

STABILITÄT VERSTEIFTER RECHTECKPLATTEN MIT ANFÄNGLICHER AUSBIEGUNG.

Von Prof. Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Berlin und Dr.-Ing. Rud. Barbré, Dortmund.

1. Allgemeines.

Für die üblichen Untersuchungen über die Stabilität von ebenen Platten gilt als wesentliche Voraussetzung, daß die Platten im unbelasteten Zustand genau eben sind und die Belastungen zentrisch, d. h. in der Plattenmittelebene wirken.

In vielen Fällen ist aber eine gewisse anfängliche Ausbiegung der Platte unvermeidlich. Insbesondere gilt das für Vollwandbalken, deren Stegbleche mit Aussteifungen versehen sind.

Der Fall einer unversteiften Rechteckplatte, die längs der einen Mittellinie in bekannter Weise zur Ausbiegung gezwungen ist, wurde bereits vor einiger Zeit vom erstgenannten Verfasser behandelt¹.

Im folgenden soll der Einfluß einer kleinen anfänglichen Ausbiegung für ein anderes Beispiel, nämlich für die reine Druckbeanspruchung einer Rechteckplatte mit einer mittleren Längssteife untersucht werden².

Die Rechteckplatte mit dem Seitenverhältnis $\alpha = a/b$ sei an allen vier Rändern gelenkig gelagert (Randbedingungen $w = \Delta w = 0$). In Plattenmitte sei eine Längssteife mit dem Querschnitt F und dem Trägheitsmoment I vorhanden, welche die Platte in die Felder I und II unterteilt. An Stelle der Querschnittsfläche bzw. des Trägheitsmomentes der Steife werden nach dem Vorgange von Timoschenko³ die Verhältniszahlen

$$\gamma = \frac{EI}{bD}, \quad \delta = \frac{F}{bt}$$

eingeführt, worin

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$$

die sog. Plattensteifigkeit und t die Plattendicke bedeutet. Die X-Achse des Koordinatensystems liegt in Plattenmitte (Abb. 1),

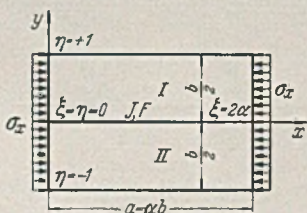


Abb. 1.

fällt also mit der Steife zusammen, der Nullpunkt liegt in dem linken Querrand der Platte. Die Koordinaten eines beliebigen Plattenpunktes werden durch die Verhältniszahlen $\xi = 2x/b$ und $\eta = 2y/b$ angegeben.

An den Querrändern $\xi = 0$ und $\xi = 2\alpha$ wirken die Normalspannungen σ_x (Druckspannungen < 0 gerechnet), die durch die Ver-

hältniszahl

$$\varphi = -\frac{\sigma_x}{\sigma_e}$$

bezeichnet werden.

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 D}{b^2 t}$$

ist die sog. „Eulerspannung“ für die ganze Plattenbreite b .

Die Verhältniszahl φ ist positiv für Druckspannungen.

¹ Schleicher, F.: Stabilität leicht gekrümmter Rechteckplatten. Abh. Internat. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Zürich 1 (1932) S. 433.

² Die Fragestellung verdanken wir Herrn Baurat Hermann, Harburg-Wilhelmsburg.

³ Timoschenko, S.: Über die Stabilität versteifter Platten. Eisenbau 12 (1921) S. 147.

2. Beziehungen zwischen Platte und Steife bei einer anfänglichen Ausbiegung.

Die im spannungslosen Zustand ebene Platte soll eine anfängliche Ausbiegung haben, die längs der Steife sinusförmig angenommen wird.

Wenn Platte und Steife vor ihrem Zusammenbau vollkommen eben bzw. gerade gewesen sind, so kann eine anfängliche Krümmung der versteiften Platte, d. h. nach Aufnieten bzw. Aufschweißen der Steife auf die Platte, nur durch den Niet- bzw. Schweißvorgang entstanden sein. Die „anfängliche Ausbiegung“ muß daher mit einem Selbstspannungszustand zwischen Platte und Steife verbunden sein, den man sich wie folgt entstanden denken kann:

Vor dem Zusammenbau sind Platte und Steife nach Voraussetzung genau eben bzw. gerade. Im Ausgangszustand, d. h., wenn die Steife noch lose auf der Platte aufliegt, werde nun längs der Steife und senkrecht zur Plattenebene eine sinusförmige Schneidenlast

$$p_1(\xi) = p_1 \cdot \sin \nu_1 \xi \quad \text{mit} \quad \nu_1 = \frac{\pi}{2\alpha}$$

aufgebracht, die eine bestimmte Ausbiegung w von Platte und Steife erzeugt.

Im folgenden wird gezeigt, daß diese sinusförmige Belastung der Steife bzw. eine sinusförmige Schneidenlast in der Plattenmittellinie ebenfalls sinusförmige Durchbiegungen der Steife bzw. der Platte erzeugt. Die Belastung $p_1(\xi)$ verteilt sich also dem Biegezugwiderstand entsprechend auf Platte und Steife. Die Biegelinien sind identisch, d. h. Steife und Platte berühren einander auch im ausgebogenen Zustand in sämtlichen Punkten. Auf die Steife entfällt als Anteil der Belastung

$$q_1(\xi) = q_1 \cdot \sin \nu_1 \xi$$

und auf die Platte die Schneidenlast

$$r_1(\xi) = r_1 \cdot \sin \nu_1 \xi,$$

wobei

$$p_1 = q_1 + r_1$$

sein muß.

Für eine sinusförmige Belastung der Steife $q_1(\xi) = q_1 \sin \nu_1 \xi$ ergibt sich aus der Differentialgleichung für die Balkenbiegung

$$(1) \quad EI_1 \frac{d^4 w}{\left(\frac{b}{2}\right)^4 d\xi^4} = q_1 \sin \nu_1 \xi$$

die Durchbiegung der Steife zu

$$(2) \quad w = \left(\frac{b}{2\nu_1}\right)^4 \frac{q_1}{EI_1} \cdot \sin \nu_1 \xi.$$

Eine sinusförmige Belastung mit dem Größtwert q_1 in Steifenmitte erzeugt demnach eine sinusförmige Ausbiegung mit dem Größtwert in Steifenmitte

$$f_1 = \left(\frac{b}{2\nu_1}\right)^4 \frac{q_1}{EI_1}.$$

Hierin bedeutet I_1 das Trägheitsmoment der Steife in bezug auf ihre betreffende Schwerachse, bei zweiteiligen Steifen ist I_1 gleich der Summe der Einzelträgheitsmomente zu setzen. Die Torsionssteifigkeit der Steife wird für unsere Überlegungen vernachlässigt.

Wirkt auf die unversteifte Platte längs der Geraden $\eta = 0$ die sinusförmige Schneidenlast $r_1(\xi)$, so sind bei der Ermittlung der Durchbiegungen die Plattenfelder I und II, längs der Geraden $\eta = 0$ von einander getrennt, zu unterscheiden. Die Durchbiegungen der Felder I und II werden durch die Ansätze

$$(3) \begin{cases} w_I = Y_I \sin v_1 \xi \\ w_{II} = Y_{II} \sin v_1 \xi \end{cases}$$

dargestellt, durch welche Wahl die Randbedingungen ($w = \Delta w = 0$) längs der Plattenquerränder $\xi = 0$ und $\xi = 2\alpha$ von vornherein erfüllt sind. Werden die Ansätze (3) in die Differentialgleichung für die Biegung der Platte ohne stetig verteilte Querbelastung

$$(4) \quad \frac{\partial^4 w}{\partial \xi^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial \xi^2 \partial \eta^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial \eta^4} \equiv \Delta \Delta w = 0$$

eingesetzt, so ergeben sich¹ für die nur von η abhängigen Funktionen Y die Werte

$$(5) \begin{cases} Y_I = (A_I + B_I \eta) \mathcal{C}0 \int v_1 \eta + (C_I + D_I \eta) \mathcal{S}in v_1 \eta \\ Y_{II} = (A_{II} + B_{II} \eta) \mathcal{C}0 \int v_1 \eta + (C_{II} + D_{II} \eta) \mathcal{S}in v_1 \eta. \end{cases}$$

Aus Symmetriegründen ist für den obigen Belastungsfall ohne weiteres ersichtlich, daß

$$(6) \begin{cases} A_{II} = +A_I, & C_{II} = -C_I \\ B_{II} = -B_I, & D_{II} = +D_I \end{cases}$$

sein muß. Die Randbedingungen $w_I = 0$ und $\Delta w_I = 0$ für $\eta = 1$ verlangen weiter, daß

$$(7) \begin{cases} (A_I + B_I) \mathcal{C}0 \int v_1 + (C_I + D_I) \mathcal{S}in v_1 = 0 \\ (A_I v_1^2 + B_I v_1^2) \mathcal{C}0 \int v_1 + 2 B_I v_1 \mathcal{S}in v_1 \\ \quad + (C_I v_1^2 + D_I v_1^2) \mathcal{S}in v_1 + 2 D_I v_1 \mathcal{C}0 \int v_1 = 0 \end{cases}$$

sein muß. An der Steife ($\eta = 0$) ist ferner die Differenz der Auflagerkräfte der beiden Plattenhälften gleich der Schneidenlast

$$r_1(\xi) = r_1 \cdot \sin v_1 \xi$$

zu setzen, d. h. es gilt

$$(8) \quad \left. \begin{aligned} r_1 \cdot \sin v_1 \xi = + \frac{8D}{b^3} \left\{ \frac{\partial^3 w_I}{\partial \eta^3} + (2 - \mu) \frac{\partial^3 w_I}{\partial \xi^2 \partial \eta} - \frac{\partial^3 w_{II}}{\partial \eta^3} \right. \\ \left. - (2 - \mu) \frac{\partial^3 w_{II}}{\partial \xi^2 \partial \eta} \right\}. \end{aligned} \right\}$$

Da mit Rücksicht auf die Stetigkeit längs der Steife

$$\frac{\partial w_I}{\partial \eta} = \frac{\partial w_{II}}{\partial \eta} \quad \text{und} \quad \frac{\partial^2 w_I}{\partial \xi^2} = \frac{\partial^2 w_{II}}{\partial \xi^2}$$

sein muß, geht Gl. (8) in

$$(9) \quad r_1 \cdot \sin v_1 \xi = + \frac{8D}{b^3} \left\{ \frac{\partial^3 w_I}{\partial \eta^3} - \frac{\partial^3 w_{II}}{\partial \eta^3} \right\}$$

über, so daß ist

$$r_1 = + \frac{8D}{b^3} \left[3 v_1^2 (B_I - B_{II}) + v_1^3 (C_I - C_{II}) \right].$$

Außerdem ist in $\eta = 0$ aus Symmetriegründen

$$(10) \quad \frac{\partial w_I}{\partial \eta} = 0, \text{ d. h. es gilt } B_I + C_I v_1 = 0.$$

Mithin ergeben sich die 8 Integrationskonstanten in den Ansätzen (5) aus den Gl. (6) bis (10) zu

$$\begin{aligned} A_I &= + \frac{b^3}{32 v_1^3 D} \cdot \frac{\mathcal{S}in v_1 \cdot \mathcal{C}0 \int v_1 - v_1}{\mathcal{C}0 \int^2 v_1} r_1 = + A_{II} \\ B_I &= + \frac{b^3}{32 v_1^2 D} \cdot r_1 = -B_{II} \\ C_I &= - \frac{b^3}{32 v_1^3 D} \cdot r_1 = -C_{II} \\ D_I &= - \frac{b^3}{32 v_1^2 D} \cdot r_1 \cdot \mathcal{I}g v_1 = + D_{II}. \end{aligned}$$

Die Durchbiegung an der Steife ist demnach

$$(11) \quad \begin{cases} w = f_1 \cdot \sin v_1 \xi, \text{ mit} \\ f_1 = + \frac{b^3}{32 v_1^3 D} \cdot \frac{\mathcal{S}in v_1 \mathcal{C}0 \int v_1 - v_1}{\mathcal{C}0 \int^2 v_1} \cdot r_1. \end{cases}$$

Wir kehren nunmehr zur Ausgangsbetrachtung zurück. In dem unter der sinusförmigen Gesamtbelastung p_1 sinusförmig ausgebogenen Zustand (Durchbiegung f_1) denken wir uns Steife und Platte miteinander verbunden, z. B. vernietet oder verschweißt.

Die Biegesteifigkeit der Steife steigt dadurch von EI_1 auf den Wert EI_2 . Bei einer symmetrisch angeschlossenen Steife ist diese Biegesteifigkeit von der Platte unabhängig, bei einer einseitigen Steife ist die mitwirkende Plattenbreite entsprechend zu berücksichtigen.

Nunmehr wird die äußere Belastung wieder entfernt, d. h. es wird längs der Steife die äußere Belastung

$$p_2(\xi) = -p_1(\xi)$$

aufgebracht. Dieser entgegengesetzt wirkenden Belastung entspricht eine Durchbiegung $-f_2$, so daß die Gesamtdurchbiegung in der Mitte auf den Wert zurückgeht

$$f_3 = f_1 - f_2.$$

Da die Ausbiegungen mit der Entfernung der äußeren Belastung nicht ganz verschwunden sind, müssen in dem System Selbstspannungen vorhanden sein.

Auf die Steife, von der Platte losgelöst gedacht, wirkt außer dem erwähnten Selbstspannungszustand noch eine sinusförmige Belastung $-r_3$, die von der entlastenden Wirkung der Platte herrührt.

$$(12) \quad r_3(\xi) = \frac{f_3}{f_1} r_1(\xi) = + \frac{32 v_1^3 D}{b^3} \frac{\mathcal{C}0 \int^2 v_1}{\mathcal{S}in v_1 \mathcal{C}0 \int v_1 - v_1} \cdot f_3 \sin v_1 \xi.$$

Den reinen Selbstspannungszustand der Steife erhalten wir demnach, wenn wir auf die Steife noch die Belastung $+r_3$ aufbringen, was ein Anwachsen der Durchbiegung der Steife von f_3 auf den Wert e_0 zur Folge hat. Der Wert e_0 ist unter Beachtung von Gl. (2) und (12)

$$e_0 = f_3 + \frac{b^4}{16 EI_2 v_1^4} \cdot \frac{32 v_1^3 D}{b^3} \cdot \frac{\mathcal{C}0 \int^2 v_1}{\mathcal{S}in v_1 \mathcal{C}0 \int v_1 - v_1} \cdot f_3$$

oder in anderer Form

$$(13) \quad e_0 = f_3 \left\{ 1 + \frac{2}{\gamma v_1} \cdot \frac{\mathcal{C}0 \int^2 v_1}{\mathcal{S}in v_1 \mathcal{C}0 \int v_1 - v_1} \right\}.$$

Zum Schluß dieses Abschnittes sei nochmals darauf hingewiesen, daß dabei $\varphi = 0$ angenommen ist, daß also keine Längsbelastung wirkt.

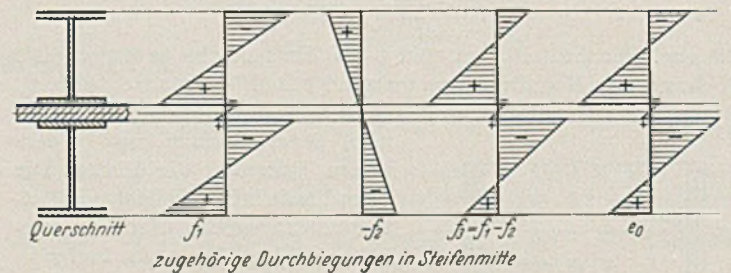


Abb. 2. Biegungsspannungen in der symmetrischen Steife.

Die Biegungsspannungen in der Längssteife sind in Abb. 2 für die oben betrachteten Zustände schematisch dargestellt.

3 Differentialgleichung

Der Zustand mit der Ausbiegung $w_0 = e_0 \sin v_1 \xi$ der Steife ist ein reiner Selbstspannungszustand, bei welchem keine äußeren Belastungen oder Auflagerkräfte auf die Steife wirken. Es sind folglich sowohl Biegemomente wie Querkräfte gleich Null. Bei einer beliebigen Ausbiegung w der Steife ist daher das Biegemoment

$$M = -EI_2 (w'' - w_0').$$

Werden Platte und Steife im ausgebogenen Zustande durch die Druckspannungen in der Längsrichtung

$$\sigma_x = -\varphi \sigma_e$$

beansprucht, so ergibt sich nach Abb. 3 aus der Gleichgewichtsbetrachtung am Steifenelement dx ($S > 0$ bezeichnet Druckspan-

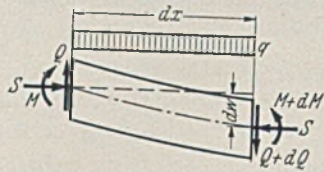


Abb. 3. Innere Kräfte am Steifenlement (symmetrische Steife).

Darin bedeutet

$$S = -\sigma_x F = +\varphi \sigma_e F,$$

wenn angenommen wird, daß die Steife mit dem Querschnitt F mit derselben Druckspannung beansprucht wird, wie die Platte. Die Belastung q ist die von der Platte auf die Steife ausgeübte Querbelastung. Sie wird aus der Differenz der Querkräfte der benachbarten Plattenfelder gefunden, wobei die Durchbiegungen w beider Plattenfelder je der bekannten Differentialgleichung⁴

$$(15) \quad \frac{\partial^4 w}{\partial \xi^4} + 2 \frac{\partial^3 w}{\partial \xi^2 \partial \eta^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial \eta^4} + \frac{\pi^2}{4} \varphi \frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} \equiv \Delta \Delta w + \frac{\pi^2}{4} \varphi \frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} = 0$$

genügen müssen.

Bei der Lösung dieser Differentialgleichung sind im folgenden zwei Fälle zu unterscheiden. Es wird abgekürzt

$$\nu = \frac{m \pi}{2 \alpha}.$$

1. Bereich: $\pi \sqrt{\varphi} < 2 \nu$. In diesem Falle ist die Lösung¹ der Differentialgleichung (15)

$$(16) \quad \begin{cases} w_I = (A_I \sin \alpha_1 \eta + B_I \cos \alpha_1 \eta + C_I \sin \alpha_2 \eta \\ \quad + D_I \cos \alpha_2 \eta) \sin \nu \xi \\ w_{II} = (A_{II} \sin \alpha_1 \eta + B_{II} \cos \alpha_1 \eta + C_{II} \sin \alpha_2 \eta \\ \quad + D_{II} \cos \alpha_2 \eta) \sin \nu \xi \end{cases}$$

mit

$$\alpha_1 = \sqrt{\nu \left(\nu + \frac{\pi}{2} \sqrt{\varphi} \right)}, \quad \alpha_2 = \sqrt{\nu \left(\nu - \frac{\pi}{2} \sqrt{\varphi} \right)}.$$

Die Ermittlung der Querbelastung q ist entsprechend dem Fall $\varphi = 0$ durchzuführen. Auf die Steife wirkt die Schneidenlast

$$(17) \quad q = + \frac{16 D (\alpha_1^2 - \alpha_2^2)}{b^3 \left(\frac{\mathfrak{I} \eta \alpha_1}{\alpha_1} - \frac{\mathfrak{I} \eta \alpha_2}{\alpha_2} \right)} e \sin \nu \xi.$$

Darin bezeichnet e gemäß $w(\xi, 0) \equiv e \sin \nu \xi$ die Amplitude der sinusförmigen Durchbiegungen an der Längssteife.

2. Bereich: $\pi \sqrt{\varphi} > 2 \nu$. Die Lösung der Differentialgleichung (15) ist hierfür

$$(18) \quad \begin{cases} w_I = (A_I \sin \alpha_1 \eta + B_I \cos \alpha_1 \eta + C_I \sin \alpha_2 \eta \\ \quad + D_I \cos \alpha_2 \eta) \sin \nu \xi \\ w_{II} = (A_{II} \sin \alpha_1 \eta + B_{II} \cos \alpha_1 \eta + C_{II} \sin \alpha_2 \eta \\ \quad + D_{II} \cos \alpha_2 \eta) \sin \nu \xi \end{cases}$$

mit

$$\alpha_1 = \sqrt{\nu \left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\varphi} + \nu \right)}, \quad \alpha_2 = \sqrt{\nu \left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\varphi} - \nu \right)}.$$

Die ausgebogene Platte übt auf die Steife eine sinusförmig verteilte Querbelastung q aus, die nachstehend ermittelt wird. Es ist

$$q = - \frac{8 D \left\{ \frac{\partial^3 w_I}{\partial \eta^3} - \frac{\partial^3 w_{II}}{\partial \eta^3} + (2 - \mu) \left[\frac{\partial^3 w_I}{\partial \xi^2 \partial \eta} - \frac{\partial^3 w_{II}}{\partial \xi^2 \partial \eta} \right] \right\}}{b^3}.$$

Da im vorliegenden Fall die Übergangsbedingung

$$\frac{\partial w_{II}}{\partial \eta} = \frac{\partial w_I}{\partial \eta}$$

gilt, heben sich die beiden mit dem Faktor $(2 - \mu)$ belasteten

ungen)

$$\frac{dM}{dx} = S \frac{dw}{dx} + Q, \quad \text{sowie}$$

$$M'' = S \cdot w'' - q$$

und daraus die Differentialgleichung für die Durchbiegungen der Steife

$$(14) \quad EI_2 (w^{IV} - w_0^{IV}) - q + S w'' = 0.$$

Glieder auf⁵, so daß als Belastung der Steife nur verbleibt

$$(19) \quad q = - \frac{8 D \left\{ \frac{\partial^3 w_I}{\partial \eta^3} - \frac{\partial^3 w_{II}}{\partial \eta^3} \right\}}{b^3}.$$

Setzt man darin die Lösungen Gl. (18) für w_I bzw. w_{II} ein, so erhält man für $\eta = 0$

$$(19a) \quad q = - \frac{8 D \left\{ \alpha_1^3 (A_I - A_{II}) - \alpha_2^3 (C_I - C_{II}) \right\}}{b^3} \sin \nu \xi.$$

An der Steife $\eta = 0$ gelten die drei Übergangsbedingungen zwischen den beiden Plattenfeldern I und II

$$\begin{aligned} w_{II} &= w_I, \\ \frac{\partial w_{II}}{\partial \eta} &= \frac{\partial w_I}{\partial \eta}, \\ \frac{\partial^2 w_{II}}{\partial \eta^2} &= \frac{\partial^2 w_I}{\partial \eta^2}. \end{aligned}$$

Ferner gelten bei gelenkiger Stützung die vier Randbedingungen

$$\begin{aligned} w_I &= 0, & \frac{\partial^2 w_I}{\partial \eta^2} &= 0 & \text{für } \eta = +1 & \text{und} \\ w_{II} &= 0, & \frac{\partial^2 w_{II}}{\partial \eta^2} &= 0 & \text{für } \eta = -1. \end{aligned}$$

Setzt man darin die Lösungsform (18) ein, so erhält man die folgenden sieben Bedingungsbeziehungen zwischen den acht Integrationskonstanten:

$$(20) \quad \begin{cases} B_{II} + D_{II} = B_I + D_I \\ \alpha_1^2 B_{II} - \alpha_2^2 D_{II} = \alpha_1^2 B_I - \alpha_2^2 D_I \\ \alpha_1 A_{II} + \alpha_2 C_{II} = \alpha_1 A_I + \alpha_2 C_I \\ + A_I \sin \alpha_1 + B_I \cos \alpha_1 + C_I \sin \alpha_2 + D_I \cos \alpha_2 = 0 \\ + A_{II} \alpha_1^2 \sin \alpha_1 + B_{II} \alpha_1^2 \cos \alpha_1 - C_{II} \alpha_2^2 \sin \alpha_2 \\ - D_{II} \alpha_2^2 \cos \alpha_2 = 0 \\ - A_{II} \sin \alpha_1 + B_{II} \cos \alpha_1 - C_{II} \sin \alpha_2 + D_{II} \cos \alpha_2 = 0 \\ - A_{II} \alpha_1^2 \sin \alpha_1 + B_{II} \alpha_1^2 \cos \alpha_1 + C_{II} \alpha_2^2 \sin \alpha_2 \\ - D_{II} \alpha_2^2 \cos \alpha_2 = 0 \end{cases}$$

Daraus folgen allgemein die Beziehungen

$$(21) \quad \begin{cases} B_{II} = +B_I \\ D_{II} = +D_I \\ \alpha_2 (C_{II} - C_I) = -\alpha_1 (A_{II} - A_I), \end{cases}$$

ferner durch Elimination von B und D

$$(22) \quad \begin{cases} (A_I + A_{II}) \sin \alpha_1 + (C_I + C_{II}) \sin \alpha_2 = 0 \\ (A_I + A_{II}) \alpha_1^2 \sin \alpha_1 - (C_I + C_{II}) \alpha_2^2 \sin \alpha_2 = 0. \end{cases}$$

Aus obigen Gleichungen können nun z. B. C_I , C_{II} , A_{II} durch A ausgedrückt werden. Aus Gl. (22) folgen durch zulässige Umformung die Beziehungen

$$(22a) \quad \begin{cases} (A_I + A_{II}) \sin \alpha_1 = 0 \\ (C_I + C_{II}) \sin \alpha_2 = 0. \end{cases}$$

Weil aber immer $\sin \alpha_1 > 0$ ist, gilt somit allgemein

$$(23) \quad A_{II} = -A_I.$$

Ist die Voraussetzung $\sin \alpha_2 \neq 0$ erfüllt, so folgt

$$(24) \quad C_{II} = -C_I.$$

Benützt man dazu noch die dritte der Gl. (21), dann ergeben sich unter der Voraussetzung $\sin \alpha_2 \neq 0$ noch die Gleichungen

$$(25) \quad \begin{cases} C_I = -\frac{\alpha_1}{\alpha_2} A_I, \\ C_{II} = +\frac{\alpha_1}{\alpha_2} A_I. \end{cases}$$

Die Querbelastung der Steife wird aus Gl. (19a) durch Einsetzen der dritten Gl. (21) erhalten zu

⁴ Schleicher, F.: Bauing. 15 (1934) S. 505. — Bemerkung: Der Faktor $1/4$ in Gl. (15) folgt für die Bezeichnungen der Abb. 1, wenn δ_e wie vorausgesetzt auf die ganze Plattenbreite bezogen wird. Vgl. hierzu auch Gl. (1) von Barbré: Bauing. 17 (1936) S. 268.

⁵ Der Unterschied in den Vorzeichen von Gl. (9) und (19) beruht darauf, daß mit r_1 [Gl. (9)] die auf die Platte wirkende Belastung, mit q [Gl. (19)] jedoch die von der Platte herrührende auf die Steife wirkende Belastung bezeichnet wird.

$$q = -\frac{8D}{b^3} \kappa_1 (\kappa_1^2 + \kappa_2^2) (A_I - A_{II}) \sin \nu \xi.$$

Wegen $A_{II} = -A_I$ geht diese Gleichung über in

$$(26) \quad q = -\frac{16D}{b^3} \kappa_1 (\kappa_1^2 + \kappa_2^2) A_I \sin \nu \xi.$$

Es sei besonders darauf hingewiesen, daß die Gültigkeit dieses Ausdruckes von der oben für die Berechnung von C_I und C_{II} gemachten Voraussetzung $\sin \kappa_2 \neq 0$ und a, b, h, α, n, g ist.

In ihm soll jetzt anstatt der Integrationskonstanten A_I die größte Durchbiegung c der Steife als Parameter eingeführt werden. Es ist

$$w(\xi, 0) = c \sin \nu \xi, \quad \text{mit} \quad c = B_I + D_I.$$

Für diesen Zweck sollen zunächst B_I und D_I ebenfalls durch A_I ausgedrückt werden. Aus der vierten und fünften der Gleichungen (20) folgt allgemeingültig

$$(27) \quad \begin{cases} A_I \sin \kappa_1 + B_I \cos \kappa_1 = 0 \\ C_I \sin \kappa_2 + D_I \cos \kappa_2 = 0 \end{cases}$$

und unter der Voraussetzung $\sin \kappa_2 \neq 0$ nach Einsetzen von Gl. (25)

$$(28) \quad \begin{cases} B_I \cos \kappa_1 = -A_I \sin \kappa_1 \\ D_I \cos \kappa_2 = +A_I \frac{\kappa_1}{\kappa_2} \sin \kappa_2. \end{cases}$$

Ein bestimmter endlicher Wert von D_I kann danach nur angegeben werden, wenn außerdem noch $\cos \kappa_2 \neq 0$ ist. Fassen wir beide Voraussetzungen zu

$$2 \sin \kappa_2 \cos \kappa_2 = \sin 2 \kappa_2 \neq 0$$

zusammen, so ist die größte Durchbiegung der Steife dafür

$$(29) \quad c = -A_I \left\{ \frac{\sin \kappa_1}{\kappa_1} - \frac{\kappa_1}{\kappa_2} \operatorname{tg} \kappa_2 \right\}$$

und die Querbelastung der Steife

$$(30) \quad q = +\frac{16D}{b^3} \cdot \frac{\kappa_1^2 + \kappa_2^2}{\frac{\sin \kappa_1}{\kappa_1} - \frac{\kappa_1}{\kappa_2} \operatorname{tg} \kappa_2} \cdot c \sin \nu \xi.$$

4. Voraussetzungen.

Vorstehende Gleichung für q gilt bei allmählich von dem Anfangszustand $\varphi = 0$ aus ansteigenden Druckspannungen $\sigma_x = -\varphi \sigma_e$ bestimmt solange, als die Bedingung $\sin 2 \kappa_2 \neq 0$ erfüllt ist. Frühestens mit dem kleinsten Wert $\varphi = k$, der der Gleichung $\sin 2 \kappa_2 = 0$ genügt, könnte sie unbrauchbar werden.

Wir betrachten zunächst die zuletzt ausgesprochene Voraussetzung

$$\cos \kappa_2 \neq 0.$$

Sei $\cos \kappa_2 = 0$, dann ist $\sin \kappa_2 = \pm 1$, d. h. die zuerst gemachte Annahme ist bestimmt zutreffend. Es gelten somit auch die beiden Gl. (27), in denen nur die letzten Glieder wegfallen, da ja D_I von endlicher Größe sein muß. Die beiden Gleichungen können dann aber nur erfüllt werden, wenn $A_I = B_I = 0$ ist, weil die Koeffizientendeterminante einen von Null verschiedenen Wert hat. Es folgt weiter auch $C_I = 0$, so daß von dem Ansatz Gl. (18) nur verbleibt

$$w_I = D_I \cos \kappa_2 \eta \cdot \sin \nu \xi = w_{II}.$$

Die Ausbiegung der Platte ist also von einfacher Sinusform. Die Gleichung

$$(31) \quad \cos \kappa_2 = 0$$

ist aber, wie man leicht erkennt, nichts anderes als die Beulbedingung der unversteiften Platte. Die Wurzeln der Beulbedingung $\cos \kappa_2 = 0$, nämlich

$$\kappa_2 \equiv \sqrt{\nu \left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\varphi} - \nu \right)} = \frac{n\pi}{2},$$

mit $n = 1, 3, 5 \dots$ Halbwellen auf die ganze Plattenbreite, entsprechen dem Fall der Beulung ohne Knotenlinie an der mittleren Längssteife. Der zugehörige kleinste Beulwert tritt

für $n = 1$ ein. Wenn $m = 1, 2, 3 \dots$ die Zahl der Beulen in der Längsrichtung der Platte bedeutet, also

$$\nu = \frac{m\pi}{2\alpha}$$

ist, wird der Beulwert

$$(32) \quad k = 4 \left(\frac{m}{2\alpha} + \left(\frac{1}{2} \right)^2 \frac{2\alpha}{m} \right)^2.$$

Der Kleinstwert $k = 4$ tritt hier (vgl. Abb. 1) bei längeren Platten ein, wenn $m = \alpha$ wird⁶.

Die unversteifte Platte läßt sich unter dieser kritischen Belastung ohne Widerstand ausbiegen, da sie sich im indifferenten Gleichgewicht befindet. Betrachtet man den Ausdruck für die Querbelastung der Steife, z. B. Gl. (26) oder (30), so erkennt man, daß dafür $q = 0$ wird, unabhängig von den Integrationskonstanten $D_I = D_{II}$. Die Größe von $D_I = D_{II}$ ergibt sich aus dem Zusammenhang von Platte und Steife. Mit der verschwindenden Querbelastung $q = 0$ verträgt sich nämlich für die zugehörige Druckkraft φ nur ein einziger Gleichgewichtszustand c_1 der Steife (Ausnahme, daß die — in diesem Falle ungenügend versteifte — Platte zufällig unter der gleichen Belastung φ ausbeult).

Die zugehörige, ebenfalls sinusförmige Ausbiegung ergibt sich ohne weiteres aus der Differentialgleichung (14) für die Biegung der Steife, wenn man darin die Querbelastung $q = 0$ setzt. Die im 5. Abschnitt hergeleiteten Beziehungen für den betreffenden Größtwert c_1 der Ausbiegung in Plattenmitte sind auch für diesen Fall ohne Änderung gültig. Z. B. in Gl. (38) verschwindet dabei entsprechend $\cos \kappa_2 = 0$ lediglich das dritte Glied im Nenner des Ausdruckes für c_1 . Daraus folgt aber, daß auch die letzte der Integrationskonstanten einen ganz bestimmten Wert hat, nämlich $D_I = D_{II} = c_1$: Die Zuordnung von Belastung und Gleichgewichtslage ist auch hier noch eindeutig.

Die Voraussetzung $\cos \kappa_2 = 0$ bedeutet somit keine Einschränkung des Gültigkeitsbereiches unserer Gl. (30) für q . Unter der Belastung $\varphi = k$ nach Gl. (32) tritt nur ein Vorzeichenwechsel der Querbelastung q der Steife ein, die Differentialgleichung (14) für die Durchbiegung der Steife und die Schlußfolgerungen daraus bleiben ohne Änderung gültig.

Bei wachsender Belastung φ ist somit bei dem kritischen Wert k der unversteiften Platte [nach Gl. (32)] kein besonderes Verhalten des elastischen Systems zu erwarten.

Bei der weiteren Laststeigerung über die Größe k nach Gl. (32) hinaus kann der zuerst ausgeschlossene Wert

$$(33) \quad \sin \kappa_2 = 0$$

von Bedeutung werden.

Man erkennt, daß Gl. (33) nichts anderes ist, als die Stabilitätsbedingung der gleichmäßig gedrückten Rechteckplatte, für die Beulformen mit einer Knotenlinie an der mittleren Längssteife. Ihr genügen die Wurzeln

$$\kappa_2 \equiv \sqrt{\nu \left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\varphi} - \nu \right)} = \frac{n\pi}{2},$$

mit $n = 2, 4, 6 \dots$ Halbwellen auf die ganze Plattenbreite. Ist wieder $m = 1, 2, 3 \dots$ die Zahl der Beulen in der Längsrichtung und $\nu = \frac{m\pi}{2\alpha}$, so erhält man den zugehörigen kleinsten Beulwert mit $n = 2$ zu

$$(34) \quad k = 4 \left(\frac{m}{2\alpha} + \frac{2\alpha}{m} \right)^2.$$

Der Kleinstwert $k = 16$ ergibt sich hier für $m = 2\alpha$ (vgl. Abb. 1).

Erreichen die Druckspannungen den kritischen Wert k nach Gl. (34), so kann eine der Integrationskonstanten C_I oder C_{II} nach Gl. (22a) einen beliebigen endlichen Wert annehmen. Die Differenz $C_{II} - C_I$ hat dagegen nach der dritten der Gl. (21) einen bestimmten Wert. Die Gl. (24) und (25) werden ungültig, an der

⁶ Zur Vermeidung von Mißverständnissen sei hier noch besonders darauf hingewiesen, daß die zugehörige Eulerspannung δ_e auf die ganze Plattenbreite b bezogen ist.

Gleichung für die Querbelastung q ändert sich nichts. Aus der Gl. (27) folgt für $\sin \alpha_2 = 0$ weiter

$$(28a) \quad \begin{cases} B_1 = -A_1 \cdot \mathfrak{I}_\eta \alpha_1 \\ D_1 = 0, \end{cases}$$

d. h. es gilt jetzt

$$(29a) \quad c = -A_1 \mathfrak{I}_\eta \alpha_1.$$

Die Gl. (30) für die Querbelastung q bleibt, abgesehen von $\tan \alpha_2 = 0$, unverändert gültig. Wählt man z. B. C_1 willkürlich, was mit dem Gleichungssystem (20) verträglich ist, dann folgt

$$(25a) \quad C_{II} = C_1 - \frac{2}{\alpha_2} \cdot \frac{c}{\mathfrak{I}_\eta \alpha_1}.$$

Nähert sich φ von unten her dem kritischen Wert $\varphi = k$ nach Gl. (34), so konvergieren alle Größen stetig gegen die oben unter der Annahme von $\sin 2\alpha_2 \neq 0$ berechneten Grenzwerte. Für $\varphi = k$ selbst wird in beiden Feldern I und II je der Durchbiegungsanteil $C_1 \sin \alpha_2 \xi \sin \nu \eta$ unbestimmt.

Eine Verbiegung von der Form $w = C_1 \sin \alpha_2 \xi \cdot \sin \nu \eta$ liefert allerdings aus Symmetriegründen keinen Beitrag zu der Auflagerkraft aus der Längssteife. Die Zuordnung der Durchbiegungen $w(\xi, \eta)$ zu der Größe φ der Plattenbelastung ist aber hier nicht mehr eindeutig. Bei gleicher Größe der Druckspannungen φ und der Steifenbelastung q können sich den bereits vorher vorhandenen Ausbiegungen noch sinusförmige Beulen von willkürlicher Amplitude mit einer Knotenlinie an der Steife überlagern.

