Balkendecken

Barkhausen, Georg

Stuttgart, 1895

b) Abmessungen der Deckentheile

urn:nbn:de:hbz:466:1-77494

2) Nutzlaft.

Die Nutzlaften, welche die Decken-Conftructionen zu tragen haben, find bereits in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 359, S. 318 [123]) diefes »Handbuches« angegeben worden. Hierzu fei noch bemerkt, dafs die Lagerhäufer der Seehäfen jetzt in den unteren Gefchoffen mit 1500 kg und im oberften Gefchofs mit 900 kg für 1 qm Deckenfläche berechnet werden; in den zwifchengelegenen Gefchoffen läfft man die Belaftung allmählig abnehmen. 84. Nutzlaft.

Nach einem von einer Commiffion des Architekten-Vereins zu Berlin 1885 erftatteten Gutachten, betreffend den Schutz der Perfonen in öffentlichen Verfammlungsräumen, foll als Belaftung jene durch Menfchengedränge (für 1 qm 6 erwachfene Perfonen zu je 75 kg, zufammen 450 kg) gerechnet werden.

b) Abmeffungen der Deckentheile.

1) Stärke der Fufsbodenbeläge.

Die Stärke der Fufsbodenbeläge entzieht fich in den allermeiften Fällen einer Berechnung. Wenn man bei den gewöhnlichen hölzernen Fufsböden die Bretter fo berechnet, dafs fie fich bei einer zuläffigen Beanfpruchung von 80 kg für 1 qcm als Träger auf zwei Stützen zwifchen letzteren frei tragen können, fo fallen für die gewöhnlichen Balkentheilungen und in Rückficht auf die Abnutzung die Bretterftärken zu gering aus. Nur in fchwer belafteten Speichern, zumal bei der in Fig. 25 (S. 20) dargeftellten Conftruction ohne Balken, werden die Bohlen rechnungsmäfsig ftärker. Hier empfiehlt es fich, die eigentlichen (unteren) Tragbohlen nach den berechneten Mafsen auszuführen, fie dann aber mit einer zweiten, erftere rechtwinkelig kreuzenden, mindeftens 3 cm dicken Bohlenlage abzudecken, welche nach erfolgter Abnutzung allein ausgewechfelt werden kann. 85. Hölzerne Fufsböden.

Eftriche aus Gyps, Cementmörtel oder Afphalt dürfen nicht als tragende Bautheile angefehen werden; fie bedürfen vielmehr als Unterftützung einer Fachausfüllung, welche die ganze Belaftung aufzunehmen im Stande ift; der Eftrich nimmt nur die Abnutzung auf. Eben fo bilden die Beläge mit natürlichen Steinplatten, Thonfliefen etc. nur eine fchützende, keine tragende Schicht; auch fie bedürfen daher einer durchlaufenden Unterftützung. 86. Eftriche u. Plattenbeläge.

2) Stärke der Ausfüllungen der Balkenfache.

Die Wellerung oder Stakung und die Einfchubdecke (fiehe Fig. 52 u. 53 [S. 41], 54 [S. 42], 57, 59 u. 60 [S. 43]) find nicht im Stande, erhebliche Laften aufzunehmen, bedürfen daher des Schutzes eines tragfähigen Fufsbodens; nur der geftreckte Windelboden (fiehe Fig. 51, S. 40) wird in ländlichen Gebäuden wohl unmittelbar geringen Laften, wie niedrigen Lagen von Futter oder Stroh, ausgefetzt. Eben fo wird auch der Dübelboden (fiehe Fig. 48 bis 50, S. 38) in der Regel keinen Laften ausgefetzt. 87. Gewöhnliche Fach-ausfüllungen.

Ebene Fachfüllungen mit Gypsdielen (fiehe Fig. 87, S. 54), Spreutafeln (fiehe Fig. 70 bis 73, S. 46 u. 47), Tuffiteinen (fiehe Fig. 68, S. 45), Terracotta (fiehe Fig. 74, S. 47), Gyps-Beton (fiehe Fig. 86 [S. 53], 98 u. 99 [S. 60]), Hohlziegeln (fiehe Fig. 79, S. 51), poröfen Ziegeln, hohlen Gypsblöcken (fiehe Fig. 80, S. 51), hohlen Terracotta-Kaften (fiehe Fig. 63 [S. 44], 64 [S. 45], 117 [S. 69], 119 bis 122 88. Fach-ausfüllungen mit künftlichen Steinen.

[123]) 2. Aufl.: Art. 24, S. 19 u. 20.

[S. 70 u. 71]) können zwar groſsentheils, namentlich bei Anordnungen wie in Fig. 79 (S. 51), 117 (S. 69), 119 bis 122 (S. 70 u. 71), erhebliche Laſten tragen, deren Gröſse in den früheren Mittheilungen über Belaſtungsverſuche angegeben iſt; in der Regel erhalten ſie jedoch keine Laſt, da dieſe von nur loſe oder gar nicht auf der Füllung ruhenden Hölzern oder Brettern auf die Balken oder Träger gebracht wird. Nothwendig iſt dieſe Entlaſtung bei den Anordnungen in Fig. 68 (S. 45), 74 (S. 47), 86 (S. 53), 98 u. 99 (S. 60), da dieſe wenig Tragfähigkeit beſitzen. Die Tragfähigkeit der aus einzelnen Theilen — poröſen oder hohlen Ziegeln, Gyps- oder Terracotta-Kaſten — zuſammengeſetzten Füllungsplatten hängt, da ſie auf Biegung beanſprucht werden, lediglich von der Zugfeſtigkeit des die Fugen füllenden Mörtels ab. Die Dicke der Platte d iſt bei der Trägertheilung b, der Nutzlaſt p für die Flächeneinheit, dem Gewichte g der Flächeneinheit des Fuſsbodens und der Ueberfüllung, dem Gewichte γ der Raumeinheit der Platte und der zuläſſigen Beanſpruchung s des Fugenmörtels auf Zug für die Flächeneinheit zu beſtimmen nach der Formel:

$$d = \frac{3b^2}{2s}\left[\frac{\gamma}{4} + \sqrt{\left(\frac{\gamma}{4}\right)^2 + \frac{(p+g)s}{3b^2}}\right] \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 1.$$

Beiſpiel. Ein hölzerner Bretterfuſsboden von 3^{cm} Dicke mit 8^{cm} Unterfüllung aus Schlacken-Beton wiegt für 1^{qm} ($g =$) $0{,}03 \cdot 600 + 0{,}08 \cdot 1230 = 116^{kg}$ und hat ($p =$) 500^{kg} Nutzlaſt auf 1^{qm} zu tragen. Die Theilung b der eiſernen Träger ſei $0{,}8^{m}$ und das Gewicht der Platte für Hohlziegel ($\gamma =$) 1250^{kg} für 1^{cbm}. Die Fugen werden in Cementmörtel der Miſchung $1:3$ ausgeführt, welchem mit Sicherheit nur ($s =$) $15\,000^{kg}$ Zug auf 1^{qm} zugemuthet werden dürfen. Es muſs dann ſein

$$d = \frac{3 \cdot 0{,}8^2}{2 \cdot 15\,000}\left[\frac{1250}{4} + \sqrt{\left(\frac{1250}{4}\right)^2 + \frac{(500+116)\,15\,000}{3 \cdot 0{,}8^2}}\right] = 0{,}16^{m}.$$

89. Ebene Betonplatten.

Ebene Betonplatten (Fig. 164 bis 167 [124]) unterſcheiden ſich hinſichtlich der Stärkenbeſtimmung von den eben beſprochenen Fachausfüllungen nicht, welche nach Gleichung 1 erfolgt. Da jedoch der Beton in Folge des gleichmäſsigen Gefüges mehr Sicherheit gegen Zugbeanſpruchung beſitzt, als eine Platte aus einzelnen durch Fugen getrennten Körpern, für welche nicht eigentlich die Zugfeſtigkeit des Mörtels, ſondern nur das von mancherlei Zufälligkeiten abhängige Anhaften des Mörtels an den Steinen in Frage kommt, ſo kann die zuläſſige Zugbeanſpruchung s hier höher — bei den fetteren Betonarten und guter Herſtellung bis $30\,000^{kg}$ für 1^{qcm} — angenommen werden. Eine Ueberfüllung aus Schlacken-Beton (Fig. 164 bis 166) kann, wenn ſie unmittelbar auf der ganz friſchen Betondecke eingeſtampft iſt, als mit zur berechneten Plattendicke gehörend angeſehen werden.

Fig. 164.

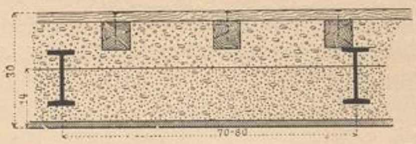


Fig. 165.

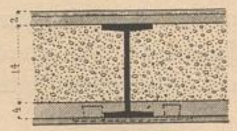


Fig. 166.

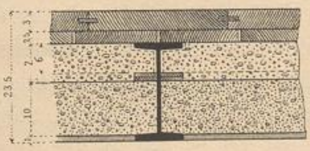
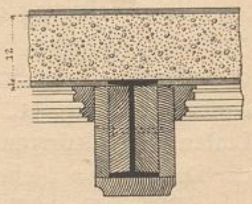


Fig. 167.



124) Vergl.: Art. 72 (S. 80) — ferner: Engesser, F. Ueber die Feſtigkeit von Beton-Bogen. Deutſche Bauz. 1881, S. 580.

Fig. 168.

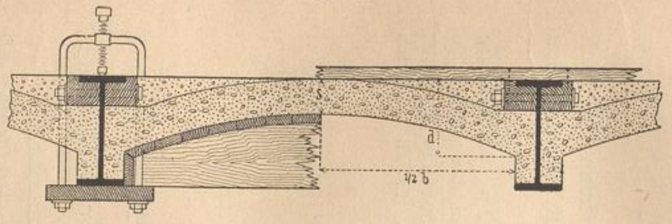


Fig. 169.

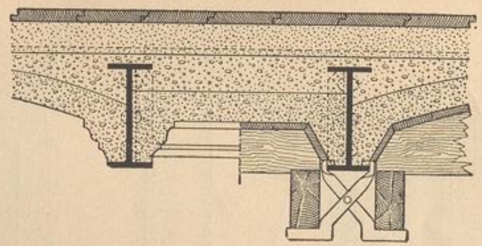


Fig. 170.

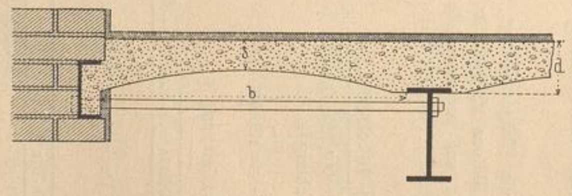


Fig. 171.

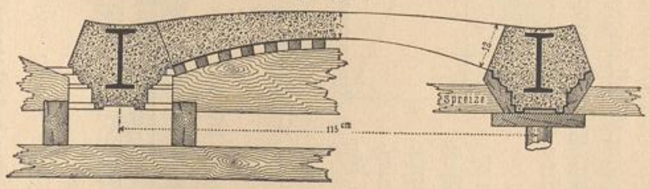


Fig. 173.

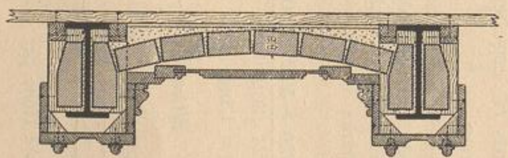


Fig. 174.

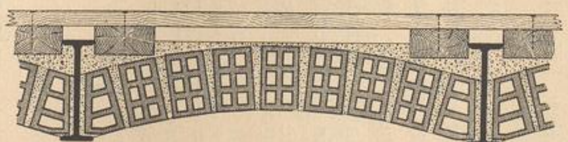


Fig. 172.

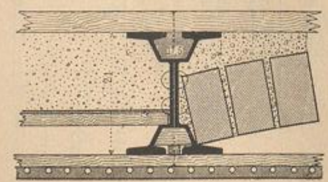


Fig. 175.

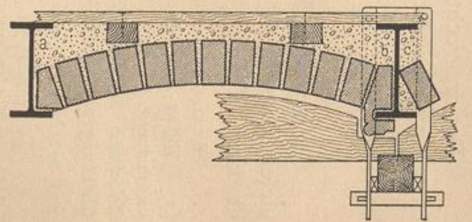
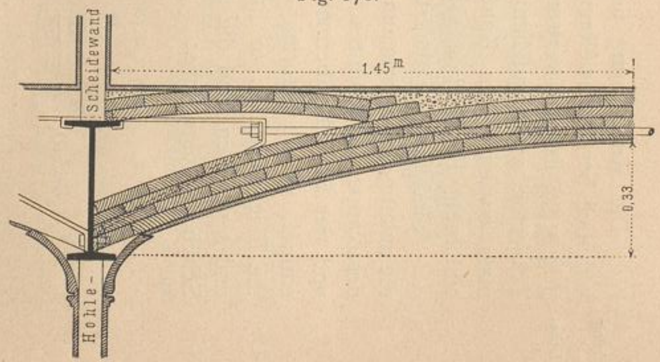


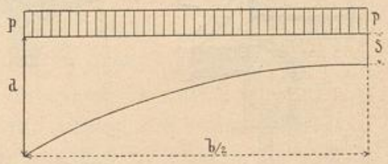
Fig. 176.



90. Auswölbung der Balkenfache.

Die Auswölbung der Balkenfache ohne Uebermauerung im Scheitel ift gewöhnlich bei Betonwölbung (Fig. 168 bis 171 [125]), jedoch auch bei Backfteinwölbung (Fig. 172 bis 176) verwendbar. Als Weite b der Wölbung wird in der Regel die Trägertheilung anzufehen fein; doch kann man, genau genommen, auch das Lichtmafs zwifchen den Kanten der Trägerflanfchen einführen (Fig. 168 u. 170).

Fig. 177.



Sind für eine derartige Wölbung (Fig. 177) die zuläffige Beanfpruchung auf die Flächeneinheit des Kappenquerfchnittes s, das Gewicht der Kappe und der Schenkelübermauerung γ für die Raumeinheit, die gleichförmig vertheilte Nutzlaft p für die Flächeneinheit, fo find in der Regel p, γ, b und s gegeben, und die ganze Wölbhöhe d, die Scheitelftärke δ und der wagrechte Schub H' folgen aus:

$$d = \frac{b^2 (6p + 5\gamma\delta) + 16 s \delta^2}{24 s \delta - \gamma b^2}; \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 2.$$

$$\delta = 0{,}75\, d - \frac{5}{32}\frac{\gamma b^2}{s} - \sqrt{\left(0{,}75\, d - \frac{5}{32}\frac{\gamma b^2}{s}\right)^2 - \frac{b^2}{16 s}(\gamma d + 6p)}; \quad . \quad . \quad 3.$$

$$H' = \frac{s\delta}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 4.$$

Der wagrechte Widerftand, welchen ein unbelaftetes Gewölbe einem benachbarten, voll belafteten höchftens leiften kann, beträgt:

$$H'' = \frac{\sqrt{9 s^2 (d - 2\delta)^2 + \gamma s b^2 (d + 5\delta)} - 3 s (d - 2\delta)}{8} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 5.$$

In gewiffen Fällen, namentlich bei grofsem δ und kleinem d, kann fich nach diefen Formeln H'' gröfser als H' ergeben, was widerfinnig wäre. In folchen Fällen ift dann $H'' = H'$ anzunehmen.

