

Beitrag zur praktischen Berechnung von Stockwerkrahmen für lotrechte Belastung.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel und Dipl.-Ing. W. Fuchssteiner.

Aus den Arbeiten des Lehrstuhls für Massivbau an der Technischen Hochschule Darmstadt.

Die aus der Drehwinkelmethode, deren Grundlagen auf O. Mohr zurückgehen, entwickelten Verfahren der Rahmenberechnung erfreuen sich zweifellos einer großen Beliebtheit, wobei jedoch die wichtige Frage noch immer umstritten ist, wie die Gleichungen möglichst vorteilhaft zu lösen seien. Hier stehen in der Hauptsache folgende Wege offen:

1. Das Gaußsche Verfahren wird allen Ansprüchen gerecht. Zwar erfordert es für einen Belastungsfall die größte Rechenarbeit. Jeder weitere Belastungsfall ist jedoch durch eine verhältnismäßig geringe zusätzliche Rechenarbeit zu erfassen. Die Mehrarbeit gegenüber anderen Verfahren ist darin begründet, daß man beim Gauß-Verfahren nicht den Vorteil des schnellen Abklingens der Momente ausnutzen kann. Die Ausnutzung dieses Vorteils erlauben

2. Die Iterationsverfahren. Sie sind bei wenigen Belastungsfällen dem Gaußschen Verfahren überlegen. Da jedoch jeder weitere Belastungsfall immer wieder den gleichen Rechenaufwand verlangt, hört diese Überlegenheit bei einer gewissen Anzahl von Lastfällen auf. Die Prüfbarkeit der Berechnung erreicht bei den Iterationsverfahren ein Optimum, da der Prüfer immer nur den jeweils letzten Schritt nachzurechnen braucht.

3. Das Verfahren des Momentenausgleiches nach H. Cross hat sich in wenigen Jahren weitgehend durchgesetzt. Es ist anschaulich, leicht einprägsam und setzt so gut wie keine Vorkenntnisse voraus. Auch hier bringt allerdings jeder Belastungsfall die gleiche Rechenarbeit. Unangenehm ist für den Prüfer die Tatsache, daß die Reihenfolge der Rechenoperationen meistens nicht klar erkennbar ist.

Die Genauigkeit ist bei allen Verfahren beliebig groß. Jedoch wird mit größer werdenden Anforderungen an die Genauigkeit das Gaußsche Verfahren im Hinblick auf den Umfang der Rechenarbeit mehr und mehr überlegen.

Wegen der umfangreichen Rechnungen, die bei größeren Rahmen durchzuführen sind, hat sich in die Praxis der Brauch eingeschlichen, im allgemeinen nur zwei Lastfälle zu berücksichtigen, und zwar Schachbrettbelastung einmal in den schwarzen Feldern, einmal in den weißen. Aus diesen beiden Fällen werden dann die ungünstigsten Momente berechnet. Die hierbei entstehende Abweichung von den wirklichen Größtwerten kann jedoch — wie später gezeigt werden soll — sehr beträchtlich werden.

Diese Überlegungen lassen den Wunsch nach einer Methode entstehen, die folgenden Anforderungen genügt: Leichte Einprägsamkeit, genügende Genauigkeit, geringer Arbeitsaufwand und einfache Möglichkeit der Berücksichtigung sämtlicher Stellungen der lotrechten Lasten.

Diesen Forderungen soll die nachstehend vorgeschlagene Methode genügen, für die folgende Punkte charakteristisch sind:

1. Wir beschränken uns auf solche Systeme, bei denen keine senkrechten Knotenverschiebungen (wie bei Vierecksträgern) möglich sind und bei denen der Einfluß der Stabdrehwinkel vernachlässigt werden kann. Dies ist bei den meisten Stockwerkrahmen des Hochbaus der Fall.

2. Der Einfluß eines Momentes auf die Knotendrehung wird dann vernachlässigt, wenn der Ort des Angriffs und der Wirkung mehr als zwei Stablängen auseinander liegen.

3. Für die Durchführung der Rechnung wird unter den Voraussetzungen 1) und 2) eine Näherungsmethode angewendet.

4. Es werden sämtliche Laststellungen berücksichtigt und damit Fehler vermieden, die ein Vielfaches der durch die Annäherungen nach 1, 2 und 3 betragen können. Die Berechtigung dieser Vorschläge wird am Schluß durch den Nachweis der Fehlergrenzen — an Hand eines Beispiels — begründet.

Definitionen und Abkürzungen.

Das Ziel ist, kurz gesagt, aus der Matrix der Drehwinkelgleichungen auf möglichst einfachem Wege die reziproke Matrix näherungsweise zu ermitteln derart, daß die Resultate mit Rechenschiebergengenauigkeit den strengen Lösungen nahekommen.

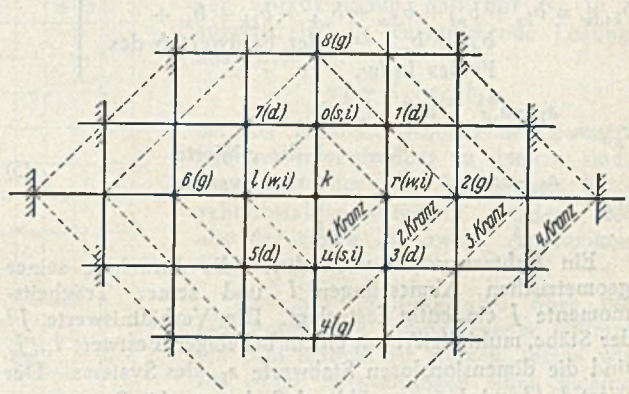


Abb. 1.

Zunächst wird die Bezeichnung der Rahmenknoten entsprechend der Abb. 1 wie folgt festgelegt:

Im Mittelpunkt der Betrachtung liegt jeweils der Knoten k . Die ihm unmittelbar benachbarten Knoten r, u, l, o , allgemein die i -Knoten genannt, stellen den ersten Kranz um k dar. Auf dem zweiten Kranz um k liegen die Knoten g und d , die von k aus nur über einen i -Knoten zu erreichen sind. Es liegen also jeweils die Knoten

k im Mittelpunkt.

o oben von k , } allgemeiner s ,
 u unten von k , } d. h. senkrecht zu k } allgemein i
 r rechts von k , } allgemeiner w , } (erster Kranz),
 l links von k , } d. h. waagrecht zu k

1 } allgemein d , d. h. diagonal zu k ,
 3 } (ungeradzahlig)
 5 }
 7 } (zweiter Kranz).
 2 } allgemein g , d. h. auf einer Geraden
 4 } durch k und den zwischen k
 6 } und g liegenden Punkt i
 8 } (geradzahlig)

Die gebrauchten Abkürzungen seien im folgenden definiert:

M'_{ki} das Einspannmoment des belasteten — beiderseits eingespannt gedachten — Stabes ki am Knoten k (+, wenn

am Stab nach rechts drehend). Gegebenenfalls muß die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes hierbei berücksichtigt werden.

φ_k die Verdrehung des Knotens k (+, wenn rechtsdrehend).

$K_k = -M'_{kr} - M'_{kl} - M'_{ko} - M'_{ku}$ das den Knoten k verdrehende — unausgeglichene — Moment (+, wenn am Knoten nach rechts drehend). Da es sich hier nur um lotrechte Lasten handelt, kommen die Anteile M'_{ko} und M'_{ku} nur in Frage, wenn die Resultierende aller waagrecht Lasten null ist (z. B. Silozellen).

l_{ki} die geometrische Länge, } des Stabes ki .
 J_{ki} das Trägheitsmoment

$$\left. \begin{aligned} a_{ki} &= \frac{J_{ki}}{l_{ki}} \cdot \frac{l_c}{J_c} \text{ der Stabwert } a \text{ des Stabes } ki, \\ a_{kk} &= 2(a_{ko} + a_{kr} + a_{ku} + a_{kl}) \text{ der Knotenwert } a \text{ des Knotens } k, \\ a_{ksdw} &= \frac{a_{ks} \cdot a_{sd} \cdot a_{dw} \cdot a_{wk}}{a_{kk} \cdot a_{ss} \cdot a_{dd} \cdot a_{ww}} \text{ der Feldwert } a \text{ des Feldes } ksdw, \end{aligned} \right\} (1)$$

$$\left. \begin{aligned} b_{ki} &= \frac{a_{ki}^2}{a_{kk} \cdot a_{ii}} \text{ der Stabwert } b \text{ des Stabes } ki, \\ b_{kk} &= 1 - b_{ko} - b_{kr} - b_{ku} - b_{kl} \text{ der Knotenwert } b \text{ des Knotens } k, \\ b_{ksdw} &= b_{ks} + b_{sd} + b_{dw} + b_{wk} + b_{kk} + b_{ss} + b_{dd} + b_{ww} - 3 \text{ der Feldwert } b \text{ des Feldes } ksdw, \end{aligned} \right\} (2)$$

$$\left. \begin{aligned} c_{kd} &= \frac{a_{ks} \cdot a_{sd}}{a_{ss}} + \frac{a_{kw} \cdot a_{wd}}{a_{ww}} \\ c_{kg} &= \frac{a_{ki} \cdot a_{ig}}{a_{ii}} \end{aligned} \right\} \text{ die } c\text{-Werte des Systems.} \quad (3)$$

Ein Rahmensystem wird durch die Annahme seiner geometrischen Abmessungen l und seiner Trägheitsmomente J eindeutig festgelegt. Die Verhältniswerte J/l der Stäbe, multipliziert mit einem beliebigen Festwert l_c/J_c , sind die dimensionslosen Stabwerte a_{ki} des Systems. Der Wert l_c/J_c wird so gewählt, daß der am häufigsten vorkommende Wert a_{ki} gleich 1 wird. Aus diesen a_{ki} berechnen sich alle anderen Werte.

Man geht vorteilhaft so vor, daß man vier Systemskizzen anfertigt, in die die Werte eingetragen werden, und zwar eine Skizze für die Abmessungen und je eine für die Werte a , b und c .

Unser Ziel ist es, Einflußwerte β zu berechnen, mit deren Hilfe sich die Knotendrehwinkel wie folgt darstellen lassen:

$$\varphi_k = \beta_{kk} \cdot K_k + \beta_{ki} \cdot K_i + \beta_{kg} \cdot K_g + \beta_{kd} \cdot K_d. \quad (4)$$

Um zu dimensionslosen Einflußwerten — entsprechend den dimensionslosen Einflußlinienordinaten — zu gelangen, müssen wir unter φ genau genommen die $2EJ_c/l_c$ -fachen Knotendrehwinkel verstehen. φ ist also der Dimension nach ein Moment. Zwecks Ermittlung des wirklichen Knotendrehwinkels müßte demnach noch durch den festen Wert $2EJ_c/l_c$ dividiert werden.

$$\left(\delta = \frac{\varphi \cdot l_c}{2EJ_c} \right)$$

Grundlage der Drehwinkelmethode.

Für einen Stab ki von der Länge l und dem Trägheitsmoment J gilt (in Fällen, wo das Trägheitsmoment veränderlich ist, kann dies bei der Integration berücksichtigt werden):

$$\delta_{kk} = \int M_k^2 \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{1}{3} \frac{l}{EJ}$$

$$\begin{aligned} \delta_{ki} &= \delta_{ik} = \int \overline{M}_k \overline{M}_i \cdot \frac{ds}{EJ} = -\frac{1}{6} \frac{l}{EJ} \\ \delta_{ii} &= \int \overline{M}_i^2 \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{1}{3} \frac{l}{EJ} \\ \delta_k &= M_k \cdot \delta_{kk} + M_i \cdot \delta_{ki} = \frac{l}{6EJ} (2M_k - M_i), \\ \delta_i &= M_k \cdot \delta_{ki} + M_i \cdot \delta_{ii} = \frac{l}{6EJ} (2M_i - M_k). \end{aligned}$$

Die beiden letzten Gleichungen ergeben nach M_k aufgelöst den Einfluß der Knotenverdrehung auf M_k . Es ist

$$M_k = \frac{2EJ}{l} (2\delta_k + \delta_i) = \frac{J}{l} \cdot \frac{l_c}{J_c} (2\varphi_k + \varphi_i) = a_{ki} (2\varphi_k + \varphi_i).$$

Zusammen mit den M' -Momenten (bei unverdrehbaren Knoten) werden dann die Stabendmomente

$$M_{ki} = M'_{ki} + a_{ki} (2\varphi_k + \varphi_i). \quad (5)$$

Da sämtliche Stabendmomente um einen Knoten k zusammen null sein müssen, setzen wir in Gl. 5 nacheinander r, u, l und o für i , addieren alle vier Gleichungen und setzen das Resultat null:

$$\begin{aligned} 0 &= M'_{kr} + M'_{ku} + M'_{kl} + M'_{ko} \\ &+ 2\varphi_k (a_{kr} + a_{ku} + a_{kl} + a_{ko}) \\ &+ a_{kr} \cdot \varphi_r + a_{ku} \cdot \varphi_u + a_{kl} \cdot \varphi_l + a_{ko} \cdot \varphi_o. \end{aligned}$$

Hieraus erhalten wir nach Einführung der entsprechenden Abkürzungen

$$\left. \begin{aligned} \varphi_k \cdot a_{kk} + \varphi_r \cdot a_{kr} + \varphi_u \cdot a_{ku} \\ + \varphi_l \cdot a_{kl} + \varphi_o \cdot a_{ko} = K_k. \end{aligned} \right\} (6)$$

Eine solche Gleichung läßt sich nun für jeden Knoten aufstellen und aus der Gesamtheit aller dieser Gleichungen können dann die „Unbekannten“ φ ermittelt werden.

Wie schon gesagt, nehmen wir alle Knoten als horizontal unverschieblich an, d. h. wir vernachlässigen den Einfluß der Stabdrehwinkel. Außerdem lassen wir alle knotenverdrehenden Momente nebst ihrem Einfluß auf φ_k dann unberücksichtigt, wenn sie außerhalb des zweiten Kranzes von k angreifen. Diese Vereinfachungen sind an sich kein Bestandteil der hier entwickelten Berechnungsmethode, sondern gelten neben dieser als selbständige Vereinfachungen.

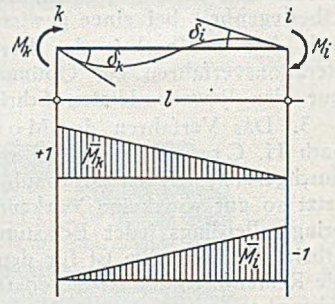


Abb. 2.

Näherungsverfahren.

Die erste Vereinfachung im Rahmen unseres Verfahrens ist die Annahme, daß alle Knoten des vierten Kranzes von k unverdrehbar festgehalten werden für die Berechnung der Knotenverdrehungen infolge eines in k angreifenden Momentes allein.

Wir wollen nun zunächst aus Gl. 6 eine für unsere Rechnung geeignetere Gleichung entwickeln. (Einen verwandten Gedanken entwickelt Dašek in Beton und Eisen [1940] S. 286.) Auf die i -Knoten angewandt, lautet Gl. 6:

$$\begin{aligned} \varphi_o \cdot a_{oo} + \varphi_k \cdot a_{ko} + \varphi_7 \cdot a_{o7} + \varphi_8 \cdot a_{o8} + \varphi_1 \cdot a_{o1} &= K_o, \\ \varphi_r \cdot a_{rr} + \varphi_k \cdot a_{kr} + \varphi_1 \cdot a_{r1} + \varphi_2 \cdot a_{r2} + \varphi_3 \cdot a_{r3} &= K_r, \\ \varphi_u \cdot a_{uu} + \varphi_k \cdot a_{ku} + \varphi_3 \cdot a_{u3} + \varphi_4 \cdot a_{u4} + \varphi_5 \cdot a_{u5} &= K_u, \\ \varphi_l \cdot a_{ll} + \varphi_k \cdot a_{kl} + \varphi_5 \cdot a_{l5} + \varphi_6 \cdot a_{l6} + \varphi_7 \cdot a_{l7} &= K_l. \end{aligned}$$

Diese Gleichungen multiplizieren wir mit

$$\frac{a_{ko}}{a_{oo}}, \frac{a_{kr}}{a_{rr}}, \frac{a_{ku}}{a_{uu}} \text{ und } \frac{a_{kl}}{a_{ll}}$$

der begangene Fehler immer noch in den Grenzen $\pm 3,5\%$ schwanken.

Vermutlich wird aber der Korrektionsfaktor, der aus der zweiten Näherung die Dritte schafft, noch näher an 1 liegen und vielleicht mit Änderung der Steifigkeitsverhältnisse in so engen Grenzen schwanken, daß er durch einen festen Faktor ersetzt werden kann.

Der Eigenart der Gl. 7 entsprechend, nur die übernächsten Knoten miteinander zu verknüpfen, setzt die dritte Näherung alle Knoten des vierten Kranzes als unverdrehbar voraus. Diese Näherung sehen wir für praktische Zwecke als genau genug an und indem wir für den nächsten Korrektionsfaktor c_{kk} lieber dessen Reziprokwert C_{kk} einführen, erhalten wir

$$\varphi_k = C_{kk} \cdot K_k : a_{kk} b_{kk}$$

oder mit $K_k = 1$:

$$\beta_{kk} = C_{kk} : a_{kk} b_{kk}. \tag{8}$$

Entwicklung der Einflußwerte β_{kk} .

Nach Gl. 7 ist für $K_k = 1$

$$\beta_{kk} \cdot a_{kk} \cdot b_{kk} = 1 + \beta_{k1} \cdot c_{k1} + \beta_{k2} \cdot c_{k2} + \dots + \beta_{k8} \cdot c_{k8}.$$

Mithin muß sein

$$C_{kk} = 1 + \beta_{k1} \cdot c_{k1} + \beta_{k2} \cdot c_{k2} + \dots + \beta_{k8} \cdot c_{k8}.$$

Es wird sich später bestätigen, daß die Produkte $\beta \cdot c$ der rechten Seite gegenüber der 1 kaum ins Gewicht fallen, denn C_{kk} kann ja nach dem Gesagten gar nicht sehr verschieden sein von 1. Deshalb ist eine übergroße Genauigkeit bei der Ermittlung der β der rechten Seite nicht erforderlich. Da C_{kk} zunächst für den idealen Rahmen ermittelt werden soll, können wir wegen der zweiseitigen Symmetrie des Idealrahmens $\beta_1 = \beta_3 = \beta_5 = \beta_7$, $\beta_2 = \beta_6$ und $\beta_4 = \beta_8$ setzen.

Damit wird dann

$$C_{kk} = 1 + 4\beta_{k1} \cdot c_{k1} + 2\beta_{k2} \cdot c_{k2} + 2\beta_{k8} \cdot c_{k8}. \tag{9}$$

Nun wenden wir Gl. 7 auf die Knoten 1, 2 und 8 an. Voraussetzungsgemäß lassen wir die φ des zweiten Kranzes von 1 bzw. 2 und 8 dann weg, wenn sie gleichzeitig auf dem vierten Kranz von k liegen. Indem wir dann noch statt der φ die Einheitswerte β_k einführen, erhalten wir

$$\beta_{k1} \cdot a_{11} \cdot b_{11} = \beta_{k2} \cdot c_{21} + \beta_{k3} \cdot c_{31} + \beta_{kk} \cdot c_{k1} + \beta_{k7} \cdot c_{71} + \beta_{k8} \cdot c_{81} \tag{10}$$

$$\beta_{k2} \cdot a_{22} \cdot b_{22} = \beta_{k1} \cdot c_{12} + \beta_{kk} \cdot c_{k2} + \beta_{k3} \cdot c_{32} \tag{11}$$

$$\beta_{k8} \cdot a_{88} \cdot b_{88} = \beta_{k1} \cdot c_{18} + \beta_{kk} \cdot c_{k8} + \beta_{k7} \cdot c_{78}. \tag{12}$$

Für den idealen Rahmen werden wieder

$$\beta_1 = \beta_3 = \beta_7.$$

Unter Ausnutzung dieser Tatsache und gleichzeitiger Einführung der Werte für den idealen Rahmen erhalten wir aus Gl. 10, 11 und 12:

$$\beta_{k1} \cdot \frac{7 + 16e + 7e^2}{2(1 + e)} = \beta_{kk} \cdot \frac{e}{2(1 + e)} + \beta_{k1} \cdot \frac{1 + e^2}{4(1 + e)} + \beta_{k2} \cdot \frac{e}{2(1 + e)} + \beta_{k8} \cdot \frac{e}{2(1 + e)},$$

$$\beta_{k2} \cdot \frac{7 + 16e + 7e^2}{2(1 + e)} = \beta_{kk} \cdot \frac{e^2}{4(1 + e)} + \beta_{k1} \cdot \frac{e}{1 + e},$$

$$\beta_{k8} \cdot \frac{7 + 16e + 7e^2}{2(1 + e)} = \beta_{kk} \cdot \frac{1}{4(1 + e)} + \beta_{k1} \cdot \frac{e}{1 + e}.$$

Hieraus ergibt sich nach einiger Umformung:

$$\beta_{k1} = \beta_{kk} \cdot e \cdot \frac{15 + 32e + 15e^2}{91 + 432e + 686e^2 + 432e^3 + 91e^4}, \tag{13}$$

$$\beta_{k2} = \beta_{kk} \cdot \frac{e^2}{2} \cdot \frac{151 + 560e + 746e^2 + 432e^3 + 91e^4}{(91 + 432e + 686e^2 + 432e^3 + 91e^4) \cdot (7 + 16e + 7e^2)} \tag{14}$$

$$\beta_{k8} = \beta_{kk} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{91 + 432e + 746e^2 + 560e^3 + 151e^4}{(91 + 432e + 686e^2 + 432e^3 + 91e^4) \cdot (7 + 16e + 7e^2)} \tag{15}$$

Setzen wir dieses Ergebnis und Gl. 8 in Gl. 9 ein, so erhalten wir

$$C_{kk} = \frac{1}{1 - \frac{91 + 432e + 1586e^2 + 4272e^3 + 6078e^4 + 4272e^5 + 1586e^6 + 432e^7 + 91e^8}{2 \cdot (91 + 432e + 686e^2 + 432e^3 + 91e^4) \cdot (7 + 16e + 7e^2)}}$$

Erweitern wir den Nenner-Bruch mit $\frac{1}{e^8}$, so sehen wir, daß sich nichts weiter geändert hat, als daß $\frac{1}{e}$ an die Stelle von e getreten ist. e ist also mit $\frac{1}{e}$ vertauschbar, d. h. es ist

$$C_{kk}(e) = C_{kk}\left(\frac{1}{e}\right).$$

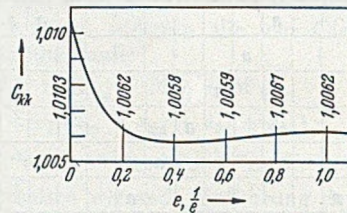


Abb. 3.

Die Abb. 3 veranschaulicht die Abhängigkeit des Faktors C_{kk} von e . In ihr sind die ausgerechneten Zahlen aufgetragen. Die Extremwerte sind

$$= 1,0103 \text{ (für } e = 0 \text{ oder } \infty),$$

$$C_{kk} = 1,0058 \text{ (für } e \approx 0,4).$$

Dieser Wert schwankt also in sehr engen Grenzen und liegt nahe bei 1. Wenn wir C_{kk} als Korrektionsfaktor ganz vernachlässigen, so würden wir im Grenzfall einen Fehler von 1,03–0,58 % machen. Es kommt also gar nicht auf große Genauigkeit bei der Bestimmung von C_{kk} an. Deshalb setzen wir den festen Mittelwert $C_{kk} = 1,008$ und begehen damit am idealen Rahmen einen Fehler von rd. $\pm 1/4\%$. Wenn dieser Fehler schon in den beiden Grenzfällen des durchlaufenden Balkens ($e = 0$ oder ∞) und des Rahmens ($e = 1$) nicht größer wird als $1/4\%$, so ist anzunehmen, daß er in keinem irgendwie gearteten Fall diese Grenze wesentlich überschreiten wird. Mit der Annahme von $C_{kk} = 1,008$ liegt somit die Fehlergrenze innerhalb der Rechengenauigkeit eines 25-cm-Schiebers.

Damit erhalten wir aus Gl. 8

$$\beta_{kk} = \frac{1,008}{a_{kk} \cdot b_{kk}}. \tag{16}$$

Einflußwerte β_{kd} und β_{kg} .

Unsere nächste Aufgabe ist die Entwicklung der Formeln für β_{kd} und β_{kg} . Das Moment $K_k = 1$ am Knoten k hat in 1 bzw. 2 nach Gl. 10 und 11 zur Folge die Knotendrehwinkel

$$\beta_{k1} = \frac{c_{k1}}{a_{11} \cdot b_{11}} \cdot \beta_{kk} \left[1 + \frac{1}{c_{k1} \cdot \beta_{kk}} (\beta_{k2} \cdot c_{21} + \beta_{k3} \cdot c_{31} + \beta_{k7} \cdot c_{71} + \beta_{k8} \cdot c_{81}) \right], \tag{17}$$

$$\beta_{k2} = \frac{c_{k2}}{a_{22} \cdot b_{22}} \cdot \beta_{kk} \left[1 + \frac{1}{c_{k2} \cdot \beta_{kk}} (\beta_{k1} \cdot c_{12} + \beta_{k3} \cdot c_{32}) \right] \tag{18}$$

Wollten wir hier bereits wieder die $[\]$ -Werte der rechten Seite durch einen festen Korrektionsfaktor C_{k1} und C_{k2} ersetzen, d. h.: würden wir den idealen Rahmen zugrunde legen, die $\beta_7 = \beta_3 = \beta_1$ setzen und hierfür die

Werte der Gl. 13 bis 15 einführen, so müßten die C-Faktoren in sehr weiten Grenzen schwanken. In Grenzfällen würden dann die Fehler zu groß werden.

Wir sind deshalb gezwungen, aus den []-Ausdrücken noch einige charakteristische Werte abzuspalten.

Wenden wir die Gl. 16 auf die Knoten 1 und 2 an und setzen die Ergebnisse in die beiden letzten Gleichungen ein, so erhalten wir

$$\beta_{k1} = \beta_{kk} \cdot \beta_{11} \cdot c_{k1} \cdot \frac{1}{1,008} \left[1 + \frac{1}{c_{k1} \cdot \beta_{kk}} (\beta_{k2} \cdot c_{21} + \beta_{k3} \cdot c_{31} + \beta_{k7} \cdot c_{71} + \beta_{k8} \cdot c_{81}) \right] \quad (19)$$

$$\beta_{k2} = \beta_{kk} \cdot \beta_{22} \cdot c_{k2} \cdot \frac{1}{1,008} \left[1 + \frac{1}{c_{k2} \cdot \beta_{kk}} (\beta_{k1} \cdot c_{12} + \beta_{k3} \cdot c_{32}) \right] \quad (20)$$

Nun formen wir die []-Ausdrücke der Gl. 17 und 18 für den Idealrahmen um, indem wir $\beta_{k7} = \beta_{k3} = \beta_{k1}$ setzen, die entsprechenden c-Werte und außerdem Gl. 13 bis 15 einführen. Mit den Abkürzungen

$$C_{k1} = 1 + \frac{98 + 448e + 862e^2 + 1024e^3 + 862e^4 + 448e^5 + 98e^6}{(91 + 432e + 686e^2 + 432e^3 + 91e^4)(7 + 16e + 7e^2)} \quad (21)$$

$$C_{k2} = 1 + \frac{105 + 464e + 722e^2 + 464e^3 + 105e^4}{(91 + 432e + 686e^2 + 432e^3 + 91e^4)(7 + 16e + 7e^2)} \quad (22)$$

wird dann

$$\beta_{k1} = \frac{c_{k1}}{a_{11} \cdot b_{11}} \cdot \beta_{kk} \cdot C_{k1}$$

$$\beta_{k2} = \frac{c_{k2}}{a_{22} \cdot b_{22}} \cdot \beta_{kk} \cdot C_{k2}$$

und analog:

$$\beta_{k3} = \frac{c_{k3}}{a_{33} \cdot b_{33}} \cdot \beta_{kk} \cdot C_{k1}$$

$$\beta_{k7} = \frac{c_{k7}}{a_{77} \cdot b_{77}} \cdot \beta_{kk} \cdot C_{k1}$$

$$\beta_{k8} = \frac{c_{k8}}{a_{88} \cdot b_{88}} \cdot \beta_{kk} \cdot C_{k2}$$

Diese Ergebnisse setzen wir in Gl. 19 und 20 ein und erhalten:

$$\beta_{k1} = \beta_{kk} \cdot \beta_{11} \cdot c_{k1} \cdot \frac{1}{1,008} \left[1 + \frac{c_{k2} \cdot c_{21}}{c_{k1} \cdot a_{22} \cdot b_{22}} \cdot C_{k2} + \frac{c_{k3} \cdot c_{31}}{c_{k1} \cdot a_{33} \cdot b_{33}} \cdot C_{k1} + \frac{c_{k7} \cdot c_{71}}{c_{k1} \cdot a_{77} \cdot b_{77}} \cdot C_{k1} + \frac{c_{k8} \cdot c_{81}}{c_{k1} \cdot a_{88} \cdot b_{88}} \cdot C_{k2} \right]$$

$$\beta_{k2} = \beta_{kk} \cdot \beta_{22} \cdot c_{k2} \cdot \frac{1}{1,008} \left[1 + \frac{c_{k1} \cdot c_{12}}{c_{k2} \cdot a_{11} \cdot b_{11}} \cdot C_{k1} + \frac{c_{k3} \cdot c_{32}}{c_{k2} \cdot a_{33} \cdot b_{33}} \cdot C_{k1} \right]$$

Die c-Werte sind — wie man sieht — charakteristische Werte für die Fortpflanzung einer Knotendrehung von k nach einem Punkt des zweiten Kranzes. Für die d-Knoten gibt es hierbei zwei Wege: einer führt über einen s-Punkt, der andere über einen w-Punkt. Da der []-Ausdruck der beiden letzten Gleichungen nicht sehr weit von 1 abweicht, begehen wir keinen großen Fehler, wenn wir innerhalb der [] diese beiden Wege als gleichwertig ansehen, d. h. wenn wir z. B.

$$c_{k1} = \frac{a_{ko} \cdot a_{o1}}{a_{oo}} + \frac{a_{kr} \cdot a_{r1}}{a_{rr}} \cong 2 \frac{a_{kr} \cdot a_{r1}}{a_{rr}}$$

$$c_{21} = \frac{a_{1r} \cdot a_{r2}}{a_{rr}}$$

setzen. Hiermit und durch die Einführung der Gl. 2 und 3 ergibt sich die erste der folgenden Gleichungen:

$$\frac{c_{k2} \cdot c_{21}}{c_{k1} \cdot a_{22} \cdot b_{22}} = 2 \frac{a_{1r} \cdot a_{r2}}{a_{rr}} \cdot \frac{a_{kr} \cdot a_{r2}}{a_{rr}} \cdot \frac{a_{rr}}{2a_{kr} \cdot a_{r1}} \cdot \frac{1}{a_{22} \cdot b_{22}} = \frac{a_{r2}^2}{a_{rr} \cdot a_{22}} \cdot \frac{1}{b_{22}} = \frac{b_{r2}}{b_{22}}$$

$$\frac{c_{k3} \cdot c_{31}}{c_{k1} \cdot a_{33} \cdot b_{33}} = \frac{b_{r3}}{b_{33}}$$

$$\frac{c_{k7} \cdot c_{71}}{c_{k1} \cdot a_{77} \cdot b_{77}} = \frac{b_{o7}}{b_{77}}$$

$$\frac{c_{k8} \cdot c_{81}}{c_{k1} \cdot a_{88} \cdot b_{88}} = \frac{b_{o8}}{b_{88}}$$

$$\frac{c_{k1} \cdot c_{12}}{c_{k2} \cdot a_{11} \cdot b_{11}} = 4 \frac{b_{r1}}{b_{11}}$$

$$\frac{c_{k3} \cdot c_{32}}{c_{k2} \cdot a_{33} \cdot b_{33}} = 4 \frac{b_{r3}}{b_{33}}$$

Damit wird dann:

$$\beta_{k1} = \beta_{kk} \cdot \beta_{11} \cdot c_{k1} \cdot \frac{1}{1,008} \left[1 + \frac{b_{r2}}{b_{22}} C_{k2} + \frac{b_{r3}}{b_{33}} C_{k1} + \frac{b_{o7}}{b_{77}} C_{k1} + \frac{b_{o8}}{b_{88}} C_{k2} \right]$$

$$\beta_{k2} = \beta_{kk} \cdot \beta_{22} \cdot c_{k2} \cdot \frac{1}{1,008} \left[1 + 4 \frac{b_{r1}}{b_{11}} C_{k1} + 4 \frac{b_{r3}}{b_{33}} C_{k1} \right]$$

Hier setzen wir nun kurzerhand alle die Werte gleich 1, die von 1 nicht sehr verschieden sind, nämlich 1,008, alle C und β_{kk} . Zum Ausgleich dafür wählen wir einen verbesserten Korrektionsfaktor C'_{k1} bzw. C'_{k2} und erhalten

$$\beta_{k1} = \beta_{kk} \cdot \beta_{11} \cdot c_{k1} \cdot [1 + b_{r2} + b_{r3} + b_{o7} + b_{o8}] \cdot C'_{k1} \quad (23)$$

$$\beta_{k2} = \beta_{kk} \cdot \beta_{22} \cdot c_{k2} \cdot [1 + 4b_{r1} + 4b_{r3}] \cdot C'_{k2} \quad (24)$$

Hierin ist

$$C'_{k1} = \frac{1 + \frac{b_{r2}}{b_{22}} C_{k2} + \frac{b_{r3}}{b_{33}} C_{k1} + \frac{b_{o7}}{b_{77}} C_{k1} + \frac{b_{o8}}{b_{88}} C_{k2}}{1,008 (1 + b_{r2} + b_{r3} + b_{o7} + b_{o8})}$$

$$C'_{k2} = \frac{1 + 4 \frac{b_{r1}}{b_{11}} C_{k1} + 4 \frac{b_{r3}}{b_{33}} C_{k1}}{1,008 (1 + 4b_{r1} + 4b_{r3})}$$

Diese C'-Werte schwanken nun — wie wir sehen werden — mit veränderlichen Steifigkeitsverhältnissen nur noch in engen Grenzen. Für den Idealrahmen werden sie

$$C'_{k1} = \frac{1 + \frac{1 + e^2}{2(7 + 16e + 7e^2)} (C_{k1} + C_{k2})}{1,008 \left(1 + \frac{1 + e^2}{8(1 + e)^2} \right)}$$

$$C'_{k2} = \frac{1 + \frac{4}{(7 + 16e + 7e^2)} C_{k1}}{1,008 \left(1 + \frac{4}{8(1 + e)^2} \right)}$$

Die mit Hilfe der Gl. 21 und 22 ausgerechneten Werte für $e = 0$, $e = 1$ und $e = \infty$ sind:

	$e = 0$	$e = 1$	∞
C_{k1}	1,154	1,074	1,154
C_{k2}	1,165	1,036	1,165
C'_{k1}	1,026*	0,998	1,026*
C'_{k2}	1,098*	1,007	0,992

Wenn wir für diese C'-Werte einen Festwert einsetzen, so ist zu berücksichtigen, daß die mit einem * versehenen Zahlen als unmaßgeblich aus unserer Betrachtung ausschalten. Denn für den Fall eines durchlaufenden Stieles — d. h. für $e = 0$ — kann eine Übertragung der Knotendrehung von k nach 2 nicht stattfinden,

weshalb der Wert $C'_{k2} = 1,098$ für uns belanglos ist. Ähnliches gilt für die übrigen mit * versehenen Werte. Wir wählen deshalb als Festwerte

$$C_{k1} = C_{k2} = 1.$$

Hiermit wird dann der ungünstigste Fehler bei C'_{k2} für $e = \infty$ 0,8 %. Dieser Fehler ist zwar größer als bei C_{kk} . Wenn wir aber bedenken, daß an sich der Wert β_{k2} gegenüber dem Wert β_{kk} von untergeordneter Bedeutung ist, so ist dieser Fehler durchaus erträglich.

