Man beachte wie nahe gleich αH ($\frac{3}{4} H$)!

$$J = \tfrac{1}{3} B (H - x)^3 - \tfrac{1}{3} (B - b) (h - x)^3 + \nu F_e x^2$$

$$J = 3{,}887000 \; cm^4.$$

Hier liegt die neutrale Achse fast einen vollen Dezimeter unterhalb der Plattenunterkante und doch macht das in obiger Theorie vernachlässigte Glied $\frac{1}{3} b (h - x)^3 = 6075$ nicht ganz 0·02% von J aus.

Die Grenzspannungen sind:

$$\text{Beton } \sigma_b = \frac{M}{J} (H - x) = 20 \; kg/cm^2 \text{ (zulässig 22)}$$

$$\text{Eisen } s_e = \frac{M}{J} x \doteq 1030 \; kg/cm^2.$$

II. Teil: Welche Plattenbreite darf bei Plattenbalken aus Eisen-Beton bei der Tragfähigkeitsberechnung mitgezählt werden?

Wiederholt ist von verschiedenen Seiten darauf hingewiesen worden, daß bei der Tragfähigkeitsuntersuchung der betoneisernen Plattenbalken ein Berechnungsvorgang zum Usus geworden ist, der mit der Theorie in scharfem Widerspruch steht und durch keinerlei praktische Erfahrungen gestützt wird. Derselbe besteht darin, daß man als nutzbare Plattenbreite die volle Distanz $\varDelta$ (Siehe Fig. 13, Taf. I) zweier benachbarter Rippen einsetzt. Es soll also die meistens relativ dünne Platte, welche ohnedies als Querkonstruktion zwischen den Rippen bereits bis an die Zulässigkeitsgrenze auf Biegung beansprucht ist, noch in ihrer Gänze als biegungswiderstehender Querschnittsteil der Plattenbalken angesehen werden. Dagegen sind, wie bemerkt, wiederholt Einwände erhoben worden, und die preußischen Bestimmungen über die Ausführung von Eisenbetonbauten haben diese Mitwirkung der Platte auch insoferne schon begrenzt, als sie normieren, daß nicht mehr als maximal ein Drittel der Spannweite des Balkens als nutzbare Plattenbreite anzusehen sei. Diese bloß aus dem Bestreben nach einer Begrenzung entstandene Angabe ist jedoch durchaus willkürlich, da diese Breite natürlich von einer ganzen Zahl von Faktoren, nicht von der Spannweite allein abhängig sein muß.

Das letzte Wort in dieser Frage, welche Plattenbreite nutzbar mitgerechnet werden darf, wird zweifellos der Versuch sprechen. Doch soll im Folgenden wenigstens einmal ein Anfang gemacht werden und soweit dies der Theorie möglich ist, eine Antwort auf die Frage erteilt werden.

Vorausgeschickt soll nur noch werden, daß dieser Punkt sehr wichtig ist, weil die Plattenbreite bei der Berechnung des nutzbaren Trägheitsmomentes in der 2. Phase sehr ins Gewicht fällt und eine Änderung derselben auf alle anderen Abmessungen, wie Höhe der Rippe, Eisenfläche, von bedeutendem Einfluß ist. Vor allem aber, weil der Fehler, den man usuell mit der obigen Annahme macht, die Konstruktionssicherheit erheblich verringert.

Bei Hochbaukonstruktionen werden die Plattenbalken in der Regel so dimensioniert, daß man die Stärke der Platte mit Rücksicht auf ihre Beanspruchung als Querkonstruktion zwischen den Rippen rechnet und diese Dicke d dann bei der Biegung der Rippe in Rechnuug zieht. (Vgl. Fig. 14 Tafel I.)

Nimmt man da die Breite $\triangle$, d. i. die Rippendistanz, oder auch nur $\frac{1}{3}$ der Spannweite als wirksame Plattenbreite an, so ergibt sich ein nutzbares Trägheitsmoment J und eine bestimmte Lage der ideellen Schwerachse $=$ Nullinie x. Untersucht man dann einmal die maximale Schubspannung, welche im horizontalen Längenschnitt $n - n$ rechnungsmäßig auftreten sollte, so wird man finden, daß dieselbe die Schubfestigkeit des Betons weitaus übersteigt. Der Rechnung nach müßte also in der neutralen Schichte oder, was bei ökonomisch dimensionierten Plattenbalken bekanntlich fast dasselbe ist, an der Anschlußstelle der Rippe an die Platte ein Längsriß entstehen noch lange ehe die Normalfestigkeit des Plattenbalkens erschöpft ist. Die Erfahrung lehrt, daß solche Risse nicht entstehen, daß sie sogar bei Belastungen bis zum Bruch an dieser Stelle und in diesem Verlaufe nicht entstehen. Daraus folgt aber, daß dort dann auch tatsächlich die rechnungsmäßigen Schubspannungen nicht auftreten, daß somit die Platte zwar in ihren der Rippe benachbarten Teilen, nicht aber in den weiter entfernten an der Aufnahme des Angriffsmomentes teilnimmt. Der Übergang wird in Wirklichkeit ein allmähliger sein, wenngleich wahrscheinlich ein rascher Spannungsabfall mit wachsender Entfernung von der Rippe eintreten dürfte.

Im Folgenden wird nun die nutzbare Plattenbreite B aus der Bedingung bestimmt, daß die rechnungsmäßig unter Benützung der Breite B sich ergebende Schubspannung in der neutralen Zone die tatsächlich dort auftretende Schubspannung τ nicht überschreiten dürfe.

Es werden dann die im I. Teil dieser Arbeit abgeleiteten Formeln für die direkte Dimensionierung der Plattenbalken aus Betoneisen unter Einführung der neuen Formeln für die nutzbare Plattenbreite B vervollständigt. Und schließlich wird der Weg gezeigt, wie für die tatsächlichen Schubspannungen wenigstens Grenzen sich ziehen lassen, die sie nicht überschreiten können, werden die praktisch für τ zu substituierenden Werte eingeführt.

B sei die unbekannte nutzbare Plattenbreite, b_1 die Breite der Rippe an der Stelle der größten horizontalen Schubspannungen. (Vgl. Fig. 15a, 15b, Taf. I.)

Im Falle des rechtwinkligen Anschlusses der Rippe an die Platte wird $b_1 = b$, gleich der Rippenbreite sein, im Falle der Ausbildung von Übergangsprismen zwischen Platte und Rippe ist b_1 größer und weil die neutrale Achse meist nahe der Plattenunterkante liegt (Siehe I. Teil Ste. 14 ff.) nahezu gleich der Breite an der Anschlußstelle der Rippe.