Beifpiel. Für einen Speicherboden feien die Trägertheilung ($b =$) $1{,}6$ m, die Belaftung ($p =$) 750 kg auf 1 qm, das Gewicht des verwendeten Betons 2200 kg für 1 cbm und die zuläffige Beanfpruchung (s) für die Betonmifchung mit Rückficht auf vorkommende Stöfse 30 000 kg für 1 qm; fchliefslich foll der Scheitel die Stärke von 10 cm erhalten, fonach $\delta = 0{,}1$ m fein. Es ift dann nach Gleichung 2 die ganze Wölbhöhe

$$d = \frac{1{,}6^2 (6 \cdot 750 + 5 \cdot 2200 \cdot 0{,}1) + 16 \cdot 30\,000 \cdot 0{,}1^2}{24 \cdot 30\,000 \cdot 0{,}1 - 2200 \cdot 1{,}6^2} = 0{,}288 \text{ m},$$

und der Schub des Gewölbes für 1 m Länge nach Gleichung 4

$$H' = \frac{30\,000 \cdot 0{,}1}{2} = 1500 \text{ kg},$$

ferner der Widerftand des unbelafteten Gewölbes nach Gleichung 5

$$H'' = \frac{\sqrt{9 \cdot 30\,000^2 (0{,}228 - 2 \cdot 0{,}1)^2 + 2200 \cdot 30\,000 \cdot 1{,}6^2 (0{,}228 + 5 \cdot 0{,}1)} - 3 \cdot 30\,000\, (0{,}228 - 2 \cdot 0{,}1)}{8} = 1110 \text{ kg}.$$

Wäre z. B. wegen beftimmter Höhe der ganzen Decke von vorn herein $d = 0{,}3$ m vorgefchrieben, fo wäre nach Gleichung 3

$$\delta = 0{,}75 \cdot 0{,}3 - \frac{5}{32}\frac{2200 \cdot 1{,}6^2}{30000} - \sqrt{\left(0{,}75 \cdot 0{,}3 - \frac{5}{32}\frac{2200 \cdot 1{,}6^2}{30\,000}\right)^2 - \frac{1{,}6^2}{16 \cdot 30\,000}(2200 \cdot 0{,}3 + 6 \cdot 750)} = 0{,}092 \text{ m}$$

zu machen.

[125] Siehe: ENGESSER, F. Ueber die Feftigkeit von Beton-Bogen. Deutfche Bauz. 1881, S. 580.

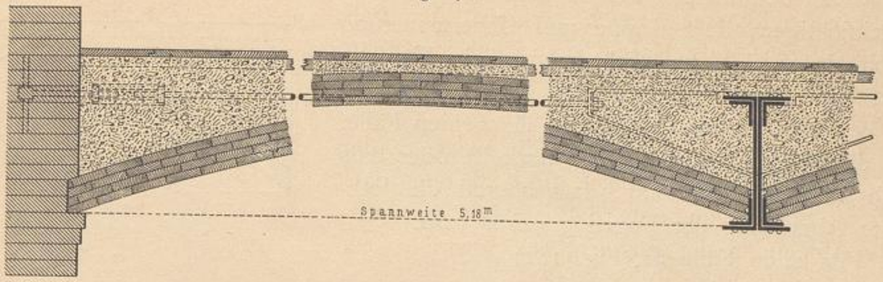


Fig. 178.

91. Auswölbung mit Scheitelübermauerung.

Die Auswölbung der Balkenfache mit Uebermauerung im Scheitel wird namentlich bei Backſteinwölbungen (ſiehe Fig. 172 bis 174 u. 178) verwendet, iſt jedoch auch bei Betonwölbungen verwendbar, wenn man eine Wölbung aus fetter Miſchung von der mageren Ueberſchüttung geſondert herſtellt (ſiehe Fig. 169 u. 179). Das Gewicht der Uebermauerung kann in der Regel gleich dem der Wölbung γ geſetzt werden. Bei Backſteinwölbungen iſt hier δ (ſiehe Fig. 125, S. 72) gegeben, nämlich der gewählten Steinſtärke gleich zu ſetzen. Uebermauerung und Scheitel haben zuſammen die Stärke h.

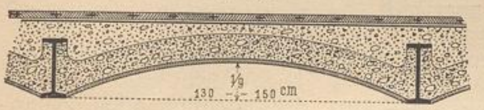


Fig. 179.

Mit Bezug auf Fig. 180 ſind hier bei den obigen Bezeichnungen

$$d = \frac{8\,s\,\delta\,(3\,h - \delta) + b^2\,(6\,p + 5\,\gamma\,h)}{24\,\delta\,s - \gamma\,b^2}, \quad \ldots\ldots \quad 6.$$

$$\delta = 0{,}5\sqrt{9\,(d-h)^2 + \frac{b^2}{s}\left[\frac{\gamma\,(d+5\,h)}{2} + 3\,p\right]} - \frac{3}{2}\,(d-h), \quad \ldots \quad 7.$$

$$H' = 0{,}5\;s\;\delta\,, \quad \ldots\ldots\ldots \quad 8.$$

und der gröſstmögliche Gegenſchub des unbelaſteten Gewölbes

$$H'' = 0{,}125\left[\sqrt{9\,s^2\,(d-h-\delta)^2 + \gamma\,s\,b^2\,(d+5\,h)} - 3\,s\,(d-h-\delta)\right] \quad . \quad 9.$$

Würde hiernach $H'' > H'$, ſo wäre $H'' = H'$ anzunehmen. Bei durch die Trägerverhältniſſe feſt geſetztem d und angenommenem δ kann h beſtimmt werden aus

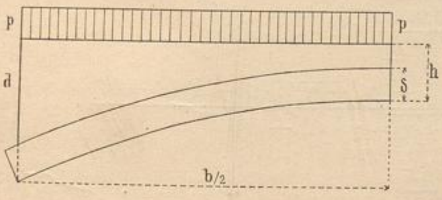


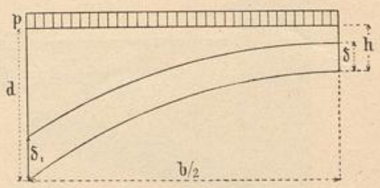
Fig. 180.

$$h = \frac{8\,s\,\delta\,(3\,d + \delta) - b^2\,(6\,p + \gamma\,d)}{5\,\gamma\,b^2 + 24\,s\,\delta} \quad 10.$$

Eine üble Eigenſchaft aller Kappenwölbungen iſt die wagrechte Belaſtung der ſie aufnehmenden Träger, da dieſe in ſeitlicher Richtung nicht viel Widerſtand leiſten können, ſelbſt wenn man beſondere, theuere Trägerquerſchnitte — etwa nach *Gocht*, *Klette* oder *Lindſay* — verwendet.

Die Kappen laſſen ſich jedoch ſo bemeſſen, daſs die unbelaſtete im Stande iſt, ohne Ueberſchreitung der zuläſſigen Beanſpruchung einen dem Schube der benachbarten, belaſteten Kappe gleichen Widerſtand zu leiſten, wobei dann auf die Träger keine ſeitliche Belaſtung, ſondern nur ein geringes Verdrehungsmoment einwirkt. Die Abmeſſungen ſolcher Kappen gleichen Schubes ſind nach Gleichung 11 bis 20 zu beſtimmen, welche zugleich den Fall berückſichtigen, daſs Kappe und Uebermauerung verſchiedenes Einheitsgewicht haben (ſiehe Fig. 179 u. 181).

Fig. 181.



Zu unterſcheiden ſind noch die beiden Fälle, daſs die Kappe überall gleich ſtark iſt oder daſs ſie ſo an Stärke zunimmt, daſs überall die lothrechte Abmeſſung der Fugen gleich δ wird.

Für beide Fälle iſt (Fig. 181)

$$\delta_1 = \delta\,(1 + k), \qquad \text{11.}$$

und zwar im erſteren Falle

$$k = 8 \left(\frac{d - h}{b}\right)^2, \qquad \text{12.}$$

im letzteren Falle

$$k = 16 \left(\frac{d - h}{b}\right)^2 \qquad \text{13.}$$

Die Pfeile werden bei dieſen Kappen ſehr flach. Die Werthe für k folgen für einige der gewöhnlichſten Pfeilverhältniſſe $\frac{d-h}{b}$ aus der nachſtehenden Zuſammenſtellung.

$\frac{d-h}{b} =$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{18}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{22}$
Kappenſtärke bleibt unverändert $k = 8\left(\frac{d-h}{b}\right)^2$	0,055	0,036	0,025	0,020	0,0165
Kappenſtärke wächst $k = 16\left(\frac{d-h}{b}\right)^2$	0,111	0,072	0,050	0,040	0,033

Ein dem vorliegenden Falle nach Schätzung entſprechender Werth für k iſt zunächſt anzunehmen; dann ergeben ſich die übrigen Abmeſſungen nach dem aus äuſseren Bedingungen von vornherein feſt ſtehenden h, wie folgt:

$$\delta = \frac{b}{2}\sqrt{\frac{3p}{s\,(2 + k)}}\,; \qquad \text{14.}$$

$$d = h + b\,\frac{6\,[\gamma h\,(2 + k) + p\,(1 + 2k)] + (\gamma_1 - \gamma)\,\delta\,(6 + k)\,(2 + k)}{\sqrt{432\,sp\,(2 + k)} - \gamma\, b\,(2 + k)}\,; \qquad \text{15.}$$

$$H' = H'' = \frac{\delta s}{2} \qquad \text{16.}$$

Das Verdrehungsmoment für den Träger iſt

$$M_t = \frac{s\,\delta^2\,(1 + k)}{6} \text{ für die Längeneinheit des Trägers} \qquad \text{17.}$$

Das Gewicht der Längeneinheit einer Kappe iſt (Fig. 181)

$$G = b\left[\frac{\gamma}{3}\,(d + 2h) + (\gamma_1 - \gamma)\,\frac{\delta}{2}\left(1 + \frac{k}{3}\right)\right] \qquad \text{18.}$$

Ist das Einheitsgewicht der Uebermauerung gleich dem der Kappe, also $\gamma = \gamma_1$, so bleiben die obigen Gleichungen bestehen; nur geht Gleichung 15 über in

$$d_{\gamma=\gamma_1} = h + b \frac{6\,[\gamma h\,(2+k) + p\,(1+2k)]}{\sqrt{432\,sp\,(2+k)} - \gamma b\,(2+k)} \quad \ldots\ldots \quad 19.$$

und Gleichung 18 in (Fig. 181)

$$G_{\gamma=\gamma_1} = \frac{\gamma b\,(d+2h)}{3} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 20.$$

Ergiebt sich in bestimmtem Falle nach Gleichung 14 ein δ, welches grösser ist, als das zunächst angenommene h, so ist in den weiteren Formeln δ statt h einzuführen, und die Kappe erhält im Scheitel keine Uebermauerung.

Es ist schliesslich zu prüfen, ob für die berechnete Kappe $\frac{d-h}{b}$, d. h. das Pfeilverhältniss, mit demjenigen übereinstimmt, welches dem zuerst angenommenen k-Werthe nach Gleichung 12 oder 13 zu Grunde liegt. Ist dies nicht der Fall, so ist die Rechnung mit dem dem berechneten $\frac{d-h}{b}$ nach Gleichung 11 oder 12 entsprechenden k zu wiederholen. Da sich jedoch die Grössen δ und d mit erheblichen Abweichungen von k nur langsam ändern, so wird diese Berichtigungsrechnung nur selten erforderlich werden.

Beispiel. In einem Lagerhause sollen die Kappen zwischen Eisenträgern so gewölbt werden, dass letztere keinen Seitenschub erhalten. Die Dicke der Decke soll an den schwächsten Stellen, wegen Dichtigkeit gegen Kälte, mindestens ($h =$) 18^{cm} betragen. Die Kappen werden in hartem Backstein mit $\gamma_1 = 0{,}0018^{\text{kg}}$ für 1^{cbcm} und mit Rücksicht auf Stösse $s = 6^{\text{kg}}$ für 1^{qcm} gewölbt, dann mit Schlacken-Beton ($\gamma = 0{,}00123^{\text{kg}}$ für 1^{cbcm}) überstampft; die Trägertheilung ist ($b =$) 150^{cm}, die zu tragende Verkehrslast ($p =$) $0{,}12^{\text{kg}}$ für 1^{qcm}.

Es ist zunächst bei Backsteinwölbung gleich bleibende Kappenstärke vorauszusetzen und daher nach der Zusammenstellung zu Gleichung 11 bis 14, bei dem angenommenen Pfeilverhältnisse $\frac{d-h}{b} = \frac{1}{20}$, $k = 0{,}02$ einzuführen. Es wird dann nach Gleichung 14

$$\delta = \frac{150}{2}\sqrt{\frac{3 \cdot 0{,}12}{6 \cdot 2{,}02}} = 12{,}92^{\text{cm}} = \infty\, 13^{\text{cm}},$$

und nach Gleichung 15

$$d = 18 + 150 \frac{6\,(0{,}00123 \cdot 18 \cdot 2{,}02 + 0{,}12 \cdot 1{,}04) + (0{,}0018 - 0{,}00123) \cdot 12{,}92 \cdot 6{,}02 \cdot 2{,}02}{\sqrt{432 \cdot 6 \cdot 0{,}12 \cdot 2{,}02} - 0{,}00123 \cdot 150 \cdot 2{,}02} = 24{,}72^{\text{cm}} = \infty\, 25^{\text{cm}};$$

ferner nach Gleichung 16

$$H' = H'' = \frac{12{,}92 \cdot 6}{2} = 37{,}8^{\text{kg}} \text{ für 1 lauf. Centim. Träger,}$$

nach Gleichung 17

$$M_t = \frac{6 \cdot 12{,}92^2 \cdot 1{,}02}{6} = 170^{\text{cmkg}} \text{ für 1 lauf. Centim. Träger,}$$

endlich nach Gleichung 18

$$G = 150\left[\frac{0{,}00123}{3}\,(25 + 2 \cdot 18) + (0{,}0018 - 0{,}00123)\,\frac{13}{2}\left(1 + \frac{0{,}02}{3}\right)\right] = 4{,}31^{\text{kg}} \text{ für 1 lauf. Centim. Träger.}$$

Bei diesen Abmessungen wird $\frac{d-h}{b} = \frac{25-18}{150} = \frac{1}{21{,}4}$; angenommen war $\frac{1}{20}$. Diese Abweichung hat auf k einen so geringen Einfluss, dass die Berichtigungsrechnung nicht angestellt zu werden braucht.

92.
Fachausfüllung mit *Monier*- und *Rabitz*-Platten.

Die Stärke ebener Mörtelplatten [126]) mit Drahteinlagen, wie sie in Fig. 182, 183 rechts u. 184 dargestellt sind, kann, wenn man die Spannungsvertheilung in der

[126]) Ueber ausgedehnte Belastungsversuche mit *Monier*-Platten siehe: Deutsche Bauz. 1886, S. 297 — ferner: Wayss, G. A. Das System *Monier*. Berlin 1887.

Platte als nach Fig. 185 [127]) vorgehend anfieht, nach den nachfolgenden Regeln bemeffen werden. Es bezeichne q die gefammte bleibende und bewegliche Auflaft der Platte für die Flächeneinheit, γ das Gewicht der Raumeinheit der Platte felbft, s die zuläffige Beanfpruchung der Flächeneinheit des Plattenquerfchnittes auf Druck (bei Cement-Mörtel der Mifchung 1 : 3 etwa 16 kg für 1 qcm), s_e die zuläffige Zugbeanfpruchung auf die Flächeneinheit des Querfchnittes der eingelegten Drähte, δ die Plattendicke, b die Theilung der die Platte tragenden Träger,

Fig. 182.

