

DER BAUINGENIEUR

23. Jahrgang

20. Oktober 1942

Heft 43/44

KRITISCHE BETRACHTUNGEN ZU DEN DEUTSCHEN BESTIMMUNGEN FÜR STAHLBETON IN DER FRAGE DER MITWIRKENDEN PLATTENBREITE BEI EINZELLASTEN UND DER ZUGEHÖRIGEN QUERBEWEHRUNG.

Von Professor Dr.-Ing. Franz Dischinger, Berlin.

DK 624.073.1:012.4

A. Vorwort.

Die mitwirkende Breite der Rechteckplatten bei Beanspruchung durch Einzellasten ist durch den § 19 der deutschen Bestimmungen für Eisenbeton von 1932 festgesetzt. In der Richtung senkrecht zur Spannweite ist eine Lastverteilung auf die Strecke

$$(1) \quad b_1 = b'_1 = \frac{2}{3}l \quad \text{oder} \quad b_1 = b''_1 = t_1 + 2s + 2,0m$$

($l = \text{Spannweite}$)

zulässig. Von den beiden Werten b'_1 und b''_1 darf der größere gewählt werden. In Richtung der Tragbewehrung dagegen darf die Last nur auf die Strecke

$$(1a) \quad b_2 = t_2 + 2s$$

verteilt werden (siehe hierzu Abb. 1).

Die Verteilung der Einzellast auf die mitwirkende Breite b'_1 bzw. b''_1 setzt eine zusätzliche Querbewehrung voraus, die zu den in § 22 Ziff. 4 ganz allgemein vorgeschriebenen Verteilungseisen von $3 \text{ } \varnothing 7/m$ hinzukommt. Der Querschnitt der zusätzlichen Verteilungseisen f_{eP} für die Einzellasten berechnet sich aus denen der Haupttrageisen F_{eP} , die für die Einzellast erforderlich sind, aus der Gleichung

$$(1b) \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{eP} = c F_{eP} = F_{eP} \{ 0,10 + \\ + 0,1 [b_1 - (t_1 + 2s)] \} \end{array} \right.$$

Zu diesen Gleichungen ist zu bemerken:

a) Es liegt kein Grund vor für die Einschränkung

der mitwirkenden Breite auf den Wert $b''_1 = t_1 + 2s + 2,0$. Diese Einschränkung macht sich allerdings nur bei Platten größerer Spannweite bemerkbar. Da die mitwirkende Breite der Platte, abgesehen von den Randbedingungen der Platte und der Größe der Lastangriffsfläche, nur eine Funktion der Spannweite ist, ist diese Einschränkung der mitwirkenden Breite ungerechtfertigt.

b) Die mitwirkende Breite der Platte b_1 hängt in hohem Maße von der Lastbreite ($t_1 + 2s$) ab. Für eine Linienlast ($t_1 + 2s = 0$) entspricht die Festlegung der mitwirkenden Breite mit $b'_1 = \frac{2}{3}l$, wie die späteren Untersuchungen zeigen werden, in jeder Hinsicht den theoretischen Grundlagen. Je breiter aber der Lastangriff $t_1 + 2s$ ist, umso größer muß auch die mitwirkende Breite werden. Diesem Gesichtspunkt tragen die Gleichungen unserer jetzigen Bestimmungen keine Rechnung.

c) In der Gl. (1 b) ist sinngemäß die Größe der Querbewehrung (Verteilungseisen) abhängig von dem Verhältnis der Lastbreite ($t_1 + 2s$) zu der in Rechnung gestellten Verteilungsbreite b_1 . Für $(t_1 + 2s) = 0$ ergibt sich das Maximum von f_{eP} und für $(t_1 + 2s) = b_1$ wird $f_{eP} = 0$, weil die Last schon von vornherein auf die ganze Breite b_1 verteilt ist. Aber auch für diesen letzteren Fall $t_1 + 2s = b_1 = \frac{2}{3}l$ ist noch eine Querbewehrung notwendig, weil sich bei dieser Lastbreite tatsächlich eine wesentlich größere

Verteilungsbreite als $b_1 = \frac{2}{3}l$ ergibt, wie noch nachgewiesen wird. Vor allem ist aber die Gl. (1 b) dimensionsfalsch, denn bei Vergrößerung aller Dimensionen auf das doppelte müßte das Verhältnis von $\frac{f_{eP}}{F_{eP}}$ das gleiche bleiben. Nach der Gl. (1 b) dagegen

wächst $\frac{f_{eP}}{F_{eP}}$ mit dieser Vergrößerung der Dimensionen auf das doppelte an. Gerade bei den kleinen Spannweiten ergibt die Gl. (1 b) viel zu schwache Querbewehrungen, so daß die in Rechnung gestellte mitwirkende Breite nicht gewährleistet ist.

d) Bei den obigen Gleichungen für die Lastbreite und die Querbewehrung kann die gleichzeitige Wirkung von mehreren Einzellasten nicht berücksichtigt werden. In den nachfolgenden Untersuchungen werden nicht nur die bisherigen Mängel der obigen Gleichungen beseitigt und diese den theoretischen Grundlagen angepaßt werden, sondern es wird auch ein einfaches Rechenver-

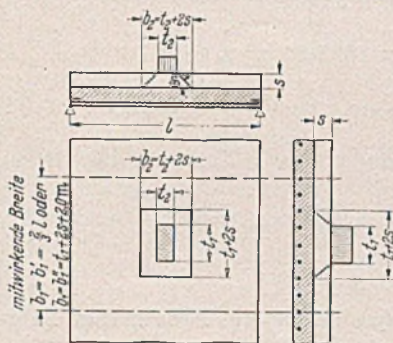


Abb. 1. Die mitwirkende Breite bei Platten mit Hauptbewehrung in einer Richtung.

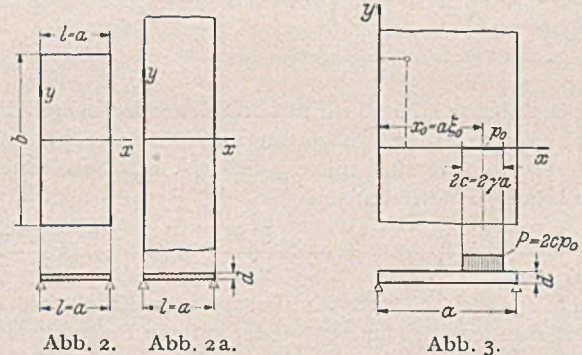


Abb. 2. Abb. 2 a.

Abb. 3.

fahren gegeben, bei dem der Einfluß mehrerer Einzellasten auf die mitwirkende Breite ohne Schwierigkeiten berücksichtigt werden kann.

Die obigen Gleichungen der Bestimmungen beziehen sich nur auf Rechteckplatten, die an den Rändern frei drehbar gelagert oder fest eingespannt sind. Bei den Plattenbrücken dagegen sind die seitlichen Ränder frei von Randkräften. Diese besonderen Plattenarten müssen bei den folgenden Untersuchungen außer Betracht bleiben. Diese werden in einer späteren Arbeit besprochen werden. Des weiteren bezieht sich der § 21 auf Platten mit Hauptbewehrung in nur einer Richtung, d. h. auf Platten, bei denen die Spannweite $l = a$ im Verhältnis zur Plattenbreite b klein ist. (Abb. 2). Derartige längliche Rechteckplatten verhalten sich statisch wie ein unendlich langer Plattenstreifen mit $b = \infty$ (Abb. 2 a), da bei diesen Platten auf die weit entfernten Querränder, sobald $b \approx 4a$ ist, keine Lasten übertragen werden, wie im folgenden nachgewiesen wird. Bei einer quadratischen, frei aufliegenden Platte sind für eine Einzellast in Feldmitte die Biegemomente in den beiden Richtungen gleich groß, und damit wird $F_{eP} = f_{eP}$. Je länglicher die Rechteckplatte ist, umso kleiner wird die Querbewehrung f_{eP} im Verhältnis zur Hauptbewehrung F_{eP} , und den Kleinstwert von f_{eP} werden wir bei den unendlich langen Plattenstreifen erhalten. Wenn wir nun die weiteren Untersuchungen auf diesem unendlich langen Plattenstreifen aufbauen, so müssen

wir uns darüber klar sein, daß die ermittelten Querschnitte der Querbewehrung ein absolutes Minimum darstellen, aber andererseits kommen wir damit auch aus, weil bei einem Übergang zu der quadratischen Platte jeder gute Konstrukteur die Platte als kreuzweis bewehrte berechnen wird, und bei Rechtecken mit ca. $b = 2a$ erhält man bei Berechnung der Platte mit Hauptbewehrung in nur einer Richtung tatsächlich zu kräftige Querschnitte für die Hauptbewehrung F_{cP} , so daß eine gewisse Unterbemessung der Querbewehrung bedeutungslos ist.

B. Die Lösung für den frei aufliegenden Plattenstreifen.

Der unendlich lange Plattenstreifen der Abb. 3, der längs den Auflagern entsprechend den Navierschen Randbedingungen $w = 0$ und $\Delta w = 0$ gestützt ist, soll an der Stelle $x_0 = \xi_0 a$ durch eine Linienlast p_0 auf der Strecke $2c = 2\gamma a$ belastet werden. Als dann läßt sich die der homogenen Plattengleichung $\Delta \Delta w = 0$ genügende Biegefläche w der Platte durch die folgende unendliche Reihe darstellen¹:

$$(2) \quad w = \frac{p_0 a^3}{\pi^4 N} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^4} (1 + n\pi\eta) e^{-n\pi\eta} \sin n\pi\gamma \sin n\pi\xi_0 \sin n\pi\xi.$$

Hierbei ist

$$\eta = \frac{y}{a}, \quad \xi_0 = \frac{x_0}{a}, \quad \xi = \frac{x}{a}, \quad n = 1, 2, 3 \dots$$

und

$$N = \frac{E d^3}{12 (1 - \nu^2)}$$

die Plattensteifigkeit.

Aus der Biegefläche erhalten wir die Plattenmomente mittels der Ableitungen

$$m_x = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \quad m_y = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right),$$

$$m_{xy} = -N (1 - \nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}.$$

Für Stahlbeton können wir mit hinreichender Genauigkeit die Querdehnungszahl zu $\nu = 0$ setzen und die Momente, die wir unter dieser Voraussetzung mit m_x^0 , m_y^0 und m_{xy}^0 bezeichnen, aus den vereinfachten Gleichungen

$$m_x^0 = -N \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad m_y^0 = -N \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}, \quad m_{xy}^0 = -N \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

berechnen. Jedoch können wir die späteren Ergebnisse mittels der nachstehenden Gleichungen wieder auf den Plattenstreifen mit einer beliebigen Querdehnungszahl ν umrechnen:

$$m_x = m_x^0 + \nu m_y^0, \quad m_y = m_y^0 + \nu m_x^0, \quad m_{xy} = (1 - \nu) m_{xy}^0.$$

Mittels dieser Gleichungen erhalten wir aus der Biegefläche w die Biegemomente

$$(2a) \quad \left\{ \begin{aligned} m_x^0 &= -N \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{p_0 a}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} (1 + n\pi\eta) e^{-n\pi\eta} \times \\ &\quad \times \sin n\pi\gamma \sin n\pi\xi_0 \sin n\pi\xi. \end{aligned} \right.$$

$$(2b) \quad \left\{ \begin{aligned} m_y^0 &= -N \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = \frac{p_0 a}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} (1 - n\pi\eta) e^{-n\pi\eta} \times \\ &\quad \times \sin n\pi\gamma \sin n\pi\xi_0 \sin n\pi\xi. \end{aligned} \right.$$

$$(2c) \quad \text{für } y = 0 \text{ ist } m_x^0 = m_y^0.$$

Die Gl. (2 a) und (2 b) zeigen uns, daß in der Achse $y = 0$ die Momente $m_x^0 = m_y^0$ und damit auch $m_x = m_y$ sind. Die Linienlast p_0 können wir jederzeit auch durch die Gesamtlast ausdrücken

$$(2d) \quad P = 2 p_0 c = 2 p_0 a \gamma \quad \text{bzw.} \quad p_0 = \frac{P}{2 a \gamma}.$$

1. Die Größe der Querbewehrung im Verhältnis zu der Hauptbewehrung.

Wir ermitteln zunächst das Verhältnis der Querbewehrung zur Hauptbewehrung aus den zugehörigen Biegemomenten. Das Gesamtmoment \bar{M}_x^0 des Schnittes $x = \text{const}$ von $y = -\infty$ bis $y = +\infty$ ist statisch bestimmt, es ist gleich dem Moment eines Balkens, der mit der gleichen Linienlast belastet wird. Demgemäß erhalten wir für eine in Plattenmitte ($x_0 = \frac{a}{2}$) stehende Linienlast nach Abb. 4 das Gesamtmoment zu

$$(3) \quad \bar{M}_x^0 = p_0 c \left(\frac{a}{2} - \frac{c}{2} \right) = p_0 \frac{a^2}{2} \gamma (1 - \gamma).$$

Das Gesamtmoment \bar{M}_y^0 des Schnittes $y = 0$ von $x = 0$ bis $x = a$ erhalten wir aus der Gl. (2 b) durch Integration:

$$\bar{M}_y^0 = \int_{x=0}^a m_y^0 dx = \frac{p_0 a^2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \sin n\pi\gamma \sin n\pi\xi_0 \int_{\xi=0}^1 \sin n\pi\xi d\xi$$

$$n = 1, 2, 3, \dots$$

Für gerade Werte n wird $\int_{\xi=0}^1 \sin n\pi\xi d\xi = 0$, so daß wir für \bar{M}_y^0

bei einer Linienlast in Feldmitte ($\xi_0 = \frac{1}{2}$) nachstehende Reihe erhalten:

$$\bar{M}_y^0 = \frac{2 p_0 a^2}{\pi^3} \left\{ \sin \pi\gamma - \frac{1}{3^3} \sin 3\pi\gamma + \frac{1}{5^3} \sin 5\pi\gamma - \frac{1}{7^3} \sin 7\pi\gamma + \dots \right\}.$$

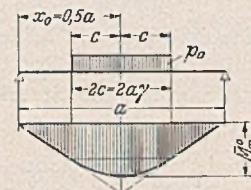


Abb. 4.

Um die Konvergenz dieser Reihe zu verbessern, spalten wir sie in zwei Anteile, von denen wir den Hauptanteil durch eine rationale Funktion ausdrücken können.

$$\bar{M}_y^0 = \frac{2 p_0 a^2}{\pi^3} \left\{ \left[\sin \pi\gamma + \frac{1}{3^3} \sin 3\pi\gamma + \frac{1}{5^3} \sin 5\pi\gamma + \dots \right] - 2 \left[\frac{1}{3^3} \sin 3\pi\gamma + \frac{1}{7^3} \sin 7\pi\gamma + \frac{1}{11^3} \sin 11\pi\gamma + \dots \right] \right\}.$$

Die erste dieser Reihen stellt eine rationale Funktion dar. Es ist

$$\sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^3} \sin n\pi\gamma = \frac{\pi^3}{8} \gamma (1 - \gamma), \quad n = 1, 3, 5, \dots,$$

wie sich leicht durch eine Analyse mittels des Fourierschen Lehrsatzes zeigen läßt. Damit erhalten wir

$$(3a) \quad \left\{ \begin{aligned} \bar{M}_y^0 &= \frac{p_0 a^2}{4} \gamma (1 - \gamma) - \frac{4 p_0 a^2}{\pi^3} \sum_{n=3}^{\infty} \frac{1}{n^3} \sin n\pi\gamma, \\ &\quad n = 3, 7, 11, \dots \end{aligned} \right.$$

Nun sind wir in der Lage, aus dem Verhältnis \bar{M}_y^0/\bar{M}_x^0 das Verhältnis $c = \frac{f_{cP}}{F_{cP}}$ der Querbewehrung zu der Hauptbewehrung zu berechnen.

$$\frac{\bar{M}_y^0}{\bar{M}_x^0} = \frac{p_0 \frac{a^2}{4} \gamma (1 - \gamma) - \frac{4 p_0 a^2}{\pi^3} \sum_{n=3}^{\infty} \frac{1}{n^3} \sin n\pi\gamma}{p_0 \frac{a^2}{2} \gamma (1 - \gamma)}$$

$$(4) \quad c = \frac{f_{cP}}{F_{cP}} = \frac{1}{2} - \frac{8}{\pi^3 \gamma (1 - \gamma)} \sum_{n=3}^{\infty} \frac{1}{n^3} \sin n\pi\gamma, \quad n = 3, 7, 11, \dots$$

Diese Reihe wurde für die Linienlasten

$$\gamma = \frac{1}{2}, \quad \frac{1}{5}, \quad \frac{1}{10}, \quad \frac{1}{60}$$

ausgewertet.

Für den Grenzwert einer Punktlast $\gamma = 0$ vereinfacht sich die Reihe, da

$$\lim_{\gamma \rightarrow 0} \frac{\sin n\pi\gamma}{\gamma} = n\pi \text{ ist.}$$

¹ Timoshenko, S.: Über die Biegung der allseitig unterstützten rechteckigen Platte unter Wirkung einer Einzellast. Bauingenieur 3 (1922) S. 51. — A. N. d. a. i.: Elastische Platten. Berlin 1925, S. 78.