Bezeichnet Q die maximale Querkraft der Belastung, so ist die Schubkraft im horizontalen Längenschnitt pro Flächeneinheit bekanntlich:

$$\tau = \frac{\mu Q}{J b_1} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 28$$

wobei μ das statische Moment des auf einer Seite der neutralen Achse gelegenen Flächenteiles bezüglich dieser Achse ist. μ bedeutet also das statische Moment der in Figur 15, Tafel I, schraffierten Fläche, bezogen auf ihre untere Begrenzung. Werde auch hier, wie im I. Teil dieser Arbeit der kleine unterhalb der Platte gelegene Teil dieser Fläche gegenüber der Plattenfläche im statischen Moment vernachlässigt, so ergibt sich:

$$\mu = B d \left(H - x - \frac{d}{2} \right)$$

und mit Benützung von

7) . . . . $x = \alpha H$

und 6) . . . , ... $\alpha = \dfrac{s}{\nu \sigma + s}$

$$\mu = B d \left(\frac{\nu \sigma}{\nu \sigma + s} H - \frac{d}{2} \right) \quad . . . . 29$$

Ferner ist laut 7[a])

$$J = \frac{\nu \alpha}{s} M H \text{ oder}$$

$$J = \frac{\nu}{\nu \sigma + s} M H \quad . . . . 30$$

Setzt man die Werte von 29 und 30 in Gleichung 28 ein, so erhält man unter Substitution von $H - h$ für d und von

Gleichung 24 . . . . $h = k H$ schließlich:

$$\frac{M}{B} = \frac{H s \, Q (1 - k)(k + 1 - 2 \alpha)}{2 \tau b_1 \nu \alpha} \quad . . . . 31$$

Nun war laut Gleichung V im I. Teil dieser Arbeit

$$H^2 = C_3 \frac{M}{B}, \text{ somit}$$

ist

$$\frac{M}{B} = \frac{H^2}{C_3} \quad . . . . 32$$

wobei laut 26 . . . . $C_3 = \dfrac{6 \nu \alpha}{s \left[2 (1 - k^3) - 3 \alpha (1 - k^2) \right]}$.

Durch Gleichsetzen von Gl. 32 und Gl. 31 ergibt sich bei Substitution des obigen Wertes von C_3

$$H = \frac{Q}{\tau b_1} \cdot \frac{3 (k + 1 - 2 \alpha)}{2 (1 + k + k^2) \quad 3 \alpha (1 + k)} \quad . . . . . . \text{XIII}$$

Diese Formel würde die notwendige Höhe H unter Berücksichtigung begrenzter Plattenbreite liefern, wenn k bekannt wäre. Da dies nicht der Fall ist, müssen wir hier wie bei Formel V verfahren, d. h. durch Einführung der Beziehung

$$k = 1 - \frac{d}{H}$$

das k eliminieren.

Bezeichnen wir von nun an

$$\frac{Q}{\tau b_1} = \lambda, \quad . . . . 33$$

so schreibt sich die nach Entfernung von k übrigbleibende quadratische Gleichung für H wie folgt:

$$\underline{H^2 - (m_1 d + \lambda) H + m_2 d (2 d + 3 \lambda) = 0} \quad . . . . . \text{XIV}$$

Dabei sind m_1 und m_2 nur von α abhängig u. zw.

$$m_1 = \frac{2 - \alpha}{2(1 - \alpha)},$$

$$m_2 = \frac{1}{6(1 - \alpha)};$$ und sind wieder im Nachstehenden in eine Tabelle entwickelt.

Zulässige Eisen-spannung $s\ kg/cm^2$	Zulässiger Beton-druck $\sigma\ kg/cm^2$	α für $\nu = 15$	m_1	m_2
800	25	0·681	2·067	0·522
	30	0·640	1·889	0·463
	$33\frac{1}{3}$	0·615	1·799	0·432
	40	0·571	1·666	0·389
900	25	0·706	2·200	0·567
	30	0·667	2·000	0·500
	$33\frac{1}{3}$	0·643	1·900	0·467
	40	0·600	1·750	0·417
1000	25	0·727	2·331	0·611
	30	0·690	2·113	0·538
	$33\frac{1}{3}$	0·667	2·000	0·500
	40	0·625	1·833	0·444
1200	25	0·762	2·600	0·700
	30	0·727	2·332	0·611
	$33\frac{1}{3}$	0·706	2·200	0·567
	40	0·667	2·000	0·500

Für den wichtigen Eall $\sigma = 33^1/_3 kg/cm^2$ und $s = 1000\ kg/cm^2$ also $\alpha = \frac{2}{3}$ lautet die Gleichung:

$$H^2 - (2d + \lambda) H + \frac{d}{2}(2d + 3\lambda) = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \text{XIV}$$

Von den zwei Wurzelwerten der Gl. XIV ist nur der folgende zu gebrauchen. Löst man Gl. XIV nach H auf, so läßt sich das Ergebnis nach entsprechender Reduktion schreiben:

$$H = \frac{2 - \alpha}{4(1 - \alpha)} d + \frac{\lambda}{2} + \sqrt{\left[\frac{\lambda}{2} - \frac{\alpha d}{4(1 - \alpha)}\right]^2 - \frac{d^2}{12(1 - \alpha)}}.$$

Entwickelt man den Wurzelausdruck in eine Reihe, so erhält man, da dieselbe sehr stark konvergiert, unter Vernachlässigung der Glieder vom dritten angefangen

$$H = \frac{d}{2} + \lambda - \frac{d^2}{12\lambda(1 - \alpha) - 6\alpha d} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{XV}$$

Das Zusatzglied $\frac{d^2}{12\lambda(1-\alpha)-6\alpha d}$ gibt bei Hochbaukonstruktionen, also bei Plattenbalken mit dünnen Platten und relativ großen Rippendistanzen wenig aus und man kann für solche Konstruktionen näherungsweise setzen

$$H = \frac{d}{2} + \lambda \ldots\ldots\ldots\ldots \text{XV'}$$

wobei man die Konstruktionssicherheit etwas erhöht.

(Vgl. Beispiel 4a, St. 38.)

Für den praktisch häufigen Fall:

$$s = 1000,\ \sigma = 33\tfrac{1}{3} \text{ also } \alpha = \tfrac{2}{3} \text{ lautet Gl. XV:}$$

$$H = \frac{d}{2} + \lambda - \tfrac{1}{4}\,\frac{d^2}{\lambda - d} \ldots\ldots\ldots \text{XV}^a$$

Hat man H gefunden, so kann man dann B aus Gl. VII finden mit

$$B = \frac{M}{d\sigma(H - C_4 d)} \ldots\ldots\ldots \text{XVI}$$

Hiezu für C_4 Tabelle auf Seite 16.

Mit obigem Näherungswert XV' für H erhält man für Hochbaukonstruktionen die nutzbare Plattenbreite

$$B = \frac{M}{d\sigma\left[\lambda - \frac{5}{12(1-\alpha)} \cdot d\right]} = \frac{M}{d\sigma[\lambda - \nu d]} \ldots\ldots \text{XVI'}$$

(Vgl. Beispiel 4, St. 38.)

s	σ	α $\nu = 15$	$v = \frac{5}{12(1-\alpha)}$
800	25	0·681	1·306
	30	0·640	1·157
	$33\frac{1}{3}$	0·615	1·082
	40	0·571	0·971
900	25	0·706	1·417
	30	0·667	1·250
	$33\frac{1}{3}$	0·643	1·167
	40	0·600	1·042
1000	25	0·727	1·526
	30	0·690	1·344
	$33\frac{1}{3}$	0·667	1·250
	40	0·625	1·111
1200	25	0·762	1·750
	30	0·727	1·526
	$33\frac{1}{3}$	0·706	1·417
	40	0·667	1·250

F_e wird dann unter Benützung von B und H wie früher nach Gl. IX

$$F_e = \left(C_5 - C_6 \frac{d}{H}\right) B d$$

unter Benützung der Tabelle auf St. 18 gefunden.