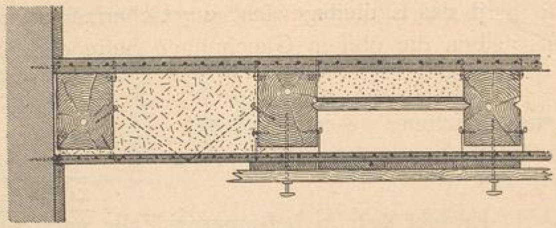


Fig. 183.

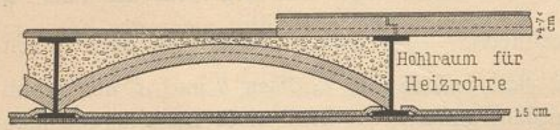
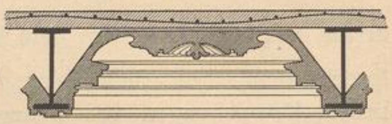


Fig. 184.



d den Durchmeffer der eingelegten Drähte, t die Theilung der letzteren (Fig. 185) und a den Abftand der Drahteinlage von der gezogenen Aufsenkante der Platte; alsdann mache man

$$\delta = 0{,}3 \left[2a + \frac{\gamma b^2}{s} + \sqrt{\left(2a + \frac{\gamma b^2}{s}\right)^2 + \frac{20 q \cdot b^2}{3s}} \right] \quad . \quad . \quad . \quad 21.$$

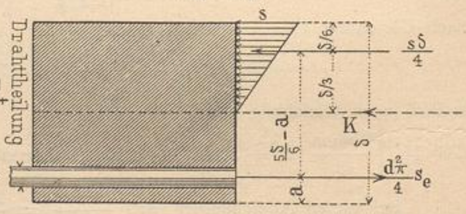
$$d = \sqrt{\frac{t}{\pi} \frac{s}{s_e} \delta} \quad \text{oder} \quad t = \pi \frac{s_e}{s} \frac{d^2}{\delta} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 22.$$

Wird noch der Abftand a als Theil der Plattendicke feft gelegt, alfo $a = \frac{\delta}{m}$ gefetzt, fo lautet Gleichung 21:

$$\delta = \frac{1{,}5\, m}{5m - 6} \frac{\gamma b^2}{s} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4}{3} \cdot \frac{5m - 6}{m} \cdot \frac{sq}{\gamma^2 b^2}}\right) \quad . \quad . \quad . \quad 23.$$

Die Formeln liefern für durchlaufende, über den Trägern nicht geftofsene Platten (Fig. 182 u. 184) etwas fichere Ergebniffe, als für die Platten mit Fugen über den Trägern (Fig. 183 rechts). Man kann daher die zuläffigen Beanfpruchungen s und s_e für durchlaufende Platten etwas höher annehmen, als für unterbrochene, vorausgefetzt, dafs die Drahteinlage nach Fig. 184 gefchlängelt ausgebildet ift.

Fig. 185.



Beifpiel. Auf einem Trägerrofte von ($b =$) 80 cm Theilung, welcher ($q =$) 0,04 kg auf 1 qcm Grundfläche zu tragen hat, foll eine Platte aus Cement-Mörtel (von der Mifchung 1 : 5) des Gewichtes ($\gamma =$) 0,002 kg für 1 cbcm und mit der zuläffigen Druckbeanfpruchung ($s =$) 8 kg für 1 qcm hergeftellt werden, in welcher die Drahteinlage um ($a =$) 1 cm von der Unterkante abfteht.

[127]) Vergl.: Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 462 — ferner eine fchärfere Berechnung in: Wochfchr. d. öft. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 209 u. 224.

Nach Gleichung 21 wird

$$\delta = 0{,}3 \left[2 \cdot 1 + \frac{0{,}002 \cdot 80^2}{8} + \sqrt{\left(2 \cdot 1 + \frac{0{,}002 \cdot 80^2}{8}\right)^2 + \frac{20 \cdot 0{,}04 \cdot 80^2}{3 \cdot 8}}\,\right] = 5{,}6 \text{ cm}.$$

Wird für den Draht die Beanſpruchung von ($s_e =$) 1000 kg für 1 qcm zugelaſſen und ſollen ($d =$) 0,4 cm ſtarke Drähte zur Verwendung kommen, ſo iſt nach Gleichung 22 die Theilung

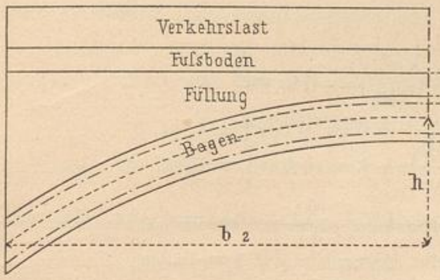
$$t = 3{,}14 \; \frac{1000}{8} \; \frac{0{,}4^2}{5{,}6} = 11{,}2 \text{ cm}$$

weit zu machen. Wäre beſtimmt, daſs die Drahteinlage ſich um den ($m =$) 5,6-ten Theil der Dicke von der Unterkante befinden ſoll, ſo würde ſich nach Gleichung 23 eben ſo ergeben haben

$$\delta = 1{,}5 \; \frac{5{,}6 \cdot 0{,}002 \cdot 80^2}{(5 \cdot 5{,}6 - 6) \cdot 8} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4\,(5 \cdot 5{,}6 - 6) \cdot 8 \cdot 0{,}04}{3 \cdot 5{,}6 \cdot (0{,}002 \cdot 80)^2}}\,\right] = 5{,}6 \text{ cm}.$$

Die gebogenen Mörtelplatten für Trägerfache (Fig. 183) erhalten zweckmäſsig zwei Drahteinlagen, da der Sinn der Biegungsmomente für alle Querſchnitte wechſeln kann.

Fig. 186.



Die Aufſtellung der Regeln für die Stärkenbemeſſung erfolgt mit Bezug auf Fig. 186. Es bedeute s die zuläſſige Beanſpruchung des Plattenmörtels auf Druck für die Flächeneinheit des Querſchnittes, s_e diejenige des Drahtes in den Drahteinlagen, p die Nutzlaſt für die Flächeneinheit, g das Gewicht eines etwa vorhandenen Fuſsbodenbelages für die Flächeneinheit, γ das Gewicht der Raumeinheit der Plattenüberfüllung, γ_1 das Gewicht der Raumeinheit des Plattenmörtels, b die Trägertheilung (Bogenweite), h den Pfeil der Bogenmittellinie, c die Höhe der Bogenüberfüllung im Scheitel, δ die Plattenſtärke und $\frac{\delta}{m}$ den Theil der Plattenſtärke, welchen die Drahteinlage oben und unten abſchneidet; die Plattenſtärke folgt alsdann aus

$$\delta = \frac{1}{\frac{8hs}{b^2} - \gamma_1} \left[\frac{q}{2} + \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \frac{3{,}1\; m\,p\,h \left(\frac{8hs}{b^2} - \gamma_1\right)}{5m - 6}}\,\right]; \quad . \quad . \quad 24.$$

darin iſt q aus der Erklärungsgleichung:

$$q = \gamma\left(c + \frac{h}{5}\right) + g + 0{,}6\,p \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 25.$$

zu beſtimmen. Der Drahtdurchmeſſer d oder die Drahttheilung t der Einlagen folgt aus

$$d = b\sqrt{\frac{m\,t\,p}{8{,}1\;(5m - 6)\,\delta\, s_e}} \quad \text{oder} \quad t = \frac{8{,}1\;(5m - 6)\,\delta\, s_e}{m\,p}\left(\frac{d}{b}\right)^2 \quad . \; . \; 26.$$

Der gröſste Schub H', welchen eine voll belaſtete Bogenplatte leiſtet, ergiebt ſich zu

$$H' = \frac{b^2}{8h}\left[\gamma_1 \delta + \gamma\left(c + \frac{h}{5}\right) + g + p\right], \; . \; . \; . \; . \; . \; 27.$$

und bezeichnet g_1 nach der Erklärungsgleichung

$$g_1 = \gamma_1 \delta + \gamma\left(c + \frac{h}{5}\right) + g, \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 28.$$

ſo ergiebt ſich der gröſste Gegenſchub H'', den eine unbelaſtete Bogenplatte leiſten kann, aus

$$H'' = \frac{s\,\delta^2\,(5\,m-6)+3\,m\,g_1\,b^2}{\delta\,(5\,m-6)+24\,m\,h} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 29.$$

Beiſpiel. Ein mit ($p =$) $0{,}05$ kg für 1 qcm belaſteter Cement-Eſtrich von 3 cm Dicke wiegt ($g =$) $0{,}006$ kg für 1 qcm und ruht auf einer Sandfüllung mit ($\gamma =$) $0{,}0016$ kg Gewicht für 1 cbcm zwiſchen Trägern von ($b =$) 150 cm Theilung. Die Sandfüllung iſt im Scheitel ($c =$) 8 cm ſtark; der Pfeil der Bogenplatte beträgt ($h =$) 15 cm; 1 cbcm der Platte wiegt ($\gamma_1 =$) $0{,}002$ kg; die Drahteinlagen ſollen aus ($d =$) $0{,}4$ cm dicken Drähten beſtehen und um $\frac{\delta}{4}$ ($m = 4$) von den Auſsenflächen entfernt ſein. Die zuläſſige Beanſpruchung des Cement-Mörtels (der Miſchung 1 : 3) auf Druck ſei ($s =$) 16 kg für 1 qcm, diejenige des Drahtes ($s_e =$) 1100 kg für 1 qcm. Alsdann iſt nach Gleichung 25

$$q = 0{,}0016\left(8+\frac{15}{5}\right)+0{,}006+0{,}6\cdot0{,}05 = 0{,}0536 \text{ kg};$$

alſo nach Gleichung 24

$$\delta = \frac{1}{\frac{8\cdot15\cdot16}{150^2}-0{,}002}\left[\frac{0{,}0536}{2}+\sqrt{\left(\frac{0{,}0536}{2}\right)^2+\frac{3{,}1\cdot4\cdot0{,}05\cdot15\left(\frac{8\cdot15\cdot16}{150^2}-0{,}002\right)}{5\cdot4-6}}\right] = 3{,}2 \text{ cm}.$$

Ferner iſt nach Gleichung 26 die Drahttheilung

$$t = \frac{8{,}1\cdot(5\cdot4-6)\cdot3{,}2\cdot1100}{4\cdot0{,}05}\left(\frac{0{,}4}{150}\right)^2 = 14{,}2 \text{ cm}.$$

Der gröſste Schub der vollen Kappe auf 1 cm Länge wird nach Gleichung 27

$$H' = \frac{150^2}{8\cdot15}\left[0{,}002\cdot3{,}2+0{,}0016\left(8+\frac{15}{5}\right)+0{,}006+0{,}05\right] = 15 \text{ kg}.$$

Nach Gleichung 28 wird $g_1 = 0{,}002\cdot3{,}2+0{,}0016\left(8+\frac{15}{5}\right)+0{,}006 = 0{,}03$ kg, alſo nach Gleichung 29 der gröſstmögliche Gegenſchub der unbelaſteten Bogenplatte auf 1 cm Länge

$$H'' = \frac{16\cdot3{,}2^2\,(5\cdot4-6)+3\cdot4\cdot0{,}03\cdot150^2}{3{,}2\,(5\cdot4-6)+24\cdot4\cdot15} = 7 \text{ kg}.$$

93. Fachausfüllung mit Tonnenblechen.

Sind die Balkenfache mit Tonnenblechen ausgefüllt (Fig. 187 u. 188), ſo iſt der wagrechte Zug, welcher ſich in einem Bleche der vollen Belaſtung q, des Pfeiles f (Fig. 188) und der Weite (Trägertheilung) b entwickelt, $H' = \frac{q\,b^2}{8f}$, während der Gegenzug des nur mit der Eigenlaſt g für die Einheit belaſteten Nachbarbleches $H'' = \frac{g\,b^2}{8\,F}$ beträgt. Nach H' könnte man nun das Blech der Dicke nach bemeſſen; jedoch ergeben ſich ſo ſelbſt bei flachen Pfeilen zu geringe Stärken. Die Bleche wurden früher mindeſtens

Fig. 187.

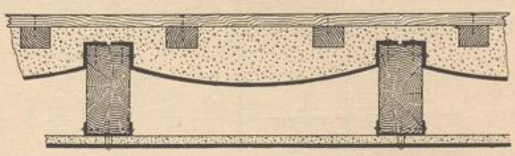
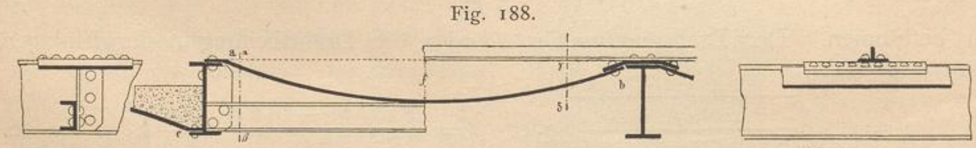


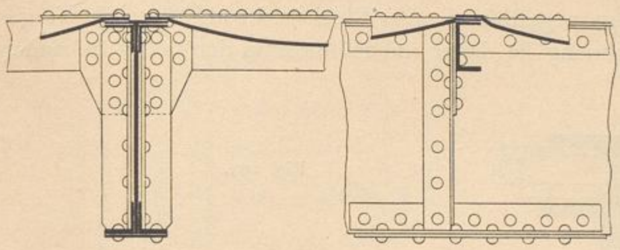
Fig. 188.



Schnitt $\alpha\beta$. Schnitt $\gamma\delta$.

8 mm ſtark gemacht; nachdem durch die Verzinkung ein guter Schutz gegen Roſten geſchaffen iſt, geht man bis zu 4 mm herunter. Die übrigen Abmeſſungen der Bleche ſind ziemlich beliebig; jedoch geht man in der Gröſse der einzelnen Bleche nicht gern über 4 qm hinaus; ſchmale und dünne Bleche ſind erheblich kleiner. Werden die Bleche, was in der Regel geſchieht, mit Beton überſtampft, ſo kann man deſſen Druckfeſtigkeit zum Ausgleiche des wagrechten Zuges der Platte ausnutzen, ſo daſs

Fig. 189.



ein folcher nie von einem Trägerfache auf das benachbarte übertragen wird.

Die Vernietung erfolgt nach den in Theil III, Band 1 (Abth. I, Abfchn. 3, Kap. 2) diefes »Handbuches« gegebenen Regeln, und zwar ift der Nietberechnung für die Längeneinheit des Bleches bei der Befeftigung nach Fig. 188 bei a die Kraft H', bei Befeftigung nach Fig. 188 bei b die Kraft $\sqrt{H'^2 + \frac{q^2 b^2}{4}}$ zu Grunde zu legen.

Wenn die Balkenfache mit Buckelplatten überdeckt find (fiehe Fig. 189), fo find für die Stärkenabmeffungen letzterer einfache Berechnungen wenig zuverläffig; man beftimmt ihre Tragfähigkeit am ficherften nach den Verfuchsergebniffen, welche in der nachfolgenden Zufammenftellung angeführt find. Die Randvernietung kann fchwächer fein, als bei den Tonnenblechen. 94. Fachausfüllung mit Buckelplatten.

Buckel-Platten von der Dillinger Hütte zu Dillingen a. d. Saar.

L = Länge, B = Breite der Platte, b = Breite des geraden Randes, h = Pfeil des Buckels (in Millim.), G das Gewicht (in Kilogr.).

