DIHM, H. Ueber die Verwendung fchmiedeeiferner I-Balken für Deckenconftructionen. Zeitfchr. d. Ver. deutfch. Ing. 1869, S. 383.

LIGER, F. *Affemblages des planchers, des pans de fer et des pans de fonte. Gaz. des arch. et du bât.* 1872, S. 41, 51, 92, 146.

LANCK. *De l'emploi rationnel et décoratif des fers à planchers. Gaz. des arch. et du bât.* 1872, S. 163; 1873, S. 13.

BARRÉ, L. A. *Conftruction des planchers métalliques. Moniteur des arch.* 1880, S. 84.

KAPAUN, F. Ueber Decken-Conftructionen im Auslande. Zeitfchr. d. öft. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 82.

Das Kunftgewerbe-Mufeum in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 442.

Der *Gerber*'fche Träger mit frei fchwebenden Stützpunkten im Hochbau. Zeitfchr. f. Baukde. 1882, S. 543.

GUADET. *Planchers métalliques du nouvel hotel des poftes à Paris. La femaine des conft.*, Jahrg. 7, S. 138, 150, 222.

HAESECKE. Allgemeine Einführung von Eifenbalken-Decken und deren Anordnung. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 134, 143.

---

6. Kapitel.

Stärke der Deckentheile und -Unterftützungen.

a) Belaftungen.

Die Abmeffungen der tragenden Deckentheile hängen vom Eigengewicht der Decken-Conftruction und von der Gröfse der von der Decke zu tragenden Nutzlaft ab.

1) Eigengewicht der Decken.

Für die einfacheren Conftructionen der Holzbalkendecke find die Eigengewichte in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 359, S. 318 [122]) diefes »Handbuches« bereits angegeben worden; diefer Tabelle wird hier noch hinzugefügt: 83. Eigengewicht.

Es wiegt:	Kilogr.
1 cbm Gyps-Beton	1400
1 cbm Füllfand	1600
1 cbm Backftein-Beton	1700
1 cbm Kies-Beton	2200
1 cbm Schlacken-Beton (1 Theil Cement, 3 Theile Sand, 7 Theile Schlacke)	1000 bis 1100
1 cbm Schlacken-Beton mit Weifskalk (4 : 1)	1235
1 cbm Korkfteine	300
1 qm Spreutafeln von *Katz* (fiehe Art. 37, S. 45)	50
1 cbm Tuffftein	800 bis 900
1 qm hohle Terracotten, Syftem *Laporte* (fiehe Art. 35, S. 44)	80 bis 90
1 qm hohle Terracotten, amerikanifches Syftem (fiehe Fig. 121 bis 124, S. 71)	100 bis 220
1 cbm Afche	850
1 cbm Baufchutt	1530
1 qm Gypsdielen von *Mack* für jedes Centimeter Dicke	6,5
1 qm Thonplattenwölbung, Syftem *Guaftavino* (fiehe Fig. 113 u. 114, S. 67)	170 bis 195
1 cbm Mauerwerk aus hohlen Backfteinen	1250
1 qm hohle Gypsblöcke, Syftem *Perrière* (fiehe Fig. 117, S. 69)	50
1 cbm Kiefelguhr, etwas feucht	450

122) 2. Aufl.: Art. 22, S. 17.

Es wiegt:	Kilogr.
1 cbm Kieſelguhr, trocken	300
1 cbm Kalkpulver	940
1 cbm Torfſtreu (Torfgruſs)	130
1 cbm Torfſtreu mit etwas Kieſelguhr und Kalkpulver	300
1 cbm poröſe Terracotta-Platten (ſiehe Fig. 74, S. 47 u. Fig. 84, S. 52)	1100
1 cbm trockenes Eichenholz	750
1 cbm trockenes Kiehnenholz	600
1 qm *Monier-* oder *Rabitz*-Platten, 1,5 cm dick	35
3 » »	75
4 » »	90
5 » »	110
1 qm in Backſtein (1/2 Stein ſtark) zwiſchen Eiſenträgern gewölbter Decke, einſchl. Fuſsbodenlager und Bretterfuſsboden	375
1 qm desgl. ohne Fuſsboden	325
1 qm desgl., 1/4 Stein ſtark, mit Fuſsboden	250
1 qm desgl., 1/4 Stein ſtark, ohne Fuſsboden	200
1 qm desgl., in Töpfen gewölbt, 10 cm Topfhöhe	93
13 » »	101
16 » »	131
18 » »	148
26 » »	196
1 qm einer 4,5 m weiten Spreutafel-Decke mit Holzbalken, Fuſsboden, Füllung und Deckenputz, 20 cm Geſammtdicke (nach Fig. 72, S. 47)	275
1 qm desgl. mit Eiſenbalken, 20 cm Geſammtdicke (nach Fig. 73, S. 47 u. Fig. 133, S. 74)	200
1 qm Gypsdielen-Decke mit Eiſenbalken von 6 m Weite mit drei Lagen Gypsdielen, 23 cm Geſammtdicke (nach Fig. 87 [S. 54] u. 132 [S. 74])	160
1 qm Decke mit Tuffſteinausrollung auf Holzbalken, 4,5 m weit, mit Fuſsboden, Füllung und Deckenputz (nach Fig. 68, S. 45)	350
1 qm Gyps-Betondecke, einſchl. Träger und Holzfuſsboden, bei 70 cm Trägertheilung, Syſteme *Vaux*, *Thuasne*, *Rouſſel* (ſiehe Fig. 98 u. 99, S. 60)	290
1 qm Decke mit gebogenen *Monier*-Platten, 5 cm dick, Schlacken-Betonfüllung, Fuſsboden und Deckenputz (ſiehe Fig. 158, S. 84), einſchl. Träger	330
1 qm Balkendecke mit Tuffſtein ausgerollt, mit Fuſsboden und Deckenputz	370
1 qm mit hohlen Gypsblöcken ausgeſetzte Decke, einſchl. Träger und Fuſsboden, bei 70 cm Trägertheilung (ſiehe Fig. 112, S. 66)	240
1 qm desgl. mit Hohlziegeln ausgeſetzt (ſiehe Fig. 111, S. 66)	270
1 qm Decke in Hohlziegeln gewölbt, einſchl. Träger und Fuſsboden (ſiehe Fig. 115, S. 68)	260
1 qm Decke mit unten ebenen Terracotten (ſiehe Fig. 119 [S. 70], 121 u. 122 [S. 71], 126 [S. 72]), einſchl. Träger und Fuſsboden	220
1 qm desgl., unten gewölbt (ſiehe Fig. 120, S. 70)	220