Man kann also zur Dimensionierung von Hochbau-Plattenbalken bei Berücksichtigung der beschränkten nutzbaren Plattenbreite vorgehen, wie folgt:

Man dimensioniert zuerst die Platte als Querkonstruktion zwischen den Rippen.

Dann ermittelt man nach XVI' die nutzbare Plattenbreite und bestimmt dann H wie früher (siehe I. Teil) aus VII. F_e findet man aus IX.

Das b kann mit Rücksicht auf die Unterbringung der nötigen Eisenfläche gewählt werden, doch wird man, da die nutzbare Breite B fast proportional mit b (bezw. b_1) wächst (siehe Formel XVI'), lieber mehr als weniger dafür wählen. Übergangsprismen zwischen Rippe und Platte sind natürlich sehr zu empfehlen. (Vergl. Beispiel 4b, S. 38).

Man kann auch, ohne das B überhaupt zu benützen, so verfahren: Man ermittle das H aus Gl. XIV oder XV und weiter wie oben. Dadurch erhält man etwas niedrigere Rippen. (Vgl. Beispiel 4).

Bei Brückentafeln, wie überhaupt bei Plattenbalken mit nahestehenden Rippen, wo die Plattendicke d nach dem im I. Teil (S. 18) Gesagten nicht schon durch die Bestimmung der Platte als Querkonstruktion zwischen den Rippen gegeben sein muß, sondern aus anderen Bedingungen, z. B. dem Verlangen nach Erreichung des Betonminimums oder der geringsten Konstruktionshöhe abgeleitet werden kann (Vgl. S. 19 ff.) wird man anders vorgehen:

Handelt es sich um Dimensionierung zur Erreichung des Betonminimums, so wird man, wenn die S. 22 angegebene Methode beibehalten werden soll, noch zu untersuchen haben, ob die Breite b_1, mit welcher die Rippe sich an die Platte ansetzt, ausreicht, oder nicht.

Löst man zu diesem Zwecke Gl. XIV nach λ auf, so erhält man:

$$\lambda = \frac{6\,(1-\alpha)\,H^2 - 3\,(2-\alpha)\,d\,H + 2\,d^2}{6\,(1-\alpha)\,H - 3\,d}$$

Und mit Benützung von Gl. 33.

$$b_1 = \frac{Q}{\tau} \cdot \frac{6\,(1-\alpha)\,H - 3\,d}{6\,(1-\alpha)\,H^2 - 3\,(2-\alpha)\,d\,H + 2\,d^2} \quad . \; . \; . \; . \; \mathrm{XVII}$$

Für $\alpha = \frac{2}{3}$ lautet diese Gleichung.

$$b_1 = \frac{Q}{2\,\tau} \cdot \frac{2\,H - 3\,d}{H^2 - 2\,d\,H + d^2}, \text{ oder}$$

$$b_1 = \frac{Q}{2\,\tau} \cdot \frac{2\,H - 3\,d}{(H-d)^2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; \mathrm{XVII}^a$$

Ist die Rippenbreite b so groß, wie dieser Wert, so ist die Untersuchung beendet und die Dimensionen bleiben. Ist b kleiner als obiger Wert für b, so muß durch Übergangsprismen dafür gesorgt werden, daß in der neutralen Achse*) ($x = \alpha\,H$ von der Eisenachse entfernt) die obige Breite b vorhanden ist. Siehe diesbezüglich weiter unten nachfolgendes Beispiel 5.

*) Man kann hiefür auch die Rippenanschlußstelle gelten lassen.

Die Untersuchung bezüglich des Betonminimums bei Hochbaukonstruktionen mit weit entfernten Rippen ist meistens zwecklos. Sie liefert auch hier, bei beschränkter Plattenbreite Werte für d, die unter der Ausführbarkeitsgrenze liegen.*) Auch gibt es, wenn man mit begrenzter Plattenbreite rechnet, hier immer einen in Bezug auf Längsbiegung unwirksamen Teil ab (Fig. 17, Taf. I), der vor allem zu einem Minimum zu machen wäre. Dieses Minimum wäre Null. Dadurch, d. h. wenn man die Rippendistanz gleich der nutzbaren Breite wählte, würde aber die Platte als Querkonstruktion zwischen den Rippen nicht voll ausgenützt. Man wird in diesem Falle immer am ökonomischesten verfahren, wenn man die Rippendistanz**) so wählt, daß man mit Rücksicht auf Belastung mit einer Plattendicke von etwa 8—10 *cm* das Auslangen findet.

Soll endlich bei beschränkter Plattenbreite die minimale Konstruktionshöhe erreicht werden, so hat man bekanntlich (wenn dabei noch ökonomisch dimensioniert werden soll) nach dem auf S. 19 Gesagten dafür zu sorgen, daß die neutrale Achse in die Plattenunterkante fällt, was für $k = \alpha$ eintritt.

Dann ist $$d = (1 - k)\, H = (1 - \alpha)\, H \quad \ldots\ldots\ldots 34$$

Setzt man dies in Gleichung XIV, so geht diese quadratische Gleichung unter Ausscheidung des Wurzelwertes Null in eine lineare über:

$$H_{min} = \frac{3\lambda}{2 + \alpha} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 35$$

Die Bedeutung dieser Gleichung darf nicht mißverstanden werden. Der obige Wert von H_{min} ist nur als untere Grenze aufzufassen, die mit Rücksicht auf Schubfestigkeit nicht unterschritten werden darf. Liefert die Formel II (S. 5) einen größeren Wert, so ist dieser maßgebend. Es ist also:

$$H^2 = \frac{6\nu\alpha}{s(1-\alpha)^2(2+\alpha)} \frac{M}{B}, \text{ keinesfalls aber}$$

$$\underline{H < \frac{3\lambda}{2+\alpha}}; \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{XVIII}$$

d ist dann nach:

34) $\ldots\ldots\ldots\ d = (1 - \alpha)\, H$

und F_e ist aus Formel I zu bestimmen.

Die nutzbare Plattenbreite würde sich aus Gl. II mit Benützung des Wertes für H_{min} rechnen mit

$$B_{max} = \frac{2 M \nu \alpha (2 + \alpha)}{3 s \lambda^2 (1 - \alpha)^2};$$

Aus der Grundgleichung

6) $\dfrac{s}{\nu\sigma + s} = \alpha$ läßt sich bestimmen:

---

*) Auf die Ableitung der diesbezüglichen Formeln

$$d^2 - \xi\lambda d + \eta\left(\lambda^2 - \frac{M}{b\sigma}\right) = 0$$

$$\xi = \frac{18(2\alpha + 3)(1 - \alpha)}{15\alpha + 10}; \quad \eta = \frac{72(1 - \alpha)^2}{15\alpha + 10}$$

wird verzichtet, da dieselben aus dem obigen Grunde keinen praktischen Wert haben.