Mit diesem Ergebnis und nach einer kleinen Umformung mit Hilfe der Gl. 2 wird aus Gl. 23 und 24

$$\beta_{k1} = \beta_{kk} \cdot \beta_{11} \cdot c_{k1} \cdot [b_{kk} + b_{11} - b_{ko1r}],$$

$$\beta_{k2} = \beta_{kk} \cdot \beta_{22} \cdot c_{k2} \cdot 4 [1,25 - b_{kr} - b_{rr} - b_{r2}],$$

oder allgemein

$$\beta_{kd} = \beta_{kk} \cdot \beta_{dd} \cdot c_{kd} \cdot [b_{kk} + b_{dd} - b_{ksdw}], \quad (25)$$

$$\beta_{kg} = \beta_{kk} \cdot \beta_{gg} \cdot c_{kg} \cdot 4 [1,25 - b_{ki} - b_{ii} - b_{ig}]. \quad (26)$$

Einflußwerte β_{ki} .

Unsere letzte Aufgabe ist nun die Entwicklung der Einflußwerte β_{ki} . Formen wir die Gl. 6 für den Knoten r um, so erhalten wir, wenn nur an k, aber nicht an r ein Moment angreift:

$$\varphi_r \cdot a_{rr} + \varphi_k \cdot a_{kr} + \varphi_1 \cdot a_{1r} + \varphi_2 \cdot a_{2r} + \varphi_3 \cdot a_{3r} = 0.$$

Für den Einheitswert $K_k = 1$ und nach einer kleinen Umformung ergibt sich

$$\beta_{kr} = -\beta_{kk} \cdot \frac{a_{kr}}{a_{rr}} \left(1 + \frac{\beta_{k1}}{\beta_{kk}} \cdot \frac{a_{1r}}{a_{kr}} + \frac{\beta_{k2}}{\beta_{kk}} \cdot \frac{a_{2r}}{a_{kr}} + \frac{\beta_{k3}}{\beta_{kk}} \cdot \frac{a_{3r}}{a_{kr}} \right).$$

Durch Einführung der Gl. 16, 25 und 26 wird hieraus:

$$\beta_{kr} = -\beta_{kk} \cdot \beta_{rr} \cdot a_{kr} \cdot \left(\frac{b_{rr}}{1,008} + \frac{a_{1r} \cdot b_{rr} \cdot c_{k1}}{a_{kr} \cdot a_{11} \cdot b_{11}} (b_{kk} + b_{11} - b_{ko1r}) + \frac{a_{2r} \cdot b_{rr} \cdot c_{k2}}{a_{kr} \cdot a_{22} \cdot b_{22}} \cdot 4 \cdot (1,25 - b_{kr} - b_{rr} - b_{r2}) + \frac{a_{3r} \cdot b_{rr} \cdot c_{k3}}{a_{kr} \cdot a_{33} \cdot b_{33}} (b_{kk} + b_{33} - b_{ku3r}) \right).$$

Für die c setzen wir die Werte der Gl. 3 und ersetzen alle Knoten- und Feldwerte der ()-Klammern mit Hilfe der Gl. 2 durch die Stabwerte. Dann wird

$$\beta_{kr} = -\beta_{kk} \cdot \beta_{rr} \cdot a_{kr} \cdot \left(\frac{b_{rr}}{1,008} + \frac{b_{rr}}{b_{11}} \cdot b_{r1} (1 + b_{o7} + b_{o8} + b_{r2} + b_{r3}) + \frac{b_{rr}}{b_{22}} \cdot b_{r2} (1 + 4b_{r1} + 4b_{r3}) + \frac{b_{rr}}{b_{33}} \cdot b_{r3} (1 + b_{u4} + b_{u5} + b_{r1} + b_{r2}) + \frac{a_{ko} \cdot a_{o1} \cdot a_{1r}}{a_{oo} \cdot a_{11}} \cdot \frac{b_{rr}}{a_{kr} \cdot b_{11}} (1 + b_{o7} + b_{o8} + b_{r2} + b_{r3}) + \frac{a_{ku} \cdot a_{u3} \cdot a_{3r}}{a_{uu} \cdot a_{33}} \cdot \frac{b_{rr}}{a_{kr} \cdot b_{33}} (1 + b_{u4} + b_{u5} + b_{r1} + b_{r2}) \right)$$

Erweitern wir in der vorletzten Zeile mit $a_{rk}/a_{kk} a_{rr}$, so erhalten wir die erste der folgenden Gleichungen:

$$\frac{a_{ko} \cdot a_{o1} \cdot a_{1r}}{a_{oo} \cdot a_{11}} \cdot \frac{b_{rr}}{a_{kr} \cdot b_{11}} = \frac{a_{ko} \cdot a_{o1} \cdot a_{1r} \cdot a_{rk}}{a_{kk} \cdot a_{oo} \cdot a_{11} \cdot a_{rr}} \cdot \frac{a_{kk} \cdot a_{rr}}{a_{kr}^2} \cdot \frac{b_{rr}}{b_{11}} = \frac{a_{ko1r}}{b_{kr}} \cdot \frac{b_{rr}}{b_{11}}$$

$$\frac{a_{ku} \cdot a_{u3} \cdot a_{3r}}{a_{uu} \cdot a_{33}} \cdot \frac{b_{rr}}{a_{kr} \cdot b_{33}} = \frac{a_{ku} \cdot a_{u3} \cdot a_{3r} \cdot a_{rk}}{a_{kk} \cdot a_{uu} \cdot a_{33} \cdot a_{rr}} \cdot \frac{a_{kk} \cdot a_{rr}}{a_{kr}^2} \cdot \frac{b_{rr}}{b_{33}} = \frac{a_{ku3r}}{b_{kr}} \cdot \frac{b_{rr}}{b_{33}}$$

Indem wir diese Werte einführen, setzen wir gleichzeitig alle in der Nähe von 1 liegenden Größen (1,008, b_{kk} und die ()-Werte) gleich 1 und zum Ausgleich des Fehlers den Korrektionsfaktor C_{ki} . Damit wird

$$\left\{ \begin{aligned} \beta_{kr} &= -\beta_{kk} \cdot \beta_{rr} \cdot a_{kr} (b_{rr} + b_{r1} + b_{r2} + b_{r3} + (a_{ko1r} + a_{ku3r})/b_{kr}) \cdot C_{kr} \\ C_{kr} (b_{rr} + b_{r1} + b_{r2} + b_{r3} + \frac{a_{ko1r} + a_{ku3r}}{b_{kr}}) &= \end{aligned} \right. \quad (27)$$

$$= \frac{b_{rr}}{1,008} + b_{r1} \frac{b_{rr}}{b_{11}} (1 + b_{o7} + b_{o8} + b_{r2} + b_{r3}) + b_{r2} \frac{b_{rr}}{b_{22}} (1 + 4b_{r1} + 4b_{r3}) + b_{r3} \frac{b_{rr}}{b_{33}} (1 + b_{u4} + b_{u5} + b_{r1} + b_{r2}) + \frac{a_{ko1r}}{b_{kr}} \cdot \frac{b_{rr}}{b_{11}} (1 + b_{o7} + b_{o8} + b_{r2} + b_{r3}) + \frac{a_{ku3r}}{b_{kr}} \cdot \frac{b_{rr}}{b_{33}} (1 + b_{u4} + b_{u5} + b_{r1} + b_{r2}).$$

Dieser C_{ki} -Wert schwankt nur mehr in sehr engen Grenzen und wir bestimmen ihn deshalb für den Idealrahmen.

Es ist:

$$C_{kr} \left(\frac{7 + 16e + 7e^2}{8(1+e)^2} + \frac{2 + e^2}{16(1+e)^2} + \frac{2}{16(1+e)^2} \right) = \frac{7 + 16e + 7e^2}{1,008 \cdot 8(1+e)^2} + \frac{2}{16(1+e)^2} \left(1 + \frac{2(1+e^2)}{16(1+e)^2} \right) + \frac{e^2}{16(1+e)^2} \left(1 + \frac{8}{16(1+e)^2} \right) + \frac{2}{16(1+e)^2} \left(1 + \frac{2(1+e^2)}{16(1+e)^2} \right).$$

Die ausgerechneten Werte sind

$$C_{kr} \begin{cases} = 1,020 \text{ für } (e = 0), \\ = 0,999 \text{ für } (e = 1), \\ = 0,992 \text{ für } (e = \infty). \end{cases}$$

Wir wählen als festen Faktor den zwischen C_1 und C_∞ liegenden Mittelwert 0,995. C_o kommt wieder nicht in Betracht, da für $e = 0$ keine Drehwinkelfortpflanzung von k nach r möglich ist.

Mit $C = 0,995$ ist der Fehler dann etwa $\pm 0,4$ %. Auf β_{kk} bezogen ist er noch erheblich kleiner.

Damit wird dann aus Gl. 27, wenn wir gleichzeitig noch mit Hilfe der Gl. 2 in der ()-Klammer umformen:

$$\beta_{kr} = -0,995 \cdot \beta_{kk} \cdot \beta_{rr} \cdot a_{kr} \left(1 - b_{kr} + \frac{a_{ko1r} + a_{ku3r}}{b_{kr}} \right). \quad (28)$$

Hiermit ist unsere Aufgabe gelöst. Die Ergebnisse werden wie folgt in übersichtlicher Form zusammengestellt.

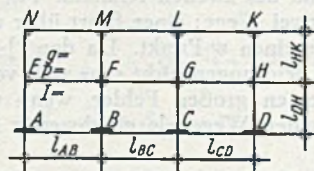


Abb. 4.

Zusammenstellung aller Rechenvorschriften.

1. Systemskizze (Abb. 4) enthält Stablängen l_{kr} , Trägheitsmomente J_{kr} und Belastungen p_{kr} (kg/m) in Zahlen.

2. Systemskizze (Abb. 5) enthält die Systemwerte a in Zahlen

$$a_{kr} = \frac{J_{kr} \cdot l_c}{l_{kr} \cdot J_c}$$

$$a_{kk} = 2(a_{ko} + a_{kr} + a_{ku} + a_{kl})$$

$$a_{kollr} = \frac{a_{ko} \cdot a_{ol} \cdot a_{lr} \cdot a_{rk}}{a_{kk} \cdot a_{oo} \cdot a_{ll} \cdot a_{rr}}$$

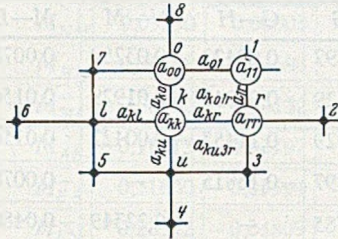


Abb. 5.

3. Systemskizze (Abb. 6) enthält die Systemwerte b in Zahlen

$$b_{kr} = \frac{a_{kr}^2}{a_{kk} \cdot a_{rr}}$$

$$b_{kk} = 1 - b_{ko} - b_{kr} - b_{ku} - b_{kl}$$

$$b_{kollr} = b_{kk} + b_{oo} + b_{ll} + b_{rr} + b_{ko} + b_{ol} + b_{lr} + b_{rk} - 3$$

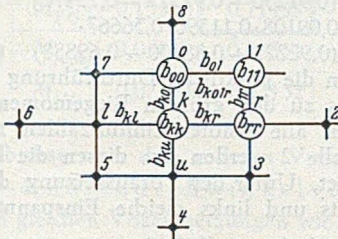


Abb. 6.

4. Systemskizze (Abb. 7) enthält die Systemwerte c in Zahlen

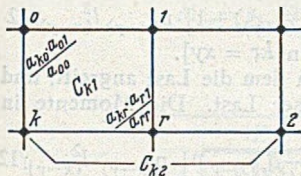


Abb. 7.

$$c_{k1} = \frac{a_{ko} \cdot a_{ol} + a_{kr} \cdot a_{rl}}{a_{oo} + a_{rr}}$$

$$c_{k2} = \frac{a_{kr} \cdot a_{r2}}{a_{rr}}$$

Einflußwerte. (alle anderen β werden vernachlässigt)

$$\beta_{kk} = \frac{1.008}{a_{kk} \cdot b_{kk}}$$

$$\beta_{kr} = -0.995 \cdot \beta_{kk} \cdot \beta_{rr} \cdot a_{kr} \cdot (1 - b_{kr} + \frac{a_{kollr} + a_{ku3r}}{b_{kr}})$$

$$\beta_{k1} = \beta_{kk} \cdot \beta_{11} \cdot c_{k1} \cdot (b_{kk} + b_{11} - b_{kollr})$$

$$\beta_{k2} = \beta_{kk} \cdot \beta_{22} \cdot c_{k2} \cdot (1.25 - b_{kr} - b_{rr} - b_{r2})$$

Belastungswerte. (positiv, wenn am Knoten rechtsdrehend)

$$K_k = p_{kr} \cdot l_{kr}^2 / 12 - p_{kl} \cdot l_{kl}^2 / 12$$

Knotendrehwinkel. ($2EJ_c/l_c$ - fache)

$$\varphi_k = \beta_{kk} \cdot K_k + \beta_{ko} \cdot K_o + \beta_{kr} \cdot K_r + \beta_{ku} \cdot K_u + \beta_{kl} \cdot K_l + \beta_{k1} \cdot K_1 + \beta_{k2} \cdot K_2 + \beta_{k3} \cdot K_3 + \dots + \beta_{k8} \cdot K_8$$

Stabendmomente (positiv, wenn am Stab rechtsdrehend)

$$M_{kr} = a_{kr} \cdot (2\varphi_k + \varphi_r) - p_{kr} \cdot l_{kr}^2 / 12$$

$$M_{rk} = a_{kr} \cdot (2\varphi_r + \varphi_k) - p_{kr} \cdot l_{kr}^2 / 12$$

Ein Beispiel.

Als Beispiel wählen wir einen Rahmen, der von Göttlicher² behandelt wurde. Die Abmessungen sind in Abb. 8 neben den a -Werten angegeben. Ausgangswerte sind hier die Stabwerte a_{ki} : für die Riegel sind alle $a_{ki} = 2$, für die Stiele sind alle $a_{ki} = 1$. Die Berechnung wird von Abb. 8 bis zu den Einflußwerten ohne weitere Erläuterung und ohne Zwischenrechnung durchgeführt.

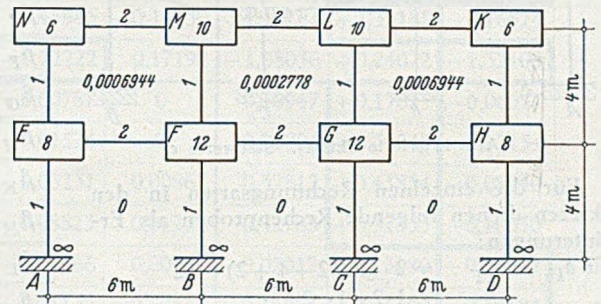


Abb. 8 (erste und zweite Skizze). Abmessungen und Stabwerte a.

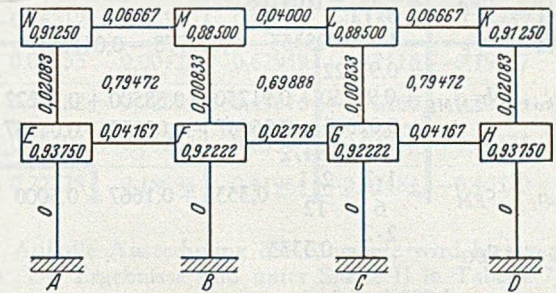


Abb. 9 (dritte Skizze). Stabwerte b.

Die erste Skizze ist entbehrlich, da sämtliche Stabwerte vorgegeben sind. In die zweite Skizze (Abb. 8) schreibt man an die Stäbe k_i die zahlenmäßig ausgerechneten Stabwerte a_{ki} . Diese Stabwerte werden rund um jeden Knoten addiert, mit 2 multipliziert und an jeden Knoten k als Knotenwert a_{kk} angeschrieben. Die in die Felder einzutragenden Feldwerte a_{ksdw} werden so berechnet, daß man alle das Feld umgebenden Stabwerte miteinander multipliziert und durch das Produkt aller Knotenwerte in den Ecken des betreffenden Feldes dividiert.

In die dritte Skizze (Abb. 9) werden die Werte b eingetragen. Für die Stabwerte b_{ki} greift man auf die a -Werte der zweiten Skizze zurück, indem man das Quadrat der dortigen Stabwerte durch die beiden den Stab abgrenzenden Knotenwerte dividiert. Die Knotenwerte b_{kk} sind dann gleich 1, vermindert um die Summe aller an den Knoten anschließenden Stabwerte b_{ki} . Als Feldwerte trägt man dann die Summe sämtlicher das Feld umgebenden Stab- und Knotenwerte, vermindert um 3, ein.

Die vierte Skizze (Abb. 10) enthält die Werte c , zu deren Berechnung wieder auf die a -Werte der zweiten Skizze zurückgegriffen wird. Und zwar sind die Werte c_{kg} , für die k und g mit dem zwischen ihnen liegenden Knoten i auf einer Geraden liegen, gleich dem Produkt der beiden zwischen k und g liegenden Stabwerte a_{ki} und a_{ig} , dividiert durch den zwischen den beiden liegenden Knotenwert a_{ii} . Liegen dagegen k und d auf der Diagonalen eines Feldes, so ist der Knoten d von k aus auf zwei Wegen zu erreichen. Dementsprechend besteht der Wert c_{kd} aus zwei Summanden. Diese berechnen sich wieder wie zuvor aus dem Produkt der beiden zwischen k und d liegenden Stabwerte a_{ki} und a_{id} , dividiert durch den

² Bauing. 22 (1941) S. 130.

zwischen ihnen liegenden Knotenwert a_{ii} . Die Summanden werden in die Ecken des betreffenden Feldes eingetragen und ihre Summe in die Diagonale des Feldes kd .

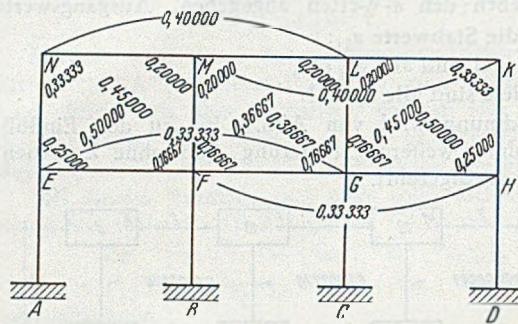


Abb. 10 (vierte Skizze). Stabwerte c .

$$\beta_{kg} = \beta_{kk} \cdot \beta_{gg} \cdot c_{kg} \cdot 4 \cdot (1,25 - b_{ki} - b_{ii} - b_{ig})$$

$$\beta_{EG} = \beta_{FH} = 0,13440 \cdot 0,09108 \cdot 0,33333 \cdot 4 \cdot (1,25 - 0,04167 - 0,92222 - 0,02778) = 0,00422$$

$$\beta_{NL} = \beta_{MK} = 0,18411 \cdot 0,11390 \cdot 0,40000 \cdot 4 \cdot (1,25 - 0,06667 - 0,88500 - 0,04000) = 0,00867$$

Tabelle 2. Feldeinflußzahlen.

	Belastung in					
	E-F	F-G	G-H	N-M	M-L	L-K
β_E	0,15815	-0,02797	0,00422	-0,03280	0,00787	-
β_F	-0,11483	0,10729	-0,02045	0,01929	-0,01566	0,00422
β_G	0,02045	-0,10729	0,11483	-0,00422	0,01566	-0,01929
β_H	-0,00422	0,02797	-0,15815	-	-0,00787	0,03280
β_N	-0,03278	0,00785	-	0,22349	-0,04805	0,00867
β_M	0,01931	-0,01566	0,00422	-0,15328	0,13889	-0,03366
β_L	-0,00422	0,01566	-0,01931	0,03366	-0,13889	0,15328
β_K	-	-0,00785	0,03278	-0,00867	0,04805	-0,22349

Für die einzelnen Rechnungsarten in den Skizzen dienen folgende Rechenproben als Erläuterungen:

für $a_{kk} : a_{FF} = 2 \cdot (1 + 2 + 1 + 2) = 12$

für $a_{ko1r} : a_{ENMF} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 2}{8 \cdot 6 \cdot 10 \cdot 12} = 0,00069444$

für $b_{ki} : b_{EF} = \frac{2^2}{8 \cdot 12} = 0,041667$

für $b_{kk} : b_{FF} = 1 - 0,008333 - 0,027778 - 0,041667 = 0,92222$

für $b_{ko1r} : b_{ENMF} = 0,93750 + 0,91250 + 0,88500 + 0,92222 + 0,02083 + 0,06667 + 0,00833 + 0,04167 - 3 = 0,79472$

für $c_{k1} : c_{EM} = \frac{1 \cdot 2}{6} + \frac{2 \cdot 1}{12} = 0,3333 + 0,1667 = 0,5000$

für $c_{k2} : c_{EG} = \frac{2 \cdot 2}{12} = 0,3333$

$$\beta_{kd} = \beta_{kk} \cdot \beta_{dd} \cdot c_{kd} \cdot (b_{kk} + b_{dd} - b_{ksdiw})$$

$$\beta_{EM} = \beta_{HL} = 0,13440 \cdot 0,11390 \cdot 0,50000 \cdot (0,93750 + 0,88500 - 0,79472) = 0,00787$$

$$\beta_{NF} = \beta_{GK} = 0,18411 \cdot 0,09108 \cdot 0,45000 \cdot (0,91250 + 0,92222 - 0,79472) = 0,00785$$

$$\beta_{FL} = \beta_{MG} = 0,09108 \cdot 0,11390 \cdot 0,36667 \cdot (0,92222 + 0,88500 - 0,69888) = 0,00422$$

Es folgt nun die praktische Durchführung der weiteren Berechnung bis zu den größten Biegemomenten. In Tabelle 1 werden alle Knoten-Einflußzahlen zusammengestellt. In Tabelle 2 werden aus diesen die Feld-Einflußzahlen errechnet. Unter der Voraussetzung, daß die Feldbelastung rechts und links gleiche Einspannmomente M' erzeugt, ist

$$\beta_{k(x-y)} = \beta_{kx} - \beta_{ky}$$

Die Stabendmomente werden dann bei gleichmäßig verteilter Belastung

$$M_{kr(x-y)} = [a_{kr}(2\beta_{k(x-y)} + \beta_{r(x-y)}) - 1] \cdot p_{(x-y)} \cdot l_{(x-y)}^2 / 12$$

$$M_{rk(x-y)} = [a_{rk}(2\beta_{r(x-y)} + \beta_{k(x-y)}) + 1] \cdot p_{(x-y)} \cdot l_{(x-y)}^2 / 12$$

[± 1 nur, wenn $kr = xy$].

Hier ist $(x-y)$ das Feld, in dem die Last angreift, und kr der Ort der Wirkung dieser Last. Die Momente in Feldmitte sind

$$M_{kr(x-y)} = 0,5 [1 + a_{kr}(\beta_{k(x-y)} - \beta_{r(x-y)})] \cdot p_{(x-y)} \cdot l_{(x-y)}^2 / 12$$

[1 nur, wenn $kr = xy$].

Tabelle 1. Knoteneinflußzahlen.

	E	F	G	H	N	M	L	K
β_E	0,13440	-0,02375	0,00422	-	-0,02493	0,00787	-	-
β_F	-0,02375	0,09108	-0,01621	0,00422	0,00785	-0,01144	0,00422	-
β_G	0,00422	-0,01621	0,09108	-0,02375	-	0,00422	-0,01144	0,00785
β_H	-	0,00422	-0,02375	0,13440	-	-	0,00787	-0,02493
β_N	-0,02493	0,00785	-	-	0,18411	-0,03938	0,00867	-
β_M	0,00787	-0,01144	0,00422	-	-0,03938	0,11390	-0,02499	0,00867
β_L	-	0,00422	-0,01144	0,00787	0,00867	-0,02499	0,11390	-0,03938
β_K	-	-	0,00785	-0,02493	-	0,00867	-0,03938	0,18411

$$\beta_{ML} = -0,995 \cdot 0,11390 \cdot 0,11390 \cdot 2 \cdot (1 - 0,04000 + 0,0002778/0,04000) = -0,02499$$

$$\beta_{EN} = \beta_{HK} = -0,995 \cdot 0,13440 \cdot 0,18411 \cdot 1 \cdot (1 - 0,02083 + 0,0006944/0,02083) = -0,02493$$

$$\beta_{FM} = \beta_{GL} = -0,995 \cdot 0,09108 \cdot 0,11390 \cdot 1 \cdot (1 - 0,00833 + 0,0009722/0,00833) = -0,01144$$

In Tabelle 3 werden die Momente aus den Feldbelastungen sowie für die ungünstigsten Lastfälle und für Belastungen in allen Feldern unter der Annahme berechnet, daß $pl^2/12$ in allen Feldern gleich eins ist.

Für die praktische Rechnung erübrigen sich weitere Erläuterungen.

Tabelle 3. Biegemomente.

		Belastung in								
		E-F	F-G	G-H	N-M	M-L	L-K	allen Feldern	max	min
Riegelmomente $a_{ki} = 2$	M_{EF}	-0,59706	0,10270	-0,02398	-0,09262	0,00016	0,00844	-0,60236	+0,11130	-0,71366
	M_{FE}	0,85698	0,37322	-0,07328	0,01156	-0,04690	0,01688	1,13846	+1,25864	-0,12018
	M_{FG}	-0,41846	-0,78542	0,14794	0,06872	-0,03132	-0,02170	-1,04024	+0,21666	-1,25690
	M_{NM}	-0,09250	0,00008	0,00844	0,41260	0,08558	-0,03264	-0,44364	+0,09410	-0,53774
	M_{MN}	0,01168	-0,04694	0,01688	0,83386	0,45946	-0,11730	1,15764	+1,32188	-0,16424
	M_{ML}	0,06880	-0,03132	-0,02174	-0,54580	-0,72222	0,17192	-1,08036	+0,24072	-1,32108
Stielmomente $a_{ki} = 1$	M_{AE}	0,15815	-0,02797	0,00422	-0,03280	0,00787	0	0,10947	+0,17025	-0,06077
	M_{EA}	0,31630	-0,05594	0,00844	-0,06560	0,01574	0	0,21894	+0,34048	-0,12154
	M_{EN}	0,28352	-0,04809	0,00844	0,15789	-0,03231	0,00867	0,37812	+0,45854	-0,08040
	M_{NE}	0,09259	-0,01227	0,00422	0,41418	-0,08823	0,01734	0,42783	+0,52833	-0,10050
	M_{BF}	-0,11483	0,10729	-0,02043	0,01929	-0,01566	0,00422	-0,02012	+0,13080	-0,15092
	M_{FB}	-0,22966	0,21458	-0,04086	0,03858	-0,03132	0,00844	-0,04024	+0,26160	-0,30184
	M_{FM}	-0,21035	0,19892	-0,03664	-0,11470	0,10757	-0,02522	-0,08032	+0,30659	-0,38691
	M_{MF}	-0,07621	0,07597	-0,01199	-0,28727	0,26212	-0,06310	-0,10048	+0,33809	-0,43857
Feldmomente $a_{ki} = 2$	M_{EF}	0,77298	-0,13526	0,02465	-0,05209	0,02353	-0,00422	0,62959	+0,82116	-0,19157
	M_{FG}	-0,13526	0,71458	-0,13526	0,02351	-0,03132	0,02351	0,45976	+0,76160	-0,30184
	M_{NM}	-0,05209	0,02351	-0,00422	0,87677	-0,18694	0,04233	0,69936	+0,94261	-0,24325
	M_{NL}	0,02353	-0,03132	0,02353	-0,18694	0,77778	-0,18694	0,41964	+0,82484	-0,40520

Ergebnisse nach den anderen Verfahren.

1. Stab-Knotendrehwinkelverfahren.

Unter den gleichen Voraussetzungen wie zuvor ergeben sich nach dem strengen Stab-Knotendrehwinkelverfahren folgende Knoten- und Stabdrehwinkel φ und ψ (Tab. 4).

Hieraus ergeben sich die genauen Werte der Biegemomente nach denselben Formeln wie über Tabelle 3, mit Ausnahme der Stielmomente. Diese sind:

$$M_{kr} = a_{kr} (2\varphi_r + \varphi - \psi_{kr})$$

Auf die Ausrechnung der Momente wird hier verzichtet. Die Ergebnisse sind unter Spalte II in Tabelle 7 eingetragen.

5. Drehwinkelverfahren unter Vernachlässigung der kleinen Einflüsse.

Als kleine Einflüsse gelten, wie einleitend bemerkt, die die in Tabelle 1 als unwesentlich übergangen wurden. Dies sind in Tabelle 6 die (-) Zahlen. Die ausgerechneten Momente sind unter Spalte III in Tabelle 7 angegeben.

Tabelle 4. Knoten- und Stabdrehwinkel.

