 2 g je Tag ändert. Nach Bestimmung des Trockengewichtes werden sie frühestens 12 Stunden nach der Entnahme aus dem Trockenschrank zunächst bis zu etwa 1/2 ihrer Länge aufrecht in Wasser von Zimmertemperatur gelagert (Beginn der Wasserlagerung), nach Ablauf von zwei Stunden wird das Wasser bis zu 3/4 der Ziegelhöhe aufgefüllt, und nach 22 Stunden werden sie völlig unter Wasser gesetzt. Nach Ablauf von insgesamt sechs Tagen seit Beginn der Wasserlagerung werden die Ziegel wieder gewogen.

Bei Bestimmung der Naßgewichte werden die Proben oberflächlich abgetrocknet. Dies geschieht durch Abtupfen mit einem ausgedrückten Schwamm oder Lappen.

Die Wasseraufnahmefähigkeit wird in % auf 1/10 gerundet, bezogen und auf das Trockengewicht angegeben.

c) Frostbeständigkeit

Zehn Ziegel werden nach Abschnitt „Wasseraufnahme“ mit Wasser getränkt, in einem abgeschlossenen Luftraum von mindestens $\frac{1}{2}$ m³ 25 mal der Frostwirkung bei mindestens — 15° vier Stunden lang ausgesetzt und nach jedesmaligem Gefrieren in Wasser von Zimmerwärme aufgetaut.

Mauerziegel, die nach Abschnitt „Arten und Eigenschaften“ frostbeständig sein müssen, dürfen hierbei keine Absplitterungen zeigen.

In Zweifelsfällen gibt der Abfall der Druckfestigkeit der ausgefrorenen, wieder lufttrockenen Ziegel gegenüber der Druckfestigkeit der lufttrockenen einen Anhalt für die Beurteilung der Frostbeständigkeit.

Erläuterungen

zur Neufassung des Normblattes DIN 105
„Mauerziegel (Backsteine)“.

Die 2. Ausgabe des Normblattes DIN 105 ist im Februar 1936 herausgekommen. Die Absicht, den Normen über Vollziegel auch Normen über Lochziegel anzugliedern, konnte damals noch nicht verwirklicht werden. Die Arbeiten konnten jetzt soweit gefördert werden, daß der Entwurf zur Kritik veröffentlicht werden kann. Es erwies sich aber als zweckmäßig, die Lochziegelnormen nicht in DIN 105 einzuarbeiten, sondern hierfür ein besonderes Normblatt zu entwickeln. Die Verhandlungen wurden unter der Obmannschaft der Herren Professor Dr.-Ing. Herrmann und Dipl.-Ing. Albrecht geführt. Der Entwurf konnte sich weitgehend an den Erlaß des Preuß. Finanzministers vom 2. Juni 1937 über Wandbauweisen aus Ziegelhohlsteinen und den entsprechenden Erlaß des Reichsarbeitsministers vom 30. Juni 1938 anlehnen, stellt aber dennoch einen Schritt darüber hinaus dar. Der Entwurf DIN E 4151 „Lochziegel für belastetes Mauerwerk“ wird in einem späteren Heft dieser Zeitschrift erscheinen.

Die Behandlung dieses Entwurfes gab Gelegenheit, auch das Normblatt DIN 105 „Mauerziegel (Backsteine)“ neu zu fassen, und in seinem Aufbau an den Entwurf „Lochziegel“ anzugleichen. Abgesehen von mehreren redaktionellen Änderungen enthält die Neufassung des Normblattes DIN 105 gegenüber der letzten Ausgabe einige Änderungen, die von besonderem Interesse sein dürften.

Auf Wunsch des Vertreters der Ostmark wurde das dort übliche Kurzzeichen für Reichsformat „RF“ übernommen. Die frühere Bezeichnung „Reichsmaß“ ist daher im Normblatt DIN 105 unter „Gestalt“ gestrichen und durch „Reichsformat“ ersetzt worden.

