Heft 13: **Beiträge zur Theorie der im Eisenbetonbau gebräuchlichen Form der Rippen-Kuppel.** Von Dr. Ing. **Karl W. Mautner,** Oberingenieur der Firma Carl Brandt.
1911. geh. 4 M.

Heft 14: **Eine Güteprobe für Beton System Dr. v. Emperger.** Von **G. Neumann,** Ingenieur.
Mit 9 Abb. 1911. geh. 4 M.

Protokollformulare sind zum Preise von 1 M. zuzüglich Porto für 12 Stück erhältlich.

Heft 15: **Eisenbetonkonstruktionen bei Biegung und bei exzentrisch wirkenden Druck- oder Zugkräften.** Einheitliche Verfahren zur Bemessung derselben. Für die Praxis bearbeitet von **R. Wuczkowski,** Chefingenieur im Spezialbureau von Dr. Ing. v. Emperger.
Mit 21 Abb. u. 23 Beispielen. 1911. geh. 4 M.

Heft 16: **Schwimmkörper in Eisenbeton.** Von Ingenieur **W. Stroß.** Mit 154 Abb. 1911. geh. 6 M.

Heft 17: **Beiträge zur Theorie und Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen, Bogenstellungen und mehrstieligen Rahmen.** Von Dr. Ing. **K. W. Schaechterle,** Regierungsbaumeister. Mit 91 Abb. 1912. geh. 6 M.

Heft 18: **Beitrag zur Berechnung mehrstöckiger Rahmen mit Rücksicht auf die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes.** Von Ingenieur **A. Straßner.**
Mit 21 Textabb. 1912. geh. 2,60 M.

Heft 19: **Ueber neuere Versuche mit umschnürtem Beton.** (Spiralumwickelte und ringbewehrte Säulen.) Von Dr. Ing. **A. Kleinlogel.** Mit 25 Textabb. 1912. geh. 3,20 M.

Heft 20. Beitrag zur Theorie des Eisenbetons. Von A. Fruchthändler. 1912.

Heft 21. Beitrag zur Berechnung der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten u. deren Auflagerträger. Von A. Danusso. 1913.

FORSCHERARBEITEN AUF DEM GEBIETE DES EISENBETONS

DIE BEMESSUNG DER EISENBETON-KONSTRUKTIONEN

HEFT XV

PREIS 4 MARK

VON

RICH. WUCZKOWSKI

CHEFINGENIEUR IM SPEZIALBUREAU VON DR. ING. F. v. EMPERGER

MIT 21 ABBILDUNGEN, 24 BEISPIELEN UND 12 TAFELN

VERLAG von WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN W. WILHELMSTRASSE 90

Eisenbetonkonstruktionen bei Biegung und bei exzentrisch wirkenden Druck- oder Zugkräften

Einheitliche Verfahren zur Bemessung derselben

Für die Praxis bearbeitet

von

RICH. WUCZKOWSKI
Chefingenieur im Spezialbureau von Dr. Ing. Fritz von Emperger

Mit 21 Abbildungen, 24 Beispielen und 12 Tafeln

BERLIN 1911
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

VORWORT.

In vorliegender Schrift hat der Verfasser seine, während langjähriger beruflicher Tätigkeit entworfenen Verfahren zur Bemessung der Eisenbetonkonstruktionen gesammelt und in einheitlicher Form zum Abdruck gebracht. Die Verfahren, mitten im Getriebe der Praxis entstanden, tragen ausschließlich den Bedürfnissen derselben Rechnung.

Die theoretischen Erwägungen beschränken sich auf jenes bescheidene Maß, welches zur Begründung der Ausführungen unumgänglich nötig erschien. Ein Hauptaugenmerk wurde jedoch der Anwendung auf praktische Fälle gewidmet, was schon die hohe Zahl der Beispiele erkennen läßt.

Um das gesteckte Ziel zu erreichen, durften auch die so wichtigen wirtschaftlichen Momente, welche in theoretischen Schriften unbeachtet bleiben, nicht aus dem Auge gelassen werden. Die gebrachten Vorschläge zur Vermeidung der heute allerorts herrschenden Vielrechnerei bei den einfachsten Ausführungsformen, erachte ich als ausreichenden Grund um die Arbeit in den Zyklus der herausgegebenen Forscherarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbeton aufzunehmen, und bin überzeugt, daß die Schrift nicht nur in Konstruktionsbureaus, wo man heute noch gezwungen ist, auf die Heranbildung des Nachwuchses wertvolle Zeit aufzuwenden, sondern auch in den einschlägigen Schulen Eingang finden wird.

WIEN, im Juni 1911.

Dr. F. von EMPERGER.

INHALTSVERZEICHNIS.

Auf Biegung in Anspruch genommene Querschnitte mit einfacher Bewehrung.

I. Spannungsnachweis bezw. Nachweis des Sicherheitsgrades.

1. Platten- oder Rechteckquerschnitte.

Zur Berechnung der Biegungsspannungen in Platten- oder Rechteckquerschnitten sei hier ein Verfahren angeführt, welches die umständliche Zwischenberechnung der Lage der Neutralen ausscheidet.*)

Jedem Querschnitt kommt ein bestimmtes, berechenbares kleinstes Trägheitsmoment J zu. Ist dieses unter Beachtung der durch die Vorschriften festgelegten Spannungsverteilung auf die Verbundmaterialien bestimmt, so lassen sich die Spannungen: Beton an der Kante

$$\sigma_b = \frac{M}{J} \cdot x$$

und Zug im Eisen

$$\sigma_e = \frac{M}{J} \cdot (h - x) \cdot n$$

berechnen. Aus dieser allgemeinen Anschrift läßt sich eine wichtige Beziehung des Randspannungsverhältnisses zu den Querschnittsabmessungen ableiten, nämlich

$$v = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{(h - x) \cdot n}{x},$$

woraus allgemein

$$x = \frac{n}{n + v} \cdot h \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 1)$$

gefunden wird. Diese Anschrift besagt, daß für jedes gegebene Randspannungsverhältnis der Abstand der Nullachse von der Druckkante ein abhängiger konstanter Anteil der Nutzhöhe h ist.

---

*) Vgl. den Aufsatz des Verfassers in Beton u. Eisen 1909, Heft XI, S. 268.

Aus dem Gleichgewicht der Innenkräfte

$$Z = D \quad \text{oder} \quad f_e \cdot \sigma_e = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_b}{2} \quad \text{bezw.} \quad f_e \cdot v = \frac{b \cdot h}{2} \cdot \frac{n}{n+v}$$

erhalten wir eine Beziehung zwischen Bewehrung und Randspannungsverhältnis. In Prozenten ausgedrückt, ist

$$f_e = \frac{p \cdot b \cdot h}{100}.$$

Die angeschriebene Beziehung zwischen f_e und v führt einerseits bei gegebenem Bewehrungsprozentsatz p zum zugeordneten Randspannungsverhältnis

$$v = -\frac{n}{2} + \sqrt{\frac{n^2}{4} + \frac{50 \cdot n}{p}} \quad . \quad . \quad . \quad 2)$$

anderseits bei gegebenem Randspannungsverhältnis v zu den zugeordneten Bewehrungsprozenten

$$p = \frac{50 \cdot n}{v \cdot (n+v)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 3)$$

Besonders für $n = 15$ lauten diese Gleichungen:

$$v = -7{,}5 + \sqrt{56{,}25 + \frac{750}{p}} \quad . \quad . \quad . \quad 2a)$$

und

$$p = \frac{750}{v \cdot (15+v)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 3a).$$

Der Hebelarm des inneren Kräftepaares, dessen Größe

$$m = h - \frac{x}{3}$$

ist, läßt sich nach Berücksichtigung der Gl. 1 auch

$$m = h \cdot \frac{v + \frac{2}{3} \cdot n}{v+n}$$

schreiben und zur Berechnung der Eisenzugspannung aus

$$\sigma_e = \frac{Z}{f_e} = \frac{M}{m \cdot f_e}$$

verwenden. Man erhält so den Ausdruck

$$\sigma_e = \frac{M \cdot (v+n)}{\left(v + \frac{2}{3} \cdot n\right) \cdot h \cdot f_e} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 4),$$

welcher für $n = 15$

$$\sigma_e = \frac{M \cdot (v + 15)}{(v + 10) \cdot h \cdot f_e} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad 4a)$$

lautet. Die Kantenpressung im Beton wird sodann zu

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e}{v} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad 5)$$

berechnet.

Der Vorgang bei der Berechnung sei durch folgende Beispiele erläutert:

1. Beispiel: Eine Platte mit $h = 10{,}5$ cm Nutzhöhe ist für 1 m Breite mit 8 R.-E. 10 mm $= 6{,}28$ cm² bewehrt und hat das Moment von 55 000 kgcm aufzunehmen. Welche Spannungen kommen dem Querschnitt zu?

Wir berechnen die Bewehrungsprozente

$$p = \frac{6{,}28}{10{,}5} = 0{,}6 \text{ vH.};$$

nach Gl. 2a das Randspannungsverhältnis:

$$v = -7{,}5 + \sqrt{56{,}25 + \frac{750}{0{,}6}} = 28{,}6$$

und somit die Spannungen nach Gl. 4a:

$$\sigma_e = \frac{55\,000 \cdot 43{,}6}{38{,}6 \cdot 6{,}28 \cdot 10{,}5} = 940 \text{ kg/cm}^2$$

und nach Gl. 5:

$$\sigma_b = \frac{940}{28{,}6} = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Beispiel: Ein Rechteckbalken von der Breite $b = 20$ cm, der Nutzhöhe $h = 30$ cm ist mit 3 R.-E. 18 mm $= 7{,}63$ cm² bewehrt und hat das Moment $M = 138\,000$ kgcm aufzunehmen.

Zum Spannungsnachweis ermitteln wir

$$p = \frac{7{,}63}{0{,}2 \cdot 30} = 1{,}27 \text{ vH.};$$

nach Gl. 2a:

$$v = -7{,}5 + \sqrt{56{,}25 + \frac{750}{1{,}27}} = 17{,}9,$$

somit sind die Spannungen nach Gl. 4a:

$$\sigma_e = \frac{138\,000 \cdot 32{,}9}{27{,}9 \cdot 7{,}63 \cdot 30} = 711 \text{ kg/cm}^2$$

und nach Gl. 5:

$$\sigma_b = \frac{711}{17{,}9} = 39{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit Hilfe der vorstehenden Ausführungen lassen sich auch Tabellen aufstellen, welche die zur Berechnung der Spannungen erforderlichen Beiwerte enthalten. Vorteilhaft ist es, die Tabellenwerte für die Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm² und die Plattenbreite $b = 100$ cm aufzustellen.

Aus Gl. 4 folgt nämlich

$$M = \frac{v + \frac{2}{3} \cdot n}{v + n} \cdot h \cdot f_e \cdot 1000,$$

und mit $f_e = p\,h$ erhalten wir

$$M = \frac{v + \frac{2}{3} \cdot n}{v + n} \cdot 1000 \cdot p \cdot h^2$$

bezw. mit Berücksichtigung von Gl. 3 auch

$$M = \frac{v + \frac{2}{3} \cdot n}{(v + n)^2} \cdot \frac{50 \cdot n}{v} \cdot 1000 \cdot h^2 = \beta \cdot h^2 \quad . \quad 6).$$

Für $n = 15$ haben wir

$$M = \frac{v + 10}{(v + 15)^2} \cdot \frac{750\,000}{v} \cdot h^2 = \beta \cdot h^2 \quad . \quad . \quad 6a),$$

welche Werte in Tabelle I eingetragen wurden.

3. Beispiel: Für die Platte des 1. Beispiels wäre mit Hilfe der Tabelle I der Spannungsnachweis zu erbringen.

Die Bewehrungsprozente sind 0,6 vH., das aufzunehmende Moment ist $M = 55\,000$ kgcm. Die Tabelle I zeigt den Wert $p = 0{,}61$ vH., so daß wir von einer geradlinigen Einschaltung absehen können. Dieser Bewehrung entsprechen $\beta = 533$ und $v = 28{,}5$, die Spannungen sind somit

$$\sigma_e = 1000 \cdot \frac{M}{\beta \cdot h^2} = 1000 \cdot \frac{55\,000}{533 \cdot 10{,}5^2} \doteq 940 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e}{v} = \frac{940}{28{,}5} = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Plattenbalkenquerschnitte.

Sind die Spannungen für einen in Abmessung und Bewehrung gegebenen Plattenbalkenquerschnitt (Abb. 1) zu ermitteln, so denken wir uns vorerst den Querschnitt als

Tabelle I. Plattenquerschnitte mit einfacher Bewehrung.

$\sigma_e =$	1000 kg/cm²																$= \sigma_e$
$\sigma_b' =$	**45**	44	43	42	41	**40**	39	38	37	36	**35**	34	33	32	31	**30**	$= \sigma_b'$
$v = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} =$	22,2	22,7	23,2	23,75	24,3	25	25,6	26,3	27	27,7	28,5	29,4	30,2	31,2	32,2	33,3	$= v = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$
$\beta =$	787	760	735	710	682	658	632	605	582	560	533	510	486	463	440	418	$= \beta$
p vH. =	0,93	0,90	0,87	0,825	0,79	0,75	0,73	0,695	0,67	0,64	0,61	0,57	0,545	0,52	0,50	0,47	= p vH.

$\sigma_e =$	1000 kg/cm²																$= \sigma_e$
$\sigma_b' =$	29	28	27	26	**25**	24	23	22	21	**20**	19	18	17	16	**15**	14	$= \sigma_b'$
$v = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} =$	34,4	35,7	37	38,5	40	41,6	43,4	45,4	47,6	50	52,5	55,5	58,9	62,2	66,6	71,4	$= v = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$
$\beta =$	395	373	353	330	310	290	270	251	232	214	196	178	160	145,5	129	114,5	$= \beta$
p vH. =	0,44	0,415	0,39	0,37	0,34	0,32	0,30	0,275	0,25	0,23	0,215	0,19	0,17	0,16	0,14	0,109	= p vH.

Rechteck von der Breite B und der Nutzhöhe h. Drücken wir die Bewehrung in Prozenten dieser Fläche nach

$$p = \frac{100 \cdot f_e}{B \cdot h}$$

aus, so erhalten wir mit Gl. 2 bezw. 2a das zukommende Randspannungsverhältnis und erhalten mit Hilfe der Gl. 1 Aufschluß, ob x gleich, kleiner oder größer als die Druckgurtdicke d ist. In den ersteren beiden Fällen gelten für die Berechnung der Spannungen dieselben Regeln, wie sie zu 1 gegeben wurden.

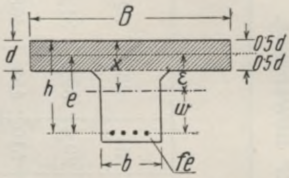

Abb. 1.

Fällt jedoch die Nullinie in den Steg des Plattenbalkens, ist also $x > d$, so wird für die Annahme, daß im Druckgurt nur die schraffierte Fläche der Abb. 1 mitwirke, die Spannungsberechnung vorteilhafter als nach den bekannten Formeln der preußischen ministeriellen Vorschriften nach folgender Methode*) durchgeführt, deren theoretische Begründung hier vorangeschickt wird.

Aus der Gleichheit der statischen Momente beiderseits der Nullinie (Abb. 1) folgt: $n \cdot f_e \cdot w = B \cdot d \cdot \varepsilon$ und, da $w = e - \varepsilon$ ist, auch $n \cdot f_e \cdot (e - \varepsilon) = B \cdot d \cdot \varepsilon$. Drücken wir die Bewehrung in Prozenten φ der schraffierten Fläche der Abb. 1 aus, so wird mit

$$f_e = \frac{\varphi \cdot B \cdot d}{100}$$

der Abstand ε zu

$$\varepsilon = \frac{n \cdot \varphi \cdot e}{100 + n\varphi}$$

gefunden. Der Abstand der Nullinie vom gedrückten Plattenrande ist somit

$$x = \varepsilon + \frac{d}{2} = \frac{n \cdot \varphi}{100 + n\varphi} \cdot e + \frac{d}{2} \quad . \quad . \quad 7).$$

Der Druckmittelpunkt des Spannungstrapezes liegt von der Druckkante, wie leicht zu ermitteln, im Abstande

$$z = \frac{3x - 2d}{2x - d} \cdot \frac{d}{3},$$

*) Vgl. den Aufsatz des Verfassers in Beton u. Eisen 1909, Heft XI, S. 268.

der Hebelarm des inneren Kräftepaares ist somit durch

$$m = h - z = h - \frac{3\,x - 2\,d}{2\,x - d} \cdot \frac{d}{3} \quad . \quad . \quad 8)$$

ausgedrückt. Die Eisenzugspannung wird nun aus

$$\sigma_e = \frac{M}{m \cdot f_e} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 9)$$

und mit Hilfe des Randspannungsverhältnisses

$$v = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{15 \cdot w}{x} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 10)$$

die Kantenpressung

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e}{v} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 11)$$

ermittelt.

4. Beispiel: Mit bezug auf Abb. 1 sei für einen Querschnitt mit $B = 1{,}50$ m, $d = 8$ cm, $h = 35$ cm und $f_e = 4$ R.-E. 20 mm $= 12{,}57$ cm² der Spannungsnachweis für das Biegungsmoment $M = 390\,000$ kgcm erbracht.

Wir ermitteln nach der Feststellung, daß die Nullinie in den Steg fällt, den Prozentsatz

$$\varphi = \frac{12{,}57 \cdot 100}{150 \cdot 8} = 1{,}05 \text{ vH.},$$

ferner mit Hilfe der Gl. 7 bis 11:

$$x = \frac{15 \cdot 1{,}05}{100 + 15 \cdot 1{,}05} \cdot 35 + 4 = 8{,}22 \text{ cm},$$

$$m = 35 - \frac{3 \cdot 8{,}22 - 2 \cdot 8}{2 \cdot 8{,}22 - 8} : \frac{8}{3} = 32{,}26 \text{ cm},$$

$$\sigma_e = \frac{390\,000}{32{,}26 \cdot 12{,}57} = 960 \text{ kg/cm}^2$$

und mit

$$v = \frac{15 \cdot 26{,}78}{8{,}22} = 48{,}8$$

schließlich die Druckspannung

$$\sigma_b = \frac{960}{48{,}8} = 19{,}65 \text{ kg/cm}^2.$$

Im Brückenbau pflegt man das Stegrechteck oberhalb der Nullinie (Abb. 1) nicht zu vernachlässigen. Der Spannungsnachweis wird hier vorteilhafter mit Hilfe des

Trägheitsmomentes des Querschnittes durchgeführt, da man auf anderem Wege zu endlosen Formeln gelangt.

Der Vollständigkeit halber sei diese an sich bekannte und in der Praxis geübte Methode an der Hand eines Beispiels durchgeführt.

5. Beispiel: Der in Abb. 2 skizzierte Querschnitt hat ein Moment von $M = 7\,227\,500$ kgcm aufzunehmen.

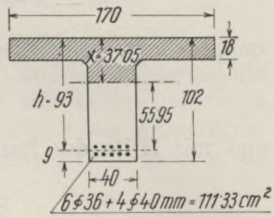

Abb. 2.

Zur Spannungsermittlung berechnen wir zunächst aus der Gleichheit der statischen Momente beiderseits der Nullinie

$$170 \cdot 18 \cdot (x - 9) + 40 \cdot \frac{(x - 18)^2}{2} - 15 \cdot 111{,}33 \cdot (93 - x) = 0$$

oder

$$x^2 + 200{,}5\,x - 8818 = 0$$

den Abstand derselben zu

$$x = -100{,}25 + \sqrt{100{,}25^2 + 8818} = 37{,}05 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment in bezug auf die Nullinie ist nun

$$J = \frac{170 \cdot \overline{37{,}05}^3}{3} - \frac{130 \cdot \overline{18{,}95}^3}{3} + 15 \cdot 111{,}33 \cdot \overline{55{,}95}^2$$

$$= 7\,810\,500 \text{ cm}^4.$$

Die Spannungen sind also

$$\sigma_b = \frac{M}{J} \cdot x = \frac{7\,227\,500}{7\,810\,500} \cdot 37{,}05 = 34{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\sigma_e = \frac{M}{J} \cdot (h - x) \cdot 15 = \frac{7\,227\,500}{7\,810\,500} \cdot 55{,}95 \cdot 15 = 775 \text{ kg/cm}^2.$$

Von dem Bestreben geleitet, die Spannungsberechnung im Plattenbalken so einfach als möglich zu gestalten, hat der Verfasser im Jahre 1905 Diagramme aufgestellt, welche sich im praktischen Gebrauch bewährt haben.

Unter der Annahme, daß im Druckgurt nur die nach Abb. 1 gekennzeichnete Fläche mitwirke, wurden unter Verwendung der Formeln 7 bis 11 für die verschiedenen Höhenverhältnisse $k_1 = \frac{h}{d}$ des Plattenbalkens und für die Kantenpressungen $\sigma_b = 15$ bis 45 kg/cm² die entsprechenden Momente für eine Druckgurtbreite $B = 100$ cm (Abb. 1) in der Form

$M_{100} = k_2 \cdot d^2$ zum Ausdruck gebracht. Das Diagramm ist für die Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm² aufgetragen und gibt die genau entsprechenden Bewehrungen in Prozenten φ der Fläche $B \cdot d$ an, gleichgültig, ob die Nullinie in den Steg oder in die Platte fällt.*) Die Auftragung erfolgte in der Weise, daß die Höhenverhältnisse der Plattenbalken $k_1 = \frac{h}{d}$ als Ordinaten und die Werte $k_2 = \frac{M_{100}}{d^2}$ als Abszissen erscheinen. In dieses Achsensystem sind die mit der zugehörigen Kantenpressung bezifferten Kurven eingetragen. Eine zweite ebenso beschriebene Kurvenschar hat die k_1-Werte als Ordinaten und die Bewehrungsprozente φ als Abszissen.

Die Tabelle II stellt einen Auszug des Diagramms dar, welche jedoch gegenüber der schaubildlichen Darstellung den Nachteil hat, daß zwischenliegende Werte geradlinig eingeschaltet werden müssen. Der Vorgang ist aus Beispiel 6 ersichtlich.

6. Beispiel: Ein Plattenbalken der Abb. 1 mit $B = 1{,}8$ m, $h = 44$ cm, $d = 8$ cm und $f_e = 24$ cm² hat ein Biegungsmoment von $M = 920\,000$ kgcm aufzunehmen. Es sind die Spannungen zu ermitteln.

Dem Plattenbalken kommen das Höhenverhältnis

$$k_1 = \frac{44}{8} = 5{,}5$$

und der Bewehrungssatz

$$\varphi = \frac{f_e}{B \cdot d} = \frac{24}{1{,}8 \cdot 8} = 1{,}67 \text{ vH.}$$

zu. Aus Tabelle II entsprechen hierfür $\sigma_b' = 25$ kg/cm² bei 1000 kg/cm² und $k_2 = 8500$.

Die Eisenzugspannung ist daher

$$\sigma_e = \frac{M \cdot 1000}{B \cdot k_2 \cdot d^2} = \frac{920\,000}{1{,}8 \cdot 8500 \cdot 8^2} \cdot 1000 = 940 \text{ kg/cm}^2$$

und die Kantenpressung im Beton

$$\sigma_b = \frac{\sigma_b'}{1000} \cdot \sigma_e = \frac{25 \cdot 940}{1000} = 23{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist bekannt, daß die Eisenzugspannung im Plattenbalkenquerschnitt zutreffend gefunden wird, wenn in der Formel zur Berechnung derselben

*) Die Diagramme nebst Gebrauchsanweisung und durchgeführten Beispielen sind vom Verfasser erhältlich.

Tabelle II. Plattenbalkenquerschnitte mit einfacher Bewehrung.

Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

$\frac{h}{d} = k_1$	$\sigma_b' =$	15	20	25	30	35	40
2,0	$M_{100} =$ $k_2 \cdot d^2 =$	510 d^2	900 d^2	1 250 d^2	1 700 d^2	2 100 d^2	2 600 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,27	0,46	0,68	0,91	1,205	1,485
2,5	$M_{100} =$	800 d^2	1 350 d^2	1 950 d^2	2 575 d^2	3 350 d^2	4 100 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,34	0,58	0,85	1,14	1,51	1,36
3,0	$M_{100} =$	1 150 d^2	1 900 d^2	2 800 d^2	3 750 d^2	4 755 d^2	5 800 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,41	0,69	1,02	1,37	1,81	2,21
3,5	$M_{100} =$	1 550 d^2	2 600 d^2	3 800 d^2	5 000 d^2	6 300 d^2	7 600 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,48	0,81	1,19	1,59	2,05	2,48
4,0	$M_{100} =$	2 050 d^2	3 400 d^2	4 900 d^2	6 350 d^2	8 000 d^2	9 500 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,55	0,92	1,36	1,78	2,23	2,67
4,5	$M_{100} =$	2 600 d^2	4 250 d^2	6 050 d^2	7 800 d^2	9 650 d^2	11 350 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,62	1,04	1,48	1,93	2,47	2,815
5,0	$M_{100} =$	3 200 d^2	5 150 d^2	7 250 d^2	9 250 d^2	11 350 d^2	14 500 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,69	1,13	1,58	2,03	2,475	2,93
5,5	$M_{100} =$	3 850 d^2	6 100 d^2	8 500 d^2	10 700 d^2	13 000 d^2	15 200 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,76	1,20	1,67	2,12	2,57	3,03
6,0	$M_{100} =$	4 600 d^2	7 050 d^2	9 700 d^2	12 175 d^2	14 675 d^2	17 150 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,82	1,26	1,74	2,19	2,65	3,11
6,5	$M_{100} =$	5 300 d^2	8 000 d^2	10 900 d^2	13 625 d^2	16 400 d^2	19 150 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,87	1,32	1,80	2,25	2,71	3,18
7,0	$M_{100} =$	6 050 d^2	9 000 d^2	12 100 d^2	15 125 d^2	18 100 d^2	21 125 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,91	1,37	1,85	2,30	2,77	3,24
7,5	$M_{100} =$	6 800 d^2	10 000 d^2	13 375 d^2	16 600 d^2	19 800 d^2	23 100 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,95	1,41	1,89	2,35	2,82	3,29
8,0	$M_{100} =$	7 500 d^2	10 900 d^2	14 600 d^2	18 050 d^2	21 550 d^2	25 100 d^2
	$\varphi =$ vH.	0,98	1,45	1,925	2,39	2,86	3,33
8,5	$M_{100} =$	8 250 d^2	11 925 d^2	15 825 d^2	19 500 d^2	23 300 d^2	28 100 d^2
	$\varphi =$ vH.	1,01	1,485	1,96	2,42	2,90	3,37
9,0	$M_{100} =$	8 975 d^2	12 875 d^2	17 050 d^2	20 975 d^2	25 075 d^2	29 100 d^2
	$\varphi =$ vH.	1,03	1,51	1,985	2,455	2,94	3,41
9,5	$M_{100} =$	9 700 d^2	13 850 d^2	18 250 d^2	22 425 d^2	26 800 d^2	31 050 d^2
	$\varphi =$ vH.	1,06	1,535	2,015	2,49	2,97	3,44
10,0	$M_{100} =$	10 450 d^2	14 800 d^2	19 500 d^2	23 900 d^2	28 550 d^2	33 000 d^2
	$\varphi =$ vH.	1,08	1,55	2,04	2,51	2,99	3,46

$$\sigma_e = \frac{M}{m \cdot f_e} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 12)$$

der Hebelarm m des inneren Kräftepaares zu

$$m = h - \frac{d}{2} \quad \text{oder} \quad m \doteq 0{,}925\, h$$

eingeführt wird.

Bezüglich der Betonkantenpressung σ_b führt der gleiche Weg zu keinem Ergebnis, indem dieser Wert als das 1,2- bis 2fache der mittleren Pressung σ_m, welche aus

$$\sigma_m = \frac{M}{m \cdot B \cdot d} \quad \text{(Abb. 1)}$$

gefunden wird, erhalten werden kann. Ein eingehendes Studium meines früher beschriebenen Diagramms belehrte mich, daß die mit den Kantenpressungen σ_b bezifferten Strahlen dem Gesetz

$$k_2 = 98 \cdot \sigma_b \cdot k_1 - 6140 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 13)$$

mit jener belanglosen Abweichung folgen, daß die nach dieser Gleichung ermittelten Geraden sich um so schärfer mit den Diagrammstrahlen decken, je größer σ_b gewählt wird, und daß für den Bereich der zulässigen Spannungen, d. i. um $\sigma_b = 40$ kg/cm², die vollständige Deckung eintritt. Dieser Umstand begünstigt die Anwendung dieses Gesetzes, da wir gerade für jene Fälle, wo wir hart an der Grenze der zulässigen Spannung sind, die volle Genauigkeit der Rechnung brauchen, während es bei den zumeist vorkommenden unterbeanspruchten Balkenquerschnitten gleichgültig ist, wenn diese Rechnung etwas größere Werte σ_b liefert, als solche bei Gebrauch einer umständlicheren Berechnungsmethode erhalten werden.

Aus obigem durch Gl. 13 ausgedrückten Gesetz erhält man die Kantenpressung

$$\sigma_b = \frac{k_2 + 6140}{98\, k_1} = \frac{\frac{M}{B \cdot d^2} + 6140}{98\, k_1} \quad . \quad . \quad 14)$$

oder als Merkformel

$$\sigma_b = \frac{\frac{M}{B \cdot d^2} + 6000}{100\, k_1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 14\text{a})$$

bezw.

$$\sigma_b = \frac{\frac{M}{B \cdot d} + 6000\, d}{100\, h} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 14\text{b}).$$

Die Formeln 14 und 14a gelten dann, wenn nach Gl. 12 die Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm² erhalten wurde.

Weicht das Ergebnis aus Gl. 12 von 1000 kg/cm² ab, so berechnen wir die Kantenpressung schärfer nach

$$\sigma_b = \frac{\frac{M}{B \cdot d^2} + 6140}{98\,k_1} \cdot \frac{\sigma_e}{1000} \quad . \quad . \quad . \quad 15)$$

oder nach der Merkformel

$$\sigma_b = \frac{\frac{M}{B \cdot d^2} + 6000}{100\,000\,k_1} \cdot \sigma_e \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 15\text{a})$$

bezw.

$$\sigma_b = \frac{\frac{M}{B \cdot d} + 6000\,d}{100\,000\,h} \cdot \sigma_e \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 15\text{b}).$$

7. Beispiel: Es wären die Ergebnisse des im 6. Beispiel behandelten Plattenbalkens zu überprüfen.

Es sind

$$k_1 = \frac{44}{8} = 5{,}5, \quad m = 0{,}925 \cdot 44 = 40{,}7 \text{ cm},$$

somit nach Gl. 12

$$\sigma_e = \frac{920\,000}{40{,}7 \cdot 24} = 940 \text{ kg/cm}^2$$

und nach Gl. 15a

$$\sigma_b = \frac{\frac{920\,000}{1{,}8 \cdot 64} + 6000}{100\,000 \cdot 5{,}5} \cdot 940 = 23{,}9 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir ersehen, daß bei Anwendung der vereinfachten Formeln 12 bis 15b mit ausreichender Genauigkeit der Nachweis bezüglich des Sicherheitsgrades der Konstruktion erbracht werden kann. Die auf einen umständlicheren Nachweis aufgewendete Arbeit könnte viel ersprießlicher zur Durchbildung der Konstruktion in ihren sonstigen Belangen sowie zur Herstellung von Detail- und Biegeplänen verwendet werden, welche heute kaum in den statischen Berechnungen, noch weniger aber auf den Baustellen zu finden sind.