Nr.	B	L	b	h	G = Gewicht für 1 Stück bei einer Blechftärke von								
					6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	9,5	10 mm
1	1490	1490	78	130	104	112,5	121,5	130	139	147,5	156,5	165,5	173,5
2	1140	1140	40	85	61	66	71	76	81	86	91	96	101
3	1098	1098	40	75	56,5	61	66	70,5	76	81	85	90	94
4	1098	1098	78	78	56,5	61	66	70,5	76	81	85	90	94
5	1000	1000	60	72	47	51	54,5	58,5	62,5	66,5	70,5	74	78
6	750	750	60	45	26,5	28,5	30,5	33	35	37	39,5	41,5	44
7	500	500	60	27	11,5	12,5	13,5	14,5	15,5	16,5	17,5	18,5	19,5
8	1630	1270	80	130	96,5	105	113	121,5	129,5	137,5	145,5	153,5	161,5
9	1100	770	55	80	39,5	43	46	49,5	53	56,5	59,5	63	76
10	1265	1265	80	100	75	81	87,5	94	100	106,5	112,5	118,5	124,5
	Millim.				Kilogr.								

Bezeichnet P die zuläffige gleichförmig vertheilte Belaftung von Buckelplatten von 0,9 bis 1,0 m frei tragender Länge für 1 qm, G das Gewicht für 1 qm und d die Blechdicke, fo ergeben fich die folgenden Zahlenbeziehungen:

d	G	P	d	G	P
2	14,8	560	5,0	38,6	3400
2,5	19,0	730	6,0	46,8	4900
3,0	23,2	1160	7,0	55,0	6300
4,0	31,0	2000	8,0	63,2	7700
Millim.	Kilogr.		Millim.	Kilogr.	

Preis der Buckelplatten etwa 280 Mark für 1000 kg einfchl. Verlegen.

95.
Fachausfüllung mit Wellblech.

Das Wellblech überdeckt ſchmale Räume ohne Träger (Fig. 190); über breiteren werden die Tafeln auf allen Trägern geſtoſsen. Das Blech wirkt alſo ſtets als Träger auf zwei Stützen, und die Berechnung iſt daher mit Hilfe der in den neben ſtehenden Tabellen angegebenen Widerſtandsmomente ($W = \frac{\mathcal{J}}{e}$[128]) leicht durchzuführen. Die gebräuchlichen Abmeſſungen der Blechtafeln gehen aus den Bemerkungen zu den Tabellen hervor.

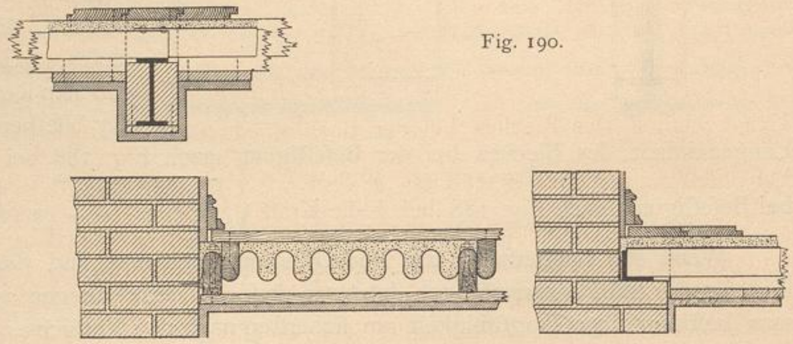


Fig. 190.

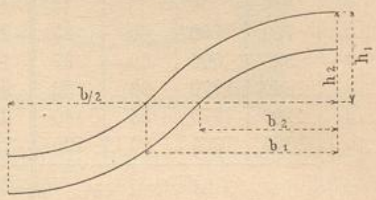
Da, wo das Widerſtandsmoment einer Blechſorte nur für $d = 1^{mm}$ angegeben iſt, erhält man die Widerſtandsmomente anderer Blechſtärken durch Veränderung der angegebenen Momentenzahl nach dem Verhältniſſe der Blechſtärke.

Die Längen der Tafeln werden in der Regel bis $4{,}0^{m}$ und die Breiten bis $1{,}0^{m}$ geliefert.

Die Tabellen zeigen, daſs die Widerſtandsmomente, welche gröſser als 92 ſind, lediglich in Trägerwellblechen (ſiehe S. 106) erreicht werden und daſs man alſo in einem ſolchen Falle zur Verwendung dieſer gezwungen iſt.

In Fällen, wo das erforderliche Widerſtandsmoment kleiner als 90 iſt, ſind vergleichende Rechnungen zwiſchen beiden Arten zu empfehlen, da das flache Wellblech bei kleinerem Widerſtandsmoment zugleich erheblich geringeres Gewicht hat, und daher unter Umſtänden das leichtere Ergebniſs liefern kann.

Fig. 191.



Für beliebige flach gewellte Bleche ergiebt ſich das Trägheitsmoment für die wagrechte Mittelaxe und eine Wellenbreite b nach der Formel (Fig. 191)

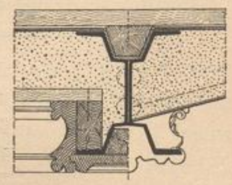
$$\mathcal{J} = \frac{64}{105} (b_1 h_1^3 - b_2 h_2^3), \quad . \quad . \quad . \quad 30.$$

für welche die Maſse b_1, b_2, h_1 und h_2 durch Auftragen einer Viertelwelle in groſsem Maſsſtabe oder auch durch Berechnung leicht zu ermitteln ſind.

96.
Fachausfüllung mit Wellblechbogen.

Werden die Balkenfache mit Wellblechbogen oder ſog. bombirtem Wellblech ausgefüllt (ſiehe Fig. 192 rechts u. Fig. 193), ſo ſind die Abmeſſungen, Gewichte und Widerſtandsmomente der Wellbleche den Tabellen auf S. 106 zu entnehmen.

Fig. 192.



Es bezeichne mit Bezug auf Fig. 194: b die Bogenweite (Trägertheilung), h den Pfeil der Bogenmittellinie, g das Ge-

[128]) Siehe Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 299, S. 263; 2. Aufl. Art. 89, S. 66) dieſes »Handbuches«.

α) Flache Wellbleche.

Dillinger Hütte zu Dillingen a. d. Saar.

h	b	d	B	L	G	W	Freitragende Länge (in Met.) 1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
							gleichf. verth. Belaftung				
45	150	2,0	1,05	3,0	18,5	19	1140	507	285	182	127
75	230	3,0	0,92	3,0	29	52	3120	1387	780	499	347
75	230	3,5	0,92	3,0	34	60	3600	1600	900	576	400
75	230	4,0	0,92	3,0	39	67	4020	1787	1005	643	447
75	230	4,5	0,92	3,0	44	73	4380	1947	1095	701	487
75	230	5,0	0,92	3,0	49	80	4800	2133	1200	768	533
75	230	5,5	0,92	3,0	54	86	5160	2293	1290	826	573
75	230	6,0	0,92	3,0	59	92	5520	2453	1380	883	613
Millim.			Met.		Kg.		Kilogr.				

Preis des Wellbleches, einfchl. Verlegen, etwa 290 Mark für 1000 kg.

Hein, Lehmann & Co. zu Berlin.

In den Dicken von 1 bis 26 der deutfchen Lehre.

Nr.	h	b	G für 1 qm bei 1 mm Stärke	W bei 1 m Breite und 1 mm Stärke
2½/10	25	100	9,4	7,5
3/10	30	100	9,8	9,5
3½/10	35	100	10,4	12
4/10	40	100	11,1	14
4½/10	45	100	11,5	16
2½/10	25	150	8,5	7
3/15	30	150	8,8	8,5
3½/15	35	150	9,1	10
4/15	40	150	9,4	12
4½/15	45	150	9,8	14
5/15	50	150	10,2	16
	Millim.		Kilogr.	

Jacob Hilgers zu Rheinbrohl.

Nr. der deutfchen Blechlehre	d	G für 1 qm gedeckte Fläche, einfchl. Ueberdeckungen: Profil I. b = 120 mm h = 25 »	Profil II. b = 135 mm h = 30 »	Profil III. b = 150 mm h = 40 »	Profil IV. b = 150 mm h = 45 »	Profil V. b = 76 mm h = 25 »
15	1,50	14,6	14,8	15,7	16,6	16,4
16	1,33	13,4	13,6	14,5	15,2	15,0
17	1,25	12,2	12,3	13,1	13,8	13,6
18	1,13	11,0	11,1	11,9	12,4	12,3
19	1,00	9,8	9,9	10,5	11,0	10,9
20	0,88	8,5	8,6	9,2	9,7	9,6
21	0,75	7,3	7,4	7,9	8,3	8,2
	Millim.	Kilogr.				

L. Fr. Buderus, Germania bei Neuwied.

Nr.	h	b	d	G für 1 mm Dicke	L bis
Z	12	40	0,5—0,875	11	3,1
X	25	75	0,6—1,0	10,1	»
A	27	85	0,8—1,5	9,5	»
B	29	122	0,8—1,75	8,8	»
C	35	137	0,8—1,75	9,1	»
D	40	150	0,8—2	9,2	»
E	75	230	3—5	9,9	»
	Millim.			Kilogr.	Met.

Breeſt & Co. zu Berlin.

L bis 4 m.

Nr.	b	h	d	G	B	Nr.	b	h	d	G	B
A	200	80	4	68	0,45	C	180	60	2	30	0,55
»	»	»	3	51	»	»	»	»	1,5	22,5	»
»	»	»	2	32	»	»	»	»	1	15	»
»	»	»	1	16	»	D	180	50	1	13	0,60
B	180	70	2	32	0,55	E	150	45	1	9	0,60
»	180	70	1,5	24	»	F	90	25	1	10	0,75
»	»	»	1	16	»						
	Millim.			Kilogr.	Met.		Millim.			Kilogr.	Met.

b Breite, *h* Höhe einer Welle, *d* Dicke des Bleches (in Millim.); *B* und *L* Breite und Länge (in Met.), bis zu welcher die Bleche geliefert werden; *G* Gewicht (in Kilogr.) für 1 qm; *W* Widerftandsmoment (bezogen auf Centim.) für 1 m Breite; gröfste Beanfpruchung des Eifens 750 kg für 1 qcm. (In einigen Tabellen ift *W* für die Breite *b* einer Welle angegeben, was im Kopf der betreffenden Tabelle befonders bemerkt ift.)

β) Trägerwellbleche.

Hein, Lehmann & Co. zu Berlin.

Nr.	*h*	*b*	*G* für 1 qm bei 1 mm Stärke ca.	*W* für 1 m Breite bei 1 mm Stärke	Nr.	*h*	*b*	*d*	*G* für 1 qm bei 1 mm Stärke	*W* für 1 m Breite = 10 Wellen bei 1 mm Stärke
1	15	40	10,7	5,1	5a	50	100	1—2	12,5	17
2	20	40	12,6	7,6	6	60	100	1—2	14,1	25,2
3	15	50	9,8	4,7	7	70	100	1—3	15,7	33
4	25	50	12,6	9,8	8	80	100	1—5	17,3	40,5
5	30	60	12,6	11,7	9	90	100	1—5	18,9	48,4
					10	100	100	2—5	20,5	56,5
					11	110	100	2—5	22,1	68
	Millim.		Kilogr.			Millim.			Kilogr.	

L. Fr. Buderus, Germania b. Neuwied.

Nr.	*h*	*b*	*d*	*G* für 1 qm bei 1 mm Stärke	*W* für 1 mm Stärke und die Breite *b*
0	45	90	1-1½	12	1,550
I	50	90	»	13	1,835
II	55	90	»	14	2,105
III	60	90	»	15	2,440
VII	60	100	1—3	14,25	2,617
VIII	65	100	»	15	2,980
IX	70	100	2—3	15,8	3,330
X	75	100	»	16,6	3,600
XI	80	100	»	17,5	4,050
XVI	80	120	2—5	14,64	4,461
XVII	90	120	»	16,55	5,385
XVIII	100	120	»	17,50	6,383
	Millim.			Kilogr.	

Jacob Hilgers zu Rheinbrohl.

Nr. der deutschen Blechlehre	*d*	Gewicht für 1 qm ohne Ueberdeckung						
		Profil O. $b = 90$ mm $h = 45$ »	Profil A. $b = 90$ mm $h = 50$ »	Profil B. $b = 90$ mm $h = 60$ »	Profil C. $b = 90$ mm $h = 70$ »	Profil D. $b = 100$ mm $h = 80$ »	Profil E. $b = 100$ mm $h = 90$ «	Profil F. $b = 100$ mm $h = 100$ »
5	4	48	52	60	68	72	76	84
9	3	36	39	45	51	54	57	63
16	2	24	26	30	34	36	38	42
19	1	12	13	15	17	18	19	21
	Millim.	Kilogr.						

A. Kammerich & Co. zu Berlin.

Nr.	*h*	*b*	*d*	*G*	*W* für 1 m Breite	Nr.	*h*	*b*	*d*	*G*	*W* für 1 m Breite
1	10	20	0,5	6	1,850	19	80	100	1	17	40,500
2	15	30	1	12	5,533	20	80	100	1,5	25,5	60,400
3	20	30	1	13,5	8,800	21	80	100	2	34	80,000
4	25	40	1	13,8	10,700	22	80	100	2,5	42,5	99,600
5	30	40	1	15	14,350	23	80	100	3	51	118,600
6	45	90	1	12	17,267	24	80	100	4	68	156,500
7	45	90	1,5	18	25,633	25	90	100	2	37	96,800
8	45	90	2	24	33,844	26	90	100	2,5	46	120,630
9	50	90	1	13	20,389	27	90	100	3	55,5	144,040
10	50	90	1,5	19,5	30,355	28	90	100	4	74	190,200
11	50	90	2	26	40,089	29	100	100	2	40	115,220
12	60	90	1	15	27,166	30	100	100	3	60	171,000
13	60	90	1,5	22,5	40,533	31	100	100	4	80	225,800
14	60	90	2	30	53,610	32	100	100	5	100	279,800
15	70	90	1	16	34,777	33	100	130	2	33	98,338
16	70	90	1,5	24	51,888	34	100	130	3	49,5	146,169
17	70	90	2	32	68,722	35	100	130	4	66	193,161
18	70	90	2,5	40	85,366	36	100	130	5	82,5	239,400
	Millim.			kg			Millim.			kg	

L. Bernhard & Co. zu Berlin.

Nr.	*h*	*b*	*d*	*G*	*W* für 1 m Breite	Nr.	*h*	*b*	*d*	*G*	*W* für 1 m Breite
1	20	30	1	13,4	7,800	17	100	120	2	33	98,208
2	30	44	1	13,9	12,181	18	101	120	3	50	146,550
3	50	90	1	12,5	19,355	19	102	120	4	67	194,258
4	50,5	90	1,5	18,7	28,989	20	103	120	5	84	241,600
5	60	90	1	14	25,966	21	120	140	3	50	176,986
6	60,5	90	1,5	21,1	39,289	22	121	140	4	63	235,393
7	61	90	2	28,4	51,333	23	122	140	5	84,7	292,985
8	70	90	1	15,6	33,344	24	123	140	6	102,5	350,085
9	71	90	2	31,6	66,111	25	150	160	3	54,2	237,569
10	72	90	3	48	98,378	26	151	160	4	72,6	315,556
11	80	100	1	16	39,070	27	152	160	5	91,2	393,075
12	81	100	2	32,4	77,410	28	153	160	6	109	470,000
13	82	100	3	49	114,910	29	200	200	3	57,4	338,440
14	90	100	2	35	92,210	30	201	200	4	77	443,215
15	91	100	3	53	137,110	31	202	200	5	96,5	554,935
16	92	100	4	71	182,400	32	203	200	6	116,3	664,045
	Millim.			kg			Millim.			kg	

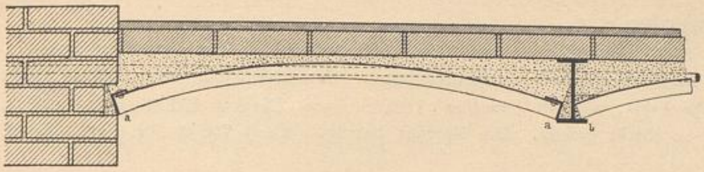
Pfeiffer & Druckenmüller zu Berlin.