	E	F	G	H	N	M	L	K
φ_E	+0,14572	-0,01760	+0,01045	+0,01048	-0,01857	+0,01090	+0,00092	+0,00730
φ_F	-0,01760	+0,09417	-0,01304	+0,01045	+0,01139	-0,00980	+0,00610	+0,00142
φ_G	+0,01045	-0,01304	+0,09417	-0,01760	+0,00142	+0,00610	-0,00980	+0,01139
φ_H	+0,01048	+0,01045	-0,01760	+0,14572	+0,00730	+0,00092	+0,01090	-0,01857
φ_N	-0,01857	+0,01139	+0,00142	+0,00730	+0,19266	-0,03553	+0,01246	+0,00568
φ_M	+0,01090	-0,00980	+0,00610	+0,00092	-0,03553	+0,11565	-0,02333	+0,01246
φ_L	+0,00092	+0,00610	-0,00980	+0,01090	+0,01246	-0,02333	+0,11565	-0,03553
φ_K	+0,00730	+0,00142	+0,01139	-0,01857	+0,00568	+0,01246	-0,03553	+0,19266
ψ_{AE}	+0,05589	+0,02774	+0,02774	+0,05589	+0,00058	+0,00305	+0,00305	+0,00058
ψ_{EN}	+0,05610	+0,03116	+0,03116	+0,05610	+0,06631	+0,02902	+0,02902	+0,06631

Die Momente sind in Tabelle 5 ausgerechnet und ihre Größtwerte in die Tabelle 7 Spalte I übernommen.

2. Drehwinkelverfahren.

Wenn die Stabdrehwinkel vernachlässigt werden, d. h. wenn die Knotenpunkte als unverschieblich gelten, so werden die Knotendrehwinkel φ unter den gleichen Voraussetzungen: (Tab. 5)

4. Näherungsverfahren.

Die Ergebnisse sind aus Tabelle 3 entnommen und in die Spalte IV der Tabelle 7 eingetragen.

5. Schachbrettbelastung.

Die in Tabelle 5 — also nach dem an sich strengsten Verfahren — berechneten Momente aus schachbrettförmig verteilter Belastung sind in Tabelle 7 Spalte V angegeben.

Tabelle 5. Genaue Biegemomente.

		Belastung in									max.	min.
		E-F	F-G	G-H	N-M	M-L	L-K	M-L E-F, G-H	N-M L-K, F-G	allen Feldern		
Riegel- momente $a_k l = 2$	M_{EF}	-0,57026	+0,10222	-0,04710	-0,07550	+0,00812	-0,01616	-0,60924	+0,01056	-0,59868	+0,11034	-0,70902
	M_{FE}	+0,87956	+0,37274	-0,09402	+0,02582	-0,04364	+0,00596	+0,74190	+0,40452	+1,14642	+1,28408	-0,13766
	M_{FG}	-0,40010	-0,78558	+0,12958	+0,07540	-0,03180	-0,02366	-0,30232	-0,73384	-1,03616	+0,20498	-1,24114
	M_{NM}	-0,07844	+0,00808	-0,01316	-0,38960	+0,08600	-0,04446	-0,00560	-0,42598	-0,43158	+0,09408	-0,52566
	M_{MN}	+0,02288	-0,04366	+0,00896	+0,85166	+0,45994	-0,12960	+0,49178	+0,67840	+1,17018	+1,34344	-0,17326
	M_{ML}	+0,07244	-0,03180	-0,02068	-0,53314	-0,72204	+0,40574	-0,67028	-0,72414	-1,76602	+0,23164	-1,30766
Stielmomente $a_k l = 1$	M_{AE}	+0,13517	-0,02805	+0,02812	-0,02700	+0,00998	-0,00885	+0,17327	-0,06390	+0,10937	+0,17327	-0,06390
	M_{EA}	+0,29849	-0,05610	+0,02809	-0,05647	+0,01996	-0,01523	+0,34654	-0,12780	+0,21874	+0,34654	-0,12780
	M_{EN}	+0,27174	-0,04613	+0,01900	+0,13196	-0,02803	+0,03131	+0,26271	+0,11714	+0,37985	+0,45401	-0,07416
	M_{NE}	+0,07846	-0,00811	+0,01315	+0,38962	-0,08600	+0,04447	+0,00561	+0,42598	+0,43159	+0,52570	-0,09411
	M_{BF}	-0,13992	+0,10721	+0,00466	+0,02366	-0,01590	+0,00221	-0,15116	+0,13308	-0,01808	+0,13774	-0,15582
	M_{FB}	-0,25169	+0,21442	-0,01883	+0,04485	-0,03180	+0,00689	-0,30232	+0,26616	-0,03616	+0,26616	-0,30232
	M_{FM}	-0,22778	+0,19852	-0,01686	-0,14609	+0,10718	+0,01086	-0,13746	+0,06329	-0,07417	+0,31656	-0,39073
	M_{NF}	-0,09531	+0,07541	+0,01181	-0,31846	+0,26206	-0,02961	+0,17856	-0,27266	-0,09410	+0,34928	-0,44338
Feld- momente $a_k l = 1$	M_{EF}	+0,77509	-0,13526	+0,02346	-0,05066	+0,02588	-0,01106	+0,82443	-0,19698	+0,62745	+0,82443	-0,19698
	M_{FG}	-0,13526	+0,71442	-0,13526	+0,02587	-0,03180	+0,02587	-0,30232	+0,76616	+0,46384	+0,76616	-0,30232
	M_{NM}	-0,05066	+0,02587	-0,01106	+0,87937	-0,18697	+0,04257	-0,24869	+0,94781	+0,69912	+0,94781	-0,24869
	M_{ML}	+0,02588	-0,03180	+0,02588	-0,18697	+0,77796	-0,18697	+0,82972	-0,40574	+0,42398	+0,82972	-0,40574

6. Amtliche Bestimmungen.

Die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton sehen in § 28 für rahmenartige Tragwerke eine vereinfachte Berechnungsmethode vor, bei der die Riegel als durchlaufende Balken aufgefaßt werden und die Innenstiele als an die Riegel gelenkig angeschlossen angesehen werden können. Die Momente der Randsäulen und des Endriegels werden in der Nähe eines Randknotens unter der Annahme berechnet, daß die Nachbarknoten fest eingespannt sind. Die Ergebnisse dieser Rechnung sind in Spalte VI der Tabelle 7 eingetragen.

Mit diesem erheblichen Fehler begründet G ö t t l i c h e r die Unhaltbarkeit der Annahme unverschieblicher Knotenpunkte. Nun ist aber der untersuchte Belastungsfall für die Bemessung des Rahmens an keinem Punkte entscheidend. Maßgeblich wäre in der Regel im Hochbau der Belastungsfall, der das größte Moment erzeugt. Für diesen wäre das ungünstigste Moment nach Tabelle 7 Spalte I: $M_{GL} = M_{FM} = 0,39073$ tm, oder, da G ö t t l i c h e r mit der dreifachen Last rechnet, $M = 3 \cdot 0,39073 = 1,17219$ tm. Durch die Vernachlässigung der Stabdrehwinkel käme ein Fehler von -2,8 % in die Rechnung.

Tabelle 6. Knoteneinflüßzahlen.

	E	F	G	H	N	M	L	K
φ_E	+0,13405	-0,02371	+0,00433	-0,00120	-0,02494	+0,00779	(-0,00217)	(+0,00092)
φ_F	-0,02371	+0,09095	-0,01624	+0,00433	+0,00779	-0,01153	+0,00437	(-0,00218)
φ_G	+0,00433	-0,01624	+0,09095	-0,02371	(-0,00218)	+0,00437	-0,01153	+0,00779
φ_H	(-0,00120)	+0,00433	-0,02371	+0,13405	+0,00092	(-0,00217)	+0,00779	-0,02494
φ_N	-0,02494	+0,00779	(-0,00218)	(+0,00092)	+0,18392	-0,03930	+0,00869	(-0,00305)
φ_M	+0,00779	-0,01153	+0,00437	(-0,00217)	-0,03930	+0,11401	-0,02498	+0,00869
φ_L	(-0,00217)	+0,00437	-0,01153	+0,00779	+0,00869	-0,02498	+0,11401	-0,03930
φ_K	(+0,00092)	(-0,00218)	+0,00779	-0,02494	(-0,00305)	+0,00869	-0,03930	+0,18392

Vergleich der einzelnen Verfahren.

Die nachfolgenden Ausführungen stellen nicht eine spezielle Polemik gegen die zitierte Arbeit des Herrn G ö t t l i c h e r dar, sondern es soll nur der Einfluß verschiedener Annahmen auf die numerischen Ergebnisse und ihre Beurteilung an einem praktischen Beispiel gezeigt werden, wozu der von G. durchgerechnete Fall eine gute Vergleichsmöglichkeit liefert.

In dem schon erwähnten Aufsatz von G ö t t l i c h e r wurde der hier untersuchte Rahmen für gleichmäßig verteilte Belastung in den Feldern E-F und N-M berechnet. Unter dieser Belastung tritt bei GL ein Moment auf, das unter der Annahme von unverschieblichen Knotenpunkten 0,165 tm erreicht, während durch die Berücksichtigung der Stabdrehwinkel 0,018 tm erzeugt wird. Der Unterschied beträgt auf das genaue Moment bezogen + 817 %.

Der von G ö t t l i c h e r gewählte Belastungsfall erzeugt zwar die größtmöglichen Stabdrehwinkel und führt infolgedessen an den Stellen, die von den belasteten Feldern weiter entfernt liegen, zu dem größtmöglichen Fehler im Moment. Dieser Fehler ist jedoch uninteressant, wenn das fragliche Moment für die Bemessung ohne Belang ist. Selbst wenn in Ausnahmefällen für die Bemessung nur der eine Belastungsfall maßgebend wäre, könnte der Querschnitt schwerlich für das errechnete winzige Moment bemessen werden. Und auch G ö t t l i c h e r kann diese Meinung nicht vertreten. Denn er hat ja bereits im Entwurf — wenn wir die Rahmenskizze mit den angegebenen Steifigkeitszahlen als solchen ansehen wollen — bereits die Absicht erkennen lassen, alle Stützenquerschnitte gleich zu machen. Er müßte also mindestens für den Querschnitt EN bemessen, für den er selber auch nur einen Fehler

Tabelle 7.

		Größtmomente nach Verfahren						Fehler in % (bezogen auf I) beim Vergleich der Verfahren							
		Stab- Knoten- Drehwinkel	Knoten- Drehwinkel	wie II jedoch ohne die kleinen Einfüsse	Näherungs- verfahren	wie I, jedoch Schachbrett- belastung	„Amtliche Bestimmungen“	II - I	III - II	IV - III	IV - I	V - I	VI - I		
Riegel- endmomente	M_{EF}	0,70902	0,70958	0,71438	0,71366	0,60924	0,50000	+0,1	+0,7	-0,1	+0,7	-14,1	-29,5		
	M_{FE}	1,28408	1,26140	1,25886	1,25864	1,14642	1,40040	-1,8	-0,2	0,0	-2,0	-10,8	+9,0		
	M_{FG}	1,24114	1,24736	1,25608	1,25690	1,03616	1,40040	+0,5	+0,7	+0,1	+1,3	-16,5	+12,7		
	M_{NM}	0,52566	0,52642	0,53860	0,53774	0,43158	0,33333	+0,2	+2,3	-0,2	+2,3	-17,9	-36,6		
	M_{MN}	1,34344	1,32496	1,32248	1,32188	1,17018	1,40040	-1,4	-0,2	0,0	-1,6	-13,0	+4,3		
	M_{ML}	1,30766	1,31220	1,32088	1,32108	1,07602	1,40040	+0,4	+0,6	0,0	+1,0	-17,7	+7,1		
Stielendmomente	M_{AE}	0,17327	0,17326	0,16989	0,17025	0,17327	0,12500	0	-1,9	+0,2	-1,7	0	-27,8		
	M_{EA}	0,34654	0,34650	0,33976	0,34048	0,34654	0,25000	0	-2,0	+0,2	-1,8	0	-27,7		
	M_{EN}	0,45401	0,45409	0,45796	0,45854	0,37985	0,25000	0	+0,9	+0,1	+1,0	-16,3	-35,0		
	M_{NE}	0,52570	0,52573	0,52772	0,52833	0,43159	0,33333	0	+0,4	+0,1	+0,5	-17,8	-36,6		
	M_{BF}	0,15582	0,15113	0,15113	0,15092	0,15116	0	-3,0	0	-0,1	-3,1	-2,8	-100,0		
	M_{FB}	0,30232	0,30226	0,30226	0,30184	0,30232	0	0	0	-0,1	-0,1	0	-100,0		
	M_{FM}	0,39073	0,37984	0,38637	0,38691	0,13746	0	-2,8	+1,7	+0,1	-1,0	-64,8	-100,0		
	M_{MF}	0,44338	0,43161	0,43813	0,43857	0,17266	0	-2,7	+1,5	+0,1	-1,1	-38,3	-100,0		
Feld- momente	M_{EF}	0,82443	0,82438	0,82101	0,82116	0,82443	0,55980	0	-0,4	0,0	-0,4	0	-32,0		
	M_{FG}	0,76616	0,76612	0,76176	0,76160	0,76616	0,90000	0	-0,6	0,0	-0,6	0	+17,5		
	M_{NM}	0,94781	0,94781	0,94222	0,94261	0,94781	0,63314	0	-0,5	-0,1	-0,6	0	-23,2		
	M_{ML}	0,82972	0,82970	0,82536	0,82484	0,82972	0,90000	0	-0,5	-0,1	-0,6	0	+8,5		
		Größter Fehler:						-3,0	+2,3	-0,2	-3,1	-64,8	-100,0		
		Mittlerer Absolut-Fehler:						0,7	0,8	0,1	1,2	12,8	39,3		
		Bei konstantem Riegel- und Stielquer- schnitt ist der Fehler des für die Be- messung maßgebenden Momentes						für Riegel MN		-1,4	-0,2	0,0	-1,6	-13,0	+4,3
								für Stiel NE		0,0	+0,4	+0,1	+0,5	-17,8	-36,6

von + 8,7 % ausrechnet. Sollte aber die Absicht bestehen, wirklich nach dem auftretenden Moment zu bemessen, so müßte eine Nachrechnung mit den neuen Querschnitten das Bild ganz erheblich ändern. Mit den Ergebnissen der Berechnung von Götlicher läßt sich also in keiner Weise ein Anspruch auf erhöhte Genauigkeit begründen.

Für die Beurteilung, ob es erforderlich ist, die Verschieblichkeit der Knotenpunkte zu berücksichtigen, sind vielmehr die Fehler der Tabelle 7, Spalte II - I maßgebend. Dieser Fehler erreicht einen Größtwert von - 3,0 %. Im vorliegenden Fall, wo der Entwurf die Absicht erkennen läßt, alle Riegel und Stiele gleich zu machen, ist dieser Fehler des größten Momentes - 1,4 %. Dieser Fehler fällt immerhin in den Bereich der Ungenauigkeiten, die sich bei der Bestimmung der Baustoffeigenschaften gar nicht vermeiden lassen und die von den unvermeidlichen Fehlern bei der Festigkeitsberechnung überwogen werden.

Hieraus ziehen wir den Schluß, daß es sich nicht lohnt, mit Hilfe eines erheblichen Mehraufwandes an Arbeit diesen Fehler zu vermeiden. Deshalb wird der Vorschlag gemacht, für lotrechte Lasten mit unverschieblichen Knotenpunkten zu rechnen.

Demnach wären die Ergebnisse des Drehwinkelverfahrens (Tabelle 7, Spalte II) voll ausreichend. Wenn wir gegenüber diesen nun noch den Einfluß aller weiter entfernt angreifenden Lasten vernachlässigen, so machen wir nach Tabelle 7, Spalte III - II einen größten Fehler von + 2,3 %, oder - falls alle Stiele gleich stark werden sollen - von + 0,4 %. Auch dieser Fehler kann einen größeren Arbeitsaufwand nicht begründen. Wir schlagen deshalb vor, alle Einfüsse auf den Knotendrehwinkel eines Punktes dann zu vernachlässigen, wenn ihre Entfernung von diesem Punkt drei Stablängen oder mehr beträgt.

Die unter diesen Voraussetzungen zu ermittelnden Ergebnisse können dann nach dem hier vorliegenden Näherungsverfahren berechnet werden, wodurch ein weiterer

Fehler von höchstens - 0,2 % in Kauf genommen wird. (Tabelle 7, Spalte IV - III). Dieser Fehler kommt gegenüber den bisherigen gar nicht mehr in Betracht und ist mit dem Rechenschieber kaum noch zu erfassen. Nun sind aber alle Fehler nicht einfach zu addieren, da sie an verschiedenen Stellen auftreten. Vielmehr geht aus Tabelle 7, Spalte IV - I hervor, daß der größte Gesamtfehler - 3,1 % beträgt, oder bei gleichbleibenden Querschnitten sogar nur - 1,6 %.

Bei all diesen Betrachtungen ist vorausgesetzt, daß die gesamte Last des Rahmens aus veränderlicher Verkehrs- last besteht. Da für Belastungen in allen Feldern die Stabdrehwinkel von vornherein null werden, und somit der Fehler II - I ganz ausfällt, wird das Bild noch erheblich günstiger, wenn die ständige Last des Rahmens als gleichmäßig über alle Felder verteilt in nennenswerter Höhe zu berücksichtigen ist.

Diesen Vorschlägen ist der Vollständigkeit halber noch ein weiterer hinzuzufügen: daß es nicht erlaubt sein darf, die ungünstigsten Momente aus der schachbrettförmig verteilten Last zu berechnen. Wie aus Spalte V - I der Tabelle 7 zu sehen, kann der Fehler in diesem Fall bis zu - 64,8 % betragen und ist für gleichbleibende Querschnitte in allen Feldern beim Größtmoment immerhin noch - 17,8 %, wobei die Momente im übrigen mit großem Aufwand nach dem strengsten Verfahren berechnet wurden.

Um zum Schluß einen Begriff zu vermitteln, wie die Ergebnisse nach den „Amtlichen Bestimmungen“ von den strengen Ergebnissen abweichen, ist in Spalte VI - I der Fehler dieser Methode ausgerechnet. Er beträgt maximal für die Stiele - 100 %. Jedoch ist dieser Fehler weniger maßgebend, da die Stiele in diesem Fall für verminderte zulässige Spannungen berechnet werden müssen. Falls jedoch alle Stiele gleichen Querschnitt haben sollen, ist der maßgebende Fehler des größten Momentes immerhin noch - 36,6 %.

Vorausbestimmung der Wassermenge bei Betonmischungen für bestimmte Betongüten und Frischbetonkonsistenzen.

Von Ing. Fritz Kluge, München.

Vor bemer kung. Die Forderung nach hochwertigen Baustoffen wird in unserer Zeit besonders eindringlich erhoben. Auch vom altbewährten Beton- und Stahlbetonbau wird erwartet, daß durch eine zielsichere Herstellung hoher Betongüten in dieser Bauweise noch kühnere und wirtschaftlichere Bauwerke als bisher ausgeführt werden können.

Aus der praktischen Beschäftigung mit dieser Aufgabe innerhalb der Firma Dyckerhoff & Widmann KG. ist die nachstehende Arbeit entstanden. Das darin entwickelte Verfahren zur Vorausbestimmung der Wassermenge für Betonmischungen bezweckt die schnelle und zielsichere Festlegung einer günstigen Mischung bei gegebenen Rohstoffen.

1. Aufgabenstellung:

Für fast alle Arbeiten im Beton- und Stahlbetonbau wird beim Entwurf eine bestimmte Betongüte zugrunde gelegt. Wenn die zur Verwendung kommenden Rohstoffe — insbesondere die Zementgüte — bekannt sind, ist es nicht schwierig, mit genügender Annäherung denjenigen Wasserzementfaktor (WZF) zu bestimmen, der erforderlich ist, um die verlangte Betongüte zu erreichen. Bei geeigneter Konsistenz und guter Verdichtung kann hierbei zunächst angenommen werden, daß die vollkommene Frischbetonverdichtung nahezu oder ganz erreicht wird.

Aus Abb. 1 läßt sich beispielsweise der erforderliche WZF für Beton mit rundlichem Kiessand bei verschiedenen Zementgüten hinreichend genau entnehmen. (Der Einfluß der Kornform und Oberflächenbeschaffenheit der Zuschlagstoffe auf den inneren Verbund und die Güte des Betons kann hier nicht näher erläutert werden.) Mit der Festlegung des WZF ist aber für den praktischen Aufbau der Mischung noch nicht viel gewonnen; denn auf der Baustelle und im Betonwerk geht es darum, daß die Frischbetonmischung mit dem ermittelten WZF diejenige Konsistenz aufweist, die es ermöglicht, den Beton mit den vorgesehenen Verdichtungsgeräten gut zu verarbeiten.

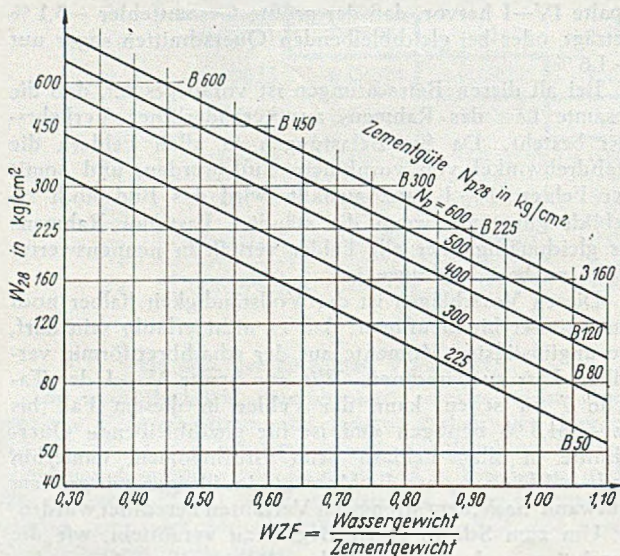


Abb. 1. Beton-Druckfestigkeit in Abhängigkeit von Zementgüte und Wasserzementfaktoren bei Kiessandbeton und 0 % Poren im Frischbeton.

Bem.: Als Zuschlagstoff ist Kiessand aus Kalkstein und Quarz mit rundlicher Kornform zugrunde gelegt. Der Einfluß von Kornform und Oberflächenbeschaffenheit auf die Betondruckfestigkeit bei anderen Gesteinen und anderen Kornformen kann durch vergleichende Würfelprüfungen ermittelt werden.

Der Verdichtungsgrad wirkt sich auf die Betongüte annähernd so aus, daß 3 % Poren im Frischbeton etwa denselben Festigkeitsabfall zur Folge haben, wie die Erhöhung des WZF um 0,10.

Sobald also der WZF festliegt, muß die nächste Frage lauten: Wieviel Wasser und Zement ist unter Beibehaltung dieses WZF erforderlich, um die gewünschte Konsistenz zu erzielen?

Wenn in der Praxis stets die gleichen Zuschläge mit annähernd der gleichen Kornzusammensetzung verwendet würden, könnte diese Frage an Hand von Erfahrungswerten leicht beantwortet werden. Solche Erfahrungswerte reichen aber nicht aus, wenn eine abweichende Kornzusammensetzung vorliegt, die einen anderen Wasseranspruch hat, wodurch auch eine andere Wasser- und Zementmenge erforderlich wird, um den ermittelten WZF einzuhalten. Eine rohe Schätzung der Zementmenge könnte sich hierbei sehr ungünstig auswirken; sei es, daß die verlangte Betongüte nicht erreicht wird oder die kalkulierte Zementmenge nicht ausreicht.

In der Regel wird die notwendige Zement- und Wassermenge erst durch Eignungsprüfungen bestimmt, die aber meist nicht rechtzeitig genug angesetzt werden können. Es ist deshalb verständlich, daß Baustellenpraktiker der Betontechnologie skeptisch gegenüberstehen, wenn das zweckmäßigste Mischungsverhältnis von Zement : Wasser : Zuschlagstoffen doch erst durch Probieren auf der Baustelle gefunden wird.

Es kommt also darauf an, ein einfaches und anschauliches Verfahren zu besitzen, das es ermöglicht, bei bekannten Rohstoffen (vor allem der Kornzusammensetzung der Zuschläge) durch wenige Rechnungen diejenige Zement- und Wassermenge festzulegen, welche die verlangte Betongüte und zweckmäßigste Konsistenz ergeben.

2. Die Lösung:

Der Wasseranspruch einer Betonmischung setzt sich zusammen aus dem Wasseranspruch des Zementes und dem der Zuschläge. Die für die gewünschte Konsistenz erforderliche Wassermenge richtet sich nach dem Anteil der einzelnen Kornstufen. Je höher der Anteil der kleinen Kornstufen ist, um so größer ist die Oberfläche und der Wasseranspruch der Körnung, bezogen auf die Gewichtseinheit bzw. Festraumeinheit des Stoffes.

Die in Tabelle 1 aufgeführten Wasseranspruchswerte sind aus Versuchen mit Kiessand ermittelt worden und gelten für gut plastische Konsistenz. Für die Rechnung werden die Festraum-% bzw. Literangaben verwendet, weil dadurch die Rechnung in anschaulicher Weise auf 1 m³ Festbeton bezogen werden kann. Die Gewichts-% sind lediglich zum Vergleich angegeben worden, wobei für die Zuschläge eine Rohwichte von 2,70 angenommen wurde. Es ist auch genauer, den Wasseranspruch in Festraum-% zu benutzen anstatt in Gewichts-%, weil er mehr von der Korngröße und weniger vom Einheitsgewicht des Stoffes abhängt. — Der hier behandelte Wasseranspruch bezieht sich selbstverständlich nur auf das Oberflächenwasser; d. h. es werden gesättigte, oberflächentrockene Stoffe zugrunde gelegt.

Nach Tabelle 1 kann der Wasseranspruch eines Korngemenges in Liter schnell ermittelt werden, wenn der Anteil der Kornstufen bekannt ist. Sind beispielsweise 10 Festraumliter (27 kg) vorhanden, in dem die ersten vier Kornstufen gemäß Tabelle 1 mit je einem l und die letzten drei Kornstufen mit je 2 l enthalten sind, so beträgt der Wasseranspruch dieser Menge für eine plastische Konsistenz:

$$0,65 + 0,20 + 0,12 + 0,085 + 2 \cdot 0,065 + 2 \cdot 0,045 + 2 \cdot 0,035 = 1,345 \text{ l.}$$

Kommt 1 Festraum-Liter Zement (3,1 kg) hinzu mit einem Wasseranspruch von 0,80 l, so beträgt der Gesamtwasseranspruch = 2,145 l.

langt ist schwachplastische Konsistenz mit einer Konsistenzzahl $\beta = 0,9$ (Tabelle 2). Gesucht sind die für 1 m³ Festbeton erforderlichen Mengen an Wasser, Zement

Tabelle 1. Wasseranspruchzahlen für plastische Konsistenz.

Wasseranspruch in:	Zement	Kornstufen des Kiessandes in mm						
		0—0,2	0,2—1	1—3	3—7	7—15	15—30	30—70
Festraum — %	80	65	20	12	8,5	6,5	4,5	3,5
Liter je l festen Stoff	0,80	0,65	0,20	0,12	0,085	0,065	0,045	0,035
Gewichts — %	26,0	24,0	7,4	4,5	3,2	2,4	1,7	1,3

Wird nun eine steifere oder weichere Konsistenz verlangt, so braucht der errechnete Wasseranspruch nur mit der entsprechenden Konsistenzzahl nach Tabelle 2 multipliziert zu werden. Die Konsistenzzahlen sind ebenfalls empirisch ermittelt worden. Danach würde bei obigem Beispiel für eine schwach erdfuchte Konsistenz der Wasseranspruch = 0,82 · 2,145 = 1,761 betragen.

und Zuschlägen in kg Rohwichte der Zuschläge $s_s = 2,7$; Reinwichte des Zements 3,1 kg/l.

$$W + S + Z = 1000 \quad (1)$$

$$0,9 (0,8 Z + 0,107 S) = W \quad (2)$$

$$\frac{W}{3,1 Z} = 0,5 \quad (3)$$

Tabelle 2. Konsistenzzahlen.

Konsistenz	Trocken	Erdfucht		Plastisch		Breiig		Flüssig
		Schwach-erdfucht	Stark-erdfucht	Schwach-plastisch	Stark-plastisch	Schwach-breiig	Stark-breiig	
Konsistenz-Zahl	< 0,80	0,80—0,85	0,85—0,90	0,90—0,95	0,95—1,05 i. M. 1,00	1,05—1,10	1,10—1,20	> 1,20
Verdichtungsarten	Stampfen, Schocktisch, Rütteltisch							
	Innenrüttler, Oberflächenrüttler							
				Leichtes Stampfen und Stochern				

Mit diesen Wasseranspruchs- und Konsistenzzahlen läßt sich nun leicht ein Verfahren ableiten, mit dem für eine bestimmte Betongüte und Konsistenz die notwendigen Zement-, Zuschlag- und Wassermengen ermittelt werden können.

Die Rechnung wird auf 1 m³ Festbeton bezogen. Es wird angenommen, daß keine Luftporen zwischen den Rohstoffen zurückbleiben; der etwaige Fehler aus der Annahme der vollkommenen Frischbetonverdichtung ist bei gutem Beton in der Regel so gering — meist unter 1,5 Raum-% —, daß er für die Stoffzumessung vernachlässigt werden kann.

Wir haben also 3 Unbekannte, nämlich die Anzahl der Festraumliter W des Wassers, S der Zuschlagstoffe, Z des Zements.

Für die 3 Unbekannten stehen 3 Gleichungen zur Verfügung:

$$W + S + Z = 1000 \text{ l} = 1 \text{ m}^3 \text{ Festbeton} \quad (1)$$

$$W = (a_z \cdot Z + a_s \cdot S) \cdot \beta \quad (2)$$

a_z = Wasseranspruch des Zements

a_s = " der Zuschläge

β = Konsistenzzahl (Tabelle 2)

$$\frac{W}{s_z \cdot Z} = w \quad (3)$$

s_z = Reinwichte des Zements

w = Wasserzementfaktor.

Diese 3 linearen Gleichungen lassen sich leicht nach W , Z , S auflösen, und zwar von Gl. (3) ausgehend über (2) nach (1).

3. Beispiele:

Gegeben sei die Körnung der Zuschlagstoffe nach Tabelle 3 mit einem Wasseranspruch von $\frac{10,7}{100}$. Der erforderliche WZF sei aus Abb. 1 zu $w = 0,50$ ermittelt. Ver-

Hieraus

$$Z = 89,3 \text{ l}$$

$$S = 772,5 \text{ l}$$

$$W = 138,2 \text{ l}$$

$$Z + S + W = 1000,0 \text{ l}$$

Das Gewicht der einzelnen Stoffe wird nun durch Multiplikation des Festraumanteiles mit der entsprechenden Rohwichte (bzw. Reinwichte) ermittelt. (Die Rohwichte der Zuschläge ist am gesättigten und oberflächen-trockenen Material zu ermitteln.)

$$\text{Zementgewicht} = 89,3 \cdot 3,10 = 277 \text{ kg}$$

$$\text{Zuschlagstoffgewicht} = 772,5 \cdot 2,70 = 2085 \text{ kg}$$

$$\text{Wassergewicht} = 138,2 \cdot 1,00 = 138 \text{ kg}$$

$$\text{Soll-Raumgewicht des Frischbetons} = 2500 \text{ kg}$$

Diese Rechnung ist immer noch etwas umständlich; besonders wenn bei der Stoffzusammensetzung aus wirtschaftlichen Erwägungen gefragt wird, wie sich Konsistenz und WZF auf den Zementverbrauch auswirken und die Errechnung der Zementmenge unter verschiedenen Annahmen zu wiederholen ist.

Mit Hilfe der Abb. 2 lassen sich diese Rechnungen nun rasch durchführen und gleichzeitig wird dadurch der Einfluß der einzelnen Faktoren anschaulich gemacht.

Zu dieser Vereinfachung führten folgende Überlegungen: Wird Wasser + Zement unter dem Begriff „Zementleim“ zusammengefaßt, dann besteht der Beton aus einer Mischung von Zementleim und Zuschlagstoffen. Der Zementleim wird in den praktischen Bereichen stets eine flüssige Konsistenz aufweisen, d. h. er besitzt im Vergleich zur späteren Betonkonsistenz einen Wasserüberschuß. Die oberflächentrockenen, gesättigten Zuschlagstoffe haben dagegen einen bestimmten Wasseranspruch. In der Mischung aus Zementleim und Zuschlagstoffen gleichen sich Wasserüberschuß und Wasseranspruch aus, und wenn die Zementleimmenge richtig bemessen ist, wird sich die erwünschte Frischbetonkonsistenz einstellen.