Die Beulgrenzen der Platte ohne anfängliche Ausbiegung werden also durch die beschriebene anfängliche Krümmung der versteiften Platte nicht geändert.

Die obigen Überlegungen setzen voraus, daß die Längssteife ausreichend bemessen ist und ein Biegungsbruch der versteiften Platte nicht vor dem Ausbeulen nach Gl. (34) zu fürchten ist. Im anderen Falle wären die Beulgrenzen der unversteiften Platte natürlich gegenstandslos.

5. Steife.

Die Spannungsaufgabe wird nachstehend noch näher untersucht.

Unsere Rechnung ergab für die Querbelastung der Steife durch die ausgebogene Platte den Wert der Gl. (30)

$$(30) \quad q = \frac{16 D (\alpha_1^2 + \alpha_2^2)}{b^3 \left(\frac{\mathfrak{I}_\eta \alpha_1}{\alpha_1} - \frac{\text{tg } \alpha_2}{\alpha_2} \right)} \cdot e \sin \nu \xi,$$

der, wie oben gezeigt wurde, auch für die Wurzeln der Gleichung $\sin 2\alpha_2 = 0$ gilt.

Die Größe der Querbelastung q der Steife ändert sich danach mit den auf die Platte wirkenden Druckspannungen φ , ihre Verteilung längs der Steife entspricht immer genau deren Ausbiegung $\sin \nu \xi$. Die Gl. (30) gilt dabei für beliebige Anzahl der Halbwellen $m = 1, 2, 3 \dots$ in der Längsrichtung der Platte bzw. für alle entsprechenden Werte $\nu = \frac{m\pi}{2\alpha}$.

Ist die Biegungsform der Längssteife aus mehreren Sinuswellen ($m = 1, 2, 3 \dots$) zusammengesetzt, so ist die gesamte von der Platte ausgeübte Querbelastung gleich der Summe der Werte für die betreffenden einzelnen Komponenten.

Die nachfolgenden Betrachtungen beschränken sich der besseren Übersicht wegen und weil dies der praktisch wichtigste Fall ist, auf eine versteifte Platte mit einer anfänglichen Ausbiegung $\sin \nu_1 \xi$, d. h. mit einer einzigen Halbwelle $m = 1$ in der Längsrichtung. Unsere Rechnungen lassen sich jedoch ohne weiteres auch für andere Formen der anfänglichen Ausbiegung erweitern.

Nunmehr soll die Auflösung der Differentialgleichung für die Durchbiegung der Steife vorgenommen werden. Die allgemeine Lösung der Gl. (14) lautet für eine anfängliche Durchbiegung mit nur einer Halbwelle entsprechend dem reinen Selbstspannungszustand $w_0 = e_0 \sin \nu_1 \xi$ der Steife

$$(35) \quad w = e_1 \sin \nu_1 \xi + \sum_m e_m \cdot \sin \nu_m \xi.$$

Das erste Glied ist die Partikularlösung der nichthomogenen Differentialgleichung (14). Die Summe stellt die allgemeine Lösung der homogenen Differentialgleichung dar.

$$(36) \quad EI_2 \cdot w^{IV} - q + S w'' = 0.$$

a) Lösung der nichthomogenen Differentialgleichung.

Wird das erste Glied des Ansatzes (35), d. h.

$$w = e_1 \cdot \sin \nu_1 \xi$$

in die Differentialgleichung (14) eingesetzt, so erhalten wir für die Durchbiegung e_1 in Steifenmitte

für den Bereich $\pi\sqrt{\varphi} < 2\nu_1$

$$e_1 = \frac{16 \frac{I_2 \nu_1^4}{b^4} e_0}{16 \frac{I_2 \nu_1^4}{b^4} - 4 \frac{\varphi \pi^2 \cdot \nu_1^2 \cdot F}{b^4 \cdot t} \cdot \frac{D}{E} - \frac{16 (\alpha_1^2 - \alpha_2^2)}{b^3 \left(\frac{\mathfrak{I}_\eta \alpha_1}{\alpha_1} - \frac{\mathfrak{I}_\eta \alpha_2}{\alpha_2} \right)} \cdot \frac{D}{E}}$$

oder in anderer Form

$$(37) \quad e_1 = \frac{4 \nu_1^4 \gamma e_0}{4 \nu_1^4 \gamma - \varphi \pi^2 \nu_1^2 \delta - \frac{4 (\alpha_1^2 - \alpha_2^2)}{\mathfrak{I}_\eta \alpha_1 - \mathfrak{I}_\eta \alpha_2}}$$

und für den praktisch wichtigeren Bereich $\pi\sqrt{\varphi} > 2\nu_1$

$$(38) \quad e_1 = \frac{4 \nu_1^4 \gamma e_0}{4 \nu_1^4 \gamma - \varphi \pi^2 \nu_1^2 \delta - \frac{4 (\alpha_1^2 + \alpha_2^2)}{\mathfrak{I}_\eta \alpha_1 - \frac{\text{tg } \alpha_2}{\alpha_2}}}$$

Die Werte e_1 nehmen mit wachsendem φ allmählich zu, nähern sich dann aber asymptotisch dem Wert ∞ . Der zugehörige Wert q kann aus der Bedingung, daß der Nenner von Gl. (38) gleich null wird, gefunden werden. Diese Bedingung stimmt aber überein mit der vom zweitgenannten Verfasser angegebenen Beulbedingung der durch eine mittlere Längssteife versteiften Platte⁷, wenn die Beulform symmetrisch zur Steife verläuft, und in Längsrichtung der Platte nur eine sinusförmige Halbwelle $m = 1$ aufweist.

b) Lösung der homogenen Differentialgleichung.

Jedes der Summenglieder des zweiten Ausdruckes in Lösungsansatz (35) ist für sich allein eine Lösung der homogenen Differentialgleichung (36). Durch Einsetzen eines beliebigen Gliedes

$$w = e_m \cdot \sin \nu_m \xi$$

in Gl. (36) erhalten wir daher

$$(39) \quad \left\{ -4S \frac{\nu_m^2}{b^2} - \frac{16 (\alpha_1^2 + \alpha_2^2) D}{b^3 \left(\frac{\mathfrak{I}_\eta \alpha_1}{\alpha_1} - \frac{\text{tg } \alpha_2}{\alpha_2} \right)} + 16 EI_2 \frac{\nu_m^4}{b^4} \right\} e_m \sin \nu_m \xi = 0.$$

Daraus folgt aber $e_m = 0$, wenn nicht etwa der Klammerausdruck verschwindet. Im allgemeinen stellt also in dem hier betrachteten Falle $w = e_1 \sin \nu_1 \xi$ die ganze Ausbiegung der Längssteife dar, d. h. die Form der anfänglichen Biegung $w_0 = e_0 \sin \nu_1 \xi$ unter $\varphi = 0$ bleibt bis auf den Faktor e_1/e_0 auch unter Druckspannungen $\varphi > 0$ erhalten.

Der Klammerausdruck in Gl. (39) verschwindet nur dann, wenn ist

$$(40) \quad 4 \nu_m^4 \gamma - \varphi \pi^2 \nu_m^2 \delta - \frac{4 (\alpha_1^2 + \alpha_2^2)}{\mathfrak{I}_\eta \alpha_1 - \frac{\text{tg } \alpha_2}{\alpha_2}} = 0.$$

Das ist aber wieder die Beulbedingung der Platte mit mittlerer Längssteife, wenn Platte und Steife gemeinsam beulen, diesmal allgemein für $m = 2, 3 \dots$ Halbwellen.

⁷ Barbré, R.: Bauing. 17 (1936) S. 268 Gl. (11) und Ing.-Arch. 8 (1937) S. 117 Gl. (27).

In Gl. (39) wurde für die Querbelastung q nur der Wert nach Gl. (17) berücksichtigt, da für den Bereich $\pi\sqrt{\varphi} < 2v_m$ keine reelle Lösung der Beulbedingung Gl. (40) vorhanden ist (man vgl. hierzu⁷⁾).

Im vorliegenden Falle konnte somit gezeigt werden, daß alle Verzweigungspunkte des elastischen Gleichgewichtes bei der versteiften Platte mit anfänglicher Ausbiegung in genau der gleichen Weise auftreten, wie bei einer vollkommen ebenen Platte [vgl. die Beulbedingungen Gl. (34) und (40)].

Die zulässige Belastung einer versteiften Platte mit anfänglicher Ausbiegung kann demgemäß nicht ohne weiteres angegeben werden. Es wird jeweils, außer vom Baustoff und dem Selbstspannungszustand in der Steife, auch von den gegebenen für den Kleinstwert der kritischen Spannungen maßgebenden Abmessungen abhängen, ob dafür eine der Stabilitätsgrenzen der unversteiften Platte (mit Knotenlinie an der Steife) bzw. der versteiften Platte (mit Biegung der Steife entsprechend dem Mindestwert) oder die mit den vorhandenen Ausbiegungen verbundenen zusätzlichen Biegungsspannungen ausschlaggebend sind. Unter Umständen kann ein Biegungsbruch schon eintreten, lange bevor die niedrigste der Stabilitätsgrenzen erreicht ist. Zum gegenteiligen Fall vgl. man das Zahlenbeispiel am Schluß des Aufsatzes.

6. Näherungslösung bei einseitiger Steife.

Bei einer einseitig an das Stegblech angeschlossenen Steife greift die Normalkraft S in bezug auf die neutrale Faser der Steife mit einer Exzentrizität z an.

Im wesentlichen wird die Normalkraft durch die Anschlußnietung bzw. Kehlnähte von der Platte auf die Steife übertragen. Die Stabkraft in der Steife hat also keinen konstanten Wert, sondern dieser wächst von null an dem Plattenrande bis zur Plattenmitte bzw. bei sehr langen Steifen etwa bis auf den Höchstwert S an.

Für die hier gesuchte Näherungslösung kann mit ausreichender Genauigkeit angenommen werden, daß die Steife mit der konstanten Normalkraft $S = \varphi \sigma_0 F$ belastet ist. Die Stabkraft S ist in der Plattenmittelebene wirkend anzunehmen, die Null-Linie der Steife kann mit Timoschenko angenähert in der Berührungsebene von Platte und Steife vorausgesetzt werden. Die Exzentrizität z ist also etwa gleich der halben Plattendicke (vgl. Abb. 4).

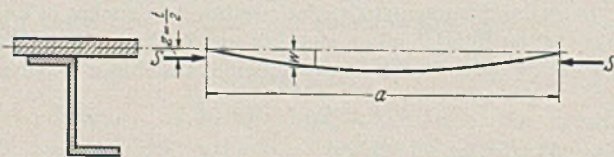


Abb. 4. Einseitige Steife.

Außer der Normalkraft S wirkt auf die Steife noch die von der Platte herrührende Querbelastung q . Die Biegelinie der Steife, die im unbelasteten Zustand ($\varphi = 0$) ebenfalls sinusförmig mit dem Pfeil f_3 vorausgesetzt wird, darf im belasteten Zustand wenigstens in erster Annäherung auch hier als Sinuslinie angenommen werden. Für die Querbelastung q in der Differentialgleichung (14) für die Durchbiegungen der Steife kann somit angenähert der Wert für die symmetrisch angeschlossene Steife

$$q = \frac{v_1^2}{(b/2)^3} g e \sin v_1 \xi$$

gesetzt werden, mit

$$g = \frac{2 D (\alpha_1^2 - \alpha_2^2)}{v_1^2 \left(\frac{\mathfrak{I}0 \alpha_1}{\alpha_1} - \frac{\mathfrak{I}0 \alpha_2}{\alpha_2} \right)} \quad \text{für } \pi\sqrt{\varphi} < 2 v_1$$

und

$$g = \frac{2 D (\alpha_1^2 + \alpha_2^2)}{v_1^2 \left(\frac{\mathfrak{I}0 \alpha_1}{\alpha_1} - \frac{\mathfrak{I}g \alpha_2}{\alpha_2} \right)} \quad \text{für } \pi\sqrt{\varphi} > 2 v_1.$$

Das Biegemoment infolge der Querbelastung q ist dann

$$M_q = + \frac{g}{(b/2)} e \sin v_1 \xi.$$

Die Null-Linie der Steife wird jetzt in der $\xi \eta$ -Ebene liegend angenommen, so daß die Plattenmittelebene um das Maß z von der $\xi \eta$ -Ebene entfernt liegt. Diese Transformation hat — wie ohne weiteres sichtbar ist — auf die von der Platte herrührende Belastung q keinen Einfluß.

Die Differentialgleichung für die Durchbiegungen der Steife lautet demnach

$$- E I_2 (w'' - w_0'')_x = M = S(-z + w) + M_q$$

bzw. in unseren Verhältniszahlen ξ ausgedrückt

$$(41) \quad \frac{E I_2}{(b/2)^2} (w'' - w_0'')_\xi = -S(-z + w) - \frac{g}{(b/2)} e \sin v_1 \xi.$$

Als Näherungslösung dieser Differentialgleichung wird

$$(42) \quad w = c \left\{ \sin \left(\frac{\pi - 2c}{2\alpha} \xi + c \right) - \sin c \right\}$$

angenommen, was der zu erwartenden Biegungsform etwa entspricht. Dieser Ansatz erfüllt die Randbedingungen $w = \Delta w = 0$ an den Rändern $\xi = 0$ und $\xi = 2\alpha$. Die Konstante c wird so bestimmt, daß die Differentialgleichung (41) wenigstens in drei Punkten, und zwar in den Endpunkten der Steife und in Steifenmitte erfüllt ist. Durch Einsetzen von Gl. (42) in die Differentialgleichung (41) erhalten wir

$$\frac{E I_2}{(b/2)^2} \left[+ e_0 v_1^2 \sin v_1 \xi - e \left(\frac{\pi - 2c}{2\alpha} \right)^2 \sin \left(\frac{\pi - 2c}{2\alpha} \xi + c \right) \right] = -S \left[-z + e \sin \left(\frac{\pi - 2c}{2\alpha} \xi + c \right) - e \sin c \right] - \frac{g}{(b/2)} e \sin v_1 \xi$$

und daraus

$$e = \frac{\frac{E I_2}{(b/2)^2} e_0 v_1^2 \sin v_1 \xi - S \cdot z}{\left[\frac{E I_2}{(b/2)^2} \left(\frac{\pi - 2c}{2\alpha} \right)^2 - S \right] \sin \left(\frac{\pi - 2c}{2\alpha} \xi + c \right) - \frac{g}{b/2} \sin v_1 \xi + S \sin c}$$

An den Steifenenden $\xi = 0$ bzw. $\xi = 2\alpha$ ist demnach die Differentialgleichung erfüllt für

$$e' = \frac{-S \cdot z}{\frac{E I_2}{(b/2)^2} \left(\frac{\pi - 2c}{2\alpha} \right)^2 \cdot \sin c}$$

bzw. in unseren Verhältniszahlen

$$(43) \quad e' = - \frac{\varphi \delta \alpha^2 \cdot z}{\gamma \left(1 - \frac{2c}{\pi} \right)^2 \cdot \sin c}$$

und in Plattenmitte $\xi = \alpha$ für

$$e'' = \frac{\frac{E I_2}{(b/2)^2} \cdot e_0 v_1^2 - S \cdot z}{\left[\frac{E I_2}{(b/2)^2} \cdot \left(\frac{\pi - 2c}{2\alpha} \right)^2 - S \right] - \frac{g}{b/2} + S \cdot \sin c}$$

bzw. umgeformt für die Verhältniszahlen

$$(44) \quad e'' = \frac{\gamma e_0 - \varphi \delta \alpha^2 z}{\gamma \left(1 - \frac{2c}{\pi} \right)^2 - \varphi \delta \alpha^2 (1 - \sin c) - \frac{g}{2 v_1^2 D}}$$

Durch Probieren ist der Wert c verhältnismäßig schnell zu finden, für welchen die Durchbiegungswerte nach Gl. (43) und (44) einander gleich sind. Der zugehörige Wert $e' = e'' = e$ ist dann angenähert die gesuchte Durchbiegung.

7. Beispiele.

a) Steife symmetrisch zur Platte.

Für eine versteifte Rechteckplatte aus Baustahl seien folgende Abmessungen gegeben:

$$b = 150 \text{ cm}, \quad a = 450 \text{ cm}, \quad t = 2 \text{ cm}, \\ \alpha = 3, \quad \gamma = 50, \quad \delta = 0,1.$$

Wenn die Steife wie vorausgesetzt symmetrisch angeschlossen ist, können die Ausbiegungen der Steife nach Gl. (37) bzw. (38) berechnet werden, wobei der dem reinen Selbstspannungszustand entsprechende Wert e_0 nach Gl. (13) zu $e_0 = 2,003 f_3$ ermittelt wurde.

Für eine anfängliche Ausbiegung $f_3 = e (\varphi = 0)$ mit den Größtwerten $f_3 = 0,5; 1,0; 1,5$ und $2,0$ cm in Steifenmitte wurden die Durchbiegungen errechnet und in Abb. 5 abhängig von der Druckspannung φ aufgetragen.

Aus $\pi \sqrt{\varphi} = 2 v_1$ ergibt sich mit $v_1 = \pi/2 \alpha = \pi/6$ der Grenzwert zwischen den Lösungen Gl. (37) und (38) zu

$$\sqrt{\varphi} = 2/6 \quad \text{bzw.} \quad \varphi = 1/9.$$

Die Lösung Gl. (37) ist mithin nur für die sehr kleinen Spannungen $\varphi < 1/9$ maßgebend; für die Werte $\varphi > 1/9$ aber, d. h. für den praktisch fast allein interessierenden Bereich der Druckspannungen, gilt die Lösung Gl. (38).

Für kleine anfängliche Ausbiegungen ist nach Abb. 5 mit wachsendem φ zunächst keine merkliche Zunahme der Krümmung feststellbar. Erst bei Annäherung an die kritische Belastung $k = 18,45$ gemäß der Beulbedingung Gl. (40), bei welcher Platte und Steife mit einer Halbwelle $m = 1$ ausbeulen, nehmen die Ausbiegungen in stärkerem Maße zu; sie werden für unser Beispiel mit dem kritischen Wert $\varphi \rightarrow k = 18,45$ unendlich groß. Schon für Spannungen, die um einen gewissen Betrag unter dem Wert $k = 18,45$ bleiben, werden die mit den Ausbiegungen w verbundenen Biegungsspannungen ein unzulässiges Maß erreichen.

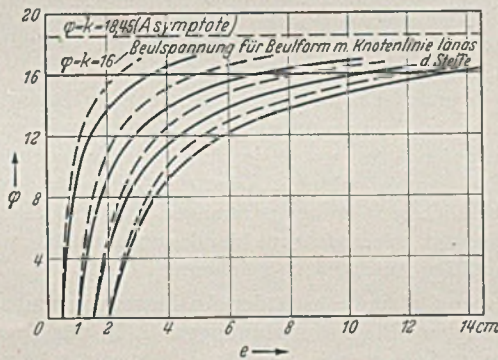
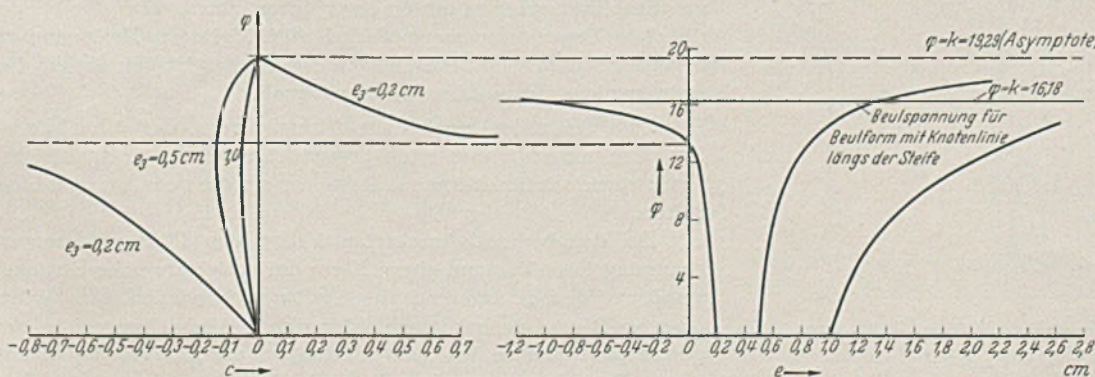


Abb. 5. Abhängigkeit der Ausbiegungen in Steifenmitte von den Druckspannungen φ . 1. Beispiel. — symmetrische Steife; - - - einseitige Steife.

Die mit einer Biegung der Steife verbundene Beulform der versteiften Platte ohne anfängliche Ausbiegung gemäß der Beulbedingung Gl. (40) ist also im Falle des vorliegenden Beispiels ohne tatsächliche Bedeutung, da schon unter kleineren Belastungen Biegebruch eintreten muß. Wenn die Ausbiegungen w ein Mehrfaches der Plattendicke t erreichen, werden außerdem die Grundlagen unserer Rechnung ungültig. Die Größe der Ausbiegungen ist also zu begrenzen.



Dagegen ist eine andere mögliche Beulform von praktischer Bedeutung, nämlich die für die Beulenzahlen $m = 6, n = 2$, d. h. mit einer Knotenlinie an der Längssteife. Wenn die Tragfähigkeit der versteiften Platte nicht schon früher durch die zusätzlichen

Biegungsspannungen begrenzt wird, geschieht dies spätestens durch die Stabilitätsgrenze nach Gl. (34)

$$k = 4 \left(\frac{6}{2 \cdot 3} + \frac{2 \cdot 3}{6} \right)^2 = 16,0,$$

wobei σ_e wieder auf die Gesamtbreite der Platte bezogen ist. Die anderen möglichen Beulformen entsprechen alle höheren kritischen Belastungen.

Unterhalb dieser kritischen Last ($\varphi < k = 16$) ist jeder Belastung φ eindeutig eine ganz bestimmte Biegungsform $w(\xi, \eta)$ zugeordnet, genügend hohe Proportionalitätsgrenze vorausgesetzt.

Für die Belastung $\varphi = 16$ selbst liefert Gl. (38) noch eine bestimmte Biegungsfläche. Über diese können sich aber die obigen Beulen ($m = 6, n = 2$) mit beliebiger Amplitude überlagern, wobei allerdings die Durchbiegung der Steife wegen der dort vorhandenen Knotenlinie des labilen Durchbiegungsanteiles nicht verändert werden.

Gleiches gilt auch für die andern Stabilitätsgrenzen, die noch zwischen $\varphi = 16,0$ und $\varphi = 18,45$ liegen, z. B. für die kritische Belastung $k = 16,54$ mit $m = 5, n = 2$ usw.

b) Steife einseitig (1. Beispiel).

Die in Abschnitt 6 entwickelte Näherungslösung Gl. (43) oder (44) ergibt für das obige Beispiel mit einer Außermittigkeit von $z = 1$ cm die in Abb. 5 gestrichelten Kurven. Die Exzentrizität z ist nach derselben Richtung wie die anfängliche Ausbiegung angenommen. Die Durchbiegungen e sind also bei gleicher Druckspannung φ kleiner als nach a).

Hieraus kann natürlich nicht ohne weiteres geschlossen werden, daß nach b) eine größere Sicherheit gegen Biegebruch vorhanden ist. Die Biegungsspannungen können entsprechend den größeren Randabständen von der Null-Linie nach b) unter Umständen sogar größer werden als nach a).

c) Steife einseitig (2. Beispiel).

Um die Mannigfaltigkeit der möglichen Erscheinungen besser sichtbar zu machen, werden noch die Ergebnisse für ein zweites Zahlenbeispiel mitgeteilt. Hierfür werden folgende Abmessungen zugrunde gelegt:

$$b = 250 \text{ cm}; \quad a = 450 \text{ cm}; \quad t = 2 \text{ cm};$$

$$\alpha = 1,8; \quad \gamma = 30; \quad \delta = 0,1.$$

$$\text{Außermittigkeit } z = 1,0 \text{ cm}; \quad e_0 = 1,293 f_3.$$

Es wurden die Kurven für die anfänglichen Ausbiegungen $f_3 = 0,2; 0,5$ und $1,0$ cm für $\varphi = 0$ auf die obige Weise berechnet und in Abb. 6 aufgetragen.

Für eine anfängliche Ausbiegung $f_3 = e (\varphi = 0) = 0,2$ cm ist besonders bemerkenswert, daß die Ausbiegungen der Steife bei wachsender Belastung zunächst sogar abnehmen. Erst für verhältnismäßig große Spannungen wachsen die Durchbiegungen schnell an, nachdem die Null-Lage durchschritten ist.

Abb. 6. Wie Abb. 5. 2. Beispiel. Abhängigkeit des Wertes „c“ [vgl. Ansatz (42)] von den Druckspannungen φ . Abhängigkeit der Ausbiegungen der Längssteife in Steifenmitte von den Druckspannungen φ .

Das hängt damit zusammen, daß hier der zurückführende Einfluß der Platte gegenüber der gebogenen Steife überwiegt. Für die größeren f_3 -Werte ist dies umgekehrt, so daß die Ausbiegungen dafür monoton anwachsen. Erst für verhältnismäßig große Span-

nungen wachsen die Durchbiegungen auch für $f_3 = 0,2$ cm schnell an, nachdem die Null-Lage durchschritten ist.

Die der Beulspannung der versteiften Platte nach Gl. (40) entsprechende Asymptote liegt für unser Beispiel bei dem Beulwert $k = 19,29$. Eine niedrigste Stabilitätsgrenze ($m = 4, n = 2$) ist bei $k = 16,18$ vorhanden, für die das unter a) Gesagte sinngemäß gilt.

Es ist notwendig noch auf die begrenzte Brauchbarkeit der unter Abschnitt 6 beschriebenen Näherungslösung hinzuweisen. Der Ansatz Gl. (42) ist für alle Belastungsstufen solange ganz gut brauchbar, als eine gleichmäßig über die ganze Steifenlänge verlaufende Ausbiegung vorhanden ist.

Dies gilt jedoch nicht für kleine anfängliche Ausbiegungen, wie z. B. für $f_3 = 0,2$ cm im Falle der Abb. 6. In der Nähe jener Belastung [bei unserem Beispiel c) etwa für $\varphi = 13,3$], unter der die anfängliche Ausbiegung angenähert verschwindet, ist der Ansatz Gl. (42) offensichtlich nicht geeignet, die Biegelinie der Steife darzustellen. Bei der Zahlenrechnung äußert sich dies dadurch, daß die Werte c an dieser Stelle nicht mehr endlich sind. In der linken Hälfte der Abb. 6 sind die Werte c der Näherungslösung für $f_3 = 0,2$ cm als Funktion der Belastung dargestellt.

Schließlich sei noch an dem gleichen Beispiel $f_3 = 0,2$ cm gezeigt, wie die Ermittlung der Konstanten c für einen bestimmten Wert φ der Belastung verläuft. In Abb. 7 sind die Kurven $e = e(c)$ nach Gl. (43) bzw. (44) für das Beispiel $f_3 = 0,2$ cm und bei $\varphi = 16$ aufgezeichnet. Die gesuchte Gleichgewichtslage mit der Durchbiegung e ergibt sich dann aus den Schnittpunkten der beiden Kurven.

Beide Kurven bestehen aus einer Reihe von Ästen, die symmetrisch zur Geraden $c = \pi/2$ verlaufen. Für das vorliegende Beispiel ist nach Gl. (43), in Abb. 6 voll ausgezogen

$$e' = - \frac{0,1729}{\left(1 - \frac{2c}{\pi}\right)^2} \sin c$$

und nach Gl. (44), in Abb. 6 gestrichelt gezeichnet

$$e'' = \frac{10,312}{120 \left(\frac{\pi - 2c}{\pi}\right)^2 - 71,2 - 20,7 (1 - \sin c)}$$

Nach Abb. 7 ergibt sich nur eine einzige Lösung $e' = e'' = e$, nämlich für $c = 0,35$ mit $e = -0,83$ cm. Der symmetrisch zu

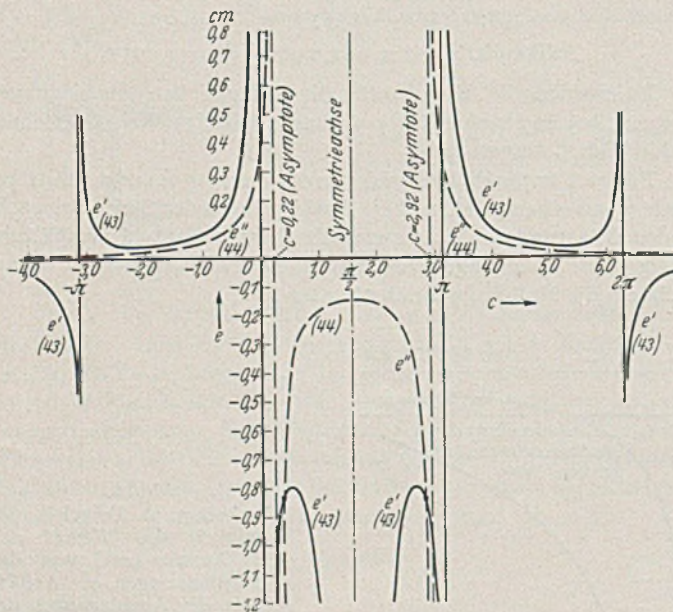


Abb. 7. Bestimmung der Schnittpunkte der Kurven $e = e(c)$ nach Gl. (43) und (44) für das 2. Beispiel ($f_3 = 0,2$ cm; $\varphi = 16$).

$c = +0,35$ liegende zweite Schnittpunkt der Kurven bei $c = 2\pi - 0,35$ liefert in allen Punkten der Steife die gleichen Durchbiegungen.

In dem dargestellten Bereich liegen keine weiteren Schnitt-

punkte und es läßt sich auch leicht beweisen, daß außerhalb ebenfalls keine weiteren Lösungen vorhanden sind: Die Kurven e' bestehen aus einzelnen Ästen entsprechend dem Faktor $1/\sin c$. Da

$$|\sin c| \leq 1$$

ist, sind die Absolutwerte immer

$$|e'| \geq \frac{0,1729}{\left(1 - \frac{2c}{\pi}\right)^2}$$

Bei e'' überwiegt für große c -Werte das erste Glied des Nenners, so daß angenähert gilt

$$e'' \approx \frac{10,312}{120 \left(1 - \frac{2c}{\pi}\right)^2} = \frac{0,086}{\left(1 - \frac{2c}{\pi}\right)^2}$$

Die Werte e'' nähern sich also mit wachsendem c asymptotisch an die c -Achse an. Man erkennt, daß wegen $|e'| > e''$ keine weiteren Schnittpunkte vorhanden sein können.

Damit wäre zugleich bewiesen, daß auch die Näherungslösung eindeutig ist, wie es ja für alle Probleme des stabilen elastischen Gleichgewichtes der Fall sein muß.

8. Schluß.

Der Einfluß der z. B. im Stahlbau praktisch vorkommenden anfänglichen Ausbiegungen auf die Tragfähigkeit der Bauwerke darf nach vorstehenden Ergebnissen nicht überschätzt werden. Für die beiden untersuchten Beispiele kann festgestellt werden, daß eine anfängliche Ausbiegung von $f_3 = 0,2$ cm, also gleich $1/10$ der Stegblechdicke $t = 2,0$ cm, noch keine besonders auffallenden Folgen hat.

In dem praktisch in Betracht kommenden Belastungsbereich ändern sich die schon im unbelasteten Zustand vorhandenen Ausbiegungen anfangs nur wenig, ja für kleine Ausbiegungen können sie zunächst sogar abnehmen. Über die Größe der damit verbundenen zusätzlichen Biegungsspannungen ist damit allerdings noch nichts ausgesagt, wie überhaupt hier davon abgesehen werden muß, allgemeine Aussagen zu machen.

Das schnelle Anwachsen der Ausbiegungen und damit auch der zusätzlichen Biegungsspannungen, z. B. für $f_3 = 1,0$ cm in Abb. 6, zeigt jedoch, wie wichtig es ist, die planmäßige Form möglichst ohne größere anfängliche Ausbiegungen genau einzuhalten.

Von allgemeiner Bedeutung ist das Ergebnis, daß die sämtlichen Stabilitätsgrenzen (Verzweigungspunkte des elastischen Gleichgewichtes) durch die anfängliche Ausbiegung nicht berührt werden.

Gerade für die meisten Fälle, wie sie beim Bau von vollwandigen Balken usw. in Betracht kommen, bleiben also die Beulspannungen der vollkommen ebenen Stegbleche für die Tragfähigkeit maßgebend, wenn die anfänglichen Ausbiegungen eine gewisse Grenze nicht überschreiten und weiter die zu den Störungen gehörigen Stabilitätsgrenzen um einen größeren Betrag über der bei der üblichen Bemessung zugrunde gelegten kleinsten Beulspannung liegen. Ein gewisser Überschuß in den Steifen ist von diesem Gesichtspunkt aus somit besonders wertvoll.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß ähnliche Zusammenhänge nach Untersuchungen des erstgenannten Verfassers auch für eine ganze Reihe von anderen Aufgaben gelten.

Bei den bisher betrachteten Fällen von Platten, deren im spannungslosen Zustand ebene Form durch irgendwelche Ursachen gestört wird, z. B. durch mit den Steifen verbundene Zwangskräfte oder sonstige Querbelastung, oder durch Abweichungen an den gestützten Rändern, können sich den von der Lastgröße φ abhängigen Durchbiegungen jeweils noch die Beulformen des ungestörten Tragwerkes überlagern. Die Lage $\varphi = k$ dieser Stabilitätserscheinungen ist dabei, wie im vorliegenden Falle, ebenfalls durch die zugehörigen Beulbedingungen des ungestörten Tragwerkes gegeben.

STABILITÄT DER GLEICHMÄSSIG GEDRÜCKTEN RECHTECKPLATTE MIT STEIFENKREUZ¹.

Von Dipl.-Ing. Herbert Fröhlich, Hannover.

Vorbemerkung.

Die Beulspannungen von dünnen Platten werden durch die zweckmäßige Anordnung von Aussteifungen erheblich erhöht. Dabei ist nicht nur Lage und Anzahl der Versteifungen von Bedeutung, sondern auch ihr Querschnitt und ihre Biegesteifigkeit. Am meisten interessiert die Kenntnis der erforderlichen Mindeststeifigkeit, über die hinaus eine weitere Vergrößerung der Steifenabmessungen keine Erhöhung der Beulspannung mehr bringt.

Timoschenko [1], der als erster die Beulspannung einer durch Längs- oder Querrippen versteiften, an den Rändern gelenkig gelagerten Rechteckplatte untersuchte, hat für den Fall von Druck- oder Schubbeanspruchung Mindeststeifigkeiten für 1 bis 3 Quersteifen angegeben. Unter Zugrundelegung der von Timoschenko berechneten Beulwerte hat Schleichner [2] für einen kleinen Bereich des Seitenverhältnisses die Mindeststeifigkeiten für den Fall einer Längssteife in der Mitte einer Rechteckplatte bei Belastung durch gleichmäßige Druckspannungen dargestellt.

Timoschenko benutzte zur Lösung des Problems die Energiemethode. Nach dieser Methode, die bereits von Bryan [3] angewendet wurde und die später durch Reissner [4] unter Erweiterung auf Volumkräfte ihre exakte Begründung fand, wird die Beulform w durch eine Folge von Funktionen angenähert, wobei die auftretenden Beiwerte durch Extremalbedingungen bestimmt werden. Die Genauigkeit dieses Verfahrens steigt mit der Annäherung der angenommenen an die tatsächlich vorhandene Beulfläche.

Neuerdings gab Chwalla [5], [6] unter Anwendung der Energiemethode die Lösung für die gelenkig gelagerte Rechteckplatte mit einer Längssteife unter reiner Biegebbeanspruchung und unter Belastung durch gleichmäßig verteilte Druck- und Schubspannungen.

Einen wesentlichen Fortschritt brachte die Arbeit von Barbré [7], [8], in der die exakte Lösung für die durch Längs- oder Querrippen versteifte Rechteckplatte unter gleichmäßigem Druck angegeben wird. Eine strenge Lösung dieses Problems wurde gleichfalls von Loxshin [11] gegeben, jedoch fehlt darin der Fall der antisymmetrischen Beulung, der unter Umständen bei geringer Steifenzahl die maßgebenden kleinsten Beulspannungen liefert.

In den bisher erschienenen Arbeiten über versteifte Platten wird nur die getrennte Anordnung von Quer- und Längssteifen untersucht, nicht aber die Zusammenwirkung beider, also eines Steifenrostes, ein Problem, auf dessen Bedeutung Schleicher [2], [9] hingewiesen hat.

In der vorliegenden Schrift wird die Beulbedingung mit Hilfe der Energiemethode für eine beliebige Lage eines rechtwinkligen Steifenkreuzes aufgestellt und für den Fall eines Steifenkreuzes in Plattenmitte bei angenähert quadratischen Platten Beulwerte und Mindeststeifigkeiten bestimmt. Als einfachste Sonderfälle ergeben sich die Platten mit einer Längssteife bzw. einer Quersteife in der Mitte, für deren Steifigkeiten Annäherungsausdrücke aufgestellt und mit den bereits bekannten strengen Lösungen verglichen werden.

Für die Anregung zu dieser Arbeit sowie für wertvolle Förderung bin ich Herrn Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher zu Dank verpflichtet.