Für $\gamma = 0$:

$$(4a) \quad c = \frac{f_{cP}}{F_{cP}} = \frac{1}{2} - \frac{8}{\pi^2} \sum_3^{\infty} \frac{1}{n^2}, \quad n = 3, 7, 11, \dots$$

Die Ergebnisse sind in der Abb. 4 a dargestellt, die uns zeigt, daß bei einer sich über die ganze Plattenbreite erstreckenden Linienlast das Verhältnis $c = \frac{f_{cP}}{F_{cP}}$ sein Maximum mit 0,504 besitzt, um dann mit dem Absinken von γ bei Auftreten einer Einzellast ($\gamma = 0$) dem Grenzwert $c = \frac{f_{cP}}{F_{cP}} = 0,371$ zuzustreben.

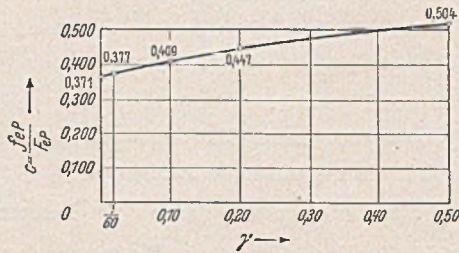


Abb. 4 a.

In den vorstehenden abgeleiteten Gleichungen der Gesamtmomente war die Querdehnungszahl $\nu = 0$ gesetzt worden. Wir wollen nun noch kurz den Einfluß der Querdehnungszahl auf die Größe der Querbewehrung untersuchen. Das statisch bestimmte Moment \bar{M}_x^0 wird durch die Querdehnungszahl nicht beeinflusst, wohl aber das statisch unbestimmte Moment \bar{M}_y^0 . Für die Achse $y = 0$ ist nach den Gl. (2 a) und (2 b) $m_x^0 = m_y^0$ und demgemäß $m_x = m_x^0 (1 + \nu)$ und $m_y = m_y^0 (1 + \nu)$. Mit $m_y = m_y^0 (1 + \nu)$ wird auch das Gesamtmoment $\bar{M}_y = \bar{M}_y^0 (1 + \nu)$ und wir erhalten bei Berücksichtigung der Querbewehrung

$$(4b) \quad c = \frac{f_{cP}}{F_{cP}} = (1 + \nu) \left\{ \frac{1}{2} - \frac{8}{\pi^2 \gamma (1 - \gamma)} \sum_3^{\infty} \frac{1}{n^2} \sin n \pi \gamma \right\}$$

$n = 3, 7, 11, \dots$

Bei Stahl ist $\nu = 1/3$ und bei Beton im Bereich der Gebrauchslasten ist $\nu \approx 1/10$, während im Bruchzustand ν auf rd. $1/5$ anwächst. Damit erhalten wir für die verschiedenen Querdehnungszahlen folgende Grenzwerte:

	$\nu = 0$	$1/10$	$1/5$	$1/3$
Für $\gamma = 0$	$c = 0,371$	0,408	0,445	0,495
Für $\gamma = 1/2$	$c = 0,504$	0,554	0,605	0,672

Für Stahlbeton müssen wir demnach, um sicher zu gehen und eine für alle Belastungsbreiten zutreffende Faustformel zu schaffen, bei einer Linienlast von beliebiger Breite mit einer Querbewehrung von mindestens $c = 0,5$ rechnen.

Bei dem Übergang von einer Linienlast mit der Belastungs-

$\gamma =$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	
$\bar{M}_x^0 =$	0,0	4,95	9,80	14,55	19,20	23,75	45,00	63,75	80,00	105,0	120,0	125,0	$p_0 a^2 \cdot 10^{-3}$
	250,0	247,5	245,0	242,5	240,0	237,5	225,0	212,5	200,0	175,0	150,0	125,0	$P a \cdot 10^{-3}$
$m_x^0 =$	0,0	8,2	14,2	19,4	24,0	28,2	45,3	58,2	68,3	82,5	90,3	92,8	$p_0 a \cdot 10^{-3}$
	∞	420—	355—	326—	300—	282—	226—	194—	171—	138—	113—	92,8	$P \cdot 10^{-3}$
$b_1 = \frac{\bar{M}_x^0}{m_x^0} =$	0,00	0,604	0,69	0,75	0,80	0,85	0,99	1,10	1,17	1,27	1,33	1,35	a

breite $2\gamma = t_2 + 2s$ zu einer Flächenlast in Größe von $(t_2 + 2s) \cdot (t_1 + 2s)$ nach Abb. 1 kann die Querbewehrung entsprechend dem Anwachsen der Belastungstiefe $(t_1 + 2s)$ linear abgemindert werden. Für den Grenzfall, daß die Belastungstiefe $(t_1 + 2s)$ gerade so groß wird wie die mitwirkende Breite, also $(t_1 + 2s) = b_1$, muß $c = 0$ werden. Wir können demnach für die Querbewehrung bei einer beliebigen Belastungstiefe $(t_1 + 2s)$ folgende Faustformel anschreiben, wenn wir eine lineare Abnahme der Querbewehrung

voraussetzen:

$$(5) \quad c = \frac{f_{cP}}{F_{cP}} = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{t_1 + 2s}{b_1} \right].$$

Hieraus folgt für eine Linienlast $(t_1 + 2s) = 0$ der Wert $c = 0,5$, wie oben festgelegt, und für den zweiten Grenzfall $(t_1 + 2s) = b_1$ der Wert $c = 0$.

Bei einem unendlich langen Plattenstreifen nach Abb. 2 a wird c nur dann zu Null, wenn die Belastungstiefe $(t_1 + 2s)$ ebenso wie b_1 unendlich wird. Für jeden Wert von $(t_1 + 2s) < \infty$ dagegen wird die mitwirkende Breite b_1 , wie die nachfolgenden Untersuchungen des Abschnittes 2 über die mitwirkende Breite zeigen werden, immer größer sein als die Belastungstiefe, so daß eine Querbewehrung $f_{cP} = cF_{cP}$ erforderlich wird. Bei einer Rechteckplatte nach Abb. 2 wird $c = 0$, wenn $t_1 + 2s = b_1 = b$ wird, d. h. wenn die Belastungstiefe sich über die ganze Plattenlänge erstreckt.

2. Die Ermittlung der mitwirkenden Breite b_1 .

Aus dem Gesamtmoment \bar{M}_x^0 und dem maximalen Plattenmoment m_x^0 an der Stelle $y = 0, x = x_0 = 0,5$ ergibt sich die mitwirkende Breite aus

$$(6) \quad b_1 = \frac{\bar{M}_x^0}{m_x^0}.$$

Die Gesamtmomente \bar{M}_x^0 wurden mit Hilfe der Gl. (3) für verschiedene Belastungsbreiten 2γ in der nachstehenden Zahlentafel 6 a berechnet. Die maximalen Plattenmomente an der Stelle $y = 0, x = x_0 = 0,5$ a folgen aus Gl. (2 a) zu

$$(7) \quad m_x^0 = m_y^0 = \frac{p_0 a}{\pi^2} \sum_1^{\infty} \frac{1}{n^2} \sin^2 \frac{n\pi}{2} \sin n\pi\gamma, \quad n = 1, 2, 3, \dots$$

Diese Reihe führt auf keine rationale, sondern auf eine transzendente Funktion und ein bestimmtes Integral, das einer höheren, nicht darstellbaren Funktion entspricht. Nach längeren Entwicklungen erhalten wir

$$(7a) \quad m_x^0 = m_y^0 = \frac{p_0 a}{2\pi^2} \left\{ \pi\gamma \ln \operatorname{ctg} \frac{\pi\gamma}{2} + \int_{x=0}^{\frac{\pi\gamma}{2}} \frac{x}{\sin x} dx \right\} = \frac{P}{4\pi} \left\{ \ln \operatorname{ctg} \frac{\pi\gamma}{2} + \frac{1}{\pi\gamma} \int_{x=0}^{\frac{\pi\gamma}{2}} \frac{x}{\sin x} dx \right\}.$$

Damit sind wir in der Lage, in einfacher Weise auch die maximalen Biegemomente $m_x^0 = m_y^0$ auszurechnen und die mitwirkenden Breiten b_1 gemäß Gl. (6) zu bestimmen. Sowohl die Gesamtmomente \bar{M}_x^0 wie auch die maximalen Plattenmomente wurden als Funktionen der Linienlast p_0 wie auch der Gesamtlast $P = 2p_0\gamma$ angegeben.

Die mitwirkenden Breiten b_1 der x-Richtung ergeben sich zu:

Linienlast ($2\gamma = 1,00$) wächst die mitwirkende Breite sogar auf den sehr erheblichen Wert von $b_1 = 1,35 a$.

Die in der Gl. (6a) ermittelten mitwirkenden Breiten gelten nur für eine Querdehnungszahl von $\nu = 0$. Mit dem Anwachsen der Querdehnungszahl vergrößern sich entsprechend den Darlegungen zur Gl. (4 b) die maximalen Plattenmomente auf $m_x = m_y^0 (1 + \nu)$. Das statisch bestimmte Gesamtmoment \bar{M}_x^0 hat dagegen immer dieselbe Größe, unabhängig von der Querdehnungszahl, und infolgedessen werden entsprechend der Gl. (6) die mitwirkenden Breiten bei Berücksichtigung der Querdehnungszahl $(1 + \nu)$ -fach kleiner.

$$(6 b) \quad b_1(\nu) = \frac{\bar{M}_x}{m_x} = \frac{\bar{M}_x^0}{m_x^0 (1 + \nu)} = \frac{b_1}{1 + \nu}$$

Wir müssen nun noch Untersuchungen darüber anstellen, in welcher Größenordnung die mitwirkenden Breiten beeinflusst wer-

Die Momentenlinien der Abb. 5 stellen zugleich die Zustands- und die Einflußlinien für diese Linienlast dar. Nunmehr sind wir in der Lage, auch für eine Flächenlast ($t_2 + 2s$) ($t_1 + 2s$) $p = P$ die Biegemomente m_x und damit die mitwirkende Breite zu ermitteln. Diese sind nachstehend für verschiedene Belastungstiefen zusammengestellt.

Belastungstiefe ($t_1 + 2s$) =	0	0,3	0,7	1,1	1,5	a
$m_x^0 =$	355	269	207	164	138	$P \cdot 10^{-3}$
$\bar{M}_x^0 =$	245	245	245	245	245	$Pa \cdot 10^{-3}$
Mitwirkende Breite $b_1 =$	0,69	0,91	1,21	1,50	1,78	a

Vergleiche hierzu die Abb. 5 a, in welcher der Rechengang für ($t_1 + 2s$) = 0,7 dargestellt ist. Wir erhalten

$$m_x^0 = \frac{1}{7} (355 + 2 \cdot 226,2 + 2 \cdot 169,3 + 2 \cdot 134,4) P \cdot 10^{-3} = 202 P \cdot 10^{-3}$$

\bar{M}_x^0 beträgt für $\gamma = 0,02$ nach Gl. (6 a) = $245 Pa \cdot 10^{-3}$.

Damit ergibt sich die mitwirkende Breite für ($t_1 + 2s$) = 0,7 zu $\frac{245}{202} a = 1,21 a$. Wir ersuchen aus der obigen Zusammenstellung, daß die mitwirkende Breite in hohem Maße von der Belastungstiefe $t_1 + 2s$ abhängig ist. Wir können dieser Zunahme durch den auf der sicheren Seite liegenden Ansatz

$$(8) \quad \begin{cases} b_1 = b_1' = \frac{2}{3} (a + t_1 + 2s), & a = 1 \\ b_1 = b_1'' < b \end{cases}$$

Rechnung tragen, der etwas zu geringe mitwirkende Breiten ergibt.

Belastungsbreite ($t_1 + 2s$) =	0,0	0,3	0,7	1,1	1,5	a
$b_1 = \frac{2}{3} (a + t_1 + 2s) =$	0,67	0,87	1,13	1,40	1,67	a

Nachdem wir nun mittels Gl. (8) die tatsächlich mitwirkende Breite bei einer beliebigen Belastungstiefe, d. h. bei einer Flächenlast bestimmen können, sind wir auch in der Lage, mittels der Gl. (5) die zugehörigen Querbewehrungen zu berechnen. Da wir Gl. (8) auf der ungünstigsten Belastungsbreite ($t_2 + 2s$) = $2\gamma a = 0,04 a$ aufgebaut haben, liegen wir bei der Berechnung der Querbewehrungen immer auf der sicheren Seite.

In der gleichen Weise, wie wir an Hand der Abb. 5 a die mitwirkende Breite für ($t_1 + 2s$) = 0,7 a festgestellt haben, läßt sich diese mit Hilfe der Einflußlinien der Abb. 5 auch für zwei getrennte Lasten ermitteln. Die Querbewehrungen dagegen werden getrennt aus den Hauptbewehrungen, die zu jeder Last gehören, ermittelt. In der Abb. 5 b ist auch der Verlauf der Biegemomente m_x^0 und m_y^0 längs des Schnittes $y = 0$ dargestellt. Für $\gamma = 0,02$ ergibt sich der gleiche Spitzenwert wie im Schnitt $\xi = \frac{1}{2}$ der Abb. 5.

In der Abb. 5 b ist auch der Verlauf dieser Momente für die Lastbreiten $\gamma = 0,10, 0,20, 0,50$ eingetragen. Für die letztere, sich auf die ganze Spannweite erstreckende Linienlast ergibt sich ein annähernd parabolischer Verlauf der Momente. Je geringer die Lastbreite aber wird, umso mehr nähert sich der Verlauf der Momente der Punkt-Singularität, welche unter der Last ein unendlich großes Moment $m_x^0 = m_y^0 = \infty$ bedingt.

C. Die Lösung für den voll eingespannten Plattenstreifen.

In seiner Arbeit² ist es N a d a i gelungen, mit Hilfe des Fourierschen Integrals die Randbedingungen $w = 0$ und $\frac{dw}{dx} = 0$ für einen eingespannten Plattenstreifen zu erfüllen und die Momente unter einer kreisförmigen Last mit dem Durchmesser $2c = \frac{a}{10}$ bei einer Querdehnungszahl von $\nu = \frac{1}{3}$ zu $m_x = 0,269 P$, $m_y = 0,239 P$ zu ermitteln.

Tritt nun an die Stelle der kreisförmigen Last eine Linienlast mit $2\gamma = 0,10$ in dem Schnitt $y = 0$, so ändert sich dadurch das Moment m_x nicht, während $m_y = m_x = 0,269 P$ wird. Um

² A. N a d a i: Über die Biegung der rechteckigen Platte unter Einzellasten. Bauingenieur 2 (1921) S. 299.

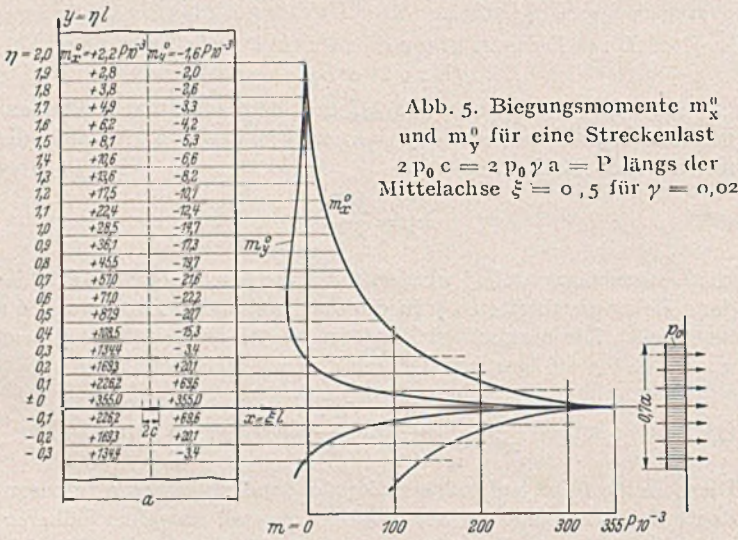


Abb. 5. Biegemomente m_x^0 und m_y^0 für eine Streckenlast $2 p_0 c = 2 p_0 \gamma a = P$ längs der Mittelachse $\xi = 0,5$ für $\gamma = 0,02$

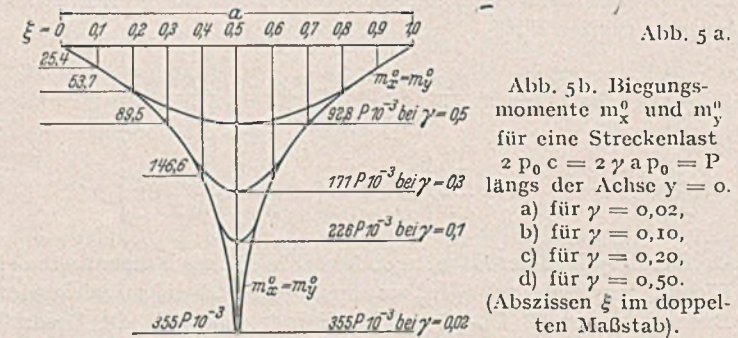


Abb. 5 b. Biegemomente m_x^0 und m_y^0 für eine Streckenlast $2 p_0 c = 2 \gamma a p_0 = P$ längs der Achse $y = 0$.
a) für $\gamma = 0,02$,
b) für $\gamma = 0,10$,
c) für $\gamma = 0,20$,
d) für $\gamma = 0,50$.
(Abszissen ξ im doppelten Maßstab).

den, wenn an die Stelle einer Linienlast eine Flächenlast in Form eines Rechtecks nach Abb. 1 mit der Lasttiefe ($t_1 + 2s$) tritt. Es ist ohne weiteres zu übersehen, daß mit der Belastungstiefe ($t_1 + 2s$) die mitwirkende Breite sehr wesentlich anwächst.