**) Beziehungsweise die Distanz der Querrippen.

$$\frac{v\alpha}{s(1-\alpha)} = \frac{1}{\sigma} \text{ und somit}$$

$$B_{max} = \frac{2M(2+\alpha)}{3\sigma\lambda^2(1-\alpha)}*) \quad \ldots\ldots\ldots \text{XIX}$$

Man wird also vorgehen wie folgt:

Bei einer Brückentafel mit nahen Rippen wird man wieder nach den im I. Teil (S. 19) angegebenen Grundsätzen dimensionieren, wenn die minimale Höhe erreicht werden soll. Man rechnet also H aus Gl. II. unter Benützung der vollen Rippendistanz als nutzbare Plattenbreite B. Dann hat man entweder mittels Gl. XVIII nachzusehen, ob der gefundene Wert nicht etwa kleiner als H_{min} ist [wäre er es (selten), so wäre er durch $H_{min} = \frac{3\lambda}{2+\alpha}$ zu ersetzen, sonst bleibt er wie er ist], oder mittels der Formel XVII das b_1 zu untersuchen, beziehungsweise zu rektifizieren. (Beispiel 5, S. 40).

Bei Hochbaukonstruktionen mit großen Rippendistanzen wird man zur Erreichung der geringsten Konstruktionshöhe das B aus

$$\text{XIX.} \ldots\ldots \quad B_{max} = \frac{2M(2+\alpha)}{3\sigma\lambda^2(1-\alpha)},$$

das H aus

$$35) \ldots\ldots \quad H_{min} = \frac{3\lambda}{2+\alpha}$$

und dann das F_e aus Gl. I ermitteln.

Dabei braucht die Plattendicke $d = (1-\alpha)H$ nur innerhalb der Breite B ausgeführt zu werden. (Vgl. Beispiel 6, Seite 40 und Fig. 16, 25, Taf. I.)

Die Schubspannung τ.

In allen Formeln des II. Teiles spielt naturgemäß λ die entscheidende Rolle. Nach

$$33) \text{ ist} \ldots\ldots\ldots \quad \lambda = \frac{Q}{\tau b_1},$$

wobei τ die vorläufig unbekannte Schubspannung in der Flächeneinheit des horizontalen Längsschnittes in der neutralen Zone bedeutet.

Vergegenwärtigen wir uns noch einmal, wie wir zu diesem Werte gelangten; S. 28 ff. wurde ausgeführt:

Betrachtet man den Querschnitt der zu einem Plattenbalken gehörigen Betonplatte in ihrer vollen Breite β (Fig. 17) gleich der Rippendistanz als nutzbare Fläche, so ergeben sich rechnungsmäßig in der neutralen Zone Schubspannungen, welche in vielen Fällen lange vor Erreichung der Bruchgrenze zu einer Zerstörung des Betons durch Abscheren, also zur Entstehung von hori-

---

*) Hätte man anstatt Gl. II die gleichfalls giltige Gl. XVI zur Ermittelung von B_{max} benützt, so hätte man erhalten:

$$B_{max} = \frac{4M(2+\alpha)^2}{3\sigma\lambda^2(1+\alpha)(1+6\alpha)};$$

dieser scheinbare Widerspruch löst sich, da Gl. XVI aus der **Näherungs**gleichung VII abgeleitet ist. Tatsächlich sind diese Werte sehr nahe gleich, wie man sich an einem Ziffernbeispiel überzeugen kann.

zontalen Längsrissen in der Rippe, nahe ihrer Anschlußstelle an die Platte, hätten führen müssen. Da nun solche Risse nicht sichtbar werden, so können wir daraus schließen, daß auch so große Schubspannungen nicht auftreten, daß also auch die Platte nicht in ihrer vollen Breite mitwirken wird. Wir fanden dann die nutzbare Breite B als eine Funktion der tatsächlichen Spannungen τ.

Es handelt sich also jetzt in erster Linie darum, diesen Wert von τ kennen zu lernen. Zu diesem Zwecke stellen wir die nachfolgende Überlegung an. Zur besseren Verbindung des Zuggurts solcher Plattenbalken und zur Aufnahme von Schubspannungen werden bekanntlich in die Verbundplattenbalken Eisenbügel eingelegt, über deren Dimensionierung verschiedene Autoren noch sehr verschiedene Ansichten haben. Darüber siehe weiter unten.

Wir wollen einen Augenblick lang annehmen, daß diese Bügel nicht vorhanden wären. Wir hätten also einen Plattenbalken vor uns, ganz wie gewöhnlich armiert, aber ohne Bügel. Wir belasten ihn und bringen ihn zum Bruch. Treten bei diesem Versuch auch die mehrfach erwähnten Längsrisse während des ganzen Versuches nicht auf, so ist gewiß, daß die Normalfestigkeit eher erschöpft wurde als die Schubfestigkeit an der bewußten Stelle. Dann wären wir auf Grund der Proportionalität von Ursache und Wirkung berechtigt anzunehmen, daß auch die Grenze der zulässigen Inanspruchnahme wie die Bruchgrenze von den Normalspannungen eher erreicht wurde als von den Schubspannungen an der genannten Stelle. Dies würde uns zwar den Wert von τ noch nicht liefern, aber mindestens eine Grenze, die τ keinesfalls überschritten haben kann, wenn die Belastung bis zur Entstehung von Normalspannungen gleich den zulässigen Werten vorgeschritten ist. Da nun die nutzbare Breite mit τ wächst, so würde uns der obige Gedankengang mindestens eine Grenze für B liefern und zw. eine obere Grenze, die wir ja suchen. Der entsprechende Wert wäre die zulässige Inanspruchnahme des Betons auf Abscheren, also

$$\tau = 4{\cdot}5 - 5\ kg/cm^2.$$

Nun sind aber in den ausgeführten Plattenbalken solche Bügel wirklich vorhanden und deshalb ist der obige Schluß vorläufig noch nicht gestattet.

Wir wollen jetzt die Konstruktion mit den Bügeln betrachten. Die Wirkung der Bügel wollen wir an folgendem Beispiel erkennen:

Denken wir uns einen gewöhnlichen Holzbalken als Träger verwendet und quer zu seiner Achse durchschraubt. In diesem Falle werden die Schraubenbolzen keine Schubspannungen erfahren, weil das Holz selbst mit seiner Schubfestigkeit einer Verschiebung seiner Teilchen widersteht. (Fig. 18, Taf. I.)

Betrachten wir aber einen aus zwei übereinanderliegenden und miteinander verschraubten Balken bestehenden Träger (Fig. 19, Taf. I), so weiß jedermann, daß die Bolzen nun auf Abscherung beansprucht sind, weil sie die Schubkraft aufzunehmen haben, mit welcher die beiden Balken sich längs ihrer Berührungsfläche zu verschieben trachten. Sehen wir nun diesen letzteren Fall noch genauer an. Denken wir uns (Fig. 20, 21, Taf. I) die Bolzen durch so weite Löcher hindurch gesteckt, daß keine Berührung, also auch keine Kraftübertragung längs der Laibung stattfinden kann, aber die Schrauben äußerst fest angezogen und das Ganze belastet, so können zunächst die Bolzen keine Schubspannung erleiden. Die Schubkraft wird vom Reibungswiderstand aufgenommen. Erst wenn bei wachsender Belastung der Reibungswiderstand erschöpft ist, wird nach erfolgter Verschiebung der Balken längs ihrer Berührungsfläche der Bolzen in Schubspannung treten. Die Schubbeanspruchung der Bolzen setzt eine Berührungsfläche, eine Gleitfläche und die Tendenz zu einer Bewegung längs derselben voraus. So wäre bei dem oben besprochenen, einfachen durchschraubten Balken eine Schubbeanspruchung der Bolzen erst möglich geworden, wenn sich ein Scherriß längs der neutralen Achse im Balken gebildet hätte, d. h. erst nach Überwindung der Scherfestigkeit des Holzes.