Bei ſeltener vorkommenden Decken-Conſtructionen, für welche die Gewichte erfahrungsmäſsig nicht feſt ſtehen, ſtellt man zweckmäſsig eine genaue Gewichtsberechnung auf, indem man zuerſt den Bodenbelag und die Deckenbildung, dann die Fachfüllung und ſchlieſslich das Tragwerk feſt ſtellt, für den unten liegenden Theil jedesmal das feſt geſtellte Gewicht des aufruhenden mit in Rechnung ſtellend. Nach dieſem Gedankengange ſollen im Folgenden die einzelnen Theile der Decken ihren Abmeſſungen nach beſprochen werden.

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 Fachausfüllungen.

Ebene Fachfüllungen mit Gypsdielen (fiehe Fig. 87, S. 54), Spreutafeln (fiehe Fig. 70 bis 73, S. 46 u. 47), Tuffteinen (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. Fachausfüllungen mit künftlichen Steinen.

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

[S. 70 u. 71]) können zwar grofsentheils, namentlich bei Anordnungen wie in Fig. 79 (S. 51), 117 (S. 69), 119 bis 122 (S. 70 u. 71), erhebliche Laften tragen, deren Gröfse in den früheren Mittheilungen über Belaftungsverfuche angegeben ift; in der Regel erhalten fie jedoch keine Laft, da diefe von nur lofe oder gar nicht auf der Füllung ruhenden Hölzern oder Brettern auf die Balken oder Träger gebracht wird. Nothwendig ift diefe Entlaftung bei den Anordnungen in Fig. 68 (S. 45), 74 (S. 47), 86 (S. 53), 98 u. 99 (S. 60), da diefe wenig Tragfähigkeit befitzen. Die Tragfähigkeit der aus einzelnen Theilen — poröfen oder hohlen Ziegeln, Gyps- oder Terracotta-Kaften — zufammengefetzten Füllungsplatten hängt, da fie auf Biegung beanfprucht werden, lediglich von der Zugfeftigkeit des die Fugen füllenden Mörtels ab. Die Dicke der Platte d ift bei der Trägertheilung b, der Nutzlaft p für die Flächeneinheit, dem Gewichte g der Flächeneinheit des Fufsbodens und der Ueberfüllung, dem Gewichte γ der Raumeinheit der Platte und der zuläffigen Beanfpruchung s des Fugenmörtels auf Zug für die Flächeneinheit zu beftimmen nach der Formel:

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

Beifpiel. Ein hölzerner Bretterfufsboden von 3 cm Dicke mit 8 cm Unterfüllung aus Schlacken-Beton wiegt für 1 qm ($g =$) 0,03 . 600 + 0,08 . 1230 = 116 kg und hat ($p =$) 500 kg Nutzlaft auf 1 qm zu tragen. Die Theilung b der eifernen Träger fei 0,8 m und das Gewicht der Platte für Hohlziegel ($\gamma =$) 1250 kg für 1 cbm. Die Fugen werden in Cementmörtel der Mifchung 1 : 3 ausgeführt, welchem mit Sicherheit nur ($s =$) 15 000 kg Zug auf 1 qm zugemuthet werden dürfen. Es mufs dann fein