Wir wollen hierzu von dem ungünstigsten in Frage kommenden Wert der mitwirkenden Breite $b_1 = 0,69 a$ ausgehen, der sich für eine Linienlast mit $\gamma = 0,02$ ergibt. Bei einer Platten Spannweite mit $a = 5,0$ m entspricht diesem Wert von γ eine Linienlast von nur $t_2 + 2s = 0,20$ m, die wohl als ein absoluter Mindestwert bezeichnet werden darf, so daß wir uns bei den weiteren Ermittlungen der mitwirkenden Breiten bei Flächenlasten nur auf der sicheren Seite bewegen.

Zur Bestimmung der mitwirkenden Breite bei Flächenlasten für $\gamma = 0,02$ benötigen wir den Verlauf der Momente m_x^0 und m_y^0 längs y . Diese sind nach Auswertung der Reihen der Gl. (2 a) und (2 b) in der Abb. 5 aufgezeichnet bei gleichzeitigen Zahlenangaben für die beiden Momente. Der Verlauf von m_x^0 und m_y^0 längs y ist grundverschieden voneinander. So zeigt m_x^0 eine monotone Dämpfung, während bei m_y^0 schon in einer Entfernung von $y \pm 0,285 a$ ein Vorzeichenwechsel eintritt, der dadurch zustande kommt, daß der belastete Querstreifen an den benachbarten unbelasteten elastisch eingespannt ist.

einen Vergleich mit der frei aufliegenden Platte zu erhalten, benötigen wir die Momente für $\nu = 0$. Diese betragen

$$m_x^0 = m_y^0 = \frac{0,269 P}{1 + \nu} = \frac{3}{4} 0,269 P = 0,202 P = 202 P \cdot 10^{-3}.$$

Das statisch bestimmte Gesamtmoment beträgt wie vor $245 Pa \cdot 10^{-3}$. Davon entfällt auf das Feldmoment, wie leicht zu berechnen ist, der Anteil $\bar{M}_x^0 = 120 Pa \cdot 10^{-3}$ und auf das Stützmoment der Anteil $125 Pa \cdot 10^{-3}$ (Abb. 6). Für $2\gamma = 0,10$ ergibt sich dann die mitwirkende Breite $b_1 = \frac{120}{202} a = 0,59 a$, während wir bei dem frei aufliegenden Plattenstreifen $b_1 = 0,69 a$ erhielten.

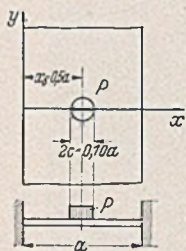


Abb. 6.

Wir erkennen hieraus, daß bei fester Einspannung der Ränder die mitwirkende Breite stark abnimmt, eine Tatsache, die sehr leicht zu verstehen ist, weil sich das positive Moment nur auf eine Breite von rd. $0,5 a$ erstreckt gegenüber $1,0 a$ bei dem frei drehbar gelagerten Plattenstreifen. Sinngemäß muß deshalb bei voller Einspannung des Plattenstreifens an Stelle der Gl. (7) folgende Gleichung treten:

$$(10) \quad b_1 = b_2 = \frac{3}{5} (a + t_1 + 2s),$$

wobei es allerdings nicht sicher ist, ob die Abminderung von $\frac{2}{3}$ auf $\frac{3}{5}$ auch bezüglich des Wertes $(t_1 + 2s)$ voll berechtigt ist. Solange wir jedoch über keine strenge Lösung verfügen, müssen wir auf der sicheren Seite bleiben.

Der eingespannte Plattenstreifen benötigt selbstverständlich eine geringere Querbewehrung als der frei aufliegende. Für das Verhältnis von $c = \frac{f_{cp}}{F_{cp}}$ gilt dies aber nicht, im Gegenteil muß dann der Faktor ansteigen. Das erkennen wir aus der folgenden Überlegung. Das gesamte, für die Hauptbewehrung maßgebende Moment \bar{M}_x^0 ist von $245 Pa \cdot 10^{-3}$ auf $120 Pa \cdot 10^{-3}$, d. h. auf 49% zurückgegangen, die mitwirkende Breite dagegen bei $2\gamma = 0,10$ nur von $0,69 a$ auf $0,59 a$, d. h. auf 85% . Infolgedessen muß die Querbewehrung entsprechend ansteigen. Um dieser Tatsache Rechnung zu tragen, muß der Faktor der Gl. (5) wenigstens von $\frac{1}{2}$ auf $\frac{4}{5}$ erhöht werden.

An den Einspannstellen dagegen ist die mitwirkende Breite wegen der großen Entfernung von der Laststelle wesentlich besser. Nadai gibt das Einspannmoment für den obigen Belastungsfall bei $\nu = \frac{1}{3}$ zu $m_x = -0,169 P$ an. Nun ist $m_x = m_x^0 + \nu m_y^0$. An

dem eingespannten Rand ist jedoch die Krümmung in der y -Richtung und damit $m_y^0 = 0$, somit $m_x = m_x^0$. Das gesamte Einspannmoment beträgt $\bar{M}_x^0 = (245 - 120) Pa \cdot 10^{-3} = 125 Pa \cdot 10^{-3}$. Damit ergibt sich die mitwirkende Breite an der Einspannstelle für $2\gamma = 0,10$ zu $b_1 = \frac{125a}{169} = 0,74 a$, d. h. die mitwirkende Breite an der Einspannstelle ist sogar größer als die des frei aufliegenden Plattenstreifens, für den sich für $2\gamma = 0,10$ eine mitwirkende Breite von $0,69 a$ ergab.

Die Ergebnisse der vorangegangenen Untersuchungen werden in dem nachstehenden Vorschlag für die Neufassung des § 19 zusammengestellt.

D. Vorschlag für die Neufassung des § 19 der deutschen Stahlbetonbestimmungen, Lastverteilung bei Einzel- und bei Streckenlasten.

1. Berechnung der Platten auf Biegung.

Platten von der Stützweite l mit verteilter Deckschicht von der Dicke s oder ohne eine solche sind für Belastung durch Einzel- oder Streckenlasten (z. B. Maschinenfüße) auf Biegung wie plattenförmige Balken von der Breite (Bild 6)

$$(11) \quad b_1 \leq \beta (l + t_1 + 2s) \text{ zu berechnen.}$$

In Richtung der Zugeisen ist eine Lastverteilung auf die Strecke $b_2 = t_2 + 2s$ zulässig.

Die Querbewehrung der Platten muß bei Betonstahl mindestens $0,15\%$ bzw. bei hochwertigem oder Sonderstahl mindestens $0,12\%$ des zugehörigen Betonquerschnitts betragen. Sie erhöht sich bei Einzellasten um den nachstehend angegebenen Bruchteil c des durch die Einzellast allein bedingten Anteiles der Hauptbewehrung

$$c \geq \alpha \left(1 - \frac{t_1 + 2s}{b_1} \right).$$

Mindestens aber sind 3 Rundeisen von 7 mm Durchmesser zuzuordnen. Bei frei aufliegenden Platten ist $\alpha = \frac{1}{2}$ und $\beta = \frac{2}{3}$ einzusetzen. Bei eingespannten Platten ist bei der Bemessung der Feldquerschnitte $\alpha = \frac{4}{5}$ und $\beta = \frac{3}{5}$ und bei der Bemessung der Stützenquerschnitte $\alpha = 0$ und $\beta = \frac{2}{3}$ anzunehmen. Bei elastischer Einspannung dürfen die Faktoren durch Interpolation bestimmt werden.

2. Berechnung der Platten auf Schub.

Bei der Berechnung der Platten auf Schub ist die rechnermäßige Breite des mitwirkenden Plattenstreifens zu $0,5 b_1$ anzunehmen. Bei Laststellungen unmittelbar an dem Auflager darf jedoch nur $b = 5 d$ in Rechnung gestellt werden.

RAUMABSCHLIESSENDE STAHLTRAGWERKE FÜR FLUGZEUGHALLEN.

Von Dipl.-Ing. E. M. Hünnebeck, Hoesel b. Düsseldorf.

DK 624.94 : 629.139.45

Übersicht: Bei den beschriebenen raumabschließenden Tragwerken bilden die statisch erforderlichen Stahlquerschnitte zugleich die wasserdichte und splittersichere Dachhaut. Ein Vergleich mit den reinen Stahlfachwerken muß daher den Aufwand für die dort zusätzlich erforderliche Dachhaut berücksichtigen. Der gegebene Werkstoff für die stählernen Raumtragwerke, deren Verwendung in den termiteingefährdeten Gebieten besondere Vorteile aufweist, ist das breite Stahlband. Trotzdem können schon jetzt als Stahlhohlbalcken ausgebildete Tragwerke bei Ausführung ganz in St 37 den Wettbewerb mit Stahlfachwerkkonstruktionen aufnehmen, auch wenn diese teilweise aus St 52 erstellt werden.

Unter dem Titel „Leichte weitgespannte Flugzeughallen aus Stahl“ berichtete Herr Oberregierungsrat Dr.-Ing. Grüning im Bauingenieur 22 (1941) S. 383 über die weitere Entwicklung auf diesem Sondergebiete des Stahlbaues.

Von den raumabschließenden Tragwerken aus Stahl, deren Aufbau und konstruktive Durchbildung Ministerialrat Professor Dr.-Ing. Mehmel im „Stahlbau“ II (1938) S. 1 darlegte, sei der Weg zu den reinen Fachwerkkonstruktionen zurückgegangen. Die in einer Tabelle zusammengestellten Stahlgewichte für Spannweiten von 50, 73 und 85 m sind allerdings erstaunlich niedrig,

sie wurden erzielt durch eine überlegte Stabführung der Fachwerke bei sorgfältigster Durchbildung der konstruktiven Details und durch teilweise Anwendung von hochwertigem Baustahl. Diese Konstruktionsgewichte würden noch erstaunlicher, wenn man sie im Vergleich setzt zu dem Stahlaufwand, der in früheren Jahren für Stahlhallen mit diesen Spannweiten aufgewandt werden mußte.

Auf Grund der beschriebenen, im Bereich der Luftwaffe ausgeführten Konstruktionen werden von Grüning zwei Gesichtspunkte herausgestellt:

1. Entgegen der bisherigen Auffassung sind die Stahlkonstruktionsgewichte von Flugzeughallen in weitem Umfang unabhängig von den Spannweiten. Bei 50, 73 und 85 m freigespannten Hallen wurden pro m^2 Grundrißfläche etwa die gleichen Gewichte erreicht.
2. Als statisch günstigstes System auch gegenüber den raumabschließenden Tragwerken haben sich als Balken wirkende Fachwerke ergeben, deren Obergurt nach der in den Viertelpunkten etwas überhöhten Stützlinie für Eigenlast geformt ist. Da ohne Zweifel die gemachten Darlegungen die Weiterent-

wicklung weitgespannter Stahlhallen maßgebend beeinflussen dürften, soll an Hand ausgeführter Flugzeughallen, die nach Entwürfen des Verfassers gebaut wurden, geprüft werden, ob die unter 1. und 2. aufgestellten Thesen auch für andere Systeme zutreffen. Weiterhin soll untersucht werden, ob die raumabschließenden Stahltragwerke, bei denen die Dachhaut zugleich statische Funktionen übernimmt, den reinen Stahlfachwerken hinsichtlich Gewicht und Preisgestaltung unterlegen sind.

Abb. 1—4 zeigen die durch die Stahlwerksverband A. G. errichtete Halle „Stahl und Eisen“ von 85 m Spannweite auf der

an die Werkstatt besonders hohe Anforderungen, da z. B. in den Stößen vier in verschiedenen Ebenen liegende Bleche wasserdicht und kraftschließend zu verbinden waren. Trotzdem wurden Ent-

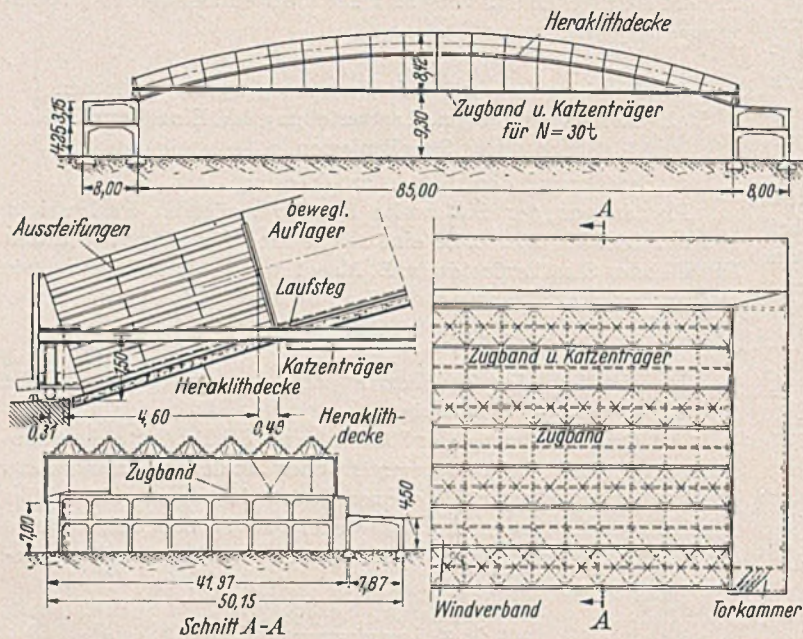


Abb. 1. Halle STAHL und EISEN auf der Ausstellung „Schaffendes Volk“. Ausführung Dortmunder Union Brückenbau A. G., Dortmund.

Ausstellung „Schaffendes Volk“ in Düsseldorf, welche ohne Materialverluste als Flugzeughalle wieder aufgebaut wurde. Das Tragwerk besteht aus 6 nebeneinanderliegenden Doppelwellbögen mit Zugband. Die Doppelwellbögen sind aus graden, trapezförmig

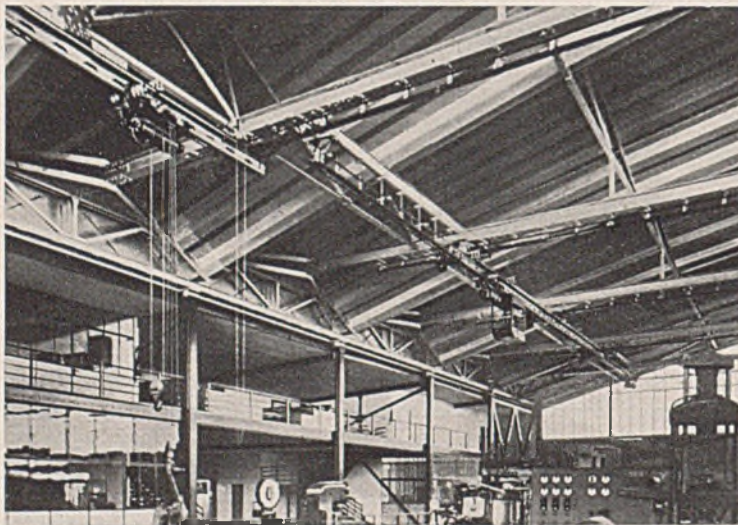


Abb. 2. Halle STAHL und EISEN auf der Ausstellung „Schaffendes Volk“. Blick auf die Widerlager und die Zugbandanschlüsse. Die Zugbänder sind zugleich Laufbahn für die Demag-Leichtkrane. Zwischen den Zugbändern sind Überfahrten angeordnet, so daß die gesamte Hallen Grundfläche bedient werden kann.

gekanteten, 4,76 mm starken Stahlblechen St 37 polygonal zusammengesetzt. Die einzelnen Stahltafeln wurden im Werk (die Ausführung erfolgte durch die Dortmunder Union Brückenbau A. G.) zu größeren Einheiten verschweißt und auf der Baustelle vernietet. Die konstruktive Durchbildung stellte an die Konstrukteure und

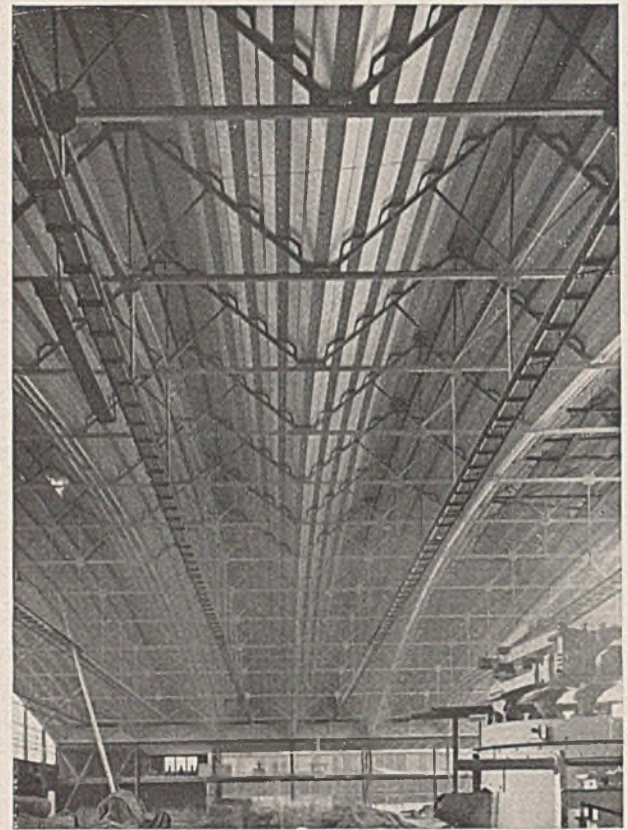


Abb. 4. Blick in die Doppelwellbögen von 85 m Spannweite.