Ganz genau so verhält es sich mit den Verbundkörpern. Die Eisenbügel können nicht früher nennenswert zur Wirksamkeit gelangen, als bis die Schubfestigkeit des Betons für sich allein erschöpft ist.

Daraus geht hervor, daß man bei der Dimensionierung von Betoneisenkonstruktionen mit Rücksicht auf Abscherung die Abmessungen so zu wählen hat, daß der Beton allein die auftretenden Schubspannungen aushalten kann. Die Bügel, wenn man solche überhaupt anwendet, müßten gleichfalls die ganzen Schubspannungen aufzunehmen imstande sein, weil sie erst nach Erschöpfung der Betonfestigkeit zur Wirkung gelangend, dann tatsächlich die ganzen Spannungen aufzunehmen haben.

Dies stimmt auch mit Prof. Mörsch' Versuchsergebnissen überein. Es müßte also auch hier, wo Bügel vorhanden sind, mindestens zu einer Tendenz zur Entstehung eines Längsrisses von der mehrfach beschriebenen Art kommen, ehe die Bügel in Aktion treten. Freilich ein Sichtbarwerden dieses Längsrisses könnten die Bügel verhindern, weil sie ja ganz dicht eingebettet sind und sofort voll in Aktion treten, sowie die Betonschubfestigkeit verloren ist. Und somit könnte man meinen, eine ganz beliebige Plattenbreite an die Rippe anschließen und zur Mitwirkung bei der Biegung veranlassen zu können, sofern man nur dafür Sorge trägt, daß die ganze Schubkraft von den Bügeln aufgenommen werde. Aber auch dies ist nicht richtig. Die mit Hilfe der Bügelfestigkeit angeschlossene Plattenbreite ist abermals begrenzt durch die Schubfestigkeit des Betons: denn wir haben uns nach dem Obigen vorzustellen, daß zu einem Zeitpunkte, wo die Bügel in Wirksamkeit sind, die Festigkeit längs mn (oder auch einer sehr nahe gelegenen Zone) schon vernichtet ist. (Vgl. Fig. 22, Taf. I.) Es ist also so gut als ob bei mn bereits ein Riß wäre. Würde man den Bügeln zu große Schubspannungen zu übertragen aufbürden, so würden sie einfach längs xx aus der Platte herausgeschert. Da auch solche Risse nie beobachtet wurden, so ist der gleiche Schluß wie oben zu ziehen, daß eben nur eine begrenzte Plattenbreite an der Lastaufnahme teilnimmt. Die Gesamtfläche der Vertikalrisse xx ist aber in den Fällen, um die es sich hier meistens handelt*) (dünne Platten, weit entfernte Rippen) nicht größer als die Anschlußfläche der Rippe an die Platte und so kommen wir auf demselben Wege wie oben auch beim Vorhandensein

*) Bei Plattenbalken mit nahestehenden Rippen (Brückenbau) kommt wie oben ausgeführt wurde, meistens die volle Rippendistanz als nutzbare Plattenbreite zur Wirkung.

der Bügel für τ zu derselben oberen Grenze 4·5 bis 5 kg/cm^2. Wir erhalten auch als Bedingung für gleiche Konstruktionsgüte an möglichst viel Stellen daß die Rippenbreite b bei Rippenplatten ohne Übergangsprismen mindestens gleich der doppelten Plattendicke sein soll. Sind Übergangsprismen vorgesehen, so soll $b_1 \geqq 2$ d, und diese Prismen müssen möglichst tief herabreichen.

Damit sind alle die voranstehenden Formeln verwendbar. [Siehe die folgenden Beispiele.]

λ ist, wie Formel 33 zeigt, auch dem b_1 verkehrt proportional. Daraus geht hervor, daß man die nutzbare Plattenbreite durch Anwendung von Übergangsprismen zwischen Platte und Rippe vergrößern kann, daß also die Anwendung solcher Übergangsprismen zu empfehlen ist.

Für τ ist im Voranstehenden nur eine obere Grenze gegeben. Es ist damit wenigstens der erste Schritt zur Lösung der Frage von der nutzbaren Plattenbreite gemacht. Die Bestätigung der obigen Theorie durch den Versuch steht noch aus. Sie wäre einfach durch zwei parallele Proben eines Plattenbalkens mit Bügeln und eines ohne solche zu erbringen.

Vorschläge, wie innerhalb dieser Grenze zu dem Wert τ selbst zu gelangen wäre, behält Verfasser sich, um den Umfang dieser Arbeit nicht weiter zu vergrößern, für später vor.

Schließlich sei noch zur Vermeidung von Mißverständnissen ausdrücklich bemerkt, daß alles im II. Teil Gesagte nur dann Anwendung findet, wenn die neutrale Achse die Rippe schneidet, was allerdings in den meisten Fällen eintritt. Also für

$$k \geqq \alpha.$$

Beispiele zum II. Teil.

Beispiel 4.

Dieselbe Deckenkonstruktion wie im Beispiel 1 ist unter Berücksichtigung der nutzbaren Plattenbreite zu dimensionieren.

Auf die Platte selbst findet der II. Teil natürlich keine Anwendung. Sie bleibt also wie sie ist. Auf die Querrippen auch nicht, weil dort (siehe S. 23) $k < \alpha$ also die neutrale Achse in die Platte fällt.

Wohl aber auf die Hauptrippenplatte:

a) ohne Übergangsprismen.

In dem angeführten Beispiel (S. 22) war

$$s = 1000 \; kg/cm^2$$
$$\sigma = 33^1/_3 \quad "$$
$$\text{also } \alpha = \tfrac{2}{3}$$
$$M = 1,551.825 \; kgcm.$$
$$d = 10 \; cm$$
$$b = 22 \; cm.$$

Die Belastung pro laufenden m war 2850 kg. Die Rippenlänge 6·6 m.

Somit ist $\quad Q = \tfrac{1}{2}\, 6{\cdot}6 \,.\, 2850 = 9405 \; kg$

$$b_1 = b = 22 \; cm$$

Für $\tau = 5\ kg/cm^2$ ist

$$\lambda = 85{\cdot}5$$

Laut Gleichung XVI' ist die nutzbare Plattenbreite

$$B = \frac{1551\,825}{10\,.\,33{\cdot}3\,[85{\cdot}5 - \frac{5}{4}\,10]} = \text{rund } \underline{64\ cm.}$$

Aus XV' ergibt sich H mit

$$H = \frac{d}{2} + \lambda = \underline{90{\cdot}5\ cm.}$$

Hätte man zur Ermittelung von H die Gl. VII benützt, so wäre für $\alpha = \frac{2}{3}$

$$H = 1{\cdot}75\,\alpha + \frac{1}{d\sigma} \cdot \frac{M}{B}$$

mit $B = 64\ cm$ gleichfalls $H = 90{\cdot}5\ cm$ zum Vorschein gekommen.

Man sieht, wie riesig die Beschränkung der Plattenbreite ausgibt; wir wollen gleich, um H zu verringern, Übergangsprismen einführen:

b) mit Übergangsprismen. (Fig. 25.)