I. Ableitung der Beulbedingung für beliebige Lage des rechtwinkligen Steifenkreuzes.

Eine allseitig gelenkig gelagerte, dünne Rechteckplatte aus homogenem, isotropem Baustoff, von dem Seitenverhältnis

¹ Auszug aus einer von der Fakultät für Bauwesen an der Technischen Hochschule Hannover angenommenen Dissertation. Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher und Prof. Dr.-Ing. O. Flachsbart.

$\alpha = a/b$, sei an den Rändern $x = 0$ und $x = a$ durch gleichmäßige, in ihrer Ebene wirkende Druckspannungen σ_x belastet. Die Platte soll an der Stelle $\eta = b_1/b$ durch eine Längssteife mit der Biegesteifigkeit $E I_a$ und der Querschnittsfläche F_a , an der Stelle $\xi = a_1/a$ durch eine Quersteife mit der Biegesteifigkeit $E I_b$ ausgesteift sein. Bei der folgenden Untersuchung wird die unbeschränkte Geltung des Hookeschen Gesetzes vorausgesetzt.

Nach der Energiemethode folgt der kritische Wert σ_k der Druckspannung aus der Bedingung, daß die Biegearbeit der inneren Kräfte V bei einer unendlich kleinen Ausbiegung $w = w(x, y)$ der Platte gerade gleich der Arbeit V_1 der äußeren Druckkräfte sein muß, also:

$$(1) \quad V + V_1 = 0,$$

was der Bedingung für Gleichgewicht entspricht. (Man vgl. etwa Pöschl: Bauing. 17 (1936) S. 160.)

Bei dem zu untersuchenden Steifenkreuz, das aus je einer Längs- und Quersteife besteht, setzt sich V zusammen aus Beiträgen von Platte und von beiden Steifen:

$$(2) \quad V = V_{\text{Platte}} + V_{\text{Längssteife}} + V_{\text{Quersteife}},$$

während die Arbeit V_1 der Druckkräfte nur aus einem Beitrag der Platte und — unter der Annahme, daß auch die Längssteife Druckkräfte überträgt — einem weiteren von der Längssteife besteht:

$$(3) \quad V_1 = V_{1\text{Platte}} + V_{1\text{Längssteife}}.$$

Im folgenden sind die von Timoschenko [1] entwickelten Gleichungen für eine Platte mit Längssteife verwendet, nur ist gemäß Gl. (2) der Ausdruck für die Biegearbeit einer Quersteife an beliebiger Stelle $\xi = a_1/a$ der Platte hinzuzufügen.

Wird das Verhältnis der kritischen Druckspannung σ_k zu der Hilfsgröße $\sigma_e = \frac{\pi^2 D}{b^2 t}$ (d. i. die „Eulerspannung“ eines Druckstabes von der Länge b und der Dicke t) wie üblich als Beulwert $k = \sigma_k / \sigma_e$ bezeichnet, dann lautet Bedingung (1):

$$(1a) \quad \left\{ \begin{aligned} V + V_1 &= \frac{D}{2} \int_0^a \int_0^b \left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1-\mu) \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dx dy + \frac{E I_a}{2} \int_0^a \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 dx \\ &+ \frac{E I_b}{2} \int_0^b \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 dy - \frac{k \sigma_e \cdot t}{2} \int_0^a \int_0^b \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx dy \\ &- \frac{k \sigma_e \cdot F_a}{2} \int_0^a \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx = 0. \end{aligned} \right.$$

Der von $(1 - \mu)$ abhängige Teil der Gleichung liefert mit Rücksicht auf die geltenden Randbedingungen $w = \Delta w = 0$ keinen Beitrag.

Die Beulfläche $w = w(x, y)$ wird durch die trigonometrische Doppelreihe [1], [3], [5]

$$(4) \quad w = \sum_m \sum_n A_{mn} \sin \frac{m \pi x}{a} \sin \frac{n \pi y}{b}$$

dargestellt, deren Glieder die Randbedingungen $w = \Delta w = 0$ schon einzeln erfüllen und deren zunächst noch unbekanntem Bei-

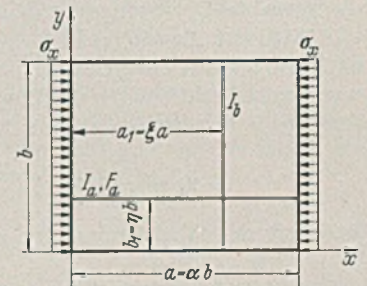


Abb. 1.

werte A_{mn} aus der Bedingung:

$$(5) \quad \frac{\partial (V + V_1)}{\partial A_{mn}} = 0$$

berechnet werden können. Gl. (5) ergibt sich aus der bei Knickaufgaben außer Gl. (1) geltenden Bedingung, daß die Energieänderung $(V + V_1)$ ein Minimum werden muß, wobei durch den Reihenansatz (4) die Energieänderung $(V + V_1)$ eine Funktion der Parameter A_{mn} wird. Das so erhaltene lineare Gleichungssystem ergibt eine von Null verschiedene Ausbeulung w nur dann, wenn die Koeffizientendeterminante Δ verschwindet. Somit stellt

$$(6) \quad \Delta = 0$$

die gesuchte Beulbedingung dar.

Wird der Ansatz (4) in die Gl. (1a) eingeführt, so ergibt sich nach kurzer Zwischenrechnung, mit den von Timoschenko übernommenen Verhältnissen der Biegesteifigkeiten $E I$ bzw. Querschnitte F der Steifen zu der der Platte bD bzw. $t b$:

$$\gamma_a = \frac{E I_a}{bD}; \quad \gamma_b = \frac{E I_b}{bD}; \quad \delta_a = \frac{F_a}{bt}$$

und mit den Verhältniszahlen $\alpha = a/b$; $\xi = a_1/a$; $\eta = b_1/b$

$$(7) \quad \begin{cases} V + V_1 = \sum_m \sum_n A_{mn}^2 (m^2 + n^2 \alpha^2)^2 \\ + 2 \gamma_a \sum_m m^4 \left(\sum_n A_{mn} \sin n \pi \eta \right)^2 + 2 \gamma_b \alpha^3 \sum_n n^4 \left(\sum_m A_{mn} \sin m \pi \xi \right)^2 \\ - k \alpha^2 \left[\sum_m \sum_n A_{mn}^2 \cdot m^2 + 2 \delta_a \sum_m m^2 \left(\sum_n A_{mn} \sin n \pi \eta \right)^2 \right]. \end{cases}$$

Die Ableitung der Energieänderung $(V + V_1)$ nach dem Beiwert A_{mn} liefert nachstehende allgemeine Beziehung zwischen den Beiwerten:

$$(8) \quad \begin{cases} A_{mn} \cdot (m^2 + n^2 \alpha^2)^2 + 2 \gamma_a m^4 \sin n \pi \eta \left(\sum_n A_{mn} \sin n \pi \eta \right) \\ + 2 \gamma_b \alpha^3 n^4 \sin m \pi \xi \left(\sum_m A_{mn} \sin m \pi \xi \right) \\ - k \alpha^2 \left[m^2 A_{mn} + 2 m^2 \delta_a \sin n \pi \eta \left(\sum_n A_{mn} \sin n \pi \eta \right) \right] \\ = 0. \end{cases}$$

Wird hierin der Reihe nach

$$\begin{aligned} m &= 1, 2, 3, 4, 5 \dots i \\ n &= 1, 2, 3, 4, 5 \dots i \end{aligned}$$

eingesetzt, so ergibt sich ein System von i^2 linearen Gleichungen und damit eine Determinante Δ von der i -ten Ordnung als Beulbedingung. Wie später gezeigt wird, liefert schon die Determinante mit m und n von 1 bis 3 für Seitenverhältnisse $0,5 < \alpha < \sqrt{2}$ genügend scharfe Annäherungen an die genauen Werte.

Es werden folgende Abkürzungen benutzt:

$$\begin{aligned} \Phi_{mn} &= (m^2 + n^2 \alpha^2)^2 - m^2 k \alpha^2 \\ \psi_m &= 2 (m^4 \gamma_a - m^2 k \alpha^2 \delta_a) \\ \chi_n &= 2 \cdot n^4 \gamma_b \alpha^2. \end{aligned}$$

Die ψ sind abhängig von den Abmessungen der Längssteife, während die χ die Steifigkeit der Quersteife enthalten. Die nachstehenden Werte u und v geben den Einfluß der Lage des Steifenkreuzes an (ξ und η sind feste Verhältniszahlen).

$$\begin{aligned} u_{ij} &= \sin i \pi \eta \sin j \pi \eta \\ v_{ij} &= \sin i \pi \xi \sin j \pi \xi \end{aligned}$$

für

$$i = 1, 2, 3, 4, 5 \dots \quad \text{und} \quad j = 1, 2, 3, 4, 5 \dots$$

Daraus folgt, daß

$$\begin{aligned} u_{ij} &= u_{ji} \\ v_{ij} &= v_{ji} \end{aligned}$$

sein muß.

Aus der Beulbedingung $\Delta(\alpha, k, \gamma_a, \gamma_b, \delta_a) = 0$ kann bei gegebenen Steifigkeiten γ_a, γ_b und für ein bestimmtes Seitenverhältnis α jeweils der niedrigste Beulwert k der Platte als kleinste reelle Wurzel beliebig genau berechnet werden. Die Annäherung findet

jedoch ihre Grenzen durch den erheblichen Rechenaufwand, der bei der Ausrechnung der Determinanten erforderlich wird.

Sind die Steifigkeiten γ_a und γ_b gerade so groß, daß die Steifen beim Ausbeulen der Platte keine Biegung erleiden, sondern Knotenlinien erzwingen, dann spricht man von den sog. „Mindeststeifigkeiten“. Die Steifen erleiden dann nur noch Verdrehungen. Bei Vernachlässigung des geringen Drillungswiderstandes der Steifen bringt eine weitere Vergrößerung von γ_a, γ_b keine Erhöhung der Beulspannung mehr.

Andererseits können bei angenommenen Beulwerten k die zugehörigen Steifigkeiten als größte reelle Wurzeln der Beulbedingung $\Delta = \Delta(\gamma) = 0$ bestimmt werden. Für den Fall, daß die niedrigsten Beulwerte der Platte mit Knotenlinien an den Steifen (ξ, η) eingesetzt werden, ergeben sich die Mindeststeifigkeiten.

Während die Beulwerte k bekanntlich bei der hier angewendeten Energiemethode von oben angenähert werden, muß umgekehrt bei der Bestimmung der Mindeststeifigkeiten für angenommene feste k -Werte die Annäherung von unten her gesehen.

II. Beulwerte und Mindeststeifigkeiten für ein Steifenkreuz in Plattenmitte.

A. Beulwerte k der Platte mit Knotenlinien an den Steifen.

Ist für den Fall eines Steifenkreuzes in Plattenmitte $\gamma_a \geq \min \gamma_a, \gamma_b \geq \min \gamma_b$, dann ergibt sich der k -Wert aus der bekannten Beziehung [1], [2]:

$$(9) \quad k = \left(\frac{m}{\alpha} + n^2 \frac{\alpha}{m} \right)^2$$

durch Betrachtung der möglichen Beulformen (Abb. 2).

Beulformen wie a und d mit Ausbiegung der Steifen scheiden nach Voraussetzung aus, da sie nur für

$$\gamma_a < \min \gamma_a \quad \text{und} \quad \gamma_b < \min \gamma_b$$

auftreten können. Es kommen nur Beulformen in Betracht mit ganzzahligen Werten

$$\begin{aligned} m &= 2, 4, 6, \dots \\ n &= 2, 4, 6, \dots \end{aligned}$$

d. h. mit Knotenlinien bei $\xi = 1/2$; $\eta = 1/2$; wie etwa Beulform: b e, b f. Bezeichnet $m_1 = m/2$ und $n_1 = n/2$ die Anzahl der Halbwellen

in x- bzw. y-Richtung für ein durch die Steifen begrenztes Feld $a/2, b/2$, dann geht die obige Gl. (9) über in:

$$(10) \quad k = 4 \left(\frac{m_1}{\alpha} + n_1^2 \frac{\alpha}{m_1} \right)^2,$$

was, wie zu erwarten war, gerade dem Vierfachen des Beulwertes einer gelenkig gelagerten Platte mit dem gleichen Seitenverhältnis α entspricht.

Die Kleinstwerte vom k ergeben sich für $n_1 = 1$ bekanntlich dann, wenn

$$m_1 \sim \alpha$$

ist; $n_1 = 2, 3, 4 \dots$ liefert höhere Beulwerte, die für die weitere Rechnung kein Interesse haben. In Abb. 3 ist k in Abhängigkeit von dem Seitenverhältnis α aufgetragen. Diese Werte wurden der folgenden Berechnung zugrunde gelegt.

B. Die verschiedenen Näherungen.

Liegt das Steifenkreuz in der Mitte der Platte $\xi = 1/2$ und $\eta = 1/2$, dann ist:

$$\begin{aligned} \sin 2 \pi \xi &= \sin 4 \pi \xi \dots = 0 \\ \sin 2 \pi \eta &= \sin 4 \pi \eta \dots = 0 \end{aligned}$$

und damit jedes u_{ij} und v_{ij} mit geraden Kennziffern i oder j gleich

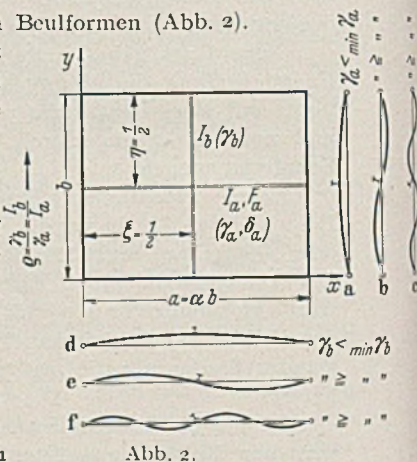


Abb. 2.

Null. Da ferner in diesem Falle

$$\begin{aligned} \sin \pi \xi &= \sin 5 \pi \xi \dots = \sin \pi \eta = \sin 5 \pi \eta \dots = +1 \\ \sin 3 \pi \xi &= \sin 7 \pi \xi \dots = \sin 3 \pi \eta = \sin 7 \pi \eta \dots = -1 \end{aligned}$$

ist, werden

$$\begin{aligned} u_{11} = u_{15} = u_{51} = u_{55} \dots = v_{11} = v_{15} \dots &= +1 \\ u_{13} = u_{31} = u_{35} = u_{53} \dots = v_{13} = v_{21} \dots &= -1. \end{aligned}$$

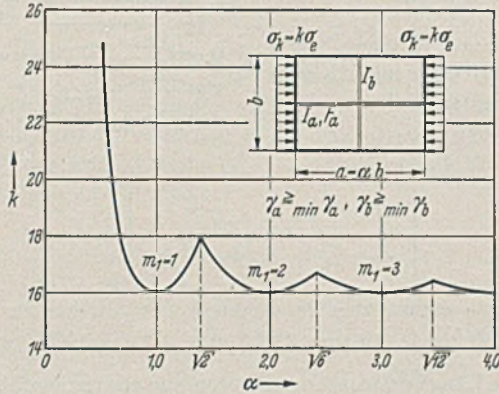


Abb. 3. Kleinste Beulspannungen der Rechteckplatte mit Knotenlinien an den Steifen $\xi = 1/2, \eta = 1/2$.

1. Die erste Näherung ergibt sich durch Berücksichtigung von $m = 1$ und $n = 1$ zu:

$$(11) \quad \Phi_{11} + \psi_1 + \chi_1 = 0.$$

Da beide Steifen an der Ausbiegung teilnehmen, müssen auch beide Verhältnisse γ_a und γ_b in den sich ergebenden Ausdrücken enthalten sein, was zutrifft, da $\psi = \psi(\gamma_a, \delta_a)$ und $\chi = \chi(\gamma_b)$ ist. Die aus dieser ersten Näherung entwickelten Gleichungen liefern bereits für Seitenverhältnisse $\alpha \sim 1$ praktisch brauchbare Werte, die — wie später nachgewiesen wird — mit einem Fehler von etwa 10% behaftet sind.

Aus der obigen Gl. (11) ergibt sich der Beulwert k zu:

$$(11a) \quad k = \frac{(1 + \alpha^2)^2}{\alpha^2(1 + 2\delta_a)} + \frac{2(\gamma_a + \gamma_b \cdot \alpha^3)}{\alpha^2(1 + 2\delta_a)}.$$

Danach kann k bei angenähert quadratischen Platten — je nach Größe von γ_a, δ_a und γ_b — im allgemeinen Werte annehmen zwischen $k = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2$ d. i. der Beulwert einer unversteiften Platte ($\gamma_a = \delta_a = \gamma_b = 0$) und $k = 4\left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2$, d. i. der Beulwert einer Platte mit Knotenlinien in der Mitte $\xi = \eta = 1/2$ ($\gamma_a \geq \min \gamma_a; \gamma_b \geq \min \gamma_b$).

Bei bekannten Beulwerten k ergeben sich andererseits die erforderlichen Steifigkeiten zu:

$$(11b) \quad \gamma_a = \frac{k\alpha^2 - (1 + \alpha^2)^2}{2(1 + \rho\alpha^3)} + \frac{k\alpha^2}{1 + \rho\alpha^3} \delta_a,$$

wobei zur Vereinfachung das Verhältnis der Biegesteifigkeiten der Steifen $\rho = \frac{\gamma_b}{\gamma_a} = \frac{I_b}{I_a}$ eingeführt wurde.

Erreicht k gerade den Beulwert einer Platte mit Knotenlinien in der Mitte, also

$$k = 4\left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2$$

dann stellen die zugehörigen Steifigkeiten die Mindeststeifigkeiten dar:

$$(11c) \quad \min \gamma_a = \frac{3 \cdot (1 + \alpha^2)^2}{2(1 + \rho\alpha^3)} + \frac{4(1 + \alpha^2)^2}{1 + \rho\alpha^3} \delta_a.$$

Wird in der Gl. (11a) $\gamma_b = 0$ gesetzt, ist also keine Quersteife vorhanden, dann erhält man die von Timoschenko [1] Seite 152 angegebene Gl. (10) für den Fall einer Längssteife in Plattenmitte:

$$k = \frac{(1 + \alpha^2)^2 + 2\gamma_a}{\alpha^2(1 + 2\delta_a)}.$$

2. Werden die Glieder mit den Beiwerten A_{11}, A_{12}, A_{21} und A_{22} in Betracht gezogen, dann ergibt sich folgende Determinante:

$$\Delta = \begin{vmatrix} \Phi_{11} + \psi_1 + \chi_1 & & & \\ & \Phi_{12} + \chi_2 & & \\ & & \Phi_{21} + \psi_2 & \\ & & & \Phi_{22} \end{vmatrix} = 0$$

Wie ohne weiteres zu erkennen ist, führt die Auflösung der Determinante auf ein Produkt von nachstehender Form:

$$(\Phi_{11} + \psi_1 + \chi_1)(\Phi_{12} + \chi_2)(\Phi_{21} + \psi_2)\Phi_{22} = 0.$$

Die einzelnen Faktoren entsprechen den Gliedern des Summenansatzes (4). Durch Nullsetzen der Faktoren ergeben sich vier mögliche Lösungen, die im folgenden besprochen werden. Dabei ist noch zu bemerken, daß gemäß der Aufgabestellung nur diejenigen Lösungen, die Aussagen über beide Steifen enthalten, also über das Steifenkreuz, von Interesse sind und als Grundlage der späteren Rechnung verwendet werden können.

a) Der erste Faktor:

$$(12) \quad \Phi_{11} + \psi_1 + \chi_1 = 0$$

ist identisch mit der ersten Näherung, die bereits unter 1 besprochen wurde.

b) Der zweite Faktor:

$$(13) \quad \Phi_{12} + \chi_2 = 0$$

entspricht der Beulform bd mit $m = 1$ und $n = 2$ nach Abb. 5. Man erkennt, daß nur die Quersteife eine Ausbiegung erfährt, während die Längssteife mit der Knotenlinie zusammenfällt, also gerade bleibt. Die Gleichung kann mithin keine Aussage über γ_a und δ_a enthalten.

$$(13a) \quad k = \frac{(1 + 4\alpha^2)^2 + 32\gamma_b\alpha^3}{\alpha^2}$$

oder

$$(13b) \quad \gamma_b = -\frac{1}{32\alpha^3} \Phi_{12} = -\frac{(1 + 4\alpha^2)^2 - k\alpha^2}{32\alpha^3}.$$

c) Der dritte Faktor:

$$(14) \quad \Phi_{21} + \psi_2 = 0$$

entspricht der Beulform ae mit $m = 2$ und $n = 1$ nach Abb. 5. Hier fällt die Quersteife mit der Knotenlinie zusammen, so daß die Gleichungen nur die Abmessungen der Längssteife γ_a und δ_a , aber nicht die der Quersteife γ_b enthalten können:

$$(14a) \quad k = \frac{(4 + \alpha^2)^2 + 32\gamma_a}{4\alpha^2(1 + 2\delta_a)}$$

oder

$$(14b) \quad \gamma_a = -\frac{1}{32} \Phi_{21} + k\left(\frac{\alpha}{2}\right)^2 \delta_a = -\frac{(4 + \alpha^2)^2 - 4k\alpha^2}{32} + k\left(\frac{\alpha}{2}\right)^2 \delta_a.$$

d) Der letzte Faktor ist:

$$(15) \quad \Phi_{22} = 0.$$

Entsprechend der Beulform be (Abb. 5) können die Steifigkeitsverhältnisse γ_a und γ_b nicht in der Endformel enthalten sein. Es ergibt sich der vierfache Beulwert der gelenkig gelagerten unversteiften Platte mit dem Seitenverhältnis α :

$$(15a) \quad k = 4\left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2$$

der gleichfalls aus Gl. (10) für $m_1 = 1$ zu erhalten ist.

Für den Fall der quadratischen Platte $\alpha = 1$, gleicher Steifigkeiten $\gamma_a = \gamma_b = \gamma$ und $\delta_a = 0$ sollen die obigen 4 Teillösungen gegenübergestellt werden. Es ergeben sich die nachstehenden Gleichungen für den Beulwert k :

- a) $k = 4 + 4\gamma,$
- b) $k = 25 + 32\gamma,$
- c) $k = 6,25 + 8\gamma,$
- d) $k = 16.$

Für den Grenzfall $\gamma = 0$ gibt Gl. (a) den Beulwert der unverteiften Platte mit dem Seitenverhältnis $\alpha = 1$ nämlich $k = 4$; Gl. (b) den Wert $k = 25$ als Beulwert einer Platte mit Knotenlinien in der Mitte $\eta = \frac{1}{2}$, also den vierfachen Beulwert einer Platte mit $\alpha = 2$; Gl. (c) mit $k = 6,25$ den Beulwert einer Platte mit $\alpha = \frac{1}{2}$ (Knotenlinie bei $\xi = \frac{1}{2}$) und endlich Gl. (d) den Beulwert $k = 16$ einer Platte mit Knotenlinien in $\xi = \frac{1}{2}$ und $\eta = \frac{1}{2}$.

Wie Abb. 4 zeigt, liefert Gl. (a) die kleinsten Beulwerte k und andererseits die größten Steifigkeiten γ .

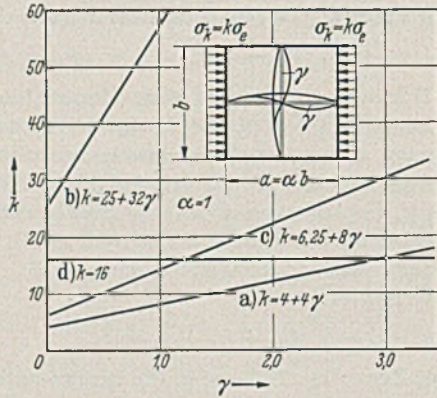


Abb. 4. Beulwerte k der quadratischen Platte in Abhängigkeit von der Steifigkeit $\gamma_a = \gamma_b = \gamma$ bei den vier Teillösungen.

Die zu den Schnittpunkten von Gl. (a) und (c) mit $k = 16$ gehörigen γ -Werte stellen die Mindeststeifigkeiten dar; denn für beide Fälle (a) und (c) ist $k = 16$ der Beulwert für die Platte mit Knotenlinien an den Steifen.

gleichem, und sich nur dadurch unterscheiden, daß sie durch Berücksichtigung von mehr Gliedern des Ansatzes (4) eine schärfere Näherung darstellen.

Die einzelnen Lösungen sollen an Hand von Abb. 5 kurz besprochen werden.

a) Der Faktor:

$$\Phi_{22} = 0$$

liefert den unter 2d angegebenen Wert k einer Platte mit Knotenlinien an beiden Steifen.

b) Der Faktor:

$$(16) \quad \begin{vmatrix} \Phi_{12} + \chi_2 & -\chi_2 \\ -\chi_2 & \Phi_{32} + \chi_2 \end{vmatrix} = 0$$

entspricht — wie aus den Beiwerten Λ_{12} , Λ_{32} zu erschen ist — der Beulfläche b (d+f) mit $n = 2$ und $m = 1, 3$.

Da die Längssteife mit der Knotenlinie zusammenfällt ($n = 2$), gilt das unter 2b Gesagte hier gleichfalls. Die Determinante führt auf folgende Gleichungsform:

$$(16a) \quad \Phi_{12} \Phi_{32} + \chi_2 (\Phi_{12} + \Phi_{32}) = 0$$

aus der — unter Beachtung von $\Phi = \Phi(k, \alpha)$ und $\chi = \chi(\gamma_b)$ — zu erkennen ist, daß k in quadratischer, jedoch γ_b in linearer Form enthalten sein muß.

Tafel I ($m = 1$ bis 3; $n = 1$ bis 3).

	Λ_{11}	Λ_{12}	Λ_{13}	Λ_{21}	Λ_{22}	Λ_{23}	Λ_{31}	Λ_{32}	Λ_{33}
1	$\Phi_{11} + \psi_1 + \chi_1$		$-\psi_1$				$-\chi_1$		
2		$\Phi_{12} + \chi_2$						$-\chi_2$	
3	$-\psi_1$		$\Phi_{13} + \psi_1 + \chi_3$						$-\chi_3$
4				$\Phi_{21} + \psi_2$		$-\psi_2$			
5					Φ_{22}				
6				$-\psi_2$		$\Phi_{23} + \psi_2$			
7	$-\chi_1$						$\Phi_{31} + \psi_3 + \chi_1$		$-\psi_3$
8		$-\chi_2$						$\Phi_{32} + \chi_2$	
9			$-\chi_3$				$-\psi_3$		$\Phi_{33} + \psi_3 + \chi_3$

$\Delta = \dots = 0$

Am Schlusse dieser kurzen Betrachtung mag noch darauf hingewiesen werden, daß es sich bei den Gl. (a) bis (c) um Näherungslösungen handelt, und daher stärkere zahlenmäßige Abweichungen gegen die theoretisch genauen Werte zu erwarten sind, was allerdings auf die grundsätzlichen Eigenschaften der Näherungslösungen keinen Einfluß ausübt.

3. Bei Berücksichtigung der Beiwerte Λ_{mn} mit $m = 1-3$ und $n = 1-3$ entsteht eine neungliedrige Beulbedingung (Tafel I), die in ein Produkt von 4 Unterdeterminanten zerlegt werden kann. Durch Nullsetzen der einzelnen Faktoren ergeben sich Lösungen, die in ihren Eigenschaften den unter 2 besprochenen durchaus

Durch Auflösung nach χ findet man die Steifigkeit

$$(16b) \quad \gamma_b = -\frac{1}{2 \cdot 2^4 \cdot \alpha^3} \cdot \frac{1}{\frac{1}{\Phi_{12}} + \frac{1}{\Phi_{32}}}$$

c) Sinngemäß ergeben sich bei dem Faktor:

$$(17) \quad \begin{vmatrix} \Phi_{21} + \psi_2 & -\psi_2 \\ -\psi_2 & \Phi_{23} + \psi_2 \end{vmatrix} = 0$$

die Verhältnisse für die Längssteife, da $\psi = \psi(\gamma_a)$. Die Auflösung

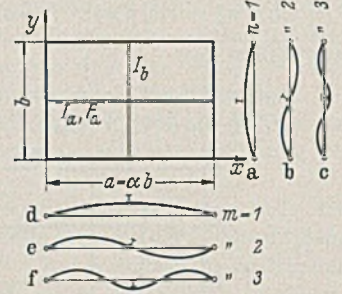


Abb. 5.

führt auf eine Gleichung:

$$(17a) \quad \Phi_{21} \Phi_{23} + \psi_2 (\Phi_{21} + \Phi_{23}) = 0.$$

Es handelt sich, wie unter 2c, um eine Platte mit dem Seitenverhältnis $\frac{1}{2} \alpha$, die durch eine Längssteife ausgesteift ist, nur daß hier im Sinne der Energiemethode die zweite Näherung durch Berücksichtigung von $m = 1$ und 3 vorliegt, was aus der Gleichung für die Steifigkeit γ_a leicht zu erkennen ist:

$$(17b) \quad \gamma_a = -\frac{I}{2 \cdot 2^4} \cdot \frac{I}{\Phi_{21} + \Phi_{23}} + k \left(\frac{\alpha}{2} \right)^2 \delta_a.$$

d) Während die Lösungen a bis c die Steifen getrennt bzw. gar nicht enthalten, bringt der letzte Faktor, eine Determinante 4. Ordnung, den Beulformen a (d + f), c (d + f) entsprechend, Aussagen über beide Steifen:

$$(18) \quad \begin{vmatrix} \Phi_{11} + \psi_1 + \chi_1 & -\psi_1 & -\chi_1 & \\ -\psi_1 & \Phi_{13} + \psi_1 + \chi_3 & & -\chi_3 \\ -\chi_1 & & \Phi_{31} + \psi_3 + \chi_1 & -\psi_3 \\ & -\chi_3 & -\psi_3 & \Phi_{33} + \psi_3 + \chi_3 \end{vmatrix} = 0$$

Diese Determinante — in Tafel II ausführlich mit den Werten von Seite 8 angeschrieben — dient als Grundlage für die Berechnung der Mindeststeifigkeiten.

4. Wie aus der Untersuchung der ersten Näherungen klar hervorgeht, zerfällt die jeweilige Beulbedingung in einzelne Faktoren, von denen jeder eine mögliche Lösung darstellt. Grundsätzlich sind dabei 2 Arten von Lösungen zu unterscheiden:

1. Die 1. Art entspricht Beulformen mit Knotenlinien an der Längssteife ($n = 2, 4, 6 \dots$) bzw. an der Quersteife ($m = 2, 4, 6 \dots$) oder an beiden Steifen ($m = n = 2, 4, 6 \dots$).
2. Bei der 2. Lösungsart nehmen beide Steifen an der Ausbiegung teil ($m = 1, 3, 5 \dots; n = 1, 3, 5 \dots$). Diese allein ist im Rahmen der vorliegenden Aufgabestellung von Bedeutung, denn sie ergibt $k = k(\alpha, \gamma_a, \gamma_b, \delta_a)$.

Der Ansatz (4) wäre also in dem vorliegenden Falle eines Steifenkreuzes in Plattenmitte dahin einzuschränken, daß m und n nur ungerade Werte annehmen dürfen. Die aus diesem verbesserten Ansatz entstehende Beulbedingung Δ , die dann identisch ist mit der entsprechenden Abspaltung aus der allgemeinen Beulbedingung, ist von i^2 -ter Ordnung, gemäß der Anzahl der Variationen der i -Elemente $1, 3, 5, 7 \dots$, die berücksichtigt werden, zur 2. Klasse, z. B. entsteht bei $i = 3$ ($m = 1, 3, 5; n = 1, 3, 5$) eine Determinante $3^2 = 9$. Ordnung als Beulbedingung, während die allgemeine Beulbedingung mit den Elementen $1, 2, 3, 4, 5$ von der $5^2 = 25$. Ordnung ist.

Tafel II.

	A_{11}	A_{13}	A_{31}	A_{33}
1	$(1 + \alpha^2)^2 + 2\gamma_a + 2\gamma_b \alpha^3 - k\alpha^2(1 + 2\delta_a)$	$-2\gamma_a + 2k\alpha^2\delta_a$	$-2\gamma_b \cdot \alpha^3$	
2	$-2\gamma_a + 2k\alpha^2\delta_a$	$(1 + 9\alpha^2)^2 + 2\gamma_a + 162\gamma_b \alpha^3 - k\alpha^2(1 + 2\delta_a)$		$-162\gamma_b \cdot \alpha^3$
3	$-2\gamma_b \alpha^3$		$(9 + \alpha^2)^2 + 162\gamma_a + 2\gamma_b \alpha^3 - 9k\alpha^2(1 + 2\delta_a)$	$-162\gamma_a + 18k\alpha^2\delta_a$
4		$-162\gamma_b \alpha^3$	$-162\gamma_a + 18k\alpha^2\delta_a$	$(9 + 9\alpha^2)^2 + 162\gamma_a + 162\gamma_b \alpha^3 - 9k\alpha^2(1 + 2\delta_a)$

C. Beulwerte k der quadratischen Platte.

In erster Annäherung ergibt sich der Beulwert für die Platte mit $\alpha = 1$ nach Gl. (11a) zu:

$$(19) \quad k = \frac{I}{1 + 2\delta_a} [4 + 2\gamma_a(1 + \varrho)].$$

Für $\gamma_a = \gamma_b = \varrho = 0$ muß sich der Wert $k = 4$ der unversteiften Platte ergeben. Erreicht $k = k(\gamma)$ die Grenze $k = 16$ d. i. der Beulwert der Platte mit Knotenlinien in der Mitte $\xi = \eta = \frac{1}{2}$, so ist die zugehörige Steifigkeit die Mindeststeifigkeit.

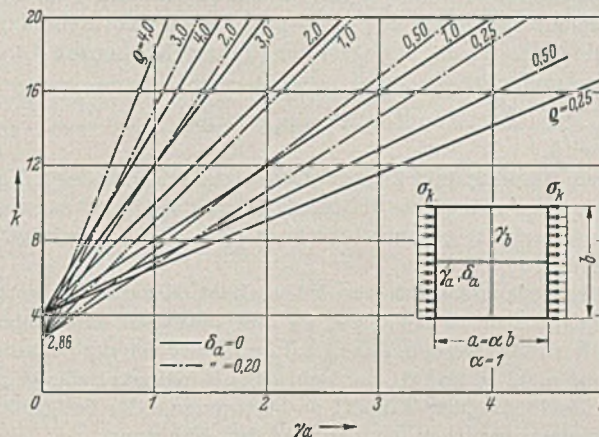


Abb. 6. Beulwerte k für die quadratische Platte in Abhängigkeit von γ_a, ϱ und δ_a .

Für den Fall $\delta_a \neq 0$ — also bei einer Kraftübertragung durch die Längssteife — kann der Beulwert der Platte unter $k = 4$ sinken, wenn eine gewisse Steifigkeit unterschritten wird. Diese Kleinststeifigkeit, die bei einer zweckmäßigen Aussteifung immer vorhanden ist, wird näherungsweise erhalten aus Gl. (19) durch Einsetzen der Grenze $k = 4$:

$$(20) \quad \gamma_a = \frac{4 \cdot \delta_a}{1 + \varrho}.$$

Zu dem gleichen Ergebnis führt folgende Betrachtung. Die Beulspannung der Platte beträgt bei einem Ausbeulen mit m sin-Halbwellen in der x -Richtung:

$$\sigma_{k\text{Platte}} = k \cdot \sigma_e = k \frac{\pi^2 \cdot D}{t \cdot b^2}.$$

Dagegen besitzt die als mittig belasteter Druckstab gedachte Längssteife von der Querschnittsfläche F_a und der Biegesteifigkeit EI_a bei einem Ausknicken nach m sin-Halbwellen senkrecht zur Plattenebene eine Knickspannung von

$$\sigma_{k\text{Steife}} = m^2 \frac{\pi^2 E \cdot I_a}{a^2 \cdot F_a}.$$

Ist nun $\sigma_{k\text{Steife}} < \sigma_{k\text{Platte}}$, was im allgemeinen der Fall ist, dann stützt sich die ausbeulende Platte an der Steife ab. Ist dagegen $\sigma_{k\text{Steife}} > \sigma_{k\text{Platte}}$, dann kann umgekehrt die Steife die Platte zu-

sätzlich belasten. Der Beulwert k sinkt unter $k = 4$. Im Grenzfall

$$(21) \quad \sigma_{k\text{Steife}} = \sigma_{k\text{Platte}}$$

erfährt die Platte keinerlei Beeinflussung durch die Steife. Die diesem Zustand entsprechende Steifigkeit γ_a ergibt sich aus

Gl. (21) nach kurzer Umrechnung zu:

$$\gamma_a = k \left(\frac{\alpha}{m} \right)^2 \delta_a.$$

Man vgl. hierzu Chwalla [5] S. 163 und [6] S. 980. Für $\alpha = 1$, $m = 1$ erhält man mit $k = 4$ die Gl. (20), wenn beim Steifenkreuz — wo eine Mitwirkung der Quersteife hinzutritt — nach Gl. (11) in erster Annäherung γ_a durch

$$\gamma_a + \gamma_b \alpha^3 = \gamma_a (1 + \varrho)$$

ersetzt wird.

Einen Anhaltspunkt über die Genauigkeit der aus der 1. Näherung gewonnenen k -Werte geben die Mindeststeifigkeiten, die im nächsten Abschnitt genauer berechnet sind. Danach beträgt der Fehler etwa 10%.