II. Die Bemessung der Querschnitte.

Als Grundsatz zur Bemessung der Eisenbetonkonstruktionen gilt dem in der Praxis arbeitenden Ingenieur die Erreichung des Kostenkleinstwertes innerhalb der aus Sicherheitsgründen gebotenen Grenzen der Inanspruchnahme der Verbundstoffe. Im folgenden werden wegen der Wichtigkeit dieser Frage die Bedingungen für die am häufigsten vorkommende Ausführungsform, den Plattenbalken, abgeleitet werden.

Den wesentlichsten Teil der Belastung des Plattenbalkens bildet das Plattengewicht. Man wird daher in erster Linie zu trachten haben, die Platte so leicht als möglich, d. h. bei Vollausnutzung der zulässigen Spannungen zu bemessen. Bei den stets kontinuierlich verlaufenden Platten der Plattenbalken wird man die Bemessung derselben für die größten Momente, d. i. in den Randfeldern, in der eben beschriebenen Art vornehmen, für die Plattenzwischenfelder jedoch die im Randfelde ermittelte Plattenstärke beibehalten und die Bewehrung entsprechend den kleineren Momentenwerten, wie später im 10. Beispiel gezeigt werden soll, verändern.

Die Vollausnutzung beider Materialspannungen in den Randfeldern ergibt, wenn wir die Kosten der Platte allein betrachten, für diese nicht in allen Fällen auch einen Kleinstwert; der Mehraufwand an Kosten für die so bemessene Platte wird aber durch die Ersparnisse, welche in der Gesamtkonstruktion, also im Plattenbalken, durch die Erleichterung des Eigengewichts erzielt werden, reichlich aufgewogen.

1. Platten- oder Rechteckquerschnitte.

Aus dem Vorangeführten ist zu entnehmen, daß eine rasche und einwandfreie Ermittlung der Plattenstärke und ihrer Bewehrung in den Randfeldern derart, daß gerade die zulässigen Spannungen erreicht werden, von besonderer Wichtigkeit ist. Diese Ermittlung soll nun hier so durchgeführt werden, daß wir mit der gegebenen Fremdlast f, d. i. Nutzlast und Belaggewicht, ohne vorherige Schätzung des Eigengewichts g der Platte, sofort zu den gesuchten Abmessungen gelangen.

Die statische Höhe h einer Platte von 100 cm Breite, der das Moment M zukommt, finden wir in dem Falle, als die Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm² gegeben wäre, mit Hilfe der Tabelle I zu

$$h = \sqrt{\frac{M}{\beta}} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 16).$$

Weicht die gegebene Eisenzugspannung σ_e von 1000 kg/cm² ab, so liest man für das vorliegende Randspannungsverhältnis v

aus Tabelle I den zugehörigen β-Wert sowie den Prozentsatz p ab und ermittelt

$$\beta' = \frac{\sigma_e}{1000} \cdot \beta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 17).$$

Die statische Höhe für Eisenzugspannungen σ_e, welche von 1000 kg/cm² abweichen, ergäbe sich daher zu

$$h = \sqrt{\frac{M}{\beta'}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 18).$$

Um nun die Bemessung der Platte, ohne vorheriges Einschätzen des Eigengewichts derselben, nur mit Hilfe der gegebenen Fremdlast f durchführen zu können, drücken wir das Eigengewicht g der Platte für 1 m² durch $g = 24\,h + 24\,a$ aus. Hierin sind die statische Höhe h und die Deckschicht a in cm ausgedrückt, so daß g in kg erhalten wird. Für die Deckhöhen $a = 1$ cm, 1,5 cm und 2 cm ergeben sich die Eigengewichte zu

$$\left.\begin{aligned} g &= 24\,h + 24 \\ g &= 24\,h + 36 \\ g &= 24\,h + 48 \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 19).$$

Die folgende Berechnung ist besonders für $a = 1{,}5$ cm durchgeführt, so daß sich die Gesamtbelastung für 1 m² der Platte zu

$$q = g + f = (f + 36) + 24\,h \quad . \quad . \quad . \quad 20)$$

ergibt.

Für die Stützweite von l m ergibt sich das Moment, das nach der Formel $\frac{q\,l^2}{k}$ ermittelt sei, zu

$$M = \beta' \cdot h^2 = \frac{100}{k}\,[(f + 36) + 24\,h] \cdot l^2 \quad . \quad 21).$$

Nach entsprechender Umformung erhalten wir die quadratische Gleichung

$$h^2 - \frac{2400\,h \cdot l^2}{k \cdot \beta'} - \frac{100}{k \cdot \beta'} \cdot (f + 36) \cdot l^2 = 0 \quad 22),$$

aus welcher die entsprechende statische Höhe zu

$$h = \frac{10 \cdot l}{k \cdot \beta'} \cdot \left[120\,l + \sqrt{14\,400 \cdot l^2 + k \cdot \beta' \cdot (f + 36)}\right] \quad 23)$$

erhalten wird. Die anzuordnende Bewehrung ist nun für 1 m Breite

$$f_e = p \cdot h \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 24).$$

8. Beispiel: Es ist die Platte im Randfelde einer Plattenbalkendecke in Stärke und Bewehrung zu ermitteln.

Die Verlagsweite der Balken beträgt 2,5 m, die aufliegende Fremdlast beträgt für 1 m² $f = 336$ kg, und die zulässigen Spannungen sind 950/40 kg/cm².

Für das gegebene Randspannungsverhältnis

$$v = \frac{950}{40} = 23{,}75$$

ergibt die Tabelle I

$$\beta = 710 \quad \text{und} \quad p = 0{,}825 \text{ vH.}$$

Gemäß der Gl. 17 ist zunächst

$$\beta' = \frac{950}{1000} \cdot \beta = 0{,}95 \cdot 710 = 675.$$

Mit $a = 1$ cm ist in Gl. 23 statt 36 (Gl. 19) der Zuschlag 24 zu machen, die Gl. 23 ergibt dann, wenn wir das Moment im Randfelde zu $\frac{q\,l^2}{10}$ ermitteln, d. h. den Wert $k = 10$ gebrauchen,

$$h = \frac{2{,}5}{675} \cdot \left[120 \cdot 2{,}5 + \sqrt{14\,400 \cdot \overline{2{,}5}^2 + 10 \cdot 675 \cdot (336 + 24)} \right]$$

$$= \frac{2{,}5 \cdot 1888}{675} = 7 \text{ cm.}$$

Es genügt somit eine äußerliche Plattenstärke von $h + a = 8$ cm, und nach Gl. 24 sind $f_e = 0{,}825 \cdot 7 = 5{,}72$ cm², d. s. 9 R.-E. 9 mm, anzuordnen.

In Fällen, wo nach der eben angeführten Methode eine geringere Plattenstärke erhalten wird, als dies die geltenden Vorschriften oder das eigene praktische Ermessen billigen, greift man zu der entsprechenden Plattenstärke und ermittelt lediglich die Bewehrung hierzu. In diesen Fällen ist das Eigengewicht der Platte von vornherein gegeben, und die Berechnung gestaltet sich in der Weise, wie es die folgenden Beispiele erläutern.

9. Beispiel: Eine beiderseits freiaufliegende Platte von $l = 2{,}10$ m Stützweite hat eine Fremdlast von 250 kg/m² aufzunehmen. Es gelten beispielsweise die preußischen ministeriellen Vorschriften, also die Spannungen 1000/40 kg/cm² und die statthafte Mindeststärke der Platte 8 cm.

Die Gesamtlast der Platte beträgt für 1 m²

$$q = 250 + 0{,}08 \cdot 2400 = 442 \text{ kg.}$$

Das Moment ist

$$M = \frac{442 \cdot 2{,}1 \cdot 210}{8} = 24\,400 \text{ kgcm.}$$

Da die statische Höhe mit $a = 1{,}5$ cm

$$h = 8 - 1{,}5 = 6{,}5 \text{ cm}$$

beträgt, so ermitteln wir nach Gl. 6 oder 6a

$$\beta = \frac{M}{h^2} = \frac{24\,400}{6{,}5^2} = 577{,}5$$

und suchen diesen Wert in Tabelle I auf bezw. schalten geradlinig ein.

Für die Zwecke der Praxis machen wir die Ablesung in jener Spalte der Tabelle I, welche die größere Kantenpressung und den größeren Bewehrungssatz liefert. Es entsprechen hiernach für $\beta = 582$ die Werte

$$\sigma_b = 37 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad p = 0{,}67 \text{ vH.}$$

Die geradlinige Einschaltung hätte nur geringfügig abweichende Ergebnisse, nämlich

$$\sigma_b = 36{,}8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad p = 0{,}664 \text{ vH.}$$

ergeben.

Man ordnet in vorliegendem Falle auf 1 m Breite die Bewehrung

$$f_e = p \cdot h = 0{,}67 \cdot 6{,}5 = 4{,}35 \text{ cm}^2,$$

d. s. rund 7 R.-E. 9 mm, an.

10. Beispiel: Im 8. Beispiel wurde für das Randfeld einer kontinuierlichen Platte die Stärke und Bewehrung derselben ermittelt. Unter den gleichen Voraussetzungen wie dort ist nun die Bemessung der Platte für die Zwischenfelder durchzuführen, wobei zu beachten sei, daß von der Fremdlast $f = 336$ kg/m² der Anteil $b = 250$ kg/m² auf bewegliche Last entfalle.

Aus praktischen Gründen wird man jene Plattenstärke beibehalten, wie diese im 8. Beispiel für das Randfeld ermittelt wurde, und sich darauf beschränken, eine entsprechende Bewehrung zu ermitteln. Dies geschieht am zweckmäßigsten mit Hilfe der Tabelle I.

Unter Benutzung der im Anhange gegebenen Zusammenstellung A ergibt sich unter der Annahme eines nur dreifeldrigen Zusammenhanges der Platte das größte Feldmoment zu

$$M_2 = +\,0{,}025\,\frac{1 + 3\,\alpha}{1 + \alpha} \cdot q \cdot l^2.$$

Die bewegliche Last für 1 m² beträgt $b = 250$ kg, die ständige Last $s = 336 - 250 + 0{,}08 \cdot 2400 = 278$ kg.

Das Verhältnis α ist demnach

$$\alpha = \frac{b}{s} = \frac{250}{278} = 0{,}9,$$

so daß sich mit $q = b + s = 528$ kg das größte positive Feldmoment zu

$$M_2 = +\,0{,}025 \cdot \frac{3{,}7}{1{,}9} \cdot 528 \cdot 2{,}5 \cdot 250 = +\,16\,100 \text{ kgcm}$$

berechnet. Wäre die Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm² zulässig, so würden wir weiter genau wie im 9. Beispiel verfahren. Da die zulässige Eisenzugspannung σ_e von dieser Tabellengrundlage abweicht, so ermitteln wir unter Beachtung der Gl. 17 und 18 den in Tabelle I aufzusuchenden β-Wert nach

$$\beta = \frac{M}{h^2} \cdot \frac{1000}{\sigma_e} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 25)$$

also zu

$$\beta = \frac{16\,100}{7^2} \cdot \frac{1000}{950} = 345,$$

welchem mit hinreichender Genauigkeit die Tabellenwerte $\sigma_b' = 27$ und $p = 0{,}39$ entsprechen. Die tatsächliche Kantenpressung wird nach

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e}{1000} \cdot \sigma_b' \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 26)$$

zu

$$\sigma_b = 0{,}95 \cdot 27 = 25{,}6 \text{ kg/cm}^2$$

berechnet, und die anzuordnende Bewehrung ist für 1 m Breite

$$f_e = 0{,}39 \cdot 7 = 2{,}73 \text{ cm}^2.$$

Wie ersichtlich, wäre es zwecklos, sich der Mühe einer geradlinigen Einschaltung zu unterziehen, welche geringfügig abweichende Werte, nämlich

$$\sigma_b = \frac{950}{1000} \cdot \left(26 + \frac{15}{23} \cdot 1{,}0\right) = 25{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$p = 0{,}37 + \frac{15}{23} \cdot 0{,}02 = 0{,}389 \text{ vH.}$$

ergeben hätte.

Ein wünschenswertes Hilfsmittel für den Praktiker sind Tabellen, welche Angaben über die Stärken, über die Anordnung und Menge der Bewehrung für oft wiederkehrende Randspannungen enthalten und die Ablesung dieser Bestimmungsstücke für das ermittelte Größtmoment gestatten. Vorteilhaft ist die Anwendung solcher Tabellen insbesondere im Brückenbau, wo das Auftreten großer Einzellasten eine Momentenwirkung hervorruft, die sich nicht in so einfacher

Tabelle III. Fahrbahnplatten.

Anordnung der Bewehrung	Skizze	Moment in kgcm, erforderl. Eisenquerschnitt in cm² für 100 cm breiten Plattenstreifen bei den zulässigen Spannungen								
		800/33 kg/cm²			750/33 kg/cm²			1000/40 kg/cm²		
		M_{100}	f_e^z	f_e^d	M_{100}	f_e^z	f_e^d	M_{100}	f_e^z	f_e^d
Einfach bewehrt	6,5 / 8	23 200	5,12	—	24 050	5,70	—	27 700	4,875	—
	7,5 / 9	31 000	5,91	—	32 000	6,58	—	37 000	5,63	—
	8,5 / 10	39 800	6,70	—	41 200	7,46	—	47 500	6,38	—
	9,5 / 11	49 700	7,48	—	51 500	8,32	—	59 300	7,12	—
	10,4 / 12	59 400	8,20	—	61 600	9,12	—	71 000	7,80	—
	11,4 / 13	71 500	8,98	—	74 000	10,00	—	85 300	8,55	—
	12,4 / 14	84 500	9,77	—	87 700	10,87	—	101 000	9,30	—
	13,4 / 15	98 600	10,56	—	102 200	11,75	—	118 000	10,05	—
	14,3 / 16	112 300	11,27	—	116 500	12,55	—	134 000	10,74	—
	15,3 / 17	128 700	12,05	—	133 300	13,42	—	153 500	11,48	—
	16,3 / 18	146 000	12,85	—	151 500	14,30	—	174 200	12,23	—
	17,2 / 19	162 500	13,55	—	168 700	15,10	—	194 000	12,90	—
	18,2 / 20	182 000	14,35	—	189 000	15,95	—	217 000	13,65	—
	19,2 / 21	202 500	15,14	—	210 000	16,85	—	242 000	14,40	—
	20,2 / 22	224 000	15,93	—	232 500	17,70	—	268 000	15,15	—

Anordnung der Bewehrung	Skizze	Moment in kgcm, erforderl. Eisenquerschnitt in cm² für 100 cm breiten Plattenstreifen bei den zulässigen Spannungen								
		800/33 kg/cm²			750/33 kg/cm²			1000/40 kg/cm²		
		M_{100}	f_e^z	f_e^d	M_{100}	f_e^z	f_e^d	M_{100}	f_e^z	f_e^d
Zug- und Druckgurt im Verhältnis $\frac{f_e^z}{f_e^d} = 3$ bewehrt, $\delta = \delta'$	10,4 12	67 500	9,30	3,10	71 000	10,55	3,52	80 100	8,83	2,95
	11,4 13	81 000	10,20	3,40	85 300	11,57	3,86	96 300	9,70	3,23
	12,4 14	96 000	11,10	3,70	101 000	12,60	4,20	114 000	10,53	3,52
	13,4 15	112 000	12,00	4,00	118 000	13,60	4,53	133 000	11,40	3,80
	14,3 16	131 200	13,12	4,37	137 800	14,82	4,94	155 000	12,41	4,14
	15,3 17	150 200	14,05	4,68	157 800	15,85	5,28	178 000	13,30	4,43
	16,3 18	170 800	14,95	4,98	179 000	16,90	5,64	202 000	14,15	4,72
	17,2 19	192 000	15,90	5,30	202 000	18,00	6,00	227 500	15,06	5,02
	18,2 20	215 000	16,80	5,60	226 000	19,05	6,35	254 000	15,95	5,32
	19,2 21	239 500	17,73	5,91	251 600	20,10	6,70	283 000	16,81	5,60
	20,2 22	264 500	18,70	6,22	278 000	21,13	7,04	313 500	17,70	5,90

Gestalt ausdrücken läßt, als dies für die gleichförmigen Lasten des Hochbaues vorwiegend der Fall ist. In dieser Erkenntnis wurde vom Verfasser die Tabelle III aufgestellt, deren Gebrauch sich ohne weiteres erklärt.

2. Plattenbalkenquerschnitte.

Wie eingangs erwähnt, wird sich der Konstrukteur bei der Bestimmung der Abmessungen innerhalb der aus Sicherheitsgründen gebotenen Grenzen von wirtschaftlichen Grundsätzen leiten lassen. Die wirtschaftlich günstigste statische Höhe h ergibt sich aus dem Kostenminimum des Balkens.

Bei der Ausführung von Plattenbalken stellt sich der Fall zumeist so, daß die Verlagsweite der Balken von vornherein gegeben ist, indem sich die Balkenteilung der Fensterachsenentfernung u. dgl. m. anzupassen hat. Eine Untersuchung, welche bestrebt ist, die zur Erreichung des Kostenminimums erforderliche Balkenhöhe und überdies die hierzu günstigste Verlagsweite der Balken zu ermitteln, hat für den Praktiker geringen Wert. Die nach solcher Rechnung ermittelte veränderliche Balkenteilung berücksichtigt die Nebenumstände nicht und stellt somit tatsächlich nicht das Kostenminimum dar; es stellt sich bei derselben z. B. die Notwendigkeit der Anordnung von Fenster- und Türüberlagen heraus, welche bei einer nach praktischen Gesichtspunkten frei gewählten, den Bauverhältnissen angepaßten Verlagsweite der Balken vermieden werden können und die Decke in dieser Form zu einem wirklichen Kostenminimum herzustellen gestatten. Die Wahl gleicher Balkenverlagsweiten für mehrere Deckenspannweiten gibt die Möglichkeit zur Wiederverwendung der Schalungen am selben Bau, unter Umständen auch für mehrere Gebäude, wodurch die Herstellungskosten in ausschlaggebenderer Weise ermäßigt werden, als dies durch stetigen Wechsel der Verlagsweiten zu erreichen ist. Nach dem Angeführten ergibt sich, daß die Verlagsweite nicht nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten berechnet werden soll, sondern deren freie Wahl dem praktischen Ermessen anheimgestellt bleiben muß.

Da die Kosten der Platte bei gegebener Belastung und schließlich festgelegter Verlagsweite keiner Aenderung mehr unterworfen sind, so kommen dieselben bei der Ermittlung der günstigsten statischen Höhe h des Balkens nicht mehr in Betracht. Dasselbe gilt für die Kosten der Schalung des Balkenrechtecks. Die Schalungen sind, um unnützen Holzverschnitt zu vermeiden, so eingerichtet, daß durch bloßes Höher- oder Tiefersetzen des Schalungsbodens die Trägerhöhe ohne Kostenmehraufwand in weiten Grenzen geregelt werden kann. So veranschaulicht Abb. 3, daß der Schalungsaufwand derselbe bleibt, ob man den Trägerboden in der Lage L oder L' verschraubt.

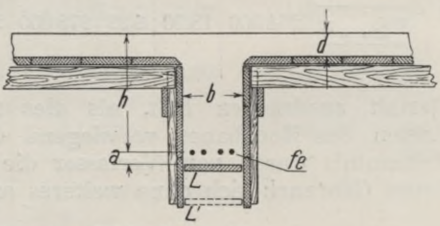

Abb. 3.

Unsere Aufgabe beschränkt sich somit auf die Ermittlung des Kostenkleinstwertes für den Materialaufwand im Balkenrechteck, welches unterhalb der Platte liegt.

Bezeichnen wir mit P_E den Preis für 100 kg Eisen und mit P_B den Preis für 1 m³ Beton, so entfallen auf 1 cm² Bewehrungsquerschnitt die Kosten $P_e = 0{,}0078 \cdot P_E$ und auf 1 cm² Betonquerschnitt des Balkens $P_b = 0{,}0001 \cdot P_B$. Die Querschnittsfläche der Bewehrung beträgt f_e cm², jene des Balkenbetons $b\,(h + a - d)$. Es sind also die zum Vergleich verschiedener Trägerhöhen maßgebenden Kosten

$$K = f_e \cdot P_e + b\,(h + a - d) \cdot P_b \quad . \quad . \quad 27).$$

Auf den Balken wirkt das von der Gesamtbelastung herrührende Moment M in kgcm ein. Setzen wir mit gut zutreffender Annäherung wie früher den Hebelarm des inneren Kräftepaares im Balken mit $m = 0{,}925\,h$ ein, so wird für die zulässige Eisenzugspannung der erforderliche Bewehrungsquerschnitt nach Gl. 12 zu

$$f_e = \frac{M}{0{,}925\,h \cdot \sigma_e}$$

erhalten. Führen wir diesen Wert in Gl. 27 ein, so ergibt sich:

$$K = \frac{M \cdot P_e}{0{,}925 \cdot \sigma_e} + b \cdot (h + a - d) \cdot P_b \quad . \quad . \quad 28).$$

Die Kosten werden ein Kleinstwert für

$$\frac{dK}{dh} = -\frac{M \cdot P_e}{0{,}925\,h^2 \cdot \sigma_e} + b \cdot P_b = 0 \quad . \quad . \quad 29).$$

Die Bedingung 29 ergibt die dem Kostenkleinstwert entsprechende statische Höhe h des Balkens zu

$$h = \sqrt{\frac{M \cdot P_e}{0{,}925 \cdot \sigma_e \cdot b \cdot P_b}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 30).$$

Das Moment M des Balkens von der Stützweite l m und der Gesamtbelastung q kg für 1 lfd. m ergibt sich in kgcm aus

$$M = 100 \cdot \frac{q l^2}{k} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 31)$$

sofern nicht der Ermittlung des Momentes nach der Zusammenstellung A des Anhanges der Vorzug gegeben wird. Die Belastung q setzt sich aus der Gesamtbelastung des auf den Balken entfallenden Plattenstreifens, welche aus der vorangegangenen Plattenberechnung bekannt ist, und aus dem Eigengewicht des Balkens zusammen. Dieses letztere muß eingeschätzt werden; am zutreffendsten geschieht dies mit der Formel $3{,}5 \cdot l^2$, welche das Balkengewicht für 1 lfd. m in kg gibt, wenn l in m eingesetzt wird.

Führen wir den Ausdruck des Momentes M nach Gl. 31 in die Gl. 30 ein, so haben wir

$$h = 10 \cdot l \cdot \sqrt{\frac{q \cdot P_e}{0{,}925 \cdot k \cdot \sigma_e \cdot b \cdot P_b}} \quad . \quad . \quad 32).$$

Für die besonderen Werte $k = 8$, $\sigma_e = 1000$ kg/cm² und der Balkenbreite b cm $= 3 \cdot l$ m wird daraus

$$h = \sqrt{\frac{q \cdot l \cdot P_e}{222 \cdot P_b}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 33).$$

11. Beispiel: Es wäre die wirtschaftlichste statische Höhe des im Beispiel 6 der preußischen ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 gegebenen Plattenbalkens unter der Annahme eines Eisenpreises von 16 Mark für 100 kg und eines Betonpreises von 30 Mark für 1 m³ zu ermitteln.

Die Belastung q für 1 lfd. m des 7,5 m weiten Balkens beträgt:

Fußbodengewicht $1{,}5 \cdot 90$	=	135 kg
Nutzlast für 1 m Balken	=	500 „
Plattengewicht $0{,}1 \cdot 2400 \cdot 1{,}5$	=	360 „
geschätztes Balkengewicht $3{,}5 \cdot \overline{7{,}5}^2$ . .	=	197 „
	q =	1192 kg.

Man ermittelt

$$P_e = 0{,}0078 \cdot 16 = 0{,}125,$$
$$P_b = 0{,}0001 \cdot 30 = 0{,}003,$$

daher

$$\frac{P_e}{P_b} = \frac{125}{3} = 41{,}6,$$

und nach Gl. 33:

$$h = \sqrt{\frac{1192 \cdot 7{,}8 \cdot 41{,}6}{222}} = 41{,}75 \text{ cm}.$$

Die im dortigen Beispiel gewählte statische Höhe von $h = 36$ cm würde einem Kostenkleinstwert dann entsprechen, wenn für die zuständige Baustelle das Verhältnis der Baustoffpreise $\frac{P_e}{P_b} = 31$, also z. B. die Grundpreise $P_E = 16$ Mark und $P_B = 40{,}2$ Mark zutreffen würden.

Die Erfahrung belehrt uns, daß für die in Betracht kommenden Kostenverhältnisse dem Kleinstwert der Balkenkosten eine Druckinanspruchnahme des Betons entspricht, welche tief unter dem zulässigen Wert liegt. So kommt beispielsweise der im 11. Beispiel berechneten wirtschaftlichen Höhe nach Gl. 14a eine Kantenpressung von

$$\sigma_b = \frac{\frac{908\,000}{1{,}5 \cdot 10^2} + 6000}{100 \cdot 4{,}175} = 28{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

zu. Es darf also im allgemeinen nicht befürchtet werden, daß bei Verwendung der Formel 32 eine Ueberschreitung der zulässigen Inanspruchnahme des Betons auf Druck eintritt. Anderseits führt diese Tatsache zu einer Methode der Bemessung von Plattenbalken, welche, ohne in die Detailpreise jeder Baustelle einzugehen, dem wirtschaftlichen Standpunkt dadurch Rechnung trägt, daß die Bemessung für die diesem Zweck am günstigsten gelegene Kantenpressung $\sigma_b = 30$ kg/cm² durchgeführt wird.

Hat ein Plattenbalken nach Abb. 1 das Moment M kgcm für die Druckgurtbreite $B \leqq \frac{l}{3}$ *) aufzunehmen, so entfällt auf 100 cm der Druckgurtbreite das Moment $M_{100} = \frac{M}{B}$, wobei B in m gemessen ist. Für die Zwecke der Bemessung läßt sich auch beim Plattenbalken die statische Höhe vorteilhafter nach der Formel

$$h = \sqrt{\frac{M_{100}}{r}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 34),$$

welche einen ähnlichen Aufbau wie die Gl. 16 und 18 zeigt, ermitteln. Während aber der für Platten und Rechteckquerschnitte gültige β-Wert der Gl. 16 und 18 einzig nur vom Randspannungsverhältnis

$$v = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$$

abhängig ist, steht der in Gl. 34 vorkommende Wert r auch zum Höhenverhältnis des Plattenbalkens

$$k_1 = \frac{h}{d}$$

in Beziehung (Abb. 1), wie dies in den bekannten Plattenbalkendiagrammen des Verfassers, von welchen Tabelle II einen Auszug bringt, zum Ausdruck gelangt. Wie aus jener Tabelle ersichtlich, läßt sich das für 1 m Druckgurt-

*) Nach der neuen österreichischen Regierungsvorschrift vom 15. Juni 1911 ist für staatliche Bauten die zu berücksichtigende Druckgurtbreite durch § 5, Punkt 12 festgelegt.

breite entsprechende Moment nach $M_{100} = k_2 \cdot d^2$ und nach Gl. 34 $M_{100} = r h^2$ ermitteln, welche identische Werte ergeben müssen. Berücksichtigen wir, wie in Tabelle II, das Höhenverhältnis

$$k_1 = \frac{h}{d},$$

so läßt sich unschwer mit Hilfe der Tabellenwerte der Beiwert r zu

$$r = \frac{k_2}{k_1^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 35)$$

ermitteln.

Wenn wir also eine allgemein brauchbare Formel nach Gl. 34 erhalten wollen, welche auch in wirtschaftlicher Hinsicht im allgemeinen zutreffende Ergebnisse zu liefern befähigt sein soll, so ermitteln wir für $\sigma_b = 30$ kg/cm² für die gebräuchlichsten Höhenverhältnisse im Hochbau: $k_1 = 3$ bis 7 die zugehörigen k_2-Werte und berechnen nach Gl. 35 den Beiwert r.

Die Tabelle II ergibt:

bei $k_1 = 3$, $k_2 = 3\,750$, daher $r = \frac{k_2}{k_1^2} = \frac{3750}{9} = 418$,

„ $k_1 = 4$, $k_2 = 6\,350$, „ $r = \frac{6350}{16} = 396$,

„ $k_1 = 5$, $k_2 = 9\,250$, „ $r = \frac{9250}{25} = 370$,

„ $k_1 = 6$, $k_2 = 12\,175$, „ $r = \frac{12\,175}{36} = 337$,

„ $k_1 = 7$, $k_2 = 15\,125$, „ $r = \frac{15\,125}{49} = 308$.

Wir sehen also, daß beim Plattenbalken infolge verschiedener Höhenverhältnisse k_1 die Beiwerte auch bei ein und demselben Randspannungsverhältnis verschiedene Größe haben.

Die zugehörigen Bewehrungen sind in Tabelle II in Prozenten φ nach der Druckgurtfläche $B \cdot d$ ausgedrückt, für $B = 1{,}00$ m Druckgurtbreite ist die Bewehrung somit $f_{e_{100}} = \varphi \cdot d$, wobei f_e in cm² für d in cm erhalten wird. Da aus dem Höhenverhältnis

$$d = \frac{h}{k_1}$$

gefunden wird, so kann dieselbe Bewehrung auch in der Form wie bei den Platten- und Rechteckquerschnitten zu

$$f_{e_{100}} = \frac{\varphi \cdot h}{k_1} = p \cdot h$$

ausgedrückt werden. Der Bewehrungssatz ist also nach der Fläche $B \cdot h$ zu nehmen, was besonders für die Zwecke der Kostenveranschlagung praktischer ist. Auch hier ändern sich trotz desselben Randspannungsverhältnisses die Bewehrungssätze mit dem Höhenverhältnis k_1 des Plattenbalkens.

Der Tabelle II entsprechen:

bei $k_1 = 3$, $\varphi = 1{,}37$ vH., daher $p = \frac{\varphi}{k_1} = \frac{1{,}37}{3} = 0{,}464$ vH.,

„ $k_1 = 4$, $\varphi = 1{,}78$ „ „ $p = \frac{1{,}78}{4} = 0{,}445$ vH.,

„ $k_1 = 5$, $\varphi = 2{,}04$ „ „ $p = \frac{2{,}04}{5} = 0{,}406$ „ ,

„ $k_1 = 6$, $\varphi = 2{,}20$ „ „ $p = \frac{2{,}20}{6} = 0{,}365$ „ ,

„ $k_1 = 7$, $\varphi = 2{,}30$ „ „ $p = \frac{2{,}30}{7} = 0{,}329$ „ .