Da in der Klassifizierung der Ziegel nach Mauerziegeln 1. Klasse und Mauerziegeln 2. Klasse eine Bewertung des Ziegelmaterials gesehen wird oder doch werden kann, die keineswegs beabsichtigt war, wurde in der Neufassung bewußt der Begriff „1. Klasse“ und „2. Klasse“ fallengelassen und durch die Bezeichnung „Mz 150“ und „Mz 100“ ersetzt. Die Zahlen 150 und 100 bedeuten die mittleren Druckfestigkeitswerte. In gleicher Weise ist man vor Jahren bei der Bezeichnung von Stahlsorten verfahren. Die Begriffe „St 37“ und „St 52“ haben sich überall gut eingeführt und werden auch überall verstanden. Es ist zu hoffen, daß das auch bei der jetzt gewählten Bezeichnung der Mauerziegel der Fall sein wird.

Als wichtige Änderung gegenüber der letzten Ausgabe des Blattes DIN 105 ist auch auf die Änderung des Grenzwertes für die Wasseraufnahme der Hartbrandziegel zu verweisen. Die Prüfungsergebnisse der letzten Jahre haben gezeigt, daß etwa die Hälfte der Ziegel mit Hartbrandfestigkeit eine höhere Wasseraufnahmefähigkeit als 8% aufwies. Da die Forderung nach Frostbeständigkeit bestehen bleibt, und ein Hartbrandziegel mit einer Wasseraufnahmefähigkeit von 12% auch frostbeständig sein kann, wurde die obere Grenze der zulässigen Wasseraufnahme von 8 auf 12% erhöht.

Um auch die neuesten Erfahrungen zur Bestimmung der Frostbeständigkeit für das Normblatt DIN 105 auszuwerten, wurde eine besondere Kommission vom Deutschen Normenausschuß beauftragt, unter Auswertung früherer Gemeinschaftsversuche der Frage nach weiterer Durchbildung des Verfahrens zur Bestimmung der Frostbeständigkeit nachzugehen. Auf Grund dieser Arbeiten wird die Vorschrift für die Ausführung der Frostbeständigkeitsprüfung im Normblatt DIN 105 später neu gefaßt werden.

Etwaige Änderungswünsche zu dem Entwurf DIN 105 „Mauerziegel (Backsteine)“, 3. Ausgabe 1940, sind bis zum 1. Juni 1940 in doppelter Ausfertigung an den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 40, einzusenden.

Holzschutz.

In der 8. Anordnung des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft, veröffentlicht im Deutschen Reichs-Anzeiger und Preußischen Staats-Anzeiger Nr. 20 vom 24. Januar 1940, ist angegeben, daß vielfach Stahlkonstruktionen durch Holzkonstruktionen zu ersetzen sein werden. Der Mehrverbrauch an Nadel-schnittholz für eingesparte Stahlmengen wird besonders kontingentiert. Die Aussicht, daß in nächster Zeit für viele Konstruktionen, die aus Stahl hergestellt wurden, wieder Holz in den Vordergrund rückt, legt die Verpflichtung auf, mit allen Mitteln danach zu streben, das Holz nicht nur baulich richtig auszunutzen, sondern auch die Lebensdauer durch ausreichenden Holzschutz zu erhöhen, also Holz zu sparen.

Wie der ausreichende Holzschutz zu machen ist, ist in dem Merkblatt über den baulichen Holzschutz gegen Fäulnis, das mit Erlaß des Herrn Reichsarbeitsministers vom 15. März 1939, Zeichen: IV c 9 Nr. 8612 c 503 II, empfohlen wurde, gesagt. Der Fachausschuß für Holzfragen beim Verein deutscher Ingenieure und Deutschen Forstverein hat dazu im Jahre 1939 Erläuterungen herausgegeben, die schon an vielen Stellen im Bauwesen angewendet werden. Die Erläuterungen bringen nicht nur das Merkblatt selbst, sondern geben wichtige Hinweise über eine zweckmäßige Durchbildung der Holzbauwerke im Hinblick auf den Fäulnisschutz und über chemische Schutzmaßnahmen. Der Inhalt des Merkheftes muß auch für die erhöhte Verwendung des Nadel-schnittholzes für Bauzwecke als Grundlage dienen. Es wird laufend ergänzt und kann vom VDI-Verlag Berlin bezogen werden.