Nr.	*h*	*b*	*d*	*G*	*W* für 1 m Breite	Nr.	*h*	*b*	*d*	*G*	*W* für 1 m Breite
DE 8	70	90	2	32	68,000	*E* 4	60	90	1	15	26,600
» 6	70	90	1,5	24	51,100	*F* 4	50	90	1	13	21,000
» 4	70	90	1	16	34,300	*G* 4	45	90	1	12	17,000
E 8	60	90	2	30	53,000	» 3	45	90	0,75	9-10	12,750
» 6	60	90	1,5	23	36,900						
1	50	100	1	12	17,000	18	80	100	3	52	120,000
2	60	100	1	14	25,200	19	90	100	3	55	144,000
3	70	100	1	16	33,000	20	120	100	2	47	152,500
4	60	100	1½	21	37,800	21	80	100	4	71	160,000
5	80	100	1	17	40,000	22	100	100	3	61	169,200
6	90	100	1	18	48,000	23	90	100	4	76	182,000
7	60	100	2	29	50,400	24	140	100	2	52	199,600
8	70	100	1½	23,5	50,500	25	80	100	5	90	200,000
9	100	100	1	20	56,400	26	100	100	4	81	225,600
10	80	100	1½	25,5	60,000	27	120	100	3	70	228,800
11	70	100	2	31	67,000	28	90	100	5	96	230,000
12	90	100	1½	28	72,000	29	100	100	5	101	282,000
13	80	100	2	35	80,000	30	140	100	3	78	299,400
14	100	100	1½	30	84,600	31	120	100	4	94	305,000
15	90	100	2	38	96,000	32	120	100	5	118	381,000
16	70	100	3	48	101,100	33	140	100	4	106	399,200
17	100	100	2	40	112,800	34	140	100	5	133	499,000
	Millim.			kg			Millim.			kg	

Breest & Co. zu Berlin.

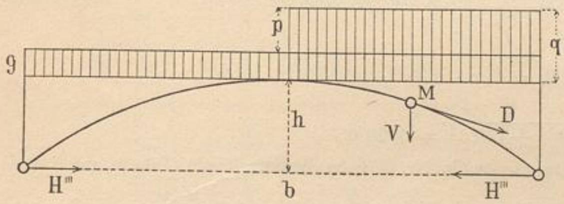
Nr.	*h*	*b*	*d*	*G*	*W* für 1 m Breite	Nr.	*h*	*b*	*d*	*G*	*W* für 1 m Breite
1	100	130	4	66	244,00	2	80	110	1	16	40,14
»	100	130	3	49	183,00	3	70	90	2	34	60,68
»	100	130	2	33	122,00	»	70	90	1,5	25,5	45,49
1a	100	100	3	61	169,20	»	70	90	1	17	30,30
»	100	100	2	40	112,80	4	60	90	2	30	47,71
1b	90	100	2	37	96,80	»	60	90	1,5	22,5	35,67
»	90	100	1,5	27,5	73,00	»	60	90	1	15	23,61
2	80	110	4	63	160,56	5	50	90	1	13	17,61
»	80	110	3	47	120,42	6	45	90	1	12	14,87
»	80	110	2	32	80,32	7	30	90	1	15,5	6,02
»	80	110	1,5	24	60,26	8	20	90	1	14,5	2,74
	Millim.			kg			Millim.			kg	

Fig. 193.



wicht des Bleches, der Ueberfüllung und des Fuſsbodens für die Flächeneinheit, p die Nutzlaſt für die Flächeneinheit, $q = p + g$ die Geſammtlaſt für die Flächeneinheit, M das ungünſtigſte Biegungsmoment bei einſeitiger Belaſtung, H' den wagrechten Bogenſchub bei voller Belaſtung, H'' den gröſstmöglichen Gegenſchub des unbelaſteten Bogens, H''' den von der ungünſtigſten einſeitigen Belaſtung erzeugten Bogenſchub, V die lothrechte Scherkraft im Querſchnitte des gröſsten Biegungsmomentes bei ungünſtigſter einſeitiger Belaſtung, D den winkelrechten Druck auf den Querſchnitt des gröſsten Biegungsmomentes bei ungünſtigſter einſeitiger Belaſtung und s die zuläſſige gröſste Beanſpruchung auf 1^{qcm} des Blechquerſchnittes. Alsdann iſt

Fig. 194.



$$H' = \frac{q b^2}{8 h}; \qquad 31.$$

$$M = 0{,}01615\, p b^2; \qquad 32.$$

$$H''' = \frac{(g + 0{,}6\, p)\, b^2}{8 h}; \qquad 33.$$

$$V = (0{,}2676\, g + 0{,}16\, p)\, b; \qquad 34.$$

$$D = \sqrt{H'''^2 + V^2}; \qquad 35.$$

$$H'' = \frac{s + \frac{g b^2}{8} \cdot \frac{e}{J}}{\frac{1}{F} + h \frac{e}{J}}. \qquad 36.$$

In dieſen Gleichungen bedeutet F den Querſchnitt des Bleches und $\frac{J}{e} = W$ das Widerſtandsmoment des Querſchnittes, welche aus den Tabellen auf S. 105 u. 106 zu entnehmen oder aus Gleichung 30 durch Diviſion von J mit der halben Blechhöhe zu berechnen iſt.

Die gröſste im Bleche vorkommende Beanſpruchung iſt

$$\sigma_1 = \frac{M e}{J} + \frac{D}{F} \text{ (Druck)} \qquad 37.$$

$$\sigma_2 = \frac{M e}{J} - \frac{D}{F} \text{ (Zug)} \qquad 38.$$

Wird der Wellblechbogen, wie zu empfehlen, mit magerem Beton überſtampft, ſo kann man als Gegenſchub des unbelaſteten Bogens die Summe der Werthe annehmen, welche ſich aus Gleichung 5 u. 36 für die vorliegenden Maſse und zuläſſigen Beanſpruchungen ergeben; jedoch darf ſelbſtverſtändlich auch hier der Gegenſchub des unbelafteten Bogens höchftens gleich dem Schube H' (Gleichung 31) des belafteten Bogens gefetzt werden.

Beifpiel. Ein ($b =$) 3,0 m weiter Bogen von ($h =$) 0,25 m Pfeil ift mit magerem Backftein-Beton durchfchnittlich 0,23 m hoch überfchüttet und trägt 0,025 m Cement-Eftrich. Der erftere wiegt 1600 kg, der letztere 2500 kg für 1 cbm; alfo ift $g = 0{,}23 \cdot 1600 + 0{,}025 \cdot 2500 = 431$ kg, und mit dem Gewichte des Bleches wird $g = 450$ kg gefetzt. Die Nutzlaft beträgt ($p =$) 700 kg für 1 qm. Es ift dann nach Gleichung 31

$$H' = \frac{(700 + 450)\, 3^2}{8 \cdot 0{,}25} = 5175 \text{ kg};$$

nach Gleichung 32

$$M = 0{,}01615 \cdot 700 \cdot 3^2 = 101{,}75 \text{ mkg};$$

ferner nach Gleichung 33

$$H''' = \frac{(450 + 0{,}6 \cdot 700)\, 3^2}{8 \cdot 0{,}25} = 3915 \text{ kg};$$

weiter nach Gleichung 34

$$V = (0{,}2676 \cdot 450 + 0{,}16 \cdot 700)\, 3 = 696 \text{ kg};$$

endlich nach Gleichung 35

$$D = \sqrt{696^2 + 3915^2} = 3976 \text{ kg}.$$

Wird nun Trägerwellblech von *Hein, Lehmann & Co.* Nr. 6 (fiehe die betreffende Tabelle auf S. 106) unterfucht, fo ift für diefes bei 1 mm Stärke für Meter als Einheit $\frac{\mathcal{J}}{e} = W = \frac{25{,}2}{100 \cdot 100 \cdot 100} = 0{,}0000252$. Der Querfchnitt für 1 m Breite ergiebt fich bei dem Eifengewichte von 7800 kg für 1 cbm aus dem Blechgewichte von 14,1 kg für 1 qm mit $\frac{14{,}1}{7800} = 0{,}0018$ qm.

Nach Gleichung 37 ift demnach der gröfste Druck

$$\sigma_1 = \frac{101{,}75}{0{,}0000252} + \frac{3976}{0{,}0018} = 6\,247\,200 \text{ kg auf 1 qm},$$

und nach Gleichung 38 der gröfste Zug

$$\sigma_2 = \frac{101{,}75}{0{,}0000252} - \frac{3976}{0{,}0018} = 1\,828\,200 \text{ kg auf 1 qm}.$$

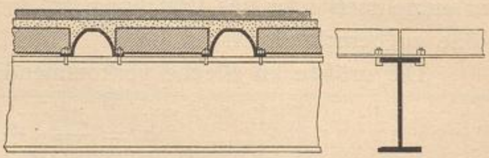
Wegen der ftarken Spannungsfchwankung in einer und derfelben Fafer ift das Blech trotz der niedrigen Beanfpruchung nicht als zu ftark zu bezeichnen. Der gröfstmögliche Gegenfchub des Blechbogens ift nach Gleichung 36

$$H'' = \frac{7\,000\,000 + \dfrac{450 \cdot 3^2}{8 \cdot 0{,}0000252}}{\dfrac{1}{0{,}0018} + \dfrac{0{,}25}{0{,}0000252}} = 2490 \text{ kg für 1 m Länge}.$$

97. Fachausfüllung mit Belageifen.

Sollen die Balkenfache mit Belageifen ausgefüllt werden (Fig. 195), fo werden letztere zweckmäfsig auf allen Trägern geftofsen, damit aus der Continuität nicht Ueberlaftungen einzelner Träger entftehen. Will man jedoch die Vortheile der Continuität für die Belageifen ausnutzen, fo mufs man die Träger den vergröfserten Auflagerdrücken des continuirlichen Belageifens entfprechend bemeffen. In der Regel ift es alfo nur nöthig, das Gewicht der Ueberfüllung genau zu ermitteln und nach diefem, fo wie der Nutzlaft die Belageifen als Träger auf zwei Stützen zu berechnen. Für die Zwecke des Hochbaues wird es in faft allen Fällen genügen, zur Deckung der Zwifchenräume zwifchen den Belageifen quer oder höchftens lang gelegte Flachziegel zu verwenden. Sicherer ift die Ausfüllung mit Beton, wobei man jedoch zum Einbringen kleiner Schalungen zwifchen den Belageifen bedarf.

Fig. 195.

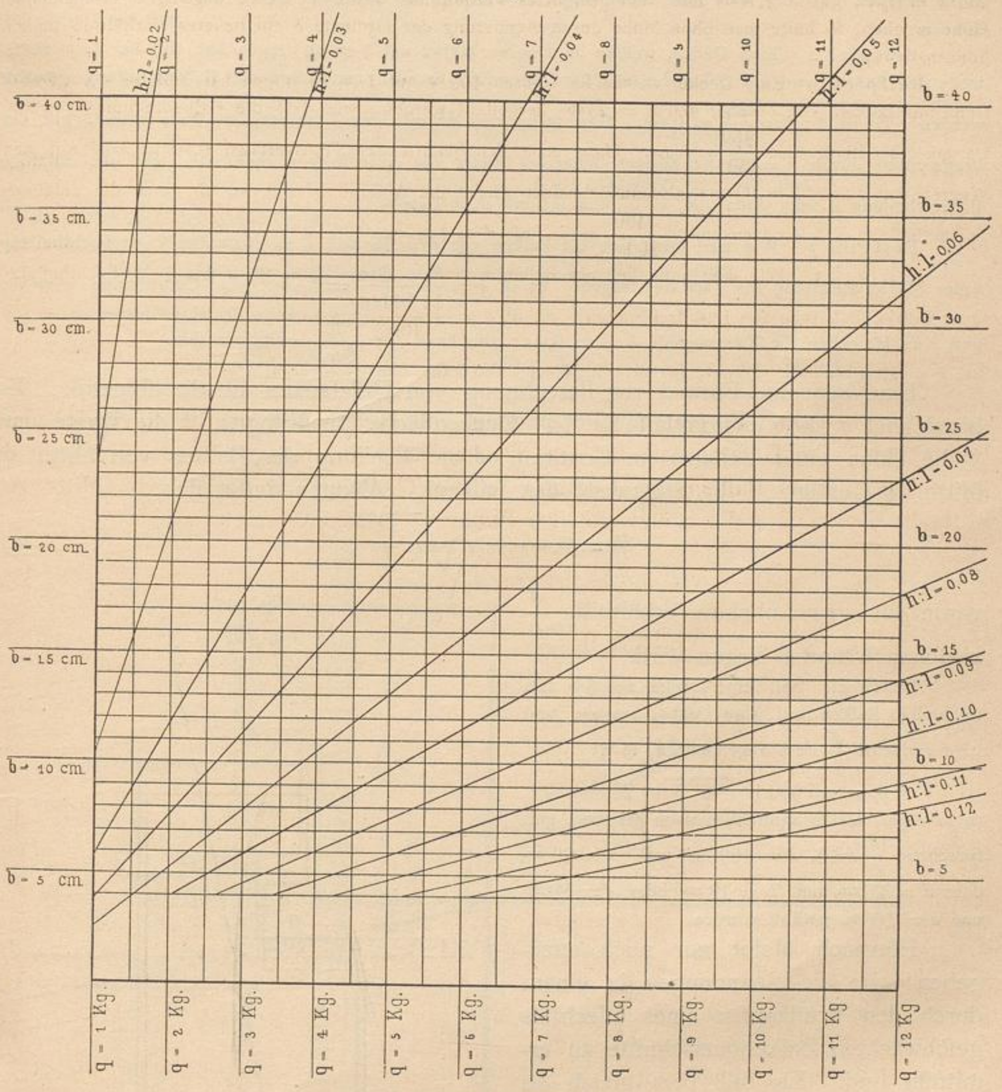


3) Querfchnittsermittelung für Balken und Träger.

Holzbalken haben ausfchliefslich rechteckigen Querfchnitt, und zwar — mit Rückficht auf vortheilhaftefte Gewinnung aus dem runden Stamme — des Seitenverhältniffes 5 : 7 [129]). 98. Hölzerne Balken.

Die Berechnung [130]) erfolgt etwas zu ficher für die gröfste Stützweite jedes

Fig. 196.



q in Kilogr.; 1 kg = 1 cm.

Balkens bei 80 kg zuläffiger Beanfpruchung als Träger auf zwei Stützen. Alle hierher gehörenden Berechnungen können durch Benutzung der Auftragung in Fig. 196 um-

---

[129]) Siehe Theil III, Band 1 (Art. 156, S. 110; 2. Aufl.: Art. 15, S. 114) diefes »Handbuches«.

[130]) Angaben über die Eigengewichte hölzerner Balken finden fich in einer Tabelle in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 318; 2. Aufl.: S. 17) diefes »Handbuches«.

gangen werden [131]). Es bezeichnet dort b die Breite, l die gröſste Stützweite, h die Höhe eines Balkens (in Centim.) und q die Geſammtbelaſtung für 1 lauf. Centim.