Sollen genauere Werte von k berechnet oder die Beulwerte k für Seitenverhältnisse $0,5 < \alpha < \sqrt{2}$ mit praktisch ausreichender Schärfe bestimmt werden, dann ist durch Einsetzen der bekannten Werte von α , γ_a , γ_b und δ_a , der Beulwert als kleinste reelle Wurzel aus der Beulbedingung Tafel II zu bestimmen, oder bei größeren Genauigkeitsansprüchen aus der nächsten Näherung.

D. Mindeststeifigkeiten.

1. Quadratische Platte ($\alpha = 1$).

Für die quadratische Platte mit Knotenlinien in der Mitte $\xi = \frac{1}{2}$; $\eta = \frac{1}{2}$; ist der kleinste Beulwert nach Gl. (10)

$$k = 16.$$

Damit wird in erster Annäherung

$$(22) \quad \min \gamma_a = \frac{12}{2(1+\varrho)} + \frac{16}{1+\varrho} \delta_a.$$

Der Fall gleicher Steifigkeiten, $\varrho = 1$ und $\delta_a = 0$ mag als Beispiel der zahlenmäßigen Auswertung der Determinanten dienen und zugleich den Annäherungsgrad an den genauen Wert zeigen.

Die 1. Näherung gibt nach Gl. (22)

$$\min \gamma_a = \frac{12}{2(1+1)} = 3,000.$$

Die 2. Näherung, als größte reelle Wurzel der Determinante Tafel II liefert den Wert:

$$\min \gamma_a = 3,216.$$

Die 3. Näherung ergibt sich aus der 9-gliedrigen Determinante zu:

$$\min \gamma_a = 3,273.$$

Eine Schätzung des Endwertes ist aus folgender Überlegung zu erhalten:

Die Verbesserung der 2. Näherung gegenüber der 1. beträgt:

$$\frac{3,216 - 3,000}{3,000} 100 = 7,2\%.$$

Die Verbesserung der 3. gegenüber der 2.:

$$\frac{3,273 - 3,216}{3,216} 100 = 1,8\%.$$

Nimmt man an, daß bei der nächsten Näherung die Verbesserung wie vorher wieder auf den 4. Teil sinkt, dann ist der Endwert etwa:

$$3,273 + \frac{1}{4} \cdot \frac{1,8}{100} 3,273$$

$$\min \gamma_a = 3,29.$$

Unter Zugrundelegung dieses Wertes beträgt der Fehler bei der

- 1. Näherung rd. 9 %
- 2. „ rd. 2,2 %
- 3. „ rd. 0,6 %.

Die Konvergenz ist somit gut. Schon die 2. Näherung liegt mit ihrer Genauigkeit innerhalb eines Bereiches, der durch die Ungleichmäßigkeiten des Baustoffes bedingt ist.

Zur Berechnung der Werte aus den Determinanten höherer Ordnung ist die Gaußsche Vorwärtselimination angewendet worden. Um auf diese Art die (größte reelle) Nullstelle des Systems zu

erhalten, waren in der Regel 3—4, oftmals noch mehr Durchrechnungen erforderlich. Theoretisch kann die Annäherung an die genauen Werte beliebig weit getrieben werden, sie scheidet jedoch bald an dem erforderlichen Rechenaufwand.

Unter Zugrundelegung der 2. Näherung (Tafel II) sind für verschiedene Verhältnisse der Steifigkeiten $\varrho = \frac{\gamma_b}{\gamma_a}$ Mindeststeifigkeiten $\min \gamma_a$ berechnet worden, ohne und mit Berücksichtigung einer Kraftübertragung durch die Längssteife ($\delta_a = 0$; $\delta_a = 0,20$).

Zahlentafel 1. Mindeststeifigkeiten $\min \gamma_a$ für $\alpha = 1$.

$\varrho =$ δ_a	0	1/4	1/2	3/4	1,0	1,5	2,0	3,0
0	7,00	5,10	4,27	3,66	3,22	2,60	2,18	1,67
0,20	10,20	7,65	6,39	5,50	4,83	3,90	3,28	2,47

Da die Abweichungen von 1. gegen 2. Näherung sich bei diesen Zahlen (Zahlentafel 1) in dem Bereich von 6—9% (ausgenommen Fall $\varrho = 0$) bewegen, sind die angegebenen Werte etwa mit einem Fehler von 2—3% behaftet.

Abb. 7 zeigt den Verlauf von $\min \gamma_a$ in Abhängigkeit von ϱ und δ_a .

Der Wert $\min \gamma_a = 7,00$ für $\varrho = 0$ (das ist der Fall einer nur mit Längssteife versteiften Platte) besitzt gegenüber dem genauen Wert von $\min \gamma_a = 7,226$ nach Barbré [7] einen Fehler von rd. 3,2%. Bei Vorhandensein einer Quersteife fällt die erforderliche Mindeststeifigkeit der Längssteife stark ab, bei gleichen Steifigkeiten ($\varrho = 1$) ist $\min \gamma_a$ nur noch rd. 45% des Wertes für $\varrho = 0$. Der Grenzwert für $\varrho = \infty$ kann die entsprechende Mindeststeifigkeit für eine Quersteife nicht ergeben, da der Berechnung ein Beulwert $k = 16$ zugrunde liegt, und nicht, wie für diesen Sonderfall erforderlich, der Beulwert $k = 6,25$.

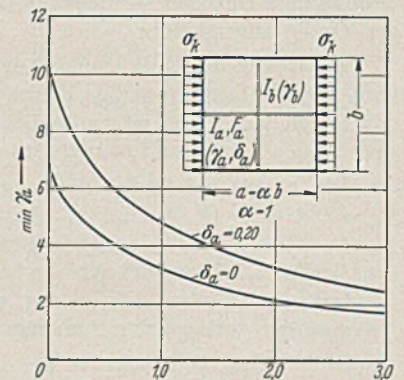


Abb. 7.

Der Einfluß der Querschnittsfläche der Längssteife δ_a auf die Mindeststeifigkeiten kann für das Seitenverhältnis $\alpha = 1$ gemäß Gl. (22) mit ausreichender Genauigkeit (Fehler rd. 1%) mit

$$\frac{16}{1+\varrho} \delta_a$$

erfaßt werden, so daß

$$(23) \quad \min \gamma_a = \min \gamma_{a0} + \frac{16}{1+\varrho} \delta_a.$$

Dabei ist $\min \gamma_{a0}$ aus der Zahlentafel 1 zu entnehmen. Zum Vergleich wurden für verschiedene δ_a bei der gleichen Steifigkeit von Längs- und Quersteife ($\varrho = 1$) Mindeststeifigkeiten aus der Determinante Tafel II berechnet:

Zahlentafel 2. Mindeststeifigkeiten $\min \gamma_a$.

ϱ δ_a	0	0,05	0,10	0,15	0,20
1,0	3,22	3,62	4,02	4,42	4,83

Die Zahlen stimmen vollkommen mit den aus der obigen Gl. (23) gewonnenen überein. Wie ferner aus Gl. (23) hervorgeht, wird der Einfluß von δ_a mit wachsendem $\varrho = \frac{\gamma_b}{\gamma_a}$ geringer, im Grenzfall $\varrho = \infty$ ist er gleich Null, was erklärlich erscheint, da für diesen Fall die Längssteife fortfällt.

2. Platten mit $0,5 < \alpha < \sqrt{2}$.

Es ist zu erwarten, daß die 2. Näherung über $\alpha = 1$ hinaus für den Bereich $0,5 < \alpha < \sqrt{2}$ noch Werte von ausreichender Genauigkeit gibt, da der zugehörige Ansatz alle Teilformen enthält, die für diese Seitenverhältnisse α einen maßgebenden Beitrag zu der tatsächlichen Beulfläche liefern.

ist, ergibt sich z. B. die in Tafel III dargestellte Form der Beulbedingung, bei der die 9 ersten Beiwerte A_{mn} berücksichtigt sind.

Wie ein Vergleich mit der entsprechenden Bedingung für das Steifenkreuz (Tafel I) zeigt, ist hier durch den Fortfall der χ -Werte eine wesentliche Vereinfachung eingetreten, so daß nun eine Auf-

Tafel III ($\gamma_b = 0$).

	A_{11}	A_{12}	A_{13}	A_{21}	A_{22}	A_{23}	A_{31}	A_{32}	A_{33}
1	$\Phi_{11} + \psi_1$		$-\psi_1$						
2		Φ_{12}							
3	$-\psi_1$		$\Phi_{13} + \psi_1$						
4				$\Phi_{21} + \psi_2$		$-\psi_2$			
5					Φ_{22}				
6				$-\psi_2$		$\Phi_{23} + \psi_2$			
7							$\Phi_{31} + \psi_3$		$-\psi_3$
8								Φ_{32}	
9							$-\psi_3$		$\Phi_{33} + \psi_3$

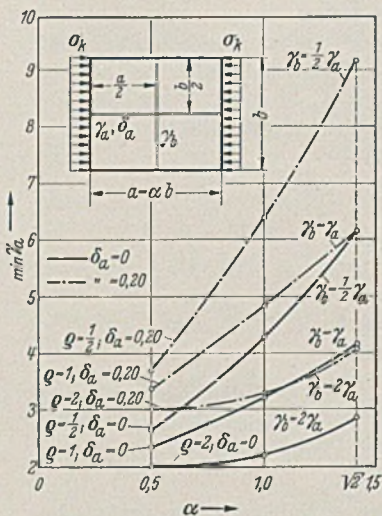


Abb. 8. Mindeststeifigkeiten $\min \gamma_a$ in Abhängigkeit von α , q und δ_a .

Die nach Tafel II berechneten Mindeststeifigkeiten $\min \gamma_a$ sind in Zahlentafel 3 zusammengestellt und in Abb. 8 als Funktion des Seitenverhältnisses α mit den Parametern q und δ_a aufgetragen.

Zahlentafel 3. Mindeststeifigkeiten $\min \gamma_a$.

α	$q = 1/2$		$q = 1$		$q = 2$	
	$\delta_a = 0$	$\delta_a = 0,20$	$\delta_a = 0$	$\delta_a = 0,20$	$\delta_a = 0$	$\delta_a = 0,20$
0,5	2,65	3,71	2,34	3,39	2,03	3,00
1,0	4,27	6,39	3,22	4,83	2,18	3,28
$\sqrt{2}$	6,14	9,16	4,12	6,08	2,85	4,10

Da der Belastungsfall der gleiche ist und die Gleichungen denselben Aufbau zeigen wie für $\alpha = 1$, kann zur Abschätzung der Genauigkeit wohl das Verhältnis der 1. gegen die 2. Näherung dienen. Diese Verhältniswerte sind in Abb. 9 in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis α aufgetragen. Nimmt man an, daß auch in diesen Fällen die Verbesserung durch die nächste Näherung $1/4$ der vorherigen beträgt (vgl. $\alpha = 1$) so muß man sich mit der 2. Näherung auf den Bereich $0,5 < \alpha < \sqrt{2}$ beschränken, wobei z. B. die für $\alpha = \sqrt{2}$ und $q = 1$ ermittelte Mindeststeifigkeit schätzungsweise um rd. 5% ungenau ist. Die Fehler steigen mit wachsendem q stark an.

Um die Mindeststeifigkeiten für größere Seitenverhältnisse α zu bestimmen, wäre die Berücksichtigung von mehr Reihengliedern bzw. Beiwerten A_{mn} erforderlich.

E. Sonderfall $\gamma_b = 0$.

Für den Fall $\gamma_b = q \cdot \gamma_a = 0$ ist die Platte nur durch eine Längssteife in der Mitte versteift. Die exakte Lösung dieses Problems von Barbré [7] [8] und auch von Lokshin [11] führt auf eine transzendente Bedingung für die Mindeststeifigkeiten. In diesem Abschnitt wird für die Mindeststeifigkeit $\min \gamma_a$ eine Folge von Näherungen aufgestellt, die schon bei Berücksichtigung von wenigen Gliedern genügend genaue Werte ergibt.

Mit Rücksicht darauf, daß für den Fall $\gamma_b = 0$ alle Werte $\chi_n = 2n^4 \gamma_b \alpha^3$ aus der Beulbedingung Δ verschwinden müssen, und daß, da $\eta = 1/2$

$$u_{12} = u_{14} = u_{16} \dots \dots \dots = 0$$

$$+u_{11} = -u_{13} = -u_{31} = +u_{33} \dots \dots = +1$$

spaltung in einzelne Faktoren möglich ist, die den Beiwerten A_{mn} mit $m = 1, 2, 3$ entsprechen. Die gleiche Zerlegung der Beulbedingung Δ in Faktoren mit $m = 1, 2, 3, \dots, m$ kann bei allen Näherungen stattfinden, was mithin bedeutet, daß die Beulformen für den Fall $\gamma_b = 0$ aus einfachen sin-Halbwellen in der x-Richtung bestehen, entsprechend dem Ansatz:

$$w = \sin \frac{m \pi x}{a} \sum_n A_{mn} \sin \frac{n \pi y}{b}$$

Wird jeweils nur der erste Faktor mit $m = 1$, also eine Beulform mit einer Halbwelle in der x-Richtung — die für Seitenverhältnisse von ungefähr $0 < \alpha < 3$ die maßgebenden Mindeststeifigkeiten liefert — betrachtet, dann ergeben sich die nachstehenden Näherungen:

1. $m = 1; n = 1;$

(24) $\Phi_{11} + \psi_1 = 0$

oder da $\psi_1 = 2 (1^4 \gamma_a - 1^2 k \alpha^2 \delta_a)$

(24a) $\gamma_a = -\frac{1}{2} \Phi_{11} + k \alpha^2 \delta_a$.

2. $m = 1; n = 1, 3$ (alle Glieder mit geradem n , also Knotenlinien an der Längssteife bei $\eta = 1/2$, können hier wie auch bei allen folgenden Näherungen abgespalten werden, sie sind an dieser Stelle nicht von Interesse). Somit bleibt:

(25)
$$\begin{vmatrix} \Phi_{11} + \psi_1 & -\psi_1 \\ -\psi_1 & \Phi_{13} + \psi_1 \end{vmatrix} = 0$$

Die Auflösung führt auf folgende Gleichungen:

(25a)
$$\psi_1 = -\frac{1}{\frac{1}{\Phi_{11}} + \frac{1}{\Phi_{13}}}$$

oder

(25b)
$$\gamma_a = -\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\frac{1}{\Phi_{11}} + \frac{1}{\Phi_{13}}} + k \alpha^2 \delta_a$$
.

Die Gl. (25) ist bereits von Timoschenko [1] und auch von Chwalja [5] in etwas anderer Form angegeben worden.

3. $m = 1; n = 1, 3, 5;$

(26)
$$\begin{vmatrix} \Phi_{11} + \psi_1 & -\psi_1 & +\psi_1 \\ -\psi_1 & \Phi_{13} + \psi_1 & -\psi_1 \\ +\psi_1 & -\psi_1 & \Phi_{15} + \psi_1 \end{vmatrix} = 0$$

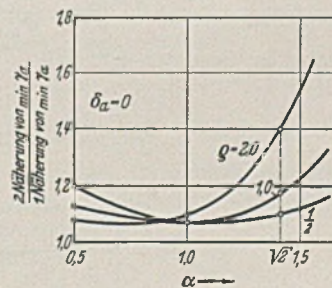


Abb. 9.

Daraus ergibt sich:

$$(26a) \quad \psi_1 = - \frac{1}{\frac{1}{\Phi_{11}} + \frac{1}{\Phi_{13}} + \frac{1}{\Phi_{15}}}$$

oder

$$(27) \quad \gamma_a = - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\frac{1}{\Phi_{11}} + \frac{1}{\Phi_{13}} + \frac{1}{\Phi_{15}}} + k \alpha^2 \delta_a.$$

Das Bildungsgesetz ist ohne Schwierigkeit zu erkennen. Bei der i-ten Näherung besteht der Nenner aus der Summe der i reziproken Werte von $\Phi_{11}; \Phi_{13} \dots$ bis $\Phi_{1(2i-1)}$.

Für m Halbwellen nach der x-Richtung würde z. B. die 3. Näherung lauten:

$$(28a) \quad \psi_m = - \frac{1}{\frac{1}{\Phi_{m1}} + \frac{1}{\Phi_{m3}} + \frac{1}{\Phi_{m5}}}$$

oder, da $\psi_m = 2(m^4 \gamma_a - m^2 k \alpha^2 \delta_a)$

$$(28b) \quad \gamma_a = - \frac{1}{2 m^4} \frac{1}{\frac{1}{\Phi_{m1}} + \frac{1}{\Phi_{m3}} + \frac{1}{\Phi_{m5}}} + k \left(\frac{\alpha}{m}\right)^2 \delta_a.$$

Der Einfluß von δ_a auf die Steifigkeit γ_a ist gleich von Anfang an konstant mit $k(\alpha/m)^2 \delta_a$ erfaßt und entspricht der exakten Lösung [7], so daß

$$\gamma_a = \gamma_{a0} + k \left(\frac{\alpha}{m}\right)^2 \delta_a.$$

Die i-te Näherung γ_{a0}^i kann auch durch folgende Rekursionsformel dargestellt werden, die sich für die Zahlenrechnung besonders gut eignet:

$$(29) \quad \gamma_0^{(i)} = \gamma_0^{(i-1)} \frac{1}{1 - \frac{2 m^4 \gamma_0^{(i-1)}}{\Phi_m(2i-1)}}.$$

(Die Kennziffer „a“ ist dabei fortgelassen.) Die Konvergenz der Näherungsfolge folgt daraus, daß offenbar

$$\lim_{i \rightarrow \infty} \left| \frac{1}{1 - \frac{2 m^4 \gamma_0^{(i-1)}}{\Phi_m(2i-1)}} \right| = + 1,$$

wobei zu beachten ist, daß

$$\Phi_{mi} = (m^2 + i^2 \alpha^2)^2 - m^2 k \alpha^2$$

ist, also bei den festen Werten α, m und k nur von i abhängt.

1. $\alpha = 1; \delta_a = 0$. Nach Gl. (30) für $m = 1$ der niedrigste Beulwert $k = 16$.

Näherung	Φ -Werte	$\min \gamma_a$	Fehler (in %)
1	-12	6,000	rd. 17
2	+84	7,000	„ 3,12
3	+660	7,152	„ 1,02
4	+2484	7,193	„ 0,45
5	+6708	7,209	„ 0,24
6	+14868	7,216	„ 0,14

Der genaue Wert beträgt nach Barbré [7]

$$\min \gamma_a = 7,226.$$

2. $\alpha = 2; \delta_a = 0; k = 16$.

Näherung	Φ -Werte	$\min \gamma_a$	Fehler (in %)
1	-39	19,500	rd. 3,6
2	+1305	20,101	„ 0,6
3	+10137	20,180	„ 0,2
4	+38745	20,201	„ 0,1
5	+105561	20,209	„ 0,05
6	+235161	20,212	„ 0,0

Der genaue Wert beträgt nach Barbré

$$\min \gamma_a = 20,22.$$

In beiden Fällen besitzt schon die 2. Näherung für praktische Zwecke ausreichende Genauigkeit.

F. Sonderfall $\gamma_a = 0$.

Wird $\gamma_a = 0; \delta_a = 0$ (d. h. nur eine Quersteife in Plattenmitte $\xi = 1/2$ vorhanden) — die strenge Lösung dieses Problems findet sich bei Barbré [8] und bei Lokshin [11], dann fallen alle Größen $\psi_m = 2(m^4 \gamma_a - m^2 k \alpha^2 \delta_a)$ fort und die Koeffizientendeterminante Δ nimmt z. B. unter Beschränkung auf die ersten neun Glieder des Ansatzes (4) nach kurzer Umordnung die in Tafel IV dargestellte Form an. Der Aufbau ist der gleiche wie in Abschnitt E für die Längssteife. Die Beulformen bestehen in diesem Sonderfall aus einfachen sin-Halbwellen in der y-Richtung entsprechend dem Ansatz:

$$w = \sin \frac{n \pi y}{b} \sum_m A_{mn} \sin \frac{m \pi x}{a}.$$

Auch hier läßt sich eine Näherungsfolge für die Steifigkeit γ_b

Tafel IV ($\gamma_a = 0$).

	A_{11}	A_{21}	A_{31}	A_{12}	A_{22}	A_{32}	A_{13}	A_{23}	A_{33}
1	$\Phi_{11} + \chi_1$		$-\chi_1$						
2		Φ_{21}							
3	$-\chi_1$		$\Phi_{31} + \chi_1$						
4				$\Phi_{12} + \chi_2$		$-\chi_2$			
5					Φ_{22}				
6				$-\chi_2$		$\Phi_{32} + \chi_2$			
7							$\Phi_{13} + \chi_3$		$-\chi_3$
8								Φ_{23}	
9							$-\chi_3$		$\Phi_{33} + \chi_3$

Um Mindeststeifigkeiten $\min \gamma_a$ zu erhalten, müssen die kleinsten Beulwerte k einer gelenkig gelagerten Platte mit Knotenlinien in der Mitte $\eta = 1/2$, also gleich

$$(30) \quad k = 4 \left(\frac{m}{2\alpha} + \frac{2\alpha}{m} \right)^2.$$

[aus Gl. (9) für $n = 2$ zu erhalten] in die Φ -Werte eingesetzt werden.

Die zahlenmäßige Berechnung der Mindeststeifigkeiten soll für den Fall der Platten mit $\alpha = 1$ und $\alpha = 2$ gezeigt werden.

aufstellen, die für $n = 1$ Halbwelle in der y-Richtung folgendermaßen lautet:

1. Näherung ($n = 1; m = 1$)

$$(31) \quad \Phi_{11} + \chi_1 = 0$$

oder, da $\chi_1 = 2 \cdot \alpha^3 \gamma_b$ ist

$$(31a) \quad \gamma_b = - \frac{1}{2 \alpha^3} \cdot \Phi_{11}.$$

2. Näherung ($n = 1; m = 1,3$)

$$(32) \quad \gamma_b = -\frac{I}{2\alpha^3} \frac{I}{\frac{I}{\phi_{11}} + \frac{I}{\phi_{31}}}$$

3. Näherung ($n = 1; m = 1, 3, 5$)

$$(33) \quad \gamma_b = -\frac{I}{2\alpha^3} \cdot \frac{I}{\frac{I}{\phi_{11}} + \frac{I}{\phi_{31}} + \frac{I}{\phi_{51}}}$$

Das Bildungsgesetz entspricht dem in Abschnitt E: Der Nenner bei der i -ten Näherung wird aus der Summe der i reziproken Werte von $\phi_{11}, \phi_{31} \dots$ bis $\phi_{(2i-1)1}$ gebildet.

Für n Halbwellen in der y -Richtung lautet z. B. die 3. Näherung:

$$(34) \quad \gamma_n = -\frac{I}{\frac{I}{\phi_{1n}} + \frac{I}{\phi_{3n}} + \frac{I}{\phi_{5n}}}$$

oder, da $\gamma_n = 2\alpha^3 n^4 \gamma_b$ ist

$$(35) \quad \gamma_b = -\frac{I}{2\alpha^3 n^4} \cdot \frac{I}{\frac{I}{\phi_{1n}} + \frac{I}{\phi_{3n}} + \frac{I}{\phi_{5n}}}$$

Bei der zahlenmäßigen Berechnung wird zweckmäßigerweise die nachstehende Rekursionsformel verwendet, die die i -te Näherung aus der $(i-1)$ -ten ergibt

$$(36) \quad \gamma_b^{(i)} = \gamma_b^{(i-1)} \frac{I}{2n^4 \alpha^3 \gamma_b^{(i-1)} - \frac{I}{\phi_{(2i-1)n}}}$$

wobei auch hier der zweite Faktor mit wachsendem i schnell gegen $+1$ konvergiert.

Die Beulwerte einer derartig querversteiften Platte ergeben sich für $\gamma_b \geq \min \gamma_b$ aus Gl. (9) für $n = 1$ und $m_1 = m/2 = 1, 2 \dots$ zu

$$(37) \quad k = \left(\frac{2m_1}{\alpha} + \frac{\alpha}{2m_1} \right)^2,$$

das sind die einer Platte mit Knotenlinien an der Steife. Werden diese k -Werte in die Größen $\phi_{in} = (i^2 + n^2 \alpha^2)^2 - i^2 k \alpha^2$ eingesetzt, dann erhält man die Mindeststeifigkeiten $\min \gamma_b$. Als Beispiel der Berechnung mag die quadratische Platte dienen:

$\alpha = 1$. Der kleinste k -Wert ergibt sich für $m_1 = 1$ zu $k = 6,25$.

Näherung	ϕ -Werte	$\min \gamma_b$	Fehler (in %)
1	-2,25	1,1250	rd. 5,8
2	+43,75	1,1860	„ 0,65
3	+519,75	1,1914	„ 0,19
4	+2193,75	1,1927	„ 0,09
5	+6217,75	1,1932	„ 0,04
6	+14127,75	1,1934	„ 0,025

Der genaue Wert beträgt nach Lokshin [11]:

$$\min \gamma_b = \frac{15}{4\pi} = 1,193662.$$

Der von Timoschenko [1] S. 155 angegebene Wert für den Fall der quadratischen Platte $\min \gamma_b = 1,26$ ist nach dieser Rechnung um rd. 6% zu hoch.

Für verschiedene Seitenverhältnisse α sind die Werte der Mindeststeifigkeiten $\min \gamma_b$ nach obigem Beispiel berechnet worden und in Zahlentafel 4 den beiden ersten Näherungen und den Werten von Timoschenko (die der 2. Näherung entsprechen) gegenübergestellt.

Zahlentafel 4.

$\alpha =$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
1. Näherung . . .	11,81	6,73	4,11	2,63	1,72	1,13	0,42
2. Näherung . . .	12,64	7,18	4,39	2,80	1,82	1,19	0,43
Timoschenko . .	12,6	7,18	4,39	2,80	1,82	1,26	0,433
Wahrscheinliche Werte	12,75	7,24	4,42	2,82	1,84	1,19	0,435

Der von Lokshin [11] S. 233 für $\alpha = 0,6$ angegebene Wert $\min \gamma_b = 7,46$ muß fehlerhaft sein. Eine Nachrechnung ergab in Übereinstimmung mit dem Wert aus Zahlentafel 4:

$$\min \gamma_b = 7,243.$$

III. Beispiel.

Eine Platte mit den Abmessungen $a = 300$ cm, $b = 300$ cm, $\alpha = 1$, $t = 1,5$ cm soll durch ein Steifenkreuz in der Mitte versteift werden. Wie groß sind die Abmessungen der Steifen zu wählen, damit der Beulwert der unversteiften Platte $k = 4$ den Höchstwert $k = 16$, d. i. der Beulwert einer Platte mit Knotenlinien an den Steifen, erreicht?

Es muß also mindestens sein:

$$\gamma_a = \min \gamma_a$$

und

$$\gamma_b = \min \gamma_b.$$

Für Baustahl mit $E = 2100$ t/cm² und $\mu = 0,3$ gilt

$$\gamma = \frac{EI}{bD} = 10,92 \frac{I}{bt},$$

also

$$I = 0,0916 b t^3 \gamma.$$

Bei den vorstehenden Abmessungen der Platte ist

$$I = 93 \gamma.$$

1. Die beiden Steifen (Längs- und Quersteife) sollen gleich stark sein $\varrho = \frac{\gamma_b}{\gamma_a} = 1$. Die erforderlichen Mindeststeifigkeiten ergeben sich nach Gl. (23) zu:

$$\min \gamma_a = \min \gamma_{a0} + \frac{16}{2} \delta_a.$$

Gewählt wird ein Stahl Z 10 mit einer Fläche $F = 14,5$ cm²

$$\delta_a = \frac{F_a}{bt} = \frac{14,5}{300 \cdot 1,5} = 0,032.$$

Nach Zahlentafel 1:

$$\begin{aligned} \min \gamma_a &= 3,22 + 8 \cdot 0,032 \\ \min \gamma_a &= 3,48. \end{aligned}$$

Erforderlich ist demnach

$$\min I_a = \min I_b = 93 \cdot 3,48 = \text{rd. } 330 \text{ cm}^4.$$

Vorhanden ist, wenn — nach einem Vorschlag von Timoschenko [1] — das Trägheitsmoment der Steife auf die in der Berührungsebene von Steife und Platte liegende Achse bezogen wird:

$$\begin{aligned} I_x &= 222 \text{ cm}^4 \\ + 14,5 \cdot 5,0^2 &= 362 \text{ cm}^4 \\ I_{\text{vorh}} &= 584 \text{ cm}^4 < \min I = 330 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

2. Es ist eine Quersteife Z 8 vorhanden. Wie stark muß die Längssteife sein, damit der Wert $k = 16$ erreicht wird? Die Längssteife soll dabei keine Druckkräfte aufnehmen.

Bei der Quersteife sind vorhanden:

$$\begin{aligned} I_b &= 109 \text{ cm}^4 \\ + 11,1 \cdot 4,0^2 &= 179 \text{ cm}^4 \\ I_{b \text{ vorh}} &= 287 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Danach ergibt sich

$$\gamma_b = \frac{E I_b}{bD} = \frac{287}{93} = 3,1.$$

Angenommen $\varrho = 2$.

Demnach ist nach Zahlentafel 1:

$$\min \gamma_a = 2 \cdot \min \gamma_b = 4,27$$

und

$$\begin{aligned} \min I_a &= 2 \cdot \min I_b = 93 \cdot 4,27 \\ \min I_a &= \text{rd. } 400 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Es wird ein Z 10 als Längssteife gewählt mit

$$I_{a \text{ vorh}} = 584 \text{ cm}^4 \text{ (s. oben).}$$

Die beiden Steifen mit

$$\begin{aligned} I_{a \text{ vorh}} &= 584 \text{ cm}^4 < \min I_a = 400 \text{ cm}^4 \\ I_{b \text{ vorh}} &= 287 \text{ cm}^4 < \min I_b = 200 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

reichen aus, um an ihrer Stelle Knotenlinien zu erzwingen.

Schrifttum.

[1.] Timoschenko, S.: Über die Stabilität versteifter Platten. Eisenbau 12 (1921) S. 147.

- [2] Schleicher, F.: Stabilitätsprobleme vollwandiger Stahltragwerke. Bauing. 15 (1934) S. 505.
- [3] Bryan, G. H.: On the Stability of a Plane Plate under Thrusts in its own Plane, with Applications to the Buckling of the Sides of a Ship. Proc. Lond. math. Soc. 22 (1891) S. 54.
- [4] Reissner, H.: Energiekriterium der Knicksicherheit. Z. angew. Math. Mech. 5 (1925) S. 475.
- [5] Chwalla, E.: Beitrag zur Stabilitätstheorie des Stegbleches vollwandiger Träger. Stahlbau 9 (1936) S. 161.
- [6] Chwalla, E.: Die Bemessung der waagrecht ausgesteiften Stegbleche vollwandiger Träger. Vorbericht 1936. I. V. B. H. S. 957.
- [7] Barbré, R.: Beulspannungen von Rechteckplatten mit Längsteifen bei gleichmäßiger Druckbelastung. Bauing. 17 (1936) S. 268.
- [8] Barbré, R.: Stabilität gleichmäßig gedrückter Rechteckplatten mit Längs- oder Querstreifen. Diss. Hannover 1937.
- [9] Schleicher, F.: Einfluß der Stabilität der Stegbleche auf die Gestaltung vollwandiger Balkenbrücken. Vorbericht 1936. I. V. B. H. S. 1391.
- [10] Chwalla, E.: Die Bemessung des Stegbleches im Endfeld vollwandiger Träger. Bauing. 17 (1936) S. 81.
- [11] Lokshin, A. S.: On the calculation of plates with ribs. Appl. Math. a. Mech. Bd. 2 (1935) S. 225.

DIE REICHAUTOBAHNBRÜCKE ÜBER DIE FREIBERGER MULDE ZWISCHEN SIEBENLEHN UND NOSSEN.

D. Die Stahlkonstruktion.

Von Dipl.-Ing. Schreiner, Dresden.

(Fortsetzung und Schluß von Seite 661).

C. Die Wahl von Stegblechdicke und Aussteifungen.

Die Stegblechdicke t wurde auf Grund eingehender Untersuchungen bestimmt; kann doch an der Stegblechdicke am meisten gespart werden, wenn man durch eine zweckmäßige Anordnung der Absteifung für eine ausreichende Knicksicherheit sorgt. Die Anordnung der Aussteifungen ist aus der Übersichtszeichnung (Abb. 3b) zu erkennen.

Das Stegblech mit der Dicke t hat an den Querträgeranschlusspunkten seine Hauptsteifen. Diese sind so bemessen, daß sie im Falle des vollständigen Versagens des Stegbleches die volle Querkraft aufnehmen können; sie gelten dann als Druckpfosten eines Fachwerkes, dessen Zugdiagonalen durch das Stegblech ersetzt werden. Da das Stegblech, wie noch erörtert wird, bereits eine zweifache Sicherheit gegen Ausbeulen besitzt, ist diese Maßnahme eine zusätzliche Sicherung. Daher wurde auch eine Beanspruchung von $2,6 \text{ t/cm}^2$ zugelassen, wenn der in Abb. 28 angelegte Quer-

der Entwurfsbearbeitung sah man sich also gezwungen, nach den Richtlinien von Timoschenko und den darauf aufgebauten neuen Arbeiten, eigene Wege zu gehen. Die Bearbeiter mußten sich selbst ein Bild davon verschaffen, welche Beulsicherheiten für das Stegblech zugelassen werden könnten und wie sie zu berechnen seien. Der Rechnungsgang und die gewählten Annahmen sollen im folgenden kurz geschildert werden.

Vorangestellt wird noch die Erläuterung der im folgenden angewendeten Bezeichnungen.

Es bedeuten:

$\beta = a/b$ das Seitenverhältnis der untersuchten Platte, dabei ist a lange, b kurze Seite,

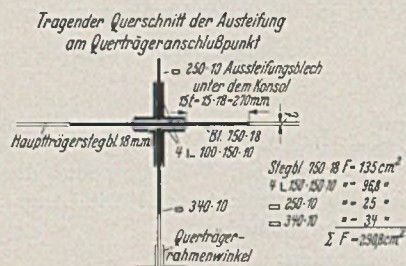


Abb. 28. Tragender Querschnitt der Aussteifung am Querträgeranschlusspunkt.

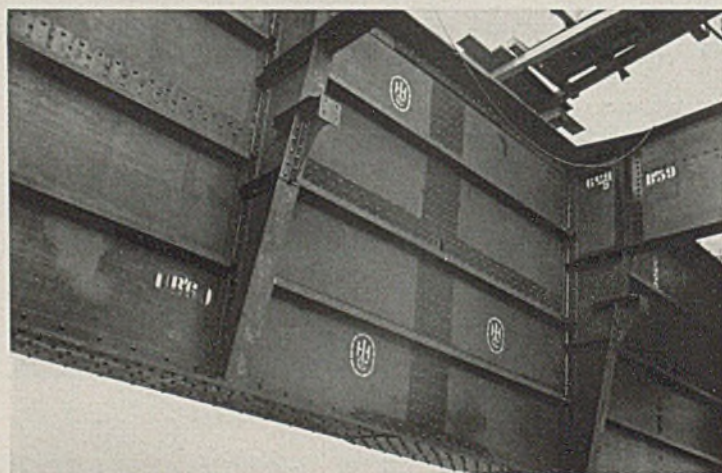


Abb. 29. Hauptträgerausschnitt zwischen Punkt 60 und 59.

schnitt als tragend angenommen wird. Dabei wurden außer Winkeln und Aussteifungsblechen noch das Stegblech selbst mit einen Überstand von je 15 t über die Schenkel der Aussteifungswinkel hinaus zum tragenden Querschnitt gerechnet. An die von den Hauptaussteifungen begrenzten Blechtafeln von 5,1 m Breite (Abb. 29) sind an der Innenseite der Hauptträger waagerechte Steifen (Z-Eisen) ungefähr in den Viertelpunkten und an der Außenseite in Feldmitte eine lotrechte Zwischensteife angeordnet (Abb. 3b/26).

Abb. 30 zeigt die Steifenanordnung neben dem Stützpunkt 37 über Pfeiler III, das sind die Felder mit den Längsdruckkräften im Untergurt bei der gleichzeitig auftretenden größten Querkraft.

Abb. 31 gibt einen Ausschnitt (Feld 47, 48) in der Mitte der 81 m-Öffnung wieder, wo bei der kleinsten Querkraft Druck in der oberen Hälfte auftritt. Aus diesem Bild und der allgemeinen Übersicht ist zu ersehen, daß die untere Aussteifung im Zugbereich soweit weggeblieben ist, als es die Schubknickung zuließ.

Für diese so ausgesteiften 5,1 m breiten Blechtafeln zwischen den Hauptaussteifungen ist nun der eigentliche Faltsicherheitsnachweis zu führen.

Zur Zeit der Entwurfsbearbeitung fehlten noch einheitliche Richtlinien und Vorschriften auf diesem schwierigen Gebiete, auf dem es noch keine einwandfreie Berechnungsmöglichkeit gibt. Bei

$\sigma =$ die Längsdruckspannung, die am Rande der untersuchten Platte wirkt (Abb. 32),

τ die Schubspannung im Stegblech,

$$\tau = \frac{Q}{h \cdot t} \quad \left. \begin{array}{l} Q = \text{Querkraft} \\ h = \text{Höhe,} \quad t = \text{Dicke} \end{array} \right\} \text{ des Stegbleches.}$$

Kritische Spannungen für die Beulung des Stegbleches werden mit dem Index k_r bezeichnet.