Baugrundsätze für Betonmischmaschinen DIN 459.

Der Deutsche Normenausschuß, Berlin, hat einen Neudruck des Normblattes DIN 459 „Betonmischmaschinen, Baugrundsätze“ herausgegeben, der gegenüber dem seitherigen erhebliche Erweiterungen aufweist, die im Einvernehmen mit den Fachgruppen „Aufbereitungs- und Baumaschinen“ und „Druckluft und Pumpen“ sowie anderen Stellen eingearbeitet worden sind. Die Mischergößen mit den Fassungsvermögen 375 Liter und 750 Liter sind ausgemerzt worden, obwohl sich viele Firmen für die Beibehaltung aussprachen. Neu aufgenommen sind: Bruttomindestzugkraft der eingebauten Hochbauwinde, Laufrollen für die Beschickungskästen, Bremsbeläge für die Beschickungswinde, Wasserpumpen. Das Blatt ist vom Beuth-Vertrieb, Berlin SW 68, zum Preise von 0,75 RM (ausschl. Versandkosten) zu beziehen.

Norm für Abflußrohre aus dichten keramischen Werkstoffen.

Soeben hat der Deutsche Normenausschuß das Normblatt DIN 4250 „Abflußrohre aus dichten keramischen Werkstoffen“ herausgegeben¹. Diese Norm soll die Einsparung von Eisen fördern, denn an Stelle der gußeisernen Abflußrohre können vielfach in der Grundstücksentwässerung Rohre aus dichten keramischen Werkstoffen verwendet werden. In dem Blatt DIN 4250 sind Außendurchmesser des Rohres, Innendurchmesser der Muffe, Muffentiefe und Muffenspalt festgelegt.

Meldewesen im Bauhandwerk.

Durch Erlaß G. B. I/1123 Reg. des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft sind dem Bauhandwerk folgende Meldungspflichten auferlegt worden:

1. Auftragsmeldung bei Auftragssummen über RM 25 000.—,
2. Baustellenmeldungen, die monatlich zu erstatten sind,
3. Meldungen zur Betriebsstammkarte.

Einzelheiten über die Meldungen, die auf vorgeschriebenen Formblättern zu erfolgen haben, sind aus dem Erlaß zu entnehmen.

¹ Beuth-Vertrieb, Berlin SW 68; Preis 0,75 RM (ausschl. Versandkosten).

BUCHBESPRECHUNGEN.

Seiler, R.: Über die Berechnung schiefer Eisenbetonbalkenbrücken. Mit 19 Abb. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1939. 40 S. Gr. 8°. Preis geh. RM 5,80.

Der Verfasser untersucht die Einspannungen, die die Hauptträger eines schiefwinkligen Trägerrostes infolge der monolithischen Verbindung an den Querträgern erfahren. Es wird hierbei auch der Torsionswiderstand der Träger berücksichtigt. Die klare Darstellung, die sich bei der räumlichen Kräftwirkung mit Vorteil der Momenten- und Verdrehungsvektoren bedient, macht die Überlegungen leicht verständlich. An einigen Beispielen wird gezeigt, daß die bisher meist vernachlässigten Einspannungs- und Torsionsmomente zwar den Verlauf der Biegemomente der Hauptträger wenig beeinflussen, jedoch zusätzliche Schubspannungen sowohl im Hauptträger als auch im Querträger verursachen,

die von gleicher Größenordnung sind wie die aus den Biegemomenten folgenden und daher im Interesse der Rissesicherheit von Eisenbetonbrücken beachtet werden müssen. Auf Grund der Ergebnisse, die die ausführliche Rechnung liefert, wird ein Näherungsverfahren angegeben, das die bei mehr als drei Hauptträgern ziemlich mühselige Rechnung abkürzen soll. Pucher, Berlin.