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

89. Ebene Betonplatten.

Ebene Betonplatten (Fig. 164 bis 167 [124]) unterfcheiden fich hinfichtlich der Stärkenbeftimmung von den eben befprochenen Fachausfüllungen nicht, welche nach Gleichung 1 erfolgt. Da jedoch der Beton in Folge des gleichmäfsigen Gefüges mehr Sicherheit gegen Zugbeanfpruchung befitzt, als eine Platte aus einzelnen durch Fugen getrennten Körpern, für welche nicht eigentlich die Zugfeftigkeit des Mörtels, fondern nur das von mancherlei Zufälligkeiten abhängige Anhaften des Mörtels an den Steinen in Frage kommt, fo kann die zuläffige Zugbeanfpruchung s hier höher — bei den fetteren Betonarten und guter Herftellung bis 30 000 kg für 1 qcm — angenommen werden. Eine Ueberfüllung aus Schlacken-Beton (Fig. 164 bis 166) kann, wenn fie unmittelbar auf der ganz frifchen Betondecke eingeftampft ift, als mit zur berechneten Plattendicke gehörend angefehen werden.

Fig. 164.

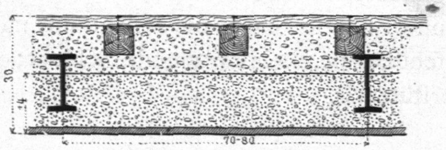


Fig. 165.

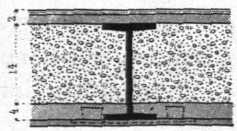


Fig. 166.

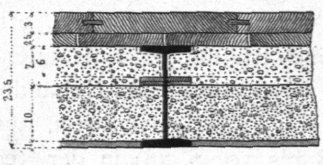
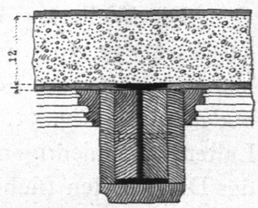


Fig. 167.



124) Vergl.: Art. 72 (S. 80) — ferner: ENGESSER, F. Ueber die Feftigkeit von Beton-Bogen. Deutfche Bauz. 1881, S. 580.

Fig. 168.

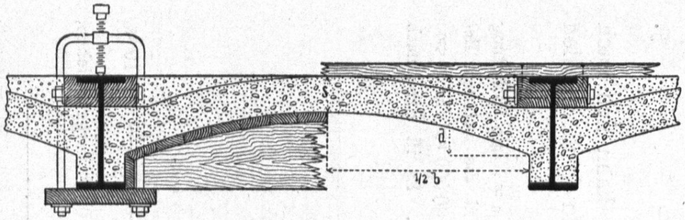


Fig. 169.

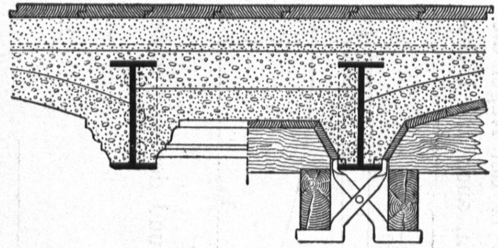


Fig. 170.

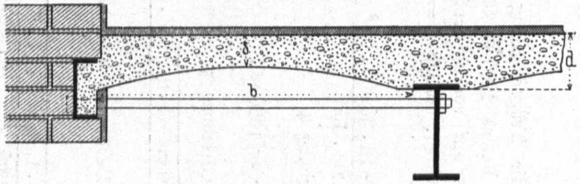


Fig. 171.

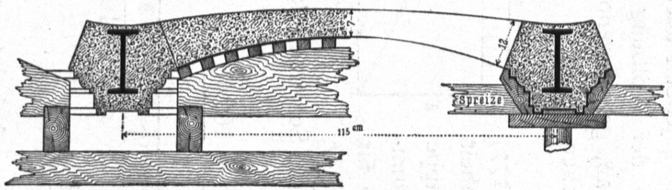


Fig. 173.

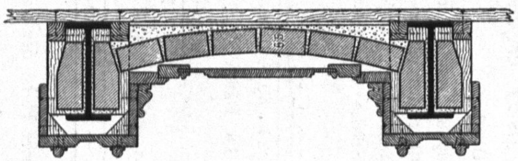


Fig. 174.

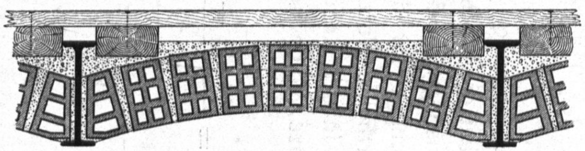


Fig. 172.

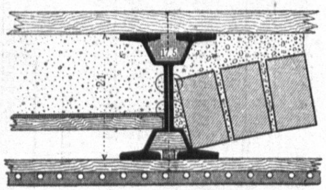


Fig. 175.