Im einzelnen ist:

- σ_{k_r} die kritische Längsdruckspannung im elastischen Bereich,
- σ'_{k_r} die kritische Längsdruckspannung im plastischen Bereich,
- τ_{k_r} die kritische Schubspannung im elastischen Bereich,
- τ'_{k_r} die kritische Schubspannung im plastischen Bereich,
- λ' der ideelle Schlankheitsgrad zur Bestimmung von σ'_{k_r} und τ'_{k_r} im plastischen Bereich.
- $\nu_\sigma = \sigma_{k_r}/\sigma$ oder σ'_{k_r}/σ Beulsicherheit für Längsdruck,
- $\nu_\tau = \tau_{k_r}/\tau$ oder τ'_{k_r}/τ Beulsicherheit für Schub.

Als zweckmäßig erwiesen sich nun die folgenden Richtlinien:

1. Für die zu untersuchende Blechtafel wird die Einspannung in den Gurtwinkeln wie auch bei den Querträgern berücksichtigt, so daß statt des Rechteckes ABCD 5,1 × 4,5 m (Abb. 32) das Rechteck der Blechtafel A'B'C'D' mit den Abmessungen 4,9 × 4,2 m untersucht wird.

2. Die Längsdruckspannung σ wird nach der Skizze auf Abb. 32 bestimmt. Der Mittelwert der Randlängsspannung kann mit rd. -2 t/cm^2 angenommen werden. Dieser Betrag kann ferner noch um 15% herabgemindert werden, da hier eine Berücksichtigung der Nietschwächung nicht erforderlich ist. Außerdem kann nach Punkt 1 die Spannung in der Randfaser A'B' (Abb. 32) der Untersuchung zugrunde gelegt werden.

Aus der Euler-Formel:

$$(3) \quad \sigma_k = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda'^2}$$

wird λ' errechnet zu

$$(4) \quad \lambda' = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{\sigma_k}} = \frac{144}{\sqrt{\sigma_k}}$$

mit dem Ergebnis einer errechneten Beulspannung σ_{kr} wird nach der Gl. (4) der ideelle Schlankheitsgrad errechnet, zu dem die BE-Tafel eine reduzierte Knickspannung σ'_{kr} für alle Werte $\lambda' = 100$ angibt.

7. Für die Schubspannungen wurde entsprechend eine Vergleichsspannung $\sigma_{vergl.}$ zur Bestimmung der ideellen λ' -Werte nach

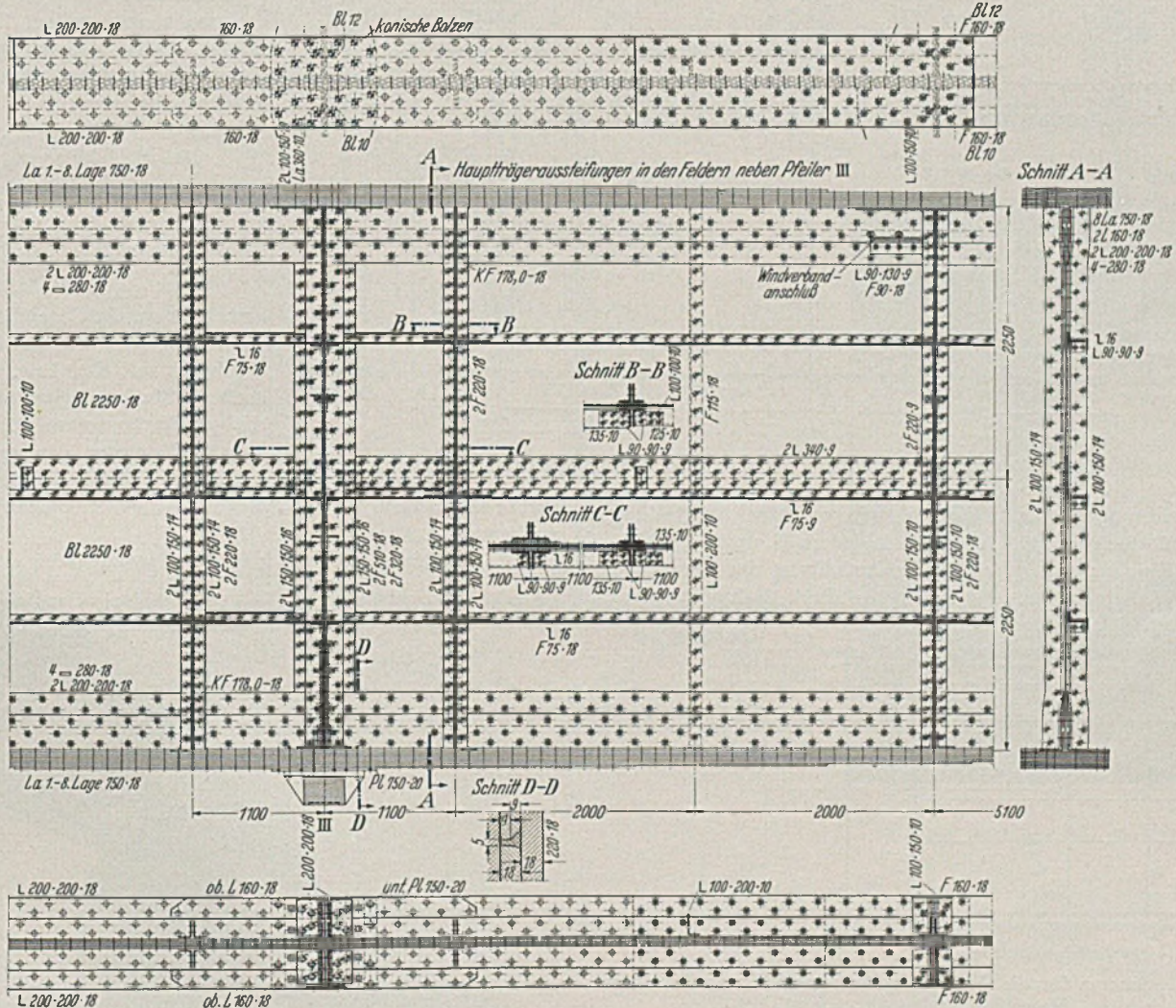


Abb. 30. Hauptträgeraussteifungen in den Feldern neben Pfeiler III.

3. Mit Rücksicht auf eine mögliche Kombination von Schub- und Biegedruck wird eine Sicherheit gegen Ausbeulen als ausreichend angesehen, die sowohl im plastischen wie im elastischen Bereich als kleinsten Wert des rechnerischen Ergebnisses der angewendeten Formel $\nu = 2$ ergibt.

4. Handelt es sich um einen Nachweis für eine ideelle Blechstärke (s. weiter oben), so soll der Wert $\nu = 2,5$ nicht unterschritten werden.

5. Für den vorübergehenden Zustand während des Freivorbauens ist mit einer errechneten Sicherheit von $\nu = 1,5$ auszukommen.

6. Um die Formeln, die nur für den elastischen Bereich gelten, auch im plastischen Bereich anwenden zu können, wurde hier schon der gleiche Weg beschritten, den die Reichsbahn in ihrem Entwurf für die vorläufigen Vorschriften für die Beulsicherheit (§ 42 der BE.) in Vorschlag bringt:

der Gleichung

$$(5) \quad \sigma_{vergl.} = \tau : 0,6$$

ermittelt. Um nun die reduzierte Schubspannung τ'_{kr} zu erhalten, wurde die zu λ' gehörige Knickspannung σ'_{kr} aus der BE-Tafel wieder mit 0,6 erweitert, so daß für den plastischen Bereich

$$(6) \quad \tau'_{kr} = 0,6 \cdot \sigma'_{kr}$$

wird.

Hierbei wurde beachtet, daß auf Grund der Arbeiten über Gestaltungsarbeit von Hencky, Mises, Schleicher $\tau = 0,6 \cdot \sigma$ gesetzt werden kann, wenn man etwa die Inanspruchnahme eines Flächenelementes durch reinem Zug σ' mit einem solchen, das durch reinen Schub „ τ “ beansprucht wird, wertmäßig vergleichen will.

8. Der Einfluß lotrechter Steifen auf die Längsdruckspannung ist so gering, daß er praktisch vernachlässigt werden kann.

Nach diesen Grundzügen ging man wie folgt vor.

Aus allgemeinen konstruktiven Gründen, nicht nur mit Rücksicht auf die Fallsicherheit, ergab sich die kleinste Stegblechdicke t mit 18 mm als zweckmäßig. Diese Stegblechdicke ließ sich bei

des Rechteckes [Abb. 32]) ist für Schub nicht knicksicher. Deshalb ist stets eine zweite waagerechte Steife in Trägermitte notwendig.

3. Kritische Schubspannungen $\tau_{kr\frac{1}{4}}$ und $\tau_{kr\frac{1}{2}}$ kommen somit nur für Rechteckplatten mit etwa ein Viertel und ein Halbes der Trägerhöhe in Betracht, je nachdem zwei oder drei waagerechte Steifen im Felde vorhanden sind.

4. Wollte man bei den großen Rechteckplatten (A'E'F'C' und E'B'F'D') auf waagerechte Aussteifungen verzichten, so müßte das Stegblech entsprechend dicker sein, wenn die unter 3 errechneten kritischen Schubspannungen $\tau_{kr\frac{1}{4}}$ und $\tau_{kr\frac{1}{2}}$ erhalten bleiben sollen. Die erforderlichen „ideellen Dicken“ $t'_{\frac{1}{4}}$ und $t'_{\frac{1}{2}}$ können aus der bekannten Timoschenkoschen Gleichung

$$(7) \quad \left(\tau_{kr} = 11000 + \frac{7500}{\beta^2} \right) \left(\frac{t'}{b} \right)^2$$

zu

$$(8) \quad t' = \sqrt{\frac{\tau_{kr} b^2}{11000 + (7500 : \beta^2)}}$$

errechnet werden. Stegbleche von der Dicke $t'_{\frac{1}{4}}$ und $t'_{\frac{1}{2}}$ würden also an Stelle der mit drei bzw. zwei waagerechten Steifen ausgesteiften 18 mm dicken Bleche treten können.

5. Die unter 4. angestellte Überlegung gibt die Möglichkeit, die lotrechte Mittelsteife für Bleche mit den ideellen Dicken $t'_{\frac{1}{4}}$ und $t'_{\frac{1}{2}}$ zu bemessen.

6. Praktisch wurde jedoch der folgende Weg gewählt:

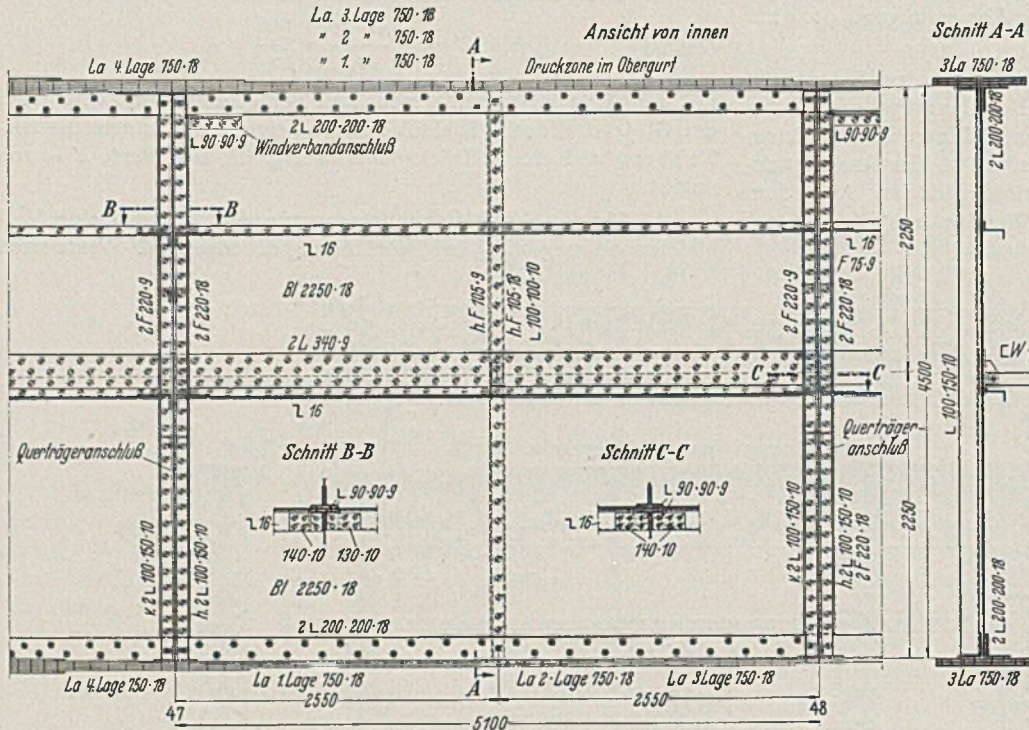


Abb. 31. Hauptträgersaussteifungen (Feld 47—48) Mitte der 81 m-Öffnung.

einer Anordnung von zwei bis drei waagerechten Aussteifungen und einer lotrechten Zwischensteife in jedem Hauptträgerfeld erreichen. Eine nahezu quadratische Aufteilung der Hauptträger durch die Aussteifungen gibt kein gutes Bild, deshalb wurde die

lotrechte Mittelsteife für Bleche mit den ideellen Dicken $t'_{\frac{1}{4}}$ und $t'_{\frac{1}{2}}$ zu bemessen.

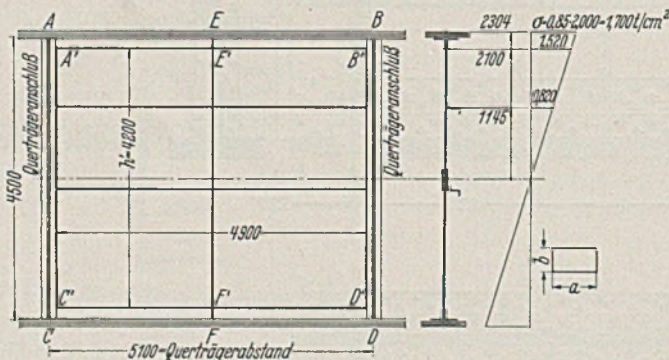


Abb. 32. Schema für die Anordnung der Aussteifungen in einem Hauptträgerfeld (5,1 x 4,5 m).

lotrechte Zwischensteife an der Außenseite angeordnet. Dadurch werden die nahezu quadratischen Flächen von 5,1 x 4,5 m in hohe Rechtecke aufgeteilt (Abb. 33). Konstruktiv ergab sich durch die Anordnung der Mittelsteife an der Außenseite außerdem der Vorteil, daß eine Kreuzung von lotrechten und waagerechten Steifen vermieden wurde, wenn, wie im vorliegenden Falle, die zwei oder drei waagerechten Steifen an der Innenseite der Hauptträger lagen.

Mit Hilfe der Gleichungen von Timoschenko wurden nun zunächst folgende Nachweise für die durch die lotrechten Haupt- und Zwischensteifen begrenzten Rechtecke (Abb. 32) A'E'F'C', E'B'F'D'F' erbracht.

1. Die Beulsicherheit auf Längs- bzw. Biegungsdruck erfordert jedesmal eine Längssteife in der Mitte des Druckbereiches.

Für diese Längssteife ist ein Z-Eisen NP 16 notwendig. Für alle Längsaussteifungen wurde dieses Profil beibehalten.

2. Ein Feld mit einer Seitenlänge = $\frac{3}{4} h'$ (h' = Höhe A'C')

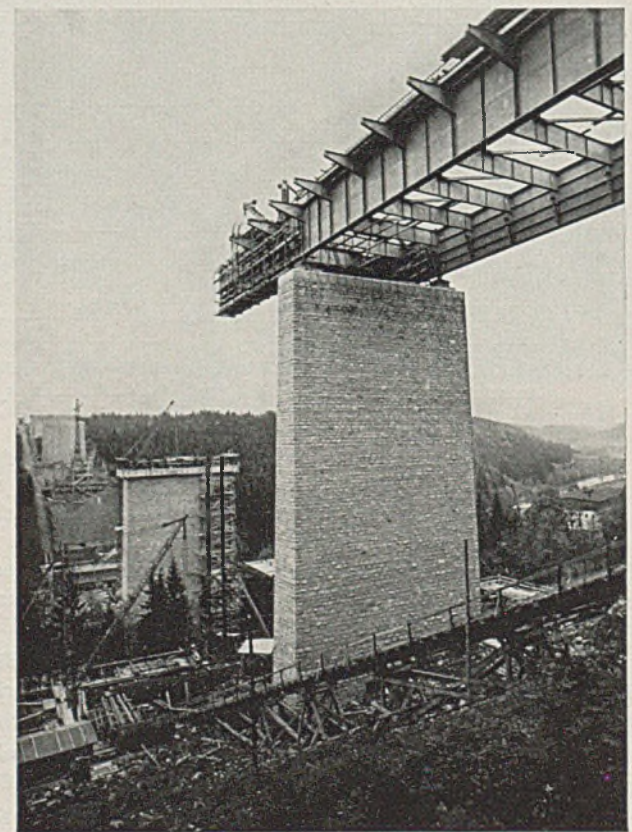


Abb. 33. Ansicht des Hauptträgers mit den lotrechten Quersteifen (hohe Rechtecke).

Als lotrechte Mittelsteifen kommen aus konstruktiven Gründen nur folgende Profile in Frage:

Prof. 1 I L 100 · 200 · 10 mit Abst. 42 mm vom Stegblech,
 „ 2 I L 100 · 200 · 10 „ „ 18 mm „ „ „
 „ 3 I L 100 · 150 · 10 „ „ 18 mm „ „ „
 Somit sind die Trägheitsmomente I₁–3 für diese Steifen gegeben. Bekannt sind ferner die ideellen Dicken t'_{1/4} und t'_{1/2} und die geforderte Fallsicherheit $\nu = 2,5$ (s. N. 22 Punkt 4).

Hierüber nimmt die nach Timoschenko ermittelte Gleichung für die Querkraft Q die Gestalt an:

$$(9) \quad Q = \sqrt{K + C \cdot I.}$$

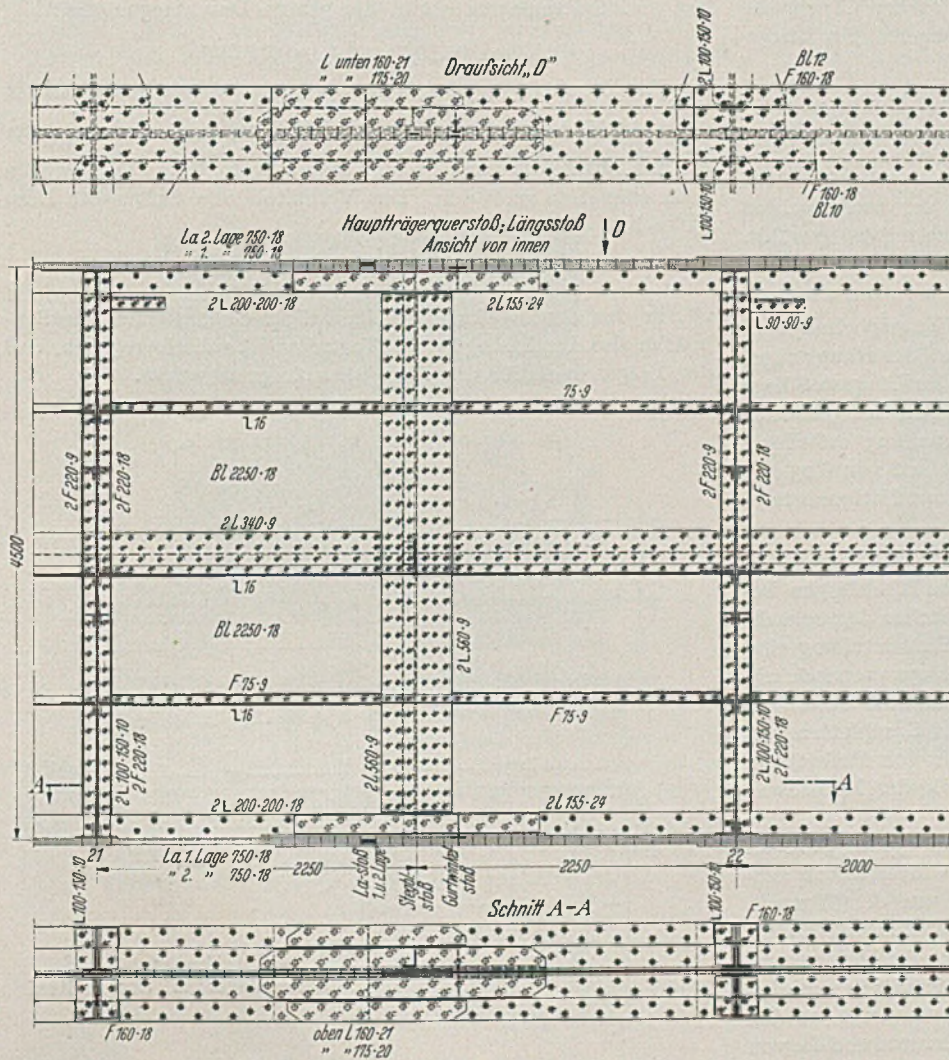


Abb. 34. Hauptträgerlängs- und Querstoß.

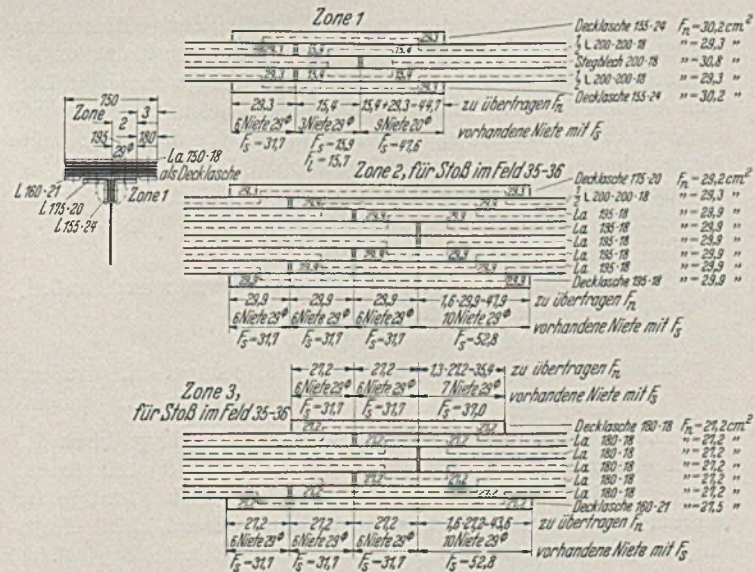


Abb. 35. Stoßzonen und Nietbilder für die Hauptträgerstoße.

Gesucht wurde die Grenze der Querkraft bis zu der jedes der drei Profile bei zwei bzw. drei Längssteifen den gestellten Anforderungen genügt.

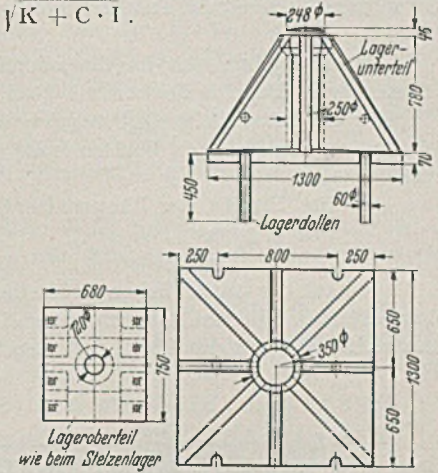


Abb. 39. Festlager auf Pfeiler II.

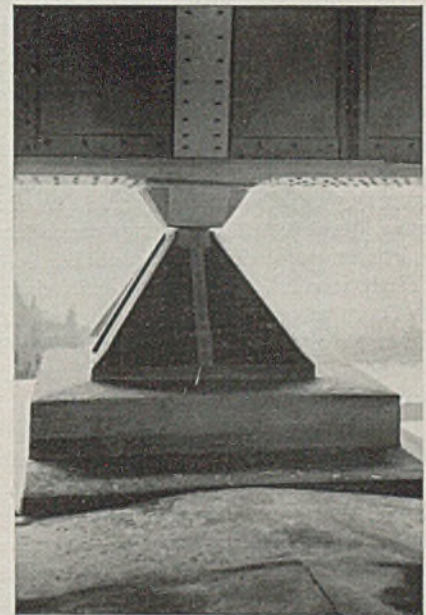


Abb. 40. Festlager auf Pfeilern II.



Abb. 36. Biegelinie für die ständige Last.
 Größte Durchbiegung in Öffnung 1 = 51,6 mm,
 „ „ „ 3 = 46,4 mm,
 „ „ „ 4 = 87,3 mm.

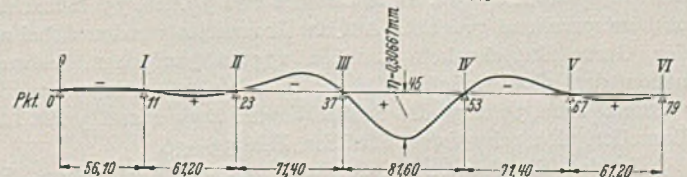


Abb. 37. Einflußlinie für die Durchbiegung in Punkt 45.
 Die Durchbiegung des Punktes 45 beträgt bei 1,0 t in Punkt 45 = 0,307 mm.

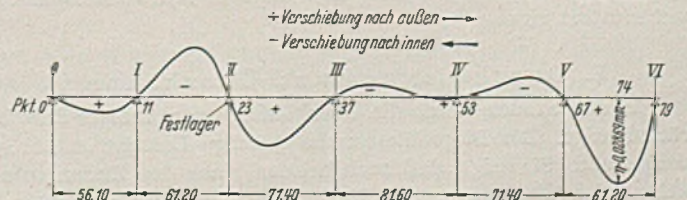


Abb. 38. Einflußlinie für die Verschiebung des Lagers am Widerlager VI.
 Die Verschiebung am Endwiderlager VI beträgt bei 1,0 t in Punkt 74 = 0,0287 mm.

In der Formel sind K und C als Konstanten anzusehen, die aus den oben angegebenen, bekannten Größen errechnet wurden. I_{1-3} ist in der Gleichung das Trägheitsmoment der jeweiligen lotrechten Steife.

Damit ergaben sich für die zulässige Querkraft Q folgende Grenzwerte. Bei den Feldern mit zwei waagerechten Steifen mit Profil 1 der Längssteife $Q_{zul} = 416 t$ für Profil 2 der Längssteife $Q_{zul} = 315 t$. Bei den Feldern mit drei waagerechten Längssteifen

für Profil 1 der Längssteife $Q_{zul} = 658 t$
mit „ 2 „ „ $Q_{zul} = 585 t$
„ „ 3 „ „ $Q_{zul} = 486 t$.

Je nach der tatsächlichen Größe der in den einzelnen Feldern herrschenden Querkraft wurde nun die Zahl der waagerechten Aussteifungen und das Profil der lotrechten Aussteifung gewählt.

D. Stoßausbildung und Stoßanordnung.

Längsstöße. Mit Rücksicht auf die Transportmöglichkeit der 4,5 m hohen Träger wurde ein Längsstoß der Hauptträger notwendig, wie er auf Abb. 34 dargestellt ist. Der Längsstoß liegt in Trägermitte und wird links und rechts durch die Längslaschen 340x9 gedeckt. Die zulässige Schubbeanspruchung erforderte infolge einer Querkraft von 700 t einen Nietabstand von 8,75 cm; vorgesehen sind zwei versetzte Nietreihen mit einem Mittenabstand von 7,75 cm.

Querstöße. Für die Anordnung der Querstöße ergab sich das auf Abb. 24 eingetragene Bild. Die größten Blechlängen betragen 15,3 m, alle Stöße liegen in der Mitte zwischen den benachbarten Querträgern. Ausgangspunkt für die Stoßeinteilung sind die Pfeiler, zu denen die benachbarten Stöße symmetrisch angeordnet wurden. Außerdem wurde dadurch ein Stoß der stärksten Hauptträgerquerschnitte mit mehr als fünf Gurtplatten vermieden. Weiterhin wurden die Stöße mit Hilfe von Paßstücken so gelegt, daß ein Stoß möglichst an die Stelle der Momententiefpunkte zu liegen kam.

Abb. 34 zeigt die Ausbildung eines Stoßes. Jeder Stoß ist gleichzeitig ein Montagestoß und deshalb als Universalstoß ausgebildet. Maßgebend für die Stoßausbildung war der Wunsch, Material zu sparen und möglichst wenig Baustellenniete zu erhalten. Deshalb nahm man die unsymmetrische Ausbildung und das Einfädeln von Gurtplatten in Kauf. Außerdem legte man den Gurtwinkelstoß nicht mit dem Stegblechstoß zusammen, so daß das Stegblechteil zwischen den Gurtwinkelinnenkanten und die von den Gurtwinkeln verdeckten Stegblechteile durch getrennte Laschen gedeckt sind. — Die größten Laschen auf den Stegblechen haben einen Querschnitt 560x9 und schließen an die Stegbleche mit drei Reihen Nieten $\varnothing 23$ an. — Das Stegblechteil unter den Gurtwinkeln und die lotrechten Winkelschenkel selbst werden bei der Stoßdeckung gemeinsam behandelt und sind durch Laschen 155x24 links und rechts des Stoßes gedeckt (Abb. 35, Zone 1). Abb. 35 gibt auch das Stoßbild wieder.

Auch die waagerechten Winkelschenkel wurden zusammen mit den Gurtplatten als getrennte Zonen 2 und 3 (Abb. 35) betrachtet und entsprechend gedeckt. Auf der Innenseite wurden dabei auf den Gurtwinkelschenkeln Laschen 175x20 aufgelegt, während neben den Gurtwinkeln (Zone 3) Laschen 160x21 verwendet wurden. Abb. 35 zeigt die Stoßbilder für Zone 2 und 3 mit fünf Lamellen, den schwersten Stoß im Feld 35—36.

In den Stoßfeldern ist die Längslasche unterbrochen. Die waagerechten Aussteifungen in Trägermitte sitzen auf Längs- und Querlasche auf, während die Längssteifen in den Viertelpunkten unterfüttert sind.

E. Durchbiegung und Überhöhung.

In den Stößen wurde die Überhöhung aus ständiger Last berücksichtigt. Die Biegelinie für die ständige Last ist in Abb. 36 dargestellt. Sie zeigt, daß auch bei den, nach den Enden zu abnehmenden Stützweiten der Einfluß der Endfelder unverhältnismäßig groß ist. Die Durchbiegung der kleinsten Öffnung mit

56 m Stützweite ist immer noch größer als die Durchbiegung der dritten 71 m-Öffnung.

Die größte Durchbiegung infolge Verkehrslast wurde für die Mitte der 81 m-Öffnung (Punkt 45) nachgewiesen. Die Einflußlinie für diesen Punkt ist auf Abb. 37 dargestellt. Die Auswertung der belasteten positiven Felder mit gleichmäßig verteilter Verkehrs- last und Spitzenlasten ergibt die größte Durchbiegung zu:

$$\eta_{max} = 59,2 + 8,2 = 67,7 \text{ mm.}$$

Die Durchbiegung durch die Spitzenlasten mit 8,2 mm liefert einen Anteil von 12,1%. Die Durchbiegung $\eta_{max} = rd. \frac{I}{1200}$ der größten Stützweite von 81,6 m, könnte also nach den Vorschriften noch einmal so groß sein. Das Verhältnis von Stützweite L zu Höhe h

$$\frac{L}{h} = \frac{81,6}{4,5} = 18,2$$

ist für den durchlaufenden Balkenträger einer solchen Straßenbrücke also durchaus gesund. Trotzdem ist wohl zuzugeben, daß der Träger auch für das Auge schlank genug wirkt.

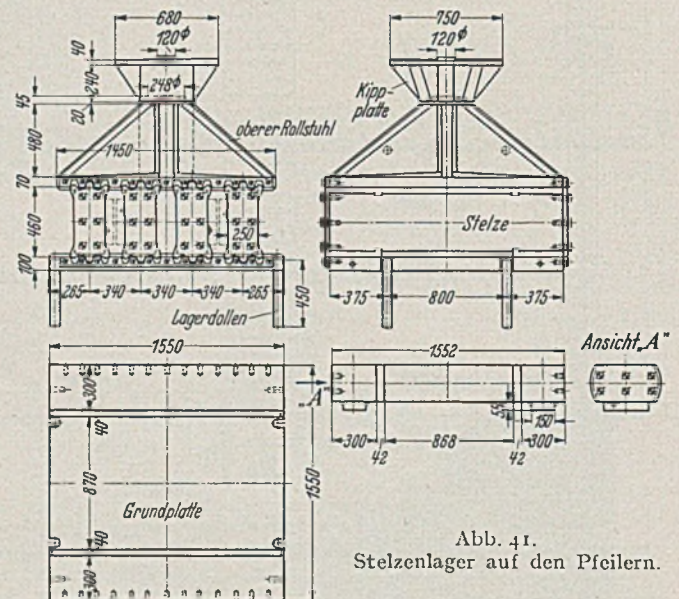


Abb. 41. Stelzenlager auf den Pfeilern.

F. Lager.

Für die Berechnung der Lager und für die richtige Einstellung der Stelzen bei der Montage war es notwendig, sich über die Ausdehnung des Untergurtes der Brücke auch infolge ständiger Last und Verkehrslast ein klares Bild zu verschaffen. Dafür wurde die auf Abb. 38 wiedergegebene Einflußlinie für die waagerechte Verschiebung des Untergurtes Punkt 79 (bei Widerlager VI) errechnet. Die Auswertung der Einflußlinie liefert die folgenden Verschiebungsgrößen:

- Verschiebung durch das Gewicht von Fahrbahn und Tragplatte 10,0 mm nach außen,
- Verschiebung durch Verkehrslast einschließlich Dampfwalze und Lastkraftwagen 7,8 mm „ außen, —4,1 mm „ innen.

Diese verhältnismäßig kleinen Werte sind bedingt durch den Wechsel von Zug und Druck in den Gurten des durchlaufenden Trägers und dürfen nicht zu dem Trugschluß verleiten, daß in den einzelnen Öffnungen selbst auch nur entsprechend kleine Formänderungen auftreten. Hier gilt vielmehr das oben auf S. 653 [Gl. (1)] Gesagte, nach dem z. B. in der 81 m-Öffnung im reinen Druck- oder Zugbereich der Gurte Formänderungen bis zu 5 cm zu erwarten sind.

Über die Anordnung der Lager wurde unter III, A, S. 659 bereits berichtet. Mit Rücksicht auf das bessere Aussehen er-

hielten auf den Pfeilern alle Lager die gleiche Höhe von 141 cm, dabei wurde für alle Stelzenlager nur ein und dasselbe Modell verwendet. Alle Lager haben außer den lotrechten Stützendrücken und den Kräften in Brückenrichtung auch die Schübe der über den Pfeilern angeordneten Querrahmen aufzunehmen, durch die ja auch die Windkräfte auf den Überbau an die Pfeiler abgegeben werden.

Das Festlager auf Pfeiler II zeigen die Abb. 39 und 40. Für ständige Last, Verkehrslast mit Stoßbeiwert und Temperatur wird der lotrechte Stützendruck:

$$A_g + \varphi A_p + A_t = 1260 \text{ t.}$$

Bei einer Schubkraft quer zur Brückenrichtung von $H = 11 \text{ t}$. Die Bremskraft für eine Fahrbahn beträgt $H_B = 69,5 \text{ t}$.

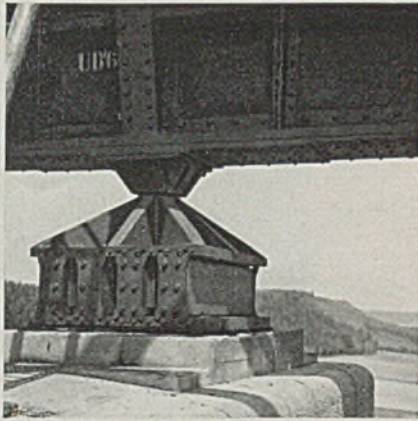


Abb. 42. Stelzenlager auf den Pfeilern.

Die Reibungskraft an dem Rollenlager ist jedoch so groß, daß nach den Vorschriften nur die Hälfte von H_B angenommen ist. Andererseits kann als Reaktionskraft im ungünstigsten Falle der Wert der Lagerreibung auf Pfeiler III auftreten, wenn angenommen wird, daß in den Öffnungen I und II die Reibung schon überwunden ist. Die Reaktionskraft A_r beträgt 44 t.



Abb. 43. Zusammenstellung der Kräfte und Verschiebungen für die am stärksten belasteten Stelzenlager auf Pfeiler III, IV, V.

Bei dem Spannungsnachweis wurde jedoch bei der Kombination aller Haupt- und Zusatzkräfte nur mit dem ungünstigeren Wert A_r gerechnet. Da alle Stelzenlager sich nur in waagerechter Richtung bewegen, kommt keine weitere Zusatzkraft aus dem Längsgefälle der Brücke hinzu.

Infolge Winddruck auf die belastete Brücke ergibt sich:
waagrecht, quer zum Überbau $H_w = 35,4 \text{ t}$,
lotrecht $A_w = 22,6 \text{ t}$.

Oberplatte und Untergestell sind die üblichen Rippenkörper. Die Anordnung des Festlagers auf Pfeiler II hatte außerdem den Vorteil, daß an Stelle eines der schweren Pfeiler-Stelzenlager ein leichteres Lager ausgebildet werden konnte, das nur für die geringeren Kräfte an diesem Pfeiler zu bemessen war.