Chwalla, E.: Die Kippstabilität gerader Träger mit doppelt-symmetrischem I-Querschnitt. Heft 2 der Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues. Herausgeb. vom Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin. Mit 33 Abb. Berlin: Julius Springer, 1939. IV/63 S. Gr. 4°. Preis geh. RM 4,80.

Das Auskippen des doppelt-symmetrischen I-Trägers, über das einzelne Probleme — in der Literatur verstreut — veröffentlicht sind, wird in der vorliegenden Arbeit umfassend behandelt. Die allgemeine Differentialgleichung des Kipp-Problems wird aus den Kirchhoff-Clebschen Gleichgewichtsbedingungen für Querbewehrung in Stegebene und eine gleichzeitig wirkende konstante Normalkraft entwickelt und dabei — wie üblich — die Querschnittsverwölbung angenähert durch die bei der Verdrillung in beiden Flanschen auftretende zusätzliche Biegung berücksichtigt. Der sonst vernachlässigte Einfluß der Hauptkrümmung (infolge Biegung um die X-Achse) wird an einem einfachen Beispiel verfolgt und der von Prandtl für den flanschlosen Träger gemachte Vorschlag aufgegriffen, die Hauptkrümmung für andere Lastfälle durch Einführung einer ideellen Biegesteifigkeit um die Y-Achse zu berücksichtigen. Unter der Annahme Hookeschen Idealbaustoffes werden dann die Kipplasten ermittelt, nachdem zuvor ein Verfahren zu ihrer Abminderung bei Beanspruchungen im unelastischen Formänderungsbereich erläutert ist. Der Verfasser beschäftigt sich eingehend mit den verschiedenen Randbedingungen und erhält die Kipplasten mit Hilfe der Lösungen der Differentialgleichung aus der gleich Null gesetzten Nenner-Determinante. Die allgemeinen Untersuchungen werden durch Zahlenbeispiele und Zahlentafeln ergänzt. Für den unmittelbaren praktischen Gebrauch ist eine Zusammenstellung der kleinsten Kipplasten vorhanden, in welcher auch die Näherungslösungen von Timoschenko und Stüssi enthalten sind. Nach der allgemeinen Darstellung eines Iterationsverfahrens zeigt der Verfasser an Hand von Zahlenbeispielen die Brauchbarkeit verschiedener Lösungswege auf. Am Schluß der Arbeit befindet sich eine Zusammenfassung über den flanschlosen Träger. — Die gründliche und übersichtliche Behandlung des Stoffes, unterstützt durch eingehende Schrifttumsnachweise, gibt eine ausgezeichnete Einführung in alle hier vorkommenden Probleme und vermittelt dem entwerfenden Ingenieur die zur Lösung der Aufgabe erforderlichen Methoden. Barbré, Dortmund.

Dag Du Rietz, K. T. H. u. H. Koch: Praktisches Handbuch der Lichtbogenschweißung. Mit 186 Abb. Braunschweig: Friedr. Vieweg & Sohn 1939. VIII, 251 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 11,—, geh. RM 9,40.

Mit Ausnahme der bewußt ausgelassenen Beispiele für Gestaltung, Berechnung und Anwendung der Lichtbogenschweißtechnik — hierfür ist ein späterer zweiter Band in Aussicht genommen — ist dies Handbuch von einer sonst seltenen Ergiebigkeit, so daß es nicht sowohl als Lehrbuch, sondern auch als Nachschlagewerk benutzt werden kann. Dieser letzterwähnte Zweck wird noch durch eine reichhaltige Schrifttumsangabe gefördert. Das Buch ist aus einem Werk gleichen Inhalts des schwedischen Verfassers Dag Du Rietz entstanden, gleichwohl hat es durch das Zutun seiner deutschen Bearbeiter (außer dem Mitverfasser

Koch haben sich noch mehrere deutsche namhafte Fachleute um das Zustandekommen der deutschen Ausgabe bemüht) seinen festen Platz im deutschen Fachschrifttum erhalten. Wenn auch schon mehrere gute deutsche Handbücher über die Lichtbogenschweißung bestehen, so ist bei dem noch lange nicht gesättigten Ausbildungs- und Belehrungsbedürfnis in dieser Technik ein brauchbares Buch wie dieses immer noch angebracht.