Soll sich nun die Betonkonsistenz ändern, während der WZF (als Festigkeitsbildungswert) und die Kornzusammensetzung beibehalten werden, so ist das nur noch eine Frage der Zementleimmenge. Wird sie erhöht, dann ergibt das weicherer Beton, aber auch höheren Zementverbrauch. Wird die Zementleimmenge verringert, so entsteht steiferer Beton und geringerer Zementverbrauch.

Für obiges Beispiel läßt sich die Zementleimmenge wie folgt ermitteln: Der Wasseranspruch der Zuschläge ist bereits bekannt; er beträgt $10,7 \cdot 0,9 = 9,6$ Festraum-%. Zu bestimmen ist zunächst der Wasserüberschuß des Zementleimes bei einem WZF = 0,50.

1,55 kg Wasser + 3,10 kg Zement ergeben:

1,55 l Wasser + 1,00 Festr.-l Zement = 2,55 l Leim.

Der Wasseranspruch von 1,00 Festr.-l Zement beträgt $0,8 \cdot 0,9 = 0,72$ l und der Wasserüberschuß ist demnach:

$$1,55 - 0,72 = 0,83 \text{ l; das ergibt } \bar{U} = \frac{0,83 \cdot 100}{2,55} = 32,5 \%$$

Aus Gl. (1) wird nun:

$$\text{Leimmenge (L) + Zuschlagstoffmenge (S) = 1000 l, (1a)} \\ S = 1000 - L. \quad (4)$$

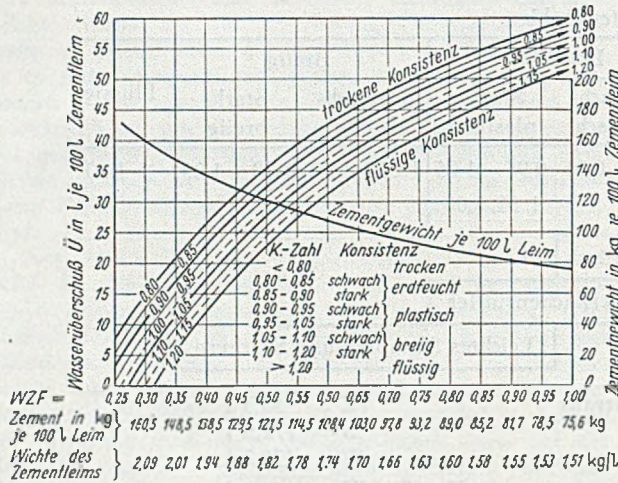


Abb. 2. Wasserüberschuß und Zementgewicht je 100 l Zementleim in Abhängigkeit vom Wasser-Zement-Faktor.

Das Gleichgewicht zwischen Wasserüberschuß des Zementleimes = \bar{U} und Wasseranspruch der Zuschläge = A ergibt:

$$\bar{U} \cdot L = A \cdot S. \quad (5)$$

Gl. (4) in (5) eingesetzt

$$\bar{U} \cdot L = A \cdot (1000 - L). \quad (6)$$

Aus Gl. (5) und (6) folgt:

$$L = \frac{A}{\bar{U} + A} \cdot 1000 \quad (7)$$

Tabelle 3. Körnungsbeispiel mit Errechnung des Wasseranspruches für Konsistenzzahl 1,00.

Kornstufen mm (Kiessand 0—30)	0—0,2	0,2—1	1—3	3—7	7—15	15—30	Summe
Anteil der Konstate in % (Werte für Sieblinie)	3	15	12	18	22	30	100
Wasseranspruchszahlen	0,65	0,20	0,12	0,085	0,065	0,045	—
Wasseranspruch in Liter Für 100 Festraum-Liter Kiessand	1,95	3,00	1,44	1,53	1,43	1,35	10,70

Damit ergibt sich für unser Beispiel:

$$L = \frac{9,6}{32,5 + 9,6} \cdot 1000 = 228 \text{ l,}$$

$$S = 1000 - 228 = 772 \text{ l.}$$

Das Zementgewicht G_z und Wassergewicht G_w beträgt:

$$G_z = \frac{3,1 \cdot 228}{2,55} = 277 \text{ kg; } G_w = 277 \cdot 0,5 = 138 \text{ kg.}$$

Wenn die Mahlfineheit der Zemente annähernd gleich ist — was meist in gewissen Grenzen zutreffen wird —, so läßt sich für alle praktischen WZF- und Konsistenzbereiche der Wasserüberschuß \bar{U} des Zementleimes vorher bestimmen, wie es in Abb. 2 geschehen ist.

Sobald der Wasseranspruch A wie in Tabelle 3 errechnet und mit der Konsistenzzahl multipliziert ist, kann mit Hilfe von Abb. 2 nach Gl. (7) die Zementleimmenge durch eine einzige RechenschieberEinstellung ermittelt werden. Es kann auch sofort das Zementgewicht je m^3 Festbeton abgelesen werden, wenn die Werte aus Zeile 2 von Abb. 2 benützt werden. Mit den Angaben der Zementleim-Wichte aus Zeile 3 läßt sich das Soll-Raumgewicht des Frischbetons rasch bestimmen.

Wenn nun bei obigem Beispiel gefragt wird, wie sich

a) schwach erdfeuchte Konsistenz ($\beta = 0,80$) und

b) plastische Konsistenz ($\beta = 1,00$) auf den Zementbedarf auswirken, dann ist lediglich folgende Rechnung erforderlich:

a) Wasseranspruch $A = 10,7 \cdot 0,80 = 8,56$ l/hl,
Wasserüberschuß $\bar{U} = 35,50$ l/hl (aus Abb. 2),

$$\text{Leimmenge } L = \frac{8,56}{35,5 + 8,56} \cdot 1000 = 194 \text{ l,}$$

$$\text{Zementgewicht } G_z = 194 \cdot 1,215 = 236 \text{ kg.}$$

b) Wasseranspruch $A = 10,7$ l/hl,
Wasserüberschuß $\bar{U} = 29,5$ l/hl (aus Abb. 2).

$$\text{Leimmenge } L = \frac{10,7}{29,5 + 10,7} \cdot 1000 = 265 \text{ l,}$$

$$\text{Zementgewicht } G_z = 265 \cdot 1,215 = 322 \text{ kg.}$$

Mit den im ersten Falle errechneten 194 l Zementleim wird sich die völlige Frischbetonverdichtung nicht mehr ganz erreichen lassen, weil die vorliegende Körnung auch im gut eingerüttelten Zustand mehr als 194 l Hohlräume hinterläßt. Dieses Problem tritt bei mageren Mischungen mit geringem Mehlsandanteil und erdfeuchter Konsistenz fast immer auf. In diesem Zusammenhang ist das Körnungsproblem außerordentlich interessant; da es aber über den Rahmen dieser Arbeit hinausgeht, kann hier nicht näher darauf eingegangen werden.

4. Kritische Betrachtung:

Der kritische Betonbauer wird sich selbstverständlich die Frage stellen, ob dieses Verfahren, das sich auf örtlich ermittelten Versuchswerten aufbaut, ohne weiteres auch bei andersartigen Rohstoffen anwendbar ist. Zweifellos wirkt sich eine andere Gesteinsart, Oberflächenbeschaffenheit und Kornform der Zuschlagstoffe auf den Wasseranspruch aus. Auch die Festlegung der Wasseranspruchswerte für die einzelnen Kornstufen nach den üblichen Sieben (0,2—1—3—7—15—30—70 mm) läßt Fehlerquellen offen, weil die nicht kontrollierte Kornverteilung innerhalb der einzelnen Stufen den Wasseranspruch erheblich beeinflussen kann, was besonders für die Stufen 0—0,2 und 0,2—1 mm zu bedenken ist.

Diese Einwände bestehen also durchaus zu Recht und bei der Anwendung des Verfahrens sollte den angeführten Einflußfaktoren alle Aufmerksamkeit zugewendet werden. Oft läßt sich die Größe derartiger Einflüsse durch wenige Wägungen feststellen und die Rechnungsannahmen kön-

nen entsprechend berichtigt werden. (Es sei hier beispielsweise erwähnt, daß Brechsand gegenüber Natursand einen 20—30 % höheren Wasseranspruch haben kann.)

Aus praktischen Erwägungen wäre es aber unbefriedigend, eine meist nicht erforderliche größere Genauigkeit von vornherein mit einer umständlichen Rechnung zu erkaufen: denn die nach DIN 1048 geforderte Eignungsprüfung kann und soll durch die Vorausbestimmung der Wassermenge nicht ersetzt werden.

Der Vorteil des hier entwickelten Verfahrens liegt aber nicht nur darin, daß nun zeitraubendes Herumprobieren mit Probemischungen weitgehend überflüssig wird, sondern darüber hinaus läßt sich hierbei klar überblicken, wie mit den greifbaren Rohstoffen und Verdichtungsgeräten die Betongüteforderung am wirtschaftlichsten erreicht werden kann.

Die Bemühungen zur Vorausbestimmung der Wassermenge für eine Betonmischung unter Berücksichtigung der Betongüte und Konsistenz sind nicht neu. Sehr eingehend und mit gutem Erfolg hat sich z. B. der „Unterausschuß für zielsichere Betonbildung im Österreichischen Eisenbetonausschuß“ damit befaßt. Eine Zusammenfassung der interessanten Ergebnisse gibt O. Stern:

jeder Kornstufe immer soviel Wasser zugegeben, bis sich die plastische Konsistenz wieder einstellt. Aus den vorher bestimmten Festraumengen der einzelnen Kornstufen und des dafür benötigten Wassers lassen sich die Wasseranspruchszahlen ableiten. (Die Zuschlagstoffe müssen für diesen Zweck oberflächentrocken und gesättigt sein.)

Es ist vielfach üblich, die Kornzusammensetzungen mit Hilfe des Feinheitswertes nach Hummel oder des Abram'schen Feinheitsmoduls oder der Kornpotenz nach Stern zu beurteilen (vgl. Hummel: Beton-A-B-C, 10. Aufl., Berlin 1948). Der damit erhaltene Wert wird von Hummel als Festigkeitsbildungswert dieser Körnung erläutert. Im Prinzip sind auch diese Werte Maßstäbe für den Wasseranspruch, der sich dann durch Veränderung des WZF auf die Festigkeit auswirkt. Ihre Beziehung zu den hier verwendeten Wasseranspruchszahlen wird daraus deutlich, daß die reziproken Werte jener etwa die gleiche Tendenz aufweisen wie die Wasseranspruchszahlen.

Als ein Beispiel dafür, welche Ergebnisse mit dem hier erläuterten Verfahren erzielt werden, sind in Tabelle 4 unter den dort angegebenen Voraussetzungen für die üblichen Betongüten die Zementmengen errechnet worden. Die Kornzusammensetzung wurde dabei nur

Tabelle 4.

Etwa erforderliche Zementmenge in kg/m³ Festbeton für die einzelnen Betongüten bei verschiedenen Voraussetzungen. Zugrunde gelegte Wasserzementfaktoren in ().

Zuschlagstoffe	Kiessand 0—30							
	Besonders gut (45% Sand + 55% Kies)				Brauchbar (70% Sand + 30% Kies)			
Kornzusammensetzung	Z 225 (Np ≈ 300)		Z 325 (Np ≈ 400)		Z 225 (Np ≈ 300)		Z 325 (Np ≈ 400)	
Zementgüte	Konsistenz							
Betongüten	Erdfeucht	Plastisch	Erdfeucht	Plastisch	Erdfeucht	Plastisch	Erdfeucht	Plastisch
B 80	150 (1.00)	160 (1.00)	135 (1.15)	145 (1.15)	170 (1.00)	180 (1.00)	150 (1.15)	160 (1.15)
B 120	180 (0.80)	200 (0.80)	160 (0.92)	175 (0.92)	220 (0.80)	250 (0.80)	190 (0.92)	210 (0.92)
B 160	210 (0.70)	240 (0.70)	180 (0.80)	200 (0.80)	255 (0.70)	290 (0.70)	220 (0.80)	250 (0.80)
B 225	250 (0.55)	290 (0.55)	220 (0.65)	250 (0.65)	320 (0.55)	360 (0.55)	270 (0.65)	305 (0.65)
B 300	330 (0.42)	380 (0.42)	250 (0.55)	290 (0.55)	420 (0.42)	470 (0.42)	320 (0.55)	360 (0.55)
B 450	— (0.25)	— (0.25)	360 (0.38)	410 (0.38)	— (0.25)	— (0.25)	450 (0.38)	500 (0.38)

Bem.: Bei den vorstehenden Angaben — die nur ein Anhalt sein können — wurde ein Verdichtungsgrad von 1,0 % Poren angenommen. Maßgebend für die endgültige Festlegung des Zementgehaltes ist die Eignungsprüfung und sind die Vorschriften über Mindestzementgehalte (vgl. DIN 1045 u. DIN 1047).

Zielsichere Betonbildung, Wien 1934, ferner W. Vieser: Zweckmäßige Betonbildung, Berlin 1944.

Wenn die darin entwickelten Verfahren in der Praxis verhältnismäßig wenig angewendet werden, so liegt es vielleicht an den mathematischen Begriffen, die damit verknüpft worden sind. Die hier angewandte Festraumrechnung, die vor allem von H. Lenhard: Zur Frage der praktischen Bedeutung der vollkommenen Frischbetonverdichtung, Zement 31 (1942), H. 11—14, fortentwickelt worden ist, macht die Begriffe dagegen einfach und anschaulich, weil die Basis dabei immer 1 m³ Festbeton ist.

Das vorstehende Verfahren wurde an vielen, z. T. sehr verschiedenen Mischungen erprobt und hat sich gut bewährt. Sollten irgendwo die theoretisch und praktisch ermittelten Betonkonsistenzen erheblich voneinander abweichen, so wird empfohlen, die Wasseranspruchszahlen für die einzelnen Kornstufen durch Versuche zu berichtigen. Zu dem Zweck wird einer bestimmten Zementmenge soviel Wasser zugemischt, bis die Konsistenz plastisch ist. Darauf werden nacheinander die einzelnen Kornstufen — mit dem Feinstkorn beginnend — zugesetzt und nach

insofern verändert, als nach den niederen Betongüten hin die Mehlsandmenge (0—0,2 mm) vergrößert und nach den höheren Betongüten hin verringert wurde.

5. Zusammenfassung:

Eine zielsichere und wirtschaftliche Betonherstellung ist nur zu erwarten, wenn sowohl der erforderliche WZF als auch die zweckmäßige Konsistenz eingehalten werden. Diese beiden Faktoren bestimmen Zement- und Wassermenge für eine Mischung. Weil es in der Praxis bisher meist nicht üblich war, unter diesen Gesichtspunkten die Zement- und Wassermenge zu errechnen, konnte die günstigste Stoffzusammensetzung erst durch zeitraubendes Probieren an Hand von Probemischungen gefunden werden. Sobald die Kornzusammensetzung und Rohwichte der Zuschlagstoffe sowie die Zementgüte bekannt sind, lassen sich mit dem vorstehenden Verfahren die Anteile der drei Rohstoffe Zement, Wasser und Zuschläge für 1 m³ Festbeton so vorausberechnen, daß sich die verlangte Konsistenz und Betongüte mit guter Annäherung ergibt.

Die Verankerung von Drahtseilen, insbesondere in vergossenen Seilköpfen.

Von Professor Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 5 und Schluß.)

12. Die Beanspruchung der Vergußmasse und die Kriechgeschwindigkeit.

In der Vergußmasse ist angenähert ein Spannungszustand vorhanden mit den Hauptspannungen $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_M$, $\sigma_3 = 0$. Die Vergleichsspannung $\sigma_V = \sigma_M$ ist nach Gl. 12a/b überall von fast gleicher Größe, ähnlich wie bei den homogenen Spannungszuständen. Die Kriechgeschwindigkeit ist danach im Durchschnitt des Seilkonus nicht größer als für einen einachsigen Spannungszustand σ_M .

Bei einer Seilspannung infolge ständiger Last von nur $\sigma_{0g} = 3,0 \text{ t/cm}^2$ liegt die Beanspruchung mit $\sigma_M = 480 \text{ kg/cm}^2$ (bzw. 370 kg/cm^2) bereits weit über der Dauerstandfestigkeit aller in Frage kommenden Vergußmassen. Mit erheblichem Kriechen ist deshalb immer zu rechnen.

Beim gewöhnlichen Zerreißversuch eines Seiles mit $\sigma_{0B} = 15 \text{ t/cm}^2$ treten in der Vergußmasse Beanspruchungen von $\sigma_V = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (bzw. 1840 kg/cm^2) auf, die keinesfalls über längere Zeit ertragen werden können.

Es wurde oben erläutert, daß die Beanspruchung am Mantel am höchsten ist. Dort sind auch die plastischen Gleitungen am größten, und der Kern des Konus muß daher der äußeren Schale voreilen, so wie es bei Abb. 29 festgestellt wurde. Der Einfluß der Schubspannungen τ in der Nähe der Drähte auf die Höhe der Beanspruchung σ_V ist vergleichsweise gering.

Wir vergleichen nun die theoretischen Werte mit den Ergebnissen der Dauerstandversuche. Die Abmessungen der Versuchskörper sind in Abb. 29 angegeben, sie entsprechen unserem Zahlenbeispiel von Abschnitt 11.

Die Dauerstandbelastung mit $S = 100 \text{ t}$ entspricht $\sigma_0 = 5,35 \text{ t/cm}^2$, d. h. etwa der oberen Grenze der im Bauwesen vorkommenden Spannungen. Dazu gehört für $\mu = 0,2$ (bzw. $\frac{1}{5}$) in der Vergußmasse eine Spannung von $\sigma_M = 0,161 \cdot 5,35 = 860 \text{ kg/cm}^2$ (bzw. 660 kg/cm^2).

Mangels Unterlagen soll unterstellt werden, daß die Kriechkurven für Zug- und Druckbelastung übereinstimmen. Für die untersuchte Feinzinkgußlegierung Zn-Al 6-Cu 1 (Reihe 3) muß man nach Abschnitt 8 bei Zugbelastung mit 860 kg/cm^2 wohl eine Dehngeschwindigkeit von etwa $\dot{\epsilon} = 1 \cdot 10^{-6}/\text{h}$ erwarten und für die Legierung aus Hüttenroh-zink (Reihe 1 und 2) bestimmt noch mehr.

Die Stauchung im Seilkopfverguß wächst nur bei sonst gleichen Verhältnissen mit dem Durchmesser des Konus und mit dem Anteil der Vergußmasse. Querschnitte mit verhältnismäßig viel Draht werden bei gleicher Pressung weniger verformt als Querschnitte mit viel Vergußmasse. Auch aus diesem Grunde ist es also nicht zweckmäßig, den Seilkonus über das notwendige Maß hinaus zu vergrößern. Bei den üblichen Seilkopf-abmessungen dürfte die durchschnittliche lineare Dehnung unter Berücksichtigung der Stahldrähte höchstens die Hälfte der Verformung des homogenen Konus betragen.

Der Kriechgeschwindigkeit von $1,5 \cdot 10^{-6}/\text{h}$ entspricht daher im Konus (Abb. 29a) eine mittlere Durchmesseränderung um etwa

$$1/2 \cdot 8,8 \cdot 1 \cdot 10^{-6} = 4,4 \cdot 10^{-6} \text{ cm/h}$$

oder eine Längsverschiebung des Konus der Größenordnung

$$\Delta z = 3,75 \cdot 4,4 \cdot 10^{-6} = 16,5 \cdot 10^{-6} \text{ cm/h}$$

bzw. $1,4 \text{ mm/Jahr}$.

Zum Vergleich die Versuchswerte, soweit die Belastung von $S = 100 \text{ t}$ länger als 100 h ausgeübt wurde: Hüttenroh-zink (Reihe 1)

Seil S 450 B: $\Delta z = 14,9$ bzw. $14,9 \text{ mm/Jahr}$.
Hüttenroh-zink (mit 2 % Sn, 2 % Pb)

Seil 2 % 475 No. 4: $\Delta z = 1,4$ bzw. $2,6 \text{ mm/Jahr}$,
Feinzink-Gußlegierung Zn-Al 6-Cu 1

Seil F 450 No. 1: $\Delta z = 1,9$ bzw. $0,6 \text{ mm/Jahr}$.

Am Ende von kürzeren Versuchszeiten waren die Dehngeschwindigkeiten noch viel größer als nach mehreren 100 Stunden. Sie betragen z. B.

Reihe 1 (Seil 550 B) nach 33 h: $\Delta z = 50,8$
bzw. $31,5 \text{ mm/Jahr}$,

Reihe 2 (2 % 450 Nr. 1) nach 24 h: $\Delta z = 43,8$
bzw. $45,6 \text{ mm/Jahr}$.

Für höhere Belastung steigen die Kriechgeschwindigkeiten stark an. Aus zwei Versuchen mit einer Dauerstandbelastung von $S = 150 \text{ t}$ entnehmen wir

Reihe 2 (2 % 450 Nr. 2) nach 335 h: $\Delta z = 25 \text{ mm/Jahr}$,
Reihe 3 (F 450 Nr. 2) nach 336 h: $\Delta z = 10 \text{ mm/Jahr}$.

Die eigenen Dauerstandversuche bezogen sich ausschließlich auf Vergüsse mit Zinklegierungen und Raumtemperatur. Bei Hartblei- und Weißmetall-Legierungen muß man nach Abschnitt 7 unter gleich hohen Spannungen σ_M wohl noch eine erheblich größere Verschiebung erwarten.

Gegen die Übertragung der Versuchswerte auf die Praxis könnte man verschiedenes einwenden. Auf einige dieser Punkte sei noch etwa näher eingegangen.

Der Fall hoher Dauerstandbelastungen ($\sigma_0 = 5 \text{ t/cm}^2$ und mehr) interessiert vor allem bei den Drahtseilen in vorgespannten Stahlbetonkonstruktionen. Da dort die ruhende Belastung weitaus überwiegt und die Verkehrsbelastungen stark an Bedeutung zurücktreten, kann die zulässige Spannung der Seile ja unbedenklich etwas höher gewählt werden als z. B. in stählernen Hängebrücken. Bei den letzteren liegen die Dauerstandbelastungen im allgemeinen zwischen 3 und 4 t/cm^2 .

Mit den gleichen Annahmen wie oben erhalten wir für eine Seilspannung $\sigma_0 = 3 \text{ t/cm}^2$ eine Spannung in der Vergußmasse $\sigma_M = 480$ (bzw. 370) kg/cm^2 . Die zugehörige Kriechgeschwindigkeit kann für Zinklegierungen an Hand von Abb. 20 geschätzt werden. Sie beträgt höchstens die Hälfte des früheren Wertes, so daß sich zwar an den Schlußfolgerungen noch nichts Grundsätzliches ändert, die „Lebensdauer“ sich aber doch schon mehr den für Ingenieurbauwerken zu fordernden Zeiträumen nähert.

Es ist bekannt, daß das Erfahrungsmaterial über die trockene Reibung sehr lückenhaft und unsicher ist. Die meisten Angaben unserer Nachschlagewerke über Reibungskoeffizienten verdanken wir Morin, sie stammen aus der Zeit um 1830. Es ist weiter bekannt, daß Bearbeitungs- und Erhaltungszustand der Oberflächen nach den Reibungstabellen nicht ausreichend berücksichtigt werden kann. Für unseren Zweck finden wir noch einen Anhaltspunkt bei der trockenen Reibung in Lagern. Die Hütte II, 27. Aufl. (1944) S. 178 nennt für Lagermetalle Reibungskoeffizienten von 0,14 bis 0,25.

Bei den in Abschnitt 14 besprochenen eigenen Versuchen mit Seilverankerungen, für welche die gleichen zwei Seilköpfe immer wieder benutzt wurden, war in allen Fällen ein merklicher Unterschied zwischen den Verschiebungen der beiden Seilenden festzustellen. Für die höchste Belastungsstufe schwankten das Verhältnis der Verschiebungen für 8 untersuchte Seile zwischen 1,24 und 1,58, davon 5 Werte zwischen 1,30 und 1,36.

Für die zweite Versuchsreihe waren die Kegelflächen neu ausgedreht und gehärtet worden. Die Verschiebungen waren daraufhin viel gleichmäßiger und die Verhältnis-zahlen lagen zwischen 0,97 und 1,14.

Diese Versuchsergebnisse zeigen deutlich den Einfluß der Mantelreibung auf die Größe der Spannungen und der

Verschiebungen. Für praktische Zwecke kann man die Druckspannung am Mantel genügend genau berechnen aus

$$\sigma_M \approx \frac{\sigma_0}{\Phi (\mu + \operatorname{tg} \beta)} \quad (14)$$

Einem Seilkonus nach Abb. 29 entsprechen bei verschiedener Größe der Reibung die Werte der Tabelle 3.

Tabelle 3.

μ	1/3	0,2	0
σ_M/σ_0	0,123	0,161	0,388 für $h = 13,0$ cm
	0,095	0,124	0,299 für $h = 18,3$ cm

Die Spannung σ_M ist für mittlere Reibung etwa die Hälfte und für große Reibung etwa ein Drittel der Mantelspannung im Falle $\varrho = 0$.

Im Zahlenbeispiel ist mit $h = \frac{2}{3} H$ gerechnet, was nach dem Befund der Vergüsse mit Zinklegierungen als angemessen betrachtet werden kann. Mit der fortschreitenden plastischen Stauchung des Konus wird nun die Ausfüllung im inneren Teil des Kegels allmählich besser, so daß die wirksame Länge h zunimmt. Wir betrachten den niemals zu erreichenden Grenzfall eines Konus, bei dem auch die feinsten nadelförmigen Hohlräume bis an die Wurzel ausgefüllt sind. Wir sehen ab, daß sich a und h geringfügig ändern, wenn ϱ abnimmt, sowie daß H im gleichen Maße abnimmt wie die Verschiebung Δz ansteigt. Damit der Vergleich besser zu übersehen ist, rechnen wir mit dem festen Wert $h = 18,3$ cm. Für die Versuchskörper nach Abb. 29a ist dann mit

$$r_2 = 5,29 \text{ cm}, r_1 = 2,85 \text{ cm} : \Phi = 25,3.$$

Die zugehörigen Spannungen sind in der letzten Zeile von Tabelle 3 angegeben.

Wenn wir also zur Orientierung in der Vergußmasse Spannungen der Größenordnung $\sigma_M = \sigma_0/8$ annehmen, dann kann man diese Annahme keinesfalls als besonders ungünstig bezeichnen.

Nach den obigen Überlegungen ist es wohl nicht mehr überraschend, daß bei einigen, teilweise noch schlecht vergossenen Seilverankerungen nach mehreren Jahren zehnten Brüche im Inneren des Seilkonus aufgetreten sind (vgl. Abschnitt 3). Über sonstige Beobachtungen an hochbelasteten alten Brücken ist mir bisher nichts bekannt geworden.

Die Ergebnisse unserer Überschlagsrechnungen zwingen jedenfalls zur Vorsicht bei der Bemessung und Ausführung von hochbelasteten Seilverankerungen. Die große Streuung der Versuchsergebnisse und die verschiedenen Einflüsse auf das Kriechverhalten der Seilkopfvergüsse lassen außerdem besondere Vorsicht ratsam erscheinen, wenn bestimmte Erfahrungen auf andere Fälle übertragen werden sollen.

13. Die Einbettungslänge.

Die wirksame Einbettungslänge s der Drähte wird reichlich gewählt, damit die Festigkeit des Seiles voll ausgenutzt werden kann. Der Gleitwiderstand von Runddrähten ist kleiner als der von Profildrähten gleicher Querschnittsfläche. Die größere Oberfläche der Profildrähte (Umfang U) kann sich aber nur auswirken, wenn die Einbettungslänge zu klein ist, so daß die Drähte herausgezogen werden. Gleiten tritt ein, wenn angenähert

$$S = S_R > \approx \mu_D s \Sigma U p_n$$

ist oder nach einfacher Umformung

$$s < \approx \Phi \frac{F_{Seil}}{\Sigma U} \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \beta}{\mu_D} \right) \quad (15)$$

Das Verhältnis U/\sqrt{F} geht bei den Profildrähten bis etwa 4,0, gegenüber 3,55 bei Runddrähten, die Spannung in den Profildrähten kann also beim Herausziehen bis zu 12% größer werden. Bei gleicher Bruchfestigkeit aller Drähte wird deshalb mit zunehmender Einbettungslänge

zuerst die Bruchlast der Runddrähte erreicht. Es ist daher zweckmäßig, das Gleiten der Drähte auszuschließen und s/d auf die dicksten Runddrähte zu beziehen, allgemein auf die Drähte mit dem kleinsten Verhältnis U/\sqrt{F} . Jeder Draht hat dann die Belastungen dT aufzunehmen, die auf die zugehörigen Volumelemente $dV = dt \cdot \Delta F$ entfallen, nämlich

$$dT = \omega dt \cdot \Delta F = \frac{2}{a} p ds \cdot \Delta F.$$

Da die Flächenelemente ΔF mit a^2 wachsen, ist die Schubspannung an beliebiger Stelle des Drahtes proportional a bzw. r . Für unser Zahlenbeispiel ist das Maximum rd. 1,2 des Mittelwertes.

Die Drähte liegen nicht parallel zur Seilachse, sondern den Spiralen entsprechend geneigt. Da die Drahtlänge etwa im gleichen Verhältnis zunimmt wie die Spannkraft, kann dieser Unterschied hier unberücksichtigt bleiben. Der Einfluß der kegelförmigen Streuung im Seilbesen ist geringfügig, wie man aus der Betrachtung der Neigung $\cos \beta$ erkennt.

Auf einen Draht würde bei gleichmäßiger Verteilung über den Seilbesen (genauer gesagt: bei Verteilung der Drähte gemäß ihren Querschnittsflächen) die Schubkraft

$$T = S \frac{\pi d^2}{4 \cdot F_{Seil}}$$

entfallen. Bei allen von mir untersuchten Seilköpfen waren aber erhebliche Abweichungen von dieser „idealen“ Verteilung vorhanden. Folglich sind auch die von den einzelnen Drähten aufzunehmenden Schubkräfte entsprechenden Schwankungen unterworfen. Die Abweichungen der Flächenelemente ΔF erreichen auch in guten Seilköpfen mindestens den Wert 1,5. Die größte Schubspannung von Runddrähten soll deshalb gemäß den Faktoren $1,2 \cdot 1,5 = 1,8$ mit $1,8 T/d \pi s$ zugrunde gelegt werden. Aus der Bedingung

$$\frac{1,8 \cdot T}{d \pi s} = \mu_D p_n$$

folgt die erforderliche Einbettungstiefe zu

$$\left(\frac{s}{d} \right)_{\min} = \frac{0,45 \cdot \Phi}{\mu_D} \frac{\sin(\varrho + \beta)}{\cos \varrho} \approx 0,45 \Phi \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \beta}{\mu} \right) \quad (16)$$

Die „Haftfestigkeit“ im engeren Sinne ist dabei aus den erwähnten Gründen vernachlässigt worden. Auf der rechten Seite von Gl. 16 ist natürlich der kleinste vorkommende Wert von μ_D einzusetzen. Es sei nochmals besonders darauf hingewiesen, daß s nicht mit der Tiefe des Konus verwechselt werden darf, die etwa $H = 3/2 \cdot s$ ist.

Für unser Zahlenbeispiel wird nach Gl. 16 und mit $\mu = 0,15$ erhalten

$$\left(\frac{s}{d} \right)_{\min} = 0,45 \cdot 19,44 \left(1 + \frac{0,1322}{0,15} \right) = 16,5$$

und $H/d = 1,5 \cdot 16,5 = \text{rd. } 25$.

Die zugehörige durchschnittliche Schubspannung an der Drahtoberfläche ist nach Gl. 2

$$\tau = \frac{\sigma_0}{4 \cdot 16,5} = 0,0165 \sigma_0$$

oder für eine Seilfestigkeit von $\sigma_{0B} = 15 \text{ t/cm}^2$ gleich $\tau_B = 0,25 \text{ t/cm}^2$, was zufällig mit dem Erfahrungswert übereinstimmt.

Mit $H/d = 25$ bemessene Seilköpfe enthalten also keine besondere Reserve. Wie weit der Kleinstwert $\mu_D = 0,15$ für blanke Drähte zutrifft, kann ohne Reibungsmessungen nicht entschieden werden. Solche wären schon mit einer verhältnismäßig einfachen Versuchseinrichtung möglich und sehr wünschenswert, da es auf die Größe μ_D in erster Linie ankommt.

Die verlorene Seilkopfhöhe ΔH ist nach Abb. 11 gleich

$$\Delta H = \operatorname{ctg} \beta \cdot \{ (n+1) a - (r_i - R) \} \quad (17)$$

wobei n die Zahl der Drahtlagen bezeichnet und a den maßgebenden lichten Abstand.