Um erste Anhaltspunkte für die statische Höhe h des Plattenbalkens zu erhalten oder für die Zwecke der Veranschlagung empfiehlt es sich, aus den r-Werten der Verhältnisse $k_1 = 3$ bis 7 den Mittelwert $r = 366$ und in gleichem Sinne einen Mittelwert der Bewehrungssätze $p = 0{,}4$ vH. zu gebrauchen.

Hat somit ein Plattenbalken mit der Druckgurtbreite B in m das positive Moment M kgcm aufzunehmen, so ermitteln wir für die oben erwähnten Zwecke mit hinreichender Genauigkeit für eine Eisenzugspannung von $\sigma_e = 1000$ kg/cm² die statische Höhe in cm

$$h = \sqrt{\frac{M}{366 \cdot B}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 36)$$

und die Rippenbewehrung in cm² zu

$$f_e = 0{,}4 \cdot B \cdot h \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 37),$$

wenn in dieser Formel h in cm eingeführt wird.

Zu einer schärferen Berechnung können die vorangeführten, den k_1-Werten entsprechenden r bezw. p sinngemäße Anwendung finden.

Bei kontinuierlichen Plattenbalken verfährt man in der Regel im gleichen Sinne wie bei den Platten, daß man die für die Randfelder ermittelten statischen Höhen in gleicher Größe für die Zwischenfelder beibehält und lediglich für den hier geringeren Momentenwert die Bewehrung gemäß Gl. 12 zu

$$f_e = \frac{M}{0{,}925\, h \cdot \sigma_e} \quad . \ . \ . \ . \ . \quad 38)$$

ermittelt.

12. Beispiel: Es sind die durchlaufenden Balken der in den Beispielen 8 und 10 berechneten Platten zu bemessen. Die Stützweite der Balken-Rand- und Zwischenfelder beträgt 6,5 m. Die zulässigen Spannungen sind 950/40 kg/cm².

An der Hand der früheren Beispiele erheben wir die bewegliche Last auf 1 m des Balkens zu

$$b = 2{,}5 \cdot 250 = 625 \text{ kg}$$

und die ständige Last auf 1 m

von Platte und Belag	. .	$2{,}5 \cdot 278 = 695$ kg,
geschätztes Balkengewicht	.	$3{,}5 \cdot \overline{6{,}5}^2 = 150$ „
		$s = 845$ kg

so daß die Gesamtlast $q = 1470$ kg/m′ beträgt.

Nach Anhang, Zusammenstellung A ergibt sich für

$$\alpha = \frac{b}{s} = \frac{625}{845} = 0{,}74$$

für den dreifeldrigen Zusammenhang im Randfelde

$$M_1 = +\,0{,}08 \cdot \frac{1 + 1{,}25\,\alpha}{1 + \alpha} \cdot q \cdot l^2$$

$$= +\,0{,}08 \cdot \frac{1{,}925}{1{,}74} \cdot 1470 \cdot 6{,}5 \cdot 650 = +\,550\,000 \text{ kgcm.}$$

Es ist nun zu beachten, daß dem Moment M in Gl. 36 die Eisenzugspannung 1000 kg/cm² entspricht, während hier der zulässige Wert $\sigma_e = 950$ kg/cm² beträgt. Wir ermitteln also vorerst

$$M' = \frac{1000}{\sigma_e} \cdot M = \frac{1000}{950} \cdot 550\,000 = 579\,000 \text{ kgcm}$$

und dann nach Gl. 36 mit der Druckgurtbreite

$$B = \frac{6{,}5}{3} = 2{,}16 \text{ m}$$

die statische Höhe

$$h = \sqrt{\frac{M'}{366 \cdot B}} = \sqrt{\frac{579\,000}{366 \cdot 2{,}16}} = 27 \text{ cm.}$$

Die Gl. 37 liefert für die Trägerrippe die Bewehrung

$$f_e = 0{,}4 \cdot 2{,}16 \cdot 27 = 23{,}3 \text{ cm}^2.$$

In den Zwischenfeldern ist nach Zusammenstellung A des Anhangs

$$M_2 = +\,0{,}025 \cdot \frac{1 + 3\,\alpha}{1 + \alpha} \cdot q \cdot l^2 =$$

$$= +\,0{,}025 \cdot \frac{3{,}22}{1{,}74} \cdot 1470 \cdot 6{,}5 \cdot 650 = 287\,000 \text{ kgcm}.$$

Aus praktischen Rücksichten behalten wir in den Zwischenfeldern die für das Randfeld berechnete statische Höhe von 27 cm bei, es ist daher bloß die Bewehrung nach Gl. 38 zu berechnen. Dieselbe ist für die Balkenrippe

$$f_e = \frac{287\,000}{0{,}925 \cdot 27 \cdot 950} = 12{,}1 \text{ cm}^2.$$

Die im 8., 10. und 12. Beispiel durchgeführten Berechnungen, welche sich auf die Feldmomente der durchlaufenden Platten bezw. Balken beschränken, reichen vollkommen aus, um die Veranschlagung der Kosten vornehmen zu können. Das Mehrerfordernis für die ihrem absoluten Wert nach größeren negativen Stützenmomente an statischer Höhe wird leicht durch voutenförmigen Anlauf der Platten und Träger und das etwa nötige Mehrerfordernis an Bewehrung wird durch den Uebergriff der Feldbewehrungen gedeckt. Dieser Mehraufwand wird durch entsprechende Gestaltung der Behelfe für die Veranschlagung berücksichtigt.

Zur endgültigen Ausführung müssen selbstredend auch jene Querschnitte in ihren Abmessungen festgelegt werden, wozu sich eines der hier erörterten Verfahren für einfach oder beiderseits bewehrte Rechteckquerschnitte eignet.

Auf Biegung in Anspruch genommene Querschnitte mit Zug- und Druckbewehrung.

Bemessung zugleich Spannungsnachweis.

Erreicht das von einem Querschnitt aufzunehmende Moment eine solche Größe, daß mit der Anordnung einer einfachen Bewehrung eine Ueberschreitung der zulässigen Kantenpressung im Beton eintreten würde, so ergibt sich in dem Falle, als man an die Querschnittshöhe gebunden ist, die Notwendigkeit zur Anordnung einer Druckbewehrung. Bei geringer Ueberschreitung der zulässigen Kantenpressung läßt sich die Druckbewehrung noch dadurch vermeiden, daß man für eine geringere Eisenzugspannung als zugelassen ist die Zugbewehrung bemißt. Man schlug in der Praxis bis in die jüngste Zeit den umständlichen Weg ein, daß man in solchen Fällen zu gewählten Bewehrungen die Spannungen ermittelte und diesen Vorgang mehrmals wiederholte, bis man zu einem halbwegs entsprechenden Querschnitt gelangte. Dabei war es einem glücklichen Griffe zu verdanken, wenn zufällig beide Randspannungen gerade die zulässigen Spannungswerte, d. h. die hier gebotene Vollausnutzung aufwiesen. In den meisten Fällen gab sich der Konstrukteur damit zufrieden, wenn die Kantenpressung im Beton nahe dem zulässigen Wert, die Eisenzugspannung jedoch weit unterhalb der zulässigen Grenze gelegen war. Man beschied sich mit diesem Ergebnis nur aus dem Grunde, um einer neuerlichen aufreibenden Rechnungsarbeit enthoben zu sein, trotzdem die wirtschaftlichen Vorteile zumeist bei einer gleichzeitigen Vollausnutzung beider Randspannungen zutage treten.

Es wird daher das Bestreben der Konstrukteure erklärlich, für solche Fälle ein Verfahren anzuwenden, welches mit einer Rechnung die Bewehrungen für Vollausnutzung beider Randspannungen liefert. Dieser Vorgang macht den Spannungsnachweis vollständig überflüssig, da doch die Bemessung auf Grund vorausgesetzter Spannungen durchgeführt wird.

Ein Eingehen auf Berechnungsverfahren, welche für gegebene Querschnitte zur Ermittlung der Spannungen führen, ist somit hier nicht allein für den Konstrukteur, sondern auch für den überprüfenden Ingenieur im praktischen Sinne bedeutungslos.

Im folgenden wird die einfache Methode des Verfassers*) theoretisch begründet und durch Beispiele erläutert.

Hat ein Eisenbetonquerschnitt beliebiger Form und beliebiger Anordnung der Bewehrung ein Moment M aufzunehmen, so berechnen sich mit Hilfe des bekannten Trägheitsmoments J die Randspannungen:

Beton an der Kante auf Druck: $$\sigma_b = \frac{M}{J} \cdot x \quad 39),$$

Eisen auf Zug: $$\sigma_e = \frac{M}{J} \cdot (h - x) \cdot n \quad . \quad . \quad . \quad 40).$$

*) Beton u. Eisen 1906, Heft VIII, S. 210.

Das Verhältnis v der Randspannungen läßt sich hiernach zu

$$v = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{\frac{M}{J} \cdot (h - x) \cdot n}{\frac{M}{J} \cdot x} = \frac{(h - x) \cdot n}{x} \quad . \quad 41)$$

ermitteln.

Aus dieser zuletzt angeschriebenen Beziehung erkennen wir, daß jedem gegebenen Randspannungsverhältnis v ein eindeutig festgelegter Anteil der „Nutzhöhe" h als Druckgurthöhe x entspricht, denn wir erhalten nach Umformung der Gleichung 41:

$$x = \frac{n}{v + n} \cdot h \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 42).$$

Erreicht das von einem Querschnitt aufzunehmende Moment einen so großen Wert, daß die zulässige Betonkantenpressung bei unbewehrtem Druckgurt überschritten ist, so sind wir — im Falle keiner Möglichkeit einer anderen Veränderung des Querschnitts — gezwungen, den Druckgurt durch Einlegen von Bewehrungen derart zu verstärken, daß die zulässige Betonkantenpressung nicht überschritten werde. Die Aufgabe des Konstrukteurs ist also die:

> dem in seinen äußerlichen Umrissen gegebenen Querschnitt solche Bewehrungen im Zug- und Druckgurt beizufügen, daß die durch die betreffende Vorschrift gegebenen zulässigen Randspannungen σ_e und σ_b nicht überschritten werden.*)

Sind die Randspannungen, somit auch deren Verhältnis v gegeben, so läßt sich für die vorliegende Nutzhöhe h die Lage der Neutralen zu

$$x = \frac{n}{v + n} \cdot h$$

berechnen. Aus

$$\sigma_b = \frac{M}{J} \cdot x$$

ist nun für die gegebenen Größen M, σ_b und x das erforderliche Trägheitsmoment

$$J = \frac{M}{\sigma_b} \cdot x$$

gegeben.

*) Unter Umständen wird durch ein freiwilliges Tiefersetzen der Eisenzugspannung σ_e, also durch Vergrößerung des Druckgurtbereiches ein günstigeres wirtschaftliches Ergebnis erzielt.

Für den in seinen äußeren Abmessungen vollständig gegebenen Querschnitt (Abb. 4) sind nur die Bewehrungen f_e^d und f_e^z unbekannt. Um die von vornherein bekannten Größen x und J zu den Abmessungen und Bewehrungen des Querschnitts in Beziehung zu bringen, stellen wir Gl. 43, welche wir bei einem vollständig in Abmessungen und Bewehrung gegebenen Querschnitt zur Ermittlung der x-Lage, und die Gl. 44, welche wir bei ebenso gegebenem Querschnitt zur Ermittlung des Trägheitsmoments bezüglich der Neutralen benutzen würden, auf. Mit Bezug auf die Querschnittsskizze sind dies die Gleichungen:

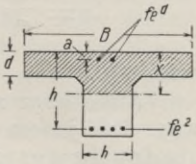

Abb. 4.

$$n \cdot f_e^d \cdot (x-a) - n \cdot f_e^z \cdot (h-x) - \frac{B-b}{2} \cdot (x-d)^2 + \frac{Bx^2}{2} = 0 \quad 43)$$

und

$$n \cdot f_e^d \cdot (x-a)^2 + n \cdot f_e^z \cdot (h-x)^2 + \frac{Bx^3}{3} - \frac{B-b}{3} \cdot (x-d)^3 = J \quad 44).$$

So wie nun diese beiden Gleichungen bei gegebenen Abmessungen und Bewehrungen zur Ermittlung der Größen x und J dienlich sind, so ist es auch in umgekehrter Weise möglich, diese zwei Gleichungen für gegebene Werte x und J zur Ermittlung beliebiger zwei anderer Bestimmungsstücke des statischen Querschnitts, welche in den beiden Gleichungen in der ersten Potenz vorkommen, zu benutzen. Es sind dies die Größen B, b, f_e^d und f_e^z, welche in beliebiger Variation als paarweise Unbekannte vorkommen können, als: B und b, B und f_e^d, B und f_e^z, b und f_e^d, b und f_e^z, f_e^d und f_e^z. Die letzte dieser Kombinationen ist für die Praxis die wichtigste.

Sehen wir aus der Ermittlung

$$x = \frac{n}{v+n} \cdot h,$$

daß $x \leq d$ ist, so ist klar, daß die Gl. 43 und 44 jene Glieder, welche mit $(B - b)$ multipliziert erscheinen, einbüßen und dann

$$n \cdot f_e^d \cdot (x - a) - n \cdot f_e^z \cdot (h - x) + \frac{Bx^2}{2} = 0 \quad . \quad 45)$$

und

$$n \cdot f_e^d \cdot (x-a)^2 + n \cdot f_e^z \cdot (h-x)^2 + \frac{Bx^3}{3} = J \quad . \quad 46)$$

lauten.

Diese letztangeschriebenen Gleichungen gelten bekanntlich auch dann, wenn es sich um die Berechnung voller Rechteckquerschnitte oder Platten $B \cdot h$ handelt.

Von den oben angeschriebenen Kombinationen hat, wie erwähnt, die letzte für die Praxis die größte Bedeutung, da die äußeren Abmessungen in solchen Fällen immer gegeben, die Bewehrungen f_e^d und f_e^z zu suchen sind.

Die umgeformten Gl. 43 und 44 lauten:

$$\left. \begin{aligned} n \cdot f_e^d \cdot (x - a) - n \cdot f_e^z \cdot (h - x) = \frac{B - b}{2} \cdot (x - d)^2 \\ - \frac{B x^2}{2} \end{aligned} \right\} \quad 47)$$

und

$$\left. \begin{aligned} n \cdot f_e^d \cdot (x - a)^2 + n \cdot f_e^z \cdot (h - x)^2 = \frac{B - b}{3} \cdot (x - d)^3 \\ - \frac{B x^3}{3} + \frac{M}{\sigma_b} \cdot x \end{aligned} \right\} \quad 48).$$

Die gemeinsame Auflösung nach f_e^d und f_e^z ergibt nun für den statischen T-Querschnitt (Lage der Nullinie im Steg):

$$f_e^d = \frac{(B-b) \cdot (x-d)^2 \cdot \frac{3h - x - 2d}{6} - \frac{B x^2}{6} \cdot (3h - x) + \frac{M}{\sigma_b} \cdot x}{n^* \cdot (x - a) \cdot (h - a)} \quad 49)$$

und

$$f_e^z = \frac{(B-b) \cdot (x-d)^2 \cdot \frac{3a - 2d - x}{6} + \frac{B x^2}{6} \cdot (x - 3a) + \frac{M}{\sigma_b} \cdot x}{n \cdot (h - x) \cdot (h - a)} \quad 50).$$

Für den statischen Rechteckquerschnitt (voller Querschnitt von der Breite B und T-Querschnitt mit $x \overline{\overline{<}} d$) liefern die umgeformten Gleichungen:

$$n \cdot f_e^d \cdot (x - a) - n \cdot f_e^z \cdot (h - x) = - \frac{B x^2}{2} \quad . \quad . \quad 51)$$

und

$$n \cdot f_e^d \cdot (x - a)^2 + n \cdot f_e^z \cdot (h - x)^2 = \frac{M}{\sigma_b} \cdot x - \frac{B x^3}{3} \quad 52)$$

die beiden Unbekannten zu

$$f_e^d = \frac{\frac{M}{\sigma_b} \cdot x - \frac{B x^2}{6} \cdot (3h - x)}{n^* \cdot (x - a) \cdot (h - a)} \quad . \quad . \quad 53)$$

und

$$f_e^z = \frac{\frac{M}{\sigma_b} \cdot x + \frac{Bx^2}{6} \cdot (x - 3\,a)}{n \cdot (h - x) \cdot (h - a)} \quad . \quad . \quad 54),$$

welche Werte auch direkt aus den Gl. 49 und 50 erhalten werden, wenn man für den „statischen Rechteckquerschnitt“ in jenen Formeln die Glieder, welche mit $(B - b)$ multipliziert erscheinen, gleich Null setzt.

In manchen Vorschriften ist verlangt, daß die geringe im Druckgurt von den f_e^d-Eisen verdrängte Betonfläche dortselbst in Abzug gebracht werde. Auch diesem Verlangen kann in einfachster Weise entsprochen werden, indem in den Nennern der Gl. 49 bezw. der Gl. 53 statt des Wertes n^* der Wert $(n - 1)$ eingeführt wird. Ist diese Forderung nicht aufgestellt, so wird für n^* der Wert n eingeführt. Die Gl. 50 bezw. 54 bleiben in allen Fällen hiervon unberührt.

Ein Hauptvorzug dieser Berechnungsweise ist der, daß ein nachträglicher Spannungsnachweis vollständig überflüssig ist, weil die Einhaltung bestimmter Spannungswerte die Voraussetzung der Rechnung bildet. Aber auch die dritte in der Rechnung nicht vorkommende Spannung σ_e^d kann nie eine Ueberschreitung liefern, da dieselbe $\sigma_e^d < n \cdot \sigma_b^d$ sein muß, also nach

$$\sigma_e^d < 15 \cdot 45 = 675 \text{ kg/cm}^2$$

den Wert von 675 kg/cm² nie erreichen kann.

Darüber, ob eine Druckbewehrung nötig ist, oder ob die zulässige Kantenpressung σ_b „gerade erreicht“ oder „unterschritten“ wird, gibt der Zähler der Gl. 49 bezw. 53 Auskunft.

Ergibt sich für den Zähler ein positiver Wert, so ist Druckbewehrung erforderlich; ergibt der Zähler Null, so ist die vorausgesetzte Kantenpressung „gerade erreicht“, also keine Druckbewehrung nötig; ergibt sich für den Zähler ein negativer Wert, so deutet dies an, daß ohne Druckbewehrung ein kleinerer Kantendruck erhalten wird, als erlaubt wäre. Die Gleichung (Zähler von Gl. 49):

$$(B-b) \cdot (x-d)^2 \cdot \frac{3h - x - 2d}{6} - \frac{Bx^2}{6} \cdot (3h - x) + \frac{M}{\sigma_b} \cdot x = Z \quad 55)$$

bezw. (Zähler von Gl. 53):

$$\frac{M}{\sigma_b} \cdot x - \frac{Bx^2}{6} \cdot (3h - x) = Z \quad . \quad . \quad 56)$$

liefert also, in obiger Weise beurteilt, das wichtige Kriterium für die Druckbewehrung. Es läßt sich aus dieser Gleichung auch jenes Moment M berechnen, welches der Querschnitt ohne Beifügung einer Druckbewehrung für die gegebenen zulässigen Spannungen σ_e^z und σ_b^d verträgt, indem wir $Z = 0$ setzen.

Zwischen jenem Querschnitt mit $M = 0$ und mit $M_{\max}$ läßt sich die Verteilung der Druckbewehrung wie folgt bewirken. Dem $M_{\max}$ entspricht $f_{e\max}^d$, dem Querschnitt mit dem Moment M entspricht $f_e^d = f_{e\max}^d - \varDelta f_e^d$, wobei nach Gl. 49 oder 53

$$\varDelta f_e^d = \frac{(M_{\max} - M) \cdot x}{\sigma_b \cdot n^* \cdot (x - a) \cdot (h - a)} \quad . \quad . \quad 57)$$

ist.

13. Beispiel: Ein Hauptbahnobjekt vom skizzierten Querschnitt (Abb. 5) mit 4,5 m Lichtweite bezw. 5 m Stützweite hat von Eigenlast herrührend das Moment

$$M^g = \frac{1}{8} \cdot 8540 \cdot 5 \cdot 500 = 2\,660\,000 \text{ kgcm},$$

von Verkehrslast herrührend das Moment

$$M^V = 42{,}6 \text{ tm} = 4\,260\,000 \text{ kgcm},$$

d. i. zusammen $M = 6\,920\,000$ kgcm, aufzunehmen.

Nach den geltenden Vorschriften wären die Spannungen $\sigma_b = 30$ kg/cm² und $\sigma_e = 750 + 4 \cdot 4 \text{ m} = 766$ kg/cm²,

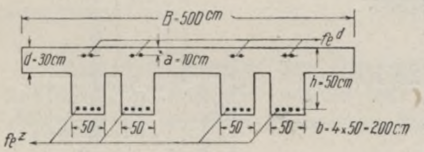

Abb. 5.

ferner das Verhältnis

$$n = \frac{E_e}{E_b} = 15$$

sowie die Verdrängung des Betons durch die Druckbewehrung zu berücksichtigen.

Die Berechnung wird für den ganzen Querschnitt durchgeführt. Wir erhalten für

$$v = \frac{766}{30} = 25{,}5 \quad \text{zunächst} \quad x = 50 \cdot \frac{15}{15 + 25{,}5} = 18{,}5 \text{ cm}$$

und

$$J = \frac{M}{\sigma_b} \cdot x = \frac{6\,920\,000}{30} \cdot 18{,}5 = 4\,250\,000 \text{ cm}^4.$$

Da $x < d$, so gelten die Formeln 53 und 54, bezw. ist in den Formeln 49 und 50 $B = b$ zu setzen. Wegen der

Verdrängung des Betons durch die Druckeisen ist im Nenner von 53 bezw. von 49 an Stelle von n^* der Wert $n - 1 = 14$ zu setzen. Man berechnet so:

$$f_e^d = \frac{4\,250\,000 - \frac{500}{6} \cdot \overline{18{,}5}^2 \cdot 131{,}5}{14 \cdot 8{,}5 \cdot 40} = 105 \text{ cm}^2$$

und

$$f_e^z = \frac{4\,250\,000 + \frac{500}{6} \cdot \overline{18{,}5}^2 \cdot (18{,}5 - 3 \cdot 10)}{15 \cdot 31{,}5 \cdot 40} = 208 \text{ cm}^2,$$

welche Querschnittsflächen nun durch entsprechende Rundeisen zu decken sind.

Handelt es sich um die Berechnung der Bewehrungen für kreuzförmige Querschnitte, die zuweilen auch in der Praxis vorkommen, so ist es vorteilhafter, die Bedingungsgleichungen nicht in allgemeiner Form, sondern mit den tatsächlichen Abmessungen aufzustellen.

14. Beispiel: Der Querschnitt im Viertel der Stützweite einer beiderseits eingespannten Balkenbrücke habe ein Moment von der Größe $M = 4\,275\,000$ kgcm aufzunehmen, wobei die Inanspruchnahmen die Werte $\sigma_e = 880$ kg/cm^2 und $\sigma_b = 38$ kg/cm^2 nicht überschreiten dürfen. Die äußeren Abmessungen des Querschnitts sind nach Abb. 6 gegeben, die Bewehrungen sind entsprechend zu ermitteln.

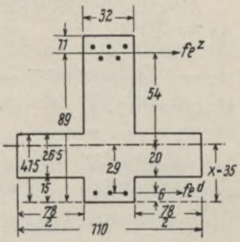

Abb. 6.

Dem Verhältnis

$$v = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{880}{38} = 23{,}15$$

entspricht

$$x = 89 \cdot \frac{15}{15 + 23{,}15} = 35 \text{ cm},$$

das erforderliche Trägheitsmoment ist

$$J = \frac{4\,275\,000}{38} \cdot 35 = 3\,940\,000 \text{ cm}^4.$$

Die Bedingungsgleichungen lauten demnach:

$$\frac{32 \cdot \overline{35}^2}{2} + \frac{78 \cdot \overline{20}^2}{2} + 15 \cdot 29 \cdot f_e^d - 15 \cdot 54 \cdot f_e^z = 0$$

oder

$$435 \cdot f_e^d - 810\, f_e^z = -35\,200 \quad . \; . \; . \quad 58)$$

und

$$940\,000 = \frac{32 \cdot \overline{35}^3}{3} + \frac{78 \cdot \overline{20}^3}{3} + 15 \cdot \overline{29}^2 \cdot f_e^d + 15 \cdot \overline{54}^2 \cdot f_e^z$$

oder

$$12\,600 \cdot f_e^d + 43\,750 \cdot f_e^z = 3\,275\,000 \quad . \quad . \quad 59).$$

Die gemeinsame Auflösung der Gl. 58 und 59 ergibt als entsprechende Werte $f_e^z = 63{,}9$ cm² und $f_e^d = 37{,}7$ cm², dementsprechend wurden

für f_e^z: 3 R.-E. 40 + 2 R.-E. 42 = 65,4 cm²

und

für f_e^d: 3 R.-E. 40 = 37,7 cm²

angeordnet.

Vom Verfasser wurden gelegentlich Diagramme für Plattenbalken (**T**-förmiger Querschnitt) mit Zug- und Druckbewehrung für die im Hochbau gebräuchlichsten Spannungen $\sigma_e = 1000$ kg/cm² und $\sigma_b = 40$ kg/cm² aufgetragen. Dieses Diagramm weist die im Hochbau übliche Vereinfachung auf, daß vom Betonquerschnitt im Druckgurt nur die Platte als mitwirkend berücksichtigt wurde; ferner wurde die Annahme gemacht, daß die Schwerlage der Druckbewehrung mit jener der Platte zusammenfällt, also daß der Abstand $a = \frac{d}{2}$ sei (Abb. 7).

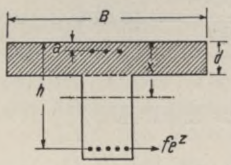

Abb. 7.

Aus dem Verlauf der Diagrammkurven ergibt sich eine analoge Formel, wie solche zur Berechnung der Kantenpressung bei einfach bewehrten Balken aufgestellt wurde.

Mit den Diagrammordinatenwerten

$$k_1 = \frac{h}{d} \quad \text{und} \quad k_2 = \frac{M_B}{B \cdot d^2}$$

ergibt sich der nach der schraffierten Plattenfläche zu nehmende Prozentsatz der Druckbewehrung p^d zu

$$p^d = \frac{k_2 - 3877\,k_1 + 5749}{586{,}6\,k_1 - 927} \quad . \quad . \quad . \quad 60)$$

oder in runden Zahlenwerten:

$$p^d = \frac{k_2 - 3875\,k_1 + 5750}{590\,k_1 - 925} \quad . \quad . \quad . \quad 61).$$

Die Zugbewehrung wird mit zutreffender Genauigkeit nach

$$f_e^z = \frac{M}{\left(h - \frac{d}{2}\right) \cdot \sigma_e} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 62)$$

oder nach

$$f_e^z = \frac{M}{0{,}925 \cdot h \cdot \sigma_e} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 62a)$$

ermittelt.

14. Beispiel: Ein **T**-förmiger Balkenquerschnitt (Abb. 7) mit den Abmessungen $B = 1{,}5$ m, $h = 52$ cm, $d = 8$ cm hat ein Moment von $M = 2\,450\,000$ kgcm aufzunehmen. Welche Bewehrungen sind anzuordnen, damit die Spannungen 1000/40 kg/cm² eingehalten werden?

Es sind

$$f_e^z = \frac{2\,450\,000}{(52 - 4) \cdot 1000} = \mathbf{51\ cm^2}$$

und mit

$$k_1 = \frac{52}{8} = 6{,}5 \quad \text{sowie} \quad k_2 = \frac{2\,450\,000}{1{,}5 \cdot 8^2} = 25\,500$$

nach Gl. 61:

$$p^d = \frac{25\,500 - 3875 \cdot 6{,}5 + 5750}{590 \cdot 6{,}5 - 925} = 2{,}08 \text{ vH.},$$

so daß

$$f_e^d = 1{,}50 \cdot 8 \cdot 2{,}08 = \mathbf{25\ cm^2}$$

ermittelt wird. Dementsprechend wird nun die Deckung vorgenommen.

Mit Hilfe der Gl. 61 kann auch die Ermittlung für andere gegebene Spannungswerte vorgenommen werden, wenn deren Randspannungsverhältnis

$$v = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{1000}{40} = \mathbf{25}$$

dasselbe ist, wie dies für die Spannungen

$$\frac{750}{30}, \ \frac{800}{32}, \ \frac{825}{33}, \ \frac{850}{34} \ \text{usw.}$$

der Fall ist. Die einzige Aenderung besteht darin, daß der Ordinatenwert k_2 nach

$$k_2 = \frac{M_B}{B \cdot d^2} \cdot \frac{1000}{\sigma_e}$$

ermittelt werden muß.

15. Beispiel: Der im vorigen Beispiel gegebene Balken hätte das Moment $M = 1\,960\,000$ kgcm unter Einhaltung der Spannungen

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{800}{32}$$

aufzunehmen.

Man ermittelt

$$k_1 = \frac{52}{8} = 6{,}5 \quad \text{und} \quad k_2 = \frac{1\,960\,000}{1{,}5 \cdot 8^2} \cdot \frac{1000}{800} = 25\,500;$$

dies ergibt dieselben Bewehrungen wie in jenem Beispiel, da sich die Momente zufällig wie die gegebenen Inanspruchnahmen verhalten:

$$\frac{2\,450\,000}{1\,960\,000} = \frac{1000}{800} = \frac{40}{32}.$$

Damit ist zugleich eine Bestätigung für die Richtigkeit des Vorganges gegeben.

In ähnlicher Weise, wie wir bei den einfach bewehrten Platten- und Rechteckquerschnitten zur Tabelle I gelangt sind, lassen sich auch für den beiderseits bewehrten Querschnitt solche Tabellen aufstellen, deren Nützlichkeit aus den früheren Beispielen zur Genüge erhellte.

Für die Breite des Platten- oder Rechteckquerschnitts von $B = 100$ cm, die statische Höhe $h = 1$ cm und für eine obere Deckschicht $a = \frac{h}{10} = 0{,}1$ cm erhalten wir aus Gl. 53, wenn wir $f_e^d = p_1 \cdot h = p_1$ und $f_e^z = p \cdot h = p$ ausdrücken:

$$p_1 = \frac{\frac{M}{\sigma_b} \cdot \frac{15}{15+v} - \frac{100}{6} \cdot \frac{\overline{15}^2}{(15+v)^2} \cdot \left(3 - \frac{15}{15+v}\right)}{15 \cdot \left(\frac{15}{15+v} - 0{,}1\right) \cdot 0{,}9} \qquad 63),$$

woraus

$$\left.\begin{aligned} M = (15+v) \cdot \Big[0{,}9 \cdot \left(\frac{15}{15+v} - 0{,}1\right) \cdot p_1 \\ + \frac{100}{6} \cdot \frac{15}{(15+v)^2} \cdot \left(3 - \frac{15}{15+v}\right)\Big] \cdot \sigma_b \end{aligned}\right\} \qquad 64).$$

Ebenso erhält man aus Gl. 54:

$$p = \frac{\frac{M}{\sigma_b} \cdot \frac{15}{15+v} + \frac{100}{6} \cdot \frac{\overline{15}^2}{(15+v)^2} \cdot \left(\frac{15}{15+v} - 0{,}3\right)}{15 \cdot \left(1 - \frac{15}{15+v}\right) \cdot 0{,}9} \qquad 65),$$

woraus

$$\left.\begin{array}{l} M = (15+v)\cdot\left[0{,}9\cdot\left(1-\dfrac{15}{15+v}\right)\cdot p\right. \\ \left. -\dfrac{100}{6}\cdot\dfrac{15}{(15+v)^2}\cdot\left(\dfrac{15}{15+v}-0{,}3\right)\right]\cdot\sigma_b \end{array}\right\} \quad 66)$$

erhalten wird.