Von dem in 17 Kapitel eingeteilten Inhalt kann natürlich hier nur der Umfang roh umrissen werden. Einleitend befassen sich 4 Kapitel mit den chemischen, physikalischen (elektrotechnischen) und metallurgischen Grundbegriffen. Dann werden Maschinen und Geräte soweit behandelt, wie es zur kritischen Beurteilung der Schweißhilfsmittel nötig ist. Den Elektroden für die Stahlschweißung und den Schweißnähten ist ausgiebig Platz gewidmet. Für Maschinen, Elektroden und Schweißnähte werden die festgesetzten Regeln und Normen aufgeführt, so daß auch hier eine erfreuliche Vollständigkeit herrscht. Die praktische Ausführung der Schweißungen von Stahl, rostfreiem Stahl, Gußeisen, Nichteisenmetallen ist in 5 Kapiteln eingehend behandelt, wobei ein besonderes Kapitel über die elektromagnetische Blaswirkung des Lichtbogens Aufklärung über diese vielen Schweißern unbenommene Erscheinung gibt. Kostenberechnung, Prüfverfahren für Werkstoffe und Schweißverbindungen sowie die Ausbildung der Schweißer vervollständigen den Inhalt des Handbuchs, das trotz seiner praktischen Betontheit nirgends die wissenschaftliche Gründlichkeit vermissen läßt. Wunderam, Hamburg.

Maier-Windhorst, A.: Flatterschwingungen von Zylindern im gleichmäßigen Flüssigkeitsstrom. Heft 9 der Mitteilungen des hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München. Mit 56 Abb. München: R. Oldenbourg 1939. 73 S. Gr. 4°. Preis geh. RM 5,50.

Die Mitteilungen, die Prof. Dr. Ing. Thoma herausgibt, sind durch das neue Heft fortgeführt worden, das vier wertvolle Beiträge enthält: „Flatterschwingungen von Zylindern im gleichmäßigen Flüssigkeitsstrom“ von A. Maier-Windhorst; eine geistvolle Studie des Herausgebers „Warum flattert die Fahne?“, ferner von J. Vuskovic „Der Strömungswiderstand von geraden Gasrohren“ und „Der Strömungswiderstand von Formstücken für Gasrohrleitungen“. Zu dem vorletzten Aufsatz möge noch erwähnt sein, daß die Widerstandszahl nicht nur von der Hagen-Reynoldsschen Zahl und der relativen Rauigkeit, sondern auch vom Druckgefälle J abhängt, wie es in der Versuchsanstalt für Wasserbau der Techn. Hochschule Danzig nachgewiesen ist, vgl. H. Winkel, „Beitrag zur beiwertfreien Berechnung von Druckrohrleitungen“, Wasserkraft u. Wasserwirtsch. 33 (1938), S. 153/158. Winkel, Danzig.