Zur Vereinfachung betrachten wir ein Seil mit lauter gleichen Runddrähten der Dicke $d = 2R/2n + 1$. Dann folgt die theoretische Mindesttiefe H des Konus mit $\mu = 0,15$ und den Verhältnissen unseres Zahlenbeispiels zu

$$H = \Delta H + 17 d. \quad (18)$$

Mit $(r_i - R) = 4$ mm, $a = 1,5$ mm und $\text{ctg } \beta = 7,5$ wird der theoretische Wert

$$H_{\text{theor}} = 17 d - 5,63 \left(\frac{2R}{d} \right) - 24 \quad (\text{in mm}). \quad (18a)$$

Tabelle 4.

	$H_{\text{theor.}}$	
	$2R = 40$ mm	$2R = 80$ mm
$d = 3$ mm	102 mm	177 mm
5	106 mm	151 mm
7	127 mm	160 mm
	H'	
	120 bis 160 mm	240 bis 320 mm

Die Unterschiede bleiben für das Beispiel von mäßiger Größe, weil $H(d)$ nach Gl. 18a ein Minimum bei $d = 3,6$ bzw. 5 mm besitzt. Die vorstehenden Werte enthalten keinerlei „Sicherheitszuschlag“. Es wird sich empfehlen, die Maße H_{theor} stark nach oben abzurunden. Zum Vergleich sind in Tabelle 4 noch die in der Praxis üblichen Maße $H' = 3$ bis 4. ($2R$) angegeben.

Wir erkennen, daß es unzweckmäßig ist, die Tiefe der Bohrung H allein auf die Seildicke zu beziehen und weiter, daß bei dünnen Seilen verhältnismäßig längere Seilköpfe ratsam sind. Für unser Zahlenbeispiel würde man z. B. wählen

mindestens $H = 4 \cdot (2R) = 160$ mm bei 40 mm Seildicke, während $H = 3 \cdot (2R) = 240$ mm bei $2R = 80$ mm ausreichen dürfte, soweit sich nicht etwa mit Rücksicht auf das Kriechen der Vergußmasse größere Abmessungen empfehlen.

Man beachte, daß die erforderliche Einbettungslänge nach Gl. 18 von der Drahtfestigkeit unabhängig ist, da auch die Reibung mit der Drahtbelastung ansteigt. Die Spannungen σ_m in Konus wachsen dagegen proportional zur Seilbelastung, so daß Seile mit hoher Dauerstandbelastung vergleichsweise größere Seilköpfe erhalten

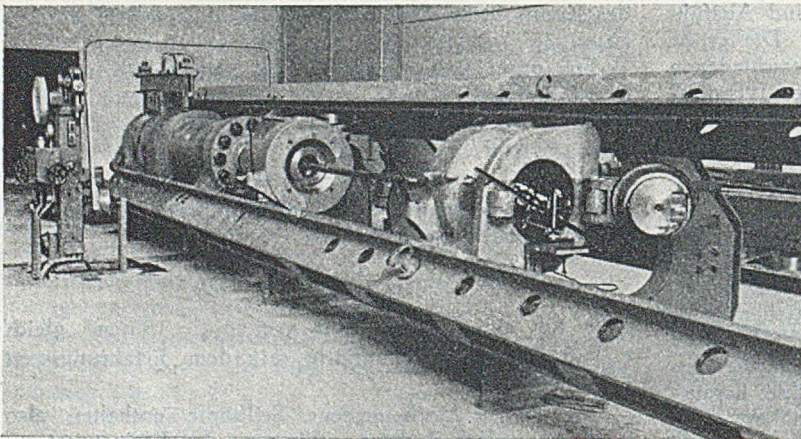


Abb. 30. Liegende 300-t-Universalprüfmaschine (Mohr & Federhaff AG., Mannheim).

ten müssen, wenn die Kriecherscheinungen auf das erfahrungsgemäß unbedenkliche Maß beschränkt bleiben sollen.

14. Versuche mit Seilen unter Dauerstandbelastung.

Im folgenden wird über Dauerstandversuche mit Drahtseilen berichtet, die 1942/44 unter meiner Leitung in der „Versuchsanstalt für Ingenieurbau“ an der Technischen

Hochschule Berlin durchgeführt wurden. Die Mittel für die Durchführung dieser Arbeiten stellte die Fa. Felten & Guillaume Carlswerk, Eisen- und Stahl-AG. in Köln-Mülheim zur Verfügung, ebenso wie auch die sämtlichen Versuchsstücke. Dem Carlswerk danke ich weiter für die Zustimmung zur Veröffentlichung der Versuchsergebnisse. Die Durchführung der Versuchsarbeiten

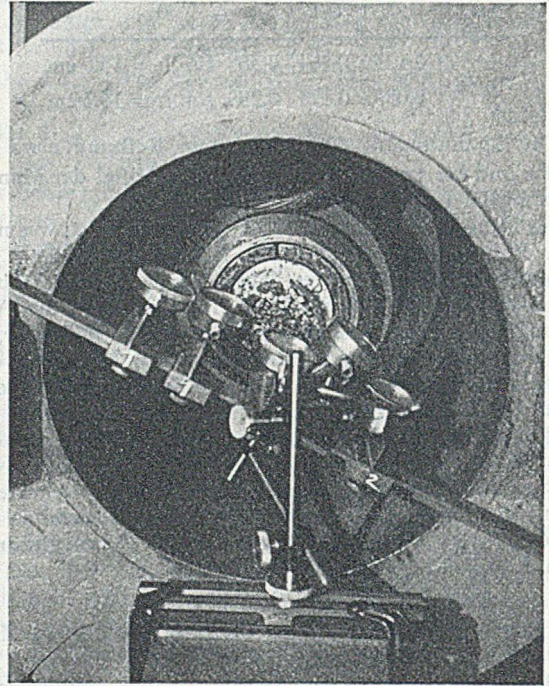


Abb. 31. Rechter Seilkopf mit den Meßbuhrn.

oblag dem Oberingenieur Dr.-Ing. W. Schmid, der von dem Mechaniker der Versuchsanstalt E. Bittner unterstützt wurde.

Es wurden vollverschlossene Drahtseile von 53 mm Durchmesser untersucht, mit $F_{\text{Seil}} = 18,8$ cm². Die Konusse nach Abb. 26 wurden von dreiteiligen Backen gehalten, die in einem zylindrischen Gehäuse lagen. Die Einspannvorrichtungen konnten so für sämtliche Versuche wieder verwendet werden. Diese Art der Verankerung hat sich gut bewährt. Die Konusse wurden im Carlswerk mit verschiedenen Legierungen und unter verschiedenen Bedingungen vergossen. Die Belastung erfolgte in der liegenden 300-t-Universalprüfmaschine der Versuchsanstalt, vgl. Abb. 30. Abb. 31 zeigt das rechte Querhaupt der Prüfmaschine mit dem Seilkopf und den Meßbuhrn.

Es wurden Seilköpfe mit folgenden Vergußmassen untersucht:

Versuchsreihe 1: Hüttenrohzzink, 10 Seile bezeichnet mit „S“.

Versuchsreihe 2: Legierung aus Hüttenrohzzink mit etwa 2% Sn und 2% Pb, 4 Seile bezeichnet mit „2%“.

Versuchsreihe 3: Feinzink-Gußlegierung Zn-Al 6-Cu 1, 4 Seile bezeichnet mit „F“.

Die Zahlen 450 usw. bezeichnen die Temperatur, bei der die betreffende Legierung vergossen wurde.

Die Seile wurden teilweise sofort dem Kurzversuch bis zur Bruchlast unterworfen, zum Teil unter Dauerstandbelastung gehalten und anschließend zerrissen, mit Verschiebungsmessungen bis 200 t.

Die Prüfmaschine wurde während der Durchführung der Versuche mit einer selbsttätigen Lashaltvorrichtung

ausgestattet (in Abb. 30 am linken Ende der Maschine), welche die Spannkraft in sehr engen Grenzen konstant hielt. Die größte Lastschwankung hat ± 1 t nicht überschritten. Bei den ersten Versuchen mußte die konstante Belastung noch durch Handventil hergestellt werden. Der Einfluß der Temperaturunterschiede ist bei der gewählten

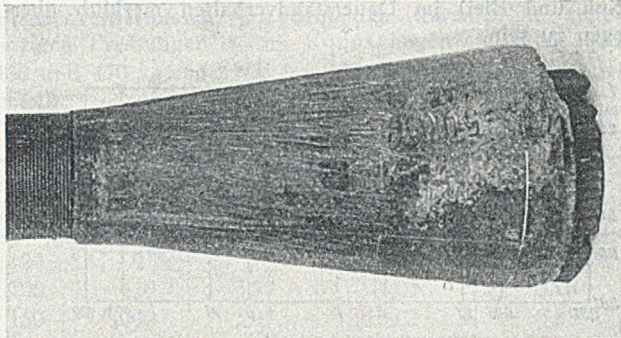


Abb. 32. Seilkonus S 500 B (links) nach dem Zerreißversuch.

Meßanordnung gering, die Temperaturschwankungen im geheizten Versuchsraum konnten während der einzelnen Versuche in engen Grenzen gehalten werden. Mit Rücksicht auf den Temperatureinfluß sind lange Belastungszeiträume gewählt worden, z.T. solche bis über 400 Stunden. Die von Mohr & Federhaff, Mannheim, gelieferte 300 t-Universal-Prüfmaschine hat sich in dem monatelangen Betrieb ausgezeichnet bewährt.

Es wurde die Verschiebung Δz der Drahtenden in der Achse des Konus gegen die Auflagerung gemessen, vgl. Abb. 31, und zwar erst von 20 t aufwärts, um die bei kleiner Belastung vorhandenen Zufälligkeiten auszuschalten. Ein zweiter Weg zur Bestimmung der plastischen Verformungen ergibt sich aus der Vermessung der Konusse. Die Abb. 32 zeigt einen Konus mit dem Liniennetz, wie es für die Vermessung benutzt wurde. Die letztere Methode ergab jedoch nur teilweise brauchbare

köpfen L (links) und R (rechts) wiedergegeben. Ein grundsätzlicher Einfluß der Vergußtemperatur auf das Kriechen ist danach, wie zu erwarten war, nicht festzu-

Tabelle 5.

Zeile	Seil	Belastungsdauer in Stunden	Verschiebungsgeschwindigkeit Δz (Mittelwert für beide Seilköpfe)		Mittlere Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ in $10^{-6}/h$
			gemessen mm/h	er-rechnet mm/Jahr	
Belastung $S = 100$ t (Seilspannung $\sigma_0 = 5,3$ t/cm ² , Druckspannung im Konus etwa $\sigma_M = 650$ kg/cm ²)					
1	450 B	145	0,001 7	15	5,1
2	550 B	33	0,004 7	41	14,3
3	600 B	287	0,000 13 a)	1,1 a)	0,4 a)
4	2 % 450 Nr. 1	24	0,005 1	45	15,5
5	2 % 475 Nr. 4	268	0,000 23 b)	2,0 b)	0,7 b)
6	F 450 Nr. 1	407	0,000 15	1,3	0,45
7	F 475 Nr. 4	192	0	0 c)	0 c)
Belastung $S = 150$ t (Seilspannung $\sigma_0 = 8,0$ t/cm ² , Druckspannung im Konus etwa $\sigma_M = 1000$ kg/cm ²)					
8	2 % 450 Nr. 2	335	0,002 8	24	8,5
9	F 450 Nr. 2	336	0,000 75	6,5	2,3

- a) 8 Stunden Vorbelastung mit 175 t.
- b) Mehrtägige Unterbrechung wegen Maschinenschadens, dabei vermutlich kurzzeitige Überbelastung.
- c) Vorübergehende Belastung bis 175 t.

stellen. Abb. 34 gibt die entsprechenden Versuchswerte für Versuchsreihe 2 und 3.

Bezogen auf die mittlere Breite des wirksamen Bereiches $r_m = 44,2$ mm und bei Berücksichtigung der Seiten-

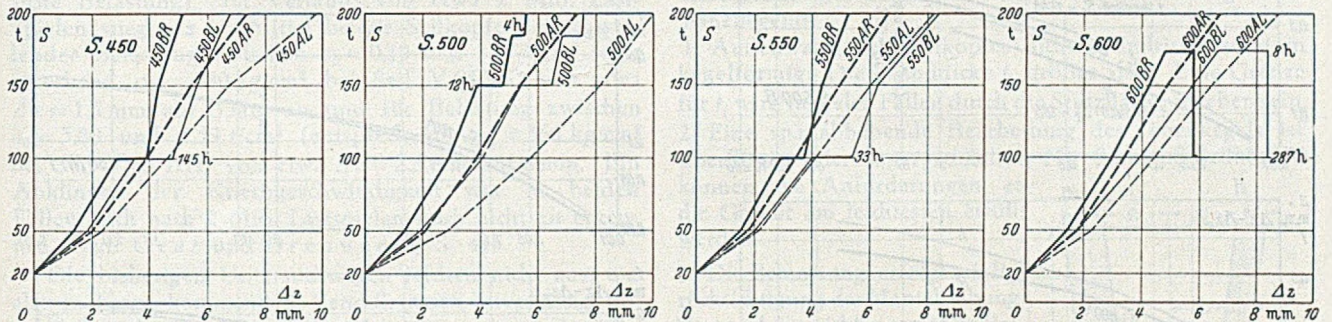


Abb. 33. Gesamtverschiebung Δz in der Achse. Versuchsreihe 1 (Hüttenrohzieg), Vergußtemperaturen 450°, 500°, 550° und 600° C.

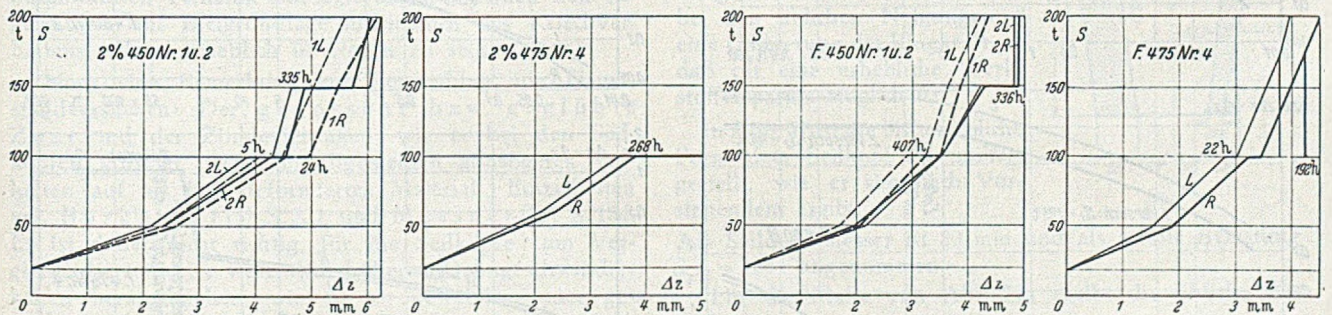


Abb. 34. Gesamtverschiebung Δz , Versuchsreihen 2 („2 %“) und 3 („F“).

Ergebnisse. Die Mittelwerte aus 10 Seilköpfen der 1. Versuchsreihe sind in Abb. 29 dargestellt.

Die Abb. 33 zeigt den Zusammenhang zwischen Belastung S und Verschiebung Δz für die erste Versuchsreihe. Für jedes Seil sind die Meßwerte an beiden Seil-

neigung des Konus $\text{ctg } \beta = 7,5$ errechnet sich die mittlere Dehngeschwindigkeit zu

$$\dot{\epsilon} = \text{tg } \beta \cdot \Delta z / r_m = \Delta z / 332 \text{ (in mm)}$$

Die Werte $\dot{\epsilon}$ sind in der letzten Spalte von Tabelle 5 eingetragen.

Die weiteren Abb. 35 und 36 zeigen den zeitlichen Verlauf von Δz . Es ist nur die verbindende Kurve eingezeichnet; die Meßpunkte sind so zahlreich, daß sie im Maßstab der Abbildungen nicht unterschieden werden könnten. Die Abweichungen der einzelnen Meßpunkte von den Kurven sind, von wenigen wohl durch kleine Temperaturschwankungen bedingten Ausnahmen abgesehen, kaum größer als die Strichdicke. Eine „Glättung der Kurven“ ist nicht erfolgt.

Die Kriechgeschwindigkeiten am Ende der Dauerstandsbelastung mit $S = 100$ t bzw. 150 t sind in Tabelle 5 zusammengestellt.

Die Verschiebungen beim Kurzversuch sind in Tabelle 6 angegeben. Die Mittelwerte sind auf den höheren Laststufen ohne Rücksicht auf die teilweise vorhergehende Dauerstandsbelastung ermittelt, vgl. Abb. 33 und 34. Die Werte Δz sind bei der Versuchsreihe „F“ merklich kleiner als bei der Reihe „2%“ (die erste Versuchsreihe „S“ kann wegen der abweichenden Oberflächenbeschaffenheit des Seilkopfes nicht unmittelbar verglichen werden).

Aus allen Kurven erkennt man deutlich den Einfluß der anfänglichen Oberflächenstörungen und weiter, daß bei Kurzzeitbelastung mit $S = 200$ t die „kritische“ Pressung im Konus mit ausgeprägtem Fließen auch nicht angenähert erreicht ist. Bei Dauerstandsbelastung mit $S = 150$ t sind dagegen Kriechgeschwindigkeiten beobachtet worden, die wohl unvermeidlich zu Schäden führen müssen.

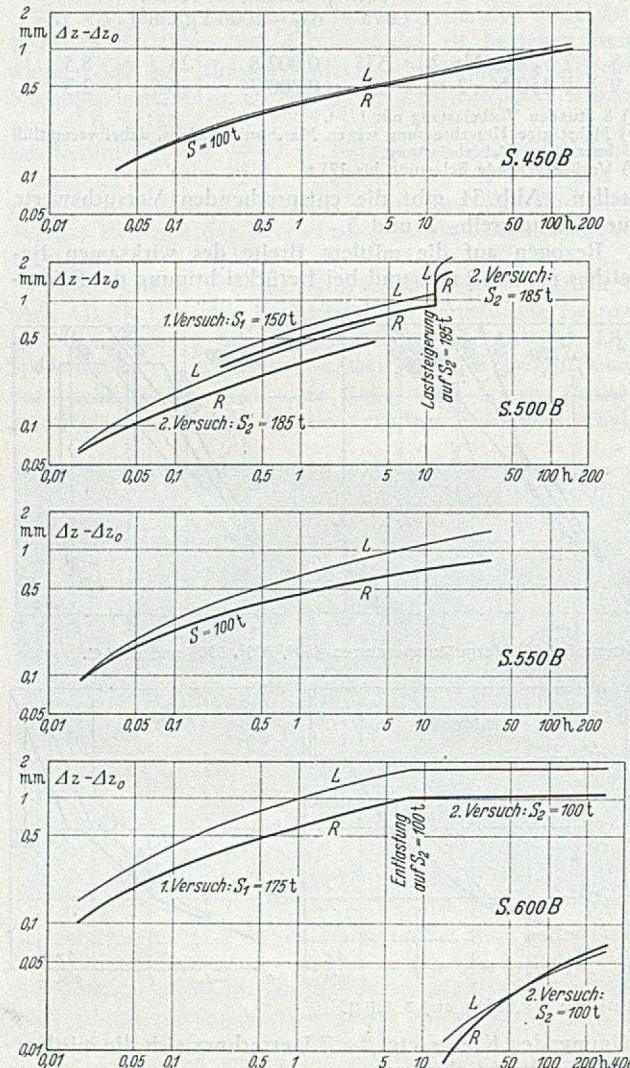


Abb. 35. Kriechkurven. Zunahme ($\Delta z - \Delta z_0$) der Verschiebungen bei Versuchsreihe 1 (Hüttenroh-zink).
Bem.: Seil 500 B wurde zuerst 12 Stunden mit 150 t belastet und dann 4 Stunden mit 185 t; Seil 600 B zuerst 8 Stunden mit 175 t und anschließend 287 Stunden mit 100 t.

Aus den obigen Versuchswerten ist zu entnehmen, daß bei den Zinklegierungen eine merkliche Verfestigung eintritt, wenn die Belastung vorübergehend gesteigert wird (Tabelle 5, Zeilen 3, 5 und 7). (Eine gleichgroße Verfestigung dürfte für die Bleilegierungen nicht zu erwarten sein). Die Feinzink-Gußlegierung Zn-Al 6-Cu 1 scheint der Legierung „2%“ (Hüttenroh-zink, mit je 2% Zinn und Blei) im Dauerstandsverhalten merklich überlegen zu sein.

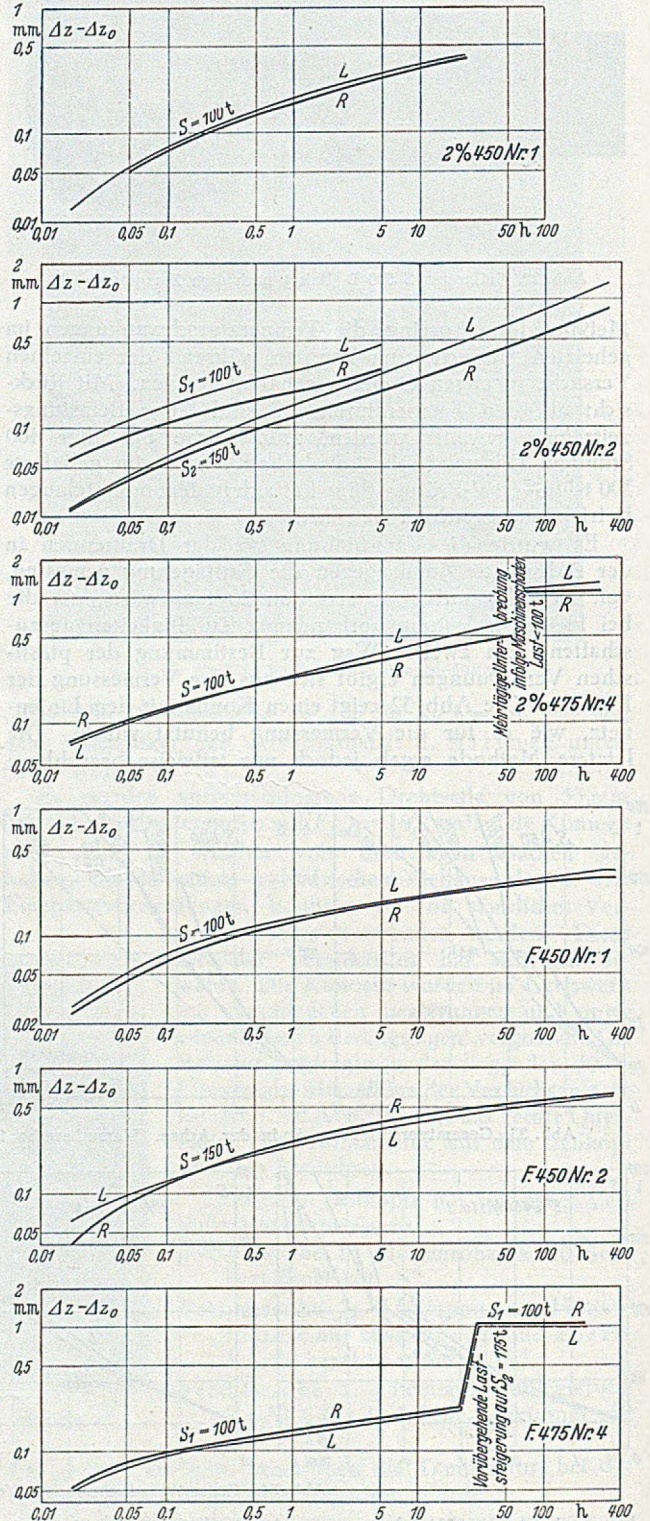


Abb. 36. Kriechkurven. Zunahme ($\Delta z - \Delta z_0$) der Verschiebungen bei Versuchsreihen 2 („2%“) und 3 („F“).
Bem.: Seil 2% 450 Nr. 2 wurde zuerst 5 Stunden mit 100 t belastet, dann 335 Stunden mit 150 t; Seil F 475 Nr. 4 zuerst 21 Stunden mit 100 t, dann wurde vorübergehend mit 175 t belastet und schließlich 192 Stunden mit 100 t.

Zum Vergleich Seilköpfe mit Weißmetall-Ver-
güssen (Blei mit 17% Sn und 14% Sb): Unter Seil-
spannungen von $\sigma_0 = 5 \text{ t/cm}^2$ wurden von Graf und
Brenner [7] S. 414 bei Kurzzeitversuchen Verschie-
bungen zwischen 0,6 und 7 mm beobachtet. Man beachte,
daß die betreffenden Messungen an Seilen verschiedener
Dicke erfolgten, und daß erhebliche Unterschiede in den
Flächenverhältnissen Φ vorhanden waren. Die zuge-
hörigen Pressungen σ_M im Konus liegen zwischen etwa
180 und 470 kg/cm². Näheres ist in der Quelle nicht mit-
geteilt.

Tabelle 6. Verschiebung Δz (in mm).

Last S in t	σ_M in t/cm ²	Reihe 1	Reihe „20%“	Reihe „F“
20	0	0	0	0
100	650	3,77	4,03	3,20
150	1000	5,47	5,02	3,88
200	1300	7,40	6,04	4,70
Zahl der Seilköpfe:		16	6	6

Bei den 80 mm-Seilen für die Rheinbrücke Köln-Mül-
heim betragen die Verschiebungen nach zweistündigem
Vorrecken $\Delta z = 2$ bis 5 mm, vgl. Festschrift [5] S. 89. Die
zugehörigen Mantelpressungen am Konus waren von der
Größenordnung $\sigma_M = 750 \text{ kg/cm}^2$.

Interessant sind die Mitteilungen über das Seil V 79
von Graf und Brenner [7]. Beim ersten Konus mit
geraden Drahtenden begannen die Verschiebungen etwa
von $\sigma_M = 370 \text{ kg/cm}^2$ ab schnell anzuwachsen. Beim
zweiten Konus mit umgebogenen Drahtenden war dies
dagegen schon vor der halben Belastung ab der Fall und
die Verschiebung für $\sigma_M = 470 \text{ kg/cm}^2$ betrug 9,06 mm
gegenüber 3,49 mm.

Bemerkenswert ist schließlich der zeitliche Verlauf der
Verschiebungen beim Dauerversuch (periodisch veränder-
liche Belastung). Im Verlaufe von etwa 2 Mio. Last-
spielen stieg Δz im Mittel beider Seilköpfe bei schwel-
ender Belastung zwischen $\sigma_0 = 0,19$ und $2,77 \text{ t/cm}^2$ (ent-
sprechend $\sigma_M = 180 \text{ kg/cm}^2$ bei Seil V 65 VS) von etwa
 $\Delta z = 1,5 \text{ mm}$ auf 3 mm an und für Belastung zwischen
 $\sigma_0 = 3,80$ und $5,59 \text{ t/cm}^2$ (entsprechend $\sigma_M = 360 \text{ kg/cm}^2$
bei Seil V 65 IIIs) von etwa $\Delta z = 2,5 \text{ mm}$ auf 6 mm. Ein
Abklingen der Kriechgeschwindigkeit war in beiden
Fällen auch nach 2 Mio. Lastspielen noch nicht zu erken-
nen. Vgl. Graf und Brenner [7] S. 415.

Die bisherigen Untersuchungen reichen nicht aus, um
alle in Frage kommenden Vergußmassen zuverlässig beur-
teilen zu können. Die Seilkopfvergüsse aus zweckmäßig
ausgewählten Feinzink-Gußlegierungen scheinen den Le-
gierungen auf Bleigrundlage hinsichtlich des Kriechver-
haltens jedoch erheblich überlegen zu sein.

Noch eine Bemerkung zur Beurteilung von Dauer-
standversuchen: Der gegossene bzw. geglühte
Zustand der Zinklegierungen, wie er bei den Seil-
köpfen vorliegt, weist im allgemeinen günstigeres Ver-
halten auf als kalt deformiertes Material. Einzelheiten
vgl. Burkhardt [3] S. 221 und Messner [19] S. 184.
Es ist daher nicht richtig, für die Seilköpfe zum Ver-
gleich die teilweise wesentlich höheren Dehngeschwindig-
keiten heranzuziehen, wie sie an gewalztem oder ge-
preßtem Material beobachtet werden.

Da eine starke Verschiebung im Seilkopf mit einer
erheblichen Kaltverformung verbunden ist, muß man
wohl damit rechnen, daß der günstige Einfluß der Guß-
struktur im Laufe der Jahre vermindert wird. Auch dies
ist ein Grund, große plastische Verformungen durch
richtige Bemessung des Konus auszuschließen.

Seilköpfe werden immer eine starke zusätzliche Ver-
schiebung aufweisen, wenn sie längere Zeit höheren
Wärmegraden von z. B. 40° ausgesetzt sind. Seilver-
ankerungen für Bauwerke in den Tropen müssen deshalb
viel größere Seilköpfe erhalten als bei unseren Verhältnissen.

15. Bemessung der vergossenen Seilköpfe, Kritik und Verbesserungsvorschläge.

Die Bemessung der vergossenen Seilköpfe erfolgte
bisher auf Grund einfachster Annahmen, in engem An-
schluß an die herkömmlichen Formen. Über der ganzen
Mantelfläche des Konus werden Pressungen gleicher
Größe p und normal zur Kegelfläche (also ohne Rück-
sicht auf die Reibung) vorausgesetzt. Ein Abzug für
unvollständige Ausfüllung wird bisher nicht gemacht.
Für die Bemessung des Seilkopfes wird weiter lediglich
die gesamte Ringkraft P_0 betrachtet, ohne Rücksicht auf
die Verteilung der Spannungen über den Querschnitt.

Die radiale Komponente der Mantelpressung für
 $\varrho = 0$ ist mit unseren Bezeichnungen $p_r = p_z \cdot \text{ctg } \beta$ und
die gesamte Ringkraft

$$P_0 = p_r \cdot r_m \cdot s = \frac{S}{2\pi} \text{ctg } \beta. \quad (19)$$

Die Querschnittfläche des „Ringes“ muß dann mindestens
betragen

$$Ht_m = P_0 / \sigma_{zul}$$

Dabei ist, wie üblich, vorausgesetzt, daß die ganze
Höhe H des Konus bei der Aufnahme der Belastung
mitwirkt. Das ist aber in keinem Fall auch nur ange-
nähert zu erreichen. Bei einer wirksamen Höhe $h =$
 $\frac{2}{3} \cdot H$ steigen die Ringspannungen im Durchschnitt auf
das 1,5fache.

Die Seilkopfform mit zylindrischer Außenfläche ist in
mehrfacher Hinsicht ungünstig. Die Ringkraft dP_0/dH
ist auch außen etwa doppelt so groß wie innen, während
die Dicke vielleicht nur die Hälfte beträgt. Die Ring-
spannung σ_z außen ist also ein mehrfaches des Wertes σ
am inneren Ring. Aber auch bei konstanter Wanddicke
ist das Verhältnis der Spannungen noch etwa 2 : 1.

Das bisherige Bemessungsverfahren ist also wenig be-
friedigend. Die folgenden Verbesserungsvorschläge sind
naheliegender:

1. Außenwand des Seilkopfes nicht zylindrisch, sondern
kegelförmig. Die Wanddicke t_2 größer als t_1 . Eine Grenze
für t_1 wird in vielen Fällen durch die Stützfläche gegeben sein.
2. Eine spannabhebende Bearbeitung des Innenkegels ist
überflüssig oder sogar schädlich. Mit Stahlguß-Seilköpfen
können die Anforderungen an die Gestalt am leichtesten erfüllt
werden.

3. Die Bemessung erfolgt mit Berück-
sichtigung der Mantelreibung. Der noch vorsichtig gewählte Rei-
bungskoeffizient $\mu = 0,15$ bringt bei den üblichen Neigungen β
eine Halbierung der Ringkraft, so daß oft eine erhebliche Werk-
stoffersparnis möglich ist.

In Abb. 37 ist die bisher übliche
Form dem Seilkopf gegenüber-
gestellt, wie er sich nach Vor-
stehendem ergibt.

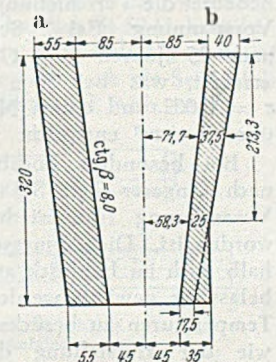


Abb. 37.

Als Seildurchmesser ist 80 mm und als größte Belastung
 $S_{zul} = 220 \text{ t}$ angenommen.