wurf, die Bearbeitung und die Montage in kürzester Zeit bewältigt, so daß die Halle $3\frac{1}{2}$ Monate nach Auftragserteilung fertig übergeben werden konnte. Zur Vorspannung der Zugbänder und um die 6 räumlich wirkenden Bögen gleichmäßig unter Spannung zu



Abb. 3. Querschnitt der Doppelwellbögen von 85 m Spannweite, Blechstärke 4,76 mm.

setzen, wurden in sämtliche Zugbänder Drucktöpfe eingebaut, so daß die Spannungen durch aufgesetzte Tensometer vor und nach der Spannungseinleitung gemessen und mit der statischen Berechnung verglichen werden konnten. Das Stahlgewicht stellt sich auf 125 kg/m^2 einschließlich Dachhaut bei Ausführung auch der Zugbänder in St 37. Hallen gleicher Spannweite wurden von Seibert, Saarbrücken, Doernen, Dortmund, und Berliner Stahlbau

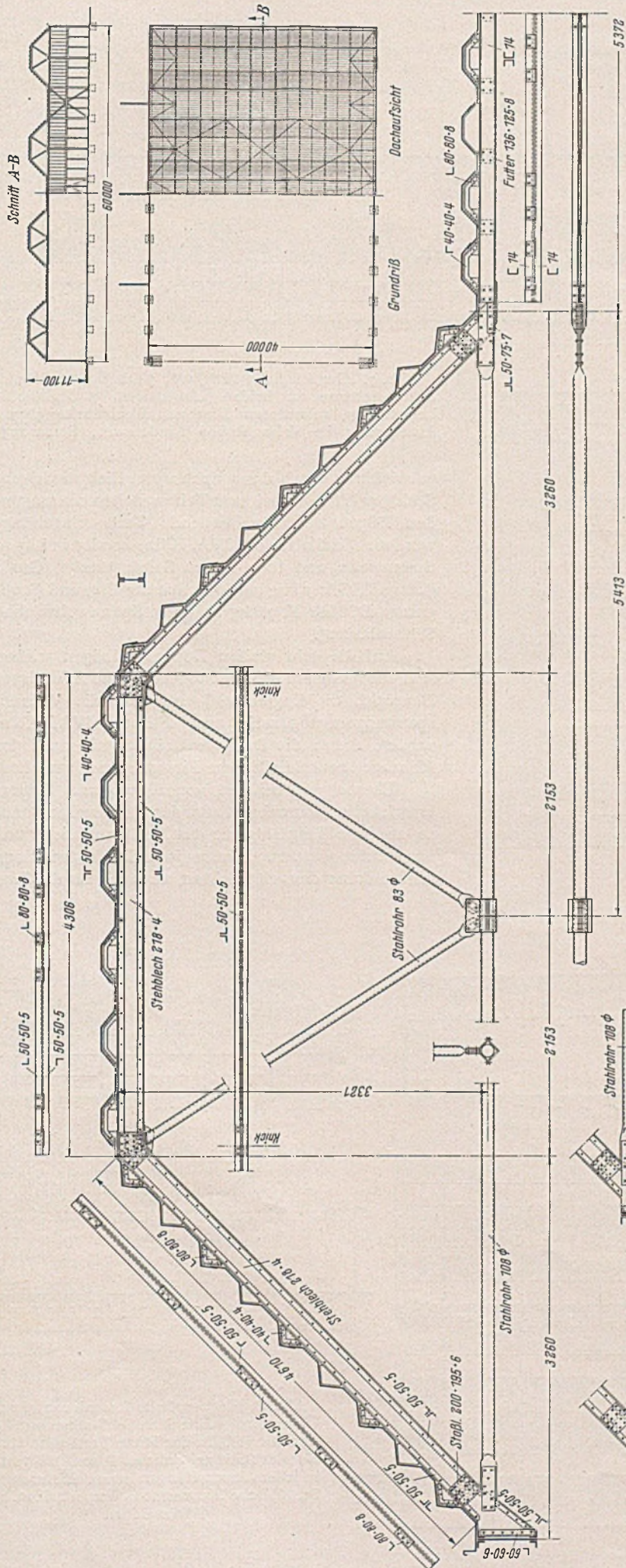


Abb. 5. Flugzeughalle 40 × 60 m Grundfläche mit Toröffnungen an den Schmalseiten. Die Grundfläche wird überspannt von 4 als Balken wirkenden Stahlhohlkörpern. Blechstärke 3 mm.

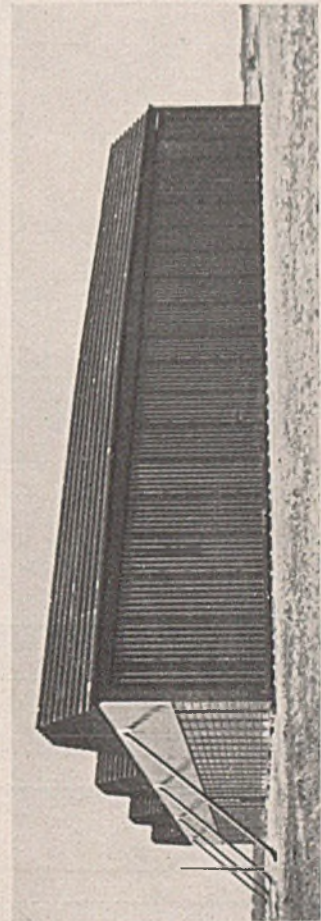
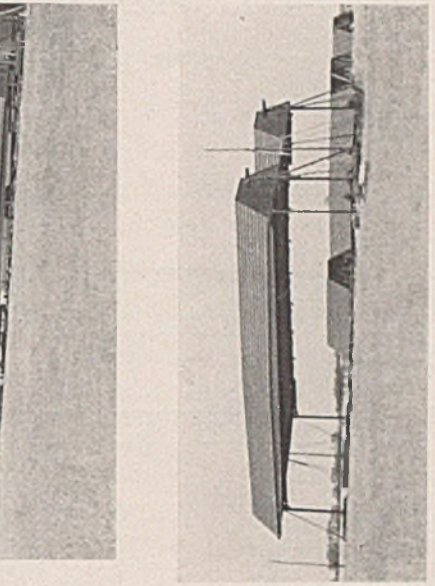


Abb. 6. Flugzeughalle 40 × 60 m, Ausführung Mannesmann Stahlblechbau A.-G., Berlin. Das Bild zeigt den Zusammenbau der Hohlkörper auf dem Boden, das Anheben durch 4 galgenartige Hubvorrichtungen und die fertige Halle. Die Schiebefaltore bestehen ebenfalls aus trapezförmig gekanteten Blechen von 2 mm Stärke.

ausgeführt. Die Blechstärke von 4,76 mm für sämtliche Querschnitte der Doppelwellbögen war gewählt worden, weil Versuche, die im Materialprüfungsamt Dresden durch Professor Dr.-Ing. Gehler durchgeführt wurden, gezeigt hatten, daß Bleche unter 4 mm keine genügende Sicherheit gegen Durchschlag von Brandbomben gewährleisten. Sofern auf die Durchschlagsicherheit verzichtet wird, kann das Stahlgewicht durch Ermäßigung der Blechstärke herabgesetzt werden. Bedeutend wird die Stahlersparnis, wenn in den Firsten und Tälern der doppelt gewellten Bögen größere Blechstärken und Bleche von 3 mm Stärke in den Schrägen verwandt werden. Die Weiter-

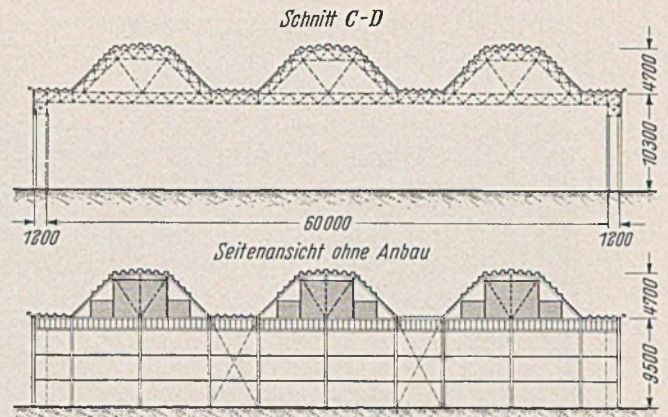
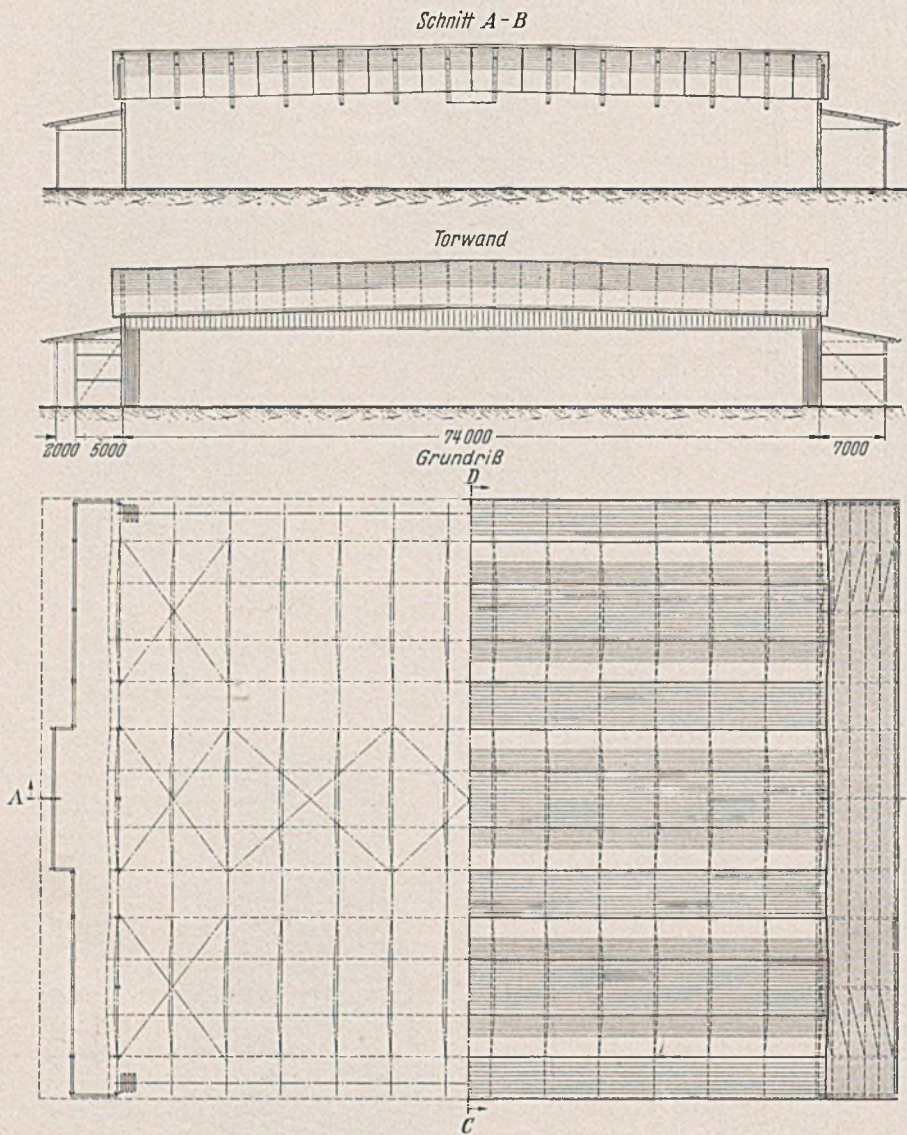


Abb. 7. Flugzeughalle für Java, 74 m Spannweite, Schiebefalttüre an beiden Längsseiten. 3 Stahlhohlbalken aus gekanteten Blechen, Blechstärke 4 mm, Ausführung de Vries Robbé Lindetewes, Semarang.

entwicklung ergab dann auch wesentlich niedrigere Stahlgewichte, wobei zum Teil zwischen die tragenden Bögen raumabschließende Teile eingehängt wurden. (Halle für die IVA, Köln, 100 kg bei 85 m Spannweite und 10 m hohen Seitenstützen, Großgarage RIGA, 78 kg bei 60 m Spannweite, und Großgarage BOMBAY, 76 kg bei 85 m Spannweite (ohne Schneelasten).

Auf die sehr steifen Doppelwellbögen wirken sich, insbesondere bei Zugbändern aus hochwertigem Baustahl, die Zugbanddehnung und die Wärmespannungen ungünstig aus. Für die IVA, Köln, wurden daher die Doppelwellbögen mit nach der Montage zu schließenden Firstgelenken versehen.

Ebenso wie bei den von Krupp und Seibert entwickelten raumabschließenden Tragwerken konnte also die Tragfähigkeit der Dachhaut nicht voll ausgenutzt werden. Eine logische Fortentwicklung mußte daher danach trachten, auch die für die Zug-

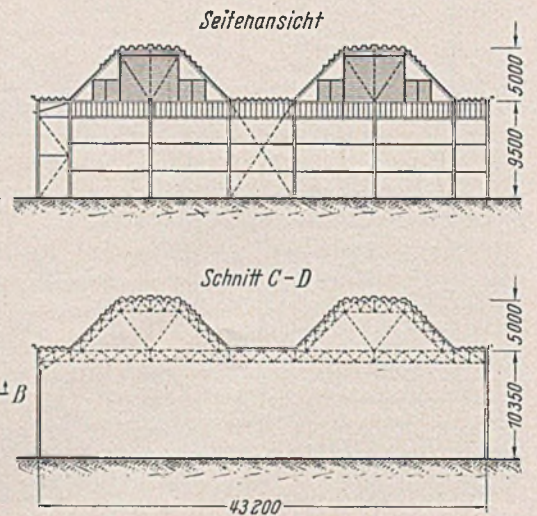
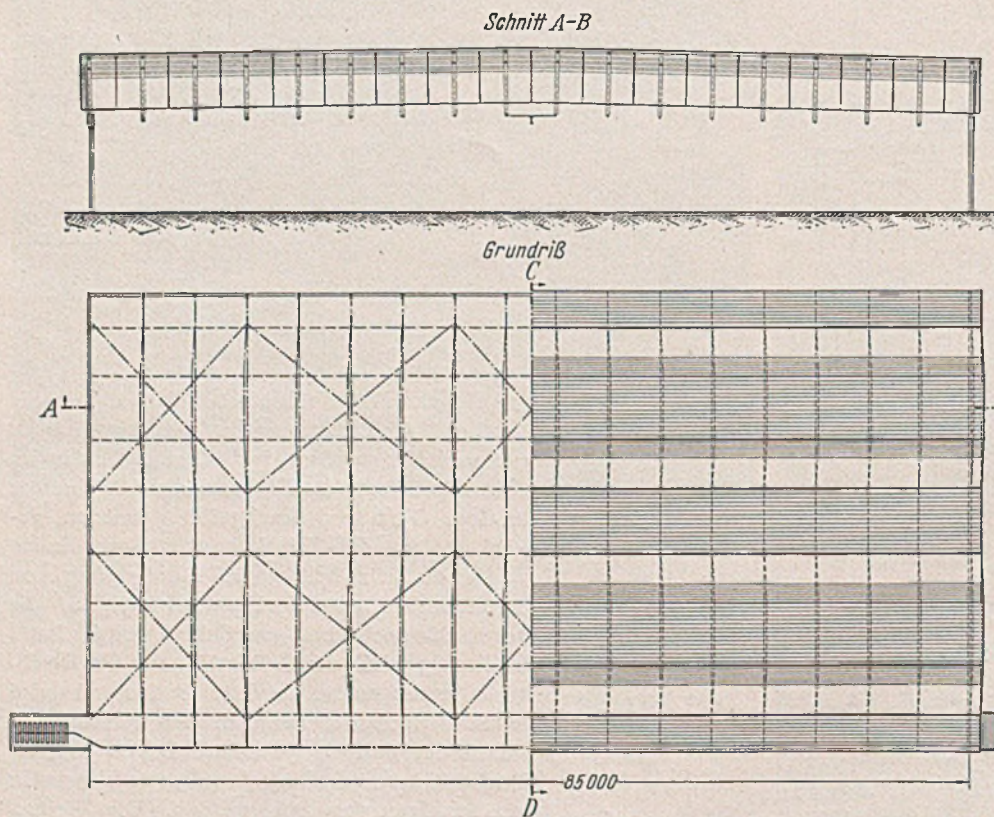


Abb. 8. Flugzeughalle Kemajoran, Java. Überspannt mit 2 Stahlhohlbalken von 85 m Spannweite. In der Mitte Laufkatze für 3 t Nutzlast mit zusätzlicher Einzellast von 7 t in jedem Aussteifungsrahmen. Lieferung der Stahlbleche Mannesmann Export G. m. b. H., Düsseldorf.

bänder und Widerlager erforderlichenStahlmengen raumabschließend auszunutzen; d. h. das Zugband mußte gewissermaßen ebenfalls zu Blechen ausgewalzt werden. Die Lösung für diese Aufgabe ist der Stahlhohlbalken aus gekanteten Stahlblechen.