Mit Rücksicht auf die gleiche Ausbildung aller beweglichen Lager auf den Mittelpfeilern war ein statischer Nachweis nur für

die Lager mit den größten Kräften und Verschiebungen auf den Pfeilern III, IV und V erforderlich. Um Baustoff zu sparen und um das Lager möglichst klein zu halten, wurde ein Stelzenlager (Abb. 41 und 42) gewählt. Aus den Zahlentafeln Abb. 43 sind Auflagerkräfte und Rollenverschiebung ersichtlich.

Beachtenswert ist, daß infolge der großen Verschiebung die größte Fugenpressung (Kantenpressung) trotz der niedrigsten Stützendrücke bei dem Lager auf Pfeiler V auftritt.

Die Kantenpressung ist mit $97,9 \text{ kg/cm}^2$ etwa 10% höher als bei Pfeiler III.

Dagegen wird die 10 cm dicke Grundplatte $1,55 \times 1,55 \text{ m}$ am stärksten auf Pfeiler III mit den großen Stützendrücken beansprucht.

Die am höchsten beanspruchte Stelze gehört dem Lager auf Pfeiler IV an. Für diese ergibt sich ein Druck von 427 t. Die Stelze hat eine Nutzlänge von $\sim 155 - 8 = \sim 147 \text{ cm}$ und einen Halbmesser $R = 23 \text{ cm}$.

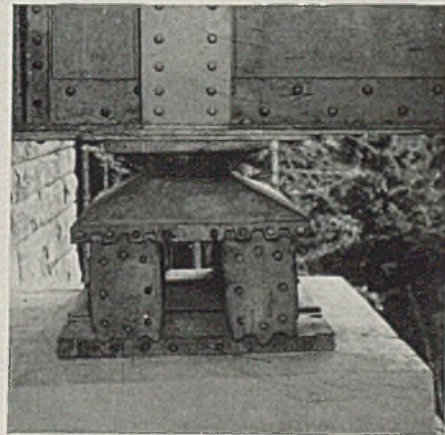


Abb. 44. Stelzenlager auf dem Endwiderlager VI.

Der obere Rollstuhl ist ein 55 cm hoher Rippenkörper mit einer Grundfläche $1,55 \times 1,45 \text{ m}$. Für seine Berechnung ist die Mittelstellung der Stelzen maßgebend, somit also der größte Stützendruck auf Pfeiler III.

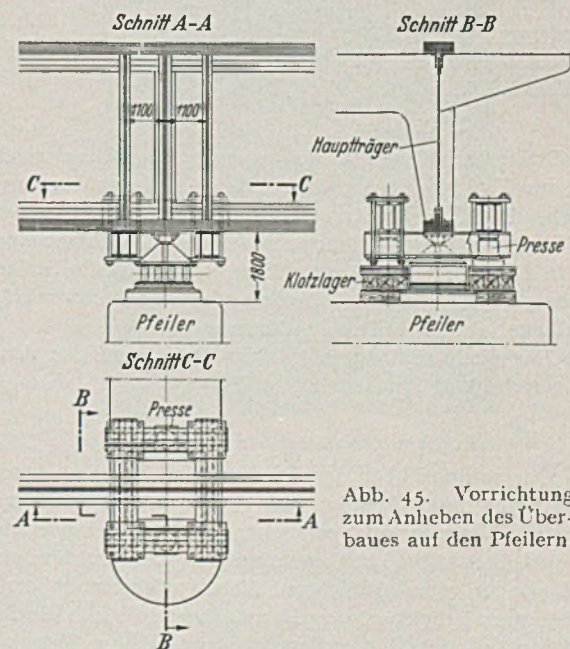


Abb. 45. Vorrichtung zum Anheben des Überbaues auf den Pfeilern.

An den Stirnflächen der Stelzen sind besondere Zahnplatten angeschraubt, die mit je drei Zähnen oben und unten in Führungsleisten eingreifen, die mit Schrauben an Ober- und Unterplatte befestigt sind. — Die obere Kipplatte ist in der üblichen Form ausgebildet.

Die Lager auf den Endwiderlagern o und VI sind entsprechend den verschiedenen Stützendrücken und der unterschiedlichen Ver-

schiebung je mit zwei Stelzen, für jedes Widerlager verschieden, ausgebildet. Für das in Abb. 44 dargestellte Lager auf Endwiderlager VI, war mit einer Gesamtausdehnung des Untergurtes von 128 mm und mit einer Gesamtzusammendrückung von 124 mm zu rechnen.

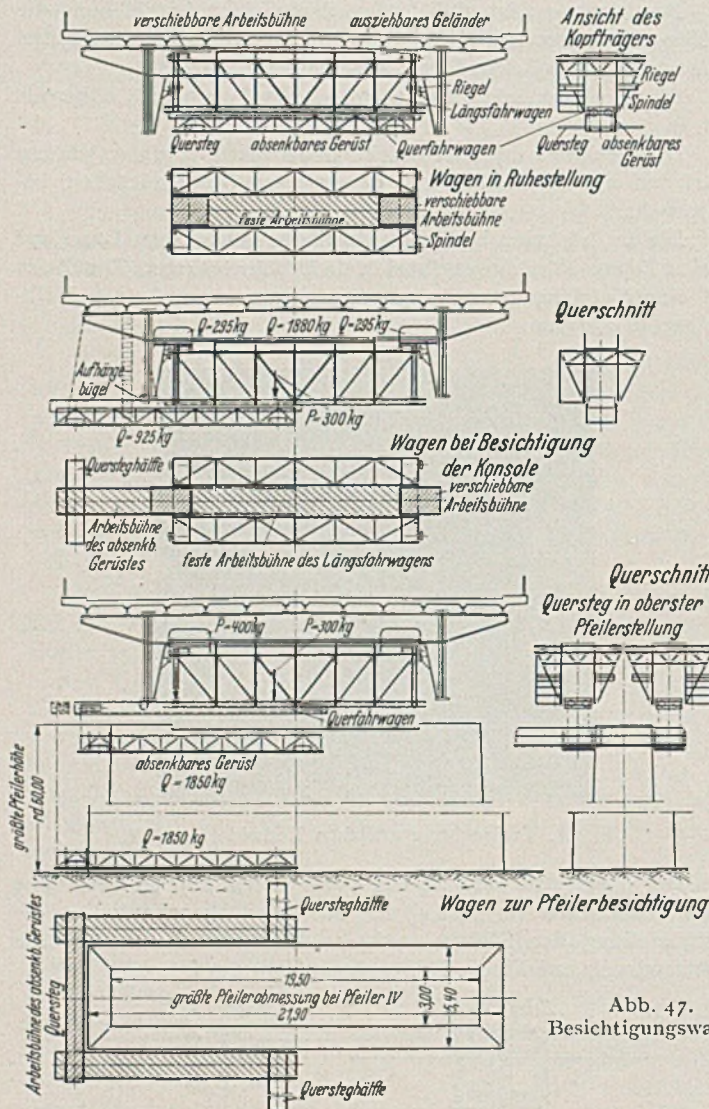


Abb. 47. Besichtigungswagen.

und rechts neben dem Hauptträger aufgehängt. Dadurch kann, wie die Abbildung zeigt, links und rechts neben dem Lager eine kräftige Presse aufgestellt werden, für die dann auch genügend Höhe vorhanden ist. — Auf diese Weise war es möglich, sowohl die kostspielige Ausbildung der Querrahmen zum Anheben der Überbauten zu umgehen, als auch eine Verbreiterung der Pfeilerköpfe und damit der sehr hohen Pfeiler zu vermeiden; letzteres wäre dann notwendig gewesen, wenn eine Presse unmittelbar unter dem Hauptträger vor und hinter dem Lager vorgesehen worden wäre.

IV. Besichtigungswagen.

Laufträger für einen Besichtigungswagen (I, 32) sind mit Konsolen an den Eckaussteifungen 65 cm unter den Querträgern befestigt (Abb. 46).

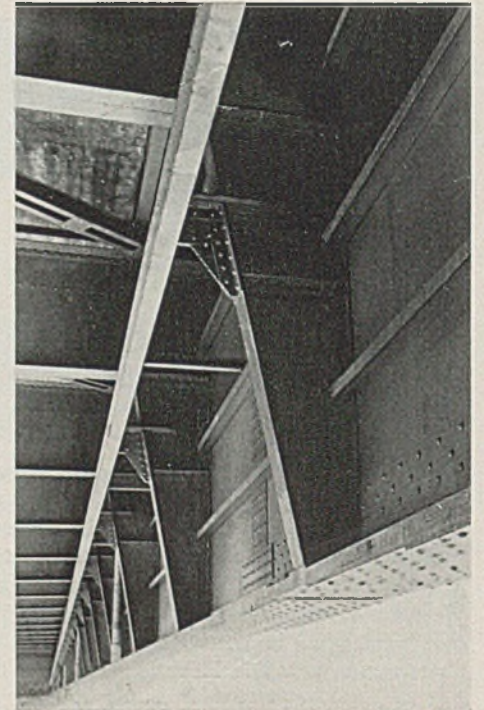


Abb. 46. Befestigung der Laufträger für den Besichtigungswagen am Rahmenstiel des Querträgers.

Die Stelzen auf den Endwiderlagern wurden exzentrisch ausgebildet, um Zwangsspannungen bei den Fahrbahnübergängen zu vermeiden, die sich in Richtung des Brückenlängsgefälles bewegen sollten. Dadurch hat das Brückenende die Möglichkeit einer Bewegung in Richtung des Längsgefälles, ohne daß die Stelzen auf einer geneigten Grundplatte abrollen und dabei Zusatzkräfte in Brückenlängsrichtung auftreten können.

Alle Lagerteile sind durch kräftige Dollen auf den Auflagerbänken gesichert.

G. Anhebevorrichtung.

Die Querrahmen über den Pfeilern sind nicht so bemessen, daß man unter ihnen Pressen zum Anheben des Überbaues ansetzen kann. Vielmehr ist vorgesehen, daß vorübergehend unter dem Hauptträger selbst eine besondere Tragkonstruktion geschaffen wird, wie sie grundsätzlich auf Abb. 45 dargestellt ist. Diese Vorrichtung ermöglicht es, den Hauptträger in 1,1 m Entfernung vor und hinter jedem Lager durch je zwei Peiner Träger abzufangen. Zu diesem Zwecke sind an diesen Stellen am Hauptträger besondere Aussteifungswinkel vorgesehen (Abb. 30), die außerdem für die Fallsicherheit des Stegbleches den besonderen Vorteil bieten, daß sie in den Feldern mit den größten Querkräften liegen. Die größten Querkräfte fielen dadurch für die Berechnung der normalen 5,1 m breiten Felder aus.

Die Enden der Anhebeträger werden an je zwei Trägern links

Vorhanden sind zwei sehr komplizierte Besichtigungswagen (Abb. 47), von denen aus mit besonderen absenkbaren Bühnen auch die Pfeiler auf ihre ganze Höhe besichtigt werden können. Die ganze Anlage, deren Entwurf vielerlei interessante und zum Teil auch schwierige Aufgaben stellte, soll in einem besonderen Aufsatz beschrieben werden, da die erforderlichen Ausführungen an dieser Stelle zu weit gehen würden.

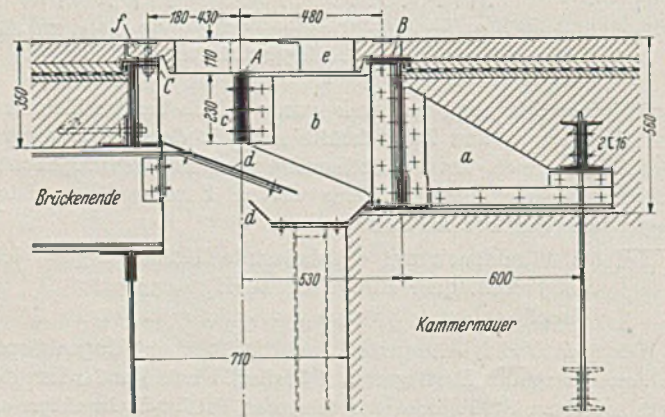


Abb. 48. Grundstellung. Fahrbahnübergänge: 1. Vorschlag.

- a) Kragkonstruktion,
- b) Konsolblech,
- c) Auflagerträger für die Fingerplatten,
- d) Entwässerungsteile,
- e) feste Fingerplatte,
- f) bewegliche Fingerplatte.

V. Fahrbahnübergänge.

Bei den Fahrbahnübergängen auf dem Endwiderlager VI beträgt die Verschiebung $\pm 12,5$ cm, auf Endwiderlager o ± 6 cm.

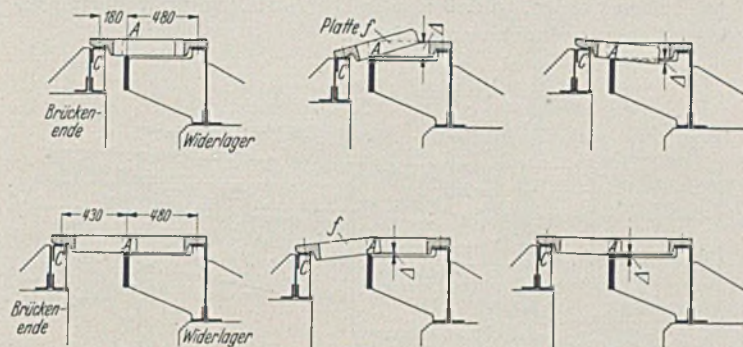


Abb. 49. Fahrbahnübergänge (ein Vorschlag). Schema der Fingerplatten beim Heben und Senken des Brückenendes.

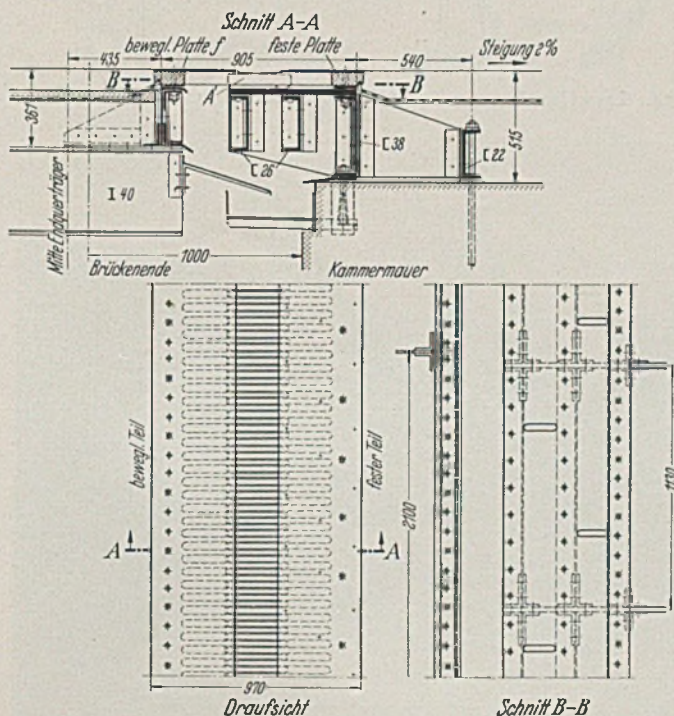


Abb. 50. Fahrbahnübergang auf Endwiderlager VI (gewählte Ausführung).

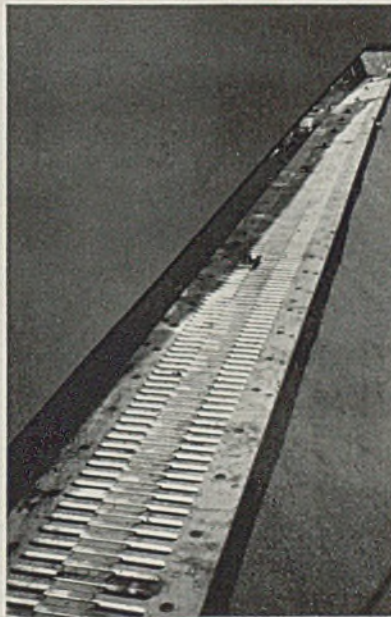
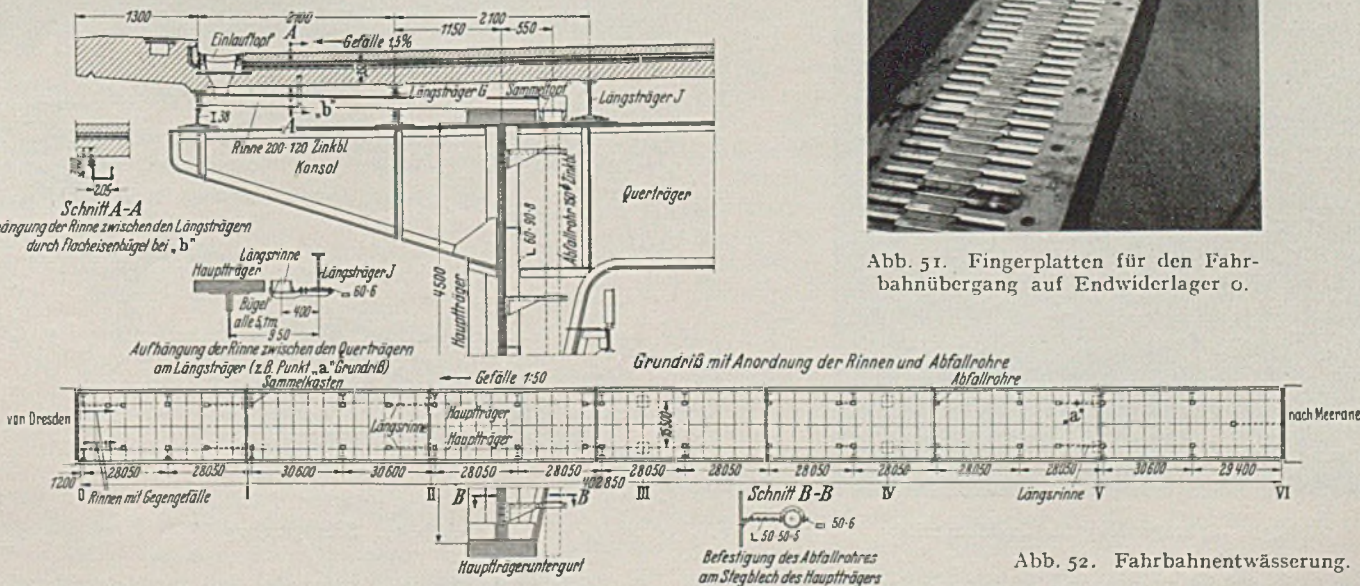


Abb. 51. Fingerplatten für den Fahrbahnübergang auf Endwiderlager o.

umfangreiche Verankerungen auf dem Kammermauerwerk erfordern. Endkonstruktionen und Finger sind meist aus einem Stück gegossen und entsprechend kostspielig. Außerdem besteht kaum die Möglichkeit, sie ohne schwere Schäden für das ganze Widerlager jemals wieder zu entfernen. Vorstehend sind die Nachteile zusammengestellt, die bei der unten beschriebenen Ausführung für die Siebenlehner Brücke möglichst vermieden werden sollten.

Abb. 48 zeigt im Querschnitt einen Vorschlag, der den gestellten Anforderungen nahekommt und im Vergleich zu anderen Ausführungen das niedrigste Gewicht aufweist. Auf dem Kammermauerwerk wird eine verhältnismäßig leichte, genietete Kragkonstruktion (a) verankert und einbetoniert (Abb. 48). An Konsollen (b) in entsprechenden Abständen ist als Träger quer zur Brücke ein oben abgerundetes Flacheisen 230×35 (c) festgenietet, auf dem bei Punkt A die freien Enden der auswechselbaren 110 mm dicken Fingerplatten (e und f) ruhen. Das andere Ende der Platte (e) ist bei Punkt B auf der Kammer gelagert. Auf dem Abschlußträger der Brückenkonstruktion ist der zweite Lagerpunkt C für die Platten (f), die sich mit der Bewegung der Brücke ständig verschieben. Damit sind die Fingerplatten selbst keine großen Kragträger, sondern Träger auf zwei Stützen mit kleinen Auskragungen von höchstens 20 cm Länge. Dabei ist die Stützweite für die festen Platten jederzeit 48 cm, während die Stützweite für die bewegliche Platte entsprechend der Formänderung der Brücke 18 bis 43 cm betragen kann.

Bei der Lagerung der beweglichen Platten (f) bei C ist eine Rundung vorgesehen, damit hier beim Heben und Senken des Brückenendes eine gewisse Verdrehung eintreten kann. Nachdem durch die konischen Stelzen auf den Endwiderlagern ein entsprechender Ausgleich für die Bewegung der Platten in der Richtung des Längsgefälles im Gegensatz zur waagerechten Verschie-

Die beste Lösung für Fahrbahnübergänge mit großer Ausdehnungsmöglichkeit ist noch nicht gefunden. Die meisten älteren Ausbildungen sind schwere Kragkonstruktionen aus Stahlguß, die

bung des Überbaues geschaffen worden war, wird das Brückenende nur aus folgenden Gründen auf- und abwärts bewegt:

1. die Verdrehung des Endquerschnittes,

platten zulassen. Auf Vorschlag der M.A.N. wurde die auf Abb. 50 dargestellte Ausführung gewählt. An Stelle des Unterstrüßträgers *c* (Abb. 50) tritt eine ganze Platte, die auf besonderen Längsträgern (2 \square -Eisen und dem Randträger) ruht. Auch das freie

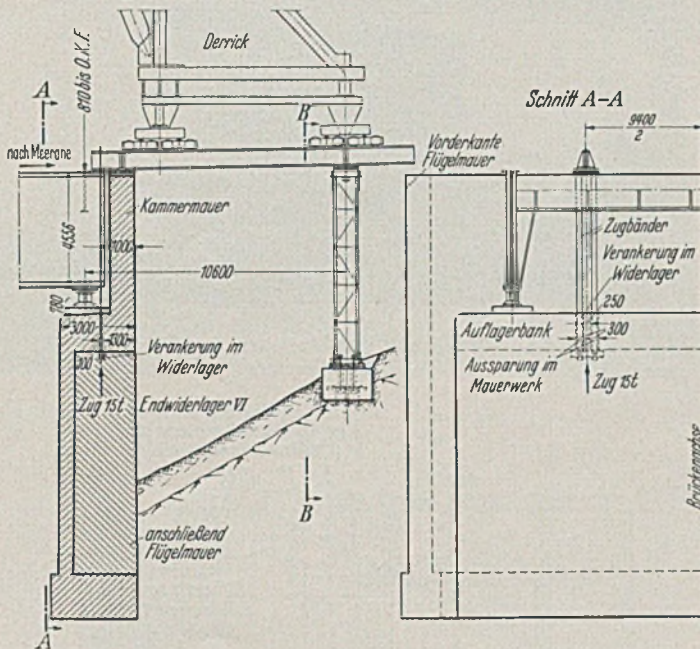


Abb. 58. Derrick auf dem Gerüst im Endwiderlager VI.

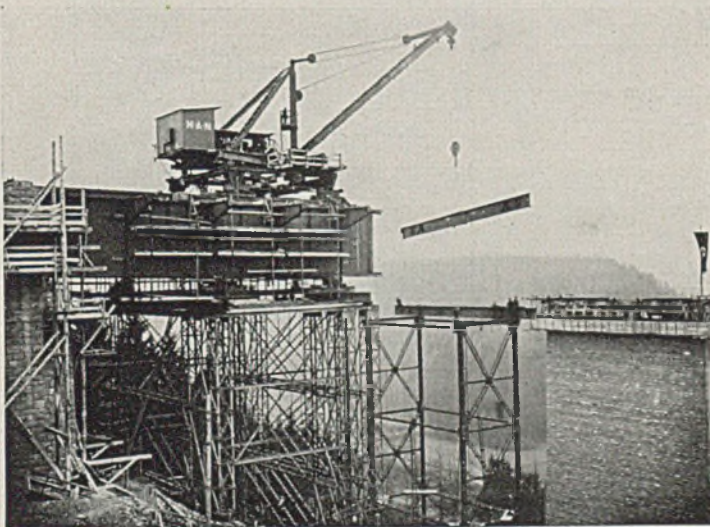


Abb. 59. Stützgerüst vor dem Endwiderlager VI.

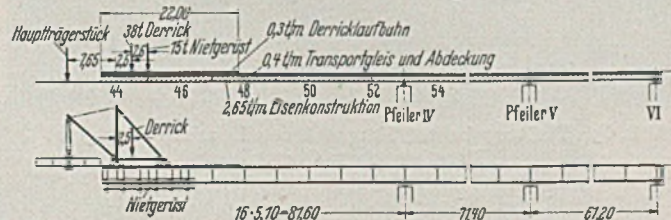


Abb. 60. Belastungsschema beim Freivorbau (Beispiel über Pfeiler IV).

Derrickgewicht = 38 t für einen Hauptträger,
Nietgerüst = 15 t für einen Hauptträger,
Gewicht der Derricklaufbahn = 0,3 t für einen lfd./m Hauptträger,
Gewicht der Eisenkonstruktion = 2,65 t für einen lfd./m Hauptträger,
Gewicht des Transportgleises über dem rechten Hauptträger = 0,4 t/m,
Hauptträgerstück: Gewicht je nach Ausbildung und Länge.

Ende der beweglichen Fingerplatte ist mittels eines halbrunden Ansatzes gelagert, der sich auf dieser Unterlage verschieben kann, ohne seine Höhenlage zu ändern. Während das freie Ende der beweglichen Platte (f) bei der ersten Ausführung noch die Wege „A“ zurücklegen konnte, ist ihm hier eine lotrechte Bewegungsmöglichkeit genommen. Diese Beschränkung genügte, nach dem noch die Spitzen der Finger um einige Millimeter abgehobelt wurden.

Auch der Fahrbahnübergang auf dem Endwiderlager o ist in ähnlicher Weise durchgebildet worden. Hier genügten zwei Längsträger zur Abstützung der Unterlagsplatte.

Die Unterlagsplatten liegen im Längs- und Quergefälle der Brücke und sind zur besseren Entwässerung an verschiedenen Stellen durchlöchert. Auch die Fingerplatten selbst sind kein Stahlguß, sie wurden vielmehr mit Schneidbrenner und Bohrgerät aus gewalzten Platten in St 37 hergestellt (Abb. 51).

VI. Entwässerung.

Da die Brücke einen dachförmigen Querschnitt hat, genügt das Quergefälle von 1,5‰ zur Sammlung in den seitlichen Schnittgerinnen neben den äußeren Schrammborden. Die Schnittgerinne mit 2‰ Längsgefälle leiten das Wasser zu den Entwässerungstöpfen (Abb. 52), die vor jeder Raumfuge angeordnet sind. Aus den Entwässerungstöpfen läuft das Wasser in offenen Rinnen, die über

den Konsolen den zweiten Längsträger G durchbrechen. Zwischen Haupt- und Längsträger J ist ein Sammeltopf angebracht, der mit dem Abfallrohr dort unmittelbar verbunden ist, wo das herabfallende Wasser keinen Schaden anrichten kann. Auch das Wasser unter den Fahrbahnübergängen wird in besonderen Rinnen gesammelt. Nur vor den Widerlagern und Pfeilern schließt an diese Sammeltopfe eine Längsrinne an, die auf den Querträgeroberkanten liegt und dem Längsgefälle der Brücke folgend, das Wasser zu den Abfallrohren in etwa 15 m Entfernung leitet. — Vom tiefsten Dresdener Endwiderlager o aus mußte die Längsrinne selbstverständlich mit Gegengefälle verlegt werden, dabei war die Durchdringung eines Querträgers und die Anordnung eines Zwischensammeltopfes nicht zu vermeiden.

VII. Montage.

Die Baustelleneinrichtung ist auf dem Lageplan (Abb. 54) eingezeichnet.

Während der Zeit des Brückenbaues war neben dem eigentlichen Betriebsgleis der Bahnlinie Potschappel—Nossen noch eine Abzweigung über die Mulde geführt worden, die zur Entladeanlage der Firma Grün und Bilfinger führte. Dieser Abzweig wurde jedoch von der Stahlbauanstalt nicht benutzt. Gegen eine Montage von beiden Endwiderlagern aus, die durch diese Gleisanlage begünstigt wurde, sprachen nur die Kosten für die doppelten Rüstungen und einen zweiten Schrägaufzug. Zur Zeitersparnis wäre ein Freivorbau von beiden Seiten aus auch nur dann erwünscht gewesen, als die Arbeiten durch die Vorichtsmaßnahmen bei Pfeiler IV unterbrochen worden waren.

Mit der Tiefbaufirma für die Arbeiten links der Mulde mußte sich die Stahlbauanstalt auf der kleinen Entladestelle einrichten. Durch diesen Platzmangel gezwungen, stellte die Firma eine erhöhte Bühne her (Abb. 55). Mittels eines Schwenkmastes wurden Gerüst- und Brückenteile zunächst auf diese Bühne gehoben. Das schwerste, über 15 m lange Hauptträgerstück wog rd. 18 t. Mit dem Schrägaufzug (Abb. 56) rechts der Brücke (s. Lageplan) wurde bis neben das Endwiderlager VI hinauf gefördert. Zwischen den Flügelmauern dieses Endwiderlagers wurde auf einer besonderen Rüstung der schwere Derrick zusammengebaut (Abb. 58), der deshalb schon gleichzeitig mit der auf Abb. 59 dargestellten Rüstung vor dem Endwiderlager VI erstellt werden konnte. So war es möglich, den Derrick auch bereits zur Aufstellung des ersten Überbauteiles zu benutzen. Der Derrick wog einschließlich Unterbau 76 t. Die Entfernung seiner Achsen betrug 9,4 m. Seine Fahrbahn und die damit fest verbundenen Träger wurden mit seiner Hilfe jedesmal hinter ihm abgebrochen und vorn wieder angesetzt. In der Belastungsskizze (Abb. 60) für das Kragstück des Hauptträgers

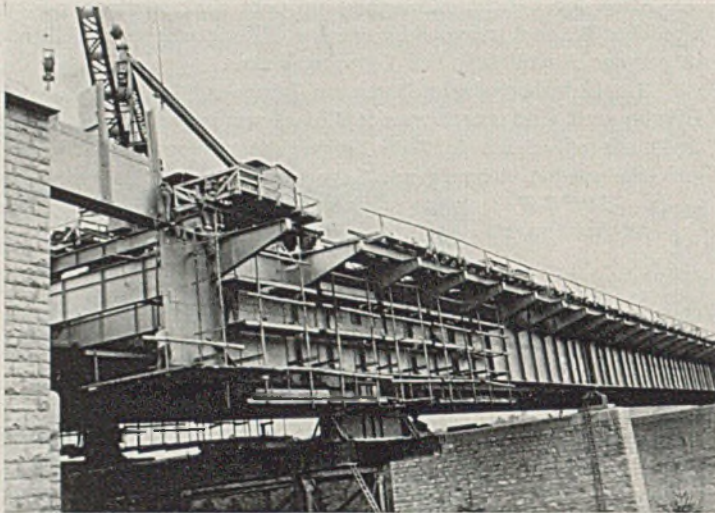


Abb. 61. Nietgerüst beim Freivorbau.

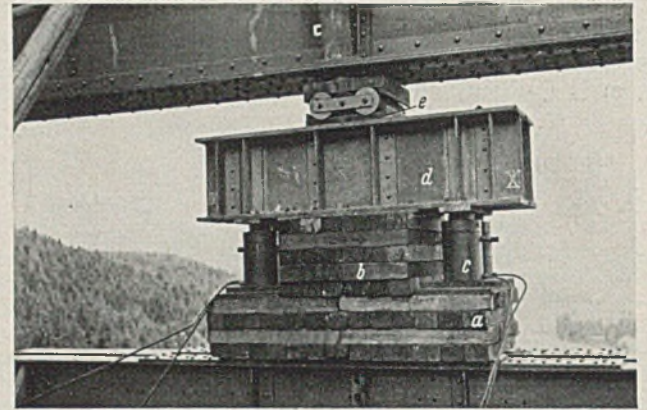


Abb. 64. Vorrichtung zum Anheben des Überbaues auf der Hilfsstütze.

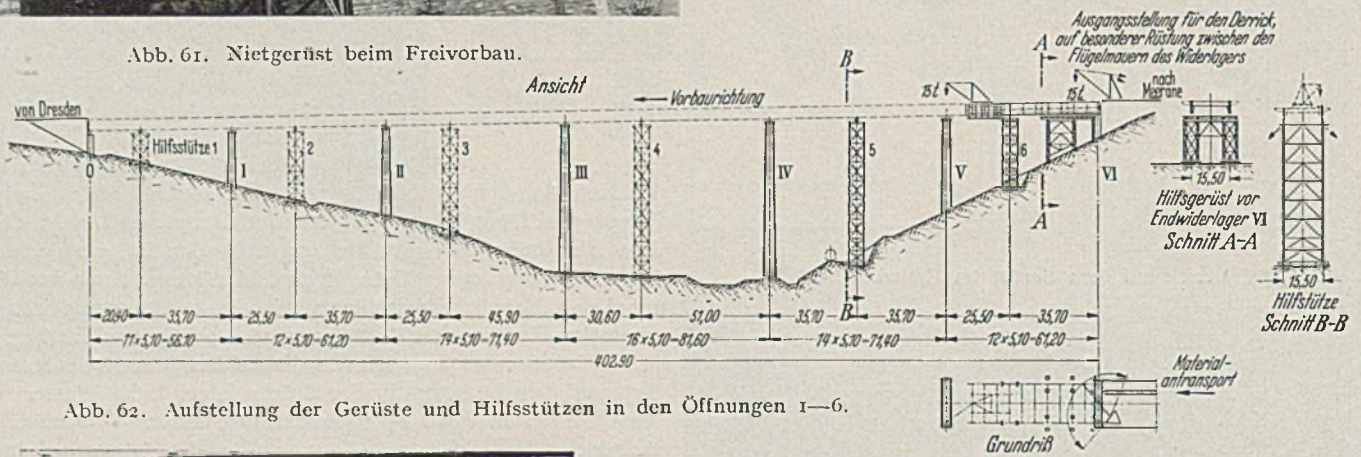


Abb. 62. Aufstellung der Gerüste und Hilfsstützen in den Öffnungen 1—6.

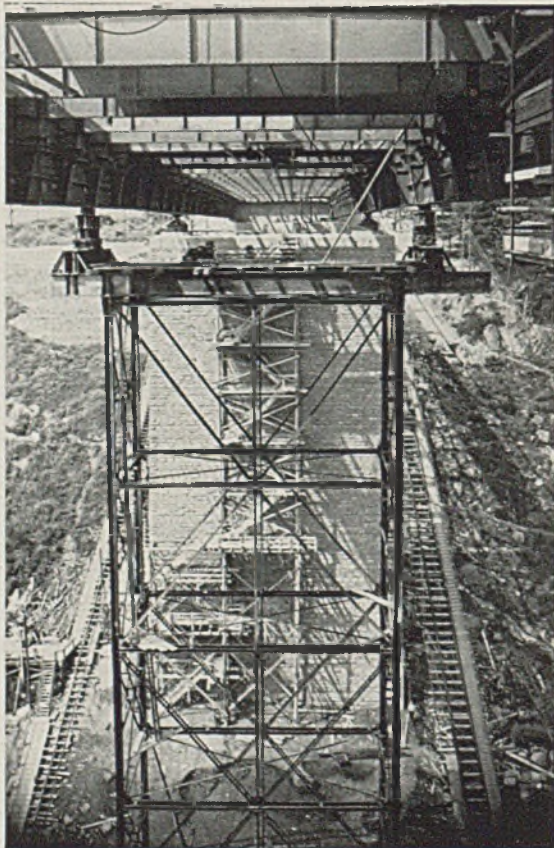


Abb. 63. Die Hilfsstütze.

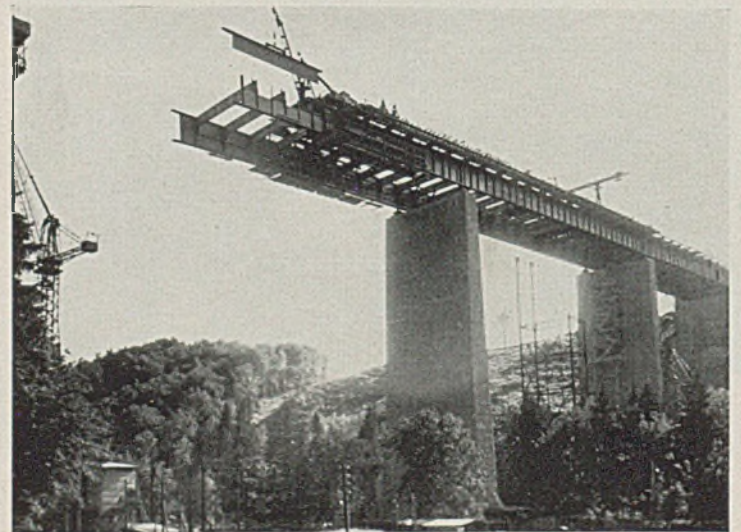


Abb. 65. Freivorgebautes Hauptträgerteil mit Querträgern. Einsetzen eines Oberteils.

Auf eine Länge von 22 m
0,30 t/m Hauptträger für die Laufbahn des Derricks,
0,40 t/m für ein Transportgleis (Abb. 66) einschließlich Abdeckung,
2,65 t/m Gewicht der Eisenkonstruktionsteile beim Freivorbau (Haupt-, Querträger, Windverband).