Für die Maße von Abb. 29a ergibt die übliche Be-
rechnung:

$$\text{Ringkraft } P_0 = 220 \cdot 8,0/2 \cdot \pi = 281 \text{ t}$$

$$\text{Ringfläche (volle Höhe)} 32 \cdot 5,5 = 176 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ringspannung } 281/176 = 1,60 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{Stützfläche } \pi (10,0^2 - 4,5^2) = 251 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pressung in der Stützfläche} - 220/251 = - 0,88 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{Vergleichsspannung } \sqrt{1,60^2 - 1,60 \cdot 0,88 + 0,88^2} = 1,39 \text{ t/cm}^2.$$

Die Abmessungen nach Abb. 29b sind reichlich, wie die folgende Überschlagsrechnung mit $\mu = 0,2$ zeigt. Allgemein gilt $p_r = p_z \cdot \operatorname{ctg}(\varrho + \beta)$ und

$$P_v = p_r r_m s = \frac{S}{2\pi} \operatorname{ctg}(\varrho + \beta). \quad (20)$$

Es ist bemerkenswert, daß die Ringkräfte nach Gl. 19 bzw. 20 von den Abmessungen r_m und H des Konus unabhängig sind. Wir erhalten mit $\varrho + \beta = 0,319$
 $P_v = 220 \cdot 3,03/2\pi = 106 \text{ t}$.

Ringfläche (ohne das untere Drittel):

$$\frac{2}{3} \cdot 32 \cdot 3,25 = 69,3 \text{ cm}^2.$$

Durchschnittl. Ringspannung = $106/69,3 = 1,53 \text{ t/cm}^2$,

Querschnittfläche 1—1: $\pi (83,3^2 - 58,3^2) = 111 \text{ cm}^2$,

Pressung bei 1—1: $- 220/111 = - 1,98 \text{ t/cm}^2$,

Vergleichsspannung bei 1—1:

$$\sqrt{1,98^2 - 1,98 \cdot 1,53 + 1,53^2} = 1,80 \text{ t/cm}^2,$$

Stützfläche: $\pi (8,0^2 - 4,5^2) = 137 \text{ cm}^2$,

Pressung in der Stützfläche: $- 220/137 = - 1,61 \text{ t/cm}^2$.

Dabei bietet das nicht berücksichtigte innere Drittel des Querschnittes noch eine erhebliche zusätzliche Sicherheit. Die Wanddicke an der Aufstandsfläche ist verstärkt, um die Pressung klein zu halten. Bei Gußstahl als Werkstoff bestehen nicht die geringsten Bedenken, den Seilkopf nach Abb. 37b auszuführen. Die Stahlersparnis gegenüber Abb. 37a beträgt 36 kg oder rd. 45 %. Bei 74 Seilen sind das immerhin 5 t Stahlguß. Für Seilköpfe mit Ansätzen usw. gilt Ähnliches.

16. Metallvergossene Seilköpfe.

Die theoretischen Überlegungen, wie die in Abschnitt 14 beschriebenen Dauerstandversuche mit Drahtseilen von 53 mm Dicke zeigen, daß die im Seilkonus vorhandenen Spannungen im allgemeinen über der Dauerstandfestigkeit der Vergußmassen liegen. Mit steigender Grundspannung der Drahtseile (ständige Belastung aus Eigengewicht oder Vorspannung) werden die Kriecherscheinungen im Seilkonus immer wichtiger. Besonders zwei Folgen sind von praktischer Bedeutung: die Seillängung infolge der Verschiebungen in den Seilköpfen und die Gefährdung der Seilverankerung, falls die Verformung ein gewisses Maß überschreitet.

Bei Seilen mit hoher Vorspannung, wie sie z. B. für die Konstruktionen des Stahlbetonbaus benutzt werden, bedeutet die Verschiebung im Seilkopf ein Nachlassen der Vorspannung. Bei 2 Seilköpfen mit je 2 mm/Jahr ist nach 25 Jahren eine Gesamtverschiebung von 100 mm erreicht, was bei 50 m Seillänge einer Dehnung von $\epsilon = 0,002$ und einem Nachlassen der Vorspannung um über 3 t/cm² entspricht.

Bei besonders hochbelasteten Seilkonussen können nach längerer Zeit Schäden eintreten, wie es von der Verankerung französischer Hängebrücken bekannt geworden ist. Die Abmessungen der Seilköpfe sollten deshalb auch im Hinblick auf das Kriechen bei Dauerstandbelastung gewählt werden, wobei gegebenenfalls höhere Temperaturen zu berücksichtigen sind. Der Auswahl sowie der Herstellung der Seilkopfvergüsse ist größte Sorgfalt zuzuwenden.

Die Größe der Kriechgeschwindigkeit ist von ausschlaggebender Bedeutung für das Verhalten der Seilverankerungen im Betrieb. Die in den Abschnitten 7 und 8 zusammengestellten Versuchsergebnisse reichen aus, die in einem bestimmten Falle zu erwartende Verschiebung Δz wenigstens in ihrer Größenordnung vorzuberechnen, während die einfachen theoretischen Betrachtungen über den Spannungszustand im Konus genügen, um die verschiedenen Größen in ihrem Einfluß abzuschätzen. Bei Verwendung korrosionsbeständiger Legierungen sind die Zinkvergüsse den bisher verwendeten Weißmetall-

vergüssen völlig gleichwertig und in mancher Richtung sogar überlegen.

Der Korrosionsfrage ist große Sorgfalt zuzuwenden. Man beachte, daß die Seilköpfe meist tief liegen, so daß das Wasser unter dem Einfluß der Schwere den Weg bis in die Verankerung findet. Da das Eindringen von Wasser kaum zu verhindern ist, wurden z. B. bei der Hängebrücke bei Mornay-sur-Alliers besondere Dichtungen mit „Halskrausen“ ausgeführt, die Tagewasser fernhalten sollen. Vgl. Leinekugel Le Coq [12] S. 6, auszugsweise bei Seegers [25] S. 170.

Da längere Beobachtungen fehlen, ist schwer zu entscheiden, ob solche besonderen Maßnahmen auch bei guten Vergüssen notwendig sind, oder ob die im Brückenbau übliche Abdichtung der Seilköpfe mit mehrfachem Farbanstrich und bituminösen Massen auf die Dauer ausreicht, um ernstliche Rostschäden zu verhindern. Bei den in der Marine üblichen Seilverankerungen wurden die Seilköpfe zum Schutz gegen Korrosion meist mit einer geeigneten Paste (z. B. Hanse-Bi-Elastic-Paste der Firma Renuvol G.m.b.H., Wilhelm & Co., Hamburg 13) bestrichen.

Gewisse Schwierigkeiten haben sich gelegentlich dadurch ergeben, daß im Seilkonus eine verstärkte Korrosion auftrat, wenn die zur Reinigung bzw. zum Verzinnen der Drahtenden benutzten Chemikalien (z. B. Lötwasser, Salmiak, Natronlauge und dgl.) nicht ausreichend entfernt waren. Bei richtiger Bemessung des Seilkopfes ist das Verzinnen überflüssig, so daß wenigstens die damit verbundene zusätzliche Gefahr vermieden werden kann.

Bei Salmiakbehandlung z. B. kann Salzsäure frei werden, so daß in Zinkvergüssen das sehr hygroskopische Zinkchlorid entsteht. Die betreffende chemische Umsetzung ist nach meinen eigenen Beobachtungen mit erheblicher Gasentwicklung verbunden und erstreckt sich über lange Zeiträume. Sie ist mit einer auffallenden Veränderung verknüpft; das Vergußmetall wird schwammig und verliert seine Festigkeit. Die Behandlung des Seilbesens mit ätzenden Mitteln sollte deshalb bei Zinkvergüssen besser unterbleiben. In diesem Zusammenhang sei nochmals darauf hingewiesen, daß die peinliche Einhaltung der Arbeitsvorschriften und größte Sauberkeit bei der Herstellung der Seilkopfvergüsse unbedingt zu verlangen ist.

Mit Rücksicht auf die verschiedenen Korrosionserscheinungen hat man die Seilenden bei Seilbahnen wohl auch nach einer gewissen Zeit und wiederholt (z. B. alle 2 oder 3 Jahre) abgeschnitten, um sie neu zu vergießen. Da sich die erwähnte verstärkte Korrosion auf den Bereich des Seilbesens beschränkt, konnten schwach gewordene Seilverankerungen so wieder vollwertig gemacht werden. Diese Beobachtungen bilden m. W. auch den hauptsächlichsten Grund für die Einführung der im folgenden Abschnitt besprochenen verkeilten Seilenden.

17. Sonstige Seilverankerungen.

Für die Verankerung der Brückendrahtseile hatten die Vergüsse mit Nichteisenmetallen bisher überragende Bedeutung. Zur Herstellung von Seilverankerungen sind noch einige weitere Verfahren im Gebrauch, von denen die folgenden vier genannt seien.

a) Von nichtmetallischen Vergußmassen wird Schwefel mit geeigneten Füllstoffen, wie Schwerspat und dgl., benutzt. Beispiele dafür sind „Cefa“ (Chemische Werke Schönebeck) oder „Solus-Zement“ (Schlüter & Co., Hannover), die bei 120° C schmelzen und bei etwa 140° C vergossen werden können. Ein Nachteil dieser Vergußmassen ist es, daß sie leicht brennen. Sie werden für Seile in Fördermitteln benutzt und waren für die Verankerung von stehenden und laufenden Seilen der deutschen Kriegsmarine zugelassen. Eine An-

wendung bei Drahtseilen des Bauwesens ist mir nicht bekannt geworden.

b) Beton als Vergußmasse. Statt mit metallischen Vergüssen kann der Seilkonus auch mit Beton vergossen werden. Eine Anzahl bei Felten & Guilleaume Carlswerk ausgeführter Proben hat ergeben, daß Seilköpfe mit Betonverguß für den üblichen Zerreißversuch vollauf genügen. Es wurden folgende Mischungsverhältnisse benutzt:

- A) gleiche Raumteile hochwertiger Zement und Sand (bis 1 mm) oder auch
- B) 1,3 Gewichtsteile Sand 0,2 bis 1,0 mm, 0,65 Sand 1 bis 3 mm, 1,5 hochwertiger Zement und 0,45 Wasser.

Damit der Konus gut ausgefüllt wird, muß der Beton eingerüttelt werden, wobei jedoch darauf zu achten ist, daß keine Entmischung eintritt. Der Beton wurde drei Stunden mit Wasserdampf von etwa 70° C gehärtet, damit die Seile schneller abgelegt werden konnten. Die Härtung geschah in einfacher Weise dadurch, daß man eine mit Heraklitplatten ausgeschlagene Holzbox über den Seilkopf stülpte, unter der eine Wasserschüssel mit einer Gasflamme beheizt wurde. Derart hergestellte Seilvergüsse genügten, um die volle Seilfestigkeit bereits nach 5 bis 6 Tagen ausnutzen zu können.

Das (z. B. von Beck [29] S. 7 empfohlene) Umbiegen der Drahtenden ist bei Betonvergüssen nach unseren Überlegungen wohl ebensowenig notwendig, wie bei metallischen Vergüssen. Auch eine erhöhte Korrosionsgefahr vermag ich bei den Betonvergüssen nicht zu sehen. Ein unvergossener Hohlraum ist unvermeidlich, bei allen Arten von Vergußmassen, ebenso wie bei der Verkeilung von Seilenden. Für die Seildrähte gilt das gleiche wie für Stahleinlagen in Stahlbeton. Für die Korrosion im Seilkopf dürfte deshalb lediglich ausschlaggebend sein, ob es gelingt, Tagewasser und andere Angriffe fernzuhalten.

Für die Spannungsverhältnisse in betonvergossenen Seilköpfen gelten die gleichen Zusammenhänge wie für die Vergußmetalle. Die Reibungszahl zwischen Beton und Drähten kann schätzungsweise zu $\frac{1}{3}$ angenommen werden. Nach Abschnitt 11 ergeben sich die Pressungen im Beton damit für die üblichen Seilkopfabmessungen und bei Belastung mit $\sigma_0 = 5 \text{ t/cm}^2$ zu etwa $\sigma_M = 600 \text{ kg/cm}^2$ und für die Bruchlast $\sigma_{0B} = 15 \text{ t/cm}^2$ etwa in der Größenordnung $\sigma_{MB} = 1800 \text{ kg/cm}^2$.

Die zweiachsigen Druckspannungen σ_M liegen beim Zerreißversuch auf alle Fälle weit über der Würfel Festigkeit des Betons bei (einachsiger) Belastung. Ein unmittelbarer Vergleich ist auch deshalb nicht möglich, weil die über den Konus verteilten Seildrähte ähnlich wirken wie eine Querbewehrung oder eine Umschnürung. Die Spannungswerte sind so hoch, daß man wohl noch weitere Beobachtungen abwarten muß, bevor man Betonvergüsse in Hängebrücken usw. einbaut. Auch über die Kriecherscheinungen des Betons unter so hohen Spannungen ist noch nichts bekannt. Die Ergebnisse eines Dauerstandversuches, der bei Felten & Guilleaume Carlswerk läuft, werden deshalb größtes praktisches Interesse besitzen.

c) Seilköpfe mit Ringen und Keilen. Die Erfahrungen an den Tragseilen usw. von Seilbahnen führten dazu, anstatt des Vergießens eine Ausfüllung des Konus mit stählernen Keilelementen einzuführen. Bei der Seilendbefestigung für Seilköpfe und Kupplungen bei Seilbahnen der Firma Bleichert wird der Seilbesen in konzentrische Lagen aufgelöst, zwischen die dreiteilige konische Ringe eingetrieben werden. In den einzelnen Lagen sind die Drähte mit nadelförmigen Stahlkeilen festgelegt.

Bei dieser Konstruktion wird die gesamte Seilkraft nur durch Reibungsspannungen übertragen. Die voll mitwirkende Höhe des Konus ist im allgemeinen höchstens $\frac{1}{2} H$; der Spannungszustand im Konus kann ferner hier

nicht so ausgesprochen zweiachsig sein wie bei den Seilvergüssen, da in der Ringrichtung Lücken vorhanden sind. Dieser Umstand dürfte jedoch bei der vergleichsweise höheren Festigkeit der Stahlkeile praktisch belanglos sein.

Die Bleichert'sche Seilverankerung hat sich offenbar gut bewährt. Im Brückenbau ist sie bisher m. W. noch nicht benutzt worden. Im Hinblick auf unsere Betrachtungen über vergossene Seilköpfe ist wichtig, daß sie keine nennenswerten Kriecherscheinungen aufweisen dürfte. Sorgfältige Arbeit ist natürlich vorausgesetzt, wenn hohe örtliche Beanspruchung und Beschädigung der Einzeldrähte ausgeschlossen sein soll. Das Material für die Verkeilung muß zu dem betreffenden Seil und Seilkopf passen und sich dem Seilaufbau entsprechend ändern.

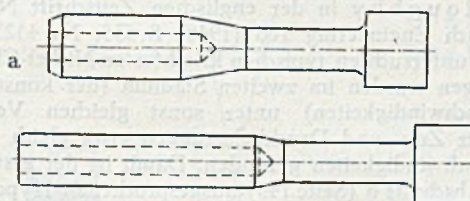


Abb. 38. Zieh-hül-sen als Endbefestigung. a) vor, b) nach dem Aufziehen.

d) Zieh-hül-sen als Endbefestigung von dünnen Seilen und Einzeldrähten. Für dünne Seile (bis etwa 20 mm Durchmesser) und für einzelne Drähte (bis etwa 6 mm Durchmesser) kann man an Stelle von vergossenen Seilköpfen auch die sog. Zieh-hül-sen verwenden (Abb. 38 und 39). Die Hülse wird mit gut passender Bohrung über das Seilende geschoben und dann in einer hydraulischen Ziehmaschine durch ein Zieh-ei-sen gezogen und dabei fest aus-

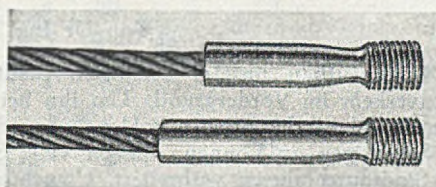


Abb. 39.

gepreßt, wobei eine unlösliche Verbindung zwischen Seil und Zieh-hül-sen entsteht. Die Einstecklänge beträgt bei Spiralseilen mindestens das 5- bis 6fache des Seildurchmessers, als Material der Hül-sen hat sich St 50.11 bewährt. Der Kopf am Ende der Zieh-hül-sen kann beliebig gestaltet werden. Die Zieh-hül-sen sind deshalb auch als Seil-schl-oß zur Kupplung zweier Seile brauchbar, vgl. Abb. 40.

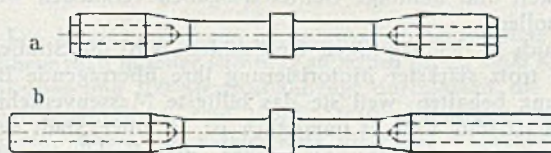


Abb. 40. Doppel-zieh-hül-sen (Seil-schl-oß). a) vor, b) nach dem Aufziehen.

Zieh-hül-sen haben den Vorteil, daß sie keine Vergußmasse erfordern und geringes Gewicht haben. Verankerungen mit Zieh-hül-sen wiegen nach [29] S. 58 nur $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ des Gewichtes der vergleichbaren Seilköpfe. Sie sind deshalb verhältnismäßig billig.

Wegen der begrenzten Seildurchmesser kommen Zieh-hül-sen zwar für Hängebrücken usw. nicht in Betracht, wohl aber für andere Zugglieder des Bauwesens, die im Einzelglied nur Zugfestigkeiten bis zu 30 oder höchstens 40 t erfordern. Sie fanden bereits Anwendung für die Verankerung von dünnen Seilen als Zugglieder in leichten Fachwerkstrukturen, Verspannungen im Luftschiffbau

zur Verankerung von Einzeldrähten bei Vorspannung von Beton usw. Ziehhülsen sind von Beck auch im Dauer-versuch geprüft worden, wobei sich im Vergleich zu vergossenen Seilköpfen günstiges Verhalten ergeben hat. Sie dürften m. E. im Bauwesen noch mehr Beachtung verdienen als sie bisher gefunden haben. Nachteilig ist allerdings, daß bei den üblichen Ziehhülsen nicht die volle Tragfähigkeit des Seils ausgenutzt werden kann, sondern daß ein Tragkraftverlust von 1 bis 9% eintritt. Einzelheiten über die Herstellung und Eigenschaften der Ziehhülsen vgl. Beck [29].

Nachtrag bei der Korrektur:

Über Dauerstandsversuche mit Druckbelastung berichteten erstmals A. H. Sully, D. N. Cale und G. Willoughby in der englischen Zeitschrift Nature, zitiert nach Engineering 166 (1948) S. 535, Nr. 4525. Bei den dort untersuchten typischen kriechfesten Nickel-Chrom-Legierungen wurden im zweiten Stadium (der konstanten Kriechgeschwindigkeiten) unter sonst gleichen Verhältnissen für Zug- und Druckbelastungen etwa gleich große Kriechgeschwindigkeiten gefunden. Damit ist der erste Teil der im Abschnitt 6 (Seite 149) ausgesprochenen Hypothese bestätigt.

Schrifttumsverzeichnis.

1. C. M. Bohny: Hängebrücken. Diss. TH. Danzig 1932.
2. A. Burkhardt: Zink und seine Legierungen. Heft 1 der Beiträge zur Wirtschaft, Wissenschaft und Technik der Metalle und ihrer Legierungen. Berlin 1937.
3. A. Burkhardt: Technologie der Zinklegierungen. 2. Aufl., Berlin 1940.
4. Drouhin: Ann. ponts et chaussées 105 (1935) t. II.

5. Festschrift: Straßenbrücke Köln-Mülheim 1927—1929. Berlin 1929. Man vgl. auch G. Kapsch: Bautechnik 7 (1929) S. 683 uf.
6. F. H. Frankland: Suspension bridges of short span. Amer. Inst. of Steel Construction 1934.
7. O. Graf u. E. Brenner: Bautechnik 19 (1941) S. 410.
8. E. Häselser: Der Brückenbau. Erster Teil. Die Eisernen Brücken. Braunschweig 1908.
9. E. Heyn u. O. Bauer: Untersuchungen über Lagermetalle, Antimon-Blei-Zinn-Legierungen. Beiheft der Verh. des Vereins zur Beförderung des Gewerbfließes. Berlin 1914.
10. W. Hofmann: Blei und Bleilegierungen. Berlin 1941.
11. G. Leinekugel Le Cocq: Ponts suspendus. Tome deuxième: Ponts suspendus rigides. Encyclopédie scientifique, Paris 1911.
12. G. Leinekugel Le Cocq: Le Génie Civil 110 (1937) S. 6.
13. Magnien et Coquand: Ann. ponts et chaussées 106 (1936) t. I, S. 149.
14. G. Chr. Mehrtens: Vorl. über Ingenieurwissenschaften. Zweiter Teil: Eisenbrückenbau, 1. Band, Leipzig 1908.
15. Desgl. 3. Band, Leipzig 1923.
16. G. Chr. Mehrtens u. F. Bleich: Der Eisenbau 2 (1911) S. 417 und 464.
17. J. Melan: Handbuch Ing. Wiss. 2. Band: Der Brückenbau. 4. Abt.: Eisernen Bogenbrücken und Hängebrücken. 2. Aufl., Leipzig 1888.
18. J. Melan: Der Brückenbau. III. Band, 2. Hälfte. Eisernen Brücken. II. Teil, 2. Aufl., Leipzig 1923.
19. O. H. C. Meßner: Schweizer Archiv 14 (1948), Heft 3, 4, 5 u. 6.
20. A. Pomp: Stahldraht (= Stahleisenbücher, Bd. 1), Düsseldorf 1941.
21. M. Roš: Die Straßenbrücke König Alexander I. über die Save zwischen Belgrad und Zemun. Zürich 1940.
22. F. Schleicher: Bauing. 9 (1928) S. 253.
23. F. Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin 1943, S. 1535.
24. K. H. Seegers: Bauing. 17 (1936) S. 426.
25. K. H. Seegers: Bauing. 18 (1937) S. 170.
26. J. A. L. Waddell: Bridge Engineering. Vol. I, New York 1925.
27. Zinktaschenbuch. Halle 1942.
28. A. Thum, K. Richard u. H. Klein: Z. Metallkunde 35 (1943) S. 228.
29. J. Beck: Die Befestigung von Drahtseilen durch aufgezogene Stahlhülsen. Diss. T. H. Stuttgart 1940.

Betriebliche Überlegungen für die Straßenbahnplanung im Stadtkern von Stuttgart.

Von Dr.-Ing. habil. Kurt Leibbrand, Stuttgart.

Beim Wiederaufbau unserer zerstörten Städte steht der Straßenverkehr im Vordergrund. Um ihn bei der erwarteten außerordentlich starken Zunahme ohne Stockungen glatt bewältigen zu können, müssen viele Straßenzüge und Stadtdurchfahrten verbreitert, Umgehungsmöglichkeiten geschaffen und neue Straßen und Plätze vorgesehen werden.

Bei der Planung dieser Maßnahmen muß von vornherein an die Straßenbahn gedacht werden. Sie kann nicht nachträglich in ein fertig entworfenes Straßennetz eingefügt werden. Anordnung und Linienführung der Straßenbahn müssen vielmehr von Anfang an die Planung des Straßennetzes entscheidend beeinflussen, wenn ungenügende Verkehrsbedienung, mangelnde Leistungsfähigkeit und unnötige Betriebsausgaben vermieden werden sollen.

Auch in den künftigen Großstädten wird die Straßenbahn trotz stärkster Motorisierung ihre überragende Bedeutung behalten, weil sie das billigste Massenverkehrsmittel ist und weil es unmöglich ist, in einer Stadt von beispielsweise 800 000 Einwohnern die Parkfläche für 20 000 Kraftfahrzeuge in einer Ausdehnung von 500 000 m² in der Innenstadt mit kurzen Anmarschwegen zu den Geschäfts- und Arbeitsstätten frei zu machen.

Es soll nun am Beispiel des Stadtkerns von Stuttgart gezeigt werden, welche Forderungen an die Gestaltung des Straßenbahnnetzes vom Standpunkt des Betriebs aus zu stellen sind.

Die Stuttgarter Innenstadt kann als langes, schmales Rechteck aufgefaßt werden, das die Sohle des Talkessels umfaßt. Seine Mittellinie bildet die Königstraße, die Hauptstraße der Stadt. Im Schwerpunkt des Rechtecks liegt der Schloßplatz, der wichtigste Straßenbahnknotenpunkt und Mittelpunkt des gesamten innerstädtischen Verkehrs. An den beiden Enden befinden sich die Knotenpunkte Hauptbahnhof und Wilhelmsbau/Alter Postplatz.

Abb. 1 zeigt die bisherige Führung der einzelnen Straßenbahnlinien in diesem Bereich und seiner weiteren Umgebung. Das Netz ist innerhalb des Rechtecks sehr dicht, aber nicht klar gegliedert. Bei einer günstigsten Maschenweite für Straßenbahnnetze von 600 m, also etwas mehr als der Breite des dargestellten Rechtecks, würde eine Gleislänge von 7000 m ausreichen. Vorhanden sind 9000 m Gleise. Das Rechteck hat eine Größe von 550 · 1600 m, ist also mit fast 900 000 m² knapp doppelt so groß wie die oben genannte Parkfläche.

Der Schloßplatz ist einer der am stärksten belasteten Straßenbahnknoten der ganzen Welt. Hier verkehren 10 Linien. Bei 6-Minuten-Verkehr, wie er vor dem Krieg auf allen Linien bestand, folgten sich die Züge im Abstand von 36 Sekunden. In den Hauptverkehrszeiten wurde die Zugfolge noch weiter auf etwa 25—30 Sek. verdichtet. Damit war die äußerste Grenze der betrieblichen Leistungsfähigkeit erreicht, die nur durch Einrichtung von Doppelhaltestellen und Verwendung besonderer Zugabfertiger zu halten war. Es war nicht möglich, auch nur eine einzige weitere Linie durch diesen Brennpunkt hindurchzubringen.

Alle Vorschläge zur Umgestaltung des Straßenbahnnetzes haben zum Ziel, das System zu vereinfachen und die Überlastung der Haltestelle Schloßplatz im Interesse einer elastischeren Betriebsabwicklung zu beseitigen. Gleichzeitig sollen Strecken und Haltestellen in der ganzen Innenstadt leistungsfähig ausgestaltet und zweckmäßig in das Straßennetz eingefügt werden. Die von verschiedenen Seiten gemachten Vorschläge weichen so stark voneinander ab, daß ein Vergleich ihrer betrieblichen Eignung notwendig erscheint. Aus einer ganzen Reihe verschiedener Vorschläge sind als besonders typisch 4 Entwürfe herausgegriffen, die nachstehend gegenübergestellt sind.

Um den Vergleich zu ermöglichen, sind die Straßenbahnlinien überall in der gleichen Weise — teilweise ab-

weichend vom derzeitigen Zustand — numeriert. Außerdem sind sie bei allen 4 Entwürfen durch die gleichen Straßenzüge in den Stadtkern eingeführt und mit Haltestellen in ähnlicher Lage versehen, während die ursprünglichen Entwürfe in dieser Hinsicht erhebliche Unterschiede aufwiesen. Als Grundlage ist weitgehend das bestehende Straßennetz benutzt, weil die Stadtplanung noch im Fluß ist. Der Abschnitt Schloßplatz-Wilhelmsbau ist wieder durch eine Haltestelle in Höhe des Rathauses unterteilt. Daraus ergibt sich hier der in unseren Großstädten übliche Haltestellenabstand von 300 m (vgl. Pirath: Das Raumzeitsystem der Siedlungen, Stuttgart 1947). Zur Zeit ist diese Haltestelle auf Weisung der Militärregierung aufgehoben, um den Kraftwagenverkehr zu erleichtern, obwohl ein großes Verkehrsbedürfnis besteht.

Die Entwürfe A, B, C und D zeigen den engen Zusammenhang zwischen den drei Knotenpunkten Hauptbahnhof, Schloßplatz und Wilhelmsbau. Jede Veränderung an einem Knotenpunkt beeinflusst sofort die beiden andern in stärkstem Maß. Die Ausgestaltung dieser Knoten formt das ganze Netz und bestimmt die Streckenführung sämtlicher Linien nicht nur im Bereich des dargestellten Rechtecks, sondern darüber hinaus in der ganzen Stadt.

Im Einzelnen ist über die Entwürfe folgendes zu sagen:

Vorschlag A geht davon aus, daß das Einschleifen aller Linien eines Knotenpunktes in eine 2-gleisige Haltestelle für die Fahrgäste am bequemsten ist. Deshalb wird der gesamte Verkehr zwischen Hauptbahnhof und Wilhelmsbau verschränkt. Die für die Verkehrsbedienug äußerst günstige bisherige Anordnung der Haltestelle Schloßplatz ist auf die Knoten Hauptbahnhof und Wilhelmsbau übertragen. Am Wilhelmsbau konnte die Absicht einwandfrei verwirklicht werden. Am Hauptbahnhof entstehen aber durch die vom Hauptverkehrsstrom (gekennzeichnet durch die Linien 1 Cannstatt—Vaihingen und 5 Prag—Degerloch) abweichende Führung der Linien 2, 21 und 15 drei verschiedene nebeneinander liegende Haltestellen. Die bisher für den Verkehr ideale Umsteigestelle Schloßplatz ist aufgegeben. Der Verkehr ist zwischen den beiden, nur 150 m voneinander entfernten Achsen Hauptbahnhof—Wilhelmsbau aufgespalten. Der überlastete Knoten Schloßplatz ist beseitigt, dafür sind die beiden anderen Knoten betrieblich stärker beansprucht. Andererseits bietet dieses System so viele Umleitungsmöglichkeiten in allen Beziehungen, daß länger dauernde Betriebsstörungen ausgeschlossen sind.

Vorschlag B will die Straßenbahn ganz aus der Königstraße herausnehmen und ihr Rückgrat (Linie 1) an den Rand des Stadtkerns verschieben. Dabei ergibt sich am Hauptbahnhof etwa das Spiegelbild des heutigen Zustands mit 2 getrennten Haltestellen. Der Knoten in Höhe des Schloßplatzes ist noch stärker belastet als bisher. Der dritte Knoten ist sehr weit vom Wilhelmsbau abgerückt und bis zum Alten Postplatz verschoben. Ein bestimmtes Prinzip für die Ausgestaltung der Haltestellen ist nicht erkennbar.

Betrieblich erscheint dieser Vorschlag wegen der Überlastung des Abschnitts Hauptbahnhof—Schloßplatz sehr bedenklich, aber auch verkehrlich weist er erhebliche Mängel auf. Besonders fällt die Verkehrsferne des Rathauses auf, das 350 m von der nächsten Haltestelle entfernt ist. Wenn mit der Straßenbahn der Hauptverkehr aus der Königstraße verdrängt wird, wird sich das Geschäftsleben allmählich an den neuen Straßenzug verlagern und es besteht die Gefahr, daß das alte Zentrum der Stadt als „Raum ruhenden Verkehrs“ im Lauf der Zeit verodet.

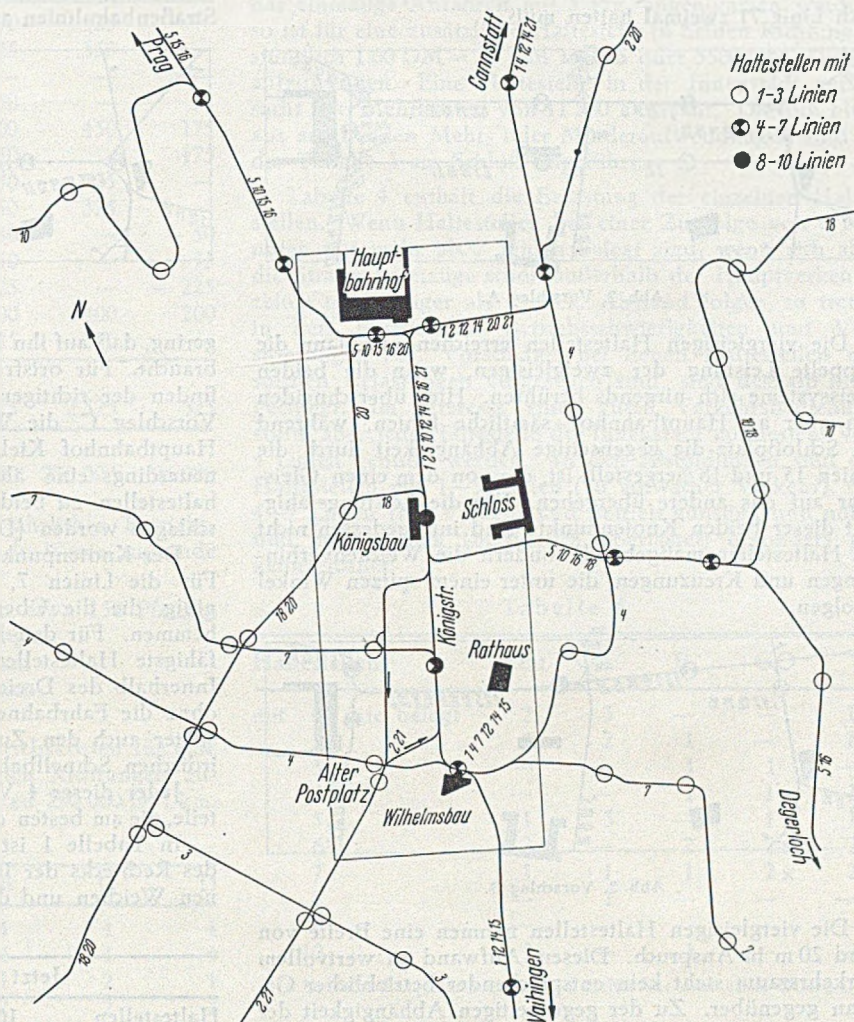


Abb. 1. Jetzige Linienführung der Straßenbahn.