Aus der Gegenüberstellung der Gl. 64 und 66 erhalten wir schließlich eine allgemein gültige Beziehung zwischen den Bewehrungssätzen p und p_1 des Zug- und Druckgurtes:

$$p_1 = \frac{0{,}9\cdot\left(1-\dfrac{15}{15+v}\right)\cdot p - \dfrac{100}{6}\cdot\dfrac{15}{(15+v)^2}\cdot 2{,}7}{0{,}9\cdot\left(\dfrac{15}{15+v}-0{,}1\right)} \quad 67)$$

oder

$$p = \frac{0{,}9\cdot\left(\dfrac{15}{15+v}-0{,}1\right)\cdot p_1 + \dfrac{100}{6}\cdot\dfrac{15}{(15+v)^2}\cdot 2{,}7}{0{,}9\cdot\left(1-\dfrac{15}{15+v}\right)} \quad 68).$$

Mit Hilfe dieser Gleichungen wurde die Tabelle IV ermittelt. Für die Spannungen 950/40 kg/cm² wurde hierbei folgend vorgegangen:

Dem Randspannungsverhältnis

$$v = \frac{950}{40} = 23{,}75$$

entspricht nach Gl. 68

$$p = 0{,}467\cdot p_1 + 0{,}815 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 69),$$

aus welcher leicht zu erkennen ist, daß 0,815 der Bewehrungssatz für einfache Bewehrung bedeutet. Nach Gl. 66 ist nun für $B = 100$ cm und $h = 1$ cm das Moment

$$M_1 = \beta = 855\,p - 22{,}4 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 70),$$

worin das aus Gl. 69 gewonnene p zu berücksichtigen ist.

Für $p_1 = 0$ erhalten wir $p = 0{,}815$ vH. und $\beta = 674$
„ $p = 3\cdot p_1$ (Verhältnis 1:3) $p = 0{,}966$ „ „ $\beta = 803$
„ $p = 2\cdot p_1$ („ 1:2) $p = 1{,}04$ „ „ $\beta = 874$
„ $p = p_1$ („ 1:1) $p = 1{,}53$ „ „ $\beta = 1288$.

Die Tabelle gestattet, für die gegebenen Größen M in kgcm auf 1 m Breite und h in cm die Bewehrungen zu ermitteln, wie dies im 16. Beispiel erläutert ist.

Für Fahrbahnplatten bei Brücken gibt Tabelle III die nötigen Bestimmungsstücke.

Tabelle IV.
Beiderseitig bewehrte Platten und Rechteckquerschnitte.

950/40 kg/cm²			1000/40 kg/cm²		
Druck p_1 vH.	Zug p vH.	β	Druck p_1 vH.	Zug p vH.	β
0,00	0,815	674	0,00	0,750	658
0,10	0,8617	715	0,10	0,794	696
0,15	0,885	738	0,15	0,816	716
0,20	0,9085	755	0,20	0,838	734
0,25	0,932	775	0,25	0,860	755
0,30	0,955	794	**0,293**	0,880	773
0,322	0,966	803	0,30	0,882	774
0,35	0,9785	816	0,35	0,904	794
0,40	1,002	834	0,40	0,926	815
0,45	1,025	853	0,45	0,948	834
0,50	1,049	874	**0,481**	0,962	846
0,55	1,072	894	0,50	0,970	853
0,60	1,095	914	0,55	0,992	873
0,65	1,119	934	0,60	1,014	895
0,70	1,142	956	0,65	1,036	912
0,75	1,165	974	0,70	1,058	932
0,80	1,189	994	0,75	1,080	952
0,85	1,212	1016	0,80	1,102	972
0,90	1,235	1034	0,85	1,124	992
0,95	1,259	1056	0,90	1,146	1012
1,00	1,282	1076	0,95	1,168	1031
1,05	1,305	1094	1,00	1,190	1052
1,10	1,330	1116	1,05	1,212	1072
1,15	1,352	1136	1,10	1,234	1091
1,20	1,375	1154	1,15	1,256	1111
1,25	1,400	1176	1.20	1,278	1131
1,30	1,423	1196	1,25	1,300	1151
1,35	1,445	1213	1,30	1,322	1171
1,40	1,470	1236	**1,34**	1,340	1186
1,45	1,493	1256	1,35	1,344	1191
1,50	1,515	1274	1,40	1,366	1211
1,53	1,530	1288	1,45	1,388	1231
1.55	1,540	1296	1,50	1,410	1251
1,60	1,563	1316	1,55	1,432	1271
$p = 0{,}467\,p_1 + 0{,}815$ $\beta = 855\,p - 22{,}4$			$p = 0{,}44\,p_1 + 0{,}75$ $\beta = 900\,p - 18{,}75$		

16. Beispiel: Für eine freiaufliegende Platte von 3 m Stützweite, welche mit 500 kg/m² Fremdlast belegt ist, darf die Konstruktionshöhe nicht mehr als 12 cm betragen. Die einzuhaltenden Spannungen sind 950/40 kg/cm².

Der Gesamtbelastung $500 + 0{,}12 \cdot 2400 = 788$ kg/m² entspricht das Moment

$$M = \frac{788 \cdot 3{,}0 \cdot 300}{8} = 88\,700 \text{ kgcm},$$

die statische Höhe ist $h = 12 - 1{,}5 = 10{,}5$ cm, so daß

$$\beta = \frac{M}{h^2} = \frac{88\,700}{10{,}5^2} = 805$$

ist.

Nach Tabelle IV entspricht hierfür ungefähr

$$f_e^d = 0{,}33 \cdot 10{,}5 = 3{,}46 \text{ cm}^2$$

und

$$f_e^z = 0{,}97 \cdot 10{,}5 = 10{,}2 \text{ cm}^2.$$

Die Tabelle IV läßt sich auch für andere Spannungswerte, die dasselbe Randspannungsverhältnis aufweisen, benutzen. Ist die Tabelle für die Eisenzugspannung s_e berechnet, so ermittelt man in diesem Falle aus den gegebenen Größen M, h und σ_e den aufzusuchenden Wert

$$\beta = \frac{M}{h^2} \cdot \frac{\sigma_e}{s_e} \quad \ldots\ldots \quad 71)$$

die Bewehrungssätze werden für dieses β abgelesen und ohne Veränderung benutzt. In dieser Form läßt sich z. B. die linke Spalte der Tabelle IV, welche für die Spannungen 950/40 berechnet ist, auch für die zulässigen Spannungen 1000/42 verwenden.

Verteilung der Schrägeisen und Bügel.

Zwischen der horizontalen Schubkraft S und dem Hauptzuge Z bezw. Hauptdruck D besteht die bekannte Beziehung

$$Z = D = \frac{S}{\sqrt{2}}.$$

In einem Balken erreiche die Querkraft am Auflager den Größtwert $Q_{\max}$, so daß für den inneren Hebelarm m

und für die Stegbreite b dortselbst die Schubspannung den Wert

$$\tau_{0\,\max} = \frac{Q_{\max}}{m b}$$

aufweise. Dieser Wert überschreite die zulässige Schubspannung von $\tau_0{}' = 4{,}5\ \mathrm{kg/cm^2}$ um bedeutendes, so daß Schrägeisen (aufgebogene Tragstäbe) bezw. überdies Bügel nötig sind, um den auf den Beton entfallenden Anteil auf ein zulässiges Spannungsmaß herabzudrücken. Der Verlauf der Querkraft bezw. der hiervon abhängigen Schubspannung sei über den Balken so, wie es die Abb. 8 zeigt. Die Schrägeisen seien innerhalb der Strecke λ vom Auflager so in Abständen aufgebogen, daß auf jedes der aufgebogenen i-Eisen der gleiche Anteil an Zugkraft $\frac{Z}{i}$ aus der dreieckigen Verteilung abc entfällt.

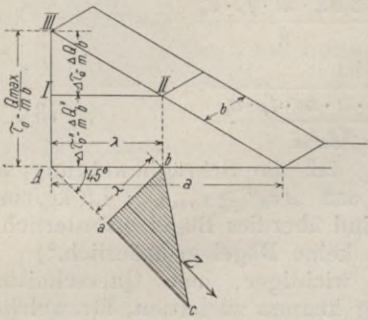

Abb. 8.

Der Beton und die Bügel zusammen werden also bezüglich Schubwirkung um das Anteildreieck I II III der Schrägeisen entlastet. Die der Hauptzugkraft Z entsprechende Schubkraft (Anteil) ist aus dem Dreieck (Prisma) I II III berechnet:

$$\varDelta S = \frac{\varDelta \tau_0 \cdot \lambda}{2} \cdot b = \frac{\varDelta Q \cdot \lambda}{2\,m}.$$

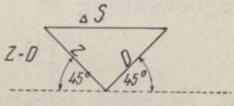

Abb. 9.

Da nach nebenstehendem Kraftschema (Abb. 9)

$$\overline{\varDelta S}^2 = Z^2 + D^2 = Z^2 + D^2 = 2\,Z^2 = 2\,D^2,$$

so daß

$$Z = D = \frac{\varDelta S}{\sqrt{2}}$$

oder mit obigem Wert für $\varDelta S$ auch

$$Z = D = \frac{\varDelta Q \cdot \lambda}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot m} = \frac{\varDelta Q \cdot \lambda}{2{,}82 \cdot m} \quad . \quad . \quad 72)$$

wird.

Mit Hilfe der Gl. 72 kann durch Rückrechnung bei bekannten Schrägeisen f_e und ihrer Inanspruchnahme σ_e, d. h. bei bekannter Größe $Z = f_e \cdot \sigma_e$, die Strecke λ berechnet werden, innerhalb welcher die Vollausnutzung ($\sigma_e = \sigma_{e\,\mathrm{zul.}}$) der Schrägeisen erfolgt.

Es ist zunächst aus Gl. 72:

$$\Delta Q = \frac{2{,}82 \cdot m \cdot f_e \cdot \sigma_e}{\lambda}.$$

Aus der Proportion $Q_{max} : a = \Delta Q : \lambda$ folgt

$$\Delta Q = Q_{max} \cdot \frac{\lambda}{a}.$$

Dieser Wert eingeführt, liefert

$$Q_{max} \cdot \frac{\lambda}{a} = \frac{2{,}82 \cdot m \cdot f_e \cdot \sigma_e}{\lambda},$$

d. h. die zu suchende Länge ist

$$\lambda = \sqrt{\frac{2{,}82 \cdot a \cdot m \cdot f_e \cdot \sigma_e}{Q_{max}}} \quad \ldots \quad 73).$$

Die Gl. 73 setzt voraus, daß die Schrägbewehrung so knapp zur Verfügung steht, daß $\Delta \tau_0'' \geqq \tau_{0\,zul.} = 4{,}5$ kg/cm² ist. Ist $\Delta \tau_0'' > \tau_{0\,zul.}$, dann sind überdies Bügel erforderlich; ist $\Delta \tau_0'' \overline{\overline{<}} \tau_{0\,zul.}$, dann wären keine Bügel erforderlich.*)

Für die Praxis ist es wichtiger, jene Querschnittsfläche f_e der Schrägbewehrung kennen zu lernen, für welche $\Delta \tau'' = \tau_{0\,zul.} = 4{,}5$ kg/cm² ist. Man ermittelt zu diesem Zweck vorher das der Querkraft $\Delta Q = Q_{max} - Q_{zul.}$, wobei $Q_{zul.} = m \cdot b \cdot \tau_{0\,zul.}$ gefunden wird, entsprechende λ zu

$$\lambda = a \cdot \frac{\Delta Q}{Q_{max}}$$

und erhält aus Gl. 73 die gesuchte Schrägbewehrung zu

$$f_e = \frac{Q_{max} \cdot \lambda^2}{2{,}82 \cdot a \cdot m \cdot \sigma_e} \quad \ldots \quad 74).$$

Kann man das Erfordernis der Gl. 74 nicht decken, so verwendet man den Querschnitt f_e' der tatsächlich vorhandenen Schrägeisen in Gl. 73 zur Berechnung des zugehörigen Abschnitts λ. Die übrig bleibende Schubspannung $\Delta \tau_0'' = \tau_{0\,max} - \Delta \tau_0$ ist dann größer als $\tau_{0\,zul.}$, so daß also der Unterschied $\Delta \tau_0^B = \Delta \tau_0'' - \tau_{0\,zul.}$ als Anteil für Bügel zu betrachten ist. Die Abb. 10 veranschaulicht diese, selbstredend willkürliche Verteilung. Aus Gl. 73 wurde λ berechnet, daher $\Delta \tau_0 = \tau_{0\,max} \cdot \frac{\lambda}{a}$; ebenso läßt sich

$$\lambda_{zul.} = \frac{\tau_{0\,max} - \tau_{0\,zul.}}{\tau_{0\,max}} \cdot a$$

*) Dieses rein theoretische Ergebnis darf den Konstrukteur jedoch nicht dazu verleiten, Träger ohne Bügel zu projektieren, da diesen Bewehrungsgliedern auch die wichtige Rolle zufällt, den Verbund zu sichern.

ermitteln. Die Bügel sind von A bis B, d. h. von 0 bis λ, in gleichen Abständen, von B bis C, d. h. von λ bis $\lambda_{zul.}$, in zunehmenden Abständen verlegt. Die Abstände der Schrägeisen innerhalb A bis B, d. h. von 0 bis λ, nehmen nach rechts zu. Die Durchgangspunkte durch die Nullinie für die Schrägeisen und für die Bügel von B bis C ergeben sich, wenn die bezüglichen Dreiecke in so viel flächengleiche Teile geteilt werden, als schräge Stäbe innerhalb A bis B bezw. Bügel innerhalb B bis C verlegt werden. Werden für jede dieser Teilflächen die Schwerpunkte ermittelt und auf die Nullinie projiziert, so geben diese Punkte die genaue Lage an.*)

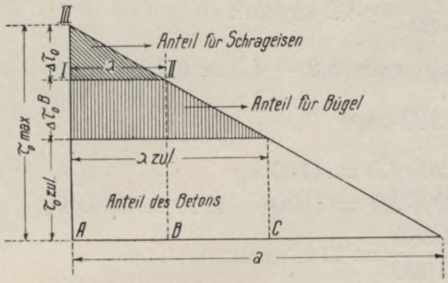

Abb. 10.

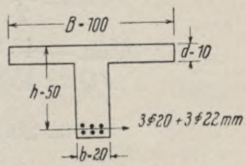

Abb. 11.

17. Beispiel: Ein Träger von 5 m Stützweite ist mit 3000 kg/m′ belastet. Der Querschnitt ist in Abb. 11 skizziert. Es sind die Bewehrung in Balkenmitte (M_{max}) und die erforderlichen Schrägeisen zu ermitteln:

$$M_{max} = \frac{3000 \cdot 5 \cdot 500}{8} = 938\,000 \text{ kgcm}$$

$$Q_{max} = 2{,}5 \cdot 3000 = 7500 \text{ kg}.$$

Die Lösung nach Tabelle II ergibt für M_{max}:

da $\frac{h}{d} = \frac{50}{10} = 5$ und $\frac{M_{100}}{d^2} = \frac{938\,000}{10^2} = 9380$ die Spannungen $\sigma_e = 1000$ kg/cm², $\sigma_b = 30{,}2$ kg/cm² und $\varphi = 2{,}05$ vH. Bewehrung; daher

$$f_e = 2{,}05 \cdot 1 \text{ m} \cdot 10 \text{ cm} = B \text{ m} \cdot \varphi \cdot d$$
$$= \mathbf{20{,}5\ cm^2}.$$

*) Die Bügel werden bekanntlich auf Zug in Anspruch genommen. Die übliche Methode, wonach der Bügelquerschnitt dergestalt ermittelt wird, daß der aus Abb. 10 ersichtliche Anteil der Schubkraft keine höhere Scherinanspruchnahme in den Bügeln erzeugt, als für Eisen zulässig ist, hat stets zu brauchbaren Ergebnissen geführt.

Angeordnet in Balkenmitte:

$$f_e = 3 \text{ R.-E. } 20 + 3 \text{ R.-E. } 22 = 20{,}82 \text{ cm}^2;$$

Hebel: $$m = \frac{M_{\max}}{f_e \cdot \sigma_e} = \frac{938\,000}{20{,}5 \cdot 1000} = 45{,}8 \text{ cm}$$

$$\tau_{0\,\max} = \frac{7500}{45{,}8 \cdot 20} = 8{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Ueberschreitung wäre $8{,}2 - 4{,}5 = 3{,}7$ kg/cm².

$$a = \frac{l}{2} = 250 \text{ cm}$$

$$Q_{\text{zul.}} = 45{,}8 \cdot 20 \cdot 4{,}5 = 4120 \text{ kg}$$

$$\varDelta Q = 45{,}8 \cdot 20 \cdot 3{,}7 = 7500 - 4120 = 3380 \text{ kg}$$

$$\lambda = 250 \cdot \frac{3380}{7500} = 112{,}5 \text{ cm}.$$

Das Erfordernis an Schrägeisen ist mit $\sigma_e = 1000$ kg/cm² nach Gl. 74:

$$f_e = \frac{7500 \cdot \overline{112{,}5}^2}{2{,}82 \cdot 250 \cdot 45{,}8 \cdot 1000} = 2{,}93 \text{ cm}^2.$$

Man ordnet 1 R.-E. 20 mm = 3,14 cm² an, wobei dann die Beanspruchung desselben

$$\sigma_e' = 1000 \cdot \frac{2{,}93}{3{,}14} = 935 \text{ kg/cm}^2$$

wird. Dieses eine Schrägeisen müßte dann so aufgebogen sein, daß es im Abstand

$$\frac{\lambda}{3} = \frac{112{,}5}{3} = 37{,}5 \text{ cm}$$

vom Auflager die Nullinie unter 45° kreuzt.

Ständige Last mit Verkehrslast.

Die Umhüllende der Querkraft Q'', herrührend von Verkehrslast, ist eine über die ganze Spannweite verlaufende Parabel mit dem Scheitel in B. Die Querkraft Q^g vom Eigengewicht verläuft nach einer aus der Balkenmitte M gehenden Geraden. In Abb. 12 ist der Verlauf der Querkraft für den Querschnitt A für Verkehrslast oberhalb der Balkenachse, für Eigen- bezw. ständige Last unterhalb der Balkenachse aufgetragen. Der zulässigen Schubspannung im Beton entspricht $Q^s = m \cdot b \cdot \tau_{0\,\text{zul.}}$

Der Parameter der Parabel ist

$$2\,p = \frac{l^2}{Q^v};$$

die Gleichung der Parabel:

$$y = \frac{(l-\lambda)^2 \cdot Q^v}{l^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 75),$$

die Gleichung der Geraden:

$$y = c + \lambda \cdot \operatorname{tg} \alpha,$$

oder mit

$$c = Q^s - Q^g \quad \text{und} \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{2\,Q^g}{l}$$

wird

$$y = Q^s - Q^g + \frac{2\,Q^g \cdot \lambda}{l} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 76).$$

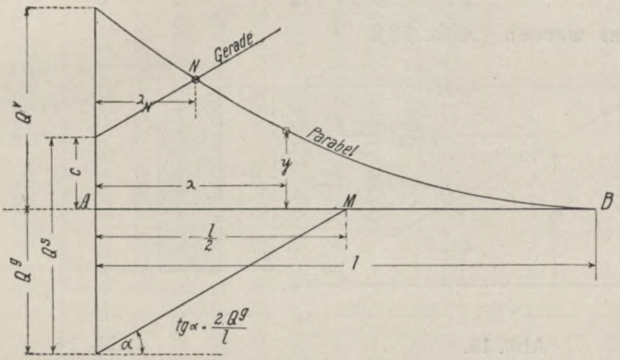

Abb. 12.

Durch Gleichsetzung von Gl. 75 und 76 erhält man die bezüglich λ quadratische Gleichung:

$$\frac{(l-\lambda)^2 \cdot Q^v}{l^2} = Q^s - Q^g + \frac{2\,Q^g \cdot \lambda}{l},$$

deren Auflösung

$$\lambda_N = l \cdot \left[1 + \frac{Q^g}{Q^v} - \sqrt{\frac{Q^g + Q^s}{Q^v} + \left(\frac{Q^g}{Q^v}\right)^2}\,\right] \quad 77)$$

oder

$$\lambda_N = l \cdot \left[1 + \frac{\tau^g}{\tau^v} - \sqrt{\frac{\tau^g + \tau^{\text{zul.}}}{\tau^v} + \left(\frac{\tau^g}{\tau^v}\right)^2}\,\right] \quad 78)$$

ergibt.

Lageermittlung der Bügel und Schrägeisen.

Wie im vorangehenden erörtert wurde, sind die Lagen der Bügel und der Schrägeisen durch die Schwerpunkte der gleich großen Teilflächen bestimmt.

Bezeichnen wir den Inhalt des Dreiecks I II III oder jenen des Dreiecks $a\,b\,c$ der Abb. 8 mit F, und ist dasselbe in z flächengleiche Abschnitte zu zerlegen, so bestimmen sich die Abstände λ_i (Abb. 13) vom Punkte II bezw. b der Abb. 8 zu

$$\lambda_i = \lambda \cdot \sqrt{\xi_i} \quad \ldots\ldots \quad 79)$$

bezw.

$$\lambda_i' = \lambda' \cdot \sqrt{\xi_i} \quad \ldots\ldots \quad 80)$$

wenn für ξ_i nacheinander die Werte

$$\xi_i = \frac{1}{z}, = \frac{2}{z}, = \frac{3}{z}, \ldots \frac{z-1}{z}, \frac{z}{z}$$

gesetzt werden (Abb. 13).

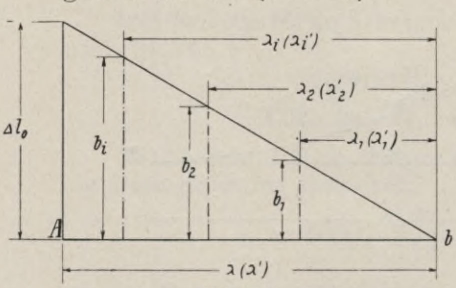

Abb. 13.

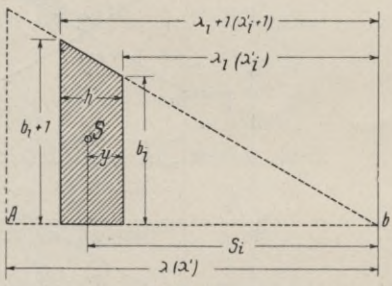

Abb. 14.

Der Schwerpunktabstand des in Abb. 14 herausgegriffenen Teiltrapezes ist $s_i = \lambda_i + y$ oder, da

$$\lambda_i = \lambda \cdot \sqrt{\xi_i} \quad \text{und} \quad y = \frac{h}{3} \cdot \frac{2\,b_{i+1} + b_i}{b_{i+1} + b_i}$$

$$= \frac{\lambda}{3} \cdot \left(\sqrt{\xi_{i+1}} - \sqrt{\xi_i}\right) \cdot \frac{2 \cdot \sqrt{\xi_{i+1}} + \sqrt{\xi_i}}{\sqrt{\xi_{i+1}} + \sqrt{\xi_i}} \qquad 81)$$

sind, so erhalten wir für die Schwerpunkte das Teilverhältnis

$$\frac{s_i}{\lambda} = \sqrt{\xi_i} + \frac{\sqrt{\xi_{i+1}} - \sqrt{\xi_i}}{3} \cdot \frac{2 \cdot \sqrt{\xi_{i+1}} + \sqrt{\xi_i}}{\sqrt{\xi_{i+1}} + \sqrt{\xi_i}} \qquad 82).$$

Diese Teilverhältnisse sind in Tabelle V für $z = 2$ bis $z = 16$ Teilungen enthalten.

Tabelle V. Teilverhältnisse für Bügel und Schrägeisen.

z	Teilverhältnis $\frac{s_i}{\lambda}$ bezw. $\frac{s_i}{\lambda'}$															
16	0,1666	0,3047	0,3945	0,4673	0,5303	0,5859	0,6374	0,6847	0,7287	0,7702	0,8102	0,8481	0,8841	0,9186	0,9516	0,9841
15	—	0,1720	0,3145	0,4074	0,4823	0,5473	0,6052	0,6578	0,7068	0,7527	0,7957	0,8361	0,8751	0,9121	0,9481	0,9830
14	—	—	0,1775	0,3260	0,4198	0,4970	0,5640	0,6238	0,6786	0,7302	0,7776	0,8220	0,8646	0,9026	0,9410	0,9820
13	—	—	—	0,1840	0,3362	0,4366	0,5168	0,5867	0,6504	0,7053	0,7553	0,8042	0,8527	0,8977	0,9401	0,9801
12	—	—	—	—	0,1933	0,3534	0,4565	0,5384	0,6106	0,6764	0,7343	0,7870	0,8403	0,8902	0,9367	0,9791
11	—	—	—	—	—	0,2000	0,3660	0,4691	0,5610	0,6357	0,7056	0,7704	0,8253	0,8752	0,9278	0,9776
10	—	—	—	—	—	—	0,2100	0,3848	0,4992	0,5900	0,6693	0,7415	0,8069	0,8668	0,9228	0,9752
9	—	—	—	—	—	—	—	0,2220	0,4053	0,5242	0,6211	0,7058	0,7832	0,8503	0,9103	0,9730
8	—	—	—	—	—	—	—	—	0,2348	0,4303	0,5568	0,6597	0,7495	0,8281	0,9005	0,9678
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,2535	0,4602	0,5930	0,7038	0,7983	0,8832	0,9630
6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,2730	0,4980	0,6440	0,7630	0,8655	0,9570
5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,2980	0,5445	0,7060	0,8365	0,9480
4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,3333	0,6100	0,7886	0,9340
3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,3820	0,7035	0,9115
2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,4710	0,8620

Die Ergebnisse der Tabelle V wurden dazu benutzt, um den in Abb. 15 dargestellten Bügel- und Schrägeisenverteiler zu konstruieren. Derselbe ist ein Vollkreis oder ein Kreisausschnitt aus Karton oder Blech, dessen Halbmesser die Einheit (Strecke λ bezw. λ') darstellt. Vom Kreismittelpunkt sind Strahlen gezogen, welche die Teilungen tragen und mit der Anzahl dieser Teile beziffert sind. Für den Mittelpunkt und die Teilpunkte erhält die Scheibe Stichmarken. Beim Gebrauch wird der Mittelpunkt der Scheibe

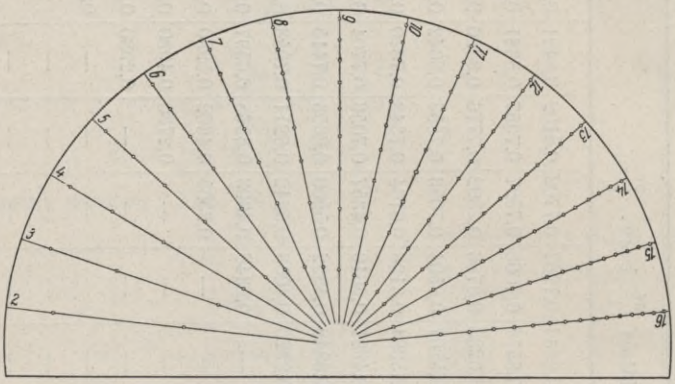

Abb. 15. Bügel- und Schrägeisenverteiler.

über dem Punkte b der Abb. 13 u. 14 angestochen, die Scheibe so weit gedreht, bis der Umfangspunkt des mit der gewünschten Teilungszahl bezifferten Strahles in eine unter beliebiger Richtung aus A (Abb. 13 u. 14) gezogene Gerade fällt. In dieser Lage werden die Teilungsmarken auf das Zeichenblatt durchstochen und durch Parallelziehen zur Geraden aus A auf die Balkenachse (Nullinie) übertragen, wodurch die Lage der Bügel bezw. Schrägeisen festgelegt ist.

Die Bemessung der Querschnitte mit exzentrisch angreifenden Zug- oder Druckkräften.*)

Bei dem Entwerfen der großen Rahmenkonstruktionen von 20 m Stützweite, die beim Neubau des Lazenhofes in Wien gegenwärtig zur Ausführung kommen, beschäftigte ich mich

*) Beton u. Eisen 1911, Heft IX u. XI.

eingehender mit den durch exzentrische Kräfte in Anspruch genommenen Eisenbetonquerschnitten und gelangte dabei zu folgender genauen Methode, die ich wegen ihrer überraschenden Einfachheit der Fachwelt nicht länger vorenthalten will. Das Verfahren ist sowohl für einfach- oder doppeltbewehrte **T**-förmige, als auch für ebenso bewehrte rechteckige Querschnitte gültig.

I. Exzentrischer Druck.

Der Abstand der Zugbewehrung vom Druckmittelpunkt, d. i. der Abstand der im Querschnitt ausgelösten Kräfte Z und D ist der Hebelarm m. Die erste Gleichgewichtsbedingung lautet nun (Abb. 16, 17, 18)

$$N + Z - D = 0 \qquad 83)$$

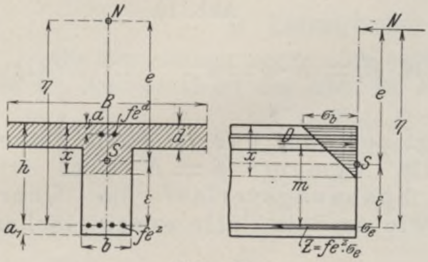

Abb. 16.