In den Abbildungen sind Ausführungen dieser Konstruktion für Spannweiten von 40, 74 und 85 m dargestellt. Abb. 5 ist der Querschnitt durch einen Stahlhohlbalken von 40 m Spannweite, der für Flugzeughallen von 40 × 60 m Grundrißfläche angewandt wurde. Der trapezförmige Querschnitt des Hohlbalkens besteht aus Stahlblechen, die im Zug- und Druckbereich eine trapezförmige, in den Schrägen eine dreieckige Kantung aufweisen. Die Aussteifungen sind genietete Blechrahmen mit Diagonalen aus Stahlrohren. Zur Aufnahme der in den Schrägen wirkenden sekundären Zugspannungen wurden zwischen den formhaltenden Rahmen Winkelisen eingefügt. Die durchgeführte Probelastung eines derartigen Hohlbalkens bestätigte die errechneten Hauptspannungen und Durchbiegungen. Die Montage dieser Hohlbalken erfolgte durch Zusammenbau der Tragwerke auf dem Boden, wobei die formhaltenden Rahmen als Lehre dienten. Die so wasserdicht auf dem Boden verschraubten Tragwerke wurden durch galgenartige Hubvorrichtungen angehoben und dann durch die Stützen unterbaut (Abb. 6). Das Stahlgewicht für sämtliche tragende Teile betrug 55 kg/m² Grundrißfläche; hiervon entfallen 32 kg auf die Dachhaut und 23 kg auf die Aussteifungen, Stützen und Verbände. Flugzeughallen von 74 und 85 m Spannweite nach dem gleichen System für Java sind in den Abb. 7—9 dargestellt. Das Tragwerk besteht hier aus 2 bzw. 3 nebeneinanderliegenden als Balken wirkenden Hohlkörpern aus 4 mm starken gekanteten Blechen. Die Hohlkörper sind zur Sicherung der Gestaltfestigkeit quer zur Tragrichtung mit genieteten Aussteifungsrahmen aus normalen Stahlprofilen versehen, deren Mittenabstände durchweg 5 m betragen. Bei Ausführung ganz in St 37 beträgt das Gewicht pro m² Grundrißfläche 65 bzw. 68 kg/m². Die Berechnung erfolgte ohne Berücksichtigung von Schneelasten, jedoch mit einer Windlast von 150 kg/m², einer besonderen Zusatzlast zur Sicherung gegen Erd-

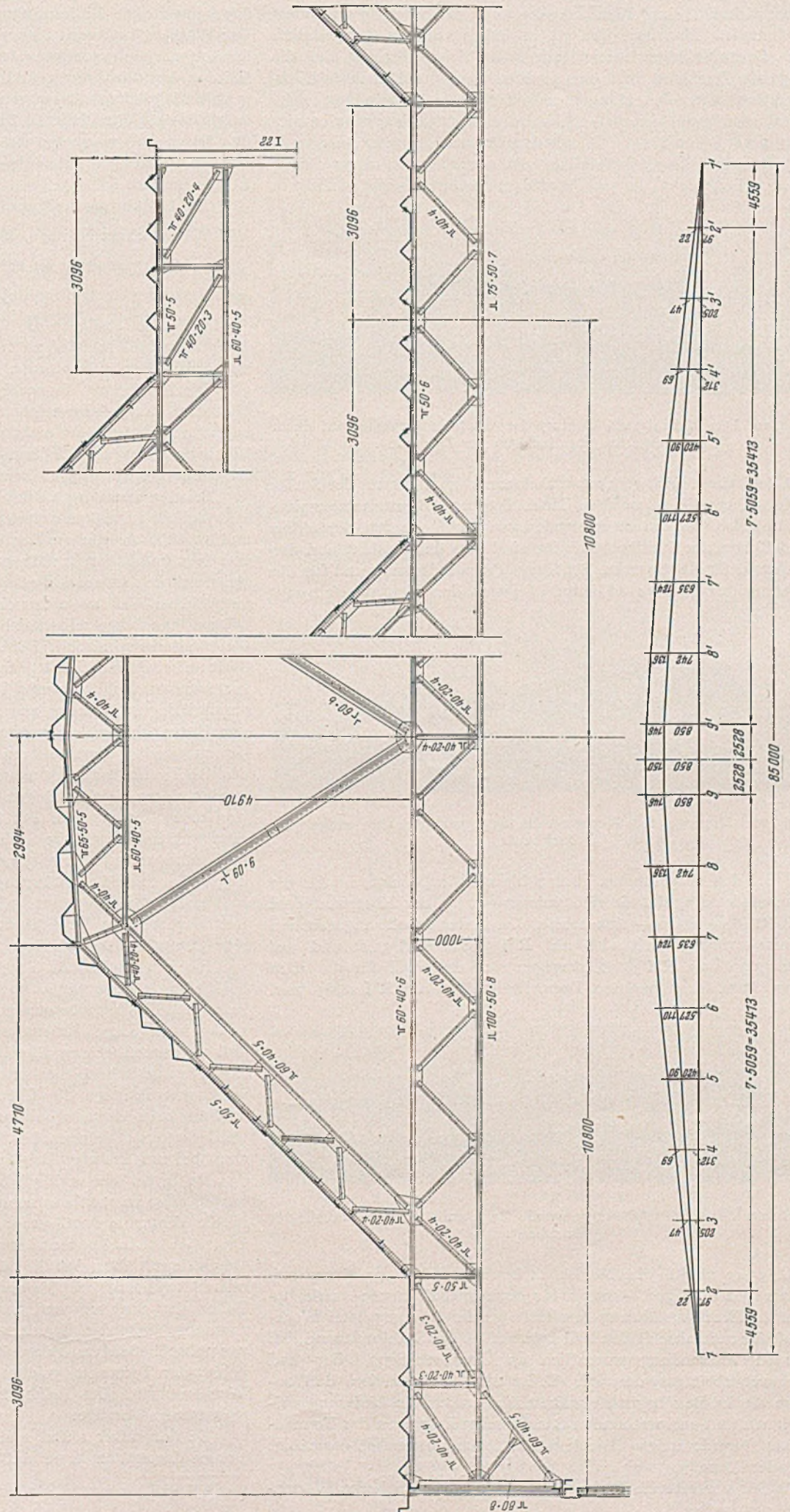


Abb. 9. Detailschnitt durch den Stahlhohlbalken von 85 m Spannweite mit Aussteifungsrahmen. Stärke der tragenden Dachhaut 4 mm. Ausführung: de Vries Robbé Lindetewes, Semarang.

bebenwirkung, einer Kranlast von 3 t in Balkenmitte und einer zusätzlichen Einzellast von 7 t in jedem anderen Querschnitt. Das Gesamtstahlgewicht verteilt sich mit 59 Prozent auf die tragende Dachhaut und mit 41 Prozent auf die anderen Konstruktionsteile. Die Montage erfolgte unter Verwendung eines Bambusgerüsts (Abb. 10—12), wobei die Aussteifungsrahmen wiederum als Lehre für die Dachhaut dienten.

Bei einer Gegenüberstellung der vorstehenden raumabschließenden Tragwerke, die eine besondere Dachhaut nicht benötigen,

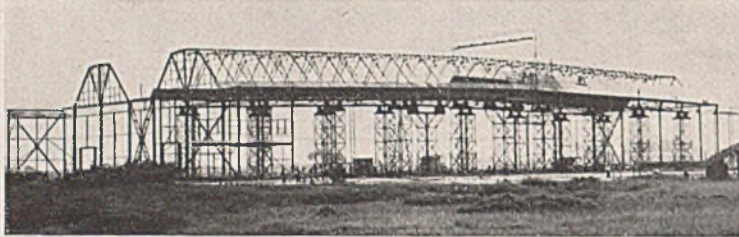


Abb. 10. Das Bild zeigt die Montage der Aussteifungsrahmen auf einem Bambusgerüst vor Auflegen der Dachhaut.

mit den reinen Fachwerkkonstruktionen kann nicht nur der Stahlaufwand verglichen werden. Holz, Teer und Bitumenerzeugnisse sind ebenso sparsam zu verwenden wie Stahl. Zu den Gewichten und Kosten der Stahlkonstruktion sind also das Gewicht und der Aufwand für die Sparren, Schalung, Pappeindeckung und für die Klempnerarbeiten zu addieren. Je nach der Pfettenentfernung,

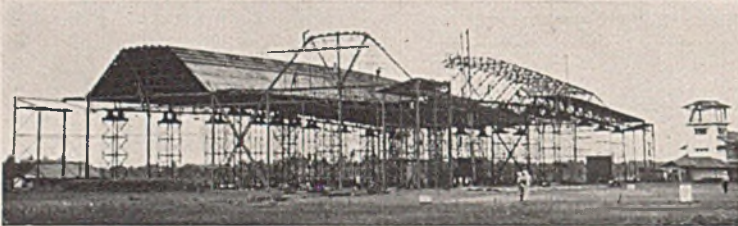


Abb. 11. Montage der Flugzeughalle 85 m mit teilweise aufgelegter Dachhaut.

die bei den ausgeführten Hallen bis zu 5 m beträgt, ist für die Dacheindeckung das Gewicht mit 40—50 kg, der Kostenaufwand mit RM 8,— bis 10,— einzusetzen. Die in der Tabelle angegebenen Preise erhöhen sich also auf RM 30,90, RM 31,20 und auf Mk. 37,90 bzw. RM 38,30, wogegen sich der Preis für die 40 m bzw. 85 m freigespannten Doppelwellbalken auf RM 28,65 bzw.



Abb. 12. Montage der Flugzeughalle 85 m mit teilweise aufgelegter Dachhaut.

RM 35,42 stellt. Hierbei ist zu beachten, daß der eingesetzte Preis von RM 521,— pro t für eine mit Unkosten stark belastete Einzelausführung ermittelt wurde. Der gegebene Werkstoff für raumabschließende Tragwerke ist das Stahlblech, bei dessen Verwendung wesentlich an Überdeckungen, Niet- und Schraubarbeit gespart wird. Es ist daher zu erwarten, daß, sofern die im Bau begriffenen Breitbandstraßen die Lieferung aufnehmen, mit entsprechenden Bearbeitungsmaschinen der Tonnenpreis für derartige Blechkonstruktionen wesentlich ermäßigt werden kann.

Der vorstehende Preisvergleich gilt hinsichtlich des Wärme-

durchzuges ohne Einschränkung für Ausführung in den Tropen. Der Wärmeschutz wird hier nicht durch die Anordnung von Isolierstoffen erzielt, sondern durch Schattenwirkung und Belüftung. Bei den Ausführungen in Indien wurden daher Fensteröffnungen in den Umfassungswänden vermieden und schmale, teilweise nicht verglaste mit Streckmetall überspannte Belichtungsbänder über den Toren und unter den Traufen angeordnet. Die Stirnflächen der Hohlbalken erhielten Jalousien, wodurch sie wie Lüftungskanäle wirken.

Bei Ausführung in Deutschland sollte das Dach einen genügenden Wärmeschutz besitzen, $k = 1,24 \frac{W \cdot E}{m^2 h^\circ}$ (38 cm starke Ziegelwand). Demgegenüber ist bei Holzschalung mit Pappeindeckung und bei 4 mm starken Stahlblechen $k = 2,4$ bzw. $4,0 \frac{W \cdot E}{m^2 h^\circ}$. In beiden Fällen ist daher die Wärmedichtigkeit durch Einschalten geeigneter Isolierplatten zu verbessern, sodaß der Vergleich auch für Ausführungen in Europa gültig ist.

Die Ermittlung des statisch günstigsten Systems, also eines Systems, das zufolge seiner statischen Eigenschaften besonders wirtschaftlich ist, darf nicht nur den Kostenvergleich umfassen. Vielmehr sind auch die bau- und luftschutztechnischen Eigenschaften entsprechend zu bewerten.

Bei den raumabschließenden Tragwerken bilden die statisch erforderlichen Stahlquerschnitte zugleich die wasserdichte, splitter- und brandbombensichere Dachhaut, die zudem leicht entgiftet und von dem Inhalt der Brandbomben befreit werden kann. Ein Vergleich mit den französischen Hallen ist kaum möglich, da die dort verwandten Wellbleche nur eine Stärke von 0,5 bis 0,75 mm aufweisen. Die festgestellten siebartigen Durchlochungen sind daher ohne weiteres erklärlich. Bei den Stahlfachwerken wurde im Hinblick auf einen möglichst geringen Stahlverbrauch auf den früher vorhandenen Splitterschutz Verzicht geleistet. Eine mit Dachpappe belegte Schalung aus 24 mm starken Brettern wird aber von Brandbomben leicht durchschlagen oder in Brand gesetzt. Um zu gleichen Voraussetzungen zu gelangen, müßten daher die Stahlfachwerke mit entsprechend starken Stahlblechen abgedeckt werden, deren Gewicht dem Stahlaufwand für die Unterkonstruktion zuzuschlagen wäre. Für diese Ausbildung liegen aber bessere Konstruktionsvorschläge in den von den Firmen Krupp und Seibert entwickelten Bauweisen mit tragender Stahlhaut bereits vor. Gegenüber diesen Ausführungen kommt ein Stahlfachwerk mit splittersicherer Betonhaut wohl kaum in Frage, da schon bei einer Stärke von 10 cm der Stahlaufwand für die tragenden Teile sich sehr wesentlich erhöht.

Räumlich wirkende Tragwerke wie die ausgeführten Stahlhohlbalken sind ferner in hohem Maße unempfindlich gegen örtliche Überbeanspruchungen und örtliche Zerstörungen. Sie sind zudem in der Lage, Kräfte aus allen Richtungen aufzunehmen, so daß sie gegenüber den Einwirkungen von Luftangriffen eine zusätzliche statische Sicherheit aufweisen. Während bei den Fachwerkkonstruktionen die Untergurte zur Aufnahme von Druckkräften, beispielsweise bei Innenwind, gegliedert und ausgesteift werden müssen, können die Stahlhohlbalken die gleichen Kräfte auch bei umgekehrter Belastung aufnehmen.

Da bisher ein wirklich brauchbares Schutzmittel, um Holz termitenfest zu machen, noch nicht gefunden werden konnte, so ist die Verwendung hölzerner Sparren und Dacheindeckungen für Dauerbauten in den termitengefährdeten Gebieten nicht möglich. Das bedeutet aber, daß die hölzerne Dacheindeckung durch Stahl oder Beton ersetzt werden muß, wodurch sich wiederum in beiden Fällen der Stahlaufwand der reinen Fachwerke gegenüber den raumabschließenden Stahltragwerken entsprechend erhöht. Die raumabschließenden Tragwerke haben daher in dem Verbreitungsgebiet der Termiten, welches von H. A. Heidmann¹ in der Wochenschrift „Das Reich“ in einer Karte veranschaulicht wird, wesentliche Vorzüge.

Zu den unter 1 und 2 aufgestellten Gesichtspunkten ist zusammenfassend zu sagen, daß auch bei raumabschließenden Trag-

¹ Heidmann, H. A.: Termiten. „Das Reich“ Nr. 35 (1942) S. 11.

werken die aufzuwendenden Stahlgewichte pro qm Grundrißfläche verhältnismäßig unabhängig sind von den Spannweiten. Voraussetzung ist, daß die gleiche konstruktive Durchbildung gewählt und der Gesamtstahlverbrauch einschließlich Stützen und Verbände in Vergleich gesetzt wird. Die bei den in den Abb. 5 und 6 dargestellten Flugzeughallen etwas aus dem Rahmen fallenden Stahlgewichte sind dadurch bedingt, daß die Stärke der Dachhaut auf 3 mm ermäßigt wurde, so daß also nicht der gleiche Splitterschutz vorhanden ist. Ferner wurden für die formhaltenden Rahmen teilweise rohrförmige Querschnitte verwandt. Die Unabhängigkeit des Stahlverbrauches von der Spannweite dürfte im wesentlichen darauf zurückzuführen sein, daß bei Hallen mit größerer Spannweite und entsprechend vergrößerter Grundfläche der gesamte Stahlverbrauch, insbesondere der Stützen und Verbände, sich auf eine größere Grundfläche verteilt und daß sich bei den größeren Hallen für die einzelnen Bauglieder günstigere Schlankheitsgrade und dadurch geringere Knickabminderungen ergeben.

Die unter 1 aufgestellte These trifft daher auch für die raumabschließenden Tragwerke zu.

Demgegenüber wird aus den vorstehenden Ausführungen ersichtlich, daß das Stützlinienfachwerk nicht allgemein und für sämtliche Anwendungsgebiete als das statisch wirtschaftlichste System angesehen werden kann. Zwar beweisen die Ausführungen von Herrn Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Grünig, daß ein Stützlinienfachwerk, insbesondere mit entsprechender Überhöhung in den Viertelpunkten, einem parallelgurtigen Tragwerk und auch einem Zweigelenkbogen mit Zugband und flachem Stich überlegen ist, dagegen können raumabschließende Tragwerke mit paralleler Führung der oberen und unteren Blechbahnen bei erheblichen bau- und luftschutztechnischen Vorteilen den Wettbewerb mit den reinen Fachwerken schon jetzt aufnehmen. Dies gilt sogar, wenn die reinen Fachwerke teilweise aus hochwertigem Baustahl hergestellt werden, während bei den beschriebenen Ausführungen nur St 37 zur Verwendung gelangte.