Die Königstraße kann heute zwischen Schloßplatz und Wilhelmsbau in jeder Richtung stündlich bis zu 1200 Kraftfahrzeuge und 100 Straßenbahnzüge durchlassen, die 2000 Kraftwagenreisende und 10 000 Straßenbahnfahrgäste befördern. Wenn die Königstraße für beide Verkehrsarten zusammen nicht mehr ausreicht, dann ist es — auch in sozialer Hinsicht — richtiger, die 2000 Autofahrer mit Ausnahme des unvermeidlichen Anliegerverkehrs auf andere Straßen zu verweisen, als den 10 000 Straßenbahnbenutzern einen großen Umweg zuzumuten. Wenn an der Haltestelle Rathaus (Mittnachtbau) je 10 % der Straßenbahnreisenden ein- und aussteigen — in dieser Größenordnung lag der Verkehr hier früher — so gelangen bis zu 2000 Menschen stündlich auf bequemste Weise in den Mittelpunkt des Geschäftslebens. Wenn der Kraftverkehr die Leistung dieser Haltestelle erzielen soll, dann benötigt er, schon wenn durchschnittlich nur 1 Stunde Aufenthalt je Wagen angenommen wird, 30 000 m² Standstreifen und Parkplätze. Diese Fläche, ein Quadrat mit 175 m Seitenlänge, kann einfach nicht freigemacht werden. Selbst mit

Garagenhochhäusern läßt sich diese Fläche nicht schaffen, von den außerordentlich hohen Aufwendungen für Bau und Betrieb solcher Anlagen ganz abgesehen. Wenn schwere Schäden für Handel und Wandel der Stadt vermieden werden sollen, muß die Königstraße also das Rückgrat des öffentlichen Verkehrs und damit des Straßennetzes bleiben.

Vorschlag C will die Knoten Hauptbahnhof und Schloßplatz in viergleisige Haltestellen verwandeln. Am Wilhelmsbau entstehen zwei nebeneinander liegende Haltestellen, an denen der Querverkehr (Linie 4, später vielleicht auch Linie 7) zweimal halten muß.

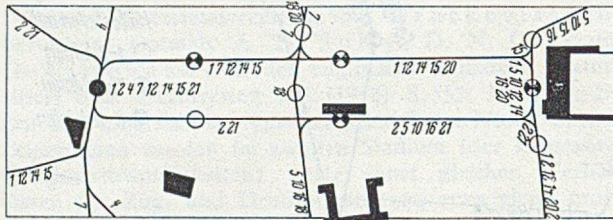


Abb. 2. Vorschlag A.

Die viergleisigen Haltestellen erreichen nur dann die doppelte Leistung der zweigleisigen, wenn die beiden Gleissysteme sich nirgends berühren. Hier überschneiden sich aber am Hauptbahnhof sämtliche Linien, während am Schloßplatz die gegenseitige Abhängigkeit durch die Linien 15 und 18 hergestellt ist, die von dem einen Gleispaar auf das andere übergehen. Für die Leistungsfähigkeit dieser beiden Knotenpunkte sind infolgedessen nicht die Haltestellen maßgebend, sondern die Weichenverbindungen und Kreuzungen, die unter einem spitzen Winkel erfolgen.

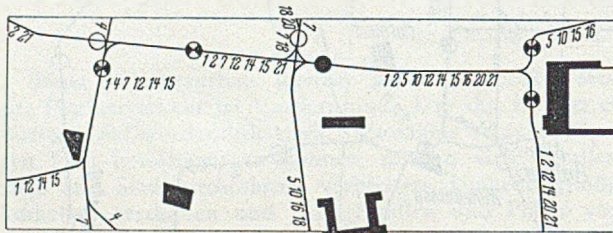


Abb. 3. Vorschlag B.

Die viergleisigen Haltestellen nehmen eine Breite von rund 20 m in Anspruch. Diesem Aufwand an wertvollem Verkehrsraum steht kein entsprechender betrieblicher Gewinn gegenüber. Zu der gegenseitigen Abhängigkeit der Linien kommt die Behinderung durch das unvermeidliche Hin- und Herlaufen der Fahrgäste, die beim Umsteigen in manchen Fällen alle 4 Gleise überqueren müssen. Eine weitere Herabsetzung der Leistung tritt dadurch ein, daß die an sich betrieblich voneinander unabhängigen Linien

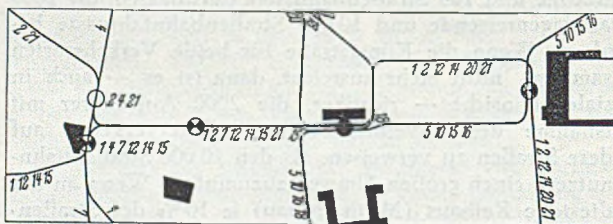


Abb. 4. Vorschlag C.

gegenseitig Anschlüsse abwarten. In den unten angegebenen Zahlen sind diese ungünstigen Einflüsse des Verkehrs auf den Betrieb nicht berücksichtigt.

Das Verkehrsgerippe mit 2 Gleispaaren zwischen Hauptbahnhof und Schloßplatz und nur einer Strecke auf dem Abschnitt Schloßplatz—Wilhelmsbau entspricht den betrieblichen Bedürfnissen genau.

Vorschlag D hat das gleiche Gerippe zugrunde gelegt wie C, die Knoten aber ganz anders entwickelt. Der Knotenpunkt am Hauptbahnhof ist in zwei einfache Haltestellen aufgelöst, die unmittelbar an das Nordportal des Hauptbahnhofs und ein neues Südportal unter dem Bahnhofsturm herangeschoben sind. Der Bahnhofsvorplatz wird dadurch ganz frei für den Kraftfahrzeugverkehr. Die Straßenbahnfahrgäste müssen diesen Verkehr auf dem Weg zu den Bahnsteigen nicht mehr kreuzen. Von der Haltestelle am Nordportal aus erreichen sie die Züge künftig außerdem ohne Treppensteigen. Der Umsteigeverkehr zwischen den Straßenbahnlinien auf der Nord- und der Südseite ist so

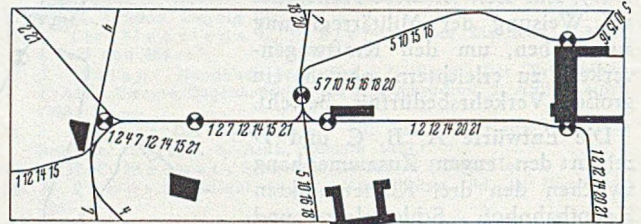


Abb. 5. Vorschlag D.

gering, daß auf ihn keine Rücksicht genommen zu werden braucht. Für ortsfremde Eisenbahnreisende ist das Aufsuchen der richtigen Straßenbahnlinie schwieriger als bei Vorschlag C, die Wege sind aber viel kürzer. Für den Hauptbahnhof Kiel, der ebenfalls Kopfbahnhof ist, ist neuerdings eine ähnliche Anordnung der Straßenbahnhaltestellen zu beiden Seiten des Querbahnsteigs vorgeschlagen worden [Die Neue Stadt (1948) S. 332].

Der Knotenpunkt Schloßplatz ist als Kreuz ausgebildet. Für die Linien 7, 15 und 20 sind Verbindungskurven nötig, die die Übersicht stören und den Betriebsablauf hemmen. Für den Knoten Wilhelmsbau ist die leistungsfähigste Haltestellenform gewählt worden, das Dreieck. Innerhalb des Dreiecks können die Reisenden umsteigen, ohne die Fahrbahnen zu betreten. Es ist daran gedacht, später auch den Zugang zu einem Bahnhof der unterirdischen Schnellbahn in die Mitte des Dreiecks zu legen.

Jeder dieser 4 Vorschläge hat große Vor- und Nachteile, die am besten durch Tabellen veranschaulicht werden.

In Tabelle 1 ist die Zahl der Haltestellen innerhalb des Rechtecks der Innenstadt, die Zahl der spitz befahrenen Weichen und der Kreuzungen, sowie die Länge des

Tabelle 1.

	Jetzt	A	B	C	D
Haltestellen	10	10	7	5	6
Weichen (spitz befahren)	11	16	10	11	8
Kreuzungen	2	2	2	1	3
Gleislänge m	9 050	9 600	7 200	9 400	8 100
Jahreskost. DM ...	+ 10 700	- 36 000	+ 6 800	- 18 500	(Differenz)

Gleisnetzes angegeben. Die Zahl der Haltestellen sollte klein gehalten werden, um eine zu starke Zersplitterung des Verkehrs zu vermeiden und ein bequemes Umsteigen zu ermöglichen. Jede spitz befahrene Weiche ist eine Langsamfahrstelle, also ein Hindernis. Je kleiner die Zahl dieser Weichen gehalten wird, desto flüssiger kann der Betrieb ablaufen.

Im Oberbau steckt ein großer Teil der Anlage- und Unterhaltungskosten. Deshalb ist eine Kürzung der Gleislängen sehr erwünscht. Nach W. Müller: Betriebs- und Kostenuntersuchung städtischer Verkehrslinien, Verkehrstechnik, 1935) S. 616 betragen die Anlagekosten einer zweigleisigen Straßenbahn einschließlich Fahrleitungen 171 000 RM/km, die Jahreskosten für Unterhaltung und Erneuerung bei dichtem Verkehr durchschnittlich 5,4 %. Heute dürften die Anlagekosten auf mindestens

300 000 DM/km anzusetzen sein. Auch der Jahressatz wird wahrscheinlich höher liegen. Für den Vergleich sind in Tabelle 1 die Jahreskosten mit 300 000 DM/km und 6,5 % errechnet worden.

Tabelle 2 zeigt, wie sich die Streckenlänge der einzelnen Linien innerhalb des Rechtecks verändert. Um die Bedeutung der Veränderungen deutlicher zu zeigen, sind

Tabelle 2.

	Jetzt	Differenz bei Vorschlag			
		A	B	C	D
Linie 1	1 700	300	350	325	—
2	1 750	50	25	350	—
4 (25)	600	—	—	—	—
5	1 225	—	50	—	75
7	850	200	200	450	175
10	1 225	—	50	—	175
12	1 700	300	350	325	—
14	1 700	300	350	325	—
15	1 800	—	50	—	—50
16	1 225	—	50	—	75
18	775	—225	—225	—	—225
20 (26)	1 025	100	100	400	200
21	1 750	50	25	350	—
Bestand	17 325				
Mehrlänge	...	1 075	1 375	2 525	325
Mehrkosten					
Betrieb DM	...	310 000	400 000	730 000	95 000

für die verschiedenen Vorschläge die jährlichen Betriebskosten angegeben. Dabei sind folgende Werte zugrunde gelegt:

Betriebskosten für 1 Rechnungskm etwa 150 Pfennig
Durchschnittliche Zugstärke 2,5 Wagen
1 Zugkilometer = 1,75 Rechnungskm
Zugfolge (Friedensbetrieb) 6 Minuten
Betriebsdauer 15 Stunden/Tag.

Daraus ergeben sich die täglichen Betriebskosten für eine Linie auf 1 km Streckenlänge in beiden Richtungen zusammen zu 740 DM, die Jahreskosten zu 290 000 DM/km.

Tabelle 3.

Haltestellen	Jetzt	A	B	C	D
Linie 1	4	4	4	4	4
2	4	4	4	4	4
4 (25)	2	1	1	2	1
5	2	2	2	2	2
7	3	3	3	3	3
10	2	2	2	2	2
12	4	4	4	4	4
14	4	4	4	4	4
15	4	4	4	4	4
16	2	2	2	2	2
18	2	1	1	1	1
20 (26)	3	2	3	2	3
21	4	4	4	4	4
Summe Haltest.	40	37	38	42	38
Betriebsk. DM	...	— 34 500	— 23 000	+ 23 000	— 23 000

Die Summe der Jahreskosten nach Tabellen 1—3 beträgt:

Nach Tabelle	A	B	C	D
	DM	DM	DM	DM
1	11 000	— 36 000	7 000	— 18 000
2	310 000	400 000	730 000	95 000
3	— 35 000	— 23 000	23 000	— 23 000
	285 000	360 000	760 000	+ 54 000

In Tabelle 3 ist aufgeführt, wie oft jede Linie innerhalb des Stadtkerns anhält. Die Zahl der Aufenthalte wirkt sich auf die Reisegeschwindigkeit und auf die Betriebskosten aus. Sie muß möglichst eingeschränkt werden.

Wenn eine Linie einmal öfter anhält, so bedeutet das in der Innenstadt einen zusätzlichen Zeitaufwand einschl. Bremsen und Anfahren von 30 Sek. bei jeder Fahrt oder für beide Richtungen zusammen von 10 Minuten/Stunde oder 150 Minuten/Tag. Die Zeitkosten hierfür liegen bei dem Zug mit 2 1/2 Wagen (Durchschnitt) bei 16 DM/Tag oder 6000 DM/Jahr. Wenn die Mehrkosten an Strom für das einmalige Anfahren mit 5 Pfg. angenommen werden, so ist für eine zusätzliche Haltestelle in beiden Richtungen stündlich 1,00 DM = 15 DM täglich oder 5500 DM jährlich aufzuwenden. Eine Haltestelle in der Innenstadt verursacht also Mehrkosten von 11 500 DM/Jahr. Die sich hieraus ergebenden Mehr- oder Minderaufwendungen sind in der Tabelle 3 am Schluß angeführt.

Tabelle 4 enthält die Belastung der einzelnen Haltestellen. Wenn Haltestellen bei einer Zugfolge von 6 Minuten mit mehr als 7 Linien belegt sind, wenn sich also die Straßenbahnzüge schon außerhalb der Hauptverkehrszeiten mit weniger als 45 Sek. Abstand folgen, so treten in den Flutstunden Betriebsschwierigkeiten und Verstopfungen auf. Vorschläge, bei denen Haltestellen mit solchen Belastungen vorgesehen sind, sind deshalb nicht geeignet. Im Interesse einer guten Verkehrsbedienung sollte aber jede Haltestelle der Innenstadt mindestens von 4 Linien benutzt werden. In den Abbildungen sind die Haltestellen mit 1—3 Linien (zu schwacher Verkehr), mit 4—7 Linien (für Verkehr und Betrieb günstig), und mit 8 und mehr Linien (betrieblich überlastet) besonders gekennzeichnet.

Tabelle 4.

Haltestellen	Jetzt	A	B	C	D
mit 1 Linie belegt	2	3	—	—	1 x
2	3	2	1	—	1 x
3	—	—	1	1	—
4	—	—	1	1 x	1
5	1	3	—	1 x	1
6	2	—	2	2 x	2
7	1	1	1	2 x	2
8	—	1	—	—	—
9	—	—	—	—	—
10	1	—	1	—	—

(x bedeutet Teil einer viergleisigen Haltestelle oder eines Dreiecks.)

Einen besonders guten Überblick gibt die Aufstellung der Tabelle 5 über Leistungsfähigkeit und Ausnutzungsgrad der Haltestellen an den 3 Knotenpunkten. Als Grenze der Leistungsfähigkeit sind folgende Werte eingesetzt [vgl. Die Straßenbahn in der Verkehrsplanung der Großstädte, Bauen und Wohnen (1948) S. 336].

Einfache Haltestelle	max 120	Zugpaare/Stunde
Doppelhaltestelle	144	"
Viergleisige Haltestelle	145—170	"
Kreuz mit einfachen Haltestellen	200	"
Kreuz mit Doppelhaltestellen	230	"
Dreieck	254	"

Zur Feststellung des Ausnutzungsgrades ist für eine Linie mit 6-Minuten-Verkehr einschl. Verstärkungswagen in der Flutstunde mit einer Belastung von 15 Zugpaaren gerechnet. Ein Ausnutzungsgrad von mehr als 100 % bedeutet, daß ein flüssiger Betrieb nicht mehr gewährleistet ist. Die Daten für die verschiedenen Haltestellen des selben Knotenpunkts sind nebeneinander angeben.

Für die Beurteilung des Knotenpunkts Hauptbahnhof ist außerdem die Größe der Entfernung zwischen den

Straßenbahnhaltestellen und dem Anfang der Kopfbahnsteige wichtig. Sie beträgt

jetzt	im Mittel	220 m,
bei Vorschlag A		185 m,
„	B	190 m,
„	C	180 m,
„	D	130 m.

Von den je 70 000 täglich ankommenden und abfahrenden Reisenden (Oktober 1948) gehen 20 % auf die Straßenbahn über. Diese Fahrgäste legen jetzt auf dem Weg zwischen Haltestelle und Mitte des Zugs je 220 + 130 m (halbe Zug-

zwischen den einzelnen Lösungen sowohl bei den Betriebskosten als auch hinsichtlich der Leistungsfähigkeit. Die betriebliche Charakteristik des Liniennetzes muß noch durch Untersuchungen über die verkehrliche Zweckmäßigkeit ergänzt werden, ehe ein bestimmter Vorschlag als Grundlage für den Ausbau des künftigen Straßenbahnnetzes gewählt werden kann.

Bei der Planung des Verkehrsgerippes und der Straßen werden vielfach allgemeine städtebauliche Gesichtspunkte in den Vordergrund gestellt. Bei der Gestaltung des Straßenbahnnetzes stehen aber auch große volkswirtschaftliche Werte auf dem Spiel, die sich objektiv und mathematisch genau ermitteln lassen. Im vorliegenden Beispiel des Stadtkerns von Stuttgart handelt es sich je nach der gewählten Anordnung um Unterschiedsbeträge von über 40 000 DM/Jahr für Unterhaltung und Erneuerung ohne Berücksichtigung des einmaligen großen Aufwandes für das Umlegen der Gleise, und von rund 700 000 DM/Jahr für den laufenden Betrieb. Die Stadtplanung hat also unmittelbaren Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit der Verkehrsbetriebe. Sie kann die Wirtschaftszahl der Unternehmen

Tabelle 5.

Leistungsfähigkeit (Zugpaare/Stunde) und Ausnutzungsgrad (%)

	Jetzt	A	B	C	D
Knotenpunkt	120 + 144	120 + 144 + 120	144 + 120	170	120 + 120
Hauptbahnhof	75% 52%	25% 73% 13%	63% 50%	88%	75% 50%
Knotenpunkt	144	120 + 120	144	145	230
Schloßplatz	105%	63% 63%	105%	125%	85%
Knotenpunkt	120	120	120 + 120	120 + 120	254
Wilhelmsbau	75%	100%	75% 25%	75% 38%	47%

länge) oder zusammengerechnet 10 000 km täglich zurück. Bei Vorschlag D fallen hiervon 2500 km/Tag oder ein Viertel weg. Diese Zahl zeigt, daß die Fußgängerentfernung an einem solchen Verkehrsbrennpunkt spürbar gekürzt werden kann.

Ein weiterer Gesichtspunkt wäre noch der Anteil der Krümmungen an der ganzen Fahrstrecke, der bei Vorschlag C am größten ist. Ferner ist bei allen Entwürfen zu überlegen, in welcher Weise bei Störungen oder Unfällen Umleitungen hergestellt werden können. In dieser Hinsicht ist der Vorschlag A allen übrigen Entwürfen weit überlegen.

Der Vergleich der in den Tabellen zusammengestellten Ergebnisse zeigt die außerordentlichen Unterschiede

um einige Prozent nach oben oder unten verschoben. Entscheidungen über die künftige Form des Straßennetzes in unseren großen Städten sollten deshalb nur unter eingehender Würdigung der betrieblichen Erfordernisse der Straßenbahn gefällt werden.

Bei der vorliegenden Untersuchung wurde nur die betriebliche Seite der Frage beleuchtet. Mit dem Vergleich der betrieblichen Bedingungen muß die Prüfung der verkehrlichen Verhältnisse Hand in Hand gehen. Erst wenn eine Straßenbahnlösung gefunden ist, die gleichzeitig für Betrieb und Verkehr die meisten Vorteile bringt, darf mit der endgültigen Festlegung des Hauptstraßennetzes unserer großen Städte begonnen werden.

Kurze Technische Berichte.

Verwendung von hochwertigem Baustahl in Großbritannien.

Im Jahre 1914 schrieb der bekannte amerikanische Fachmann J. A. L. Wadell:

„Es besteht nahezu eine Notwendigkeit, eine Stahllegierung von hoher Festigkeit und mäßigen Kosten zu finden. Man kann nicht erwarten, daß ein solcher Stahl durch Zufall entdeckt wird, sondern nur durch langwierige und systematische Versuche.“

In den letzten 30 Jahren sind in dieser Richtung große Fortschritte gemacht worden. Durch Erhöhung des Kohlenstoffgehaltes und Hinzufügen von verschiedenen Legierungselementen können heute hochwertige Baustähle mit einer Fließgrenze von 3600 kg/cm² wirtschaftlich hergestellt werden und sind auch in vielen Konstruktionen bereits verwendet und erprobt worden.

Die deutsche Entwicklung der hochwertigen Baustähle, die zu dem St 52 führt, ist bekannt. Es ist daher besonders interessant zu vergleichen, welche Fortschritte in der Stahlherstellung in Großbritannien erzielt wurden. In einem Bericht von D. J. Davies vom Oktober 1947 wurden 16 verschiedene hochwertige Baustähle mit Zugfestigkeiten von 5200 bis 7100 kg/cm² und Fließgrenzen von 3000 bis 3600 kg/cm² angegeben. Von diesen waren angeblich die Hälfte gut schweißbar.

Diesem letzten Punkt wurde in neuerer Zeit besondere Aufmerksamkeit entgegengebracht, da sich Schwierigkeiten in der Herstellung gut schweißbaren hochfesten Stahls ergeben haben. Eine Reihe von wissenschaftlichen Versuchen wurde auf diesem Gebiete durchgeführt. 1941 gelangte die British Standard Specification (B. S. S.)

Nr. 968 zur Ausgabe, welche die Mindestforderungen für die Eigenschaften von Stahl festlegt und im gleichen Jahre veröffentlichte die British Welding Research Association ihre Empfehlungen für Schweißtechnik, die 1944 überarbeitet wurden. Während hochwertiger Stahl weitgehend in genieteten Brücken Verwendung fand, sind in Großbritannien bisher — im Gegensatz zum europäischen Festland — keine geschweißten Konstruktionen aus hochfestem Stahl ausgeführt worden. In Tabelle 1 sind die wichtigsten der von England erbauten Brücken aus hochwertigem Stahl aufgeführt unter Angabe von Baujahr, Brückenart und Stahlorte.

Vom Gesichtspunkt der Korrosion aus hat die Kohlenstoff-Silizium-Mangan-Gruppe der hochwertigen Stähle keinen besonderen Vorteil, wohl aber bringen die Kupfer-Nickel-Chrom-legierten Stähle Verbesserungen. Es ist bekannt, daß besonders Kupfer sehr widerstandsfähig gegen Witterungseinflüsse macht.

J. C. Hudson schreibt in einer Mitteilung an Institution of Civil Engineers (Februar 1947): „Es mag dienlich sein zu betonen, daß eins der erfolgreichsten Verfahren der Rostbekämpfung bei Baustahl die Wahl eines verbesserten Materials mit erhöhtem Korrosionswiderstand ist. Besondere rostfreie Stähle sind für die Bauzwecke zu teuer, jedoch Chrom-Kupfer-legierte Stähle bieten bereits einen sehr beträchtlich erhöhten Korrosionswiderstand. Im Augenblick ist der beste hochwertige Stahl auf dem Markte mindestens dreimal so widerstandsfähig gegen Witterungseinflüsse als gewöhnlicher Baustahl. Dies erübrigt allerdings nicht die Notwendigkeit schützender Anstriche, aber es läßt die Wahl dünnerer Querschnittsstärken bei vorhandener entsprechender Sicherheit zu.“

Die bestehenden B. S. S. Nr. 548 (1934) und Nr. 968 (1941) behandeln die physikalischen Eigenschaften hochwertiger Stähle, ohne im einzelnen irgendwelche zulässigen Spannungen anzugeben. B. S. S. Nr. 449 (1948) befaßt sich mit den Hochbauten aus gewöhnlichem und hochwertigem Stahl. Die englischen Brückenbauer müssen deshalb die zulässigen Spannungen für hochwertigen Stahl im Brückenbau jeweils nach ihrer eigenen persönlichen Entscheidung wählen. Infolgedessen ist eine Reihe von verschiedenen Werten und Regeln im Gebrauch, von denen einige charakteristische in Tabelle 2 wiedergegeben sind:

Hochwertiger Stahl nach B. S. S. Nr. 548 hat eine 50% höhere Fließgrenze als gewöhnlicher Stahl. Die zulässigen Spannungen könnten in dem gleichen Verhältnis heraufgesetzt werden, wie dies in B. S. S. Nr. 449 (1948) auch angenommen ist. Die Eigenschaften und Zuverlässigkeit von gewöhnlichem Stahl sind aber durch viele Jahre erprobt und bewährt, während hochwertige Stähle im Vergleich dazu neueren Datums sind, weswegen viele englische Konstrukteure bis heute dafür einen größeren Sicherheitsgrad als bei gewöhnlichen Baustählen für notwendig erachten. Aus diesem Grunde werden im Brückenbau die grundlegenden zulässigen Spannungen für derartige hochwertige Baustähle gewöhnlich nur 40% höher angenommen.

Da die Dauerfestigkeit von Bereich und Größe der Spannung sowie Zahl der Lastwechsel (Lastspiele) abhängt, ist die wahrscheinliche Häufigkeit des Wechsels der maximalen Spannungen zu betrachten, um eine tatsächliche Sicherheit gegen Dauerbruch zu gewährleisten. Unter Voraussetzung erstklassig genieteter und stumpfgeschweißter Verbindungen mit einem Minimum an Spannungsspitzen werden in Tabelle 3 Verhältniszahlen für hochwertigen Stahl mit einer Fließgrenze von 3600 kg/cm² angegeben.

Wirtschaftlich gesehen wird die Frage nach der Wahl des geeigneten Stahls für ein gegebenes Bauwerk von zwei Hauptbetrachtungen bestimmt:
1. Technisch. Entweder ist die Gewichtsersparnis von ausschlaggebender Bedeutung und das Bauwerk wird nur durch Verwendung von hochwertigem Stahl möglich, wie z. B. bei sehr weitgespannten Brücken, oder besondere korrosionsfeste Eigenschaften werden verlangt.

2. Wirtschaftlich. Wenn die Verwendung von besserem Stahl zu einer billigeren Konstruktion führt.

Ein gegebenes Material kann je nach den Bedingungen wirtschaftlich oder unwirtschaftlich sein. Für kleinere Konstruktionen und in allen Fällen, wo die Bauteile nach anderen als statischen Gesichtspunkten bemessen sind,

entsteht durch Verwendung des teuren Materials gegenüber dem billigeren kein Vorteil.

Bei einem Kostenvergleich für Stahlkonstruktionen sind im einzelnen die folgenden Punkte zu beachten:

Tabelle 1.

Einige Beispiele der von England erbauten Brücken aus hochwertigem Stahl (1930 bis 1948)

Nr.	Brücke	Land	Jahre	Maße	Material
1)	Birchenough Straßenbrücke	Rhodesia	1933-35	328 m Bogen	Chromador
2)	Chelsea Straßenbrücke	England	1934-37	107 m Hängebrücke 53 Seitenöffnungen	Ducol Atlantes
3)	Storstrom Straßen- und Eisenbahnbrücke	Dänemark	1932-37	60 m, 47 Öffnungen 102 m, 2 Bögen 136 m, 1 Bogen	Chromador " "
4)	Chien Tang Straßen- und Eisenbahnbrücke	China	1935-38	67 m, 16 Öffnungen	Chromador (B. S. S. 548)
5)	Story (Brisbane) Straßenbrücke	Australien	1935-39	281 m Auslegerträger 82 m Seitenöffnungen	Silicon " "
6)	Krustpils Eisenbahnbrücke	Lettland	1936	82 m, 3 Öffnungen	B. S. S. 548
7)	Wandsworth Straßenbrücke	England	1936-40	56 m, 2 Öffnungen 91 m, 1 Öffnung	B. S. S. 548 " "
8)	Howrah Straßenbrücke	Indien	1936-42	456 m, Auslegerträger 99 m, Seitenöffnungen	" "
9)	Otto Beit Straßenbrücke	Rhodesia	1938-39	320 m Hängebrücke	" "
10)	Bailey Brücken	Heeresaus-rüstung	1941-44	— —	Spezial B. S. S. 968
11)	Baghdad Straßen- und Eisenbahnbrücke	Irak	1945-49	456 m Gesamtlänge (7 Öffnungen)	B. S. S. 548
12)	Lesser Zab und Euphrates Eisenbahnbrücke	Irak	1946-49	51 m, 11 Öffnungen	B. S. S. 548

1. Ein hochwertiger Stahl erfordert durch den Zusatz von Legierungselementen Mehrkosten, nicht so sehr durch die Legierungsmetalle als durch größere Produktionsschwierigkeiten bedingt. Zur Zeit betragen die durchschnittlichen Mehrkosten pro t hochwertigen Stahl nach B. S. S. Nr. 548

Tabelle 2.

(Spannungen in kg/cm²)

Beanspruchungsart	Birchenough und Otto Beit Brücke	Wandsworth Brücke	Storstrom Brücke	Howrah u. Irak Brücken
Mittiger Zug:				
Grundspannung	1890	1890	2000	1990
Höchstspannung	2520	2520	2495	2677
Mittiger Druck:				
(Schlankheitsgrad λ)	1890 (1-0,0054 λ)	1937 (1-0,0054 λ)	Ostenfeld Parabel	2172 (1-0,0057 λ)
Höchstspannung	1575	1575	2000	1990
Biegung:				
Flanschspannung nicht versteifter Druckflansch von der Länge l u. Breite b	1890	1890	2000	1990
	1890 (1-0,01 $\frac{l}{b}$)	1890 (1-0,01 $\frac{l}{b}$)	wie Druckstäbe	1990 (1-0,112 $\frac{l}{b}$)
Schub:				
Stegblech	1102	1102	1575	1180
Niete:				
Abscheren	945 } gewöhl.	1417	1575	1417
Lochleibung	2362 } Stahl	2835	3150	2835

und 968 etwa 10% des Preises für gewöhnlichen Baustahl.
2. Die Herstellungskosten sind bis zu 25% höher, da hochwertiger Stahl schwerer zu bearbeiten ist und entweder stärkere Maschinen oder langsamere Bearbeitungsgeschwindigkeiten erfordert. Gleichzeitig sind jedoch die Querschnittsflächen, Blechstärken und Zahl der Bohr-

löcher geringer, so daß die Netto-Bearbeitungsmehrkosten 5 bis 10 % nicht übersteigen. Unter Berücksichtigung der Tatsache, daß bei genieteten Konstruktionen aus hochwertigem Stahl andererseits die Herstellungsmengen pro Konstruktion 5 bis 10 % geringer sind, kann man annehmen, daß die Netto-Herstellungskosten im Verhältnis mit der Gewichtersparnis anwachsen.

3. Die Transportkosten sind für beide Stahlsorten gleich anzusetzen.
4. Ungefähr die Hälfte der Montage- und Anstrichkosten ist konstant, die andere Hälfte wächst mit der Gewichtersparnis.
5. Die laufenden Unkosten sind nahezu für eine bestimmte Konstruktion unveränderlich, so daß die Kosten pro t Stahl nur von dem Gewicht abhängen.