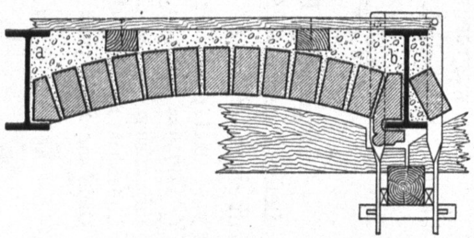
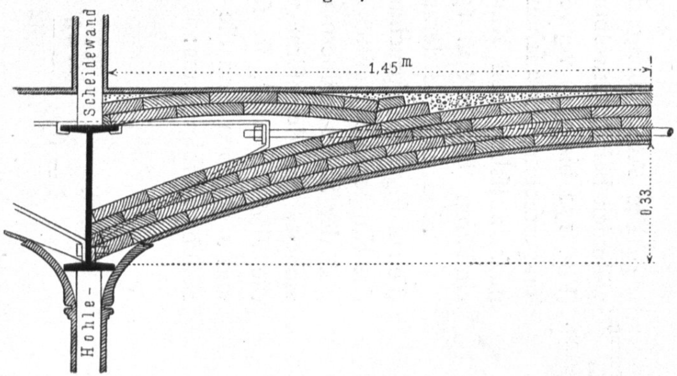


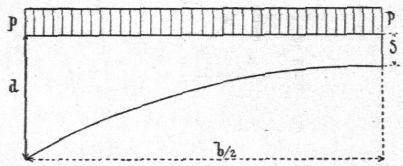
Fig. 176.



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:

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

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

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

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

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

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

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

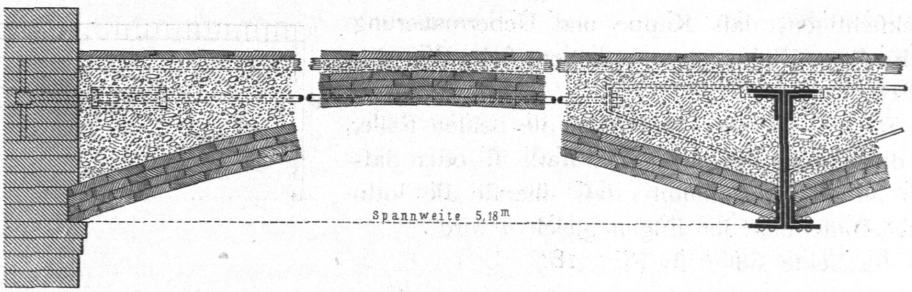
Wäre z. B. wegen beftimmter Höhe der ganzen Decke von vorn herein $d = 0{,}3$ m vorgefchrieben, fo wäre nach Gleichung 3

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

zu machen.

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

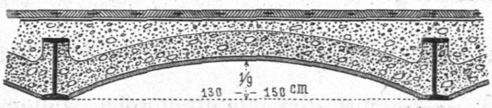
Fig. 178.



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

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

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

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

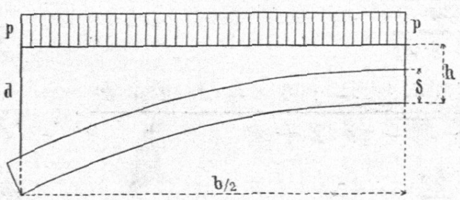
und der gröſstmögliche Gegenschub des unbelasteten Gewölbes

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

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

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

Fig. 180.



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).

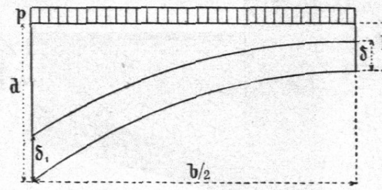


Fig. 181.

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)

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

und zwar im erſteren Falle

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

im letzteren Falle

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

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:

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

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

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

Das Verdrehungsmoment für den Träger iſt

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

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

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

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 $\gamma_1 = 0{,}0018$ kg für 1 cbcm und mit Rücksicht auf Stösse $s = 6$ kg für 1 qcm gewölbt, dann mit Schlacken-Beton ($\gamma = 0{,}00123$ kg für 1 cbcm) überstampft; die Trägertheilung ist ($b =$) 150 cm, die zu tragende Verkehrslast ($p =$) 0,12 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

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

nach Gleichung 17

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

endlich nach Gleichung 18

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

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.

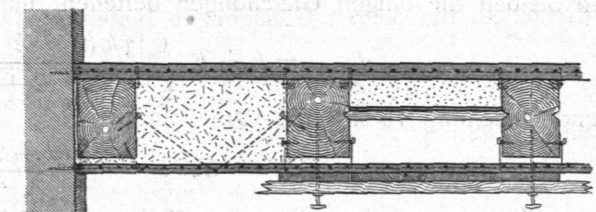


Fig. 183.

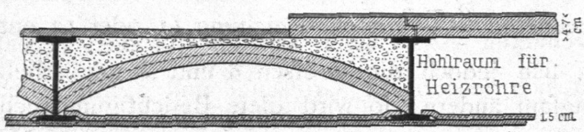
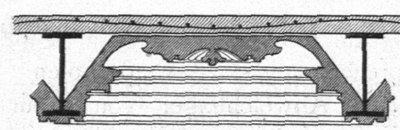


Fig. 184.