DIE BERECHNUNG DES ACHTSTIELIGEN KAMINKÜHLERUNTERBAUES ALS RÄUMLICHES STABWERK.

Von Dr.-Ing. habil. O. Luetkens, Dortmund.

DK 624.027 : 624.074.6

Übersicht: Im „Bauingenieur“ 21 (1940) S. 259—266, ist ein exaktes Verfahren zur Berechnung des räumlichen Stabwerkes entwickelt, welches für beliebige Schlankheitsverhältnisse zwischen Stiel und Riegel gilt. Legt man die Schlankheitsverhältnisse fest, so lassen sich die Schnittkräfte aus Wind- und Eigenlast als Funktion des Verhältnisses von Stielhöhe zu Riegelänge anschreiben.

I. Einleitung.

Der Kaminkühlerunterbau gehört zu den wenigen Bauwerksarten, für welche immer die gleichen Lastfälle gelten. Im Gegensatz zu sonstigen Rahmenkonstruktionen, deren Riegel auch zur Aufnahme vertikaler Nutzlasten dienen, hat der achtstielige Kühlerunterbau fast ausschließlich die Aufgabe, die verhältnismäßig großen anfallenden Windkräfte weiterzuleiten. Es ist daher nicht einzusehen, warum man bei jedem praktischen Fall wieder die gleiche Überlegung anstellen soll, welche Schlankheitsverhältnisse man der Rahmenrechnung zugrundelegen will. Unabhängig von der hier getroffenen Wahl steht fest, daß man unbedenklich für alle achtstieligen Kaminkühler eine einheitliche Regelung dieser Frage treffen kann.

Die Hauptforderung, welche die Maschinenfirma bzw. der Betrieb an den Unterbau stellt, bezieht sich auf die Größe der lichten Öffnung zwischen den Stielen, da von dieser der Luftdurchgang abhängig ist. Vermutlich aus diesem Grunde hat man bisher den Stielen meist einen rechteckigen Querschnitt gegeben, obgleich zweifellos die quadratische Querschnittsform die statisch günstigste ist. Nun läßt sich durch eine einfache geometrische Betrachtung zeigen, daß die lichte Öffnung zwischen den Stielen bei den üblichen Kühlturmgrößen nur um etwa 1% eingeschränkt wird, wenn der Rechteckquerschnitt durch einen inhaltsgleichen quadratischen Querschnitt ersetzt wird.

Von den Maschinenfirmen werden die rechteckigen Stielquerschnitte auf Grund von praktischen Erfahrungen gewählt, welche ihrerseits auf den üblichen früheren Näherungsberechnungen beruhen. Die exakte Berechnung bietet die Möglichkeit, die Betonquerschnittsfläche der Stiele ohne Mehrbedarf an Bewehrungsseisen zu verringern. Dadurch ist es bei quadratischem Stützenquerschnitt möglich, die vorgeschriebene lichte Öffnung nicht nur einzuhalten, sondern sogar zu vergrößern.

Eine Näherungsberechnung bedingt stets die Einschaltung einer Sicherheitsreserve, außerdem ist ein zyklisch symmetrisches Stabwerk nur schwer mit einem Näherungsverfahren so zu erfassen, daß die räumliche Steifigkeit richtig ausgenutzt wird. Eine exakte Berechnung ist bereits mit verschiedenen Verfahren versucht worden. Man liest fast in allen Ausarbeitungen die gleiche Behauptung, daß nur das jeweilig gewählte

Verfahren geeignet und „leicht“ verständlich sei. Bisher ist aber der Rechnungsgang in allen Fällen noch so umfangreich, daß er für die Praxis keinen großen Wert hat. Kurze Formeln lassen sich aber vorerst nur dann entwickeln, wenn man die Schlankheitsverhältnisse von Stiel und Riegel irgendwie festlegt, was — wie vor erwähnt — unbedenklich geschehen kann.

Die nachfolgenden Formeln sind mit Hilfe von Gruppenlasten nach dem gleichnamigen Aufsatz des Verfassers aus „Der Bauingenieur“ 21 (1940) S. 259 bis 266, ermittelt. Die gleiche einfache Form der Gleichungen für alle Schnittkräfte läßt sich genau so gut bei Wahl anderer Schlankheitsverhältnisse erreichen.

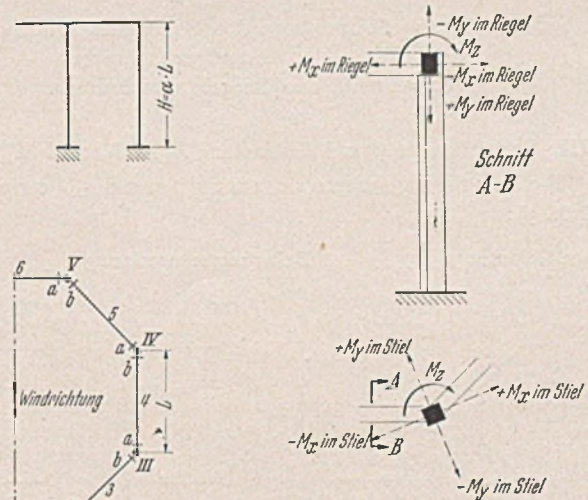


Abb. 1.

Abb. 2. Aufriß- und Grundrißprojektion der auf der gezogenen Seite aufgetragenen Momentenflächen.

II. Wahl der Schlankheitsverhältnisse.

Im vorgenannten Aufsatz wurde näher begründet, daß der Stielquerschnitt zweckmäßig quadratisch ausgebildet wird, was mit Rücksicht auf die Veränderlichkeit der Windrichtung in statischer Hinsicht fast selbstverständlich erscheint. Will man ein gleichbleibendes Steifigkeitsverhältnis für den Gesamtrahmen einführen, bedarf es noch der Festlegung von zwei Verhältnissgrößen.

1. Das Seitenverhältnis des Riegelquerschnittes.

Die Riegel werden zur Hauptsache in vertikaler Hinsicht beansprucht, weil die Spannweite des achteckigen horizontalen Rahmens verhältnismäßig groß und seine Steifigkeit dementsprechend

gering ist. Daraus folgt die Wahl eines stehenden Rechteckquerschnittes.

Das Seitenverhältnis wird mit 2:3 gewählt.

2. Querschnittsverhältnis von Stiel und Riegel.

Die Steifigkeit des Riegels macht man zweckmäßig abhängig von dem Verhältnis $\alpha = \frac{H}{L}$ (vgl. Abb. 1). Beachtet man, daß die horizontale Auflagerreaktion aus Wind auf den Aufbau die hauptsächlichste Last darstellt und daß ferner der obere Balkenkranz im wesentlichen als Rahmenriegel der vertikalen Rahmen wirkt, so kommt man zwangsläufig zu der Wahl von $L_y' = H_x' = H_y'$. Die Bedeutung der reduzierten Stablängen L' und H' ist aus Abb. 2 zu ersehen.

Bei Ansatz der reduzierten Stablängen $H_z' = H \cdot \frac{E \cdot J_c}{G \cdot J_{zs}}$ und $L_z' = L \cdot \frac{E \cdot J_c}{G \cdot J_{zr}}$ bedarf es noch der Festlegung der Poisson'schen Konstanten. Hier wird zur Vereinfachung der Rechnung für $\mu = \frac{I}{m}$ der Wert 0,05 gewählt, d. h. $\frac{E}{G} = 2 \cdot (1 + \mu) = 2,10$. Mit Rücksicht auf die Ungenauigkeit, welche der Ermittlung des Verdrehungswiderstandes — noch dazu bei Vernachlässigung der jeweiligen Bewehrung — anhaftet, erscheint diese willkürliche Festlegung unbedenklich, vgl. Beyer: Die Statik im Eisenbetonbau, 2. Aufl., Berlin 1934., S. 651.

Unter diesen Voraussetzungen wird

$$H_x' = H_y' = L_y'; \quad L_x' = H_x' \cdot \frac{9}{4}$$

$$H_z' = \sim H_x' \cdot \frac{5}{4}; \quad L_z' = \sim H_x' \cdot 2.$$

Aus der Bedingung $H_x' = L_y'$ folgt, wenn $b = \frac{2}{3} h$ gesetzt wird,

$$h = a \cdot \sqrt[4]{\frac{1,5}{\alpha}} = a \cdot \frac{1,1067}{\sqrt[4]{\alpha}}$$

Hierin bedeuten: a = Seitenlänge des Stielquerschnittes
 h = Höhe des Riegelquerschnittes
 b = Breite des Riegelquerschnittes.

III. Schnittkräfte aus Windlasten W_a, W_b und W_c .

1. Belastungsumordnung und Vorwerte (vgl. Abb. 3):

Gegebene Belastung

Belastungsumordnung

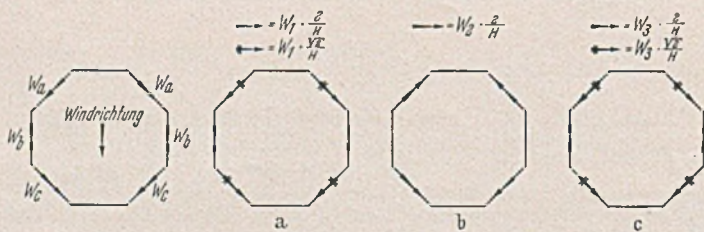


Abb. 3.

$$W_1 = + \frac{H}{4} \cdot \left(\frac{W_a + W_c}{\sqrt{2}} + W_b \right)$$

$$W_2 = - \frac{H}{4} \cdot (W_a - W_c); \quad X_1 = \frac{I}{22,4036 \alpha^2 + 73}; \quad W_2 \cdot X_1 = A$$

$$W_3 = + \frac{H}{4} \cdot \left(\frac{W_a + W_c}{\sqrt{2}} - W_b \right); \quad X_2 = \frac{I}{56,2166 \alpha^2 + 69}; \quad W_3 \cdot X_2 = B.$$

2. Momente im Stiel. (Die eingeklammerten Vorzeichen beziehen sich auf die eingeklammerten Stäbe.)

Stiel II (V)

oben

$$M_x = - (-) W_1 \cdot 0,2304 - (+) A \cdot 13,84 - (-) B \cdot 6,163$$

unten

$$M_x = + (+) W_1 \cdot 0,2697 + (-) A \cdot 15,71 + (+) B \cdot 6,844$$

oben

$$M_y = - (+) W_1 \cdot 0,1784 - (-) A \cdot 14,93 - (+) B \cdot 7,910$$

unten

$$M_y = + (-) W_1 \cdot 0,4621 + (+) A \cdot 28,70 + (-) B \cdot 13,04$$

$$M_z = - (+) A \cdot 5,306 \cdot \alpha - (-) B \cdot 3,431 \cdot \alpha$$

Stiel III (IV)

oben

$$M_x = - (-) W_1 \cdot 0,5562 - (+) A \cdot 13,84 + (+) B \cdot 2,553$$

unten

$$M_x = + (+) W_1 \cdot 0,6510 + (-) A \cdot 15,71 - (-) B \cdot 2,835$$

oben

$$M_y = - (+) W_1 \cdot 0,0739 + (+) A \cdot 14,93 + (-) B \cdot 19,10$$

unten

$$M_y = + (-) W_1 \cdot 0,1914 - (-) A \cdot 28,70 - (+) B \cdot 31,48$$

$$M_z = - (+) A \cdot 5,306 \cdot \alpha + (+) B \cdot 1,421 \cdot \alpha$$

3. Momente im Riegel.

Riegel 2 (6)

$$M_x = - (-) A \cdot 5,896 \cdot \alpha - (+) B \cdot 3,812 \cdot \alpha$$

$$M_y = - (+) W_1 \cdot 0,07229 - (-) A \cdot 3,536 - (+) B \cdot 1,333$$

Riegel 4a (4b)

$$M_x = + (+) A \cdot 5,896 \cdot \alpha + (-) B \cdot 14,05 \cdot \alpha$$

$$M_y = - (+) W_1 \cdot 0,3976 + (+) A \cdot 3,536 + (-) B \cdot 15$$

$$M_z = - (-) W_1 \cdot 0,03615 + (+) B \cdot 5,667$$

Riegel 3a (5b)

$$M_x = - (-) A \cdot 11,20 \cdot \alpha - (+) B \cdot 7,242 \cdot \alpha$$

$$M_y = - (+) W_1 \cdot 0,3323 - (-) A \cdot 21 - (+) B \cdot 9,664$$

Riegel 3b (5a)

$$M_x = + (+) A \cdot 11,20 \cdot \alpha + (-) B \cdot 12,63 \cdot \alpha$$

$$M_y = + (-) W_1 \cdot 0,2300 + (+) A \cdot 21 + (-) B \cdot 11,55$$

Riegel 3 (5)

$$M_z = - (-) W_1 \cdot 0,02556 - (+) A \cdot 6 - (-) B \cdot 4,007$$

4. Normalkräfte im Riegel (+ = Druck, — = Zug)

Riegel 2 (6)

$$N \cdot H = + (-) W_1 \cdot 0,5663 + (+) W_2 \cdot \sqrt{2} \cdot (1 - X_1 \cdot 44) + (-) W_3 \cdot \frac{I}{6} \cdot (3 - X_2 \cdot 85)$$

Riegel 3 (5)

$$N \cdot H = + (-) W_1 \cdot 0,4004 - (+) W_3 \cdot \frac{\sqrt{2}}{12} \cdot (3 - X_2 \cdot 85)$$

Riegel 4

$$N \cdot H = - W_2 \cdot \sqrt{2} \cdot (1 - X_1 \cdot 44).$$

IV. Schnittkräfte aus Riegeleigengewicht g .

Im Riegel: Feldmoment $M_y = + g \cdot L^2 \cdot 0,05231$

Eckmoment $M_y = - g \cdot L^2 \cdot 0,07269$

Im Stiel: oben $M_y = - g \cdot L^2 \cdot 0,05563$

unten $M_y = + g \cdot L^2 \cdot 0,02782.$

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der Ausbau der französischen Rhône, insbesondere die Fortschritte der Arbeiten von Génissiat.

Über dieses Bauvorhaben ist bereits im Bauing. 20 (1939) S. 236 bzw. S. 531 berichtet worden. Es liegt jetzt von Jacques Dumas ein neuer Aufsatz vor, der den Stand der Arbeiten nach der Einstellung der deutsch-französischen Feindseligkeiten behandelt.



Abb. 1. Gesamtansicht der Baugrube, aufgenommen am 10. Sept. 1941 vom linken Steilufer gegen das Unterwasser.



Abb. 2. Landkarte der Rhône.

Trotz der beträchtlichen Schwierigkeiten durch die augenblicklichen Umstände sind die Arbeiten am Ausbau des Rhönefalles bei Génissiat an der oberen französischen Rhône ohne Pause durch die „Compagnie Nationale du Rhône“, der ausschließlich die Gesamtausführung des Projekts für den französischen Teil der Rhône übertragen wurde, fortgesetzt worden (Abb. 1 u. 2). Die Nutzbarmachung der Rhône soll der Energieerzeugung, der Schifffahrt und der Bewässerung dienen. Das Arbeitsprogramm gliedert sich in zwei Abschnitte: 1. in die vorbereitenden Arbeiten zur Gründung der Staumauer mit dem Kraftwerk und 2. in die Errichtung der endgültigen Werke.

Die Vorbereitungsarbeiten waren von erheblichen Schwierigkeiten begleitet, einmal wegen der großen Mengen des Rhôneabflusses, die nur ausnahmsweise unter $200 \text{ m}^3/\text{s}$, aber niemals unter $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ liegen,

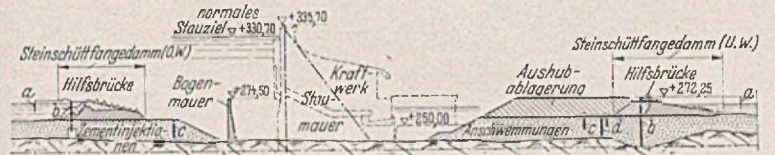


Abb. 4. Längsschnitt durch die Baustelle.

andererseits wegen der sehr dicken den Felsen bedeckenden Anschwemmungen, die an verschiedenen Stellen mehr als 30 m betragen (Abb. 3). Die allgemeine Baustelleneinrichtung umfaßte zunächst die Anlage einer breiten Zufahrtsstraße und den Bau einer besonderen Bahnabzweigung sowie die Anfuhr zahlreicher Transportmittel. Weiter wurden an der Stelle, an der die beiden Fangedämme errichtet werden sollten, zwei Hilfsbrücken über den Fluß gebaut. Diese Stahlbetonbogenbrücken mit oben liegender Fahrbahn sind, um das Lehrgerüst zu entbehren, mit facherwerkartigen Einlagen aus Profilstahl versehen (Abb. 4).