Wäre derselbe innere Spannungsverlauf, wie er der exzentrisch einwirkenden Druckkraft entspricht, von reiner Biegung herrührend, so würde die analoge Bedingungsgleichung

$$Z_i - D = 0 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 84)$$

lauten. Beim Vergleich von Gleichung 83) mit Gleichung 84) erkennen wir, daß in letzterer Gleichung

$$Z_i = N + Z \qquad 85)$$

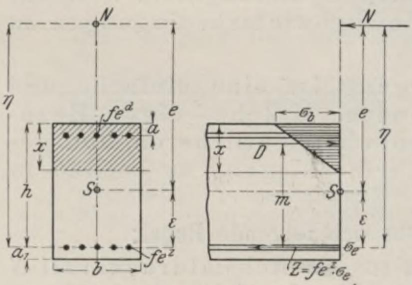

Abb. 17.

geschrieben werden müßte. Dieser ideellen Zugkraft Z_i würde bei der gleichen Spannung σ_e, wie sie dem exzentrisch gedrückten Querschnitt eigen ist, eine ideelle Bewehrung von $f_i = \frac{Z_i}{\sigma_e}$ entsprechen. Der tatsächlich im Querschnitt vorhandenen Bewehrung f_e^z entspricht die Zugkraft $Z = f_e^z \cdot \sigma_e$, und die Normalkraft N in Gleichung 85) kann man sich von der „Ersatz-Bewehrung“ f_n herrührend denken, so daß $N = f_n \cdot \sigma_e$ bezw. $f_n = \frac{N}{\sigma_e}$ ist. Die im exzentrisch gedrückten Querschnitt notwendige Bewehrung, um die Spannung σ_e aufrecht zu erhalten, ist

$$f_e^z = f_i - f_n \quad 86)$$

Mit Bezug auf den Druckmittelpunkt D muß die zweite Gleichgewichtsbedingung

$$Z \cdot m = N \cdot (\eta - m)$$

oder

$$m \cdot (Z + N) = N \cdot \eta$$

bezw.

$$m \cdot Z_i = N \cdot \eta = \mu \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 87)$$

erfüllt sein.

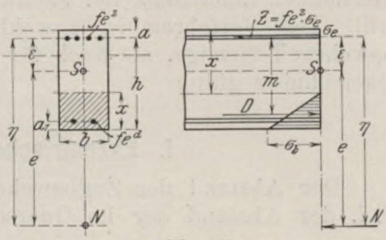

Abb. 18.

Gleichung 87) sagt uns nun, daß im Falle reiner Biegung das „ideelle Moment" $\mu = N \cdot \eta$ es ist, welches denselben Spannungsverlauf im Querschnitt hervorruft, wie er dem Falle exzentrischen Druckes entspricht.

Die Gleichung 86) dagegen sagt uns, daß jene, im Falle reiner Biegung für das „ideelle Moment" μ ermittelte Zugbewehrung f_i, in dem Falle exzentrischen Druckes um den Betrag $f_n = \frac{N}{\sigma_e}$ **vermindert** werden muß, um das gleiche Spannungsbild aufrecht zu erhalten und den Gleichgewichtsbedingungen zu entsprechen.

Mit dieser Ueberlegung ist eine einfache und genaue Methode gefunden, welche diese Beanspruchungsart nach den übersichtlicheren und geläufigeren Formeln für reine Biegung zu behandeln gestattet.

Für den Gebrauch ergibt sich folgende **Regel:**

Man bildet das Produkt aus der Achsialdruckkraft N und ihrem Abstande η von der Zugeiseneinlage in der Querschnittsebene gemessen. Mit dem so erhaltenen ideellen Moment μ (es ist mit jenem Moment, welches uns die Exzentrizität angibt, nicht identisch) ermitteln wir die für die Spannung σ_e erforderliche ideelle Zugeiseneinlage f_i und untersuchen, wie der Druckgurt in Anspruch genommen ist, bezw. ob dieser einer Druckeiseneinlage bedarf, um den zulässigen

Wert σ_b einzuhalten. In die Zugzone ist nicht die ideelle Bewehrung f_i, sondern eine um $f_n = \frac{N}{\sigma_e}$ verminderte Bewehrung f_e^z einzulegen, sollen die der Biegungsrechnung entsprechenden Spannungen σ_e und σ_b auch bei der tatsächlichen Inanspruchnahme des Querschnitts eintreten.

Weicht bei einem **T**-förmigen Querschnitt nach Abb. 18 die exzentrische Druckkraft N über die Stegunterkante hinaus ab, so ist klar, daß als statisch wirksamer Querschnitt nur das Stegrechteck zu betrachten ist, die Zugbewehrung liegt dann in der Platte, der nach Erfordernis bewehrte oder nichtbewehrte Steg bildet den Druckgurt.

II. Exzentrischer Zug.

Die Berechnung ergibt sich naturgemäß ganz ähnlich wie zu I. An der Hand der Abb. 19, 20 u. 21 finden wir

$$N - Z + D = 0 \quad \ldots \quad 88)$$

$$Z_i - D = 0 \quad \ldots \quad 89)$$

$$Z_i = Z - N \quad \ldots \quad 90)$$

$$f_i \cdot \sigma_e = f_e^z \cdot \sigma_e - f_n \cdot \sigma_e \quad \ldots \quad 91)$$

$$f_e^z = f_i + f_n \quad \ldots \quad 92),$$

worin wieder $f_n = \frac{N}{\sigma_e}$ ist.

Bezüglich des Druckmittelpunktes ist die Bedingung

$$Z \cdot m - N(m + \eta) = 0$$

zu erfüllen. Es ist daher

$$m \cdot (Z - N) = N \cdot \eta$$

bezw.

$$m \cdot Z_i = N \cdot \eta = \mu \quad \ldots \quad 93)$$

Der Vorgang bei einer Ermittlung ist genau wie zu I, nur mit dem Unterschiede, daß hier die im Falle reiner Biegung für das Moment $\mu = N \cdot \eta$ ermittelte Zugbewehrung f_i in dem Falle exzentrischen Zuges um den Querschnitt $f_n = \frac{N}{\sigma_e}$ **vermehrt** werden muß, um dasselbe Spannungsbild aufrecht zu erhalten.

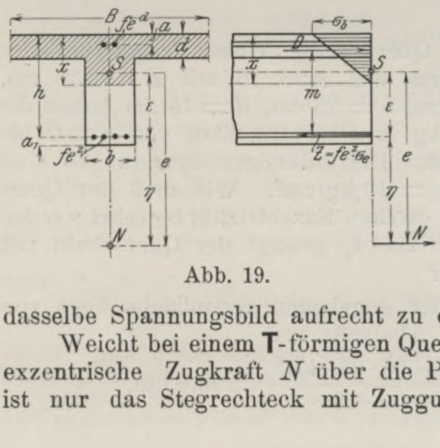

Abb. 19.

Weicht bei einem **T**-förmigen Querschnitt nach Abb. 21 die exzentrische Zugkraft N über die Plattenseite hinaus ab, so ist nur das Stegrechteck mit Zuggurt in der Platte, Druckgurt im Steg als statisch wirksamer Querschnitt zu betrachten.

Bei der Untersuchung der Bauwerkformen erhalten wir die Exzentrizitätsmomente $N \cdot e$ (siehe Abbildungen) und die Normalkraft N. Die Exzentrizität e ist von der Stabachse, d. h. im Querschnitt vom Punkte S zu messen. Der Punkt S ist dadurch gekennzeichnet, daß eine dortselbst angreifende Normalkraft N eine gleichmäßig über den Querschnitt verteilte Spannung σ_b bezw. $n \cdot \sigma_b$ auslöst, er wird daher als Schwerpunkt der Fläche $f_b + n \cdot (f_e^z + f_e^d)$ gefunden. Da f_e^z und f_e^d aber erst durch Rechnung ermittelt werden, so darf der Abstand e und ε auch — ohne einen nennenswerten Fehler zu begehen — vom Schwerpunkte der reinen Betonfläche f_b gemessen werden. Bei der Untersuchung von Gewölben und Rahmen ist die statische Form derselben nach der eben definierten Stabachse zu berücksichtigen.

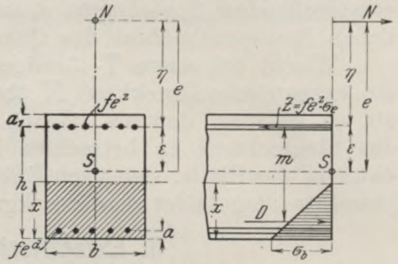

Abb. 20.

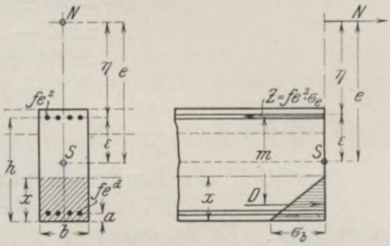

Abb. 21.

Nachfolgende Beispiele mögen die neue Methode erläutern.

18. Beispiel: Die Querschnitte eines Tragwerkgliedes von der Querschnittsform der Abb. 16 mit $B = 130$ cm, $h + a_1 = 75 + 5 = 80$ cm, $b = 25$ cm, $d = 15$ cm haben die Druckkraft $N = 22\,000$ kg in Exzentrizitäten von $e = 0$ bis $e = 250$ cm aufzunehmen. Die zulässigen Spannungen sind $s_e = 1000$ kg/cm² und $s_b = 40$ kg/cm². Wie muß der Querschnitt an der Stelle der größten Exzentrizität bewehrt werden und bei welcher Exzentrizität e_1 genügt der Querschnitt mit einfacher Zugbewehrung?

Der Schwerpunkt der gegebenen Betonfläche liegt von der Plattenoberkante im Abstande von

$$\frac{130 \cdot 15 \cdot 7{,}5 + 65 \cdot 25 \cdot 47{,}5}{130 \cdot 15 + 65 \cdot 25} = 25{,}6 \text{ cm},$$

es sind daher $\varepsilon = 75 - 25{,}6 = 49{,}4$ cm und bei der größten Exzentrizität $\eta = e + \varepsilon = 250 + 49{,}4 = 299{,}4$ cm, so daß das „ideelle Moment“ $\mu = 22\,000 \cdot 299{,}4 = 6\,590\,000$ kgcm ist. Da wir die Spannung $\sigma_e = s_e$ einhalten werden, so ist der „Ersatzquerschnitt“

$$f_n = \frac{22\,000}{1000} = 22 \text{ cm}^2.$$

Nach der auf Seite 28 erklärten Methode des Verfassers*) berechnen wir für μ und $a = 5$ cm, die den gegebenen Spannungen entsprechenden Bewehrungen wie folgt:

Dem Randspannungsverhältnis

$$v = \frac{1000}{40} = 25 \text{ entspricht } x = \frac{15}{15 + 25} \cdot 75 = 28{,}1 \text{ cm},$$

das Moment μ erfordert ein Trägheitsmoment von

$$J = \frac{6\,590\,000}{40} \cdot 28{,}1 = 4\,630\,000 \text{ cm}^4,$$

daher ist nach Gl. 49

$$f_e^d = \frac{4\,630\,000 + 105 \cdot \overline{13{,}1}^2 \cdot \frac{166{,}9}{6} - \frac{130}{6} \cdot \overline{28{,}1}^2 \cdot 196{,}9}{15 \cdot 23{,}1 \cdot 70}$$

$$= \frac{1\,871\,000}{24\,200} = \mathbf{77{,}5 \text{ cm}^2}$$

im Druckgurt anzuordnen, und nach Gl. 50

$$f_i = \frac{4\,630\,000 - 105 \cdot \overline{13{,}1}^2 \cdot \frac{43{,}1}{6} + \frac{130}{6} \cdot \overline{28{,}1}^2 \cdot 13{,}1}{15 \cdot 46{,}9 \cdot 70}$$

$$= \frac{4\,724\,500}{49\,100} = 96 \text{ cm}^2,$$

daher

$$f_e^z = f_i - f_n = 96 - 22 = \mathbf{74 \text{ cm}^2}$$

im Zuggurt anzuordnen sind.

Mit einfacher Bewehrung genügt der Querschnitt bei Einhaltung derselben Spannungen, wenn die Bedingung (Gl. 55)

$$105 \cdot \overline{13{,}1}^2 \cdot \frac{166{,}9}{6} - \frac{130}{6} \cdot \overline{28{,}1}^2 \cdot 196{,}9 + \frac{N \cdot \eta_1}{40} \cdot 28{,}1 = 0$$

oder

$$15\,450 \cdot \eta_1 - 2\,759\,000 = 0$$

*) Auch Beton u. Eisen 1906, Heft VIII, Seite 210 und 1908, Heft III, Seite 60; jedoch ist dort das erste Zahlenbeispiel fehlerhaft durchgeführt, weil die Nullinie in die Platte fällt, also in der dort angeführten Formel $B = b$ zu setzen ist.

erfüllt ist. Dies ist bei $\eta_1 = \frac{2\,759\,000}{15\,450} = 178{,}5$ cm, d. h. in jenem Querschnitt, für welchen die Exzentrizität $e_1 = \eta_1 - \varepsilon = 129{,}1$ cm ist, der Fall. Das „ideelle Dimensionierungsmoment" ist hier $\mu_1 = N \cdot \eta_1 = 22\,000 \cdot 178{,}5 = 3\,920\,000$ kgcm, welchem für $\frac{1000}{40}$ das Trägheitsmoment $J_1 = \frac{3\,920\,000}{40} \cdot 28{,}1 = \frac{\mu_1 \cdot x}{s_b} = 2\,760\,000\ \text{cm}^4$ entspricht.

Die „ideelle Zugbewehrung" berechnet sich demnach analog der Gl. 57 zu

$$f_{i1} = f_i - \frac{J - J_1}{49\,100} = 96 - 38{,}1 = 57{,}9\ \text{cm}^2,$$

und die anzuordnende Bewehrung ist

$$f_{e1}{}^z = f_{i1} - f_n = \mathbf{35{,}9\ cm^2}.$$

Einfacher mit schätzungsweise $m = h - \frac{d}{2} = 67{,}5$ cm findet man gemäß der Gl. 12

$$f_{i1} = \frac{3 \cdot 920\,000}{67{,}5 \cdot 1000} = 58\ \text{cm}^2,$$

so daß $f_{e1}{}^z = 58 - 22 = \mathbf{36\ cm^2}$ wobei nach Gl. 15a

$$\sigma_b = \frac{\frac{3\,920\,000}{1 \cdot 3 \cdot 15^2} + 6000}{\frac{75}{15} \cdot 100} = 38{,}8\ \text{kg/cm}^2$$

erhalten wird.

Man ordnet demnach im Querschnitt mit der größten Exzentrizität im Druckgurt

$$f_e{}^d = 3\ \text{R.-E.}\ 34 + 5\ \text{R.-E.}\ 36\ \text{mm} = \mathbf{78{,}14\ cm^2},$$

im Zuggurt

$$f_e{}^z = 4\ \text{R.-E.}\ 34 + 4\ \text{R.-E.}\ 35\ \text{mm} = \mathbf{74{,}8\ cm^2},$$

ferner in jenem Querschnitt, wo die Exzentrizität $e_1 = 129{,}1$ cm beträgt, nur eine Bewehrung im Zuggurt $f_{e1}{}^z = 4$ R.-E. 34 mm $= \mathbf{36{,}32\ cm^2}$ an.

19. Beispiel: Ein quadratischer Pfeiler nach Schema der Abb. 17 mit $b = 30$ cm und $h + a_1 = 27 + 3 = 30$ cm hat die Druckkraft von $N = 6180$ kg mit der Exzentrizität $e = 34{,}6$ cm aufzunehmen. Da in dem praktischen Falle, dem dieses Beispiel entnommen ist, die Exzentrizität auch nach der Gegenseite um dasselbe Maß ausschlagen kann, soll der endgültige Querschnitt symmetrisch bewehrt werden.

Für die Bewehrung $f_e^d = 9{,}82$ cm² und $f_i = 19{,}63$ cm² ergibt sich im Falle reiner Biegung

$$x = -\frac{15 \cdot 29{,}45}{30} + \sqrt{\overline{14{,}725}^2 + 3 \cdot 9{,}28 + 27 \cdot 19{,}63}$$
$$= 13{,}175 \text{ cm}$$

und weiter nach Formel 21) der preußischen Vorschriften

$$\sigma_b = \frac{\mu}{7210} = \frac{6180\,(34{,}6 + 12)}{7210} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

und $$\sigma_e = \frac{15 \cdot 13{,}825 \cdot 40}{13{,}175} = 630 \text{ kg/cm}^2.$$

Der „Ersatzquerschnitt" ist also $f_n = \frac{6180}{630} = 9{,}81$ cm², so daß $f_e^z = f_i - f_n = 19{,}63 - 9{,}81 = 9{,}82$ cm², d. h. $f_e^d = f_e^z = 2$ R.-E.25 mm anzuordnen sind.

Probe: Es muß die Gleichung 9 auf Seite 129 des Werkes „Der Eisenbetonbau" von Prof. E. Mörsch, 3. Aufl. erfüllt sein, was auch der Fall ist:

$$\overline{13{,}175}^3 - \overline{13{,}175}^2 \cdot 3 \cdot (15 - 34{,}6) + 13{,}175 \cdot 12 \cdot 34{,}6 \cdot 15 \cdot \frac{9{,}82}{30}$$
$$- 6 \cdot \frac{15 \cdot 9{,}82}{30} \left(34{,}6 \cdot 30 + 2 \cdot \overline{12}^2\right) = 0.$$

20. Beispiel: Der Untergurt eines Brückenträgers System Vierendeel hat ein Biegungsmoment von $M = 8\,750\,000$ kgcm und die Gurtzugkraft $N = 62\,500$ kg aufzunehmen. Der Querschnitt entspricht der schematischen Abb. 19, jedoch hat der Druckgurt eine einflüglige Platte. Es sind $B = 140$ cm, $b = 50$ cm, $h + a_1 = 130 + 10 = 140$ cm, $d = 16$ cm und die Spannungen dürfen $\sigma_e = 860$ kg/cm² und $\sigma_b = 37$ kg/cm² nicht überschreiten. Es sind die Bewehrungen zu ermitteln.

Die Exzentrizität ist

$$e = \frac{M}{N} = \frac{8\,750\,000}{62\,500} = 140 \text{ cm},$$

der „Ersatzquerschnitt"

$$f_n = \frac{62\,500}{860} = 72{,}6 \text{ cm}^2,$$

der Schwerpunkt S der reinen Betonfläche hat von Plattenoberkante den Abstand

$$\frac{140 \cdot 16 \cdot 8 + 50 \cdot 124 \cdot 78}{140 \cdot 16 + 50 \cdot 124} = 59{,}4 \text{ cm},$$

daher $\varepsilon = 130 - 59{,}4 = 70{,}6$ cm und $\eta = e - \varepsilon = 140 - 70{,}6 = 69{,}4$ cm, so daß $\mu = N \cdot \eta = 4\,340\,000$ kgcm gefunden wird.

Nach dem aus dem Jahre 1905 stammenden Plattenbalkendiagramm*) des Verfassers entsprechen der Abszisse

$$k_1 = \frac{h}{d} = \frac{130}{16} = 8{,}13$$

und der Ordinate

$$k_2 = \frac{\mu}{B \cdot d^2} \cdot \frac{1000}{\sigma_e} = \frac{4\,340\,000}{1{,}4 \cdot 16^2} \cdot \frac{1000}{860} = 14\,050,$$

die Betonpressung $\sigma_b = 23{,}8 \cdot \frac{\sigma_e}{1000} = \mathbf{20{,}4\ kg/cm^2}$ und ein nach dem Plattenrechteck zu nehmender Satz der Zugbewehrung von $\varphi = 1{,}81$ vH., so daß also diese Bewehrung zu $f_i = B \cdot d \cdot \varphi = 1{,}4 \cdot 16 \cdot 1{,}81 = 40{,}5$ cm² ermittelt wird.

In unserem Querschnitt sind demnach

$f_e^z = f_i + f_n = 40{,}5 + 72{,}6 = \mathbf{113{,}1\ cm^2}$, d. s. 9 R.-E. 40 mm $= 113{,}1$ cm²

anzuordnen, es sind dann die Spannungen $\sigma_e = 860$ kg/cm² und $\sigma_b = 20{,}4$ kg/cm².

21. Beispiel: In demselben Brückenträger wird ein Ständer durch das Moment $M = 1\,040\,000$ kgcm und zufolge der Mehrbelastung des Untergurtes der Brücke noch durch eine Zugkraft von $N = 25800$ kg in Anspruch genommen. Die zulässigen Spannungen sind im 20. Beispiel gegeben. Nach der schematischen Abb. 20 sind $b = 50$ cm, $h + a_1 = 35 + 5 = 40$ cm, $a = 5$ cm.

Es sind

$$e = \frac{M}{N} = 40 \text{ cm}$$

$$\varepsilon = 15 \text{ cm}$$

$$\eta = e - \varepsilon = 25 \text{ cm}$$

$$\mu = 25 \cdot 25\,800 = 645\,000 \text{ kgcm}$$

$$v = \frac{860}{37} = 23{,}2$$

$$x = \frac{15}{15 + 23{,}2} \cdot 35 = 13{,}72 \text{ cm}$$

$$J = \frac{645\,000}{37} \cdot 13{,}72 = 239\,500 \text{ cm}^4,$$

*) Bei demselben ist die Mitwirkung des Stegrechtecks von der Höhe $x - d$ im Druckgurt vernachlässigt. Näheres aus Tabelle II.

demnach liefern die Gl. 53 und 54

$$f_e^d = \frac{239\,500 - \frac{50}{6} \cdot \overline{13,72}^2 \cdot 91,28}{15 \cdot 8,72 \cdot 30} = \frac{96\,500}{3920} = \mathbf{24,6\ cm^2}$$

$$f_i = \frac{239\,500 - \frac{50}{6} \cdot \overline{13,72}^2 \cdot 1,28}{15 \cdot 21,28 \cdot 30} = \frac{237\,780}{9560} = 24,8\ \mathrm{cm}^2,$$

da weiter

$$f_n = \frac{25\,800}{860} = 30,00\ \mathrm{cm}^2$$

ist, so erhalten wir

$$f_e^z = 24,8 + 30 = \mathbf{54,8\ cm^2}.$$

Angeordnet werden

$$f_e^d = 4\ \text{R.-E. } 28\ \text{mm} = \mathbf{24,63\ cm^2}$$

und $$f_e^z = 4\ \text{R.-E. } 28 + 4\ \text{R.-E. } 32\ \text{mm} = \mathbf{56,8\ cm^2}.$$

Es braucht wohl nicht besonders hervorgehoben zu werden, daß die Einhaltung der beiden gegebenen zulässigen Spannungen nur in jenen Fällen denkbar ist, wo die Biegungswirkung überwiegend ist. Bei überwiegendem Einfluß der Achsialdruckkraft würde z. B. das Festhalten an den gegebenen zulässigen Spannungswerten zur Folge haben, daß der Druckgurt unverhältnismäßig hoch bewehrt werden müßte. Man erkennt sofort, daß eine Erweiterung des Druckgurtbereichs nottut, und erreicht dies dadurch, daß man unter Beibehaltung des gegebenen zulässigen σ_b-Wertes ein kleineres Randspannungsverhältnis wählt, d. h. mit anderen Worten: Man geht mit dem σ_e-Wert, den man der Dimensionierung zugrunde legt, je nach Verhältnissen tief unter den gegebenen zulässigen σ_e-Wert herab.

Zeigt sich anderseits, daß der in den äußeren Abmessungen gewählte oder gegebene Querschnitt im Falle reiner Biegung für das Moment μ bei Einhaltung des gegebenen zulässigen σ_e-Wertes eine geringere σ_b-Spannung ergibt als zulässig wäre, so ist es selbstverständlich, daß man sich nicht auf die Einhaltung des zulässigen σ_b steifen darf, weil dieses nur erreicht werden könnte, wenn σ_e für die Bemessung größer als zulässig gewählt würde.

Die Beispiele 22 und 23, welche sich auf Abb. 17 beziehen, mögen zur Erläuterung angeführt sein.

22. Beispiel: Gegeben: $h = 192,5$ cm, $b = 60$ cm, $a = 7,5$ cm, Druckkraft $N = 77\,750$ kg, $e = 138$ cm.

Es sind $\mu = (138 + 92{,}5) \cdot 77\,750 = 17\,900\,000$ kgcm, für $\sigma_e = 950$ kg/cm² und $\sigma_b = 40$ kg/cm², $v = 23{,}75$,

$x = 192{,}5 \cdot \frac{15}{38{,}75} = 74{,}5$ cm, $J = 17\,900\,000 \cdot \frac{74{,}5}{40}$ $= 33\,400\,000$ cm⁴. Demnach sind gemäß den Gl. 53 und 54

$$f_e^d = \frac{33\,400\,000 - 10 \cdot 74{,}5^2 \cdot 503}{15 \cdot 67 \cdot 185} = \mathbf{30{,}3\ cm^2},$$

$$f_i = \frac{33\,400\,000 + 10 \cdot \overline{74{,}5}^2 \cdot 52}{15 \cdot 118 \cdot 185} = 111{,}5\ \mathrm{cm}^2,$$

und nach Gl. 86:

$$f_e^z = f_i - \frac{77\,750}{950} = \mathbf{29{,}5\ cm^2}.$$

Angeordnet: $f_e^d = f_e^z = 2$ R.-E. 48 mm $= \mathbf{30{,}41\ cm^2}$.

23. Beispiel: Querschnittsabmessungen wie Beispiel 22. Druckkraft $N = 142\,650$ kg, $e = 75{,}7$ cm, daher

$$\mu = (75{,}7 + 92{,}5) \cdot 142\,650 = 24\,000\,000\ \text{kgcm}.$$

Hier wird bei der Dimensionierung $\sigma_b = 40$ kg/cm², d. i. der zulässige Wert, eingehalten, die Eisenzugspannung setzen wir hierbei auf $\sigma_e = 335$ kg/cm² herab. Daher

$$v = \frac{335}{40} = 8{,}4,\quad x = 192{,}5 \cdot \frac{15}{23{,}4} = 123{,}5\ \text{cm},$$

d. h. der Druckgurtbereich ist bedeutend erweitert worden, und wir erhalten für

$$J = 24\,000\,000 \cdot \frac{123{,}5}{40} = 74\,000\,000\ \text{cm}^4$$

mit den oben erwähnten Gleichungen:

$$f_e^d = \frac{74\,000\,000 - 10 \cdot \overline{123{,}5}^2 \cdot 454}{15 \cdot 116 \cdot 185} = \mathbf{14{,}3\ cm^2},$$

$$f_i = \frac{74\,000\,000 + 10 \cdot \overline{123{,}5}^2 \cdot 101}{15 \cdot 69{,}5 \cdot 185} = 463\ \mathrm{cm}^2,$$

$$f_e^z = 463 - \frac{142\,650}{335} = \mathbf{38{,}0\ cm^2}.$$

Angeordnet:

$$f_e^d = 2\ \text{R.-E.}\ 32 = \mathbf{16{,}08\ cm^2},$$
$$f_e^z = 2\ \text{R.-E.}\ 50 = \mathbf{39{,}27\ cm^2}.$$

Im gleichen Sinne ist im Falle exzentrischen Zuges zu verfahren. — Bei stetig abnehmender Exzentrizität wird im

Falle einer Druckkraft schließlich ein solches „Dimensionierungsmoment μ“ erreicht sein, für welches $f_e^z = f_i - f_n = 0$ bezw. ein negativer Wert und in dem Falle einer exzentrischen Zugkraft die Kantenpressung $\sigma_b = 0$ bezw. ein negativer Wert erhalten wird. In den Querschnitten treten dann nur Druckspannungen bezw. nur Zugspannungen auf, und das vorliegende Verfahren verliert seine Gültigkeit. Die Spannungen im Querschnitt dürfen nun innerhalb dieser Grenze sowie für homogene Querschnitte berechnet werden; man ermittelt im Falle des exzentrischen Druckes die der Betonfläche und der $n = 15$fachen Eisenfläche entsprechende ideelle Querschnittsfläche sowie die beiden ideellen Widerstandsmomente und berechnet die Spannungen für die gewählten Querschnitte. Im Falle exzentrischen Zuges wird entweder auf die Zugmitwirkung des Betons verzichtet und die Verteilung der Achsialzugkraft nach dem Hebelgesetz auf die beiden Bewehrungsgruppen durchgeführt, oder aber man bildet bei mitwirkenden Betonzugspannungen die ideelle Querschnittsfläche und die beiden ideellen Widerstandsmomente aus Betonfläche und $n_1 = 37{,}5$ facher Eisenfläche und untersucht die Spannungen des gewählten Querschnitts.

Dem Verfasser schien es geboten, seine Ausführungen durch typische Beispiele zu erläutern, um die Einfachheit und Exaktheit seines einheitlichen Verfahrens recht klar vor Augen zu führen und die Umsetzung in die praktische Anwendung zu erleichtern. Handelt es sich schließlich um die Berechnung der Bewehrungen für exzentrisch beanspruchte kreuzförmige Querschnitte, so wird in ähnlicher Art verfahren, als dies im 14. Beispiel gezeigt wurde, wobei jedoch das Bestehen der Gl. 86 bezw. 92 nicht übersehen werden darf.

Die Bemessung der Kasten- oder Zellendecken.

(Hierzu die Tabellen im Anhang.)

Die im Hochbau wegen ihrer Wirtschaftlichkeit verbreitetsten Deckensysteme sind Kasten- oder Zellendecken. Es ist hier nicht beabsichtigt, auf die verschiedenartigen Ausbildungen dieser Deckentypen einzugehen, sondern nur das Gemeinsame aller dieser Systeme: die billigste Art, die in Wohnbauten geforderten ebenen Deckenuntersichten herzustellen und die Deckenlast auf ein unumgängliches Mindestmaß zu beschränken, hervorgehoben werden.

Dieses Ziel wird bei allen Systemen durch Einfügung von Hohl- oder leichten Vollkörpern aus Holz, Rohr- oder Holzstäbchen-Gewebe, Rohrbündel usw. erreicht, welche zugleich die Gußform für die Deckenrippen bilden.

Ueber die wirtschaftlich günstigste Entfernung der Deckenrippen in Zellendecken hat der Verfasser gelegentlich eine Untersuchung angestellt, deren Ergebnis im wesentlichsten den wichtigen Aufschluß gab, die Stegentfernung, somit auch die Zellenbreiten so groß, als dies durch die Tragfähigkeit der die Stege verbindenden Platte tunlich erscheint, zu wählen. Allzu streng darf aber dieses aus der Kostenformel erhaltene Ergebnis nicht befolgt werden, weil mit einer stetigen Aenderung der Zellenbreite notwendig eine Verteuerung der Herstellung dieser Hohlformen verbunden ist. Es muß also nach diesem Gesichtspunkt an eine Auswahl bestimmter Hohlkörpertypen geschritten werden. In den Tabellen des Anhanges wurden die Zellenformen nach praktischen Gesichtspunkten so gewählt, daß für die Deckentypen I bis IV die Stegentfernung $\lambda = 75$ cm und die reinen Deckenstärken 20 bis 40 cm und für die Deckentypen VII bis XII die Stegentfernung $\lambda = 100$ cm und die reinen Deckenstärken 25 bis 45 cm betragen. Die Einrichtung der Tabellen ist so getroffen, daß man nur die auf 1 m² entfallende Fremdlast f zu ermitteln hat und in der Tabelle des gewählten Deckentyps für die vorliegende Stützweite bei teilweiser Einspannung an den Enden $\left(\text{Moment } M = \frac{Ql}{10}\right)$ sofort die in jedem Stege anzuordnende Eisenquerschnittsfläche ablesen kann. Für Veranschlagungszwecke sind die Erfordernisse an Beton und an Eisen für 1 m² ohne Auflagerzuschlag angegeben. Das Eisenerfordernis ist für die Platte und den Steg getrennt angegeben. Die Angabe der hervorstechendsten Kantenpressungen im Beton soll die Wahl des Mischungsverhältnisses im Sinne der österreichischen, für Staatsbauten gültigen Regierungsvorschrift erleichtern. Platten und Stege werden in einem Mischungsverhältnis, und zwar in jenem hergestellt, wie es sich für die Stege als erforderlich ergibt.