Wir wollen für b_1 die volle Anschlußbreite in Rechnung setzen. Dieselbe betrage:

$$b_1 = 40\ cm$$

somit $\underline{\lambda = 45{\cdot}2\ cm}$

Nach XVI' ist $\underline{B \text{ rund} = 142\ cm}$

Aus XV' ist dann $\underline{H = 50{\cdot}2\ cm}$

Nach VII hätte sich gleichfalls ergeben

$$\underline{H = 50{\cdot}2\ cm}$$

F_e ergibt sich aus Gl. IX für $\alpha = \frac{2}{3}$

$$F_e = \left(0{\cdot}0333 - 0{\cdot}05\,\frac{d}{H}\right) Bd$$

$$F_e = 33{\cdot}2\ cm^2.$$

Vergleicht man dies mit dem ohne Berücksichtigung der nutzbaren Plattenbreite Gefundenem, so findet man eine Zunahme der Konstruktionshöhe der Rippe, also eine Betonzunahme. Dafür aber eine Abnahme der Eisenquerschnittsfläche.

Man hätte H auch (wie auf S. 32 angegeben) aus Gleichung XIV oder XV bestimmen können.

Dieser Vorgang ergäbe sich hier wie folgt:

Gl. XIV würde hier lauten (XIV')

$$H^2 - (2d + \lambda)\,H + \frac{d}{2}\,(2d + 3\lambda) = 0$$

$$H^2 - 65{\cdot}2\,H + 778 = 0$$

Hieraus $H = 49{\cdot}6.$

Aus Gl. XV^a (für $\alpha = \frac{2}{3}$)

$$H = \frac{d}{2} + \lambda - \frac{1}{4}\,\frac{d^2}{\lambda - d} = \underline{49{\cdot}5.}$$

Man erkennt, wie gering der Unterschied gegen das Ergebnis aus Formel XV' ist. Dieselbe kann bei dünnplattigen, weitrippigen Konstruktionen anstandslos verwendet werden.

Beispiel 5.

Dieselbe Fahrbahntafel, wie in Beispiel 2 und 3 ist mit Rücksicht auf begrenzte nutzbare Plattenbreite B zu dimensionieren; es wären zulässig:

Im Eisen $s = 1000\ kg/cm^2$

„ Beton $\sigma = 33\frac{1}{3}$ „ Druck.

$\tau = 5$ „ Schub.

a) Dimensionierung zur Erzielung des Betonminimums.

Wir gehen nach dem Obigen genau so vor, wie im I. Teil (S. 19 ff.) angegeben und wollen nur nachträglich die Untersuchung rücksichtlich der Notwendigkeit von Übergangsprismen anstellen:

In dem fraglichen Beispiel (S. 24 ff.) war die

Rippendistanz $= 1{\cdot}00\ m$

Rippenbreite $b = 0{\cdot}25\ m$

Spannweite $S = 9{\cdot}5\ m$

Last $1350\ kg/m^2$

$M = 2{,}710.469\ kgcm.$

Wir wollen vorläufig die volle Rippendistanz als nutzbare Breite B einführen.

Nach Formel X ist

$$d^2 = \frac{b}{B} \cdot \frac{M}{\sigma} \frac{1}{B - b + b\,C_4}$$

wobei für $\alpha = \frac{2}{3}$ . . . . . . $C_4 = 1{\cdot}75$

. Dies gibt $\underline{d = 13\ cm}$

Damit ist aus Gl. VII

$$H = 1{\cdot}75\,d + \frac{1}{d\sigma} \cdot \frac{M}{B}$$

$$\underline{\underline{H = 95\ cm.}}$$

Endlich aus Gl. IX

$$F_e = (0{\cdot}0333 - 0{\cdot}05\ \tfrac{1}{9}\tfrac{3}{5})\ 100.13 = \underline{34{\cdot}5\ cm^2.}$$

Nun ist die notwendige Anschlußbreite b_1 nach Gl. XVIII, bezw. da hier $\alpha = \frac{2}{3}$ nach Gl. XVIII^a

$$b_1 = \frac{Q}{2\tau} \frac{2H - 3d}{(H - d)^2}.$$

Mit obigen Werten und $Q = \frac{1}{2}\ 9{\cdot}5 \,.\, 1350 = 6412{\cdot}5\ kg$

$$b_1 = 14{\cdot}4\ cm.$$

Da die Rippenbreite $b = 25\ cm$ diesen Wert überschreitet, so ist die Untersuchung abgeschlossen, Übergangsprismen sind hier nicht notwendig.

b) Dimensionierung zur Erreichung der geringsten Konstruktionshöhe.

Bei $s = 1000\ kg/cm^2$.

$\sigma = 33\frac{1}{3}$ „

$\tau = 5$ „ .

Zunächst gehen wir wieder vor wie im I. Teil angegeben. Wir rechnen H unter Annahme der vollen Rippendistanz als nutzbare Plattenbreite aus Formel

$$\text{II} \quad \ldots\ldots\ldots \quad H^2 = C' \frac{M}{B}$$

Hier ist $C' = 0{\cdot}2030$

$$\underline{H = 74 \, cm}$$

$$\underline{d = (1 - \alpha) \, H = 25 \, cm}$$

Endlich aus Gl. I: $\underline{F_e = 41{\cdot}11 \, cm^2.}$

Untersuchung nach Gl. XVIII: Übergangsprismen nicht vorhanden, also

$$b_1 = b$$

$$\lambda = \frac{Q}{\tau b} = \frac{6412{\cdot}5}{5.20} = 64{\cdot}125$$

$$\frac{3\lambda}{2 + \alpha} = 72 \, cm.$$

Mit Rücksicht auf die Schubkräfte müsste $H = 72 \, cm$ sein. Da es nach dem Voranstehenden 74 cm ist, reicht es auch in der Hinsicht auf Schub aus.

Beispiel 6.

Betoneisendecke (Plattenbalkensystem), 6·4 m Spannweite, Schutt und Holzfußboden, Nutzlast 400 kg/m^2, Rippendistanz 4 m.

Es soll die geringste Konstruktionshöhe bei $s = 1000 \, kg/cm^2$.

$$\sigma = 33\tfrac{1}{3} \quad "$$

$$\tau = 5 \quad "$$

gesucht werden.

Die Dimensionierung der Platte (Querrippen vorhanden) nach den im I. Teil angegebenen Regeln liefert nutzbare Plattendicke 7·5 cm, somit total

$$d = 10 \, cm.$$

Eigengewicht und Nutzlast rund 4000 kg auf jeden laufenden Meter des Plattenbalkens.

Hiemit $Q = 12000 \, kg$

$M = 2048000 \, kgcm$

und mit $b_1 = 40 \, cm$

$\lambda = 60 \, cm.$

Nach Gl. XIX ist $B = \dfrac{2 M (2 + \alpha)}{3 \sigma \lambda^2 (1 - \alpha)} = \underline{182 \, cm.}$

Nach Gl. 35 ist $H = \dfrac{3\lambda}{2 + \alpha} = \underline{67{\cdot}5 \, cm.}$

Ferner $\underline{d_1 = (1 - \alpha) \, H = 22{\cdot}5 \, cm.}$ (Vgl. Fig. 23, Taf. I.)