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

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

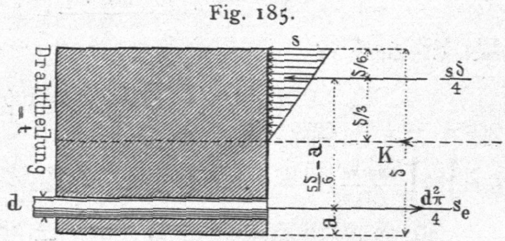
$$d = \sqrt{\frac{t}{\pi} \frac{s}{s_e} \delta} \quad \text{oder} \quad t = \pi \frac{s_e}{s} \frac{d^2}{\delta} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 22.$$

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

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

Die Formeln liefern für durchlaufende, über den Trägern nicht geftofsene Platten (Fig. 182 u. 184) etwas ficherere 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

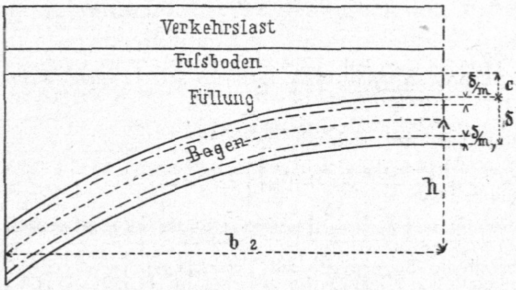
$$t = 3{,}14 \, \frac{1000}{8} \, \frac{0{,}4^2}{5{,}6} = 11{,}2 \text{ cm}$$

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:

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

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

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

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

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

und bezeichnet g_1 nach der Erklärungsgleichung

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

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

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

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

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

alſo nach Gleichung 24

$$\delta = \frac{1}{\dfrac{8 \,.\, 15 \,.\, 16}{150^2} - 0{,}002}\left[\frac{0{,}0536}{2} + \sqrt{\left(\frac{0{,}0536}{2}\right)^2 + \frac{3{,}1 \,.\, 4 \,.\, 0{,}05 \,.\, 15\left(\dfrac{8 \,.\, 15 \,.\, 16}{150^2} - 0{,}002\right)}{5 \,.\, 4 - 6}}\,\right] = 3{,}2 \text{ cm}.$$

Ferner iſt nach Gleichung 26 die Drahttheilung

$$t = \frac{8{,}1 \,.\, (5 \,.\, 4 - 6) \,.\, 3{,}2 \,.\, 1100}{4 \,.\, 0{,}05}\left(\frac{0{,}4}{150}\right)^2 = 14{,}2 \text{ cm}.$$

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

$$H' = \frac{150^2}{8 \,.\, 15}\left[0{,}002 \,.\, 3{,}2 + 0{,}0016\left(8 + \frac{15}{5}\right) + 0{,}006 + 0{,}05\right] = 15 \text{ kg}.$$

Nach Gleichung 28 wird $g_1 = 0{,}002 \,.\, 3{,}2 + 0{,}0016\left(8 + \frac{15}{5}\right) + 0{,}006 = 0{,}03$ kg, alſo nach Gleichung 29 der gröſstmögliche Gegenſchub der unbelaſteten Bogenplatte auf 1 cm Länge

$$H'' = \frac{16 \,.\, 3{,}2^2\,(5 \,.\, 4 - 6) + 3 \,.\, 4 \,.\, 0{,}03 \,.\, 150^2}{3{,}2\,(5 \,.\, 4 - 6) + 24 \,.\, 4 \,.\, 15} = 7 \text{ kg}.$$

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.

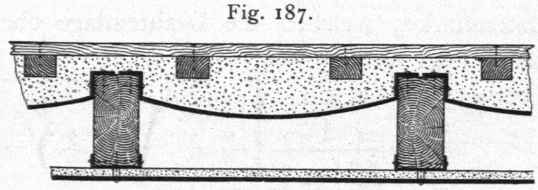
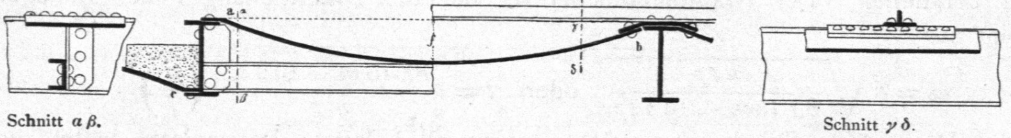
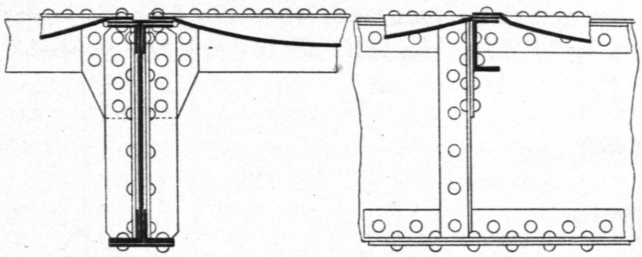


Fig. 188.



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.