Beiſpiel 1. Ein Balken iſt für $5{,}5$ m Stützweite bei $1{,}05$ m Fachtheilung zu berechnen; die Eigenlaſt der Decke (halber Windelboden) beträgt 300 kg und die Nutzlaſt 250 kg für 1 qm. Die Laſt für 1 cm iſt demnach $q = \frac{1{,}05\,(300 + 250)}{100} = 5{,}8$ kg. Wird die Breite verſuchsweiſe mit 22 cm angenommen, ſo führen die Coordinaten $q = 5{,}8$ und $b = 22$ zu der ſchrägen Transverſalen $h : l = 0{,}05$, und es muſs alſo $h = 0{,}05 \,.\, 550 = 27{,}5$ cm ſein, ein geeignetes Verhältniſs. Hätte ſich eine ungeeignet erſcheinende Höhe ergeben, ſo hätte man ohne Mühe durch Aenderung der Ordinate b ein beſſeres Verhältniſs finden können.

Beiſpiel 2. Eine Decke, welche im Ganzen 400 kg auf 1 qm zu tragen hat, ſoll bei $4{,}5$ m Stützweite aus Balken von $b = 20$ und $h = 25$ cm hergeſtellt werden; wie darf die Balkentheilung gewählt werden? Es iſt $h : l = \frac{25}{450} = 0{,}056$. Man ſuche den Schnitt der Transverſalen $0{,}056 = h : l$ mit der Wagrechten durch $b = 20$ cm; alsdann ſchneidet dieſer die Abſciſſe $q = 6{,}5$ kg ab, und die zuläſſige Balkentheilung d folgt dann aus $\frac{d \,.\, 400}{100} = 6{,}5$ mit $d = 1{,}625$ m.

Beiſpiel 3. Wie weit kann ſich ein Balken von $b = 15$ und $h = 25$ cm bei $1{,}1$ m Fachtheilung unter 500 kg Belaſtung für 1 qm frei tragen? Es iſt $q = \frac{1{,}1 \,.\, 500}{100} = 5{,}5$ kg; die Coordinaten $q = 5{,}5$ und $b = 15$ geben die Transverſale $h : l = 0{,}058$; alſo kann $l = \frac{25}{0{,}058} = 430$ cm ſein.

Eine bequeme Formel zur Berechnung von Holzbalken iſt die folgende. Es bezeichnet q die Geſammtlaſt für 1 qm Deckenfläche (in Kilogr.), b die Breite und h die Höhe eines Balkens (in Centim.), d die Theilung der Balken von Mitte zu Mitte (in Centim.), l die Stützweite des Balkens. Alsdann findet ſtatt

$$h = 0{,}000968\; l \sqrt{q\,\frac{d}{b}}\,, \qquad 39.$$

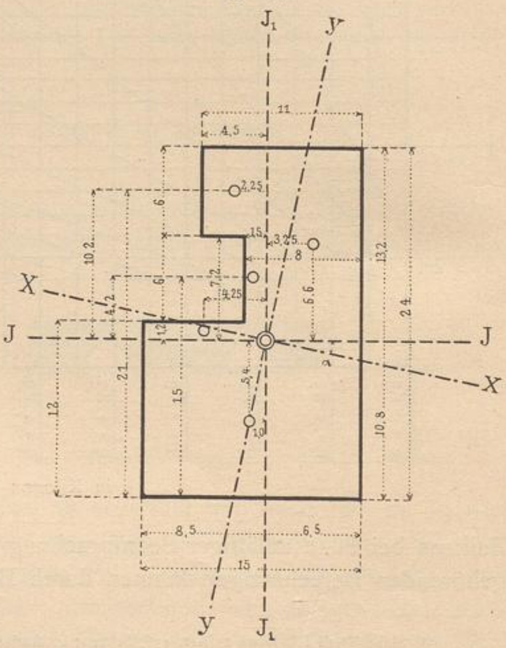
worin für gewöhnliche Verhältniſſe $\frac{d}{b}$ zwiſchen 5 und 6 liegen wird.

Beiſpiel. Soll eine Decke aus 5 m frei tragenden Balken auf 1 qm 500 kg tragen, und wird zunächſt $\frac{d}{b} = 5$ angenommen, ſo iſt

$$h = 0{,}000968 \,.\, 500 \sqrt{500 \,.\, 5} = 24{,}2 \text{ cm}$$

zu machen. Dabei kann dann nach Belieben, entſprechend $\frac{d}{b} = 5$, $d = 100$ cm und $b = 20$ cm oder $d = 90$ cm und $b = 18$ cm oder $d = 80$ cm und $b = 16$ cm gewählt werden.

Fig. 197.



Hiernach bleibt nur noch anzugeben, wie die Spannungen in einem durch den Bruſtzapfen eines Wechſels geſchwächten Balkenquerſchnitte zu ermitteln ſind. Es ſoll dies gleich an einem Beiſpiele vorgeführt werden, welches die Auflagerung des mit 5 bezeichneten ausgewechſelten Balkens der Gruppe A in Fig. 37 (S. 30) auf den Wechſel an der Wand zum Gegenſtande hat.

[131]) Vergl. auch: GARTEN. Diagramm zur Beſtimmung der Querſchnitte hölzerner Balken. Deutſche Bauz. 1887, S. 342.

Die Decke hat 400 kg zu tragen und 0,75 m Balkentheilung; alfo ift $q = 3$ kg und bei $b = 15$ cm, $l = 5{,}45$ m ergiebt die Auftragung in Fig. 196 $h : l = 0{,}043$, alfo $h = 0{,}043 \cdot 545 = 23{,}5 =$ rund 24 cm. Der Wechfel foll aus einem Abfchnitte deffelben Holzes hergeftellt werden. Die Laft, welche er vom Balken in feiner Mitte erhält, ift $545 \cdot 3 \cdot \frac{1}{2} =$ rund 820 kg; feine Stützweite von Balkenmitte bis Balkenmitte beträgt $2 \cdot 75 = 150$ cm, folglich das Angriffsmoment $M = \frac{820}{2} \cdot \frac{150}{2} = 30\,750$ cmkg.

Der Bruftzapfen im Wechfel wird nach Fig. 197 ausgeführt. Vom bleibenden Querfchnitte ift zuerft der Schwerpunkt zu fuchen. Diefer fteht ab

von der Unterkante: $\frac{11 \cdot 6 \cdot 21 + 8 \cdot 6 \cdot 15 + 12 \cdot 15 \cdot 6}{11 \cdot 6 + 8 \cdot 6 + 12 \cdot 15} = 10{,}8$ cm;

von der rechten Kante: $\frac{11 \cdot 6 \cdot 5{,}5 + 8 \cdot 6 \cdot 4 + 12 \cdot 15 \cdot 7{,}5}{11 \cdot 6 + 8 \cdot 6 + 12 \cdot 15} = 6{,}5$ cm.

Demnach ift das Trägheitsmoment für die wagrechte Schwerpunktsaxe

$$\mathcal{J} = 11 \frac{13{,}2^3 - 7{,}2^3}{3} + 8 \frac{7{,}2^3 - 1{,}2^3}{3} + 15 \frac{1{,}2^3 + 10{,}8^3}{3} = 14360;$$

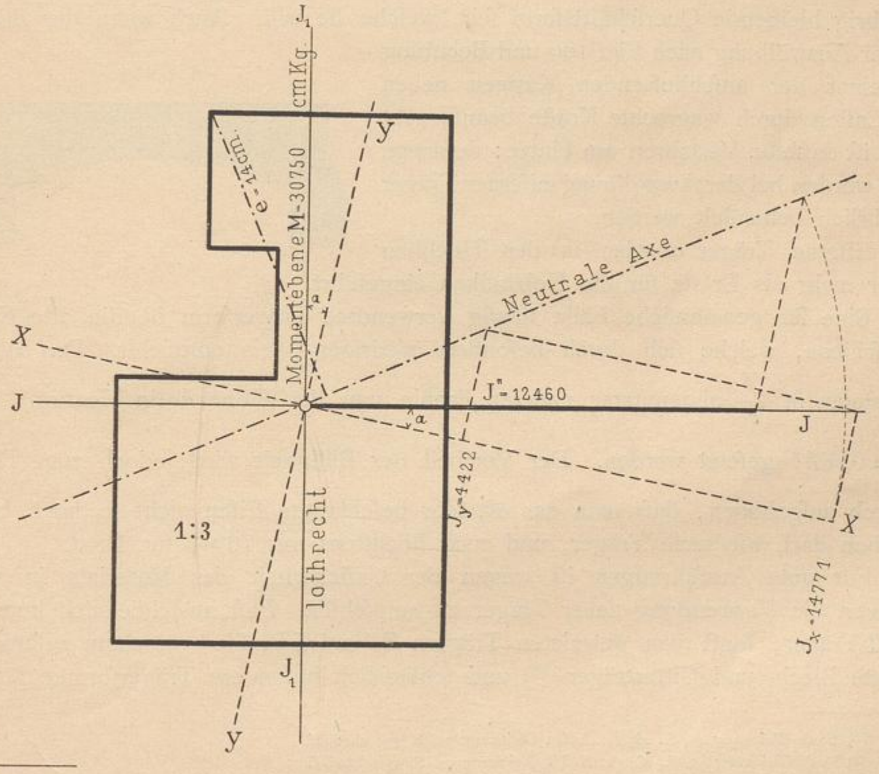
für die lothrechte Schwerpunktsaxe

$$\mathcal{J}_1 = 12 \frac{6{,}5^3 + 8{,}5^3}{3} + 6 \frac{1{,}5^3 + 6{,}5^3 + 4{,}5^3 + 6{,}5^3}{3} = 4842.$$

Das Centrifugalmoment H[132]) ift

$$H = 13{,}2 \cdot 6{,}5 \cdot 3{,}25 \cdot 6{,}6 - 6 \cdot 4{,}5 \cdot 2{,}25 \cdot 10{,}2 - 6 \cdot 1{,}5 \cdot 4{,}2 \frac{1{,}5}{2} - 1{,}2 \cdot 8{,}5 \cdot 4{,}25 \frac{1{,}2}{2}$$
$$+ 15 \cdot 10{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 5{,}4 = + 2044.$$

Fig. 198.



132) Vergl. Theil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 269; 2. Aufl.: S. 39) diefes »Handbuches«.

Demnach folgt der Winkel α, welchen die erfte Trägheitshauptaxe X mit der Axe J bildet [133]) aus

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2 \cdot 2044}{4842 - 14360} = \frac{2H}{J_1 - J}.$$

Daraus ergiebt fich $\alpha = -11^0 37' 21''$, ferner

$$\sin 2\alpha = -0{,}3946, \quad \sin^2 \alpha = 0{,}0406, \quad \cos^2 \alpha = 0{,}9594,$$

und fchliefslich [134])

$$J_x = J \cos^2 \alpha + J_1 \sin^2 \alpha - H \sin 2\alpha = 14360 \cdot 0{,}9594 + 4842 \cdot 0{,}0406 + 2044 \cdot 0{,}3946 = 14771,$$
$$J_y = J \sin^2 \alpha + J_1 \cos^2 \alpha + H \sin 2\alpha = 14360 \cdot 0{,}0406 + 4842 \cdot 0{,}9594 + 2044 \cdot 0{,}3946 = 4422.$$

In Fig. 198 ift auf Grund diefer Werthe die Berechnung der gröfsten Spannung der gefährdetften Ecke am Bruftzapfen durchgeführt.

Die neutrale Axe ergiebt fich, wenn man die Ebene J (Fig. 198) (hier wagrecht) mit dem Winkel α gegen die X-Axe feft legt, um den die Momentebene (hier lothrecht) von der Y-Axe abfteht, dann vom Schwerpunkte aus $J_x = 14771$ und $J_y = 4422$ in irgend einem Mafsftabe auf der X-Axe abfetzt und in beiden Punkten die Winkelrechte zur X-Axe zieht. Trägt man dann den Abfchnitt auf der Winkelrechten in J_x im Winkel α auf der Winkelrechten in J_y auf und verbindet diefen Punkt mit dem Schwerpunkte, fo erhält man die neutrale Axe.

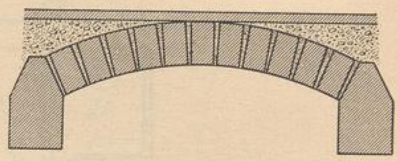
Man beftimme nun den Abftand e des am entfernteften von der neutralen Axe liegenden Punktes (Fig. 198), hier $e = 14^{cm}$, übertrage J_x auf die neutrale Axe und ziehe von da die Winkelrechte zur X-Axe; diefe fchneidet auf der den Winkel α mit der X-Axe einfchliefsenden Geraden J dann einen Werth J'' (hier $J'' = 12460$) ab, welcher mit e und M die ungünftigfte Spannung nach der Gleichung

$$\sigma = \frac{M e}{J} = \frac{30750 \cdot 14}{12460} = 34{,}5^{kg} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 40.$$

ergiebt. Der Wechfel ift alfo trotz der Schwächung reichlich ftark. Hierbei ift das Verdrehungsmoment, welches fich aus der Lagerung des Balkenendes aufserhalb des Schwerpunktes ergiebt, vernachläffigt.

Nach diefem Verfahren laffen fich alle gefchwächten Balken behandeln, mag die übrig bleibende Querfchnittsform fein, welche fie will. Auch wenn der Balken bei der Auswölbung nach Fig. 199 und Belaftung nur einer der anfchliefsenden Kappen neben den Laften durch wagrechte Kräfte beanfprucht wird, ift daffelbe Verfahren am Platze; derartige Fälle werden bei der Auswölbung eiferner Träger ausführlich behandelt werden.

Fig. 199.



99. Eiferne Träger.

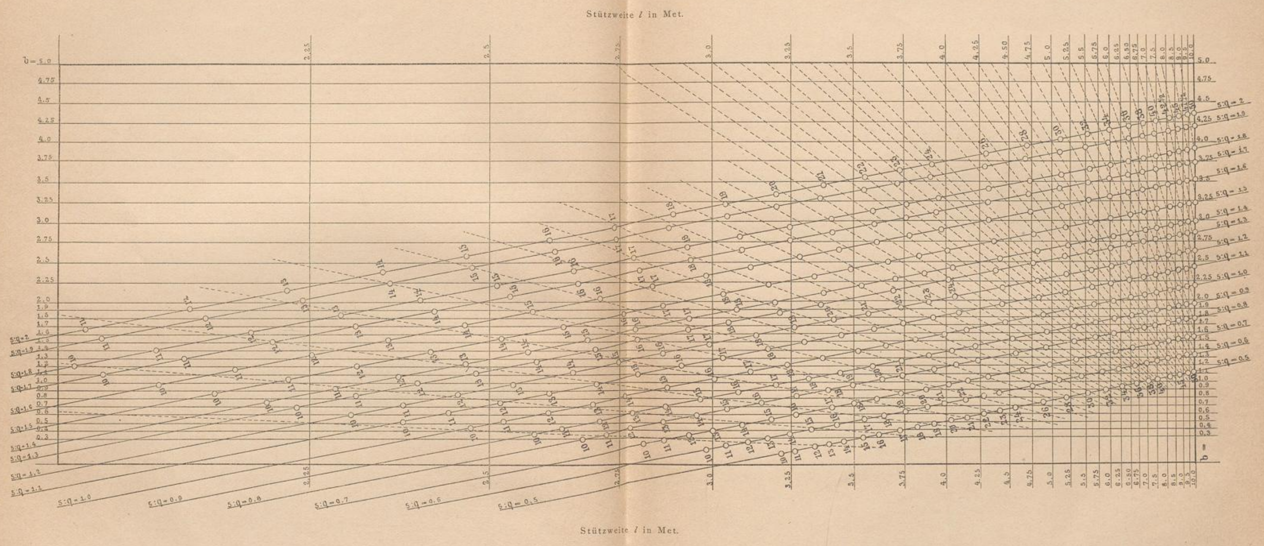
Eiferne Träger werden in den Hochbau immer mehr als Erfatz für die Holzbalken eingeführt.

