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

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

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 N ä h e r u n g s 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 $b_1 \geqq 2d$, 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 $\quad Q = \tfrac{1}{2}\, 6{\cdot}6 \,.\, 2850 = 9405 \; kg$

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