Tabelle 3.

Beanspruchung	Verhältn. zul. Spannung bei hochw. Stahl/ gew. Stahl
Statische Festigkeit	1,5
Bei 100 000 Lastspielen	
Schwellfestigkeit ($\sigma_u = 0$)	1,5
Wechselfestigkeit ($\sigma_u = -\sigma_0$)	1,5
Bei 600 000 Lastspielen	
Dauerfestigkeit ($\sigma_u = 0,2 \cdot \sigma_0$)	1,5
Schwellfestigkeit	1,3
Wechselfestigkeit	1,2
Bei 2 000 000 Lastspielen	
Dauerfestigkeit ($\sigma_u = 0,2 \cdot \sigma_0$)	1,5
Schwellfestigkeit	1,1
Wechselfestigkeit	1,0

Wird der Preis des Rohmaterials gleich „1“ gesetzt und die Gewichtersparnis durch Verwendung hochwertiger Stahls gegenüber gewöhnlichem Stahl in Prozenten mit „p“ bezeichnet, dann gilt für eine Nietkonstruktion im Durchschnitt der in Tabelle 4 dargestellte angenäherte Kostenvergleich auf Grundlage der heutigen Preise für Großbritannien.

Tabelle 4.

	Preis pro t Konstruktion	
	gewöhnl. Stahl	hochwertiger Stahl
Material frei Werk	1,0	1,1
Reine Herstellungskosten	0,5	$0,5 \cdot \frac{100}{100-p}$
Durchschnittliche Fracht (Innerhalb der britischen Inseln)	0,2	0,2
Montage und Anstrich	0,6	$0,3 + 0,3 \cdot \frac{100}{100-p}$
Gesamtunkosten	1,0	$1,0 \cdot \frac{100}{100-p}$
Gesamte Nettokosten	3,3	$1,6 + 1,8 \cdot \frac{100}{100-p}$
10 % Gewinn	0,33	$0,16 + 0,18 \cdot \frac{100}{100-p}$
Gesamtkosten	3,63	$1,76 + 1,98 \cdot \frac{100}{100-p}$

Daraus geht hervor, daß die Gesamtkostenersparnis pro t für eine Durchschnittskonstruktion in Großbritannien ungefähr $(1/2 \cdot p - 3) \%$ beträgt.

Eine beträchtliche Gewichtersparnis kann gewöhnlich durch Schweißen erreicht werden, aber zur Zeit stehen keine ausreichenden Daten zur Verfügung, um zu einem

allgemeinen Kostenvergleich zwischen genieteter und geschweißter Konstruktion zu kommen. In Großbritannien besteht eine ernste Abneigung, hochwertigen Stahl zu schweißen. Bei vielen Konstruktionen schneidet die geschweißte Ausführung in gewöhnlichem Baustahl im Vergleich zu der genieteten Konstruktion in hochwertigem Baustahl günstig ab, außerdem hat der schweißbare hochwertige Stahl nach B.S.S. Nr. 968 für Bleche über 13 mm und für alle Walzprofile eine annähernd 10 % niedrigere Fließ- und Bruchgrenze als bei B.S.S. Nr. 548, so daß die infolge Schweißung mögliche Gewichtersparnis wieder herabgesetzt wird. Schweißbare Spezialstähle mit höherer Fließgrenze sind wohl erhältlich, jedoch zu Preisen, die bei gewöhnlichen Bedingungen untragbar sind.

Wird die zulässige Spannung für hochwertigen Stahl mit nur 40 % über derjenigen des gewöhnlichen Baustahls angenommen, so ist die maximale Gewichtersparnis an Hauptmaterial in den einzelnen Gliedern:

Zugstäbe	rd 30 %
Druckglieder	
mit λ von 0 bis 50	25 % im Durchschnitt
mit λ von 50 bis 100	20 % „ „
Stegbleche, wobei selten die reine Festigkeit maßgebend ist	10 bis 15 % „

Bei Balken aus Walzprofilen (Druckflansch mit $l/b = 20$ und keiner Begrenzung der Durchbiegung) beträgt die Gewichtersparnis bei Verwendung von hochwertigem Stahl an Stelle von gewöhnlichem Stahl rd. 15 %. Da der Preis pro lfd. m Walzträger bei hochwertigem Stahl nur 8 % höher liegt und andererseits die Kosten für die Herstellung ungefähr die gleichen sind, ist die Verwendung von Walzprofilen aus hochwertigem Stahl als einfache Träger immer wirtschaftlich. Können zusammengesetzte Profile aus gewöhnlichem Stahl durch einfache Profile aus hochwertigem Stahl ersetzt werden, dann ist die Kostenersparnis noch größer, da die Gewichtersparnis bleibt, während die Herstellungskosten sich verringern.

Kleinere Vollwandträger aus hochwertigem Stahl mit schweren Lasten oder große Vollwandträger mit schwereren bis mittleren Lasten sind annähernd 15 bis 25 % leichter als bei Ausführung in gewöhnlichem Stahl, wie die folgende Übersicht zeigt.

Tabelle 5.

Gewichtersparnis bei genieteten Vollwandträgern

Gesamtersatzlast t/m Träger	Spannweite m	Gewichtersparnis be-
		zogen auf Ausführung in gewöhnlichem Baustahl %
6,7	12	6
	24	14
	36	22
10	12	12
	24	18
	36	24
13,4	12	17
	24	21
	36	25
16,7	12	23
	24	25
	36	27

Bei Fachwerkträgern schwanken die Gewichte entsprechend den Gesamtlasten, dem Quadrate der Spannweite und den zulässigen Spannungen. Zur Abschätzung der Gewichte unter bestimmten Bedingungen sind verschiedene Formeln veröffentlicht worden, aber für einen sorgfältigen Vergleich müßte für jeden Fall ein vollständiger Entwurf durchgearbeitet werden. Ist die Last

verhältnismäßig schwer und sind die Feldweiten klein, so kann eine beträchtliche Gewichtersparnis durch Verwendung von hochwertigem Stahl erzielt werden, besonders für verhältnismäßig kurze Spannweiten.

Für weitgespannte Fachwerkträger mit schweren Lasten kann die Gewichtersparnis bis zu 25 % steigen. Da außerdem das Eigengewicht des Trägers mit der Gesamtlast veränderlich ist, erzeugt die Ersparnis an Eigengewicht wiederum eine Verminderung der Gesamtlast und in-

folgedessen eine weitere Gewichtersparnis. Diese Ersparnis ist von geringer Bedeutung bei mittleren Spannweiten, bei weitgespannten Brücken dagegen, wo das Eigengewicht einen großen Anteil der rechnermäßigen Gesamtlasten ausmacht, erhöht sich dadurch die Gewichtersparnis sehr beträchtlich. Damit verbunden tritt oft eine Ersparnis an Gründungskosten auf. [Nach O. A. Kerensky in The Engineer 187 (1949), Nr. 4859, S. 238/41.]
H. Fröhlich, Offenbach.

Buchbesprechungen.

Albert Betz, Dr. phil., Professor: Konforme Abbildung. VIII, 359 Seiten mit 276 Abbildungen, Gr. 8°. Berlin, Springer-Verlag, 1948. Preis DMark 36.—.

Die konformen Abbildungen sind ein Sondergebiet der Funktionentheorie, das für viele Gebiete der Technik, z. B. der wasserbaulichen Strömungslehre und der Aeromechanik, ein unentbehrliches Hilfsmittel geworden ist. Das Wesen der konformen Abbildungen ist hier, aus bekannten Strömungen (Parallelströmung) kompliziertere Strömungsbilder zwischen gegebenen Rändern (z. B. Kreisströmung) abzuleiten. In dem vorliegenden Werk wendet sich der Verfasser in erster Linie an den Nicht-Mathematiker und will das Wesen der konformen Abbildung und die praktische Anwendung durch geometrische Anschauung vermitteln. Er beschreibt daher im ersten Abschnitt zunächst die graphischen und experimentellen Verfahren, durch die in vorgegebene Randbedingungen eine konforme, d. h. winkeltreue Abbildung eingezeichnet werden kann. Das einfache graphische Verfahren beruht auf der Tatsache, daß eine beliebige vorgegebene Berandung nur durch ein eindeutiges, z. B. quadratisches Maschennetz aufgeteilt werden kann, dessen Linien sich rechtwinklig schneiden. Diese so gewonnenen Linien stellen strömungstechnisch Strom- und Potentiallinien einer ebenen Strömung für den betreffenden Bereich dar.

Bei der experimentellen Lösung der konformen Abbildung erweist sich die Identität mit dem elektrischen Strom in flächenhaften Leitern als besonders vorteilhaft zur Lösung komplizierter Aufgaben. Von diesen Verfahren wird in der Strömungslehre daher weitgehend Gebrauch gemacht. Für diese graphischen und experimentellen Verfahren, wozu auch das nach Hele Shaw und dasjenige mittels elastischer Membranen zu rechnen ist, bringt der Verfasser eine große Zahl von Anwendungsbeispielen für alle Gebiete der Naturwissenschaft.

Im zweiten Teil des Buches werden die rechnerischen Verfahren behandelt, wobei in erster Linie der Zusammenhang der konformen Abbildung mit der Theorie der komplexen Funktion als wichtiges Hilfsmittel eingehend erläutert wird. In sehr anschaulicher Weise werden zuerst die Grundbegriffe und anschließend zahlreiche Abbildungsprobleme durch einfache und zusammengesetzte Funktionen der komplexen Veränderlichen $z = f(x + iy)$ behandelt. Auch hierbei stehen praktische Anwendungen in der Strömungslehre und verwandten Gebieten im Vordergrund, wie z. B. die Behandlung der Quell-Senken-Strömung, der Quellen- und Wirbelreihen, der Strömung durch eine gerade Flügelreihe, Joukowski-Profilen und vieler weiterer Probleme. Dabei wird gezeigt, daß es durch geeignete allgemeine Funktionen, besonders der unendlichen gut konvergierenden Reihen möglich ist, Abbildungen beliebiger gegebener Formen durch Verwendung einer Hilfsfigur und des Riemannschen Abbildungssatzes zu bewältigen.

Die mathematischen Betrachtungen werden abgeschlossen durch die mit elliptischen Funktionen der komplexen Veränderlichen darstellbaren doppelperiodischen Felder. Eine Übersicht der wichtigsten Abbildungen und der dazugehörigen Abbildungsfunktionen ist im Anhang enthalten.

Das Werk bringt wohl erstmalig in dieser Vollständigkeit und den praktischen Bedürfnissen Rechnung tragenden anschaulichen Form das wichtige Gebiet der konformen Abbildungen. Es wird allen Strömungsfachleuten und Physikern sehr viel Wissenswertes bieten und kann diesen zum eingehenden Studium wärmstens empfohlen werden.
P. Böss, Karlsruhe.

Stahlbau-Bericht. Herausgegeben vom VSB Verband Schweizerischer Brückenbau- und Stahlhochbau-Unternehmungen. Sekretariat: Zürich, Freigutstr. 15. 1946—1947 (1. und 2. Jahrg.), 1948—1949 (3. und 4. Jahrg.).

Der „Stahlbau-Bericht“ erscheint monatlich und behandelt in kurzen Beiträgen der bekannten Schweizer Fachleute die wichtigsten Konstruktionsgebiete des gesamten Stahlbaues. Er soll den Kunden, wie auch der Fachwelt, auf einfache und leicht verständliche Weise zeigen, „was der VSB bauen kann und sie gleichzeitig mit den neuesten ausgeführten Konstruktionen vertraut machen“. Er soll dazu helfen, die theoretischen und praktischen Fortschritte zum Allgemeingut werden zu lassen. Das Programm der Stahlbau-Berichte umfaßt Stahl im Hochbau, Masten, Stahlbrücken, Stahlwasserbauten, Krane, Gerüste und Fundamente aus Stahl, Umbauten, Feuer-, Rost- und Korrosionsschutz, Wärme- und Schallsolation.

Die Schriftenreihe ist gut ausgestattet und vermittelt schon in den bisher vorliegenden ersten drei Jahrgängen ein ausgezeichnetes Bild über den hohen Stand der Schweizer Stahlbauindustrie. Die in den Berichten gebotene Auswahl von neueren Schweizer Ausführungen, über die bei uns zum Teil noch nichts bekannt geworden ist, wird auch den deutschen Stahlbaufachleuten sehr willkommen sein und vielfache Anregungen bieten können.

Ferd. Schleicher, Berlin.

R. W. Pohl: Einführung in die Physik. Bd. I. Mechanik, Akustik und Wärmelehre. Zehnte und Elfte Aufl. Berlin und Göttingen: Springer-Verlag, 1947. Geb. DMark 21.—.

Die neue Auflage des bekannten Standardwerkes der Experimentalphysik, die gegenüber der vorhergehenden Auflage eine Reihe von Ergänzungen aufweist, ist ganz dazu angetan, um sich auch in den Kreisen der Ingenieure neue Freunde zu gewinnen. Was die Pohl'sche Darstellung so ungemein anziehend macht, ist einmal die ingenieure Art der Experimente selbst und zum anderen die Art ihrer Wiedergabe in Beschreibung und Abbildung. Die Phantasie wird in solchem Maße angeregt, daß man den Schreibtisch ganz vergißt und sich in den großen physikalischen Hörsaal der Göttinger Universität versetzt fühlt. So wird bei dem Leser ein Fluidum erzeugt, das für das Verständnis und die innere Aufnahmefähigkeit von größter Bedeutung ist.

Für den Bauingenieur besteht der Wert des Bandes: Mechanik, Akustik und Wärmelehre vor allem darin, daß er neben den ihm unmittelbar interessierenden Abschnitten des mechanischen Teiles auch mit den zahlreichen Grenzgebieten der Mechanik im Bereich der Flüssigkeiten und Gase in Berührung kommt, und zwar in einer dem neuesten Entwicklungsstande angepaßten Form. Im Gegensatz zu den technischen Einzeldarstellungen, in denen der Strom der physikalischen Erkenntnis oft zerhackt und ganz auf den vorliegenden Zweck ausgerichtet ist, erscheint hier alles als Teil einer großen Einheit. Dabei ist der Stoff keineswegs auf das Experimentelle beschränkt, sondern es wird auch den Erkenntnissen der theoretischen Physik weitgehend Rechnung getragen, wie die zahlreichen Formelentwicklungen beweisen. Der Autor versteht es meisterhaft, die Mathematik nicht als schwerverständliche Abstraktion, sondern als Urquell der Erkenntnis des Naturgeschehens in Erscheinung treten zu lassen.

Die Ausstattung des Buches ist trotz der Erschwerung durch die Zeitverhältnisse hervorragend

F. Tölke, Karlsruhe.

Rudolf Lempp, o. Prof. an der Techn. Hochschule Stuttgart: **Das Bauwerk. Der Rohbau.** Eine Einführung in die handwerklichen Grundlagen des Bauens für Bauingenieure und Architekten. 2. Aufl., 181 Seiten. Gr. 23×30 cm. Mit 355 Abb. Stuttgart: Verlag Konrad Wittwer, 1947. Preis geb.: DMark 20.—

Das Buch will eine knappe systematische Darstellung des ganzen Gebietes der Baukonstruktionen geben, insbesondere der handwerklichen Grundlagen. Es erläutert den Rohbau der gewöhnlichen Hochbauten; die „Ingenieur-Bauwerke“ sind — von Skelettbauten und Holzbrücken abgesehen — nicht näher berücksichtigt, auf die Behandlung der Stahl- und Stahlbeton-Bauweisen ist sogar ganz verzichtet worden. Die Hauptabschnitte des Buches heißen demgemäß: Steinbau, Holzbau, Dachdeckungen. Ausführlich besprochen werden das Mauerwerk aus Natursteinen und künstlichen Steinen, das Holz in Decken, Fachwerkwänden und Dachstühlen. Die Treppen aus Holz und Stein, die Backsteinverbände und die Oberflächenbehandlung von Natursteinen haben eine erschöpfende Darstellung gefunden. Die Ausführungen sind reichlich durch Zeichnungen und gute Photos ergänzt. (Die Beschriftung zu Bild 4 könnte allerdings zu Mißverständnissen führen: die Zugspannungen auf der Unterseite der durchgehenden Gründungsplatte sind an den Zwischenstützen i. a. sogar größer als auf der Oberseite!). Auf die einschlägigen DIN-Normen ist an vielen Stellen Bezug genommen.

Dem Buch sind wertvolle Aufklärungen über die Gestaltung der Einzelheiten und ihre handwerkliche Ausführung zu entnehmen. Wenn das gutausgestattete Buch in seiner ganzen Anlage auch mehr auf die Bedürfnisse der Architekten zugeschnitten ist, wird es in den oben erwähnten Kapiteln doch auch für den Bauingenieur — für den Studenten, wie für den Mann der Praxis — sehr nützlich sein können. Ferd. Schleicher, Berlin.

Herzka, Leopold: **Statik der Formänderungen von Vollwandtragwerken.** — XVII, 232 S. mit 28 Tabellen und 122 Textabbildungen, Format 17×24,5 cm, Wien 1948, Springer-Verlag. Preis brosch. 15 Dollar.

Herzka geht von der Ansicht aus, daß die Kenntnis der Deformationen eines Tragwerkes für die Beurteilung seiner Tragfähigkeit und seiner Lebensdauer von wesentlichster Bedeutung ist. Er entwickelt, nicht wie behauptet wird aus der Arbeitsgleichung, sondern aus dem Ausdruck für die Elementarverformung $\delta = \int \frac{MM' ds}{EJ}$ ein systematisches Rechenverfahren, genannt „Biegelinien-Polygon-Verfahren (BPV)“, und behandelt mit seiner Hilfe einfache Biegeträger und „Knickstäbe“ mit konstantem und veränderlichem Trägheitsmoment. — Soweit in Anwendungen auch statisch unbestimmte Systeme herangezogen sind, können sie nur als kurze Erläuterungsbeispiele des BP-Verfahrens angesehen werden.

Die Abschnitte I bis III (10 Seiten) bringen die Darstellung des altbekannten Verfahrens der „elastischen Gewichte“ in neuer Prägung, während der folgende Abschnitt IV (64 Seiten) Anwendungsbeispiele (einfacher Tragwerke mit unterschiedlicher Steifigkeit) behandelt. — Im Abschnitt V (27 Seiten) wird der sog. „durchbiegungsgemäßen Bemessung von Vollwandträgern“ ($f \leq f_{zul}$) gegenüber der momentgemäßen Bemessung wohl zu große Bedeutung beigemessen, wobei der sonst auch bekannte Begriff der „Mindestträgerhöhe“ als „durchbiegungsgemäße Höhe h_d “ wieder erscheint.

Die Abschnitte VI und VII (26 Seiten) behandeln Säulen unter außermittiger und mittlerer Belastung; in Anwendungsbeispielen werden die Spitzenauslenkungen von Masten sowie der streckenweise verstärkte einfache Knickstab (2. Eulerfall) untersucht. — Nach kurzer Darlegung der Sehnformel (Abschnitt VII, 2 Seiten) werden auch hierzu Anwendungen auf einfache Rechteckrahmen (Abschnitt IX, 10 Seiten) bzw. zur Ermittlung von Tragwerksverschiebungen (Abschnitt X, 11 Seiten) gebracht. — Ähnliche Verformungsuntersuchungen aus Momenten (Abschnitt XI), Normalkräften (Abschnitt XII) und Schubkräften (Abschnitt XIII), sowie aus ungleichmäßiger Erwärmung (Abschnitt XIV) bringen die nächsten 12 Seiten, während die hierzu gehörigen Anwendungsbeispiele (Ein-

fache Dreiecks- und Rechteckrahmen) im Abschnitt XV (24 Seiten) zusammengefaßt sind. — Die beiden Schlußabschnitte beschreiben auf 45 Seiten den Einfluß von Vouten und Schrägen, sowie Kragträgern mit Anlauf.

Die Bezeichnung „Statik der Formänderungen“ ist etwas irreführend, da deren Berechnung immer im Vordergrund steht. In konsequenter Systematik wird ein einziger Grundbegriff der Verformungslehre immer wieder angesetzt und für die — meist einfachen — Beispiele eine Lösung erzielt. — Das in vorzüglicher Ausstattung erschienene Buch ist durch bewußt betonte Einseitigkeit der Rechenmethode für den fortgeschrittenen Statiker interessant, jedoch als Lehrbuch für heranwachsende Ingenieure oder gar als Nachschlagewerk für die Praxis nur bedingt geeignet. O. Steinhardt, Karlsruhe.

Berichte 1, 2 und 4 der T.K.V.S.B. über Plattenbeulung, (gleichzeitig erschienen als Nr. 17, 20 und 22 der Mitt. aus dem Institut für Baustatik, Zürich), Gr. 15×22 cm. Zürich, Verlag AG. Gebr. Leemann & Co.

Die Techn. Kommission des Verbandes Schweiz. Brückenbau- und Stahlhochbau-Unternehmungen (T.K.V.S.B.) führt seit mehreren Jahren theoretische und versuchsmäßige Forschungsarbeiten über die Ausbeulung von dünnen Blechen durch. Darüber wird in den drei vorliegenden Heften berichtet.

1. C. F. Kollbrunner: **Das Ausbeulen der auf einseitigen, gleichmäßig verteilten Druck beanspruchten Platten im elastischen und plastischen Bereich (Versuchsbericht).** 86 Seiten, mit 35 Abb., Zürich 1946. Preis geh. 10.— sfrs.

Dieser 1. Bericht enthält die Ergebnisse von 359 Beulversuchen mit Rechteckplatten, deren Längsseiten auf verschiedene Weise gestützt waren. Im elastischen Bereich stimmt die bekannte Beultheorie gut mit den Versuchswerten überein; im plastischen Bereich verhalten sich die Platten danach orthogonal anisotrop. Für die Darstellung der Beulwerke k ist eine Verallgemeinerung der Gleichung von F. Bleich benutzt, in der gewisse Verbesserungsfaktoren eingeführt sind.

Die sorgfältigen Versuche, die jeweils einen größeren Bereich der Seitenverhältnisse wie der Beulspannungen bedecken, bedeuten einen großen Fortschritt auf dem Gebiete der Plattenbeulung.

2. C. F. Kollbrunner und G. Herrmann: **Stabilität der Platten im plastischen Bereich. Theorie von A. Iljuschin mit Vergleichswerten von durchgeführten Versuchen.** 81 Seiten mit 13 Abb., Zürich 1947. Preis geh.: 12.— sfrs.

Die 1944 von Iljuschin in russischer Sprache veröffentlichte Theorie der plastischen Beulung berücksichtigt die teilweise Plastizierung der ausgebeulten Platte, wobei die Fließbedingung nach der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit zugrunde gelegt wird. Es ergibt sich eine Modifikation der Differentialgleichung für die Plattenausbiegung bzw. der bei der Energiemethode gebrauchten Integralausdrücke für die Formänderungsarbeit. Die Theorie wird auf einige Fälle von gleichmäßig belasteten Rechteckplatten angewendet und mit Versuchsergebnissen verglichen.

4. C. F. Kollbrunner u. C. Herrmann: **Elastische Beulung von auf einseitigen, ungleichmäßigen Druck beanspruchten Platten.** 80 Seiten mit 7 Abb. und 20 Tabellen. Zürich 1948. Preis geh.: 12.— sfrs.

Der hier behandelte Fall der Belastung mit linear veränderlichen Normalspannungen liegt z. B. bei den Stegblechen von Biegeträgern vor. Es wird die Energiemethode benutzt, um die Beulung von Rechteckplatten mit verschiedener Randstützung zu untersuchen (vgl. K. Nölke, Bauingenieur 17 (1936) S. 111 und Ingenieur-Archiv 8 (1937) S. 403). z. T. auch die Differenzenrechnung. Die kleinsten Beulwerte k bei Dreieckbelastung und die zugehörigen Beulnängen sind für alle idealisierten Fälle der Lagerung der beiden Längsränder der langen Rechteckplatte zahlenmäßig berechnet.

Die drei Schriften stellen wertvolle Beiträge zur Kenntnis der Plattenbeulung dar, und die T.K.V.S.B. hat sich mit ihrer Veröffentlichung große Verdienste erworben. Den schon für die nächste Zeit in Aussicht gestellten abschließenden Berichten über die Theorie und weitere Beulversuche ist mit dem größten Interesse entgegenzusehen.

Ferd. Schleicher, Berlin.

Stahlbau-Tagung 1949

Braunschweig
15./16. September

Anmeldungen erbeten an:

Fachverband Stahlbau
Deutscher Stahlbau-Verband
Bad Pyrmont, Rathausstraße 5

VDI

Verein Deutscher Ingenieure

79. Hauptversammlung

6. bis 9. September 1949

Düsseldorf

Zeitplan und Anmeldekarten durch die

Geschäftsstelle des VDI

Ratingen bei Düsseldorf, Bahnstr. 39-45

**Hunderttausende Quadratmeter
Betonflächen und Eisenkonstruktionen
wurden im Laufe von Jahrzehnten
wirksam geschützt mit**



Firma **PAUL LEHLER · Stuttgart N**



OPTIK

FEINMESS DRESDEN VEB

Bau-Nivellier-Instrumente

Präzisions-Nivellier-Instrumente

Asphaltprüfgeräte

HEYDE-ERZEUGNISSE

DRESDEN N 23 - KLEISTSTRASSE 10

Norddeutsche Stahlbau-Anstalt sucht **Dipl.-Ing. (Oberingenieur)**
mit reichen Erfahrungen im Stahl-, Hoch- und Brückenbau für beson-
dere kaufmännische Tätigkeit und zwar Übernahme und Über-
wachung aller Arbeiten zur Erledigung der Anfragen bis zum Auftrag.
Es wollen sich nur Herren melden von unermüdlicher Arbeitskraft,
absolut fachkundig, praktisch, geschäftlich und kaufmännisch begabt,
die es verstehen, Beziehungen zu schaffen und zu erhalten. Die Stellung
ist ausbaufähig. Angebote mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Re-
ferenzen, Gehaltsansprüchen und frühestem Eintrittstermin unter
Bau 101 an den Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung.

**Lichtpausanlagen und Reparaturen, Ersatzteile
Zeichentische, Zeichenmaschinen und Zeichenschränke
Vermessungs-Instrumente und Bedarf**

zum Teil ab Lager liefern wieder

P. Schmidt & Co. Nachf.

Berlin-Dankow, Berliner Straße 92 Telegrammwort: Smikompa

Größere Stahlbauanstalt Norddeutschlands, gut fundiert, die Stahl-,
Hoch-, Brücken- und Großbrückenbau ausführt, sucht für die Leitung
des Büros einschließlich Projektierung, Kalkulation und Kundendienst

Dipl.-Ingenieur (Oberingenieur)

Dipl.-Ingenieure mit reichen Erfahrungen im Stahl-, Hoch- und Brücken-
bau, die Leistungen, die über dem Durchschnitt stehen, aufweisen können,
die nicht nur technisch, sondern auch kaufmännisch begabt sind, große
Arbeitskraft und Initiative besitzen, wollen sich melden. Angebote
mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Referenzen, Gehaltsansprüchen
u. frühestem Eintrittstermin u. **Bau 100** an d. Springer-Verlag, Anz.-Abtlg.

CERESIT

Das weltbekannte Mörteldichtungsmittel
gegen Wasserschäden und Feuchtigkeit in Bauwerken aller Art

WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA I.W.

Im September erscheint:

Taschenbuch für Bauingenieure

Mit Beiträgen von

A. Agatz, Bremen — K. Beyer, Dresden — A. Bloss, Dresden — P. Böss, Karlsruhe — F. Dischinger, Berlin — W. Flügge, Stanford — J. Göderitz, Braunschweig — A. Graf, Stuttgart — E. Marquardt, Reutlingen — W. Müller, Aachen — R. Niemeyer, Brackwede — W. Paxmann, Königswinter — H. Petermann, Hannover — C. Pirath, Stuttgart — K. Risch, Hannover — W. Rosemann, Gronau — F. Schleicher, Berlin — W. Stoy, Braunschweig — F. Tölke, Karlsruhe — A. Vierling, Hannover — P. Werkmeister †, Stuttgart, — R. Winkel, Braunschweig — H. Wittmann, Karlsruhe

Herausgegeben von

Professor Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher
Berlin

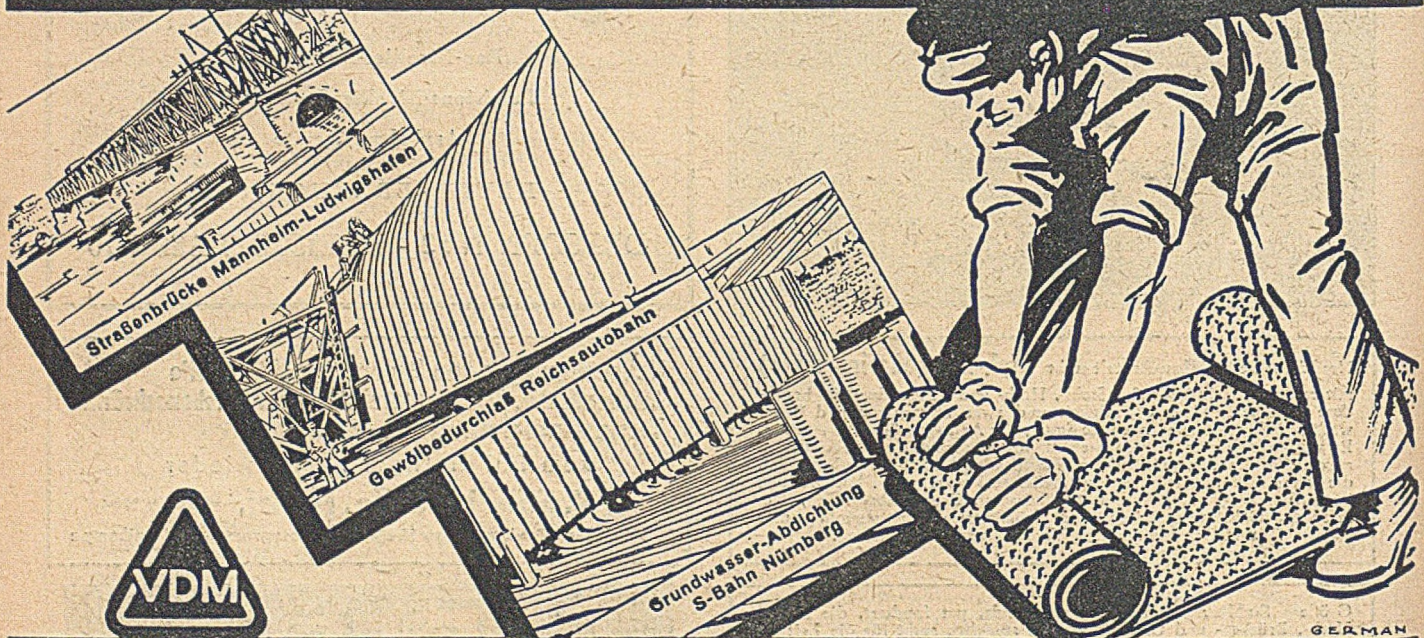
Mit 2405 Abbildungen. XXIII, 1942 Seiten. 1943. Berichtigter Neudruck 1949. Ganzleinen DMark 36.—

Die unvermindert anhaltende starke Nachfrage nach dem Taschenbuch veranlaßte den Verlag zur Herausgabe eines berichtigten Neudruckes der im Frühjahr 1943 erschienenen Auflage, um den Interessenten, vor allem den Studenten, das vielbegehrte Buch schon vor einer vielleicht später zu erwartenden Neubearbeitung wieder zugänglich zu machen.

Zweck und Ziel des Taschenbuches sind den bisherigen Benutzern bekannt. Es soll der studierenden Jugend sowie dem in der Praxis stehenden Bauingenieur vor allem als Nachschlagebuch dienen. Die Mitarbeit namhafter Fachmänner bürgt dafür, daß bei der Bearbeitung des Werkes auf klare Darstellung der Grundlagen Gewicht gelegt wurde, daß alle neuen Erkenntnisse und Erfahrungen berücksichtigt und alle Disziplinen behandelt wurden. Wo dem Benutzer noch Vertiefung nötig erscheint, helfen ihm Schrifttumsangaben und Hinweise auf behördliche Bestimmungen und DIN-Normen.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

Isolierung von Ingenieurbauten gegen Tages- und Grundwasser durch **HeKu-METALLBAND-ABDICHTUNGEN**



VDM-HALBZEUGWERKE G.M.B.H.
ABT. BAUWESEN FRANKFURT (M) - HEDDERNHEIM