Nach Gl. I ist $F_e = \dfrac{182 \, . \, 67{\cdot}5}{180} \doteq \underline{70 \, cm^2.}$

Die Plattendicke d_1 braucht nur innerhalb der nutzbaren Breite B ausgeführt zu werden.

Das obige Beispiel läßt schon das Ziel erkennen, zu dem diese Theorie führt: Zwischen Rippe und Platte eine solche Übergangskurve einzuschalten, daß die ganze Rippendistanz zur nutzbaren Plattenbreite wird. Verfasser behält sich vor, demnächst hierauf zurückzukommen. (Vgl. Fig. 24, Taf. I.)

Es ist eine in Fachkreisen wohlbekannte Tatsache, daß es auf keinem Gebiete annähernd soviel Berechnungsmethoden gibt, wie auf dem des Betoneisens. Und fast jede liefert andere Ergebnisse. Da ist es zu verwundern, warum die Hand des Gesetzes in einer so wichtigen, ganze Gebiete des Bauwesens heutzutage beherrschenden Frage nicht ordnend eingreift. Das ist bei uns in Österreich bis heute nicht geschehen. Der im zweiten Teil dieser Arbeit besprochene Vorgang, wie ihn Betoneisenbaufirmen bei ihren Berechnungen einhalten, der wie oben gezeigt wurde, völlig unhaltbar ist, wäre durch das Gesetz zu verbieten, weil er gefährlich für Leben und Gut werden kann. Dies ist aber nicht die einzige Frage, in der unsere Bauordnungen einer Reform dringend bedürftig wären. Das ganze Gebiet des Eisenbetonbaues ist in unseren Bauordnungen überhaupt nicht erwähnt. Der Eisenhochbau wird nur in den „Eisenlieferungen" unter den Schlosserarbeiten gestreift, nirgends wird auch nur eine einzige zulässige Materialinanspruchnahme, auch nur ein Sicherheitsgrad gesetzlich fixiert, u. s. w.

Warum unternimmt es der Österreichische Ingenieur- und Architekten-Verein, der u. a. durch die Arbeiten des „Gewölbe-Ausschusses" seinerzeit so vortreffliche Grundlagen für die statische Berechnung von Gewölben geliefert hat, nicht auch, endlich auf dem Gebiete des Betoneisens durch Studien und Versuche die Grundlagen für das Gesetz zu schaffen? Kein Land hat soviele hervorragende Theoretiker und Praktiker des Betoneisenbaues wie Osterreich. Man blättere nur in den bezüglichen Publikationen und man wird dies bestätigt finden.

Mögen diese Zeilen dazu beitragen, daß hier endlich Ordnung und Einheit geschaffen werde.

Rekapitulation der wichtigsten Ergebnisse der vorliegenden Arbeit.

Bezeichnungen:

M maximales Angriffsmoment.
Q größte Querkraft.
σ zulässige Betondruckinanspruchnahme.
τ zulässige Betonschubinanspruchnahme.
s zulässige Eisenzuginanspruchnahme.
$\nu = \frac{E_e}{E_b}$ Verhältnis der Elastizitätsmoduli von Eisen und Beton.
$\alpha = \frac{s}{\nu\sigma + s}$.

Es ergeben sich die Abmessungen der Betoneisenkonstruktionen bei gegebener Belastung und bei voller Ausnützung der zulässigen Betondruck- und Eisenzuginanspruchnahme wie folgt:

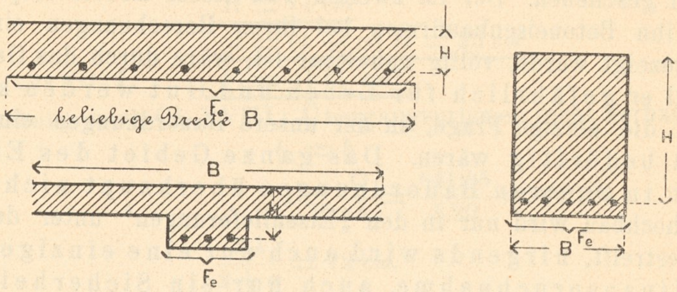
1. Für Platten und Balken mit schlaffer Armierung, für Rippenplatten mit relativ niedrigen Rippen und dicker Platte [Plattendicke $d \geqq (1 - \alpha) H$], also Querrippenplatten zwischen Hauptrippen und für Rippenplatten behufs Erreichung der geringsten Konstruktionshöhe:

H ergibt sich aus

$$\text{II}\,.\,.\,H^2 = C\,\frac{M}{B},\ \text{wobei}\ C = \frac{6\,\nu\,\alpha}{s\,(1-\alpha)^2\,(2+\alpha)};\ \text{hiezu Tabelle S. 14.}$$

F_e aus

$$\text{I}\,.\,.\,F_e = C\,.\,B\,.\,H\ \text{wobei}\ C = \frac{(1-\alpha)^2}{2\,\nu\,\alpha}\ \text{hiezu Tabelle S. 14.}$$



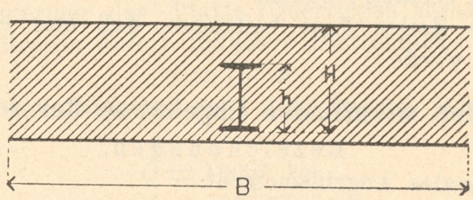
Für $\sigma = 33\frac{1}{3}\ kg/cm^2$

$s = 1000$ „

laut II^a . . . . . . $H^2 = \frac{1}{5}\,\frac{M}{B}$

laut I^a . . . . . . $F_e = \frac{BH}{180}$.

2. Für Platten mit steifen I-Einlagen:



Feldbreite = Distanz zweier benachbarten I Profile

h = Profilnummer angenommen; damit F_e aus dem Profilbuch H ergibt sich aus IV . . . . $H^2 = C_2 m$, wobei m das auf die Breiteneinheit reduzierte Angriffsmoment ist.

$$C_2 = \frac{12\,\nu\,\alpha\left(\alpha - \frac{k}{2}\right)}{s\,(1-\alpha)^2\,[k^2 + (2+\alpha-\frac{3}{2}k)\,(2\,\alpha - k)]}.\ \text{Hiezu Tabelle S. 8*).}$$

Die Verlagsweite der I-Profile ergibt sich aus

$$\text{III}\,.\,.\,.\,.\,.\,.\,.\,.\ B = C_1\,\frac{F_e}{H},$$

---

*) $k = \frac{h}{H}$.

wobei
$$C_1 = \frac{2\nu\left(\alpha - \frac{k}{2}\right)}{(1-\alpha)^2}.$$ Hiezu Tabelle Seite 7.

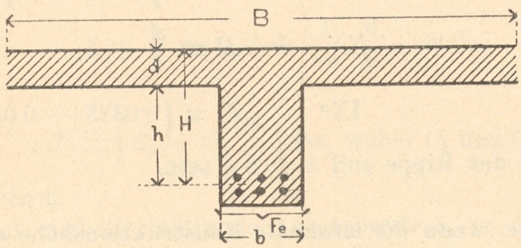
Für $s = 1000\ kg/cm^2$

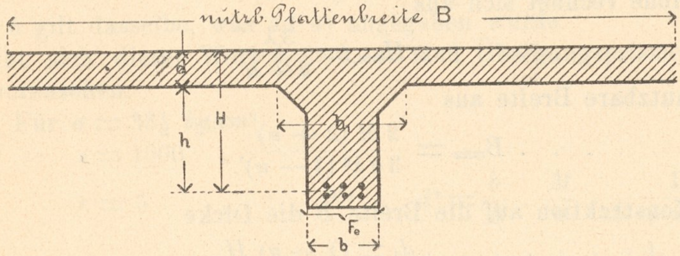
$\sigma = 33\frac{1}{3}$ „ und $k = \frac{3}{4}$ ist.