Da die Stützweiten zu groß waren, wurde mit Hilfe eiserner Gerüstpfeiler noch in jeder Öffnung ein Hilfsstützpunkt geschaffen (Abb. 62). Dadurch fielen die Stellen der größten Kragmomente beim Freivorbau mit den größten Momenten des fertigen Überbaues nahezu in Feldmitte und über den Stützen zusammen (Abb. 24). Eine Verstärkung des Überbaues mit Rücksicht auf den Freivorbau war nicht nötig. Deshalb konnte sich der statische Nachweis für den Freivorbau jedesmal auch auf das Kragstück

beim Freivorbau ist das Derrickgewicht als Einzellast mit 38 t angegeben. Als Einzellast von 15 t ist noch das Gewicht eines Nietgerüsts (Abb. 61) in Rechnung gesetzt. Außerdem wurden noch die folgenden Streckenlasten berücksichtigt:

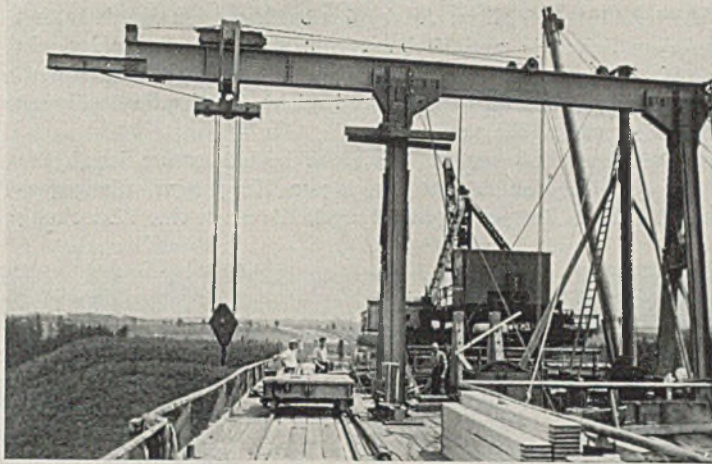


Abb. 66. Portalkran mit Kragarm zum Heben der Überbauteile von der Talsohle aus.

	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.			
Baustelleneinrichtung	9.														
Montagebeginn			15.												
Hilfsstütze 5 fertig aufgestellt					11.										
Überbau bis Pfeiler V fertig montiert				25.											
Hilfsstütze 5 fertig aufgestellt						30.									
Überbau bis Pfeiler IV fertig montiert							4.								
Hilfsstütze 4 fertig aufgestellt								25.							
Überbau bis Pfeiler III fertig montiert									8.						
Hilfsstütze 3 fertig aufgestellt										29.					
Überbau bis Pfeiler II fertig montiert											12.				
Hilfsstütze 2 fertig aufgestellt												19.			
Überbau bis Pfeiler I fertig montiert													26.		
Hilfsstütze 1 fertig aufgestellt														3.	
Überbau bis Widerlag 0 fertig montiert															7.
Dauer des Freivorbaues der Hauptträger vom 15. III bis 2. X 1936															

Abb. 67. Bauzeitentabelle.



Abb. 69. Freivorbau in Öffnung 4 (Anfang Juli).



Abb. 68. Freivorbau in Öffnung 5 (Mitte April).



Photo-Anstalt, Görtz, Dresden.
Abb. 70. Freivorbau in Öffnung 4 (Ende April).

selbst beschränken. Hieran änderte auch das Anheben des Überbaues auf der Hilfsstütze nichts. Hier wurde der Überbau immer so weit angehoben, daß das Lager auf dem folgenden Pfeiler oder Wi-

derlager in seiner endgültigen Höhenlage aufgestellt werden konnte. Bei der Hilfsstütze in Stellung 5 war es am Anfang des Freivorbaues hierbei notwendig, das Brückenende auf Endwiderlager VI abzusenken, da sonst beim Anheben auf der Hilfsstütze (in Stellung 5) um das erforderliche Maß auf Pfeiler V ein negativer Stützendruck aufgetreten wäre. Die Hubhöhen auf den Hilfsstützen wurden für jede Stützenstellung genau errechnet; sie waren jedesmal für einen Träger mit soviel Stützen nachzuweisen, als beim augenblicklichen Stand des Freivorbaues erreicht waren.

Schuß wird durch zwei Querriegel begrenzt und hat noch einen Querriegel in seiner Mitte. An der 6 m breiten, schmalen Seite sind in jedem Schuß je zwei Verbandskreuze mit Zugdiagonalen. In den Kreuzungspunkten ist immer noch ein Hilfsriegel angeordnet. An der 12,5 m breiten Stützenswand reicht das Zugdiagonalkreuz über die ganze Höhe von 15 m.

Der Kopfschuß war bei jeder Höhe der Hilfsstütze der gleiche (Abb. 63). Auf den Längsseiten lagern Kragträger, die gegeneinander durch Träger abgesteift sind, die auch eine Abdeckung

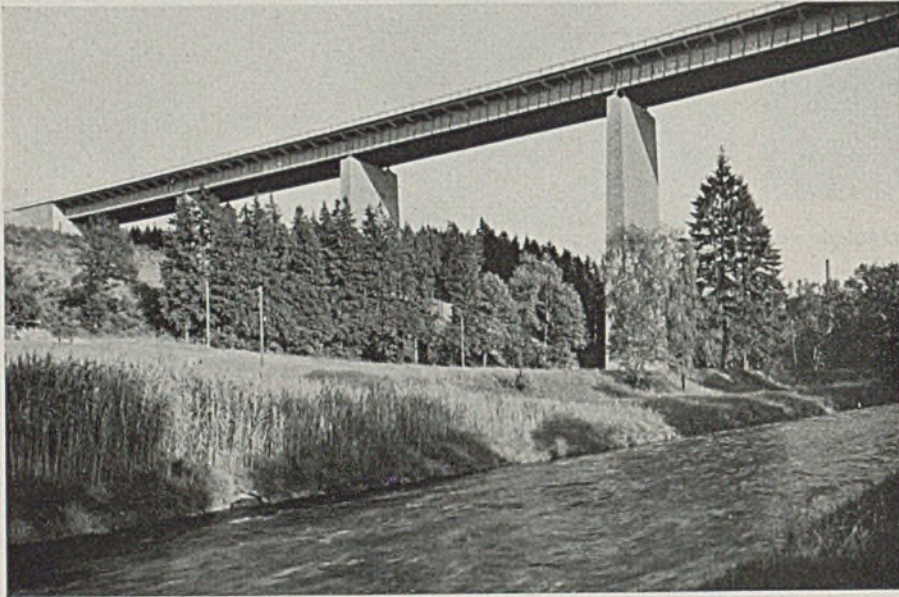


Abb. 71. Blick gegen das Widerlager.

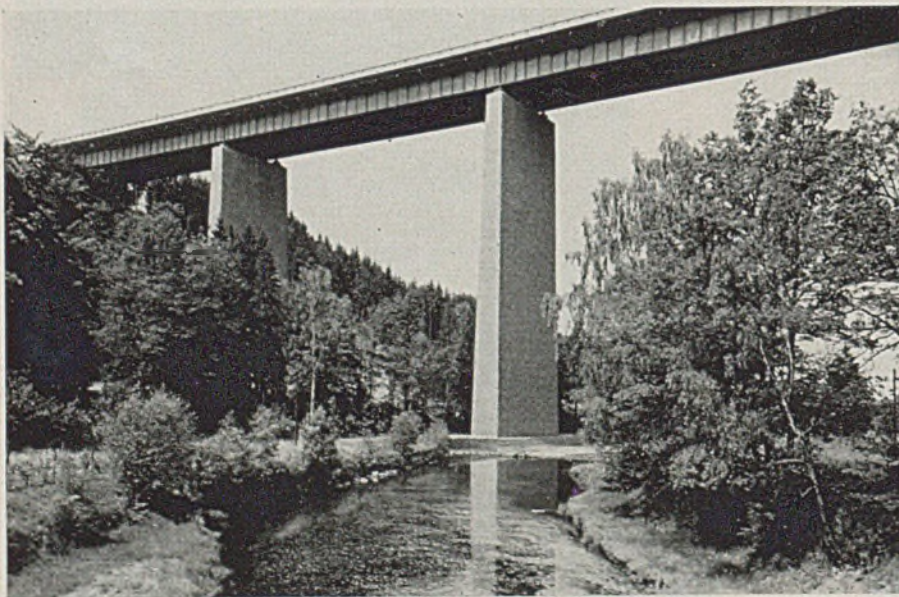


Abb. 72. „70 m über der Mulde.“



Abb. 73. Blick längs der Brücke (Nordseite).

des Stützenkopfes mit Bohlen zu tragen haben (Abb. 63). Auf den Kragarmen der großen I-Träger liegen in Entfernung der Hauptträger und parallel zu ihnen wiederum zwei I-Träger, die durch zwei Lamellen verstärkt wurden (Abb. 64). Auf diesen Trägern ist die Anhub- und Lager- vorrichtung für die Hauptträger des Überbaues aufgebaut. Auf Klotzlagern (a) lagen quer zur Brücke in der Mitte zwei weitere Klotzlager (b) neben denen vier Pressen (c) standen. Diese Anordnung ermöglichte es, die beiden obersten, gut abgesteiften I-Träger (d), jederzeit in die gewünschte Höhenlage zu bringen. Auf den letztgenannten Trägern waren die Unterlagplatten der Lager (e) für die Hauptträger des Überbaues

Nach Aufstellung der ersten 20 m Überbau auf Endwiderlager VI und dem anschließenden Hilfsgerüst fuhr der Derrick vor und half beim Aufbau der Hilfsstütze in Stellung 6 (Abb. 62).

Die Hilfsstütze aus St 37 bestand aus mehreren Schüssen von 15 m Höhe. Der unterste Schuß mußte immer dem Gelände angepaßt werden, seine Stiele waren deshalb in jeder Stellung verschieden hoch. Von den folgenden Schüssen wurden jederzeit so viele verwendet, als es die jeweilige Höhe der Hilfsstütze erforderte. Deshalb hatte man auch auf einen konischen Anlauf verzichtet und einen Rechteckgrundriß $12,5 \times 6$ m gewählt. Die vier Eckstiele waren je ein Eisen IP 34. Die 12,5 m breite Stützenswand war nochmals durch einen Mittelpfosten unterteilt. — Jeder

befestigt. Die Anordnung eines Rollenkipplagers an dieser Stelle ließ für den Überbau jede Formänderung ohne Zwangsspannung zu.

Der Unterbau der Stütze wurde stets von unten aus auf besonderen Betonfundamenten aufgestellt. — Zum Aufbau und Abbruch der oberen Schüsse benutzte man immer den Derrick, wodurch der Freivorbau allerdings jedesmal auf einige Zeit aufgehalten wurde.

Beim Freivorbau wurde zunächst das Hauptträgeruntergurtstück angesetzt (Abb. 65), an dem die Anschlußwinkel für Konsole und Querträger bereits befestigt waren, dann wurden die Querträger eingebaut und mit den Aussteifungen verschraubt. Auf diese Weise war für das Einsetzen des Hauptträgeroberstückes eine

sehr erwünschte Führung gegeben, die für die Arbeit in schwindelnder Höhe zu begrüßen war. Nun wurden nach dem Vorbringen des Nietgerüsts (Abb. 61) alle Stöße und Anschlüsse vernietet, nachdem auch der Windverband eingesetzt war. Alle Stahlteile wurden solange mit Schrägaufzug gefördert und vom Derrick hochgenommen, bis die Möglichkeit bestand, die Stücke unmittelbar von der Abladebühne aus hochzuziehen. Auf dem Überbau wurde dann der auf Abb. 66 dargestellte Portalkran mit Kragarm aufgebaut, der es ermöglichte, die Stücke zu ziehen und auf kleine Tafelwagen abzusetzen, die dann auf einem besonderen Transportgleis bis zur Einbaustelle gebracht wurden. Auch die Konsole wurden beim Freivorbau mit angesetzt. Nur die Längsträger und die Tragplatte sollten erst dann den Überbau belasten, wenn der Freivorbau der entsprechenden Öffnung beendet war. Zwischen der Vorbaustelle und der durch die Betontafel belasteten Öffnung lagen dabei sogar immer drei Öffnungen.

Die Zahlentafel auf Abb. 67 und die Bilder Abb. 68—70 geben an, welche Bauzustände zu den einzelnen Zeiten erreicht waren. Wie daraus zu ersehen ist, wurde Mitte Januar 1936 die Baustelle eingerichtet und mit der eigentlichen Montage des Überbaues Mitte März begonnen. Anfang Oktober 1936 konnte trotz der Unterbrechung von drei Wochen das Dresdner Endwiderlager erreicht werden.

Dabei ist besonders anzuerkennen, daß es sich die M.A.N. nicht nehmen ließ, den Besuchern des internationalen Brückenkongresses am 8. Oktober 1936 auf der Baustelle bereits den geschlossenen Überbau vorzuführen.

Außer der M.A.N., die die Montage allein ausführte, beteiligten sich noch die Firmen Gute Hoffnungshütte, Oberhausen und Hein, Lehmann, Düsseldorf an der Lieferung der Stahlkonstruktion. Mit der Herstellung der Konsole waren die Firmen

Clemens Steuer, Dresden und Hermann Schubert, Chemnitz, beauftragt.

Die rechtzeitige Erreichung des Bauzieles war nur durch die gute Zusammenarbeit aller Beteiligten, Baufirmen und der Bauherrschaft möglich. Sie schuf ein Werk, das würdig sein will, die Straße des Führers zu tragen. Abb. 71/74 zeigt die Brücke nach ihrer Fertigstellung.

Dank und Anerkennung waren für alle Mitarbeiter die Worte, die der Herr Generalinspektor anlässlich des Richtfestes an alle Beteiligten gerichtet hat:

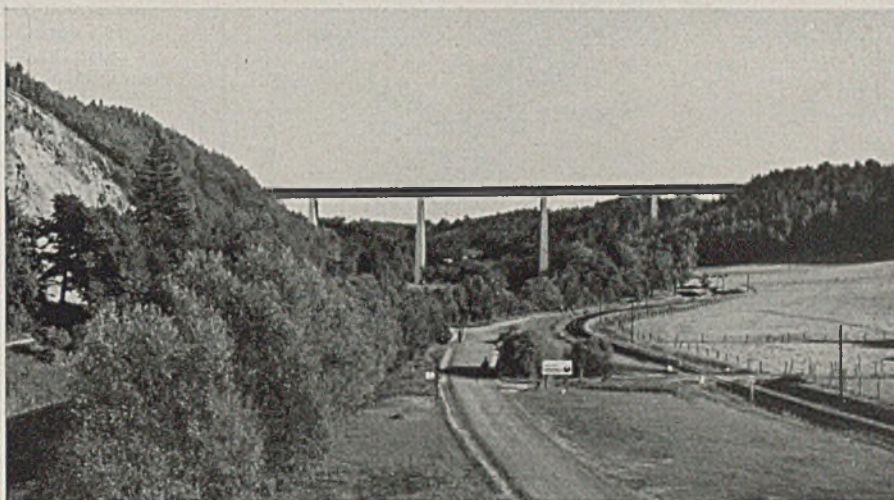


Abb. 74. Die Brücke von Norden gesehen.

„Die zum Richtfest angetretenen Arbeitskameraden grüße ich im Auftrage des Führers. Dank dem unermüdlichen Fleiß aller einzelnen Beteiligten ist ein Werk deutscher Technik entstanden, das schon heute zu den größten technischen Sehenswürdigkeiten Europas zählt. Das deutsche Volk ist stolz auf diese Leistung der deutschen Technik und des deutschen Arbeiters.“

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Lastkraftwagenabfertigung in Häfen.

Zur Frage der Lastkraftwagenabfertigung in den Häfen erstattete Oberbaurat Wundram in der Zeitschrift „Werft Reederei Hafen“ 14 (1937) S. 227—225 einen Ausschußbericht der Hafentechnischen Gesellschaft, der auszugsweise hier wiedergegeben sein möge, da die Abfertigung der Lastkraftwagen (LKW.) nicht nur reine Angelegenheit der Umschlagstechnik ist, sondern auch durch die Anforderungen an Straßen- und Schuppenbau den Bauingenieur beschäftigen wird. Schon die dem Bericht entnommenen

Das erste Ergebnis der Rundfrage war zwar nicht überwältigend, gab jedoch wertvolle Hinweise für die weitere Behandlung der Fragen. Die jährlichen Verkehrszahlen der LKW. in den Häfen lagen zwischen 1000 und 300—400000, die täglichen zwischen 3 und 1500. Es sind meist geschätzte Werte oder solche aus Stichzählungen, denn eine genaue Statistik fehlt in jedem Hafen, woraus die erste Forderung nach festen Grundsätzen und Zählmethoden sich ergibt; dieser Punkt wird weiterbearbeitet. Die meisten Unzuträglichkeiten in der Abfertigung der LKW. entstehen dadurch, daß ihre Lösch- und Ladeplätze fast immer die gleichen sind, wie für die Eisenbahn, und daher gegenseitige Störung

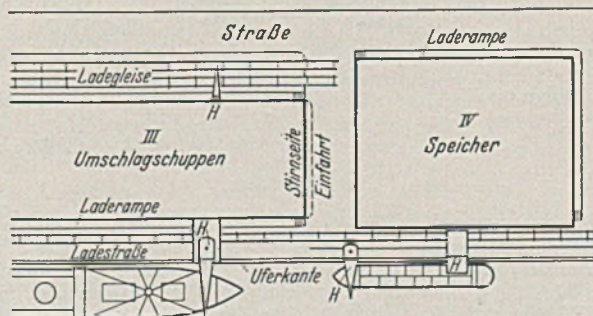


Abb. 1. Umschlagsplätze an Kaischuppen und Speichern.

Abb. 1 und 2 zeigen deutlich, wie weit bauliche Fragen den LKW.-Umschlag beeinflussen. Die Hafentechnische Gesellschaft hat dieser Frage schon vor längerer Zeit ihr Augenmerk zugewendet und sie einem Ausschuß zur Bearbeitung überwiesen, der sich durch eine Rundfrage die nötigen Unterlagen zu verschaffen suchte, die sich hauptsächlich auf Art, Gut, Ort und Leistung des LKW.-Umschlages und auf die Ermittlung von Unzuträglichkeiten und ihrer Abhilfemöglichkeiten erstreckte.

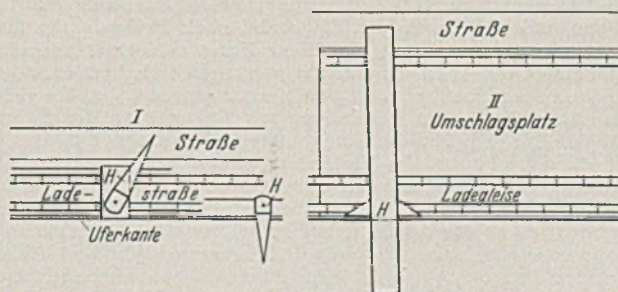


Abb. 2. Umschlagsplätze an freien Uferstrecken und auf Lagerflächen.

bedingen. Allgemein glaubt man, dieser Unzuträglichkeiten noch durch einfache Mittel Herr zu werden; der Ausschuß hält diese Hoffnung bei dem jähen Anstieg des Autoverkehrs für bedenklich und wird auf grundsätzliche Lösung der Fragen seine Weiterarbeit einstellen. Wahrscheinlich wird die bauliche Form von Kaischuppen, Ladestraßen u. ä. dabei ebenso wichtig sein, wie eine besondere Form der Sammlung und Verteilung von Lastkraftwagen Gütern in den Häfen. B o l l e, Hamburg.

Bolivians Plan für eine Inland-Wasserstraße.

An der Erschließung der Bodenschätze interessierte Kreise Boliviens erwägen die Möglichkeit, den Desaguadero-Fluß, der den Abfluß des Titicaca-Sees bildet, zu verbessern. Die Eigenart des Flusses und die vorgeschlagene Art und Weise die Baggarbeiten durchzuführen, verdienen Beachtung. Am Abfluß des Sees führt der Fluß Wassermengen, die zwischen 150 m³/sec und 20 m³/sec und noch weniger schwanken. Auf seinem 400 km langen Lauf bis nach dem Poopo-See nimmt der Fluß 20—30 Nebenflüsse auf, die zeitweise trocken laufen (Abb. 1. Lageplan).

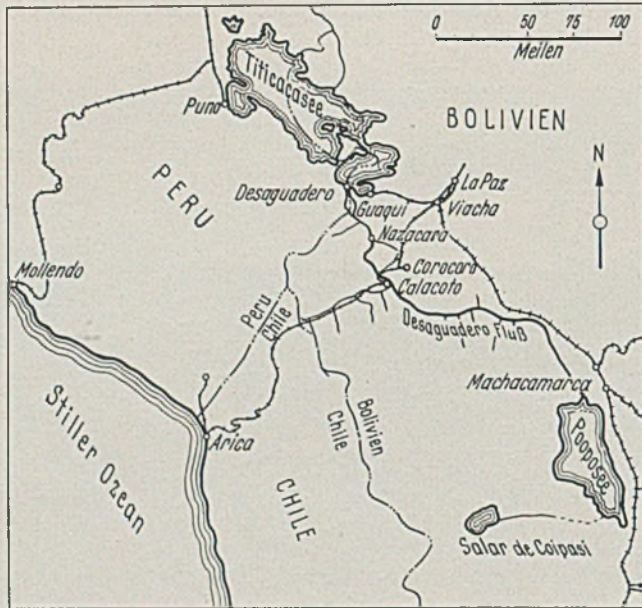


Abb. 1. Teilplan von Bolivien, Peru und Chile.

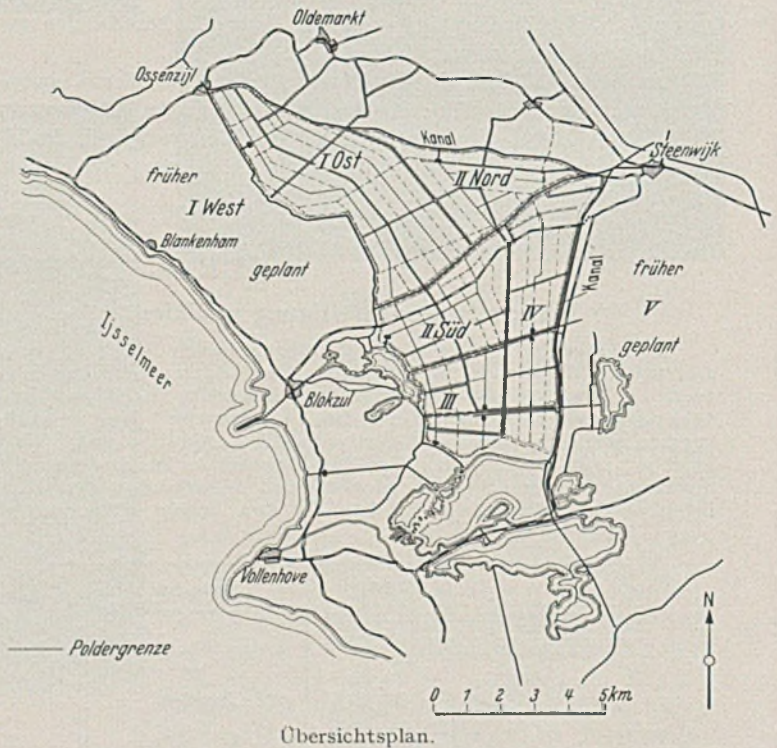
Während der Trockenzeit gelangen nur etwa 6 m³/sec zum Abfluß und fließen in den Salar de Coipasa, in dem das Wasser restlos verdunstet. Es nimmt Wunder, daß Bolivien, das 20000 km schiffbare Wasserwege besitzt, die nach dem Atlantischen Ozean führen, den Wasserweg auf der Hochebene nicht ausnutzt. Boliviens Schätze an Mineralien liegen in der Hauptsache im westlichen Teil des Hochlandes; auch hier ist der überwiegende Teil der Bevölkerung wegen des gesünderen Klimas ansässig. Eisenbahnlinien stellen die Verbindung mit dem Stillen Ozean her. Auf dem Oberlauf des Desaguadero wurden Ende des vorigen Jahrhunderts Kupfererze von den Corocoro-Minen nach dem Titicaca-See verfrachtet. Stromaufwärts bis Nazacara vollzog sich die Beförderung mittels flacher eiserner Prähme, die man durch Maultiere ziehen ließ. Bis nach Guaqui gelangte das Gut mit kleinen Schraubendampfern. Weiter ging es dann bis Puno mit Seedampfern und von dort quer durch Peru mit der Eisenbahn an den Stillen Ozean.

Als im Jahre 1913 die Eisenbahn von La Paz nach dem Hafen von Arica in Chile in Betrieb genommen wurde, schied die Beförderung auf dem Desaguadero-Fluß sofort aus. Für 24 Jahre geriet die Schifffahrt auf dem Fluß in Vergessenheit; jetzt wird die Wiederbelebung erwogen. Ein großes Werk zu Verarbeitung von Zink- und Bleierzen ist nahe der nordöstlichen Küste des Sees in Betrieb genommen. Eine Verschiffung mit Dampfern nach Guaqui und von hier mit der Eisenbahn nach Arica bedingt einen langen Umweg über Viacha, wo der Anschluß an die Bahn von La Paz nach Arica erreicht wird. Eine Verfrachtung mit Schiff nach Puno und weiter mit der Eisenbahn nach Mollendo am Stillen Ozean ist weniger vorteilhaft, da dieser Hafen schlechter ausgerüstet ist als der Hafen von Arica. Andere Bergwerksgesellschaften im Südosten des Landes, in der Nachbarschaft von Machacamara haben ein gleiches Interesse an einer kurzen Verbindung mit Calacoto an der Bahn La Paz—Arica. Aus dem Plan ist ohne weiteres zu erkennen, daß der Ober- und Unterlauf des Flusses eine Verbindung mit der Bahn herstellen kann, die kurz ist im Vergleich mit dem Umweg über Viacha. Die Schifffahrt auf dem oberen Flußlauf und auf dem unteren kann verschieden gehandhabt werden, da es nur darauf ankommt, Güter nach Calacoto an der Eisenbahn zu verfrachten. Auf einen Durchgangsverkehr vom Titicaca-See nach dem Poopo-See braucht keine Rücksicht genommen zu werden. Die Verbesserung des Oberlaufs macht keine Schwierigkeiten. Es sind etwa 250000 m³ zu baggern, um einen Kanal von reichlich 10 m Sohlenbreite und mindestens 1,5 m Tiefe herzustellen. Die Durchführung der Baggarbeiten zwingt zu besonderen Maßnahmen, die von den sonst üblichen Verfahren abweichen. Schwimmendes Gerät kann bei dem flachen Fluß und dem geringen Baggerschnitt schlecht zur Anwendung kommen. Saugbagger scheiden aus, da die Beschaffung des Geräts in keinem richtigen Verhältnis zur Arbeit stehen würde. Deshalb entschloß man sich zu einer etwas außergewöhnlichen Förderart. Eine auf einem Raupenschlepper, durch einen Dieselmotor angetriebene Winde mit Schaufel arbeitet unter Zuhilfenahme eines Zugseils, das über 18 m hohe

Maste am Flußufer geführt wird, unmittelbar auf das Flußbett. Wo der Untergrund zu weich ist, werden durch die Winde Buschmattzen vorgestreckt. Es ist ins Auge gefaßt, um mit dem oberen Teil des Geräts nicht unter Wasser arbeiten zu müssen, den Apparat möglichst hoch zu bauen. Die unteren unter Wasser arbeitenden Teile sind aus einem besonderen Material herzustellen, so daß sie einer Schmierung nicht bedürfen. Ein anderes Problem, das geklärt werden muß, ist die Wahl des Schiffstyps. Das hauptsächlichste Gut, das auf dem oberen Desaguadero verschifft werden soll, muß zuerst etwa 100 km auf dem Titicaca-See zurücklegen, bevor es den Fluß erreicht, und die Fahrzeuge müssen sich deshalb für beide Förderwege eignen. Der See ist tief und der Fluß flach. Die Strömungsgeschwindigkeit beträgt rd. 1 m/sec. Eine Fahr-geschwindigkeit von mehr als 8 km/h wird für gefährlich gehalten. In Aussicht genommen sind durch Dieselmotoren angetriebene flache Barken von 80 t Ladevermögen mit einem Tiefgang von reichlich 1 m, deren Ladeluken bei der Seefahrt abgedeckt werden können. Überlegungen für die Verbesserung der Schifffahrt auf dem Flußlauf unterhalb von Calacoto sind noch nicht angestellt. Die Baggarungen werden hier umfangreicher und schwieriger, einmal wegen der zu besetzenden größeren Massen, und dann auch, weil an verschiedenen Plätzen Felsen ansteht. Mit Rücksicht auf die großen Wassermengen in den Sommermonaten und auf die geringen in der Trockenzeit, ist die Flußregelung von großer Wichtigkeit. Eine Kanalisation durch Dämme und Schleusen läßt sich durch die zu erwartende Schifffahrt nicht rechtfertigen. Ein Damm, der das Wasser bis zu einer gewissen Höhe im Titicaca-See zurückhält, wäre zur Gewinnung von Wasserkraft zu vertreten; darüber liegen Pläne vor. Durch einen Tunnel an der Ostseite könnten 20 m³/sec abgegeben werden, die sich bei einem Höhenunterschied von fast 2000 m sehr nutzbringend zur Krafterzeugung ausnutzen lassen würden. [Nach: Civ. Engng. 7 (1937) S. 435.]
Bunnies, Hamburg.

Trockenlegung des Polders von Vollenhove.

Die Abteilungen IV und II Nord mit einer Gesamtoberfläche von 2000 ha sind bereits fertig hergerichtet, während Übereinstimmung erzielt ist über die Fortsetzung der Arbeiten in den Abteilungen II Süd, III und I Ost, die rd. 4000 ha umfassen (Plan). Die Arbeiten, die im



Obersichtsplan.

Zusammenhang stehen mit der Wasserspiegelsenkung im Polderabschnitt IV, konnten größtenteils vollendet werden. Mit der Vertiefung der Gräben ging Hand in Hand die Besandung des Bodens. Anfangs war man im Zweifel, ob die Besandung notwendig ist. Die Erfahrungen im Abschnitt IV haben die Frage bejaht. Die Besandung in einer Stärke von 5—7 cm, mit der man eine bessere Zusammensetzung und eine festere Lagerung des Bodens erzielt, hat erst begonnen, nachdem die größten Bodensenkungen zum Stillstand gekommen waren. Kleinere Bodensenkungen lassen sich bei der Besandung ausgleichen. Die Anlagekosten für den ha betragen fast 2000 Gulden, in denen reichlich 900 Gulden für Löhne stecken. Die Kosten steigen noch um 400 Gulden je ha durch die noch auszuführenden Wegebefestigungen und die Besandung. Nach den zwischen den Interessenten getroffenen Vereinbarungen gewährt die Fürsorgebehörde einen Zuschuß in Höhe von 100% der Löhne; die Provinz zahlt 160 Gulden je ha zu.

Nach der Urbarmachung verbleiben die Flächen zunächst im Eigentum der Gesellschaft, die sie ausführt. Wenn die schlimmsten Bodensenkungen zur Ruhe gekommen und die Flächen besandet sind, geht das Gelände zum Buchwert in das Staatseigentum über. Auf Staatsrechnung hat man im laufenden Jahr mit dem Bau von Gehöften im Abschnitt IV beginnen können. Die Bauernstellen erhalten eine Größe von 16—43 ha. Die Gebäude enthalten eine Wohnküche, einen Wohnraum, Waschküche und 3—4 Schlafkammern; außerdem feuersichere und hygienisch einwandfreie Stallungen. Für die Unterbringung der Feldfrüchte und Geräte sind offene Scheunen vorgesehen, die sich natürlich billiger stellen als die ebenerdige Erweiterung des Gebäudes selbst. Die Bebauung soll ein möglichst geschlossenes Bild abgeben, das sich in die Landschaft gut einpaßt. Die Kosten hierfür belaufen sich auf 300—500 Gulden für den ha je nach Größe und Einrichtung der Betriebe. [Nach: De Ingenieur 52 (1937) S. B 101.]

Bunnies, Hamburg.

Fortsetzung der Trockenlegung der Zuidersee.

Als Beweis dafür, daß sich die vor kurzem angefangenen Bauten für die Trockenlegung eines zweiten Teils der abgeschlossenen

Zuidersee, jetzt Ysselmeer genannt, schon in einem sehenswerten Zustand befinden, kann ein Besuch gelten, der die Sektion für Wasserbau des Kon. Instituuts van Ingenieurs Anfang Juli nach dem in der Ausführung befindlichen Ringdeich des Nordostpolders führte, dessen Bau im Jahre 1936 beschlossen wurde. Der Haushalt 1936 enthält als erste Baurate 2000000 Gulden für Vorbereitungsarbeiten, die der Herstellung einer Baugrube in der offenen See bei der Insel Urk dienen sollen. Hier wird ein Pumpwerk angelegt. Weiter sind Bauhäfen u. a. m. in Lenmer und Urk einzurichten. Für das laufende Jahr sind 14000000 Gulden bereitgestellt; es ist beabsichtigt, schon im Jahre 1937 einen erheblichen Teil des geplanten Ringdeichs fertigzustellen. Der Bau dieses Deiches nebst den erforderlichen Pumpwerken, Entwässerungskanälen, Schleusen usw. erfordert einen Zeitaufwand von vier Jahren. Insgesamt wird für die Fertigstellung des Polders mit zehn Jahren gerechnet. Deranschlag für die Gesamtkosten schließt mit 110000000 Gulden ab. Es sollen gewonnen werden 44000 ha Kulturfläche. Der Selbstkostenpreis für einen Hektar stellt sich also auf rd. 2500 Gulden, der für guten Ackerboden nicht zu hoch erscheint.

van Panhuys.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes in Berlin.

Am 14. und 15. Oktober fand die diesjährige wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes statt. In der bis auf den letzten Platz besetzten Aula der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg vereinigten sich deutsche und auch eine namhafte Anzahl von ausländischen Fachleuten, um eine Reihe von Vorträgen zu hören, in denen über Fragen von allgemeiner Bedeutung sowie über den derzeitigen Stand einiger Sonderfragen des Stahlbaues berichtet wurde.

Nach der Begrüßung durch den Rektor der Technischen Hochschule Berlin, Herrn Prof. von Arnim, und einer kurzen Ansprache durch den Vorsitzenden des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Herrn Direktor Dr. Eggers, Hamburg, wurden folgende Vorträge geboten:

Die Lage der deutschen Stahlbauindustrie (Direktor Dr. Oelert, Berlin).

Der Vortragende knüpfte an die Verhältnisse der Krisis an und verwies auf den glanzvollen Aufstieg, den auch die Stahlbauindustrie im Zuge der allgemeinen Wirtschaftsentwicklung genommen hat. Die Versorgung mit den nötigen Stahlmengen hat freilich in diese Entwicklung eingegriffen und bereits im laufenden Jahre zu einem Auftragsrückgang in Höhe von 30% geführt. Deutlich unterstrich der Redner, daß sich die Stahlbauindustrie damit habe abfinden müssen, aus der allgemeinen Lage heraus auf manche Bauaufgabe zu verzichten. Er warnte aber auch ebenso deutlich davor, bei der Frage der Baustoffwahl allgemein volkswirtschaftliche Erwägungen und vor allem ingenieurmäßige Überlegungen nicht genügend zu beachten.

Neben dem Inlandsmarkt, auf dem der Stahlbau seine Leistungsfähigkeit an vielen hervorragenden Bauwerken erwiesen hat, nimmt der Export eine besondere Bedeutung ein. Der Redner nannte eine Reihe von besonders bedeutungsvollen Aufträgen, die die Stahlbauindustrie in den letzten Jahren hereingeholt hat. Er betonte ihre Aufgabe und ihren Willen, sich auch in der Zukunft mit allen Kräften für eine Ausweitung des Exportes einzusetzen.

Eine Umschichtung im Auftragseingang hat sich insofern vollzogen, als der Anteil des Brückenbaues am Gesamtaufkommen in immer stärkerem Maße sinkt, während dafür der Anteil an Hochbauten entsprechend steigt, ein Spiegelbild der in den letzten Jahren eingetretenen Entwicklung. Der Redner schloß mit einem warmen Appell, auch in Zukunft wie bisher auf dem Boden der Gemeinsamkeit zwischen Auftraggebern und Firmen zusammenzuarbeiten, aus dieser Zusammenfassung der Kräfte das Höchste herauszuholen, um auch in den kommenden Zeiten die großen gestellten Aufgaben glücklich zu lösen.

Die Aufgaben des Stahlbaues im Bauwesen (Reichsbahndirektor Geheimrat Dr. Schaper, Berlin).

Der gegebene Gesamtüberblick über die Verwendung des Stahles im Brückenbau und Hochbau beweist die erstaunliche Vielfältigkeit der Stahlbauweise und deren Eignung für bautechnisch besonders schwierige Aufgaben. In vielen Fällen bildet die stählerne Ausführung die einzige Lösung, und zwar nicht nur wenn außerordentlich große Spannweiten vorliegen; auch geringe Bauhöhen, außerordentlich große Belastungen, dynamische Beanspruchungen, schwierige Montageverhältnisse und ähnliche Erschwerungen können die Anwendung anderer Bauweisen ausschließen. Eindrucksvolle Bauschöpfungen der jüngsten Zeit beweisen aber auch die Formschönheit stählerner Brücken und Hochbauten, worauf heute in erhöhtem Maße Wert gelegt wird. Besonders die monumental wirkenden Brücken der Reichsautobahnen lassen die Fortschritte erkennen, die die Stahlbauweise auf dem Gebiet der Ästhetik des Brückenbaues zu verzeichnen hat. Aber auch bei großen Hallen, mächtigen

Industriebauwerken und Masten wird heute mehr denn je auf die schöne Gestaltung geachtet. Den Anforderungen des Vierjahresplanes wird der deutsche Stahlbau durch sein hochentwickeltes Versuchswesen weitgehend gerecht.