Eine für gewöhnliche Fälle häufig verwendete Trägerform ift die alte Eifenbahnfchiene, welche fich durch befonders niedrigen Preis empfiehlt. Das Widerftandsmoment $\frac{J}{e}$ abgenutzter neuerer Profile von der Höhe h (in Centim.) kann $\frac{J}{e} = 0{,}06\, h^3$ gefetzt werden. Der Vortheil der Billigkeit wird jedoch zum Theile dadurch aufgehoben, dafs man das oft fehr befchädigte Eifen nicht fo hoch beanfpruchen darf, wie neue Träger, und zwar höchftens mit 700^{kg} für 1^{qcm}.

Für gute Ausführungen ift wegen der Unficherheit des Materials in alten Schienen die Verwendung neuer Träger zu empfehlen. Faft ausfchliefslich kommen hier **I**-Träger, fonft von gewalzten Trägern **Z**- und **[**-Profile [135]), dann zufammengefetzte Blech- und Gitterträger [136]) und fchliefslich befondere Trägerformen für be-

[133]) Nach Gleichung 46, S. 269 (2. Aufl.: Gleichung 24, S. 39) ebendaf.
[134]) Nach Gleichung 45, S. 269 (2. Aufl.: Gleichung 22, S. 39) ebendaf.
[135]) Siehe die betreffenden Tabellen in Theil I, Band 1, erfte Hälfte (S. 197 u. 198) diefes »Handbuches«.
[136]) Siehe Theil III, Band 1 (Abth. I, Abfchn. 3, Kap. 7) diefes »Handbuches«.

8



Zeichnerifche Darftellung der Normal-I-Eifen
für die Unterfuchung ihrer Tragfähigkeit unter lothrechter Belaftung.

Figur ist undeutlich!

Fig. 200.

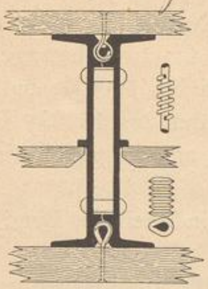


Fig. 201.

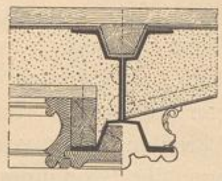
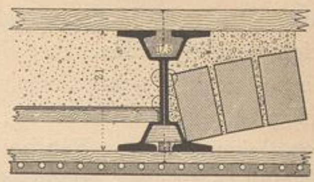


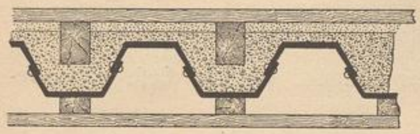
Fig. 202.



ſtimmte Zwecke, namentlich Erzielung gröſserer Seitenſteifigkeit, wie der von *Gocht* (Fig. 200), der von *Klette* (Fig. 201 u. 202) und der mit *Lindſay*-Eiſen (Fig. 203 u. 204) unten oder oben und unten verſtärkte I-Träger zur Verwendung.

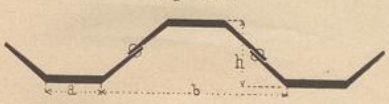
Sind die Träger nur lothrecht belaſtet, ſo ſind die gröſsten Biegungsmomente für die nach dem früher Geſagten meiſt verwendeten Träger auf zwei Stützen leicht zu ermitteln. 100. Berechnung lothrecht belaſteter Träger.

Fig. 203.



Die deutſchen Normal-Profile für I-Eiſen können mit Hilfe der neben ſtehenden Tafel berechnet werden. In derſelben bedeutet b die Theilung der Deckenträger (in Met.), l die Stützweite (in Met.), g die geſammte Deckenbelaſtung für 1 qm (in Kilogr.) und s die zuläſſige Beanſpruchung des Trägerquerſchnittes (in Kilogr. auf 1 qcm). Die Coordinaten l und b führen durch ihren Schnittpunkt zu oder in die Nähe einer der punktirten ſchrägen Leitlinien, die man bis zum Schnitte mit derjenigen ausgezogenen, von rechts nach links fallenden, ſchrägen Transverſalen verfolge, welche zu dem dem vorliegenden Falle entſprechenden Verhältniſſe $s:q$ gehört. Die Nummer der kleinen Null, welche auf der ausgezogenen Transverſalen $s:q$ zunächſt rechts von der geſtrichelten Leitlinie liegt, iſt diejenige des zu verwendenden I-Normal-Profiles [137]).

Fig. 204.



Beiſpiel 1. Es ſoll der dem Beiſpiele in Art. 96 (S. 108) für Wellblechbogen entſprechende Träger, vorläufig ohne Rückſicht auf die ſeitlichen Beanſpruchungen, ermittelt werden, und zwar für 5,3 m Stützweite. Es war $q = p + g = 1150$ kg; die Weite der Fache $b = 3{,}0$ m; die zuläſſige Beanſpruchung ſei $s = 1100$ kg für 1 qcm; alſo $s : q = 1100 : 1150 = 0{,}95$.

Verfolgt man in der neben ſtehenden Tafel die dem Coordinatenſchnitte $l = 5{,}3$ und $b = 3$ nächſt liegende geſtrichelte Leitlinie bis zu der $s : q = 0{,}95$ entſprechenden (zu interpolirenden) Transverſalen, ſo liegt auf letzterer zunächſt rechts von der Leitlinie der dem Querſchnitte Nr. 36 entſprechende kleine Kreis; der Querſchnitt dieſer Nummer iſt zu verwenden. Dieſer Träger bedarf jedoch noch der Prüfung auf Widerſtandsfähigkeit gegen ſeitliche Beanſpruchung, welche für einen ähnlichen Fall weiter unten durchgeführt wird.

Beiſpiel 2. Das Eigengewicht einer 6 m frei tragenden, mit Beton ausgewölbten Decke beträgt 400 kg und die Nutzlaſt 400 kg für 1 qm; demnach iſt $q = 800$ kg. Wie weit dürfen Träger des Profils Nr. 28 aus einander gelegt werden, wenn die Beanſpruchung für 1 qcm 1000 kg betragen ſoll?

Es iſt $s : q = 1000 : 800 = 1{,}25$. Die geſtrichelte Leitlinie, welche zunächſt links von Nr. 28 auf der Transverſalen $s : q = 1{,}25$ feſt gelegt wird, ſchneidet die Abſciſſe $l = 6{,}0$ m bei der Ordinate $b = 1{,}54$ m; ſo weit dürfen die Träger alſo von einander entfernt liegen.

Beiſpiel 3. Wie weit können ſich 1,0 m von einander liegende Träger Nr. 26 bei 1050 kg Beanſpruchung unter 900 kg Nutzlaſt für 1 qm frei tragen?

Es iſt $s : q = 1050 : 900 = 1{,}18$. Die $s : q = 1{,}18$ und Nr. 26 entſprechende geſtrichelte Leitlinie ſchneidet auf der Ordinate $b = 1{,}0$ die Abſciſſe $l = 6{,}6$ m ab.

[137]) Siehe die betreffende Tabelle in Theil I, Band 1, erſte Hälfte (S. 198) dieſes »Handbuches«.

Bei diefen Berechnungen mittels der vorftehenden Tafel kann die Eifenbahnfchiene von 13 cm Höhe bezüglich des Widerftandsmomentes dem Normal-Profil Nr. 17 gleich gefetzt werden. Ihre Beanfpruchung foll jedoch nur 700 kg für 1 qcm betragen, während man diejenige neuer Träger unter ftark bewegten Laften bis 1000 kg, unter mäfsig bewegten bis 1200 kg, unter ganz ruhenden, ftetigen Laften bis 1500 kg für 1 qcm fteigern kann. Nur bei grofsen Profilen, etwa von Nr. 40 an, empfiehlt fich eine um 15 Procent ermäfsigte Annahme der Spannungen.

Ueber die Berechnung der Blech- und der Gitterträger ift in Theil III, Band 1 (Abth. I, Abfchn. 1, Kap. 7) das Erforderliche zu finden.

101. Berechnung von Trägern mit Seitenfchüben.

Wenn die Träger auch wagrechten Kräften ausgefetzt find [138]), fo entftehen vorwiegend aus den Schüben von Auswölbungen und Wellblechbogen, fo wie aus den Zügen von Tonnenblechen, welche fich bei Belaftung nur eines anfchliefsenden Faches nicht vollkommen ausgleichen, fondern einen nach der Seite des unbelafteten Faches gerichteten Schub von der Gröfse $H' - H''$ (vergl. die Gleichungen 4 u. 5 [S. 96], 8 u. 9 [S. 97], 27 [S. 101], 29 [S. 102], 31 u. 36 [S. 107]), bezw. einen nach der Seite des belafteten Faches gerichteten Zug von der Gröfse $H' - H'' = \frac{(q-g)\,b^2}{8h}$ (vergl. Art. 93, S. 102) ergeben, fchräge Belaftungen der Träger, welche diefe ganz befonders ungünftig beanfpruchen.

Beifpiel. Als Beifpiel follen hier die Träger einer Decke nach Fig. 205, bezw. 206 durchgerechnet werden. Für die Fachfüllung kommt Gleichung 6 (S. 97) zur Anwendung. Es fei die Länge der

Fig. 205.

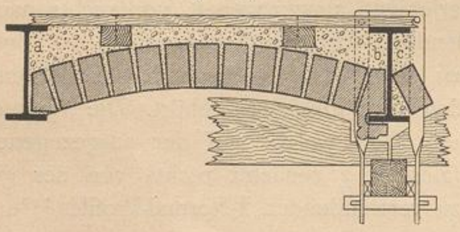
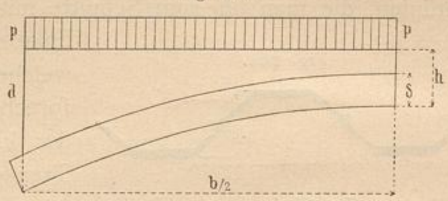


Fig. 206.



Träger ($l =$) 5,5 m, die Theilung ($b =$) 1,7 m, $\delta = 0{,}12$ m, $h = 0{,}20$ m, γ für Backfteine 1700 kg, $p = 750$ kg und mit Rückficht auf Stöfse für Backftein $s = 50\,000$ kg für 1 qm. Demnach ift nach Gleichung 6 (S. 97)

$$d = \frac{8 \cdot 50000 \cdot 0{,}12\,(3 \cdot 0{,}2 - 0{,}12) + 1{,}7^2\,(6 \cdot 750 + 5 \cdot 1700 \cdot 0{,}2)}{24 \cdot 0{,}12 \cdot 50000 - 1700 \cdot 1{,}7^2} = 0{,}295 = \text{rund } 0{,}3 \text{ m}.$$

Das Gewicht für 1 m diefer Kappe ift nach Gleichung 20 (S. 99)

$G = {}^1/_3 \cdot 1700 \cdot 1{,}7\,(0{,}3 + 2 \cdot 0{,}2)$ . . .	$= 675{,}0$ kg,
3 cm Cement-Eftrich $1 \cdot 1{,}7 \cdot 0{,}03 \cdot 2500$.	$= 128{,}5$ » ,
1 lauf. Meter Träger fchätzungsweife . .	$= 96{,}5$ » ,
zufammen	900,0 kg.

Das Gewicht g für 1 qm ift fomit $\frac{900}{1{,}7}$ = rund 530 kg.

Der Schub der voll belafteten Kappe ift nach Gleichung 8 (S. 97)

$$H' = 0{,}5 \cdot 50\,000 \cdot 0{,}12 = 3000 \text{ kg für 1 m Trägerlänge}$$

und der gröfste Gegenfchub der unbelafteten Kappe nach Gleichung 9 (S. 97)

$$H'' = 0{,}125\left[\sqrt{9 \cdot 50\,000^2\,(0{,}3 - 0{,}2 - 0{,}12)^2 + 1700 \cdot 50\,000 \cdot 1{,}7^2\,(0{,}3 + 5 \cdot 0{,}2)} - 3 \cdot 50\,000\,(0{,}3 - 0{,}2 - 0{,}12)\right],$$

$$H'' \doteq 2640 \text{ kg}.$$

Die wagrechte Belaftung eines zwifchen einer belafteten und einer unbelafteten Kappe liegenden Trägers ift fomit

$$\frac{H' - H''}{100} = \frac{3000 - 2640}{100} = 3{,}6 \text{ kg für 1 cm}.$$

[138]) Vergl. hierüber auch: Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 393.

Die gröfste lothrechte Belaftung eines Trägers tritt für volle Laft beider anfchliefsenden Kappen ein; fie beträgt für 1 qm der Decke $750 + 530 = 1280$ kg.

Die lothrechte Belaftung eines Trägers zwifchen belafteter und unbelafteter Kappe ift

$$\frac{900 + \frac{1{,}7 \cdot 750}{2}}{100} = 15{,}4 \text{ kg für } 1 \text{ cm}.$$

Wird noch die zuläffige Beanfpruchung des Eifens zu 1100 kg für 1 qcm feft gefetzt, fo ift mit Bezug auf die Tafel bei S. 113 für den voll belafteten Träger $s : q = 1100 : 1280 = 0{,}86$. Zunächft unter der punktirten Leitlinie der Coordinaten $l = 5{,}5$ und $b = 1{,}7$ liegt auf $s : q = 0{,}86$ das Profil Nr. 32, welches alfo bei voller Belaftung genügt.

Für diefes Profil ift[139] $\mathcal{J}_x = 12622$ und $\mathcal{J}_y = 652$; für den einfeitig belafteten Träger ift das lothrechte Moment $\frac{15{,}4 \cdot 550^2}{8} = 582312$ cmkg und die entfprechende Spannung bei 32 cm Trägerhöhe

$$\frac{582312 \cdot 32}{2 \cdot 12622} = 739 \text{ kg}.$$

Das wagrechte Biegungsmoment unter dem einfeitigen Schube von 3,6 kg ift $\frac{3{,}6 \cdot 550^2}{8} = 136125$ cmkg, die zugehörige Spannung bei 13,1 cm Trägerbreite $\frac{136125 \cdot 13{,}1}{2 \cdot 652} = 1368$; es ergäbe fich fomit für die Kanten der Flanfche $1368 + 739 = 2107$ kg Spannung.

Will man die genügende Tragfähigkeit durch Verftärkung des Trägerprofiles erreichen, fo kommt man nach dem vorgeführten Unterfuchungsgange zum Profil Nr. 40. Die Verftärkung der Träger kann aber billiger durch Einlegen von Ankerreihen erreicht werden (fiehe Fig. 207, 208, 209 u. 210), welche die Träger gegen einander abfteifen, alfo Stützen in wagrechtem Sinne bilden. Solche Anker müffen in jedem Träger nach beiden Seiten unverfchieblich befeftigt fein, beftehen daher am beften aus Rundeifen, welche nur von Träger zu Träger reichen, und in den benachbarten Fachen etwas verfetzt werden, oder nach Fig. 207 u. 208 aus Bandeifen über und unter den Trägern, welche die Flanfche beiderfeits mit Klammern umgreifen.

Fig. 207.

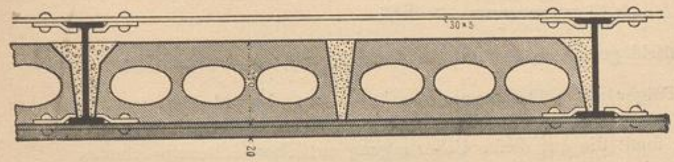
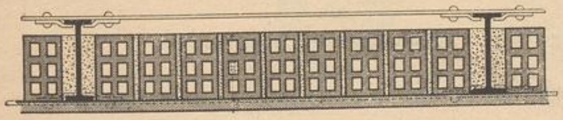


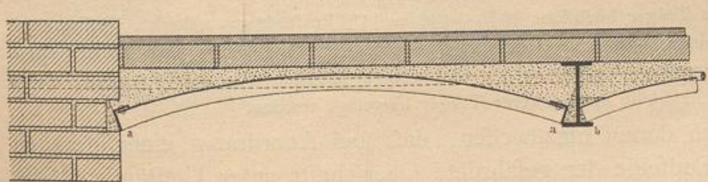
Fig. 208.