IV^a . . . . $H^2 = 0{\cdot}2161\ m$

III^a: . . . . $B = 78{\cdot}99\ \frac{F_s}{H}.$

3. Für Rippenplatten mit hohen Rippen (Hauptträgerrippen).





$$\lambda = \frac{Q}{\tau b_1}.$$

a) Rippenplatten mit relativ dünner Platte und weitgestellten Rippen. (Hochbaukonstruktionen).

d ist aus der Dimensionierung der Platte als Querkonstruktion ad 1) schon gegeben.

Die nutzbare Plattenbreite ergibt sich aus

XVI . . $B = \frac{M}{d\sigma\,[\lambda - v d]}$; wobei $v = \frac{5}{12(1-\alpha)}$; hiezu Tabelle Seite 31.

Die Konstruktionshöhe kann dann gefunden werden aus

XV . . . . $H = \frac{d}{2} + \lambda - \frac{d^2}{12\lambda(1-\alpha) - 6\alpha d}$;

oder mit einer Abweichung von wenigen Millimetern (zu groß) aus

XV . . . . $H = \frac{d}{2} + \lambda$

oder endlich mit Hilfe der weiter unten folgenden Formel VII. F_e ergibt sich aus

$$\mathrm{IX}' \quad . \quad . \quad . \quad F_e = \left(C_5 - C_6 \frac{d}{H}\right) Bd, \text{ wobei } C_5 = \frac{\sigma}{s},\ C_6 = \frac{1}{2\nu\alpha}$$

hiezu Tabelle S. 18.

Für $\sigma = 33\frac{1}{3}\ kg/cm^2$
$s = 1000$ „
$\tau = 5$ „ lautet $\mathrm{XVI}^a\ B = \dfrac{M}{d\sigma\,(\lambda - \frac{5}{4} d)}$;

$$\mathrm{XV}^a \quad . \quad . \quad H = \frac{d}{2} + \lambda - \tfrac{1}{4}\,\frac{d^2}{\lambda - d};$$

$$\mathrm{XV}' \quad . \quad . \quad H = \frac{d}{2} + \lambda;$$

$$\mathrm{IX}^a \quad . \quad . \quad F_e = \left(0{\cdot}0333 - 0{\cdot}05\,\frac{d}{H}\right) Bd;$$

die Ansatzbreite der Rippe soll $b_1 \geq 2d$ sein.

b) Für ebensolche, wenn die minimale Konstruktionshöhe erreicht werden soll.

(Siehe Fig. 23, Tafel I.)

Die Höhe rechnet sich aus

$$35) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad H_{min} = \frac{3\lambda}{2+\alpha}.$$

Die nutzbare Breite aus

$$\mathrm{XIX} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad B_{max} = \frac{2M\,(2+\alpha)}{3\sigma\lambda^2\,(1-\alpha)},$$

wobei die Konstruktion auf die Breite B die Dicke

$$\mathrm{XX} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d_1 = (1-\alpha)\,H$$

erhält.

F_e berechnet sich wie ad a), oder aus Formel I.

Für $\sigma = 33\frac{1}{3}\ kg/cm^2$
$s = 1000$ „
$\tau = 5$ „ ist.

$$35^a) \quad . \quad . \quad . \quad H = \tfrac{9}{8}\lambda$$

$$\mathrm{XIX}^a \quad . \quad . \quad . \quad B = \tfrac{16}{3}\,\frac{M}{\sigma\lambda^2}$$

$$\mathrm{XX} \quad . \quad . \quad . \quad d = \tfrac{1}{3} H.$$

c) Für Plattenbalken mit relativ nahen Rippen (Brückentafeln), wenn die geringste Konstruktionshöhe erreicht werden soll.

Man berechnet H wie ad 1 aus Formel II unter Benützung der vollen Rippendistanz als nutzbare Plattenbreite B. Das H darf aber dabei nicht kleiner sein als H_{min} aus Formel (35). Also

$$\mathrm{II} \quad . \quad . \quad . \quad H^2 = \frac{C'M}{B}$$

aber jedenfalls XVIII . . . $H \geqq \frac{3\lambda}{2+\alpha}$

F_e berechnet sich aus Formel I. b ist mit Rücksicht auf die Unterbringung der notwendigen Eisenfläche zu wählen.

d) Für ebensolche Plattenbalken (Brückentafeln) bei Dimensionierung zur Erreichung des Betonminimums.

Man bestimmt unter Zugrundelegung der vollen Rippendistanz als nutzbare Plattenbreite B das d aus

X . . $d^2 = \frac{b}{B} \cdot \frac{M}{\sigma} \cdot \frac{1}{(B-b)+bC_4}$, wobei $C_4 = \frac{11-6\alpha}{12(1-\alpha)}$;

hiezu Tabelle S. 16.

Dann ist VII' . . . . $H = C_4 d + \frac{1}{d\sigma} \frac{M}{B}$, wobei C_4 den obigen Wert hat.

IX' . $F_e = \left(C_5 - C_6 \frac{d}{H}\right) Bd$, wobei C_5 und C_6 die oben angegebenen Werte besitzen.

Schließlich hat man die minimale Ansatzbreite b_1 zu ermitteln aus

XVII . . . $b_1 = \frac{Q}{\tau} \frac{6(1-\alpha)H - 3d}{6(1-\alpha)H^2 - 3(2-\alpha)dH + 2d^2}$

Für b gilt dasselbe, was ad a) angegeben wurde.

Ergibt sich dieser Wert $b_1 > b$, so sind Übergangsprismen in diesem Ausmaße vorzusehen.

Für $\sigma = 33\frac{1}{3}$ kg/cm^2
$s = 1000$ „
$\tau = 5$ „ : X^a . . . $d^2 = \frac{b}{B} \cdot \frac{M}{\sigma} \cdot \frac{1}{B + 0{\cdot}75b}$

VII^a . . . $H = 1{\cdot}75d + \frac{1}{33{\cdot}3\ d} \cdot \frac{M}{B}$

IX^a . . . siehe oben IX ad a.

XVII^a $b_1 = \frac{Q}{2\tau} \frac{2H - 3d}{(H-d)^2}$

b wie ad c)

e) Für ebensolche Plattenbalken, wenn das Eisenminimum erreicht werden soll.

Nur wenn die zulässigen Inanspruchnahmen in einem solchen Verhältnisse stehen, daß $\frac{17}{24} \leq \alpha \leq \frac{5}{6}$, ist eine Konstruktion mit noch weniger Eisen als ad d) durchführbar (bei ökonomischer Ausnützung beider Materialien!)

Es ist dann

$d = p\sqrt{\frac{M}{B}}$ . . . . . XII; für p Tabelle S. 21.

H ermittelt man aus VII'
F_e aus IX'

und untersucht wie ad d) angegeben b_1 mittelst XVII.