Eine wesentliche Stahleinsparungsmöglichkeit bietet der hochwertige Baustahl St 52, dessen zweckmäßige Verwendung durch eingehende Dauerversuche erprobt worden ist. Auch die Wettbewerbsfähigkeit der Stahlbauweise hat der hochwertige Baustahl wesentlich gefördert, was sich vor allem auf dem Weltmarkt günstig ausgewirkt hat. Deutschlands führende Stellung ist hier unbestritten. Man kann selbst unter ungünstigen Verhältnissen bei Verwendung von St 52 mit Gewichtseinsparungen von mindestens 15% rechnen, außerdem sind infolge des leichteren Gewichtes der Überbauten mitunter auch nicht unwesentliche Stahl- und Kosteneinsparungen bei den Gründungen möglich.

Auch in der Einführung der Schweißtechnik im Stahlbau hat Deutschland wertvolle Schrittmacherdienste geleistet. Hier sind selbst bei kleineren Bauwerken Gewichtseinsparungen bis zu 25% möglich. Günstige Ergebnisse maßgebender Versuche lassen sogar eine Erhöhung dieses Prozentsatzes erhoffen. Bei dem gewaltigen Stahlbedarf, den die Durchführung des Vierjahresplanes erfordert, wird durch die weitgehende Anwendung der Schweißtechnik eine recht beträchtliche Stahlmenge eingespart werden können.

Auch die Kostenfrage hat durch die zwischenzeitliche Entwicklung eine wesentliche Verbilligung der geschweißten Konstruktionen zur Folge gehabt, deren Sicherheit im übrigen durch neuzeitliche Prüfverfahren, wie Röntgengeräte, Durchflutungsgeräte usw., verbürgt wird. Die Ausführungen ließen erkennen, daß gerade auf dem Gebiet der Stahlbauweise, deren Berechnungs- und Konstruktionsgrundsätze sich von jeher auf ein hochentwickeltes Versuchswesen stützten, noch mancher Erfolg im Sinne des Vierjahresplanes erwartet werden kann.

Von der Kohle zum Kautschuk (Prof. Dr. Hofmann, Breslau).

Für den synthetischen Kautschuk aus Butadien-Gas interessiert man sich ebenso wie in Deutschland auch in den Vereinigten Staaten, in Italien, Japan und Dänemark. Wenn die Meldungen richtig sind — beschäftigt sich sogar England mit Studien zu seiner Herstellung. Rußland hat schon vor längerer Zeit seine Großfabrikation aufgenommen.

Der Butadien-Kautschuk, der allen diesen Versuchen und Erwägungen zugrunde liegt, wurde im wissenschaftlichen Laboratorium der Elberfelder Farbenfabriken erfunden. Die Nachfolgerin dieser Werke, die I. G. Farbenindustrie, hat diese Pionierarbeit mit der Herstellung ihrer ausgezeichneten Buna-Marken zum Abschluß gebracht und gekrönt. Es war ein weiter Weg von den ersten Tastversuchen der Wissenschaft bis zur Erfüllung durch die Industrie.

In den Hitze-Zersetzungsprodukten des Pflanzenkautschuks fand man die Butadien-Kohlenwasserstoffe, vermutete in ihnen die Bausteine des hochmolekularen Kolloids und lernte schließlich auch ihre Zusammenfügung zum Kunstkautschuk. Die größten Schwierigkeiten waren dabei zu überwinden und viele Millionen Reichsmark hat die I. G. für diese Arbeiten, welche mehr als dreißig Jahre ihre Chemiker und Ingenieure in Atem hielten, aufwenden müssen. Obwohl der (jetzt Buna genannte) Butadienkautschuk im Weltkrieg bereits bekannt war, entschloß man sich aus zwingenden Gründen in Elberfeld-Leverkusen zur Fabrikation des für die Sonderzwecke der Marine gut geeigneten Methylkautschuks und stellte bereits bei Kriegsende $\frac{1}{8}$ des deutschen Kautschuk-Friedensbedarfes von diesem Materiale her. Den Zusammenbruch hat diese „Treibhauspflanze“ nicht überlebt. Die Aussichten für die synthetischen Produkte wurden, als die Einfuhr wieder frei war, und die Naturkautschuk-Preise immer tiefer sanken, von Jahr zu Jahr schlechter.

Der große Wandel, der sich im Deutschland des Dritten Reiches vollzog, hat das Auge wieder auf dieses immer unentbehrlicher werdende Material gelenkt. Die großen Vorzüge, die das deutsche synthetische Buna-Produkt sogar vor den guten Naturkautschuksorten auszeichnen, seine Quellbeständigkeit gegen Benzin und Öl, seine Temperatur- und Abreibefestigkeit, seine Elastizität und guten Alterungseigenschaften gestatten die sichere Hoffnung, daß es seinen Weg nimmt, wenn auch sein Preis zur Zeit noch höher ist als der der Pflanzenware.

Weltanschauung und Technik (Reichsschulungswalter des NSBDI. E. Maier, Blaichach i. Allg.).

Das Antlitz der Welt wird von Handelnden gestaltet. Die Technik ist neben anderen Erscheinungen ein bestimmender Bestandteil des Lebens, aber ebenso wie etwa Kapital und Wirtschaft zum Dienen bestimmt, wobei es Aufgabe der politischen Führung ist, der Entwicklung die Wege zu weisen.

Die Technik, mit einer jährlich größer werdenden Aufgabe im deutschen Volk betraut, muß ihre Menschen zum Verständnis der politischen Führungsgrundsätze bringen, denn es genügt heute nicht mehr allein, nur ein ausgezeichnete Techniker zu sein. Es gilt in jedem Falle an die Gemeinschaft zu denken und das Wesentliche zu begreifen. Der Nationalsozialismus kann nicht dulden, daß sich ein einzelnes Gebiet, gleich welcher Art, eine Führerrolle anmaßt, denn wie die Teilgebiete, so, wie sie sich heute darstellen, erst unter dem Druck einer Prägung von oben entstanden sind, so bedürfen sie in ihrer Entwicklung einer höheren, auf die Gemeinschaft der Nation ausgerichteten Lenkung.

Geschichtliche Beispiele zeigen, daß gerade die Technik von staatlichen Maßnahmen seit jeher das Größte zu erhoffen und zu befürchten hatte. Kein Gebiet des menschlichen Lebens kann von sich aus, das heißt ohne Zutun einer fähigen Führung, gesund bleiben und deshalb muß sich jeder einzelne ins Allgemeine finden. Es gilt, einer Gemeinschaft und nicht dem einzelnen eine Aufgabe zu stellen und ihr eine höhere Sendung zum Bewußtsein zu bringen. Erst daraus entsteht eine festgefügte Front, die gleichsam voll bündnisreif ist unter den großen Lebensmächten in einem Volk.

Zur Erreichung dieses Zieles ist es notwendig gewesen, zuerst dem arbeitenden Menschen den Sinn seines Wirkens wieder klarzumachen und dem alten Gutachten Friedrich Lists wieder zur Geltung zu verhelfen, wonach die Arbeit der Vater des Kapitals war und nicht umgekehrt. Das Märchen von der Verelendung der Massen durch die Maschine ist durch eine bessere Wirklichkeit längst widerlegt.

Der Mensch muß wieder im Mittelpunkt des Geschehens stehen. Gerade die Technik hat eine stattliche Reihe großer Männer aufzuweisen, und was von den besten Vertretern der Technik in Vergangenheit und Gegenwart geschaffen wurde, wird von allen anerkannt und verwirklicht. Große deutsche Industrieführer sind der beste Beweis für den Realismus dieser Forderungen. Es hat immer Menschen gegeben, die es verstanden, alle Zweige der Technik gleichmäßig zur Blüte zu bringen. Niemand kann sich die Technik selbst besser ehren, als dadurch, daß sie den schaffenden Menschen ehrt und ihn betreut. Der Betrieb ist für die Millionen des schaffenden Volkes nicht allein die Stätte einer engen Gemeinschaft, sondern auch der Boden, auf dem eine neue Gesinnung entsteht, die das gesamte Leben umfaßt. Der Techniker muß die Forderung der Stunde begreifen und den Arbeitsfrieden einer sozialistischen Epoche festhalten.

Ein weiterer wesentlicher Auftrag harret der Technik: Die Erziehung des Nachwuchses. Die Industrie kann dabei neben den anderen Säulen unserer Menschenbildung wertvolles leisten.

Neue Aufgaben sind der Technik im Dritten Reiche gestellt, die großen Bauvorhaben, der Vierjahresplan und vieles andere. Hier kann die Technik nicht nur beweisen, daß sie mitarbeitet, um das materielle Dasein des deutschen Volkes sicherzustellen, sondern darüber hinaus auch durch ihre Taten die Richtigkeit nationalsozialistischer Weltanschauung verkünden und erhärten.

Über das Knicken (Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Hertwig, Berlin).

Da über Knickerscheinungen in vielen Kreisen noch unklare Vorstellungen herrschen über die Vorgänge in einem System beim Übergang von stabilen zu labilen Gleichgewichtszuständen, wurden an Modellen zunächst einmal experimentell die Vorgänge gezeigt und zur Deutung stabiler Zustände Gleichgewichts- und Energiebetrachtungen zwischen der Ausgangslage und benachbarten Lagen angestellt.

Nachdem an den Modellen die Zusammenhänge anschaulich geklärt waren, wurden dann für einige einfache Fälle Kriterien der Stabilität aufgestellt, durchgerechnet und diskutiert.

Besonders hingewiesen wurde auf die Stabilität von Gleichgewichtslagen, die bei gewissen elastischen Tragwerken auch noch oberhalb der niedrigsten „kritischen Belastungen“ möglich sind, ferner darauf, daß die Frage, ob eine bestimmte Gleichgewichtslage stabil oder labil ist, aus der Untersuchung der Gleichgewichtsbedingungen allein nicht beantwortet werden kann, sondern daß dafür die Minimumbetrachtung der Arbeit hinzugenommen werden muß.

Stahleinsparungsmöglichkeiten im Stahlbau (Reichsbahnrat Burger, Berlin).

Die Berechnungs- und Konstruktionsgrundsätze des Stahlbaues

sind von deutschen Fachleuten in vorbildlicher Form entwickelt worden, wobei besonders die Sicherheit und Wirtschaftlichkeit der Bauwerke berücksichtigt wurde. In der Zeit der Stahlknappheit ist es jedoch erforderlich nachzuprüfen, ob nicht noch an Werkstoff gespart werden kann. Im Stahlbau haben die Fortschritte der letzten Jahre dazu schon eine wesentliche Vorarbeit geleistet, besonders durch die Entwicklung des St 52 und des Schweißverfahrens. Mit St 52 können gegenüber St 37 Stahlersparnisse bis zu 25% erreicht werden. Durch den Wegfall des Nietlochabzuges und der Verbindungsteile an den Stoß- und Anschlußstellen können bei gut durchgebildeten Schweißkonstruktionen bis zu 25 und 30% an Gewicht gegenüber Nietung eingespart werden. Beim Bau stählerner Brücken ist besonders die Wahl des Tragwerkes, die Hauptträgerzahl und -höhe von großem Einfluß auf den Stahlverbrauch. Zu geringe Bauhöhen erfordern bedeutend mehr Stahl. Wesentliche Stahlersparnisse lassen sich durch Verringerung des Eigengewichts der Fahrbahn und Anwendung von Leichtfahrbahnen erzielen. Fahrbahnbeläge mit ausbetonierten Buckelblechen und kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten werden heute bis zu Spannweiten von 6 und 8 m ausgeführt. Diese Vergrößerung der Haupt- und Querträgerabstände ermöglicht Ersparnisse an Stahlgewicht bis zu 30%. Bei Vollwandträgern ist die Zahl der Stöße möglichst einzuschränken. Bei hohen Stegblechen kann durch zweckmäßige Anordnung von Aussteifungen die Stärke der Stegbleche erheblich verringert werden.

Durch geschickten Entwurf und beste Baustoffausnutzung lassen sich im Stahlbau Bauwerke erstellen, die gerade durch ein Mindestmaß an Werkstoff ein leichtes und kühnes Aussehen erhalten und hierin von keinem anderen Baustoff übertroffen werden.

Versuche mit stählernen Leichtfahrbahnkonstruktionen (Prof. Graf, Stuttgart).

Im Jahre 1934 wurden auf Anregung von Direktor bei der Reichsbahn Dr.-Ing. K. Schaechterle im Auftrag der Reichsautobahnen, später im Auftrag des Deutschen Ausschusses für Stahlbau Untersuchungen mit Leichtfahrbahndecken zu stählernen Straßenbrücken aufgenommen; sie sind vor kurzem in dem bis jetzt vorgesehenen Umfang abgeschlossen worden.

Die Versuche erstreckten sich:

- a) auf Stahlzellendecken mit einer ebenen Deckplatte zur Aufnahme eines möglichst leichten Fahrbahnbelags aus bituminösen Massen,
- b) auf allseitig aufgeschweißte Buckelplatten, zuletzt in Feldern von $2,65 \times 5$.
- c) auf Tragwerke aus doppelwinklig gebogenen Blechen und aus Falblechen.

Der Bericht wurde an Hand zahlreicher Lichtbilder erstattet. Es wurde u. a. gezeigt, daß die Stahlzellendecken und die Buckelbleche Tragwerke liefern, die eine weitgehende Ausnutzung des Stahles ermöglichen. Auch fand sich, daß schon einfache Modelle weitgehende Aufschlüsse über die Lastverteilung in allerlei Trägerebenen geben.

Aus der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Berlin (Dr.-Ing. K. Klöppel, Berlin).

Die Forschungsarbeiten des Deutschen Stahlbau-Verbandes und des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, in dem die Deutsche Reichsbahn und andere Behörden zusammengeschlossen sind, wurden in der letzten Zeit lebhaft gefördert. Besonders die Erkenntnisse über die Dauerfestigkeit unserer Werkstoffe und Konstruktionen sind wesentlich vertieft worden. So ist man heute im Stande, die Widerstandsfähigkeit eines Konstruktionselementes, wie z. B. einer Nietverbindung, gegen wiederholte dynamische Belastungen auf Grund der Werkstoffdauerfestigkeit vorauszusagen. Es bedarf jedoch hierzu der Berücksichtigung neuer Erkenntnisse auf dem Gebiet der Korbspannungslehre und der Werkstoffmechanik. Infolgedessen sind Umstellungen der herkömmlichen Auffassungen über die Widerstandsfähigkeit des Werkstoffes unerlässlich, wovon, auf weite Sicht gesehen, auch unsere Bemessungsvorschriften berührt werden müssen. Gerade die gegenwärtigen Forderungen der Stahleinsparungen zwingen zu derartigen Überlegungen. Danach scheint eine allgemeine Steigerung der zulässigen Beanspruchung in der bisherigen Form unserer Vorschriften weniger aussichtsreich zu sein als eine stärkere Beachtung der Einzelverhältnisse (z. B. Art, Häufigkeit der Belastung und sonstige Beanspruchungsverhältnisse), die bei der Bemessung der einzelnen Bauteile jeweils vorliegen. Inwieweit sich dieser Weg der stärkeren Differenzierung der zulässigen Beanspruchungen mit Erfolg beschreiten läßt, werden wahrscheinlich schon die nächsten Jahre lehren. Es entspricht jedenfalls der Förderung unseres Wissens auf dem Gebiet der Festigkeitslehre und der Werkstoffmechanik, wenn wir auch in der Weiterentwicklung der Vorschriften neuartige Wege beschreiten. Zu der viel umstrittenen Frage der Übertragbarkeit unserer im Laboratorium gewonnenen Dauerfestigkeitswerte auf die Bauwerke ist zu sagen, daß wir uns bei der jetzigen Berechnungsmethode auf der sicheren Seite befinden und daß Aussicht besteht, durch weitere Erforschung der tatsächlichen Dauerbeanspruchungen im Bauwerk die zulässigen Beanspruchungen der dynamisch beanspruchten Bauwerke zu erhöhen.

Die umfangreichen Neubearbeitungen der Vorschriften und Einführungen neuer Bestimmungen des Stahlbaues zeigen, daß hier jede

Möglichkeit wahrgenommen wurde, um die notwendige Sicherheit mit dem kleinstmöglichen Aufwand an Stahl zu erzielen.

Die neuesten Probleme der Eisen schaffenden Industrie (Dr. J. W. Reichert, Berlin).

Der besonders anregende Vortrag gab äußerst interessante Angaben über Stahlerzeugung und Stahlverbrauch, in Deutschland und in der ganzen Welt. Weit verbreitete unzutreffende Meinungen konnten durch ihn berichtigt werden.

Es gibt gewisse Anzeichen dafür, daß die Weltgewinnung an Eisen und Stahl über den im ersten Halbjahr 1937 erreichten Höchststand nicht hinauskommen kann. War es bisher die Rohstoffversorgung, namentlich das Zurückbleiben der Erzförderung in manchen Ländern, das der Erzeugung Grenzen gesetzt hat, so zeigt sich allmählich auch ein Nachlassen auf Seiten der Nachfrage des Auslandes. Allerdings ist hiervon bei den meisten Erzeugnissen der Fertigverarbeitung noch nichts zu merken, aber bei der Eisen schaffenden Industrie mehrerer fremder Länder ist die Wandlung unverkennbar. Auf dem Auslandsmarkt für Schrott hat die Bildung eines Schrotteinkaufkartells seitens der großen Verbrauchsländer und die neuere Zurückhaltung Japans schon vor Wochen zu einer Entspannung geführt. Dagegen bleibt zunächst die Kohlen- und Koksversorgung für manche Länder sehr knapp. Eine weitere Besonderheit der gegenwärtigen Weltmarktlage ist darin zu erblicken, daß es nicht so sehr die Bedarfsmengen sind, die eine große ausländische Preiserhöhung verursacht haben, als vielmehr die Dringlichkeit des Bedarfs für Rüstungen und sonstige öffentliche Zwecke.

F. Schleicher, Hannover.

Zehn Jahre Fachnormenausschuß für Bibliotheks-, Buch- und Zeitschriftenwesen.

Vor 10 Jahren wurden im Rahmen des Deutschen Normenausschusses der Fachnormenausschuß für Bibliotheks-, Buch- und Zeitschriftenwesen gegründet und steht unter der Führung des Generaldirektors der Staatsbibliothek Berlin, Geheimrat Prof. Dr. Krüß.

Im Einvernehmen mit dem Reichsministerium für Wissenschaft, Erziehung und Volksbildung übernahm der Fachnormenausschuß 1934 die Führung der Gemeinschaftsarbeiten und die Vertretung Deutschlands im Auslande auf dem Gebiete der Dokumentation. Diese Arbeiten umfassen alle Fragen der Herstellung, Sammlung und Nutzbarmachung von Schrifttum. Dazu gehört auch die Bearbeitung der Deutschen Gesamtausgabe der als internationales Ordnungssystem anerkannten Dezimal-Klassifikation, die Förderung der Zusammenarbeit von Schrifttumauskunftstellen, Bibliographien und Referatblättern, die Bearbeitung von Richtlinien für Vorträge, Aufsätze, Buchbesprechungen usw.

Die Erfolge der Arbeiten haben unter internationaler Anerkennung eine führende Stellung Deutschlands in der Zusammenarbeit der Länder begründet.

Brunnen-Fachschule.

Am 27. September 1937 fand die Eröffnung einer Brunnenfachschule in Berlin durch den Reichsinnungsverband des Baugewerkes, Fachgruppe Brunnenbau statt, um dem Nachwuchs Gelegenheit zu geben, sich die für das Brunnengewerbe notwendigen Kenntnisse anzueignen. Mit Unterstützung des Reichserziehungsministeriums und der Preuß. Landesanstalt für Wasser-, Boden- und Lufthygiene in Berlin-Dahlem ist es möglich gewesen, diese Fachschule zu errichten. Sie ist der Höheren Technischen Lehranstalt für Hoch- und Tiefbau, Berlin-Neukölln angegliedert. Der erste 12 Wochen dauernde Lehrgang hat am 27. September begonnen. Die Teilnehmer haben die Möglichkeit im Anschluß an den Lehrgang die Meisterprüfung abzulegen.

Holz als Roh- und Werkstoff.

Unter dem obigen Titel erschien erstmalig im Oktober 1937 eine neue Zeitschrift, die — unter Mitwirkung zahlreicher deutscher und ausländischer Fachleute — von Prof. Dr.-Ing. F. Kollmann, Eberswalde herausgegeben wird. Sie erscheint monatlich einmal im Umfang von etwa 40 Seiten. Format DIN A 4. Preis vierteljährlich RM 6,—; Einzelheft RM 2,50. Verlag: Julius Springer, Berlin.

Die neue Zeitschrift berichtet über die Eigenschaften, Verarbeitung und Veredelung von Holz. Behandelt wird nicht nur die mechanisch-technologische Verarbeitung: zerspanende und spanlose Formgebung, Holzverbindungen, Holzveredelung und Abfallholzverwertung, sondern auch die chemische Technologie: Erzeugung von Zellstoff und Papier, Leichtbauplatten, Kunstfasern, Folien, Kunststoffen, Holzzucker, Ligninverwertung usw. Ebenso werden die Fragen der Holzverbrennung, -verkohlung und -vergasung verfolgt. Kleine Mitteilungen werden über wichtige Fachveranstaltungen, technische Neuerungen der Praxis und vorläufige Versuchsergebnisse der Wissenschaft berichten. Die im inländischen und ausländischen Schrifttum zerstreuten Beiträge über Holz werden planmäßig im Referatenteil ausgewertet.

Straßenbau-Tagung 1937.

Vom 4. bis 6. November 1937 findet in Bayreuth die diesjährige Tagung der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen statt. Bei der Eröffnung der Tagung durch den stellvertretenden Vorsitzenden Oberreg.-Baurat Huber, Berlin, werden sprechen: Generaldirektor Milke, Reichsbahndirektor Rudolphi und der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen Dr.-Ing. Todt. Fachvorträge werden halten: W. Ostwald, Heppenheim, über „Versuchsfahrten auf der Reichsautobahn“; Hoffmann, Berlin, über „Entwicklung des Kraftverkehrs auf Reichsautobahnen und Reichsstraßen“; Garbotz, Berlin, über „Arbeits- und Geräteuntersuchung auf Betondecken-Baustellen“; Huber, Berlin, über „Stand der Straßenbautechnik“; Rentsch, Berlin, über „Eindrücke von der Amerika-Studienreise der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie“; Giesler, Reichsschulenburg Allgäu (Sonthofen), über „Kultur“. Außer verschiedenen geselligen Veranstaltungen findet eine Besichtigung der Reichsautobahnstrecke Bayreuth-Nürnberg und in Nürnberg eine Besichtigung der Bauten des Reichsparteitag-Geländes statt. Näheres durch die Forschungsgesellschaft für Straßenwesen, Berlin W 8, Pariser Platz 3.

Tagung des Vereins Beratender Ingenieure (VBI) in Düsseldorf.

Die diesjährige Tagung (32. Hauptversammlung) des VBI fand vom 18.—20. September in Düsseldorf statt. Ein Begrüßungsabend in der Städtischen Tonhalle leitete die Veranstaltung ein und wurde am nächsten Tag fortgesetzt mit einer Mitgliederversammlung im Hotel Fürstenhof-Royal, in welcher über das abgelaufene Geschäftsjahr berichtet und die Neuordnung der freischaffenden Ingenieure innerhalb des NS-Bundes Deutscher Technik bekannt gegeben wurde. Am Montag, dem 20. September sprach vormittags der Vorsitzende des Vereins, Dipl.-Ing. P a d l e r, Berlin über die Aufgaben der unabhängigen Beratenden Ingenieure im Dritten Reich. Wie schon im Frühjahr angekündigt, ist jetzt durch den Führer der gesamten Deutschen Technik, Generalinspektor Dr. T o d t die endgültige Organisation der Deutschen Technik und ihrer Verbände erfolgt. Im Zuge dieser Entwicklung hat nun auch eine Zusammenfassung der freischaffenden Ingenieure, die — gleichviel auf welchem technischen Fachgebiet — als unabhängige Beratende Ingenieure tätig sind, im VBI stattgefunden.

Nach der Satzung des VBI können nur solche ehrbare Ingenieure aufgenommen werden, die eine über dem Durchschnitt stehende Befähigung aufweisen, selbständig und völlig unabhängig sind. Es genügt demnach nicht, daß der technische Berater auf den von ihm bearbeiteten Gebieten hervorragende fachliche Kenntnisse und Erfahrungen besitzt. Zu der technischen Befähigung muß die vollkommene Unabhängigkeit vom Unternehmertum hinzutreten. Nicht nur für die Industrie, sondern auch in großem Umfange für die öffentliche Hand, insbesondere für die Gemeinden, kann er in technischen Fragen tätig sein, und auch bei der Durchführung des Vierjahresplanes sind wichtige Aufgaben von ihm zu erfüllen.

Anschließend hielt Dr.-Ing. I m h o f f, Essen einen Vortrag über „Biologische Abwasserreinigung“. Städtisches Abwasser soll gereinigt werden, bevor es in ein Gewässer abgelassen wird. In Deutschland genügt es in der Regel, wenn man nur den Schlamm im Absatzbecken zurückhält und es der natürlichen Selbstreinigungskraft des Gewässers überläßt, die gelösten Schmutzstoffe des Abwassers weiter abzubauen. In Fällen, wo Absatzbecken nicht ausreichen, greift man zur biologischen Abwasserreinigung. Man nimmt zum Abbauen der im Abwasser enthaltenen organischen Stoffe dieselben Lebensvorgänge zu Hilfe, die auch in den natürlichen Gewässern die Selbstreinigung besorgen. Die Hauptarbeit wird dabei von den Bakterien geleistet. Bewährt haben sich Rieselfelder, Abwasserteiche, Tropfkörper und Belebungsbecken.

Sodann sprach Dr.-Ing. Z e l l e r, Berlin zu dem Thema „Aktuelle schalltechnische Ingenieuraufgaben“, und erörterte besonders die Lärmbekämpfung in stark lärmenden Betrieben (z. B. in Kesselschmieden oder Büromaschinensälen), die nach zwei Hauptgesichtspunkten durchgeführt werden kann. Einmal die Lärmerzeugung durch schalltechnisch-konstruktive Maßnahmen an Maschinen und Arbeitsverfahren herabzusetzen und dann durch geeignete Anwendung schalldämpfender und schalldämpfender Stoffe und Konstruktionen die Lärmstörung auf die Nachbarschaft der Lärmquelle zu beschränken. Bei den Dämpfungsmaßnahmen kann man grundsätzlich 3 Arten unterscheiden: 1. Dämpfung durch poröse Stoffe (z. B. Schlackenwolle), 2. Dämpfung durch mitschwingende Anordnungen (z. B. Sperrholzplatten auf einem Lattengerüst), 3. Dämpfung durch Luftresonatoren. Er führte dann noch einiges aus über Schallbekämpfung in Luftkanälen, die bis heute immer noch Schwierigkeiten bereitet, über Hörsamkeit in modernen Großversammlungsräumen, dann über Leichtbauweisen im Hochbau, bei der eine ausreichende Schalldämmung nicht mehr ohne weiteres erzielt werden kann, ferner über Schwingungsdämmung von Maschinen und die Lärmabwehr bei lärmenden Arbeitsverfahren, ein Gebiet, das bis jetzt noch kaum bearbeitet ist.

Die Tagung fand mit einem Besuch der Ausstellung „Schaffendes Volk“ und einer Besichtigungsfahrt durch das Bergische Land ihren Abschluß.

BUCHBESPRECHUNGEN.

DIN-Normblatt-Verzeichnis 1937. Herausgegeben vom Deutschen Normenausschuß. Berlin: Beuth-Verlag G. m. b. H. 1937. 358 S. DIN A 5. Preis RM 4,—.

Das Verzeichnis umfaßt jetzt rd. 6200 Normblätter, ferner 700 Normblattentwürfe, die nach Verarbeitung der Einwände und Anregungen als endgültige Normblätter herausgegeben werden sollen. Das Verzeichnis führt auch zahlreiche Veröffentlichungen anderer Organisationen auf, die zur Erläuterung und Ergänzung der Normblätter zweckmäßigerweise mit herangezogen werden.

Die Normblätter sind nach der Dezimalklassifikation geordnet, die sich in der Praxis bewährt hat. Ein ausführliches Stichwortverzeichnis, zwei Gruppenverzeichnisse und Nummernverzeichnisse erleichtern das Auffinden jedes gewünschten Normblattes. Neu ist die Aufnahme der „Erf-Normblätter“ (Erf = Erfahrungsaustauschstelle im Verein Deutscher Ingenieure). Ergänzt wird das Buch durch Verzeichnisse aller deutschen Fachnormenausschüsse und der 26 ausländischen Normenausschüsse, mit denen der Deutsche Normenausschuß in Verbindung steht.

Das Normblattverzeichnis ist ein unentbehrliches Hilfsmittel für alle Betriebe, deren Herstellungsprogramm sich nicht auf einen oder zwei Gegenstände beschränkt. Im Interesse der Volkswirtschaft und zuletzt im eigenen Interesse muß jedes Unternehmen alle Normen berücksichtigen. Schließlich wird auch immer mehr unter dem Hinweis auf Normen bestellt, was Lieferung und Bestellung vereinfacht und Mißverständnisse ausschließt. Dabei ist es sehr wichtig, stets die neuesten Ausgaben der Normen zu benutzen, weil die Blätter laufend dem neuesten Stand angepaßt werden.

Der Beuth-Verlag als Vertriebsstelle des Deutschen Normenausschusses ist übrigens bereit, Sammlungen von Normblättern auf ihre Richtigkeit zu prüfen, wenn ihm eine Nummernliste der vorhandenen Blätter unter Angabe der Ausgaben eingesandt wird.

Schleicher, Hannover.

Klett, E.: Ratgeber für Bauführer und Poliere im Beton- und Eisenbetonbau. 4. neubearb. und erweiterte Aufl. Mit 111 Abb. Berlin: Wilh. Ernst u. Sohn 1937. 184 S. 8°. Preis steif br. RM 5,—.

Das vorliegende Taschenbuch hat schon in seinen früheren Ausgaben weitgehende Anerkennung gefunden. Die vierte, neubearbeitete

Auflage paßt sich der Neubearbeitung der AMB und den neuen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton von 1932 an. In zwei hinzugekommenen Abschnitten umreißt der Verfasser noch einmal besonders in knapper Darstellung die Eigenschaften und den Aufbau des Betons und zeigt an Hand einiger Beispiele und mit Hilfe neuartiger Stofftafeln die Bestimmung des zweckmäßigen Betonmischungsverhältnisses.

Der Ratgeber wendet sich bewußt an die Leute der Praxis und auf der Baustelle, auf deren Mitarbeit und Verständnis es bei den gesteigerten Anforderungen an die Güte des Betons, der Baustoffverarbeitung und der Bauausführung in hohem Maße ankommt. Darüber hinaus wird er ganz allgemein wie bisher als praktische Einführung in den Beton- und Eisenbetonbau wertvolle Dienste leisten.

E. E. Fröhlich, Hannover.

NEUERSCHEINUNGEN.

Deutsch-russisches Wörterbuch für Zementindustrie. Herausgegeben von E. Kougia. Staatl. Forschungsinstitut für Zemente. Leningrad 1936. 214 S. 10×14 cm.

Puzzolan Cements. In russ. Sprache mit einer englischen Zusammenfassung. Herausgegeben vom „All Union Research Institute of Cement“. Leningrad 1936. Mit zahlr. Abb. und Tabellen. 600 S. 17×26 cm.

Murphy, G.: Stresses and deflections in loaded rectangular plates on elastic foundations. IOWA Engineering Experiments Station. Bulletin 135, 1937. Mit 14 Abb. 52 S. 15×23 cm.

Köhler, W.: Lichttechnik. 2. neubearb. Aufl. Mit 91 Abb., 21 Zahlentafeln und 4 Bildtafeln. Leipzig: M. Jänecke 1937. 112 S. DIN A 5. Preis RM 1,80.

Generelles Studium der österreichischen Fernstraßenfrage für das Gebiet des Bundeslandes Oberösterreich. Bearb. von A. Sighartner. Linz: Verlag Ob.-Österr. Landeshauptmannschaft 1937. Mit 12 Abb. 58 S. DIN A 4.

RKW-Nachrichten. Herausgegeben vom Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit, Berlin. Jährl. 12 Hefte. Bezugspreis vierteljährl. RM 1,50; Einzelnummer RM 0,60. Leipzig, Berlin: B. G. Teubner 1937. DIN A 4.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 39 vom 30. September 1937 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 a, Gr. 11. B 169 324. Dr.-Ing. Wolfgang Bäseler, München. Elastische Schienenbefestigung mit blattfederartigen Spannelementen. 6. IV. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 4. D 71 650. Dr.-Ing. e. h. August Deidesheimer, Berlin-Charlottenburg. Verfahren zur Herstellung von Holzpflasterdecken; Zus. z. Pat. 637 370. 7. XII. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 9/10. D 67 882. Reinhold Dornfeld und Konrad Haage, Eßlingen a. N. Brennkrafttramme, insbesondere für Straßenbauzwecke. 11. IV. 34.
- Kl. 37 a, Gr. 6. P 73 627. Dr.-Ing. Adolf Pucher, Berlin. Schalenkuppel, insbesondere aus Eisenbeton. 3. VIII. 36.
- Kl. 37 d, Gr. 5. K 145 293. Erfinder, zugleich Anmelder: Ernst Koch, Zarentin, Meckl. Aus Holzstäben zusammengesetzte Platte, insbesondere für Fußböden; Zus. z. Pat. 646 894. 28. I. 37.
- Kl. 37 f, Gr. 7/03. St 52 776. Willy Stiegler, Fürth i. B. Schiebetor für Garagen und ähnliche Bauwerke. 5. XI. 34.
- Kl. 80 a, Gr. 14/20. W 95 908. Fa. Robert Wacker, Dresden. Rüttelvorrichtung. 4. II. 35.
- Kl. 80 a, Gr. 56/10. T 47 123. Clemens Tietmann, Köln-Braunsfeld, und Deutsche Asbestonwerke Akt.-Ges., Köln-Ehrenfeld. Schleuderform für die Herstellung von Kanalisationsrohren aus Beton. 3. VII. 36.
- Kl. 80 a, Gr. 56/10. D 73 618. Deutsche Asbestonwerke Akt.-Ges., Köln. Verfahren zum Erzeugen von Betonhohlkörpern hoher Festigkeit im Schleuderverfahren. 8. VIII. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 19/03. G 93 740. Dr. Richard Grün, Düsseldorf. Verfahren zum Färben von Betonflächen. 16. IX. 36.
- K. 84 c, Gr. 2. I 56 282. Erfinder: Robert Panzer, Peine, Hannover. Anmelder: Ilseder Hütte, Peine, Hannover. Einrichtung zur Erleichterung des Rammens von doppelwandigen Spundbohlen. 3. XI. 36.
- Kl. 85 c, Gr. 6/02. St 53 992. Dr. E. Steuer, Neustadt, Haardt. Kläranlage für Schwimmstoffe führende Abwässer. 8. X. 35.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 40 vom 7. Oktober 1937 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 a, Gr. 36. P 72 402. Preußische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Berlin, Zweigniederlassung Erdöl und Bohrverwaltung, Schönebeck, Elbe. Fanggerät für Tiefbohrungen. 31. XII. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 11. D 70 900. Wilhelm Droste, Dortmund. Schienenbefestigung mittels klauenartig ausgebildeten Klemmplatten. 13. VIII. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 11/50. N 37 718. Dr. Hassan Nachat Pacha, Berlin. Von innen beheizbare Prägwalze zum Aufrauen bituminöser Straßendecken; Zus. z. Pat. 634 445. 5. II. 35.
- Kl. 19 d, Gr. 3. Sch 104 106. Dr.-Ing. Karl Schaechterle, Berlin-Lichterfelde. Fahrbahntafel für Brücken aus betongefüllten, in sich austeihten Buckel- oder Tonnenblechen. 28. IV. 34.
- Kl. 37 a, Gr. 6. K 140 405. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Gewölbtes Dach mit einer Dachhaut aus gewelltem Blech. 19. XII. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. P 66 624. Josef Pfistershammer, Bodenkirchen, Ndbay. Aus konischen, dünnwandigen Blechrohrstücken zusammengesetzter rohrförmiger Mast, insbesondere Freileitungsmast. 15. XII. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 8/08. G 89 779. Dr. Victor Moritz Goldschmidt, Oslo; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. G. Lotterhos, Frankfurt a. M., und Dr. M. Eule, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung feuerfester Baustoffe. 12. II. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 9/02. N 37 934. Bruno Neuhoof, Berlin. Verfahren zum Herstellen von Leichtisolierkörpern; Zus. z. Pat. 650 652. 13. XI. 34.
- Kl. 81 e, Gr. 127. M 121 530. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Einrichtung zum Abbauen und Fördern von Abraum. 26. X. 32.
- Kl. 84 b, Gr. 2. D 69 380. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Schiffshebewerk mit waagrecht liegendem Schwimmer. 20. XII. 34.
- K. 85 c, Gr. 6/05. H 139 715. Dr.-Ing. Wilhelm Husmann, Essen-Stadtwald. Verfahren zur Entwässerung von häuslichen und industriellen Schlämmen. 11. IV. 34.