Zur Ableitung des Flußwassers dienen zwei etwa 600 m lange Umleitungsstollen von 11,40 Breite und 8,65 Höhe, deren Einlauf am Ober-

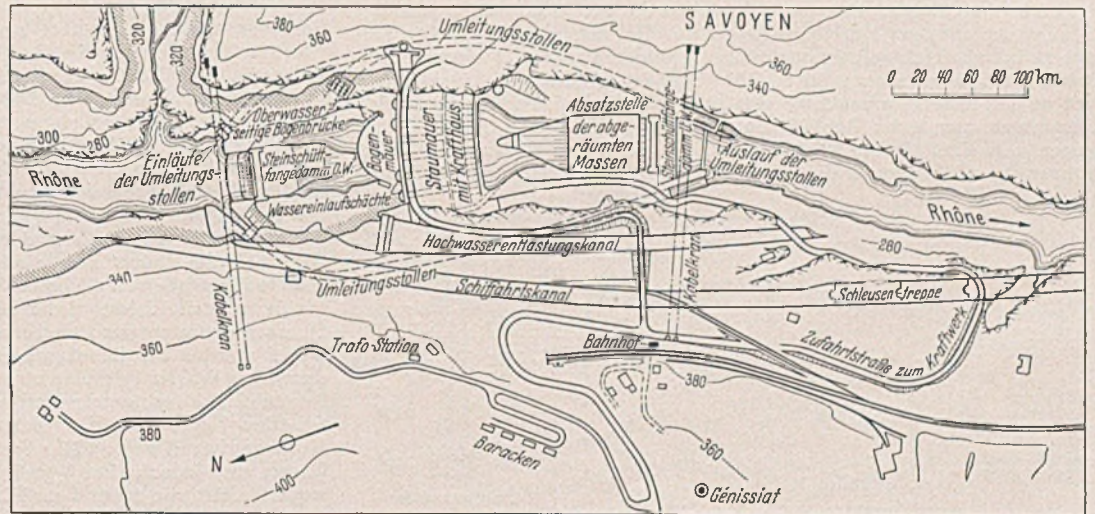


Abb. 5. Lageplan der Baustelle.



Abb. 3. Ansicht der Baustelle zur Zeit des Abtrags der Anschwemmungen.

wasser auf Ordinate 263,25 und deren Sohle am Unterwasserauslauf auf Ordinate 259 liegt. Somit beträgt die höchste Fließgeschwindigkeit 10 m/s , was einer Leistung von fast $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ je Stollen entspricht. Um eine Beschädigung der Stollen durch das Fließen des Wassers und das mitgeführte Geröll zu verhindern und um andererseits die Reibungsverluste niedrig zu halten, wurden die Stollen mit einer mindestens 40 cm starken Betonschicht ausgekleidet. Der Durchstich des Flusses, der die Baugrube für die Staumauer und das Kraftwerk trockenlegen sollte, erfolgte zwischen zwei Fangedämmen, von denen der Unterwasserfangedamm zuerst ausgeführt wurde. Die benötigten Steine gewann man aus einem in der Nähe angelegten Steinbruch. Die Steine wurden 10–400 kg schwer eingebaut. Es stellte sich jedoch heraus, daß der Damm, noch bevor er 9 m hoch war, ins Rutschen kam. Um dieser Schwierigkeit zu begegnen, verwandte man 2 m lange aus 70 mm Winkelisen gebildete stützenähnliche Konstruktionen, die, in das Flußwasser gesteckt, Wirbel bildeten und dadurch den Zusammenhalt der Steine ermöglichten. Bei ausreichender Verwendung dieser durch Seile im Oberwasser verankerten Stahlkörper war es möglich, die Dammneigung an der Unterwasserseite von 4% auf 15 oder 20% zu vergrößern, was die Begrenzung des Dammfußes auf 60 m erlaubte. Insgesamt wurden für den Unterwasserfangedamm $12\,000 \text{ m}^3$ und für den Oberwasserfangedamm 3000 m^3 Gestein verwendet. Später hat man den Oberwasserfangedamm beträchtlich erhöht und seine Böschungen mit einer Schutzverblendung versehen, die die Erosion einer eventuellen Hochwasserflut verhindern soll. Nach der Vollendung der Fangedämme leistet der Fluß 460 m^3 ,

von denen 445 m³ von den Umleitungen aufgenommen werden und etwa 15 m³ durch Versickerung verloren gehen. Um den Sickerverlust durch die Dämme möglichst herabzusetzen, entschloß man sich, von den beiden Hilfsbrücken aus zwei Bohlenwände zu rammen. Diese Bohlen konnten in dem Teil, in dem die Mächtigkeit der Anschwemmungen am größten war und fast 30 m betrug, nicht bis zum Fels geführt werden. Man vervollständigte daher die Undurchlässigkeit durch Einspritzungen von kieselsaurer Soda zwischen zwei Tonerdeschutzwänden.

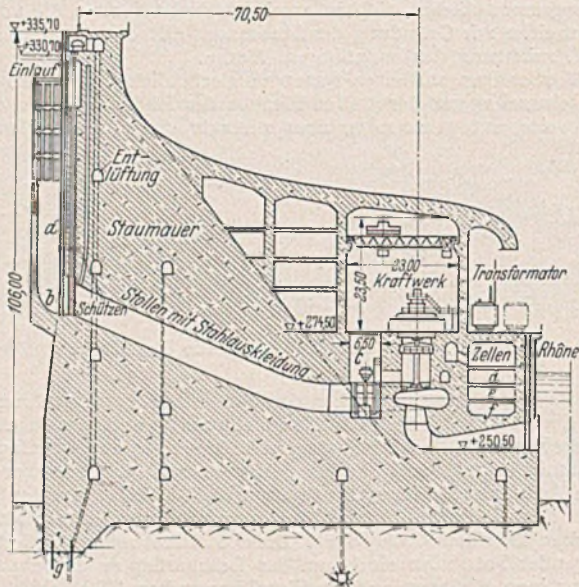


Abb. 6. Querschnitt durch Staumauer und Kraftwerk.

Die endgültigen Bauwerke bestehen in der Hauptsache aus der Staumauer mit dem Krafthaus und den Ableitungsbauwerken. Die Talsperre ist als leichtgekrümmte Schwergewichtsmauer mit einem Halbmesser von 500 m, einer größten Höhe über der Gründungssohle von etwa 106 m und einer Kronenlänge von rund 200 m geplant. Sie setzt sich zusammen aus sechs Baublöcken von 20–25 m Breite, jeder durchzogen von einer Stahlrohrleitung mit 5,75 m Durchmesser für die Zuführung des Wassers in die Turbinen (Abb. 5 und 6). Das Krafthaus

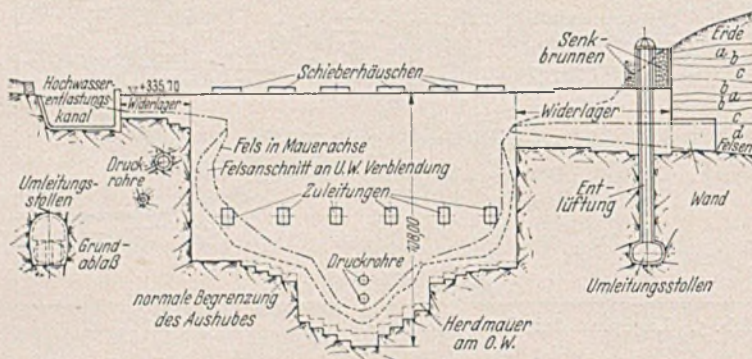


Abb. 7. Längsschnitt durch die Staumauer.

schließt sich unmittelbar an die Staumauer an und bildet mit ihr ein zusammenhängendes Ganzes. Der Ausbau des Kraftwerkes ist in drei Abschnitten vorgesehen, 4 Maschinensätze zu je 65 000 kW, 2 Maschinensätze zu je 65 000 oder 85 000 kW und schließlich die Auswechslung der ersten Gruppen nach Amortisation der Anlage in solche von je 85 000 kW. Somit wird die Gesamtleistungsfähigkeit 500 000 kWh betragen. Schon die jährliche Energieerzeugung der vier Maschinensätze des ersten Abschnittes wird 1,5 Milliarden kW erreichen und damit die Leistungsfähigkeit sämtlicher augenblicklich in Europa bestehenden Kraftwerke übersteigen. Die 15/220 kV Transformatoren sind direkt mit den Umformern gekuppelt; die 220 V-Leitungen werden waagrecht das Kraftwerk verlassen, dann aber sofort zur Verteilerstation geführt, die auf dem steilen Felsen des rechtsseitigen Ufers erbaut wird.

Für die Ableitung des Hochwassers sind drei Möglichkeiten vorgesehen (Abb 7):

1. Ein in Höhe des normalen Stauspiegels am rechten Ufer befindlicher offener Hochwasser-Entlastungskanal, verschlossen durch einen Betonstöpsel von 41 m Breite und 6 m Höhe.
2. Ein Entlastungskanal, der den unteren Teil des Umleitungsstollens am linken Ufer benutzt und mit vier Schiebern von 3 m Breite und 8 m Höhe versehen ist.
3. Ein Grundablaß, der durch Schieber, die in den Umleitungsstollen des rechten Ufers eingebaut sind, reguliert werden kann. Diess

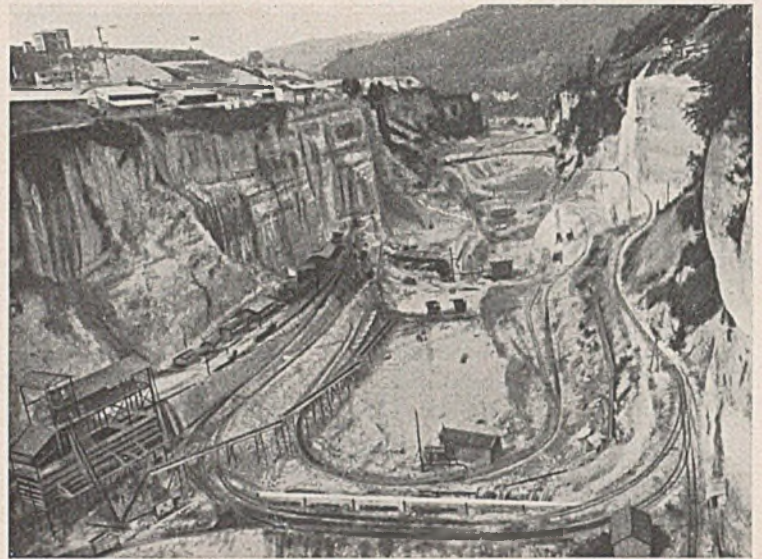


Abb. 8. Gesamtansicht der Baugrube, aufgenommen am 10. September 1941 von der in Abb. 1 erkennbaren Hilfsbrücke gegen das Oberwasser.

Schieber weisen besonders große Abmessungen auf und sind von Chenille-Typ ähnlich wie die Grundschieber der Boulder-Talsperre am Colorado. Die Kräfte werden auf eine größere Anzahl Rollen kleineren Durchmessers übertragen. Dabei entfallen von den auf den Schieber wirkenden Kräften von 70 000 t bis zu 60 t auf eine Rolle. Zur Herstellung dieser Rollen hat man einen rostfreien Sonderstahl mit hohem Chromgehalt gewählt und ihn einer geeigneten Wärmebehandlung unterworfen. Durch Druckversuche hat man festgestellt, daß die Festigkeit der Rollen einer vierfachen Sicherheit genügt.

Nach der Einstellung der Feindseligkeiten hat die „Compagnie Nationale du Rhône“ die Arbeiten wieder aufgenommen und besonders auf die Baugrube von Génissiat konzentriert. Um das natürliche Hindernis der Überschwemmung der Baugrube von Génissiat im Juni 1940 angeordnet. Dabei wurden die Schutzmauern, die nicht als Wehre gebaut waren, durch das Wasser teilweise zerstört und in der Baugrube der Staumauer beträchtliche Verheerungen angerichtet (Abb. 8). Die Ausbesserung dieser Schäden hat ungefähr 6 Monate in Anspruch genommen und einen Kostenaufwand von 25 Mio Francs verursacht. Nach Ansicht des Verfassers wird jedoch diese Verzögerung auf die Indienststellung des Kraftwerkes nicht von so großem Einfluß sein wie andere Umstände, besonders die Materialversorgung, die ungefähr eine Verzögerung von einem Jahr mit sich bringen wird.

Die Gesamtplanung des Rhône-Ausbau von der Schweizer Grenze bis Valabrègues (5 km oberhalb von Tarascon) gehört mit zu den größten Europas. Auf dieser Strecke beabsichtigt die Rhône-Gesellschaft den Bau von 20 Kraftwerken, 7 oberhalb und 13 unterhalb Lyon. Die Reihenfolge der Ausführung hängt von dem Herstellungspreis der verschiedenen Kraftwerke, ihren Akkumulationsmöglichkeiten, der geographischen Lage der Verbraucherstädte und ferner von der Schifffahrt ab. Dieser Ausbau stellt ungefähr 89% des gesamten Brutto-Gefälles von 338 m zwischen der Schweizer Grenze und dem Meer dar und entspricht einer jährlichen Gesamtversorgung von ungefähr 9 Milliarden kWh. Der erste Abschnitt der geplanten Arbeiten erstreckt sich im wesentlichen hinsichtlich der Energieerzeugung auf die Versorgung Génissiat mit Elektrizität und auf den Bau von Hochspannungsleitungen für den Transport der Energie nach Paris und Arles, hinsichtlich der Schifffahrt auf den Bau des Hafens und des Verbindungskanals von Lyon und auf den teilweisen Ausbau der Rhône unterhalb Lyon und schließlich hinsichtlich der Bewässerung auf die Verwirklichung eines Teils des Bewässerungsprogrammes für das Rhonetal. (Nach Le Génie Civil 68 (1941) S. 233.)

Dr.-Ing. Kurt Hirschfeld, Berlin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Rechtsprechung.

Ist eine in einer Straße verlegte Kanalisationsanlage noch nicht betriebsfähig, so kann die Gemeinde noch keine Erstattung der entstandenen Kosten von den Eigentümern verlangen.

J. hatte als Eigentümer eines Grundstücks in der Löbauer Straße in A. in den zwanziger Jahren durch Magistratsbeschluß die Genehmigung zur Errichtung eines Wohnhauses unter der Bedingung erhalten, daß die Anliegerbeiträge, welche vom Stadtbauamt auf RM 391,50 bemessen wurden, durch Eintragung einer Sicherungshypothek von RM 400 sichergestellt werden. Im Einverständnis mit den städtischen Behörden hatte J. alsdann ein Sparkassenbuch über RM 391,50 hinterlegt. Bis zum Jahre 1937 war noch kein Ausbau der Löbauer Straße erfolgt. Als die Stadt A. nun im Jahre 1938 in der Straßburger Straße eine Regenwasserleitung mit einer Abzweigung in die Löbauer Straße anlegte, wurde J. zur Zahlung eines Kostenbeitrages von RM 325 aufgefordert. J. erhob gegen diese Veranlagung Einspruch und wies darauf hin, daß von seinem Grundstück kein Regenwasser in den Kanal fließe. Der Oberbürgermeister wies aber den Einspruch ab, da J. nach den ortstatutarischen Vorschriften zur Erstattung der durch den Regenwasserkanal entstandenen Kosten verpflichtet sei; der fällige Betrag sei inzwischen von dem hinterlegten Sparkassenbuch entnommen worden. Nach Zulassung des Verwaltungsstreitverfahrens hatte J. den Klageweg beschritten und wiederholt, daß er an der Regenwasserkanalisation kein Interesse habe. Der Oberbürgermeister entgegnete, die Entwässerungsanlage sei zugleich für die Straßburger und Löbauer Straße ausgebaut worden. Die Löbauer Straße habe aus finanziellen Gründen noch nicht weiter ausgebaut werden können, erst mit ihrer Befestigung können die Regenwassereinflüsse eingebaut werden. Das Bezirksverwaltungsgericht gelangte aber zur Freistellung des klagenden Eigentümers von den geforderten Kosten und betonte, J. habe sich nach der ihm früher zugegangenen Mitteilung darauf verlassen dürfen, daß die Gesamtforderung an Ausbaukosten den seinerzeit hinterlegten Betrag nicht übersteige. Eine Heranziehung entfalle aber auch aus dem Grunde, weil die Entwässerungsanlage in der Löbauer Straße noch nicht fertiggestellt und eine Entwässerung noch nicht möglich sei. Gegen dieses Urteil legte der Oberbürgermeister Revision beim Reichsverwaltungsgericht ein und erklärte, aus der Mitteilung des Magistrats von 1926 könne eine Begrenzung der Verpflichtung zur Zahlung von Ausbaukosten nicht entnommen werden; J. habe sich nicht im Zweifel darüber befinden können, daß die seinerzeitige Berechnung lediglich eine überschlägliche Schätzung darstellte. Das Reichsverwaltungsgericht wies aber die Revision des Oberbürgermeisters mit der Maßgabe zurück, daß der ergangene Heranziehungsbescheid außer Kraft gesetzt wird, indem es davon ausging, daß eine Heranziehung des klagenden Eigentümers hinsichtlich der Kosten der Kanalisation nicht erfolgen können, solange diese noch nicht betriebsfertig gewesen sei. (Aktenzeichen: VIII. C. 23. 41. — 9. 6. 42).

M e l d n e r, Berlin-Lichtenberg.

Rechtsprechung.

Wann kann ein Handwerksmeister für die Folgen eines nach der Tätigkeit seiner Lehrlinge an der Arbeitsstelle ausgebrochenen Brandes nicht haftbar gemacht werden?