PATENTBERICHT.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 10 vom 7. März 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 a, Gr. 7/32. E 51 458. Erfinder: Wilhelm Vogel jr., Hanau a. M. Anmelder: Bischoff K.-G., Frankfurt a. M. Einzungenweiche mit Federzunge für Gerade- und Kurvenfahrt. 22. VI. 37.
- Kl. 20 i, Gr. 5/02. B 182 853. Erfinder: Dipl.-Ing. Herbert Spies, Bochum, u. Hermann Hiltershaus, Duisburg-Ruhrort. Anmelder: Bochumer Verein für Gußstahlfabrikation Akt.-Ges., Bochum. Feder- und Stellvorrichtung, die in eine Zungensicherung umgewandelt wird. 22. IV. 38. Österreich.
- Kl. 37 a, Gr. 2. R 99 534. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Karl Reese, Dresden. Ohne Schalung herstellbare Eisenbetonrippendecke. 5. VI. 37. Österreich.
- Kl. 42 c, Gr. 42. S 133 668. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Verfahren zum Untersuchen des Erduntergrundes. 24. IV. 36.
- Kl. 72 g, Gr. 7/01. H 149 186. Erfinder: Karl Mühlensfordt, Braunschweig. Anmelder: Philipp Holzmann Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Luftschutzanlage. 16. X. 36.
- Kl. 80 b, Gr. 25/01. G 98 432. Erfinder: Dr. Hans Lüer u. Dr. Wilhelm Lorenz, Essen. Anmelder: Gesellschaft für Teerstraßenbau m. b. H., Dr. Hans Lüer u. Dr. Wilhelm Lorenz, Essen. Verfahren zur Herstellung farbiger Belagmassen für Straßenbauzwecke. 9. VIII. 38.
- Kl. 84 a, Gr. 3/02. D 72 435. Dortmunder Union Brückenbau-Akt.-Ges., Dortmund. Einrichtung zur Vermeidung von Schwingungen an Überfallwehren. 30. III. 36.
- Kl. 84 c, Gr. 6. E 50 891. Erfinder: Hans Mößlang, Hamburg, u. Wilhelm Maaß, Hamburg-Harburg. Anmelder: Ebano Asphalt-Werke Akt.-Ges., Hamburg. Verfahren zum Dichten und Ausfüllen poröser Bodenschichten; Zus. z. Anm. E 49 898. 5. III. 38. Österreich.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. I 89 716. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Schaufelradbagger für Hoch- oder Tiefschnitt. 11. II. 36.
- Kl. 84 d, Gr. 2. I 91 827. Erfinder: Dipl.-Ing. Hans Schumacher,

- Lübeck. Anmelder: Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Kabelzuführung für fahrbare Bagger, Absetzer, Krane und ähnliche schwere Geräte. 14. I. 37.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 124 413. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Eimerkettenbagger mit am Ende der Eimerinne angeordneten, zwangsläufig parallel zur waagerechten Bagger-sole geführten Pflügräumern. 14. VII. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 136 097. Erfinder: Otto Zimmermann u. Dipl.-Ing. Oskar Weidemann, Magdeburg. Anmelder: Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Eimer für Bagger, Absetzer od. dgl. mit einer biegsamen Gummiauskleidung. 26. X. 36.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 136 743. Erfinder: Otto Zimmermann, Magdeburg. Anmelder: Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Antrieb der Eimerkettensterne von Baggern u. dgl. 29. XII. 36.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 137 709. Erfinder: Otto Zimmermann, Magdeburg. Anmelder: Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Mehrachsiges, zwischieniges Fahrwerk für Bagger, Absetzer, Abraumförderbrücken oder ähnliche schwere Geräte. 6. IV. 37. Österreich.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 138 837. Erfinder: Otto Zimmermann, Magdeburg. Anmelder: Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Beschleunigungsfreier und überlastungssicherer Antrieb für die Turaswelle der Eimerkette von Baggern od. dgl. 3. VIII. 37. Österreich.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 140 049. Erfinder: Reinhold Thor, Magdeburg. Anmelder: Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Abstützung für Geräte mit schwenkbarem Ausleger, insbesondere Eimerkettenbagger. 9. XII. 37. Österreich.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 145 687. Erfinder: Otto Zimmermann, Magdeburg. Anmelder: Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Einrichtung an der Eimerkette von Eimerkettenbaggern. 26. VII. 39.
- Kl. 85 c, Gr. 6/03. H 153 820. Hummel & Baumann, Tief- und Hochbau-Unternehmung, Nürnberg. Sandfang für Abwasser-Kläranlagen. 29. XI. 37. Österreich.