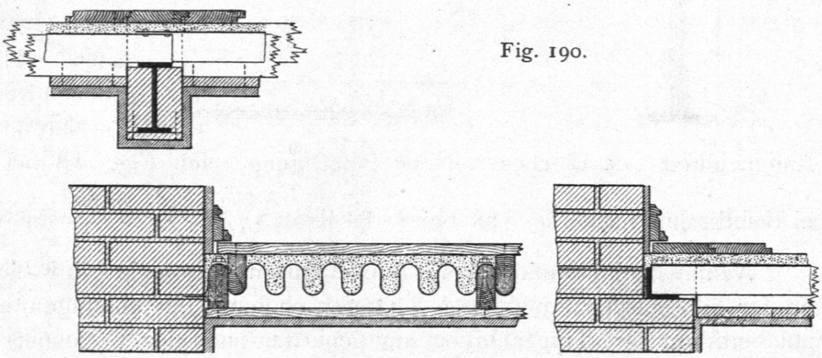


Fig. 190.

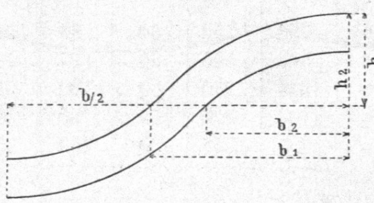
Da, wo das Widerſtandsmoment einer Blechſorte nur für $d = 1^{mm}$ angegeben iſt, erhält man die Widerſtandsmomente anderer Blechſtärken durch Veränderung der angegebenen Momentenzahl nach dem Verhältniſſe der Blechſtärke.

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)

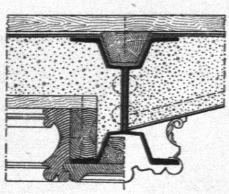
$$\mathcal{J} = \frac{64}{105}\left(b_1 h_1^{\,3} - b_2 h_2^{\,3}\right), \quad . \quad . \quad . \quad 30.$$

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
2 1/2/10	25	100	9,4	7,5
3/10	30	100	9,8	9,5
3 1/2/10	35	100	10,4	12
4/10	40	100	11,1	14
4 1/2/10	45	100	11,5	16
2 1/2/10	25	150	8,5	7
3/15	30	150	8,8	8,5
3 1/2/15	35	150	9,1	10
4/15	40	150	9,4	12
4 1/2/15	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.

Breeft & 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.)

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	1-1 1/2	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.	

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.	

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	

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	1 1/2	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	1 1/2	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	1 1/2	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	1 1/2	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	1 1/2	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	

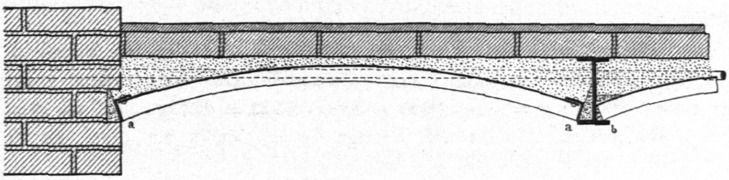
L. Bernhard & Co. zu Berlin.

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	

Breest & Co. zu Berlin.

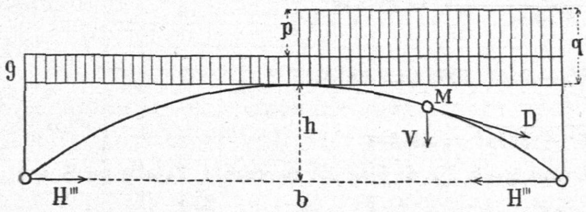
Nr.	*h*	*b*	*d*	*G*	*W* für 1 m Breite	Nr.	*h*	*b*	*d*	*G*	*W* für 1 m Breite
1	100	130	4	66	244,00	2	80	110	1	16	40,14
»	100	130	3	49	183,00	3	70	90	2	34	60,68
»	100	130	2	33	122,00	»	70	90	1,5	25,5	45,49
1a	100	100	3	61	169,20	»	70	90	1	17	30,30
»	100	100	2	40	112,80	4	60	90	2	30	47,71
1b	90	100	2	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.



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

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

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

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

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

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

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

Die gröſste im Bleche vorkommende Beanſpruchung iſt

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

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

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 unbelasteten Bogens höchstens gleich dem Schube H' (Gleichung 31) des belasteten Bogens gesetzt werden.

Beispiel. Ein ($b =$) $3{,}0$ m weiter Bogen von ($h =$) $0{,}25$ m Pfeil ist mit magerem Backstein-Beton durchschnittlich $0{,}23$ m hoch überschüttet und trägt $0{,}025$ m Cement-Estrich. Der erstere wiegt 1600 kg, der letztere 2500 kg für 1 cbm; also ist $g = 0{,}23 \cdot 1600 + 0{,}025 \cdot 2500 = 431$ kg, und mit dem Gewichte des Bleches wird $g = 450$ kg gesetzt. Die Nutzlast beträgt ($p =$) 700 kg für 1 qm. Es ist 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 (siehe die betreffende Tabelle auf S. 106) untersucht, so ist für dieses bei 1 mm Stärke für Meter als Einheit $\frac{J}{e} = W = \frac{25{,}2}{100 \cdot 100 \cdot 100} = 0{,}0000252$. Der Querschnitt für 1 m Breite ergiebt sich bei dem Eisengewichte 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 ist demnach der grösste 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 grösste Zug