Bei dem Gastwirt N. war im Winter 1939/40 die Wasserleitung zugefroren. Als er den Klempnermeister K. mit der Behebung des Schadens beauftragte, schickte dieser zwei Lehrlinge, welche nach dem Wegwischen von vorhandenen Sägespänen mit der Lötlampe arbeiteten, dabei aber so unvorsichtig hantierten, daß die Sägespäne in Brand gerieten. Obwohl es ihnen gelang, das Feuer zu löschen, wurde der Brand nach ihrem Weggang von neuem angefach, wobei erheblicher Schaden entstand. Nachdem die Versicherungsgesellschaft, bei welcher der Gastwirt N. eine Feuerversicherung abgeschlossen hatte, eine Entschädigung von über RM 21 000 zur Auszahlung gebracht hatte, forderte sie von dem Klempnermeister K. Erstattung dieses Betrages, da die Lehrlinge den Brand schuldhaft verursacht hätten und von ihm nicht gehörig überwacht worden seien. K. beantragte Abweisung der erhobenen Klage und erklärte, er habe den Lehrlingen am fraglichen Tage andere Arbeiten übertragen, sie seien von seiner Angestellten nicht mit seinem Willen zu dem Gastwirt geschickt worden; dieser hätte ihn wegen anderer Arbeiten in Anspruch genommen und die Lehrlinge gedrängt, auch die Wasserleitung aufzutauen. Das Landgericht gelangte zur Abweisung der Klage der Versicherungsgesellschaft und nahm an, es sei nicht erwiesen, daß der Brand seine Ursache in den Arbeiten der Lehrlinge habe. Das Oberlandesgericht in Königsberg kam zu dem gleichen Ergebnis, führte aber, abweichend von der Vorinstanz, u. a. aus, es müsse davon ausgegangen werden, daß die Arbeiten der Lehrlinge die Ursache für

den Brand bilden. Wenn sich die Entstehung des Brandes auch nicht mit Sicherheit nachweisen lasse, so müsse doch damit gerechnet werden, daß die Lehrlinge das bei ihrer Arbeit entstandene Feuer nicht völlig gelöscht haben und daß vielleicht glimmende Sägespäne liegen geblieben seien, welche den späteren Brand verursacht haben. Wenn die Lehrlinge bei der Durchführung ihrer Arbeiten mit der Lötlampe auch nicht besonders vorsichtig vorgegangen seien, so könne ihnen doch ein schuldhaftes Verhalten nicht zur Last gelegt werden, den ersten Brand haben sie in einer Weise bekämpft, daß sie ohne Bedenken der Ansicht sein konnten, daß keine Brandgefahr mehr bestehe. Wenn sie keine weitergehenden Maßnahmen ergriffen haben, so könne ihnen dies unter den obwaltenden Umständen nicht als Verschulden angerechnet werden; eine Außerachtlassung der im Verkehr erforderlichen Sorgfalt könne ihnen nicht vorgeworfen werden, da sie nicht damit rechnen können, daß einige Stunden später wieder ein Brand entstehen würde. Es sei auch nicht erwiesen, daß dem Klempnermeister selbst eine Schuld beizumessen sei. (Aktenzeichen: 2. U. 54. 41. — 27. 1. 42.)

H. M e l d n e r (Berlin).

Die Biegung quadratischer Einzelfundamente.

Im „Bauingenieur“ 23 (1942) S. 189 erbringt Dr.-Ing. G r o t k a m p den für die Praxis wichtigen Nachweis, daß die vielfach übliche Art der Berechnung und der Bewehrung von Einzelfundamenten aus Stahlbeton zu ungenügenden Abmessungen und zu falscher Verteilung der Bewehrung führt und macht Vorschläge für die Berechnung und Bemessung.

Zu einem hiermit gut übereinstimmenden Ergebnis gelangt man, wenn man, wie der Unterzeichnete dies seit Jahren seinen Hörern empfiehlt und auch vor längerer Zeit dem Deutschen Ausschuß für Stahlbeton vorgeschlagen hat, die Stützenfundamente als Pilzdecken nach dem Näherungsverfahren der Deutschen Bestimmungen 1932 für Stahlbeton (DIN 1045) § 26,3 berechnet. In der untenstehenden Abbildung ist die Ermittlung und die Verteilung des Biegemoments für die in der X-Richtung liegende Bewehrung angedeutet.

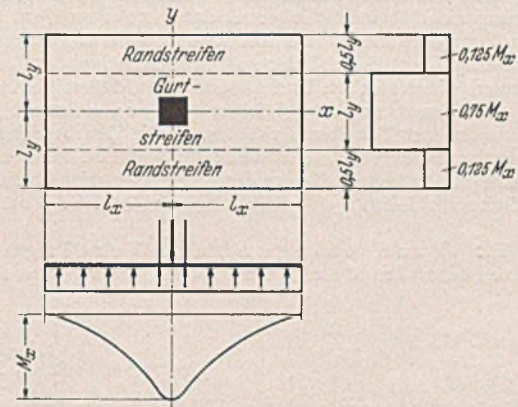


Abb. 1. Verteilung des Biegemoments in der X-Richtung bei annähernd quadratischen Stützenfundamenten.

Auf die beiderseitigen $0,5 l_y$ breiten Rand- (= Feld-)Streifen entfallen je 12,5% des Moments und bei unveränderlicher Plattendicke auch ebensoviel von der gesamten in der betrachteten Richtung liegenden Bewehrung. Dr.-Ing. G r o t k a m p schlägt eine Bewehrung der beiden äußersten Streifen, die bei ihm je $\frac{1}{7}$ ($2 l_y$) = $0,286 l_y$ breit sind, mit 5 und 10% vor. Auf einen $0,5 l_y$ breiten Streifen kommen dann:

$$5 + 10 \cdot \frac{0,5 - 0,286}{0,286} = 12,5\%$$

in Übereinstimmung mit dem hier gemachten Vorschlag.

Besonders zu beachten ist, daß nach den Untersuchungen von Grotkamp dieselbe Verteilung der Bewehrung auch für nach außen dünner werdende Platten gilt.

Um den entwerfenden Ingenieur nicht mit der Vorschrift einer neuen Berechnungsart für die hier behandelten Tragteile zu belasten, wird es sich empfehlen, im § 26 der Stahlbetonbestimmungen darauf hinzuweisen, daß das angegebene Berechnungsverfahren auch auf rechteckige Fundamentplatten unter Einzelstützen anzuwenden ist.

G a e d e, Hannover.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Graf, O. und F. Kaufmann: Versuche über das Verdichten von Beton durch Innenrüttler und über die Eigenschaften des gerüttelten Betons. Heft 96 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Mit 134 Abb. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1941. VIII, 98 S. Gr. 8°. Preis br. RM 15,60.

Als in den Jahren 1935/36 durch Versuche und im Baubetrieb festgestellt wurde, daß die Verdichtung des Betons durch Rütteln zu einer wesentlichen Verbesserung führen kann, wurde ein großes Versuchsprogramm erforderlich, um diese Frage für die Praxis ausführungsreif zu machen. Das Rütteln erfolgt in der Weise, daß der Rüttelkolben in den Beton eingetaucht wird und dabei durch die Drehung einer exzentrisch im Kolben gedrehten Masse die Schwingungen des Kolbens auf den Beton übertragen werden. Es sind bereits jetzt eine größere Anzahl hierzu entwickelter Geräte verfügbar, die bei den Versuchen Verwendung fanden. Allgemein zeigte sich die Brauchbarkeit des Verfahrens. Der Beton darf jedoch für das Rüttelverfahren weder zu steif sein, da sich sonst beim Herausziehen des Rüttlers die Tauchstellen nicht mehr schließen, noch darf er zu weich sein, weil sonst Schäden am Beton durch Entmischen und starke Absonderung von Betonschlempe eintreten.

Dr.-Ing. Grüning, Berlin.

Lassanske, K.: Anweisung für die Bemessung von Plattenbrücken von 2,00 bis 10,00 m Lichtweite (AP). Band 8 der Schriftenreihe Zu-Gleich. Herausgegeben im Auftrag des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft. Berlin: Otto Elsner Verlagsgesellschaft 1941. 76 S. Preis kart. RM 5,60.

Die AP gelten für Plattenbrücken von 2,00 m bis 10,00 m Spannweite, während die Herausgabe von Anweisungen für die Bemessung von Bogenbrücken und Stützmauern (ABS) in Kürze zu erwarten ist. Die AP enthalten neben ausführlichen Vorbemerkungen eine große Zahl von Bemessungstabellen für Straßen- und Eisenbahnbrücken von 2 bis 10 m Spannweite über eine und über 2 Öffnungen mit den dazugehörigen Maßen der Bewehrungszeichnungen. An Hand dieser Tabellen kann ein Stahlbetontechniker eine Ausführungszeichnung anfertigen, ohne daß hierzu eine neue statische Berechnung erforderlich wird. Einteilung und Gliederung sind übersichtlich und daher zu begrüßen. Die Aufstellung von Tabellenwerken wird immer dort ihre Begrenzung finden müssen, wo infolge der Vielzahl der zu berücksichtigenden Variationen das Tabellenwerk einen solchen Umfang annimmt, daß seine Aufstellung, Verbreitung und Benutzung den gleichen Aufwand erfordert, der sonst ohne Zuhilfenahme des Tabellenwerkes durch die Bearbeitung der Einzelaufgaben erforderlich wird. Das vorliegende Werk kann für sich in Anspruch nehmen, daß es in diesem Sinne auf der wirtschaftlich nutzbringenden Seite verbleibt.

Dr.-Ing. G. Grüning.

Deubel, E.: Veranschlagung und Verdingung von Bauarbeiten in der Landeskulturverwaltung.

3. Aufl. Vollst. Neubearb. v. Ketter. Mit 28 Abb. Berlin: Paul Parey 1941. 227 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 14,—.

Volkswirtschaftliches Entwerfen und Bauen gehört nicht nur zu den Forderungen der gegenwärtigen Kriegswirtschaft, sondern ist eine der wesentlichsten Voraussetzungen zur sachgemäßen Lösung der uns später gestellten großen Friedensaufgaben. Zu den wichtigsten dieser Forderungen zählt das Einsparen von Baustoffen und Arbeitskräften. Eine der ersten Chancen zu einer Arbeitskräftensparung ist bei der Veranschlagung und Verdingung gegeben, die keine Bauverwaltung, kein Betriebsführer oder Ingenieur aus bloßer Anhänglichkeit am Hergebrachten heute beiseiteschieben wird. Der zweitgenannte Verfasser hat sich mit der Neubearbeitung dieses seit Jahrzehnten in der Preuß. Landeskulturverwaltung eingeführten Buches größte Anerkennung und aufrichtigen Dank all derer erworben, die mit dem landwirtschaftlichen Wege- und Wasserbau im Zuge der Neubildung deutschen Bauerntums, mit der Anlage von Forstwegenetzen oder anderen einfacheren Bauarbeiten zu tun haben. Die Fassung des Buches ist so gehalten, daß auch im baulichen Veranschlagen weniger Geübte sich ohne Mühe in ihm zurechtfinden und Rat holen können. Dadurch, daß an Stelle von Geldpreisen Arbeitszeiten und Baustoffmengen angegeben sind, ist das Buch unabhängig von der Bewegung der Löhne und Baustoffpreise geworden. Es gehört in jede Bücherei eines Technikers, der Bauverwaltungen und der Vertreter von Bauindustrie und Baugewerbe.

Marquardt, Berlin.

Harbert, E.: Vermessungskunde. A. Technischer Teil. II. Reine Höhenmessungen. III. Geländevermessungen. Bd. 2 der Schriften des Fachamtes „Freie Berufe“ in der Deutschen Arbeitsfront. Herausgeber: Fachamtsleiter Prof. Dr. Kurt Strauß. Berlin: Verlag der Deutschen Arbeitsfront G. m. b. H. 1942. 348 S. Gr. Din A 5. Preis geb. RM 7,50.

Das Werk setzt die zusammenfassende Herausgabe der in dem fachlichen Schulungsblatt der D. A. F. „Vermessungs-Ingenieure und -Techniker“ bisher erschienenen Lehrbriefe fort, über deren Ziele bei Besprechung des ersten Bandes im Bauing. 20 (1939) S. 603 berichtet wurde.

Durch die schwierigen Verhältnisse des Krieges bedingt, gelang es zwar nicht, von dem für die Kartenherstellung so bedeutungsvollen Gebiete der Geländevermessungen alle drei Teile: Tachymetrie, Topographie und Photogrammetrie schon herauszubringen, aber dank der allseitigen Unterstützung konnte wenigstens das wichtigste Kapitel über Tachymetrie vollständig vorgelegt werden.

An Hand von zahlreichen Figuren, von Abbildungen und von Nomogrammen sowie von sorgfältig durchgearbeiteten Rechenbeispielen in übersichtlicher Anordnung werden die klassischen Methoden der Vermessungskunde einfach und klar erläutert, so daß das, angesichts der Kriegsverhältnisse, sehr gut ausgestattete Werk ebenso wie sein Vorgänger den Eingang in seinen Fachkreis finden wird.

Brennecke, Berlin.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 38 vom 17. September 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 19 a, Gr. 23/01. B 186 361. Erfinder: Robert Schütz, Leipzig. Anmelder: Bleichert-Transportanlagen G. m. b. H., Berlin. Seilunterstützung für Drahtseilbahnen. 18. II. 39.

Kl. 19 c, Gr. 1. M 144 227. Erfinder: Dipl.-Ing. Hugo Cordes, Hamburg-Altona. Anmelder: Menck & Hambrock G. m. b. H., Hamburg-Altona. Selbstfahrendes Raupenfahrzeug. 13. II. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 72 g, Gr. 7/03. D 81 754. Erfinder: zugleich Anmelder: Rudolf Dietel, Düsseldorf. Gasdichter Verschluss für Öffnungen von Luftschutzräumen. 15. XII. 36.

Kl. 72 g, Gr. 7/03. H 164 908. Erfinder, zugleich Anmelder: Heinrich Habig, Wattenscheid. Auskleidung von Luftdurchführungskanälen in Betonbunkern. 19. III. 41.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 39 vom 24. September 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 19 d, Gr. 6/05. A 91 303. Erfinder, zugleich Anmelder: Ludwig Anton, Oberramstedt b. Darmstadt. Aus einzelnen Teilstücken zusammengesetzte Schwimmbrücke. 30. IV. 40.

Kl. 37 a, Gr. 5. L 103 153. Erfinder: Dipl.-Ing. Oskar v. Bohuszewicz, Düsseldorf. Anmelder: Losenhausenwerk Düsseldorfer Maschinenbau A.-G., Düsseldorf-Grafenberg. Verfahren und Ein-

richtung zum Rütteln dicker und hoher Stahlbetonwände. 1. II. 41.

Kl. 37 b, Gr. 4/01. L 95 622. Erfinder: Kurt Krause, Berlin-Grünwald. Anmelder: Luz-Bau G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg. Räumliche Eisenbewehrung unter Verwendung gitterförmiger Einlagen. 20. IX. 38.

Kl. 37 d, Gr. 6/01. B 188 499. Erfinder, zugleich Anmelder: Fritz Bertram, Dortmund. Aus gepreßtem Kork bestehende Platte für Fußbodenbeläge. 31. VIII. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 37 e, Gr. 13/04. H 164 475. Erfinder, zugleich Anmelder: August Harder, Weißenhorn b. Ulm a. D. Vorrichtung zum Spannen von Drähten an Betonschalungen. 5. II. 41.

Kl. 37 f, Gr. 3/02. M 147 167. Erfinder: Dipl.-Ing. Hans Weiß, Wien. Anmelder: Mannesmann-Stahlblechbau A.-G., Berlin. Viereckiger Behälter aus gekrümmten Blechen. 27. II. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 72 g, Gr. 2/05. B 194 963. Erfinder: Theo Klug, Essen. Anmelder: Bau-Chemie Klug & Co., K.-G., Essen. Tarneinrichtung. 19. VII. 41.

Kl. 72 g, Gr. 2/05. L 91 201. Carl Ludowici Kom.-Ges. a. A., Jockgrim, Rhpf. Dacheindeckung aus mit Rippen versehenen Dachziegeln für Tarnungszwecke. 25. IX. 36.

Kl. 80 b, Gr. 1/07. V 38 425. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Hugo Vierheller, Darmstadt. Verfahren zur Erzielung eines geringen Sedimentvolumens beim Anmachen von Zement mit großem Wasserüberschuß. 17. I. 42.

INHALT: Kritische Betrachtungen zu den deutschen Bestimmungen für Stahlbeton in der Frage der mitwirkenden Plattenbreite bei Einzellasten und der zugehörigen Querbewehrung. Von Professor Dr.-Ing. Franz Dischinger, Berlin. S. 307. — Raumabschließende Stahltragwerke für Flugzeughallen. Von Dipl.-Ing. E. M. Hünnebeck, Hoesel b. Düsseldorf. S. 311. — Die Berechnung des achtstieligen Kaminkühlerunterbaues als räumliches Stabwerk. Von Dr.-Ing. habil. O. Luetkens, Dortmund. S. 317. — Kurze technische Berichte. S. 319. — Der Ausbau der französischen Rhône, insbesondere die Fortschritte der Arbeiten von Génissiat. — Verschiedene Mitteilungen. S. 321. — Rechtsprechung. — Die Biegung quadratischer Einzelfundamente. — Buchbesprechungen. S. 322. — Patentberichte. S. 322.

Dieses Heft enthält keine Literaturschau; die nächste erscheint in Heft 45/46.