In den Abmessungen der Platte, der Stegbreite und der zu berücksichtigenden Druckgurtbreite wurden die jüngsten österreichischen Regierungsvorschriften vom 15. Juni 1911 beachtet. Entsprechend diesen Vorschriften ist die Plattenstärke mit $d = 6$ cm, ferner für die Typen I bis VI die Stegdicke $b = 10$ cm und die Druckgurtbreite (da nach § 5, Punkt 12 die Stegentfernung $\lambda = 75 \text{ cm} < 8\,b < 16\,d$ ist) zu 75 cm berücksichtigt. Für die Typen VII bis XII ist die Stegdicke $b = 12$ cm und die wirksame Druckgurtbreite mit $16\,d = 8\,b = 96$ cm berücksichtigt worden. Mit der Aufstellung der Tabellen verfolgt der Verfasser aber nicht allein den Zweck, den bei ausführenden Firmen arbeitenden Ingenieuren die Arbeit für das Veranschlagen zu erleichtern, sondern er empfiehlt den Gebrauch derselben auch bei Abfassung von statischen Berechnungen sowie zur Ueberprüfung, wo ein Hinweis auf diese Tabellen den bei einfachen Zwischendecken unangebrachten Formelkram beseitigen soll. Die ersparte Arbeitszeit kann dann den Berechnungen der Unterzüge und sonstigen Konstruktionen gewidmet werden. Wie es derzeit Uebung ist, pflegt man für die Deckenkonstruktionen eines einfachen Hochbaues statische Berechnungen aufzustellen, die den Umfang einer Dissertation erreichen, welche nicht nur eine Last für die ausführenden Firmen, sondern eine noch größere Belastung der Bauaufsichtsbehörden bilden, denen nicht in dem Maße Spezialfachleute zur Verfügung stehen, um für eine ganze Reihe gleichzeitig laufender Bauten umfangreiche Berechnungen zu überprüfen. In diesem Sinne: zu kürzen und zu vereinfachen, ohne Wichtiges zu vernachlässigen, sollten die angefügten Tabellen der Decken sowie die Ausführungen der übrigen Abschnitte dieser Broschüre gebraucht werden.

Die theoretische Grundlage der Deckentabellen ist kurz skizziert die folgende: Jeder Zellensteg stellt einen Plattenbalken dar, für 1 m Druckgurtbreite hat die Anzahl $\frac{1}{\lambda}$ der auf λ^m verlegten Stege das Moment $\frac{Ql}{10} = \frac{(g+f)\cdot l^2\cdot 100}{10}$ aufzunehmen. Nach Tabelle II auf S. 10 läßt sich dieses Moment auch $M_{100} = k_2 \cdot d^2$ ausdrücken. Es besteht also die Beziehung $k_2 \cdot d^2 = 10 \cdot (g+f)\cdot l^2$, woraus die zulässige Spannweite

$$l = \sqrt{\frac{k_2 \cdot d^2}{10\,(g+f)}}$$

oder mit $\frac{k_2 \cdot d^2}{10} = \alpha_2$ und mit $g + f = q$ auch

$$l = \sqrt{\frac{\alpha_2}{q}}.$$

Jedem Zellentyp kommt nun eine bestimmte statische Höhe h zu, so daß deren Höhenverhältnis $k_1 = \frac{h}{d}$ (vergl. S. 8) gegeben ist. Wird jeder Steg mit den in den Zellentabellen ersichtlichen Eisenquerschnittsflächen f_e versehen, so läßt sich mit Hilfe der jedem Stege zugeordneten Druckgurtbreite B in m der Bewehrungssatz $\varphi = \frac{f_e}{B \cdot d}$, also bei den Typen I bis VI zu

$$\varphi = \frac{f_e}{0{,}75 \cdot 6} = \frac{f_e}{4{,}5}$$

und bei den Typen VII bis XII zu

$$\varphi = \frac{f_e}{0{,}96 \cdot 6} = \frac{f_e}{5{,}76}$$

ermitteln. Mit Hilfe des Höhenverhältnisses k_1 und des Bewehrungssatzes φ läßt sich nun mit Hilfe des auf S. 9 erwähnten Plattenbalkendiagramms für die Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm² die Kantenpressung im Plattenbalken und der Beiwert k_2 ablesen, welcher dann in obigem Ausdrucke zur Ermittlung der zulässigen Spannweite benutzt wurde. Für die Spannungen $\sigma_b < 15$ kg/cm² wurde dagegen die Berechnung der zulässigen Spannweite in der Weise durchgeführt, daß vorerst die auf 100 cm Druckgurtbreite entfallende Bewehrung zu $f_{e100} = \frac{1}{\lambda} \cdot f_e$ und der Hebelarm m ermittelt wurde. Für die Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm² ist nun das Moment

$$1000 \cdot m \cdot f_{e100} = \frac{(g + f) \cdot l^2 \cdot 100}{10},$$

woraus schließlich die zulässige Spannweite

$$l = \sqrt{\frac{100 \cdot m \cdot f_e}{\lambda (g + f)}}$$

oder mit $\frac{100 \cdot m \cdot f_e}{\lambda} = \alpha_1$ und $g + f = q$ auch

$$l = \sqrt{\frac{\alpha_1}{q}}$$

erhalten wird.

Bei ein und demselben Zellentyp entspricht jedem Eisenquerschnitt f_e eines Steges ein zugeordneter Wert α_1 oder α_2. Für eine konstant bleibende Gesamtlast $q = g + f$ verhalten sich die zulässigen Spannweiten für verschiedene Eisenquerschnitte somit wie die zugeordneten Werte $\sqrt{\alpha_1}$ bezw. $\sqrt{\alpha_2}$. Die zulässigen Spannweiten für einen konstant bleibenden

Eisenquerschnitt und veränderliche Gesamtlasten $q_1 = g + f_1$, $q_2 = g + f_2$ usw. verhalten sich dagegen wie die Werte

$$\sqrt{\frac{1}{q}}.$$

Dieser Umstand kam einer einfachen Ermittlung der Tabellenwerte sehr zustatten und ermöglicht es auch, die zulässige Spannweite für andere Fremdlasten, als an den Tabellenköpfen ersichtlich ist, zu ermitteln.

Die in den Stegen anzuordnenden Eisenquerschnittsflächen sind in jenen Tabellen durch Rundeisenquerschnitte zum Ausdruck gebracht, womit nicht beabsichtigt ist, jene Rundeisen zur Anordnung vorzuschlagen; die Deckung soll vielmehr nach freiem Ermessen des Konstrukteurs am zweckmäßigsten, um die Haftspannung in zulässigen Grenzen zu erhalten, durch Rundeisen erfolgen, deren Durchmesser in mm das 4,5fache der Stützweite in m betragen.

Zwischen der größten, am Auflager im Stege auftretenden Schubspannung, der Bewehrung f_e eines Steges und der Spannweite l in m läßt sich eine einfache Beziehung herstellen.

Für den Auflagerdruck $\frac{ql}{2}$ kg berechnet sich mit Hilfe des Hebelarms m und der Stegdicke b, beide in cm, die Schubspannung zu

$$\tau_0 = \frac{q\,l}{2\,m \cdot b} \quad \ldots \ldots \quad 94).$$

Die Tabellen sind für das Moment

$$M = \frac{Ql}{10} = 10\,q \cdot l^2$$

berechnet, und ferner ist denselben die Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm^2 zugrunde gelegt. Der Hebelarm m läßt sich daher aus der Beziehung

$$M = 1000 \cdot f_e \cdot m = 10 \cdot q \cdot l^2 \quad \ldots \quad 95)$$

zu

$$m = \frac{ql^2}{100 \cdot f_e} \quad \ldots \ldots \quad 96)$$

ermitteln, mit welchem Werte die Gl. 94)

$$\tau_0 = \frac{50 \cdot f_e}{b \cdot l} \quad \ldots \ldots \quad 97)$$

lautet.

Für gegebene einzuhaltende Schubspannungen τ_0 läßt sich jene kleinste Spannweite ermitteln, bei welcher jedwede Belastungsgröße diesen Schubspannungswert ergibt:

$$l = \frac{50 \cdot f_e}{b \cdot \tau_0} \quad \ldots \ldots \quad 98),$$

besonders für die Typen I bis VI:

$$l = \frac{5 \cdot f_e}{\tau_0} \quad \ldots \ldots \quad 99)$$

und für die Typen VII bis XII:

$$l = \frac{4{,}17 \cdot f_e}{\tau_0} \quad \ldots \ldots \quad 100).$$

Der Gebrauch der Tabellen gestaltet sich einfach: Kann infolge der konstruktiven Anordnungen beim Auflager mit sogenannter Halbeinspannung $\left(M = \frac{Ql}{10}\right)$ gerechnet werden, so sind die Ergebnisse einfach aus den Tabellen abzulesen. Hat man für eine im Projekt vorliegende Spannweite l das Moment mit $M = \frac{Ql}{k}$ zu berücksichtigen, so erfolgt die Ablesung für den Tabellenwert

$$l_t = l \cdot \sqrt{\frac{10}{k}} \quad \ldots \ldots \quad 101).$$

Die Gl. 97) und 98) erfahren die Veränderungen

$$\tau_0 = \frac{5 \cdot k \cdot f_e}{b \cdot l} \quad \ldots \ldots \quad 102)$$

und

$$l = \frac{5 \cdot k \cdot f_e}{b \cdot \tau_0} \quad \ldots \ldots \quad 103),$$

so daß für die Typen I bis VI:

$$l = \frac{0{,}5 \cdot k \cdot f_e}{\tau_0} \quad \ldots \ldots \quad 104)$$

und für die Typen VII bis XII:

$$l = \frac{0{,}417 \cdot k \cdot f_e}{\tau_0} \quad \ldots \ldots \quad 105)$$

erhalten wird.

24. Beispiel: Für eine teilweise eingespannte Wohnhausdecke von 6,30 m Stützweite, deren Nutzlast 250 kg/m² beträgt, sind die Unterlagen für die Veranschlagung zu ermitteln. Für die Deckenkonstruktion, Beschüttung, Blind- und Brettelboden stehen 45 cm Höhe zur Verfügung.

Die Fremdlast setzt sich zusammen aus:

Nutzlast		250 kg
8 cm Schuttlage $0{,}08 \cdot 1400$ . . .	=	112 „
Blind- und Brettelboden $0{,}05 \cdot 700$.	=	35 „
Fremdlast	$f =$	397 kg = 400 kg.

Da die reine Konstruktionshöhe der Decke $45 - (8 + 5) = 32$ cm beträgt, so kommen für die Anwendung die Typen IV und IX in Betracht. Aus den Tabellen im Anhang entnehmen wir folgendes:

Aufwand bei Typ IV einschließlich Auflager:

$$\text{Beton:}\quad 0{,}095 \cdot \frac{6{,}30}{6{,}00} = 0{,}10 \text{ m}^3,$$

$$\text{Eisen:}\quad (7{,}9 + 0{,}77) \cdot \frac{6{,}30}{6{,}00} = 9{,}10 \text{ kg}.$$

Aufwand bei Typ IX einschließlich Auflager:

$$\text{Beton:}\quad 0{,}0915 \cdot \frac{6{,}30}{6{,}00} = 0{,}096 \text{ m}^3,$$

$$\text{Eisen:}\quad (7{,}553 + 1{,}08) \cdot \frac{6{,}30}{6{,}00} = 9{,}05 \text{ kg}.$$

Aus diesen Ergebnissen erkennen wir, daß der Typ IX mit größerer Verlagsweite der Stege um geringes billiger zu stehen kommt.

Anhang.

A. Zusammenstellung der Feld- und Stützenmomente für durchlaufende Konstruktionen.

Die bewegliche Last beträgt für 1 lfd. m b.
„ ständige „ „ „ 1 „ „ s.
„ Gesamtlast „ „ „ 1 „ „ q.

Das Verhältnis der beweglichen zur ständigen Last ist

$$\alpha = \frac{b}{s}.$$

a) Zwei gleiche Oeffnungen:

Feldmoment in 0,4 l:

$$M_1 = +0{,}07 \cdot \frac{1 + 1{,}36 \cdot \alpha}{1 + \alpha} \cdot q \cdot l^2;$$

Mittelstütze in l:

$$-M_{\max} = -0{,}125 \cdot q \cdot l^2.$$

b) Drei gleiche Oeffnungen:

Feldmoment in 0,4 l:

$$M_1 = +0{,}08 \cdot \frac{1 + 1{,}25 \cdot \alpha}{1 + \alpha} \cdot q \cdot l^2;$$

Zwischenstütze in l:

$$-M_{\max} = -0{,}10 \cdot \frac{1 + 1{,}17 \cdot \alpha}{1 + \alpha} \cdot q \cdot l^2;$$

Feldmoment in 1,5 l:

$$M_2 = +0{,}025 \cdot \frac{1 + 3 \cdot \alpha}{1 + \alpha} \cdot q \cdot l^2.$$

c) Vier gleiche Oeffnungen:

Feldmoment in 0,4 l:

$$M_1 = +\,0{,}07714 \cdot \frac{1 + 1{,}275 \cdot \alpha}{1 + \alpha} \cdot q \cdot l^2;$$

1. Zwischenstütze in l:

$$-M_{\max} = -\,0{,}10714 \cdot \frac{1 + 1{,}123 \cdot \alpha}{1 + \alpha} \cdot q \cdot l^2;$$

Feldmoment in 1,5 l:

$$M_2 = +\,0{,}03572 \cdot \frac{1 + 2{,}25 \cdot \alpha}{1 + \alpha} \cdot q \cdot l^2;$$

2. Zwischenstütze in 2 l:

$$-M_{\max} = -\,0{,}07143 \cdot \frac{1 + 1{,}5 \cdot \alpha}{1 + \alpha} \cdot q \cdot l^2.$$

Beschränkung: Kommt nur ruhende Last in Betracht, so empfiehlt es sich, die Feldmomente mindestens zum Werte $+\,0{,}05 \cdot q \cdot l^2$ zu berücksichtigen.

B. Tabellen für die Erfordernisse der Kasten- und Zellendecken.

Typ I.

Eigengewicht:

Platte . . . . 144 kg/m²,
Steg . . . . . 51 „
Putz und Zelle 32 „

$g = 227$ kg/m².

Betonaufwand für 1 m² ohne Auflager **0,0813 m³**,
Konstruktionshöhe 20 cm,
Statische Höhe 17 cm,
Entfernung der Stegmitten **0,75 m**,
Stegdicke 10 cm,
Plattenstärke 6 cm,
Moment $M = \frac{Ql}{10}$,
Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

In jeder Rippe angeordnetes Eisen	Eisenaufwand in den Rippen ohne Auflager kg/m²	Bei einer Fremdlast von $f =$ 100	200	300	400	500	600	700	Kantenpressung im Rippenbalken zur Auswahl des Mischungsverhältnisses
		in kg/m² ist die zulässige Spannweite $l =$							
1 ∅ 10 = 0,79 cm²	0,825	2,27	1,99	1,79	1,64	1,52	1,43	1,35	
1 „ 11 = 0,95 „	0,995	2,48	2,17	1,96	1,79	1,66	1,56	1,47	
1 „ 12 = 1,13 „	1,185	2,73	2,39	2,16	1,97	1,83	1,72	1,62	
1 „ 13 = 1,33 „	1,39	2,95	2,58	2,32	2,13	1,97	1,85	1,75	
1 „ 14 = 1,54 „	1,61	3,17	2,77	2,50	2,29	2,12	1,99	1,88	
1 „ 15 = 1,77 „	1,85	3,32	2,90	2,62	2,40	2,22	2,08	1,97	
1 „ 16 = 2,01 „	2,10	3,57	3,12	2,82	2,58	2,39	2,24	2,12	
1 „ 17 = 2,27 „	2,38	3,86	3,37	3,04	2,81	2,58	2,42	2,28	
1 „ 18 = 2,54 „	2,66	4,06	3,55	3,20	2,93	2,72	2,55	2,40	
1 „ 19 = 2,84 „	2,97	4,26	3,72	3,36	3,08	2,85	2,68	2,52	—
1 „ 20 = 3,14 „	3,29	4,45	3,89	3,51	3,21	2,98	2,79	2,64	—
1 „ 21 = 3,46 „	3,62	4,63	4,05	3,65	3,34	3,10	2,91	2,74	—
1 „ 22 = 3,80 „	3,98	4,92	4,30	3,88	3,55	3,29	3,09	2,92	—
1 „ 23 = 4,18 „	4,35	5,11	4,47	4,03	3,69	3,42	3,21	3,03	—
1 „ 24 = 4,52 „	4,73	5,30	4,64	4,18	3,82	3,54	3,33	3,14	—
1 „ 25 = 4,91 „	5,13	5,55	4,85	4,38	4,00	3,71	3,48	3,29	—
1 „ 26 = 5,31 „	5,55	5,80	5,07	4,57	4,18	3,88	3,64	3,44	—
1 „ 27 = 5,73 „	6,00	5,98	5,23	4,72	4,32	4,00	3,75	3,54	—
1 „ 28 = 6,16 „	6,44	6,20	5,41	4,88	4,48	4,15	3,89	3,67	—
1 „ 29 = 6,60 „	6,90	6,38	5,58	5,03	4,60	4,27	4,00	3,78	32
1 „ 30 = 7,07 „	7,40	6,55	5,72	5,16	4,72	4,38	4,11	3,88	—
1 „ 31 = 7,55 „	7,90	6,75	5,90	5,32	4,87	4,52	4,24	4,00	—
1 „ 32 = 8,04 „	8,40	6,99	6,10	5,50	5,04	4,67	4,38	4,14	—
1 „ 33 = 8,55 „	8,95	7,18	6,28	5,66	5,18	4,80	4,50	4,25	37
1 „ 34 = 9,08 „	9,50	7,42	6,49	5,85	5,35	4,96	4,65	4,40	—
1 „ 35 = 9,62 „	10,05	7,60	6,65	6,00	5,48	5,08	4,77	4,50	—
1 „ 36 = 10,18 „	10,65	7,86	6,88	6,20	5,68	5,26	4,93	4,65	42

Erfordernis in der Platte:

Bewehrung auf 1 m Breite	5 ∅ 5	5 ∅ 5	5 ∅ 5	5 ∅ 5	5 ∅ 5	5 ∅ 5	6 ∅ 5
Aufwand an Eisen kg/m²	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,93
Zur Wahl des Mischungsverhältnisses . . $\sigma_b =$	steigend bis						21

Typ II.

Eigengewicht:

Platte	144 kg/m²,
Steg	61 „
Putz und Zelle	32 „
	$g = 237$ kg/m².

Betonaufwand für 1 m² ohne Auflager **0,0855 m³**,
Konstruktionshöhe 25 cm,
Statische Höhe 22 cm,
Entfernung der Stegmitten **0,75 m**,
Stegdicke 10 cm,
Plattenstärke 6 cm,
Moment $M = \frac{Q l}{10}$,
Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

In jeder Rippe angeordnetes Eisen	Eisenaufwand in den Rippen ohne Auflager kg/m²	Bei einer Fremdlast von $f =$							Kantenpressung im Rippenbalken zur Auswahl des Mischungsverhältnisses
		100	200	300	400	500	600	700	
		in kg/m² ist die zulässige Spannweite $l =$							
1 ⌀ 10 = 0,79 cm²	0,825	2,54	2,23	2,02	1,85	1,72	1,61	1,53	
1 „ 11 = 0,95 „	0,995	2,79	2,45	2,21	2,03	1,89	1,77	1,68	
1 „ 12 = 1,13 „	1,185	3,04	2,67	2,41	2,22	2,06	1,93	1,83	
1 „ 13 = 1,33 „	1,39	3,30	2,90	2,61	2,40	2,23	2,09	1,98	
1 „ 14 = 1,54 „	1,61	3,55	3,12	2,81	2,59	2,41	2,25	2,13	
1 „ 15 = 1,77 „	1,85	3,80	3,34	3,01	2,77	2,58	2,41	2,28	
1 „ 16 = 2,01 „	2,10	4,05	3,56	3,21	2,95	2,74	2,57	2,43	
1 „ 17 = 2,27 „	2,38	4,62	3,74	3,37	3,10	2,89	2,70	2,56	
1 „ 18 = 2,54 „	2,66	4,56	4,00	3,61	3,32	3,09	2,89	2,74	
1 „ 19 = 2,84 „	2,97	4,79	4,21	3,79	3,49	3,24	3,04	2,88	—
1 „ 20 = 3,14 „	3,29	5,00	4,40	3,96	3,64	3,39	3,17	3,00	—
1 „ 21 = 3,46 „	3,62	5,26	4,61	4,17	3,83	3,56	3,34	3,16	—
1 „ 22 = 3,80 „	3,98	5,51	4,85	4,36	4,02	3,74	3,49	3,31	—
1 „ 23 = 4,18 „	4,35	5,80	5,10	4,60	4,23	3,93	3,68	3,48	—
1 „ 24 = 4,52 „	4,73	6,02	5,28	4,77	4,38	4,08	3,81	3,62	—
1 „ 25 = 4,91 „	5,13	6,24	5,48	4,95	4,55	4,23	3,95	3,75	—
1 „ 26 = 5,31 „	5,55	6,45	5,66	5,10	4,70	4,37	4,09	3,87	—
1 „ 27 = 5,73 „	6,00	6,69	5,86	5,30	4,87	4,53	4,23	4,01	—
1 „ 28 = 6,16 „	6,44	7,00	6,15	5,55	5,10	4,74	4,44	4,20	—
1 „ 29 = 6,60 „	6,90	7,23	6,35	5,72	5,27	4,90	4,58	4,34	—
1 „ 30 = 7,07 „	7,40	7,44	6,54	5,88	5,42	5,04	4,71	4,47	—
1 „ 31 = 7,55 „	7,90	7,70	6,77	6,10	5,60	5,22	4,88	4,62	—
1 „ 32 = 8,04 „	8,40	7,90	6,94	6,28	5,75	5,35	5,00	4,74	32
1 „ 33 = 8,55 „	8,95	8,12	7,13	6,43	5,91	5,50	5,15	4,88	—
1 „ 34 = 9,08 „	9,50	8,38	7,35	6,64	6,10	5,68	5,30	5,03	—
1 „ 35 = 9,62 „	10,05	8,60	7,55	6,81	6,26	5,82	5,45	5,17	—
1 „ 36 = 10,18 „	10,65	8,82	7,75	6,98	6,42	5,98	5,58	5,30	37
1 „ 37 = 10,75 „	11,25	9,10	8,00	7,20	6,63	6,16	5,77	5,46	—
1 „ 38 = 11,34 „	11,85	9,29	8,15	7,35	6,77	6,29	5,88	5,58	—
1 „ 39 = 11,94 „	12,50	9,55	8,38	7,55	6,95	6,47	6,05	5,73	42

Erfordernis in der Platte:

Bewehrung auf 1 m Breite	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	6 ⌀ 5
Aufwand an Eisen kg/m²	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,93
Zur Wahl des Mischungsverhältnisses . . $\sigma_b =$	steigend bis						21

Typ III.

Eigengewicht:

Platte	144 kg/m²,
Steg	77 „
Putz und Zelle	32 „
	g = 253 kg/m².

Betonaufwand für 1 m² ohne Auflager **0,092 m³**,
Konstruktionshöhe 30 cm,
Statische Höhe 27 cm,
Entfernung der Stegmitten **0,75 m**,
Stegdicke 10 cm,
Plattenstärke 6 cm,
Moment $M = \frac{Q\,l}{10}$,
Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

In jeder Rippe angeordnetes Eisen	Eisenaufwand in den Rippen ohne Auflager kg/m²	Bei einer Fremdlast von $f =$							Kantenpressung im Rippenbalken zur Auswahl des Mischungsverhältnisses
		100	200	300	400	500	600	700	
		in kg/m² ist die zulässige Spannweite $l =$							
1 ⌀ 10 = 0,79 cm²	0,825	2,75	2,43	2,20	2,02	1,88	1,77	1,67	
1 „ 11 = 0,95 „	0,995	3,02	2,66	2,40	2,15	2,06	1,94	1,84	
1 „ 12 = 1,13 „	1,185	3,29	2,90	2,62	2,42	2,25	2,12	2,00	
1 „ 13 = 1,33 „	1,39	3,57	3,15	2,85	2,62	2,44	2,30	2,17	
1 „ 14 = 1,54 „	1,61	3,84	3,38	3,06	2,82	2,63	2,47	2,34	
1 „ 15 = 1,77 „	1,85	4,12	3,64	3,22	3,03	2,82	2,65	2,51	
1 „ 16 = 2,01 „	2,10	4,39	3,86	3,50	3,22	3,00	2,82	2,67	
1 „ 17 = 2,27 „	2,38	4,66	4,11	3,72	3,43	3,19	3,00	2,84	
1 „ 18 = 2,54 „	2,66	4,94	4,35	3,83	3,62	3,38	3,17	3,00	
1 „ 19 = 2,84 „	2,97	5,20	4,58	4,15	3,82	3,56	3,34	3,16	—
1 „ 20 = 3,14 „	3,29	5,48	4,83	4,37	4,02	3,75	3,53	3,34	—
1 „ 21 = 3,46 „	3,62	5,71	5,04	4,55	4,20	3,91	3,68	3,48	—
1 „ 22 = 3,80 „	3,98	5,92	5,22	4,72	4,35	4,05	3,81	3,60	—
1 „ 23 = 4,18 „	4,35	6,18	5,45	4,93	4,54	4,23	3,98	3,76	—
1 „ 24 = 4,52 „	4,73	6,54	5,76	5,21	4,80	4,47	4,21	3,98	—
1 „ 25 = 4,91 „	5,13	6,73	5,94	5,38	4,93	4,60	4,33	4,10	—
1 „ 26 = 5,31 „	5,55	7,03	6,20	5,60	5,15	4,82	4,52	4,28	—
1 „ 27 = 5,73 „	6,00	7,28	6,42	5,80	5,35	4,98	4,68	4,43	—
1 „ 28 = 6,16 „	6,44	7,55	6,65	6,02	5,54	5,17	4,86	4,59	—
1 „ 29 = 6,60 „	6,90	7,82	6,90	6,73	5,74	5,35	5,03	4,76	—
1 „ 30 = 7,07 „	7,40	8,10	7,15	6,45	5,94	5,54	5,21	4,93	—
1 „ 31 = 7,55 „	7,90	8,38	7,40	6,68	6,15	5,73	5,40	5,10	—
1 „ 32 = 8,04 „	8,40	8,59	7,57	6,85	6,30	5,87	5,52	5,22	—
1 „ 33 = 8,55 „	8,95	8,86	7,81	7,06	6,50	6,06	5,70	5,40	—
1 „ 34 = 9,08 „	9,50	9,14	8,05	7,29	6,70	6,25	5,88	5,56	—
1 „ 35 = 9,62 „	10,05	9,42	8,30	7,52	6,91	6,45	6,06	5,73	32
1 „ 36 = 10,18 „	10,65	9,78	8,62	7,80	7,17	6,69	6,30	5,95	—
1 „ 37 = 10,75 „	11,25	10,00	8,81	7,97	7,34	6,85	6,44	6,08	—
1 „ 38 = 11,34 „	11,85	10,20	9,00	8,13	7,48	6,98	6,56	6,20	37
1 „ 39 = 11,94 „	12,50	10,47	9,22	8,35	7,68	7,16	6,73	6,36	—
1 „ 40 = 12,56 „	13,15	10,72	9,45	8,55	7,87	7,34	6,90	6,52	—
1 „ 41 = 13,20 „	13,80	10,98	9,68	8,75	8,05	7,50	7,06	6,68	42

Erfordernis in der Platte:

Bewehrung auf 1 m Breite	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	6 ⌀ 5
Aufwand an Eisen kg/m²	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,93
Zur Wahl des Mischungsverhältnisses . . $\sigma_b =$	steigend bis						21

Typ IV.

Eigengewicht:

Platte . . . . 144 kg/m²,
Steg . . . . . 83 „
Putz und Zelle 32 „

$g = 259$ kg/m²,

Betonaufwand für 1 m² ohne Auflager **0,095 m³**,
Konstruktionshöhe 32 cm,
Statische Höhe 29 cm,
Entfernung der Stegmitten **0,75 m**,
Stegdicke 10 cm,
Plattenstärke 6 cm,
Moment $M = \frac{Ql}{10}$,
Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

In jeder Rippe angeordnetes Eisen	Eisenaufwand in den Rippen ohne Auflager kg/m²	Bei einer Fremdlast von $f =$ 100	200	300	400	500	600	700 in kg/m² ist die zulässige Spannweite $l =$	Kantenpressung im Rippenbalken zur Auswahl des Mischungsverhältnisses
1 ⌀ 10 = 0,79 cm²	0,825	2,88	2,55	2,31	2,12	1,98	1,86	1,76	
1 „ 11 = 0,95 „	0,995	3,10	2,75	2,49	2,96	2,14	2,00	1,90	
1 „ 12 = 1,13 „	1,185	3,38	3,00	2,71	2,50	2,33	2,19	2,07	
1 „ 13 = 1,33 „	1,39	3,67	3,25	2,95	2,72	2,53	2,38	2,25	
1 „ 14 = 1,54 „	1,61	3,95	3,50	3,17	2,92	2,72	2,56	2,42	
1 „ 15 = 1,77 „	1,85	4,23	3,75	3,39	3,13	2,92	2,74	2,60	
1 „ 16 = 2,01 „	2,10	4,51	4,00	3,62	3,34	3,11	2,92	2,76	
1 „ 17 = 2,27 „	2,38	4,79	4,25	3,84	3,54	3,30	3,10	2,94	
1 „ 18 = 2,54 „	2,66	5,07	4,48	4,07	3,75	3,49	3,28	3,10	
1 „ 19 = 2,84 „	2,97	5,36	4,75	4,30	3,96	3,69	3,47	3,28	—
1 „ 20 = 3,14 „	3,29	5,61	4,98	4,50	4,15	3,87	3,63	3,44	—
1 „ 21 = 3,46 „	3,62	5,92	5,25	4,75	4,38	4,08	3,83	3,63	—
1 „ 22 = 3,80 „	3,98	6,13	5,43	4,92	4,53	4,22	3,96	3,75	—
1 „ 23 = 4,18 „	4,35	6,37	5,64	5,12	4,72	4,38	4,13	3,90	—
1 „ 24 = 4,52 „	4,73	6,64	5,88	5,33	4,91	4,57	4,29	4,07	—
1 „ 25 = 4,91 „	5,13	6,90	6,11	5,54	5,10	4,75	4,47	4,22	—
1 „ 26 = 5,31 „	5,55	7,25	6,43	5,82	5,36	5,00	4,68	4,44	—
1 „ 27 = 5,73 „	6,00	7,48	6,63	6,00	5,54	5,15	4,84	4,58	—
1 „ 28 = 6,16 „	6,44	7,81	6,93	6,27	5,78	5,38	5,05	4,79	—
1 „ 29 = 6,60 „	6,90	8,09	7,16	6,49	5,98	5,57	5,23	4,95	—
1 „ 30 = 7,07 „	7,40	8,30	7,35	6,66	6,14	5,72	5,37	5,08	—
1 „ 31 = 7,55 „	7,90	8,54	7,56	6,85	6,32	5,88	5,53	5,23	—
1 „ 32 = 8,04 „	8,40	8,90	7,89	7,15	6,58	6,13	5,75	5,45	—
1 „ 33 = 8,55 „	8,95	9,16	8,12	7,35	6,78	6,31	5,93	5,61	—
1 „ 34 = 9,08 „	9,50	9,44	8,36	7,58	6,98	6,50	6,10	5,78	—
1 „ 35 = 9,62 „	10,05	9,67	8,58	7,76	7,15	6,66	6,25	5,93	32
1 „ 36 = 10,18 „	10,65	9,96	8,83	8,00	7,37	6,86	6,45	6,10	—
1 „ 37 = 10,75 „	11,25	10,30	9,13	8,26	7,61	7,10	6,65	6,30	—
1 „ 38 = 11,34 „	11,85	10,53	9,35	8,45	7,78	7,25	6,82	6,45	—
1 „ 39 = 11,94 „	12,50	10,78	9,55	8,65	7,97	7,42	6,97	6,60	37
1 „ 40 = 12,56 „	13,15	11,05	9,80	8,88	8,18	7,60	7,15	6,77	—
1 „ 41 = 13,20 „	13,80	11,30	10,00	9,08	8,35	7,78	7,30	6,91	—
1 „ 42 = 13,85 „	14,50	11,56	10,24	9,28	8,55	7,96	7,48	7,08	42

Erfordernis in der Platte:

Bewehrung auf 1 m Breite	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	6 ⌀ 5
Aufwand an Eisen kg/m²	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,93
Zur Wahl des Mischungsverhältnisses . . $\sigma_b =$	steigend bis						21

Typ V.