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

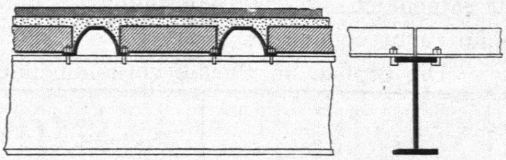
Wegen der starken Spannungsschwankung in einer und derselben Faser ist das Blech trotz der niedrigen Beanspruchung nicht als zu stark zu bezeichnen. Der grösstmögliche Gegenschub des Blechbogens ist nach Gleichung 36

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

97. Fachausfüllung mit Belageisen.

Sollen die Balkenfache mit Belageisen ausgefüllt werden (Fig. 195), so werden letztere zweckmässig auf allen Trägern gestossen, damit aus der Continuität nicht Ueberlastungen einzelner Träger entstehen. Will man jedoch die Vortheile der Continuität für die Belageisen ausnutzen, so muss man die Träger den vergrösserten Auflagerdrücken des continuirlichen Belageisens entsprechend bemessen. In der Regel ist es also nur nöthig, das Gewicht der Ueberfüllung genau zu ermitteln und nach diesem, so wie der Nutzlast die Belageisen als Träger auf zwei Stützen zu berechnen. Für die Zwecke des Hochbaues wird es in fast allen Fällen genügen, zur Deckung der Zwischenräume zwischen den Belageisen quer oder höchstens lang gelegte Flachziegel zu verwenden. Sicherer ist die Ausfüllung mit Beton, wobei man jedoch zum Einbringen kleiner Schalungen zwischen den Belageisen bedarf.

Fig. 195.

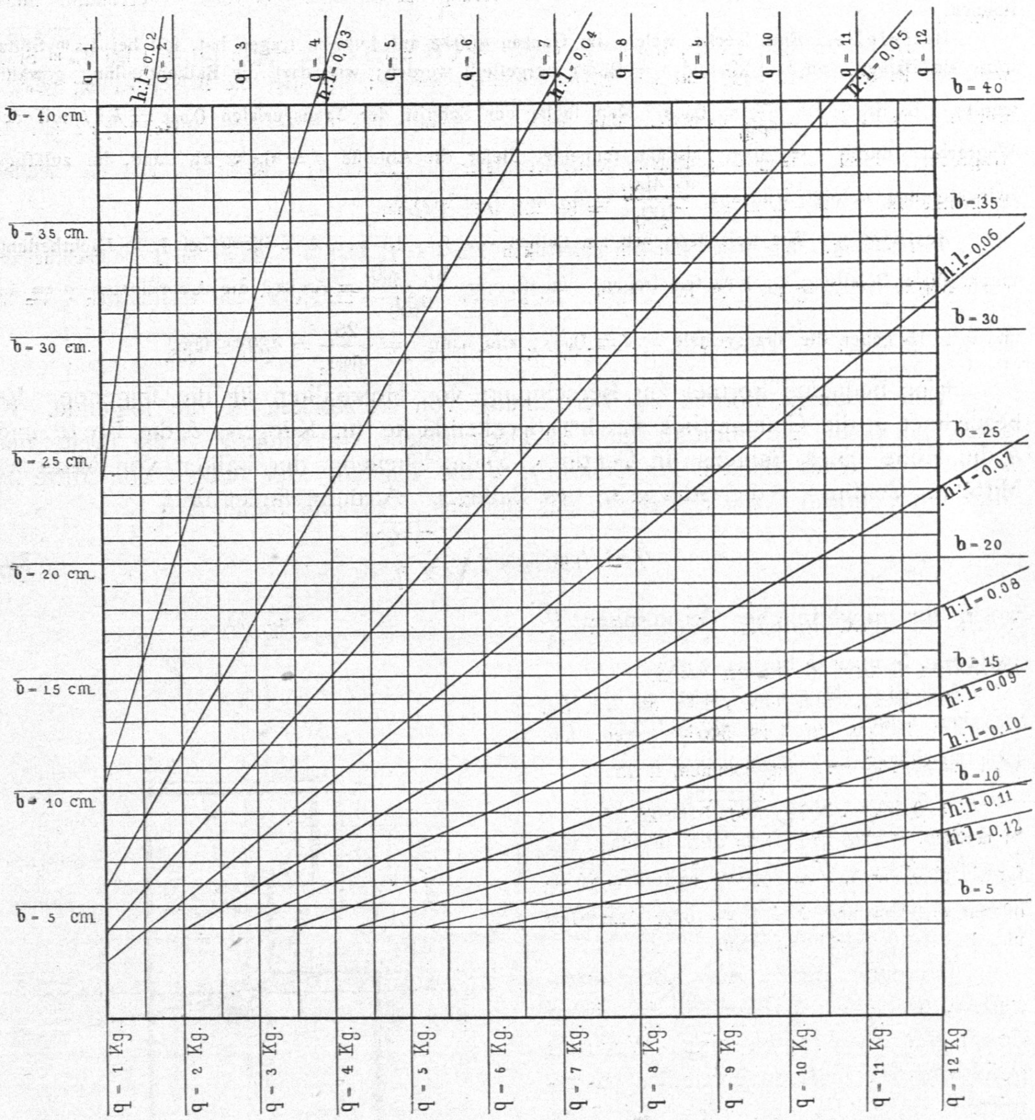


3) Querſchnittsermittelung für Balken und Träger.