Legt man eine folche Ankerreihe in die Mitte der Weite, fo entfteht in wagrechtem Sinne ein continuirlicher Träger auf 3 Stützen von der Oeffnungsweite $\frac{550}{2} = 275$ cm; es ift das gröfste Moment in der Mitte (am Anker[140]) $0{,}125 \cdot 3{,}6 \cdot 275^2 = 30430$ cmkg. Die zugehörige Beanfpruchung ift

$$\frac{30430 \cdot 13{,}1}{2 \cdot 652} = 306 \text{ kg};$$

Fig. 209.



[139]) Siehe Theil I, Band 1, erfte Hälfte (S. 198) diefes »Handbuches«.

[140]) Nach: Theil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 337; 2. Aufl.: S. 146).

die gröfste Beanfpruchung wird $739 + 306 = 1044$ kg; alfo genügt nach Einlegen der einen Ankerreihe Profil Nr. 32 auch der wagrechten Beanfpruchung.

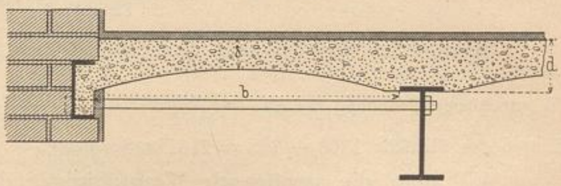
Der letzte Träger an der zu unmittelbarer Aufnahme von wagrechten Schüben zu fchwachen Wand hat nach den früheren Erörterungen [141]) drei Aufgaben. Er hat bei voller Belaftung der beiden Endfache zu tragen:

α) die halbe Laft des Endfaches mit $\frac{900 + 1{,}7 \cdot 750}{2 \cdot 100} = 10{,}9$ kg für 1 cm;

β) den Schub des voll belafteten Endfaches mit $\frac{3000}{100} = 30$ kg für 1 cm, welcher durch in das letzte Fach in gröfserer Zahl eingezogene Anker aufgehoben, durch den Endträger aber innerhalb der Ankertheilung auf die Anker übertragen werden mufs;

γ) die Spannung, welche er als äufsere Gurtung des vom letzten Fache mit beiden Trägern und Füllung gebildeten wagrechten Trägers für den vollen Schub der belafteten zweiten Kappe erhält.

Fig. 210.



Die Spannung im Träger aus α ift $s_1 = \frac{10{,}9 \cdot 550^2 \cdot 32}{8 \cdot 2 \cdot 12622} = 523$ kg; fie fällt weg, wenn der Endträger in der Wand durchlaufend aufgelagert ift, wie in Fig. 210.

Die Spannung aus γ ergiebt fich in folgender Weife. Das Angriffsmoment eines vollen Kappenfchubes ift $\frac{30 \cdot 550^2}{8}$; das Widerftandsmoment des wagrechten Trägers, deffen Gurtungsquerfchnitt gleich dem des Profiles Nr. 32, alfo 78 qcm ift, beträgt bei 1,7 m Trägerhöhe $170 \cdot 78\, s_3$; demnach ift

$$s_3 = \frac{30 \cdot 550^2}{8 \cdot 170 \cdot 78} = 86 \text{ kg}.$$

Werden 3 Anker in das Endfeld gelegt, fo entfteht für die Uebertragung des Schubes im Endfache auf die Anker ein continuirlicher Träger mit 4 Oeffnungen von je $\frac{550}{4}$ cm. Das Moment am Mittelanker ift alsdann [142]) $0{,}0714 \cdot 30 \frac{550^2}{16}$, fomit die aus diefer Uebertragung entftehende Beanfpruchung

$$s_2 = \frac{0{,}0714 \cdot 30 \cdot 550^2 \cdot 13{,}1}{16 \cdot 2 \cdot 652} = 407 \text{ kg}.$$

Die ganze Beanfpruchung der unteren äufseren Flanfchkante im Endträger am Mittelanker ift fomit $s = s_1 + s_2 + s_3 = 523 + 86 + 407 = 1016$ kg, fo dafs alfo bei dreifacher Verankerung des Endfeldes auch hier das Profil Nr. 32 genügt.

Die gröfste Spannkraft in den den Trägerenden zunächft liegenden Ankern ift [143])

$$1{,}1428 \cdot 30 \frac{550}{4} = 4714 \text{ kg}.$$

Der vorletzte Träger hat bei voller Belaftung beider Endfache zunächft die gröfste lothrechte Laft eines Zwifchenträgers mit $\frac{900 + 1{,}7 \cdot 750}{100} = 21{,}8$ kg für 1 cm, dann die Spannung zu erleiden, welche in ihm als der inneren Gurtung des wagrechten Abfchlufsträgers nach γ des Endträgers entfteht. Die genaue Spannung aus der lothrechten Laft ift $\frac{550^2 \cdot 21{,}8 \cdot 32}{8 \cdot 2 \cdot 12622} = 1045$ kg; die aus γ des letzten Trägers war 86 kg, fo dafs der vorletzte Träger höchftens $1045 + 86 = 1131$ kg für 1 qcm erleidet. Sollte diefe Spannung fchon zu hoch erfcheinen — und fie wird häufig noch mehr das zuläffige Mafs überfchreiten, wenn der gewählte Träger gegenüber der lothrechten Laft weniger überfchüffige Stärke befitzt, als in diefem Falle — fo mufs an diefer Stelle ein ftärkerer Träger eingefügt werden.

Insbefondere ift noch darauf hinzuweifen, dafs bei Anordnung einer geraden Anzahl von Ankern im Endfelde der gefährdete Querfchnitt unter Umftänden nicht

141) Vergl. Art. 61, S. 66.

142) Nach Theil I, Band 1, zweite Hälfte, S. 337 (2. Aufl.: S. 146).

143) Nach ebendaf.

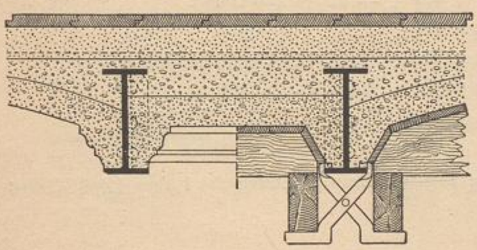
in der Trägermitte, fondern an dem der Mitte zunächft liegenden Anker zu fuchen ift, weil meift die aus den wagrechten Momenten entftehenden Spannungen überwiegen.

Da bei weit gefpannten Decken unter Umftänden mehr als 3 Anker nöthig werden, die Momenten-Tabelle in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 337 [144]) diefes »Handbuches« aber nur bis zu 4 Oeffnungen geht, fo möge diefe Tabelle hier noch, unter Beibehaltung der dort gewählten Bezeichnungen, um einige Stufen erweitert werden.

	Anzahl der Oeffnungen													
	5	6	7			5	6	7			5	6	7	
M_0	0	0	0		D_0	0,3947	0,3942	0,3944		$\mathfrak{M}_1$	0,0779	0,0777	0,0778	
M_1	0,1053	0,1058	0,1056		D_1	1,1316	1,1346	1,1338		$\mathfrak{M}_2$	0,0330	0,0341	0,0339	
M_2	0,0790	0,0770	0,0774		D_2	0,9737	0,9616	0 9648		$\mathfrak{M}_3$	0,0460	0,0433	0,0440	
M_3	0,0790	0,0866	0,0844	pl^2	D_3	0,9737	1,0192	1,0070	pl	$\mathfrak{M}_4$	0,0330	0,0433	0,0406	pl^2
M_4	0,1053	0,0770	0,0844		D_4	1,1316	0,9616	1,0070		$\mathfrak{M}_5$	0.0779	0,0341	0,0440	
M_5	0	0,1058	0,0774		D_5	0,3947	1,1346	0,9648		$\mathfrak{M}_6$	—	0,0777	0,0339	
M_6	—	0	0,1056		D_6	—	0,3942	1,1338		$\mathfrak{M}_7$	—	—	0,0778	
M_7	—	—	0		D_7	—	—	0,3944						

Alle diefe Werthe gelten für ganz volle Belaftung aller Oeffnungen. Es würden fich noch höhere Werthe ergeben können, wenn auf die ungünftigfte Laftvertheilung über die von den Ankern gebildeten Theile deffelben Balkenfaches Rückficht genommen würde. Die einer folchen Vertheilung entfprechende Laftannahme geht jedoch zu weit, und die durch ihr höchft feltenes Eintreten etwa entftehenden Mehrfpannungen find eben wegen des feltenen Vorkommens ungefährlich.

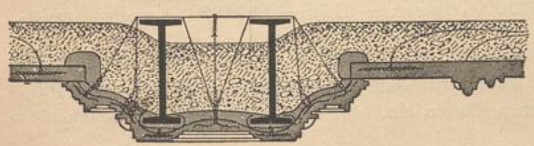
Fig. 211.



Will man die Lochung der Trägerftege für Rundeifenanker vermeiden, fo bilde man die Anker nach Fig. 207 u. 208 (S. 115) aus Flacheifen.

Ein Mittel, die Anker in den Mittelfachen, abgefehen von den Endfachen, zu vermeiden, bietet noch die wechfelweife eng und weit angeordnete Trägertheilung nach Fig. 211 u. 212, wenn man jedesmal die enge Theilung mit einer ebenen Betonplatte füllt und diefe nebft den fie einfaffenden Trägern als einen wagrechten Träger anfieht, welcher die Schübe der benachbarten, mit Kappen gefchloffenen, weiten Trägerfache aufnimmt.

Fig. 212.



Bezeichnet bei einer derartigen Anordnung Q die gefammte Laft, welche die Längeneinheit einer gewölbten Kappe auf den Träger bringt, b die weite Trägertheilung der gewölbten Fache, b_1 die enge Trägertheilung der geraden Fache, l die Stützlänge der Träger, g die Eigenlaft des geraden Faches für die Flächeneinheit,

[144]) 2. Aufl.: S. 146.

p die Nutzlaft für die Flächeneinheit, W das Widerftandsmoment des Trägerquerfchnittes für die wagrechte Schwerpunktsaxe, F den Trägerquerfchnitt, s_e die zuläffige Beanfpruchung für die Flächeneinheit des Trägerquerfchnittes, H' den Schub der belafteten Kappe (nach den Gleichungen 4, 8, 27 oder 31) und H'' den gröfsten Gegenfchub der unbelafteten Kappe (nach den Gleichungen 5, 9, 29 u. 36); fo folgt die erforderliche Breite der geraden Fachfüllungen aus der Beziehung

$$b_1 = \frac{1}{p+g}\left[\frac{8 s_e W}{l^2} - Q + \sqrt{\left(\frac{8 s_e W}{l^2} - Q\right)^2 - \frac{2(H' - H'')(p+g) W}{F}}\right] \qquad 41.$$

Diefe Gleichung ift in der Weife zu benutzen, dafs zunächft derjenige Trägerquerfchnitt aufgefucht wird, für welchen der Ausdruck unter dem Wurzelzeichen zuerft gröfser als Null wird. Die Werthe diefes Querfchnittes führe man ein und berechne das zugehörige b_1.

Beifpiel. Es foll für die im Beifpiele in Art. 90 (S. 96) behandelte Betonkappe mit $b = 1{,}6^{\mathrm{m}}$, $p = 750^{\mathrm{kg}}$, $\delta = 0{,}1^{\mathrm{m}}$, $d = 0{,}29^{\mathrm{m}}$, $H' = 1500^{\mathrm{kg}}$ und $H'' = 1110^{\mathrm{kg}}$ ein Widerlagsträger durch eine ebene Betonplatte der Dicke von 12^{cm} mit $29 - 12 = 17^{\mathrm{cm}}$ Ueberfüllung mit der Breite b_1 gefchaffen werden; der Fufsboden befteht aus Eichenholz. Zunächft ift nach Gleichung 20 (S. 99), da das Gewicht der Kappe $\gamma_1 = 2200^{\mathrm{kg}}$ gleich dem der Ueberfüllung γ und die Ueberfüllungshöhe im Scheitel gleich Null, alfo h in Gleichung 20 (S. 99) gleich δ zu fetzen ift,

$$\frac{G}{2} = \frac{1{,}6}{2}\left[\frac{2200}{3}(0{,}3 + 2 \cdot 0{,}1)\right] = 293^{\mathrm{kg}}$$

$$\text{Fufsboden } \frac{1}{2} \cdot 1{,}6 \cdot 1 \cdot 0{,}035 \cdot 800 \quad = \quad 22 \text{ »}$$

$$\text{Nutzlaft } \frac{1}{2} \cdot 1{,}6 \cdot 1 \cdot 750 \quad \ldots \quad = 600 \text{ »}$$

$$\text{alfo } Q = 915^{\mathrm{kg}} \text{ (für } 1^{\mathrm{qm}}).$$

Weiter ift das Gewicht von 1^{qm} der geraden Platte	$0{,}12 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2200 =$	264^{kg}
» » » » » Sandüberfüllung	$0{,}17 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1600 =$	272 »
» » » » des Fufsbodens	$0{,}035 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 800 =$	28 »
	alfo $g =$	564^{kg}.

Ferner ift $H' = 1500^{\mathrm{kg}}$ und $H'' = 1110^{\mathrm{kg}}$.

Die Stützweite l der Träger betrage 5^{m} und die zuläffige Beanfpruchung des Eifens 12000000^{kg} für 1^{qm}.

Die Gleichung 41 lautet dann:

$$b_1 = \frac{1}{750+564}\left[\frac{8 \cdot 12000000\, W}{5^2} - 915 + \sqrt{\left(\frac{8 \cdot 12000000\, W}{5^2} - 915\right)^2 - \frac{2(1500-1110)(564+750) W}{F}}\right].$$

Das I-Profil Nr. 22 liefert unter dem Wurzelzeichen noch einen Werth kleiner als Null, dasjenige Nr. 23 zuerft einen folchen gröfser als Null; für diefen ift $W = 0{,}000317$ und $F = 0{,}00429^{\mathrm{qm}}$, alfo $\frac{W}{F} = 0{,}074$ und fomit

$$b_1 = \frac{1}{1314}\left[3840000 \cdot 0{,}000317 - 915 + \sqrt{(3840000 \cdot 0{,}000317 - 915)^2 - 1024920 \cdot 0{,}074}\right] = 0{,}325^{\mathrm{m}}.$$

Es find fomit als Gurtungen des wagrechten Trägers zwei I-Eifen Nr. 23 zu wählen und in $32{,}5^{\mathrm{cm}}$ Abftand von einander zu verlegen. In der ganzen Decke tritt dann ein regelmäfsiger Wechfel von 160^{cm} weiten gewölbten Kappen und $32{,}5^{\mathrm{cm}}$ breiten ebenen Platten ein. An den Enden mufs der Abfchlufs in der oben erläuterten Weife erfolgen.

Um zwei Träger mit der eingefchloffenen Kappe oder Platte als einen wagrechten Träger anfehen zu können, empfiehlt es fich, an die Trägerwände einige Winkeleifen zu nieten (fiehe Fig. 211, S. 117), damit durch deren Eingriff in die Kappe oder Platte Längsverfchiebungen der Träger gegen die Kappe oder Platte verhindert werden.