Eigengewicht:

Platte . . . . 144 kg/m²,
Steg . . . . . 93 „
Putz und Zelle 32 „

$g = 269$ kg/m².

Betonaufwand für 1 m² ohne Auflager **0,0986 m³**,
Konstruktionshöhe 35 cm,
Statische Höhe 32 cm,
Entfernung der Stegmitten **0,75 m**,
Stegdicke 10 cm,
Plattenstärke 6 cm,
Moment $M = \frac{Ql}{10}$,
Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

In jeder Rippe angeordnetes Eisen	Eisenaufwand in den Rippen ohne Auflager kg/m²	Bei einer Fremdlast von $f =$ 100	200	300	400	500	600	700 in kg/m² ist die zulässige Spannweite $l =$	Kantenpressung im Rippenbalken zur Auswahl des Mischungsverhältnisses
1 ⌀ 10 = 0,79 cm²	0,825	2,93	2,59	2,36	2,17	2,03	1,91	1,81	
1 „ 11 = 0,95 „	0,995	3,21	2,84	2,58	2,38	2,22	2,09	1,98	
1 „ 12 = 1,13 „	1,185	3,50	3,10	2,81	2,60	2,42	2,28	2,16	
1 „ 13 = 1,33 „	1,39	3,80	3,36	3,05	2,82	2,63	2,48	2,34	
1 „ 14 = 1,54 „	1,61	4,08	3,61	3,28	3,03	2,82	2,66	2,52	
1 „ 15 = 1,77 „	1,85	4,38	3,88	3,52	3,25	3,03	2,86	2,70	
1 „ 16 = 2,01 „	2,10	4,67	4,14	3,75	3,47	3,23	3,04	2,88	
1 „ 17 = 2,27 „	2,38	4,96	4,40	3,98	3,68	3,43	3,23	3,06	
1 „ 18 = 2,54 „	2,66	5,29	4,68	4,25	3,93	3,66	3,44	3,26	
1 „ 19 = 2,84 „	2,97	5,55	4,91	4,46	4,12	3,84	3,62	3,42	—
1 „ 20 = 3,14 „	3,29	5,84	5,17	4,68	4,33	4,03	3,80	3,60	—
1 „ 21 = 3,46 „	3,62	6,12	5,42	4,92	4,55	4,23	3,98	3,78	—
1 „ 22 = 3,80 „	3,98	6,39	5,65	5,13	4,74	4,42	4,16	3,94	—
1 „ 23 = 4,18 „	4,35	6,70	5,92	5,38	4,97	4,63	4,35	4,13	—
1 „ 24 = 4,52 „	4,73	6,98	6,18	5,60	5,18	4,83	4,55	4,31	—
1 „ 25 = 4,91 „	5,13	7,27	6,44	5,84	5,40	5,03	4,73	4,48	—
1 „ 26 = 5,31 „	5,55	7,46	6,61	6,00	5,55	5,16	4,87	4,60	—
1 „ 27 = 5,73 „	6,00	7,83	6,94	6,28	5,82	5,42	5,10	4,83	—
1 „ 28 = 6,16 „	6,44	8,16	7,23	6,55	6,06	5,65	5,32	5,04	—
1 „ 29 = 6,60 „	6,90	8,45	7,48	6,79	6,28	5,85	5,50	5,21	—
1 „ 30 = 7,07 „	7,40	8,59	7,60	6,90	6,38	5,95	5,60	5,30	—
1 „ 31 = 7,55 „	7,90	8,96	7,94	7,20	6,66	6,20	5,84	5,52	—
1 „ 32 = 8,04 „	8,40	9,28	8,22	7,45	6,90	6,42	6,05	5,72	—
1 „ 33 = 8,55 „	8,95	9,56	8,47	7,68	7,10	6,62	6,23	5,90	—
1 „ 34 = 9,08 „	9,50	9,82	8,70	7,88	7,30	6,80	6,40	6,06	—
1 „ 35 = 9,62 „	10,05	10,10	8,95	8,10	7,50	6,99	6,58	6,22	—
1 „ 36 = 10,18 „	10,65	10,40	9,20	8,35	7,72	7,20	6,77	6,41	32
1 „ 37 = 10,75 „	11,25	10,68	9,45	8,58	7,92	7,38	6,95	6,58	—
1 „ 38 = 11,34 „	11,85	10,95	9,70	8,80	8,13	7,57	7,13	6,75	—
1 „ 39 = 11,94 „	12,50	11,26	9,95	9,05	8,36	7,78	7,33	6,95	37
1 „ 40 = 12,56 „	13,15	11,52	10,20	9,25	8,55	7,98	7,50	7,10	—
1 „ 41 = 13,20 „	13,80	11,78	10,42	9,45	8,75	8,15	7,65	7,26	—
1 „ 42 = 13,85 „	14,50	12,05	10,68	9,68	8,95	8,34	7,85	7,43	42
1 „ 43 = 14,52 „	15,20	12,35	10,93	9,92	9,18	8,55	8,05	7,62	—

Erfordernis in der Platte:

Bewehrung auf 1 m Breite	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	6 ⌀ 5
Aufwand an Eisen kg/m²	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,93
Zur Wahl des Mischungsverhältnisses . . $\sigma_b =$	steigend bis						21

Typ VI.

Eigengewicht:

Platte . . . . 144 kg/m²,
Steg . . . . . 109 „
Putz und Zelle 32 „

$g = 285$ kg/m².

Betonaufwand für 1 m² ohne Auflager **0,1055 m³**,
Konstruktionshöhe 40 cm,
Statische Höhe 37 cm,
Entfernung der Stegmitten **0,75 m**,
Stegdicke 10 cm,
Plattenstärke 6 cm,
Moment $M = \frac{Ql}{10}$,
Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

In jeder Rippe angeordnetes Eisen	Eisenaufwand in den Rippen ohne Auflager kg/m²	Bei einer Fremdlast von $f=$							Kantenpressung im Rippenbalken zur Auswahl des Mischungsverhältnisses
		100	200	300	400	500	600	700	
		in kg/m² ist die zulässige Spannweite $l=$							
1 ⌀ 10 = 0,79 cm²	0,825	3,08	2,74	2,50	2,31	2,16	2,03	1,93	
1 „ 11 = 0,95 „	0,995	3,38	3,00	2,74	2,54	2,36	2,26	2,11	
1 „ 12 = 1,13 „	1,185	3,68	3,27	2,98	2,76	2,57	2,42	2,30	
1 „ 13 = 1,33 „	1,39	3,99	3,55	3,24	3,00	2,79	2,63	2,50	
1 „ 14 = 1,54 „	1,61	4,30	3,82	3,49	3,23	3,00	2,84	2,69	
1 „ 15 = 1,77 „	1,85	4,61	4,10	3,74	3,46	3,26	3,04	2,88	
1 „ 16 = 2,01 „	2,10	4,91	4,37	3,98	3,69	3,44	3,24	3,07	
1 „ 17 = 2,27 „	2,38	5,32	4,64	4,23	3,91	3,65	3,44	3,26	
1 „ 18 = 2,54 „	2,66	5,52	4,91	4,48	4,15	3,86	3,64	3,45	
1 „ 19 = 2,84 „	2,97	5,84	5,20	4,74	4,38	4,08	3,85	3,65	—
1 „ 20 = 3,14 „	3,29	6,13	5,45	4,97	4,60	4,28	4,04	3,83	—
1 „ 21 = 3,46 „	3,62	6,44	5,73	5,22	4,83	4,50	4,24	4,02	—
1 „ 22 = 3,80 „	3,98	6,72	5,98	5,45	5,05	4,70	4,43	4,20	—
1 „ 23 = 4,18 „	4,35	7,12	6,33	5,78	5,35	4,98	4,69	4,45	—
1 „ 24 = 4,52 „	4,73	7,45	6,63	6,05	5,60	5,20	4,90	4,65	—
1 „ 25 = 4,91 „	5,13	7,75	6,90	6,28	5,82	5,42	5,10	4,84	—
1 „ 26 = 5,31 „	5,55	8,05	7,15	6,53	6,05	5,63	5,30	5,02	—
1 „ 27 = 5,73 „	6,00	8,24	7,34	6,68	6,18	5,76	5,43	5,15	—
1 „ 28 = 6,16 „	6,44	8,62	7,66	7,00	6,47	6,03	5,68	5,38	—
1 „ 29 = 6,60 „	6,90	8,96	7,97	7,27	6,73	6,27	5,91	5,60	—
1 „ 30 = 7,07 „	7,40	9,26	8,25	7,52	6,95	6,48	6,10	5,78	—
1 „ 31 = 7,55 „	7,90	9,52	8,46	7,72	7,15	6,66	6,28	5,95	—
1 „ 32 = 8,04 „	8,40	9,76	8,69	7,92	7,33	6,83	6,44	6,10	—
1 „ 33 = 8,55 „	8,95	10,06	8,95	8,15	7,55	7,04	6,63	6,28	—
1 „ 34 = 9,08 „	9,50	10,38	9,23	8,42	7,78	7,25	6,83	6,48	—
1 „ 35 = 9,62 „	10,05	10,72	9,55	8,70	8,05	7,50	7,06	6,70	—
1 „ 36 = 10,18 „	10,65	10,98	9,76	8,90	8,25	7,68	7,23	6,85	—
1 „ 37 = 10,75 „	11,25	11,38	10,10	9,23	8,54	7,95	7,50	7,10	32
1 „ 38 = 11,34 „	11,85	11,58	10,30	9,38	8,68	8,10	7,63	7,44	—
1 „ 39 = 11,94 „	12,50	11,88	10,57	9,63	8,90	8,30	7,83	7,22	—
1 „ 40 = 12,56 „	13,15	12,16	10,82	9,85	9,13	8,50	8,00	7,60	37
1 „ 41 = 13,20 „	13,80	12,45	11,08	10,10	9,35	8,70	8,20	7,78	—
1 „ 42 = 13,85 „	14,50	12,80	11,40	10,38	9,60	8,95	8,43	8,00	—
1 „ 43 = 14,52 „	15,20	13,25	11,80	10,75	9,95	9,25	8,73	8,28	42

Erfordernis in der Platte:

Bewehrung auf 1 m Breite	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	6 ⌀ 5
Aufwand an Eisen kg/m²	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,93
Zur Wahl des Mischungsverhältnisses . . σ_b =	steigend bis						21

Typ VII.

Eigengewicht:

Platte . . . . 144 kg/m²,
Steg . . . . . 55 „
Putz und Zelle 32 „

$g = 231$ kg/m².

Betonaufwand für 1 m² ohne Auflager **0,083 m³**,
Konstruktionshöhe 25 cm,
Statische Höhe 22 cm,
Entfernung der Stegmitten **1 m**,
Stegdicke 12 cm,
Plattenstärke 6 cm,
Moment $M = \frac{Ql}{10}$,
Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

In jeder Rippe angeordnetes Eisen	Eisenaufwand in den Rippen ohne Auflager kg/m²	Bei einer Fremdlast von $f =$ 100	200	300	400	500	600	700	Kantenpressung im Rippenbalken zur Auswahl des Mischungsverhältnisses
		in kg/m² ist die zulässige Spannweite $l =$							
1 ⌀ 10 = 0,79 cm²	0,62	2,27	1,99	1,79	1,64	1,53	1,43	1,35	
1 „ 11 = 0,95 „	0,75	2,49	2,12	1,96	1,80	1,67	1,57	1,48	
1 „ 12 = 1,13 „	0,89	2,71	2,37	2,16	1,96	1,82	1,71	1,62	
1 „ 13 = 1,33 „	1,04	2,94	2,57	2,31	2,12	1,97	1,85	1,75	
1 „ 14 = 1,54 „	1,21	3,16	2,67	2,49	2,28	2,12	2,00	1,88	
1 „ 15 = 1,77 „	1,39	3,39	2,96	2,67	2,45	2,28	2,14	2,02	
1 „ 16 = 2,01 „	1,58	3,61	3,16	2,85	2,61	2,42	2,28	2,15	
1 „ 17 = 2,27 „	1,78	3,83	3,35	3,02	2,77	2,57	2,42	2,28	
1 „ 18 = 2,54 „	2,00	4,07	3,56	3,20	2,94	2,73	2,57	2,43	
1 „ 19 = 2,84 „	2,23	4,29	3,75	3,38	3,10	2,88	2,70	2,56	—
1 „ 20 = 3,14 „	2,47	4,51	3,94	3,56	3,26	3,03	2,85	2,69	—
1 „ 21 = 3,46 „	2,72	4,77	4,18	3,76	3,45	3,20	3,01	2,84	—
1 „ 22 = 3,80 „	2,98	4,97	4,35	3,92	3,59	3,34	3,14	2,96	—
1 „ 23 = 4,18 „	3,26	5,16	4,52	4,07	3,73	3,46	3,26	3,08	—
1 „ 24 = 4,52 „	3,56	5,37	4,70	4,23	3,88	3,60	3,39	3,20	—
1 „ 25 = 4,91 „	3,86	5,61	4,91	4,42	4,06	3,77	3,54	3,34	—
1 „ 26 = 5,31 „	4,17	5,81	5,08	4,58	4,20	3,90	3,67	3,46	—
1 „ 27 = 5,73 „	4,50	6,04	5,28	4,76	4,37	4,05	3,81	3,60	—
1 „ 28 = 6,16 „	4,84	6,25	5,47	4,93	4,51	4,20	3,94	3,72	—
1 „ 29 = 6,60 „	5,19	6,47	5,66	5,10	4,68	4,34	4,08	3,85	—
1 „ 30 = 7,07 „	5,55	6,54	5,72	5,16	4,72	4,39	4,12	3,90	—
1 „ 31 = 7,55 „	5,93	6,87	6,01	5,41	4,97	4,62	4,33	4,09	—
1 „ 32 = 8,04 „	6,32	7,12	6,23	5,62	5,15	4,78	4,48	4,24	—
1 „ 33 = 8,55 „	6,72	7,35	6,43	5,80	5,30	4,94	4,64	4,38	—
1 „ 34 = 9,08 „	7,13	7,55	6,60	5,95	5,45	5,07	4,76	4,50	—
1 „ 35 = 9,62 „	7,55	7,72	6,75	6,10	5,58	5,18	4,87	4,60	—
1 „ 36 = 10,18 „	8,00	7,93	6,93	6,25	5,73	5,32	5,00	4,72	—
1 „ 37 = 10,75 „	8,45	8,14	7,12	6,42	5,88	5,46	5,14	4,85	32
1 „ 38 = 11,34 „	8,90	8,33	7,28	6,56	6,02	5,60	5,25	4,96	—
1 „ 39 = 11,94 „	9,38	8,53	7,45	6,72	6,16	5,73	5,38	5,08	—
1 „ 40 = 12,56 „	9,87	8,77	7,68	6,91	6,34	5,90	5,53	5,22	—
1 „ 41 = 13,20 „	10,38	8,95	7,84	7,05	6,46	6,00	5,65	5,33	37
1 „ 42 = 13,85 „	10,90	9,17	8,02	7,23	6,63	6,15	5,79	5,47	—
1 „ 43 = 14,52 „	11,40	9,38	8,20	7,40	6,78	6,30	5,91	5,58	—
1 „ 44 = 15,20 „	11,95	9,64	8,43	7,60	6,96	6,47	6,08	5,74	42
1 „ 45 = 15,90 „	12,50	9,80	8,58	7,72	7,08	6,58	6,18	5,84	—

Erfordernis in der Platte:

Bewehrung auf 1 m Breite	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	6 ⌀ 5	7 ⌀ 5	9 ⌀ 5	10 ⌀ 5	11 ⌀ 5
Aufwand an Eisen kg/m²	0,77	0,77	0,93	1,08	1,40	1,55	1,70
Zur Wahl des Mischungsverhältnisses . . $\sigma_b =$	steigend bis						30

Typ VIII.

Eigengewicht:

Platte	144 kg/m²,	
Steg	69	„
Putz und Zelle	32	„
	$g = 245$ kg/m².	

Betonaufwand für 1 m² ohne Auflager **0,0887 m³**,
Konstruktionshöhe 30 cm,
Statische Höhe 27 cm,
Entfernung der Stegmitten **1 m**,
Stegdicke 12 cm,
Plattenstärke 6 cm,
Moment $M = \frac{Ql}{10}$,
Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

In jeder Rippe angeordnetes Eisen	Eisenaufwand in den Rippen ohne Auflager kg/m²	Bei einer Fremdlast von $f =$ 100 in kg/m² ist die zulässige Spannweite $l =$	200	300	400	500	600	700	Kantenpressung im Rippenbalken zur Auswahl des Mischungsverhältnisses
1 ⌀ 10 = 0,79 cm²	0,62	2,46	2,16	1,95	1,80	1,67	1,57	1,48	
1 „ 11 = 0,95 „	0,75	2,70	2,37	2,14	1,97	1,84	1,73	1,63	
1 „ 12 = 1,13 „	0,89	2,94	2,59	2,34	2,15	2,00	1,88	1,77	
1 „ 13 = 1,33 „	1,04	3,19	2,81	2,54	2,33	2,17	2,04	1,93	
1 „ 14 = 1,54 „	1,21	3,44	3,02	2,73	2,51	2,34	2,20	2,07	
1 „ 15 = 1,77 „	1,39	3,68	3,24	2,92	2,69	2,51	2,36	2,22	
1 „ 16 = 2,01 „	1,58	3,92	3,45	3,12	2,87	2,67	2,51	2,36	
1 „ 17 = 2,27 „	1,78	4,17	3,66	3,32	3,05	2,84	2,67	2,51	
1 „ 18 = 2,54 „	2,00	4,41	3,88	3,50	3,23	3,00	2,82	2,66	
1 „ 19 = 2,84 „	2,23	4,66	4,10	3,70	3,41	3,17	2,98	2,81	—
1 „ 20 = 3,14 „	2,47	4,90	4,31	3,90	3,58	3,34	3,14	2,95	—
1 „ 21 = 3,46 „	2,72	5,14	4,52	4,09	3,76	3,50	3,29	3,10	—
1 „ 22 = 3,80 „	2,98	5,41	4,76	4,30	3,95	3,68	3,46	3,26	—
1 „ 23 = 4,18 „	3,26	5,54	4,88	4,40	4,05	3,77	3,55	3,34	—
1 „ 24 = 4,52 „	3,56	5,84	5,14	4,64	4,27	3,98	3,74	3,52	—
1 „ 25 = 4,91 „	3,86	6,04	5,31	4,80	4,42	4,11	3,86	3,64	—
1 „ 26 = 5,31 „	4,17	6,25	5,50	4,97	4,57	4,25	4,00	3,77	—
1 „ 27 = 5,73 „	4,50	6,54	5,75	5,20	4,78	4,45	4,18	3,94	—
1 „ 28 = 6,16 „	4,84	6,78	5,96	5,39	4,95	4,62	4,34	4,08	—
1 „ 29 = 6,60 „	5,19	7,03	6,18	5,59	5,14	4,78	4,50	4,23	—
1 „ 30 = 7,07 „	5,55	7,29	6,40	5,79	5,32	4,96	4,66	4,39	—
1 „ 31 = 7,55 „	5,93	7,50	6,60	5,96	5,48	5,10	4,80	4,52	—
1 „ 32 = 8,04 „	6,32	7,70	6,78	6,12	5,63	5,24	4,93	4,64	—
1 „ 33 = 8,55 „	6,72	7,95	7,00	6,32	5,80	5,40	5,08	4,79	—
1 „ 34 = 9,08 „	7,13	8,23	7,24	6,55	6,02	5,60	5,27	4,96	—
1 „ 35 = 9,62 „	7,55	8,46	7,45	6,73	6,19	5,76	5,41	5,10	—
1 „ 36 = 10,18 „	8,00	8,56	7,54	6,81	6,26	5,83	5,48	5,16	—
1 „ 37 = 10,75 „	8,45	8,89	7,82	7,06	6,50	6,05	5,68	5,35	—
1 „ 38 = 11,34 „	8,90	9,14	8,04	7,27	6,68	6,22	5,85	5,51	—
1 „ 39 = 11,94 „	9,38	9,34	8,22	7,42	6,83	6,35	5,97	5,63	32
1 „ 40 = 12,56 „	9,87	9,62	8,45	7,65	7,03	6,55	6,15	5,80	—
1 „ 41 = 13,20 „	10,38	9,88	8,70	7,85	7,22	6,72	6,32	5,95	—
1 „ 42 = 13,85 „	10,90	10,15	8,93	8,06	7,42	6,90	6,50	6,12	—
1 „ 43 = 14,52 „	11,40	10,35	9,10	8,23	7,56	7,05	6,62	6,24	37
1 „ 44 = 15,20 „	11,95	10,60	9,32	8,42	7,75	7,20	6,78	6,40	—
1 „ 45 = 15,90 „	12,50	10,80	9,50	8,58	7,90	7,35	6,90	6,50	—
1 „ 46 = 16,62 „	13,05	11,00	9,68	8,75	8,05	7,48	7,04	6,63	—
1 „ 47 = 17,35 „	13,62	11,22	9,86	8,92	8,20	7,65	7,18	6,77	42

Erfordernis in der Platte:

Bewehrung auf 1 m Breite	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	6 ⌀ 5	7 ⌀ 5	9 ⌀ 5	10 ⌀ 5	11 ⌀ 5
Aufwand an Eisen kg/m²	0,77	0,77	0,93	1,08	1,40	1,55	1,70
Zur Wahl des Mischungsverhältnisses . . $\sigma_b =$	steigend bis						30

Typ IX.

Eigengewicht:

Platte . . . . 144 kg/m²,
Steg . . . . . 75 „
Putz und Zelle 32 „

$g = 251$ kg/m².

Betonaufwand für 1 m² ohne Auflager **0,0915 m³**,
Konstruktionshöhe 32 cm,
Statische Höhe 29 cm.
Entfernung der Stegmitten **1 m**,
Stegdicke 12 cm,
Plattenstärke 6 cm,
Moment $M = \frac{Ql}{10}$,
Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

In jeder Rippe angeordnetes Eisen	Eisenaufwand in den Rippen ohne Auflager kg/m²	Bei einer Fremdlast von $f =$ 100	200	300	400	500	600	700 in kg/m² ist die zulässige Spannweite $l =$	Kantenpressung im Rippenbalken zur Auswahl des Mischungsverhältnisses
1 ⌀ 10 = 0,79 cm²	0.62	2,53	2,33	2.02	1,86	1,73	1,62	1,54	—
1 „ 11 = 0,95 „	0,75	2,77	2,44	2,20	2,03	1,89	1,78	1,68	—
1 „ 12 = 1,13 „	0,89	3.02	2.66	2,40	2,22	2,06	1,94	1,83	—
1 „ 13 = 1,33 „	1,04	3,28	2,89	2,60	2,40	2,23	2,10	1.99	—
1 „ 14 = 1,54 „	1,21	3 53	3,11	2.81	2,59	2,41	2.27	2,24	—
1 „ 15 = 1,77 „	1.39	3,78	3,34	3,01	2,77	2,58	2,42	2,30	—
1 „ 16 = 2,01 „	1,58	4,03	3,55	3,21	2,95	2,75	2,59	2,45	—
1 „ 17 = 2.27 „	1,78	4,28	3,78	3.41	3,14	2,92	2,75	2,60	—
1 „ 18 = 2,54 „	2,00	4,53	4.00	3.61	3,32	3,09	2,91	2,75	—
1 „ 19 = 2,84 „	2,23	4,78	4,22	3,81	3,50	3,26	3,06	2,90	—
1 „ 20 = 3,14 „	2,47	5,03	4,44	4,00	3,69	3,43	3,23	3,05	—
1 „ 21 = 3,46 „	2.72	5,29	4,66	4,20	3,88	3,60	3,39	3,20	—
1 „ 22 = 3,80 „	2,98	5,54	4,88	4,40	4,06	3,78	3,55	3,36	—
1 „ 23 = 4,18 „	3,26	5,77	5,09	4.60	4,23	3,93	3,70	3,50	—
1 „ 24 = 4,52 „	3,56	6,04	5,32	4,80	4,43	4,12	3.87	3,66	—
1 „ 25 = 4,91 „	3,86	6,24	5,50	4,96	4,57	4,25	4,00	3.79	—
1 „ 26 = 5,31 „	4,17	6,44	5,68	5,12	4,72	4,39	4,13	3,91	—
1 „ 27 = 5,73 „	4,50	6,71	5,92	5,34	4,92	4.58	4.30	4,07	—
1 „ 28 = 6,16 „	4.84	6,93	6,12	5,52	5,08	4,73	4,45	4,20	—
1 „ 29 = 6,60 „	5,19	7,20	6,35	5,73	5,28	4,91	4,62	4,37	—
1 „ 30 = 7,07 „	5,55	7,47	6,58	5,95	5,48	5.10	4,85	4,53	—
1 „ 31 = 7,55 „	5,93	7,71	6,80	6,14	5,65	5,26	4,95	4,68	—
1 „ 32 = 8,04 „	6,32	7,96	7,02	6,34	5,84	5,43	5,10	4,83	—
1 „ 33 = 8,55 „	6,72	8,22	7.25	6,55	6,03	5,60	5,27	4,98	—
1 „ 34 = 9.08 „	7,13	8,40	7,40	6,68	6,15	5,72	5,38	5,10	—
1 „ 35 = 9,62 „	7,55	8,74	7,70	6,95	6,41	5,96	5,60	5,30	—
1 „ 36 = 10,18 „	8,00	9,00	7,95	7,16	6,60	6,14	5,77	5,46	—
1 „ 37 = 10,75 „	8,45	9,20	8,12	7.32	6,75	6,27	5,90	5,58	—
1 „ 38 = 11,34 „	8,90	9,41	8,30	7,50	6,90	6,42	6,04	5,71	—
1 „ 39 = 11,94 „	9,38	9,66	8,53	7,70	7,08	6,60	6,20	5,87	—
1 „ 40 = 12,56 „	9,87	9,91	8,75	7,90	7,27	6,76	6,36	6,02	32
1 „ 41 = 13,20 „	10,38	10,18	8,98	8,10	7,45	6,94	6,52	6,17	—
1 „ 42 = 13,85 „	10,90	10,44	9,20	8,32	7,65	7,12	6,70	6,34	—
1 „ 43 = 14,52 „	11,40	10,65	9,40	8,48	7,80	7,26	6,82	6,46	—
1 „ 44 = 15,20 „	11,95	10,90	9,61	8,68	8,00	7,44	6,99	6,60	37
1 „ 45 = 15,90 „	12,50	11.10	9,80	8,84	8,15	7,57	7,11	6.73	—
1 „ 46 = 16,62 „	13,05	11,30	9,98	9,00	8,30	7,70	7,25	6,85	—
1 „ 47 = 17,35 „	13,62	11,58	10,20	9.20	8,48	7,90	7.41	7,02	42
1 „ 48 = 18,09 „	14,22	11,81	10,42	9,40	8,66	8,05	7,58	7,17	—

Erfordernis in der Platte:

Bewehrung auf 1 m Breite	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	6 ⌀ 5	7 ⌀ 5	9 ⌀ 5	10 ⌀ 5	11 ⌀ 5
Aufwand an Eisen kg/m²	0,77	0,77	0,93	1,08	1,40	1,55	1,70
Zur Wahl des Mischungsverhältnisses . . $\sigma_b =$	steigend bis						30

Typ X.

Eigengewicht:

Platte	144 kg/m²,	
Steg	84 „	
Putz und Zelle	32 „	
	$g = 260$ kg/m².	

Betonaufwand für 1 m² ohne Auflager **0,095 m³**,
Konstruktionshöhe 35 cm,
Statische Höhe 32 cm,
Entfernung der Stegmitten **1 m**,
Stegdicke 12 cm,
Plattenstärke 6 cm,
Moment $M = \frac{Ql}{10}$,
Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

In jeder Rippe angeordnetes Eisen	Eisenaufwand in den Rippen ohne Auflager kg/m²	Bei einer Fremdlast von $f =$ 100	200	300	400	500	600	700 in kg/m² ist die zulässige Spannweite $l =$	Kantenpressung im Rippenbalken zur Auswahl des Mischungsverhältnisses
1 ⌀ 10 = 0,79 cm²	0,62	2,62	2,32	2,10	1,94	1,81	1,70	1,61	
1 „ 11 = 0,95 „	0,75	2,88	2,55	2,31	2,13	1,99	1,86	1,77	
1 „ 12 = 1,13 „	0,89	3,14	2,78	2,51	2,32	2,16	2,13	1,92	
1 „ 13 = 1,33 „	1,04	3,40	3,01	2,72	2,51	2,34	2,20	2,08	
1 „ 14 = 1,54 „	1,21	3,66	3,24	2,93	2,70	2,52	2,36	2,24	
1 „ 15 = 1,77 „	1,39	3,92	3,48	3,14	2,90	2,70	2,54	2,40	
1 „ 16 = 2,01 „	1,58	4,18	3,70	3,33	3,09	2,88	2,70	2,56	
1 „ 17 = 2,27 „	1,78	4,44	3,94	3,56	3,28	3,06	2,87	2,72	
1 „ 18 = 2,54 „	2,00	4,70	4,17	3,76	3,47	3,24	3,04	2,88	
1 „ 19 = 2,84 „	2,23	4,97	4,41	3,98	3,67	3,42	3,21	3,05	
1 „ 20 = 3,14 „	2,47	5,23	4,63	4,19	3,86	3,60	3,38	3,20	—
1 „ 21 = 3,46 „	2,72	5,48	4,85	4,39	4,05	3,78	3,54	3,36	—
1 „ 22 = 3,80 „	2,98	5,75	5,09	4,60	4,24	3,95	3,71	3,52	—
1 „ 23 = 4,18 „	3,26	6,03	5,35	4,83	4,45	4,15	3,90	3,70	—
1 „ 24 = 4,52 „	3,56	6,23	5,52	5,00	4,60	4,29	4,03	3,82	—
1 „ 25 = 4,91 „	3,86	6,49	5,75	5,20	4,79	4,47	4,19	3,97	—
1 „ 26 = 5,31 „	4,17	6,78	6,00	5,43	5,00	4,67	4,38	4,15	—
1 „ 27 = 5,73 „	4,50	7,03	6,23	5,63	5,19	4,84	4,55	4,30	—
1 „ 28 = 6,16 „	4,84	7,28	6,45	5,83	5,38	5,02	4,70	4,45	—
1 „ 29 = 6,60 „	5,19	7,49	6,63	6,00	5,53	5,16	4,84	4,58	—
1 „ 30 = 7,07 „	5,55	7,80	6,91	6,25	5,76	5,37	5,04	4,78	—
1 „ 31 = 7,55 „	5,93	8,07	7,16	6,47	5,96	5,55	5,21	4,95	—
1 „ 32 = 8,04 „	6,32	8,33	7,38	6,68	6,15	5,74	5,38	5,10	—
1 „ 33 = 8,55 „	6,72	8,59	7,60	6,88	6,34	5,92	5,55	5,25	—
1 „ 34 = 9,08 „	7,13	8,81	7,81	7,06	6,51	6,08	5,70	5,40	—
1 „ 35 = 9,62 „	7,55	9,03	8,00	7,23	6,67	6,22	5,83	5,53	—
1 „ 36 = 10,18 „	8,00	9,34	8,28	7,48	6,90	6,43	6,04	5,72	—
1 „ 37 = 10,75 „	8,45	9,61	8,52	7,70	7,10	6,63	6,21	5,89	—
1 „ 38 = 11,34 „	8,90	9,81	8,70	7,86	7,25	6,75	6,35	6,00	—
1 „ 39 = 11,94 „	9,38	10,05	8,90	8,05	7,43	6,92	6,50	6,15	
1 „ 40 = 12,56 „	9,87	10,35	9,17	8,30	7,64	7,13	6,69	6,35	—
1 „ 41 = 13,20 „	10,38	10,61	9,40	8,50	7,84	7,31	6,86	6,50	32
1 „ 42 = 13,85 „	10,90	10,84	9,60	8,68	8,00	7,47	7,00	6,65	—
1 „ 43 = 14,52 „	11,40	11,10	9,84	8,90	8,20	7,65	7,18	6,80	—
1 „ 44 = 15,20 „	11,95	11,34	10,06	9,10	8,38	7,81	7,34	6,95	—
1 „ 45 = 15,90 „	12,50	11,60	10,28	9,30	8,56	8,00	7,50	7,10	37
1 „ 46 = 16,62 „	13,05	11,85	10,50	9,50	8,75	8,16	7,65	7,25	—
1 „ 47 = 17,35 „	13,62	12,08	10,70	9,68	8,92	8,32	7,80	7,40	—
1 „ 48 = 18,09 „	14,22	12,33	10,92	9,90	9,10	8,50	7,98	7,55	42
1 „ 49 = 18,86 „	14,80	12,60	11,15	10,10	9,30	8,68	8,15	7,70	—

Erfordernis in der Platte:

Bewehrung auf 1 m Breite	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	6 ⌀ 5	7 ⌀ 5	9 ⌀ 5	10 ⌀ 5	11 ⌀ 5
Aufwand an Eisen kg/m²	0,77	0,77	0,93	1,08	1,40	1,55	1,70
Zur Wahl des Mischungsverhältnisses . . $\sigma_b =$	steigend bis						30

Typ XI.

Eigengewicht:

Platte . . . . 144 kg/m²,
Steg . . . . . 98 „
Putz und Zelle 32 „

$g = 274$ kg/m².

Betonaufwand für 1 m² ohne Auflager **0,101 m³**,
Konstruktionshöhe 40 cm,
Statische Höhe 37 cm,
Entfernung der Stegmitten **1 m**,
Stegdicke 12 cm,
Plattenstärke 6 cm,
Moment $M = \frac{Ql}{10}$,
Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

In jeder Rippe angeordnetes Eisen	Eisenaufwand in den Rippen ohne Auflager kg/m²	Bei einer Fremdlast von $f =$ 100	200	300	400	500	600	700	Kantenpressung im Rippenbalken zur Auswahl des Mischungsverhältnisses
		in kg/m² ist die zulässige Spannweite $l =$							
1 ∅ 10 = 0,79 cm²	0,62	2,76	2,45	2,23	2,06	1,92	1,81	1,71	
1 „ 11 = 0,95 „	0.75	3.03	2,69	2,45	2,25	2,11	1,98	1,88	
1 „ 12 = 1,13 „	0,89	3,30	2,93	2,67	2,45	2,30	2,16	2,04	
1 „ 13 = 1,33 „	1,04	3,58	3,18	2,90	2,66	2,49	2,34	2,22	
1 „ 14 = 1,54 „	1,21	3,86	3,42	3,12	2.87	2,69	2,52	2,39	
1 „ 15 = 1,77 „	1,39	4,14	3,67	3,35	3,08	2,88	2,70	2,56	
1 „ 16 = 2,01 „	1,58	4,40	3,90	3,56	3,27	3,06	2,88	2,72	
1 „ 17 = 2,27 „	1,78	4,68	4,15	3,78	3,48	3,26	3,06	2,90	
1 „ 18 = 2,54 „	2,00	4,95	4,40	4,00	3,68	3,44	3,23	3,06	
1 „ 19 = 2,84 „	2,23	5,26	4,67	4,25	3,91	3,66	3,43	3,25	—
1 „ 20 = 3,14 „	2,47	5,50	4,88	4,45	4.08	3,83	3,59	3,40	—
1 „ 21 = 3,46 „	2,72	5,78	5,13	4,68	4,30	4,03	3,78	3,58	—
1 „ 22 = 3,80 „	2.98	6,06	5.38	4,90	4,51	4,22	3,96	3,75	—
1 „ 23 = 4,18 „	3,26	6,35	5.64	5,13	4,72	4,42	4,15	3,92	—
1 „ 24 = 4,52 „	3,56	6,61	5,87	5,35	4,92	4,60	4,32	4,08	—
1 „ 25 = 4,91 „	3,86	6,90	6,12	5,58	5,13	4,80	4,50	4,27	—
1 „ 26 = 5,31 „	4,17	7,20	6,39	5,82	5,35	5,01	4,70	4,45	—
1 „ 27 = 5,73 „	4,50	7,50	6 65	6,06	5,58	5,22	4,90	4,63	—
1 „ 28 = 6,16 „	4,84	7,81	6.93	6,31	5,82	5,44	5,10	4,83	—
1 „ 29 = 6,60 „	5,19	8,06	7,15	6,51	6,00	5,62	5,26	4,98	—
1 „ 30 = 7,07 „	5,55	8.30	7,35	6,70	6,18	5,77	5,42	5,13	—
1 „ 31 = 7,55 „	5,93	8.54	7,58	6,90	6,35	5,94	5,57	5,28	—
1 „ 32 = 8,04 „	6,32	8,86	7,86	7.16	6,60	6,17	5,80	5,48	—
1 „ 33 = 8,55 „	6,72	9,14	8,11	7,39	6,80	6,35	5,97	5,65	—
1 „ 34 = 9,08 „	7,13	9.43	8,37	7,62	7,02	6,56	6,16	5,82	—
1 „ 35 = 9,62 „	7,55	9,62	8,54	7,78	7,15	6,70	6,28	5,95	—
1 „ 36 = 10,18 „	8,00	9,86	8,75	7,96	7,34	6,86	6,45	6,10	—
1 „ 37 = 10,75 „	8,45	10,12	8,98	8,18	7,52	7,05	6,62	6,26	—
1 „ 38 = 11,34 „	8,90	10,43	9,26	8,44	7,75	7,26	6,82	6,45	—
1 „ 39 = 11,94 „	9,38	10,65	9,45	8,60	7,92	7,40	6,95	6,58	—
1 „ 40 = 12,56 „	9,87	10,97	9,72	8,85	8,15	7,64	7,16	6,78	—
1 „ 41 = 13,20 „	10,38	11,23	9,98	9,08	8,35	7,81	7,34	6,95	—
1 „ 42 = 13,85 „	10,90	11,52	10,22	9,32	8,58	8,02	7,53	7,13	32
1 „ 43 = 14,52 „	11,40	11,77	10,45	9,50	8,75	8,18	7,68	7,28	—
1 „ 44 = 15,20 „	11,95	12,03	10,68	9,72	8,95	8,37	7,85	7,45	—
1 „ 45 = 15,90 „	12,50	12,30	10,90	9,95	9,15	8,55	8,04	7,60	37
1 „ 46 = 16,62 „	13,05	12,58	11,15	10,18	9,35	8,75	8,20	7,77	—
1 „ 47 = 17,35 „	13,62	12,80	11,36	10,33	9,50	8,90	8,35	7,90	—
1 „ 48 = 18,09 „	14,22	13,08	11,60	10,58	9,70	9,10	8,55	8,08	—
1 „ 49 = 18,86 „	14,80	13,36	11,85	10,80	9,94	9,30	8,72	8,26	42

Erfordernis in der Platte:

Bewehrung auf 1 m Breite	5 ∅ 5	5 ∅ 5	6 ∅ 5	7 ∅ 5	9 ∅ 5	10 ∅ 5	11 ∅ 5
Aufwand an Eisen kg/m²	0,77	0,77	0,93	1,08	1,40	1,55	1,70
Zur Wahl des Mischungsverhältnisses . . $\sigma_b =$	steigend bis						30

Typ XII.

Eigengewicht:

Platte . . . . 144 kg/m²,
Steg . . . . . 112 „
Putz und Zelle 32 „

$g = 288$ kg/m².

Betonaufwand für 1 m² ohne Auflager **0,1067 m³**,
Konstruktionshöhe 45 cm,
Statische Höhe 42 cm,
Entfernung der Stegmitten **1 m**,
Stegdicke 12 cm,
Plattenstärke 6 cm,
Moment $M = \frac{Ql}{10}$,
Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

In jeder Rippe angeordnetes Eisen	Eisenaufwand in den Rippen ohne Auflager kg/m²	Bei einer Fremdlast von $f =$ 100	200	300	400	500	600	700 in kg/m² ist die zulässige Spannweite $l =$	Kantenpressung im Rippenbalken zur Auswahl des Mischungsverhältnisses
1 ⌀ 10 = 0,79 cm²	0,62	2,91	2,59	2,36	2,18	2,04	1,92	1,82	
1 „ 11 = 0,95 „	0,75	3,19	2,83	2,58	2,39	2,23	2,10	2,00	
1 „ 12 = 1,13 „	0,89	3,48	3,09	2,82	2,60	2,43	2,30	2,18	
1 „ 13 = 1,33 „	1,04	3,77	3,35	3,06	2,82	2,64	2,49	2,36	
1 „ 14 = 1,54 „	1,21	4,06	3,61	3,29	3,04	2,84	2,68	2,54	
1 „ 15 = 1,77 „	1,39	4,35	3,86	3,53	3,26	3,04	2,87	2,72	
1 „ 16 = 2,01 „	1,58	4,64	4,12	3,76	3,47	3,24	3,06	2,90	
1 „ 17 = 2,27 „	1,78	4,93	4,38	3,99	3,69	3,45	3,25	3,08	
1 „ 18 = 2,54 „	2,00	5,21	4,63	4,22	3,90	3,65	3,44	3,26	
1 „ 19 = 2,84 „	2,23	5,51	4,90	4,47	4,12	3,86	3,64	3,45	—
1 „ 20 = 3,14 „	2,47	5,80	5,15	4,70	4,33	4,05	3,82	3,62	—
1 „ 21 = 3,46 „	2,72	6,08	5,40	4,93	4,55	4,25	4,02	3,81	—
1 „ 22 = 3,80 „	2,98	6,37	5,66	5,17	4,77	4,46	4,21	3,99	—
1 „ 23 = 4,18 „	3,26	6,68	5,94	5,42	5,00	4,67	4,41	4,18	—
1 „ 24 = 4,52 „	3,56	6,95	6,18	5,63	5,20	4,86	4,60	4,35	—
1 „ 25 = 4,91 „	3,86	7,25	6,45	5,88	5,42	5,07	4,79	4,54	—
1 „ 26 = 5,31 „	4,17	7,55	6,70	6,12	5,65	5,28	4,98	4,72	—
1 „ 27 = 5,73 „	4,50	7,88	7,00	6,38	5,90	5,51	5,20	4,94	—
1 „ 28 = 6,16 „	4,84	8,17	7,26	6,62	6,12	5,72	5,40	5,12	—
1 „ 29 = 6,60 „	5,19	8,46	7,52	6,86	6,34	5,93	5,59	5,30	—
1 „ 30 = 7,07 „	5,55	8,74	7,77	7,09	6,55	6,12	5,77	5,47	—
1 „ 31 = 7,55 „	5,93	8,98	7,98	7,28	6,73	6,28	5,93	5,62	—
1 „ 32 = 8,04 „	6,32	9,26	8,23	7,51	6,95	6,48	6,12	5,80	—
1 „ 33 = 8,55 „	6,72	9,58	8,50	7,76	7,18	6,70	6,32	6,00	—
1 „ 34 = 9,08 „	7,13	9,88	8,78	8,00	7,40	6,91	6,52	6,18	—
1 „ 35 = 9,62 „	7,55	10,18	9,05	8,25	7,61	7,12	6,72	6,37	—
1 „ 36 = 10,18 „	8,00	10,44	9,28	8,47	7,82	7,30	6,90	6,54	—
1 „ 37 = 10,75 „	8,45	10,64	9,46	8,62	7,98	7,45	7,03	6,66	—
1 „ 38 = 11,34 „	8,90	10,91	9,70	8,85	8,20	7,65	7,21	6,85	—
1 „ 39 = 11,94 „	9,38	11,24	10,00	9,12	8,42	7,86	7,43	7,05	—
1 „ 40 = 12,56 „	9,87	11,50	10,20	9,33	8,60	8,05	7,60	7,30	—
1 „ 41 = 13,20 „	10,38	11,80	10,50	9,55	8,84	8,26	7,80	7,38	—
1 „ 42 = 13,85 „	10,90	12,10	10,75	9,80	9,05	8,46	8,00	7,57	32
1 „ 43 = 14,52 „	11,40	12,38	11,00	10,00	9,28	8,65	8,18	7,75	—
1 „ 44 = 15,20 „	11,95	12,65	11,25	10,25	9,47	8,85	8,35	7,92	—
1 „ 45 = 15,90 „	12,50	12,92	11,50	10,50	9,68	9,05	8,53	8,10	—
1 „ 46 = 16,62 „	13,05	13,22	11,75	10,72	9,90	9,25	8,73	8,28	37
1 „ 47 = 17,35 „	13,62	13,48	11,96	10,92	10,10	9,46	8,90	8,44	—
1 „ 48 = 18,09 „	14,22	13,75	12,22	11,15	10,30	9,64	9,08	8,60	—
1 „ 49 = 18,86 „	14,80	14,06	12,50	11,40	10,52	9,83	9,28	8,80	—
1 „ 50 = 19,63 „	15,41	14,33	12,75	11,63	10,75	10,03	9,48	8,97	42

Erfordernis in der Platte:

Bewehrung auf 1 m Breite	5 ⌀ 5	5 ⌀ 5	6 ⌀ 5	7 ⌀ 5	9 ⌀ 5	10 ⌀ 5	11 ⌀ 5
Aufwand an Eisen kg/m²	0,77	0,77	0,93	1,08	1,40	1,55	1,70
Zur Wahl des Mischungsverhältnisses . . $\sigma_b =$	steigend bis						30

C. Rundeisen-Tabellen.

R.-E.	Fläche									
	Stückzahl									
mm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0,008	0,016	0,024	0,031	0,039	0,047	0,055	0,063	0,071	0,08
2	0,031	0,063	0,094	0,128	0,157	0,188	0,219	0,25	0,28	0,31
3	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,56	0,63	0,70
4	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,89	1,00	1,13	1,26
5	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,38	1,57	1,77	1,96
6	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,82
7	0,38	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,84
8	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,51	4,02	4,52	5,02
9	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,46	5,08	5,72	6,36
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
11	0,95	1,90	2,85	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55	9,50
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
13	1,33	2,65	3,98	5,31	6,64	7,96	9,29	10,62	11,95	13,27
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,86	15,39
15	1,77	3,53	5,30	7,07	8,84	10,60	12,37	14,14	15,91	17,67
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,11
17	2,27	4,54	6,81	9,08	11,35	13,62	15,89	18,16	20,43	22,70
18	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,26	17,80	20,36	22,90	25,45
19	2,84	5,67	8,51	11,34	14,18	17,02	19,86	22,68	25,54	28,35
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,98	25,14	28,28	31,42
22	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
24	4,52	9,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,66	36,19	40,71	45,24
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
26	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	53,10
28	6,16	12,31	18,47	24,63	30,79	36,94	43,10	49,26	55,44	61,58
30	7,07	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,68
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,42
34	9,08	18,16	27,24	36,32	45,60	54,48	63,56	72,63	81,71	90,79
35	9,62	19,24	28,86	38,48	48,11	57,73	67,35	76,97	86,59	96,21
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	101,8
38	11,34	22,68	34,02	45,36	56,70	68,04	79,38	90,73	102,1	113,4
40	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,5	113,1	125,7
42	13,85	27,71	41,56	55,42	69,25	83,12	96,97	110,8	124,7	138,5
44	15,20	30,41	45,61	60,82	76,00	91,23	106,4	121,6	136,8	152,1
45	15,90	31,81	47,71	63,62	79,50	95,42	111,3	127,2	143,1	159,0
46	16,62	33,24	49,86	66,48	83,10	99,71	116,3	133,0	149,6	166,2
48	18,09	36,19	54,29	72,38	90,48	108,6	126,7	144,8	162,9	181,0
50	19,63	39,27	58,90	78,54	98,17	117,8	137,4	157,0	176,6	196,3

Sind Rundeisen, deren Einzelquerschnitt die Fläche φ cm² hat, in „Maschenweite" e cm verlegt, so entfällt auf 1 m Breite der Querschnitt $f_e = \frac{100 \cdot \varphi}{e}$. Die erforderliche Maschenweite berechnet sich für die gegebenen bezw. gewählten Größen f_e und φ zu $e = \frac{100 \cdot \varphi}{f_e}$.

R.-E.	Umfang									
	Stückzahl									
mm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3,1
2	0,63	1,26	1,89	2,52	3,15	3,78	4,41	5,04	5,67	6,3
3	0,94	1,88	2,82	3,76	4,70	5,64	6,58	7,52	8,46	9,4
4	1,26	2,52	3,78	5,04	6,30	7,56	8,82	10,08	11,34	12,6
5	1,57	3,14	4,71	6,28	7,85	9,42	10,99	12,56	14,13	15,7
6	1,80	3,78	5,67	7,56	9,45	11,34	13,23	15,12	17,02	18,9
7	2,20	4,40	6,60	8,80	11,00	13,20	15,40	17,60	19,80	22,0
8	2,51	5,02	7,53	10,04	12,55	15,06	17,57	20,08	22,59	25,1
9	2,83	5,66	8,49	11,32	14,15	16,98	19,81	22,64	25,47	28,3
10	3,14	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,4
11	3,46	6,92	10,38	13,84	17,30	20,76	24,22	27,68	31,14	34,6
12	3,77	7,54	11,31	15,08	18,85	22,62	26,39	30,16	33,93	37,7
13	4,08	8,16	12,24	16,32	20,40	24,48	28,56	32,64	36,72	40,8
14	4,40	8,80	13,20	17,60	22,00	26,40	30,80	35,80	39,60	44,0
15	4,71	9,42	14,13	18,84	23,55	28,26	32,97	37,68	42,39	47,1
16	5,03	10,06	15 09	20,12	25,15	30,18	35,21	40,24	45,27	50,3
17	5,34	10,68	16,02	21,36	26,70	32,04	37,38	42,72	48,06	53,4
18	5,66	11,32	16,98	22,64	28,30	33,96	39,62	45,28	50,94	56,6
19	5,97	11,94	17,91	23,88	29,85	35,82	41,79	47,76	53,73	59,7
20	6,28	12,56	18,84	25,12	31,40	37,68	43,96	50,24	56,52	62,8
22	6,91	13,82	20,73	27,64	34,55	41,46	48,37	55,28	62,19	69,1
24	7,54	15,08	22,62	30,16	37,70	45,24	52,78	60,32	67,85	75,4
25	7,85	15,70	23,55	31,40	39,50	47,10	54,95	62,80	70,65	78,5
26	8,17	16,34	24,51	32,68	40,85	49,02	57,19	65,36	73,53	81,7
28	8,80	17,60	26,40	35,20	44,00	52,80	61,60	70,40	79,20	88,0
30	9,43	18,86	28,29	37,72	47,15	56,58	66,01	75,44	84,87	94,3
32	10,05	20,10	30,15	40,20	50,25	60,30	70,35	80,40	90,45	100,5
34	10,68	21,36	32,04	42,72	53,40	64,08	74,76	85,44	96,12	106,8
35	11,00	22,00	33,00	44,00	55,00	66,00	77,00	88,00	99,00	110,0
36	11,31	22,62	33,93	45,24	56,55	67,86	79,17	90,48	101,79	113,1
38	11,94	23,88	35,82	47,76	59,70	71,64	83,58	95,52	107,46	119,4
40	12,57	25,14	37,71	50,28	62,85	75,42	87,99	100,56	113,13	125,7
42	13,20	26,40	39,60	52,80	66,00	79,20	92,40	105,60	118,80	132,0
44	13,82	27,64	41,46	55,28	69,10	82,92	96,74	110,56	124,38	138,2
45	14,14	28,28	42,42	56,56	70,70	84,84	98,98	113,12	127,26	141,4
46	14,45	28,90	43,35	57,80	72,25	86,70	101,15	115,60	130,05	144,5
48	15,08	30,16	45,24	60,32	75,40	90,48	105,56	120,64	135,72	150,8
50	15,71	31,42	47,13	62,84	78,55	94,26	109,97	125,68	141,39	157,1

R.-E.	$n \cdot f_e = (15 \cdot f_e)$									
	Stückzahl									
mm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0,12	0,24	0,36	0,48	0,60	0,72	0,84	0,96	1,08	1,20
2	0,465	0,93	1,40	1,86	2,33	2,79	3,26	3,72	4,19	4,65
3	1,05	2,10	3,15	4,20	5,25	6,30	7,35	8,40	9,45	10,50
4	1,95	3,90	5,85	7,80	9,75	11,70	13,65	15,60	17,55	19,50
5	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00	18,00	21,00	24,00	27,00	30,00
6	4,20	8,40	12,60	16,80	21,00	25,20	29,40	33,60	37,80	42,00
7	5,70	11,40	17,10	22,80	28,50	34,20	39,90	45,60	51,30	57,00
8	7,50	15,00	22,50	30,00	37,50	45,00	52,50	60,00	67,50	75,00
9	9,60	19,20	28,80	38,40	48,00	57,60	67,20	76,80	86,40	96,00
10	11,85	23,70	35,55	47,40	59,25	71,10	82,95	94,80	106,25	118,50
11	14,25	28,50	42,75	57,00	71,25	85,50	99,75	114,00	128,25	142,50
12	17,00	33,90	50,85	67,80	84,75	101,70	118,65	135,60	152,55	169,50
13	19,95	39,90	59,85	79,80	99,75	119,70	139,65	159,60	179,55	199,50
14	23,10	46,20	69,30	92,40	115,50	138,60	161,70	184,80	207,90	231,00
15	26,55	53,10	79,65	106,20	132,75	159,30	185,85	212,40	238,95	265,50
16	30,15	60,30	90,45	120,60	150,75	180,90	211,05	241,20	271,35	301,50
17	34,05	68,10	102,15	136,20	170,25	204,30	238,35	272,40	306,45	340,50
18	38,10	76,20	114,30	152,40	190,50	228,60	266,70	304,80	342,90	381,00
19	42,60	85,20	127,80	170,40	213,00	255,60	298,20	340,80	383,40	426,00
20	47,10	94,20	141,30	188,40	235,50	282,60	329,70	376,80	423,90	471,00
22	57,00	114,00	171,00	228,00	285,00	342,00	399,00	456,00	513,00	570,00
24	67,80	135,60	203,40	271,20	339,00	406,80	474,60	542,40	610,20	678,00
25	73,65	147,30	220,95	294,60	368,25	441,90	515,55	589,20	662,85	736,50
26	79,65	159,30	238,95	318,60	398,25	477,90	557,55	637,20	716,85	796,50
28	92,40	184,80	277,20	369,60	462,00	554,40	646,80	739,20	831,60	924,00
30	106,05	212,10	318,15	424,20	530,25	636,30	742,35	848,4	954,45	1060,5
32	120,60	241,2	361,8	482,4	603,0	723,6	844,2	964,8	1085,4	1206
34	136,20	272,4	403,6	544,8	681,0	817,2	953,4	1089,6	1225,8	1362
35	144,30	288,6	432,9	577,2	721,5	865,8	1010,1	1154,4	1298,7	1443
36	152,70	305,4	458,1	610,8	763,5	916,2	1068,9	1221,6	1374,3	1527
38	170,10	340,2	510,3	680,4	850,5	1020,6	1190,7	1360,8	1530,9	1701
40	188,40	376,8	565,2	753,6	942,0	1130,4	1318,8	1507,2	1695,6	1884
42	207,75	415,5	623,3	831,0	1038,8	1246,5	1454,3	1662,0	1869,8	2078
44	228,00	456,0	684,0	912,0	1140,0	1368,0	1596,0	1824,0	2052,0	2280
45	238,50	477,0	715,5	954,0	1192,5	1431,0	1669,5	1908,0	2146,5	2385
46	249,30	498,6	747,9	997,2	1246,5	1495,8	1745,1	1994,4	2243,7	2493
48	271,35	542,7	814,1	1085,4	1356,8	1628,1	1899,5	2170,8	2442,2	2714
50	294,45	588,9	883,4	1177,8	1472,3	1766,7	2061,2	2355,6	2650,1	2945

R.-E.	Gewicht in kg für 1 lfd. m									
	Stückzahl									
mm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0,006	0,012	0,018	0,024	0,030	0,036	0,042	0,048	0,054	0,06
2	0,024	0,048	0,072	0,096	0,120	0,144	0,168	0,192	0,216	0,24
3	0,055	0,110	0,165	0,220	0,275	0,330	0,385	0,440	0,495	0,55
4	0,098	0,196	0,294	0,392	0,490	0,588	0,686	0,784	0,882	0,99
5	0,153	0,306	0,459	0,612	0,765	0,918	1,071	1,224	1,377	1,53
6	0,220	0,440	0,660	0,880	1,100	1,320	1,540	1,760	1,980	2,20
7	0,300	0,600	0,900	1,200	1,500	1,800	2,100	2,400	2,700	3,00
8	0,392	0,784	1,176	1,568	1,960	2,352	2,744	3,136	3,528	3,92
9	0,496	0,992	1,488	1,984	2,480	2,976	3,472	3,968	4,464	4,96
10	0,613	1,228	1,839	2,452	3,065	3,678	4,291	4,899	5,517	6,13
11	0,740	1,480	2,220	2,960	3,700	4,440	5,180	5,920	6,660	7,40
12	0,881	1,762	2,643	3,524	4,405	5,286	6,167	7,048	7,929	8,81
13	1,035	2,070	3,105	4,140	5,175	6,210	7,245	8,280	9,315	10,35
14	1,201	2,402	3,603	4,804	6,005	7,206	8,407	9,608	10,809	12,01
15	1,378	2,756	4,134	5,512	6,890	8,268	9,646	11,024	12,402	13,78
16	1,568	3,136	4,704	6,272	7,840	9,408	10,976	12,544	14,112	15,68
17	1,770	3,540	5,310	7,080	8,850	10,620	12,390	14,160	15,930	17,70
18	1,985	3,970	5,955	7,940	9,925	11,910	13,895	15,880	17,865	19,85
19	2,212	4,424	6,636	8,848	11,060	13,272	15,484	17,696	19,908	22,12
20	2,450	4,900	7,350	9,800	12,250	14,700	17,160	19,600	22,050	24,50
22	2,965	5,930	8,895	11,860	14,825	17,790	20,755	23,720	26,685	29,65
24	3,529	7,058	10,587	14,116	17,645	21,174	24,703	28,232	31,761	35,29
25	3,829	7,658	11,487	15,316	19,145	22,974	26,803	30,632	34,461	38,29
26	4,141	8,282	12,423	16,564	20,705	24,846	28,987	33,128	37,269	41,41
28	4,803	9,606	14,409	19,212	24,015	28,818	33,612	38,424	43,227	48,03
30	5,513	11,026	16,539	22,052	27,565	33,078	38,591	44,104	49,617	55,13
32	6,273	12,546	18,819	25,092	31,365	37,638	43,911	50,184	56,457	62,73
34	7,082	14,164	21,246	28,328	35,410	42,492	49,574	56,656	63,738	70,82
35	7,500	15,000	22,500	30,000	37,500	45,000	52,500	60,000	67,500	75,00
36	7,939	15,878	23,817	31,756	39,695	47,643	55,573	63,512	71,451	79,39
38	8,846	17,692	26,538	35,384	44,230	53,076	61,922	70,768	79,614	88,46
40	9,802	19,604	29,406	39,208	49,010	58,812	68,614	78,416	88,218	98,02
42	10,806	21,612	32,418	43,224	54,030	64,836	75,642	86,448	97,254	108,06
44	11,860	23,720	35,580	47,440	59,300	71,160	83,020	94,880	106,740	118,60
45	12,448	24,960	37,440	49,920	62,400	74,880	87,360	99,840	112,320	124,80
46	12,948	25,896	38,844	51,792	64,740	77,688	90,636	103,584	116,532	129,48
48	14,115	28,230	42,345	56,460	70,575	84,690	98,805	112,920	127,035	141,15
50	15,315	30,630	45,945	61,260	76,575	91,890	107,205	122,520	137,835	153,15

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW. 68.