Holzbalken haben ausſchlieſslich rechteckigen Querſchnitt, und zwar — mit Rückſicht auf vortheilhafteſte Gewinnung aus dem runden Stamme — des Seitenverhältniſſes 5 : 7 [129]). 98. Hölzerne Balken.

Die Berechnung [130]) erfolgt etwas zu ſicher für die gröſste Stützweite jedes

Fig. 196.



q in Kilogr.; 1 kg = 1 cm.

Balkens bei 80 kg zuläſſiger Beanſpruchung 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) dieſes »Handbuches«.

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

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

Beifpiel 1. Ein Balken ift für $5{,}5$ m Stützweite bei $1{,}05$ m Fachtheilung zu berechnen; die Eigenlaft der Decke (halber Windelboden) beträgt 300 kg und die Nutzlaft 250 kg für 1 qm. Die Laft für 1 cm ift demnach $q = \frac{1{,}05\,(300 + 250)}{100} = 5{,}8$ kg. Wird die Breite verfuchsweife mit 22 cm angenommen, fo führen die Coordinaten $q = 5{,}8$ und $b = 22$ zu der fchrägen Transverfalen $h : l = 0{,}05$, und es mufs alfo $h = 0{,}05 \,.\, 550 = 27{,}5$ cm fein, ein geeignetes Verhältnifs. Hätte fich eine ungeeignet erfcheinende Höhe ergeben, fo hätte man ohne Mühe durch Aenderung der Ordinate b ein befferes Verhältnifs finden können.

Beifpiel 2. Eine Decke, welche im Ganzen 400 kg auf 1 qm zu tragen hat, foll bei $4{,}5$ m Stützweite aus Balken von $b = 20$ und $h = 25$ cm hergeftellt werden; wie darf die Balkentheilung gewählt werden? Es ift $h : l = \frac{25}{450} = 0{,}056$. Man fuche den Schnitt der Transverfalen $0{,}056 = h : l$ mit der Wagrechten durch $b = 20$ cm; alsdann fchneidet diefer die Abfciffe $q = 6{,}5$ kg ab, und die zuläffige Balkentheilung d folgt dann aus $\frac{d \,.\, 400}{100} = 6{,}5$ mit $d = 1{,}625$ m.

Beifpiel 3. Wie weit kann fich ein Balken von $b = 15$ und $h = 25$ cm bei $1{,}1$ m Fachtheilung unter 500 kg Belaftung für 1 qm frei tragen? Es ift $q = \frac{1{,}1 \,.\, 500}{100} = 5{,}5$ kg; die Coordinaten $q = 5{,}5$ und $b = 15$ geben die Transverfale $h : l = 0{,}058$; alfo kann $l = \frac{25}{0{,}058} = 430$ cm fein.

Eine bequeme Formel zur Berechnung von Holzbalken ift die folgende. Es bezeichnet q die Gefammtlaft 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 ftatt

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

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

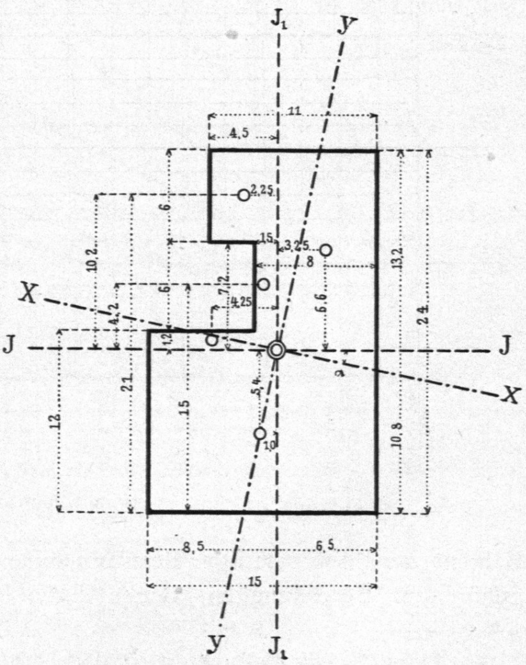
Beifpiel. Soll eine Decke aus 5 m frei tragenden Balken auf 1 qm 500 kg tragen, und wird zunächft $\frac{d}{b} = 5$ angenommen, fo ift

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

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

Hiernach bleibt nur noch anzugeben, wie die Spannungen in einem durch den Bruftzapfen eines Wechfels gefchwächten Balkenquerfchnitte zu ermitteln find. Es foll dies gleich an einem Beifpiele vorgeführt werden, welches die Auflagerung des mit 5 bezeichneten ausgewechfelten Balkens der Gruppe A in Fig. 37 (S. 30) auf den Wechfel an der Wand zum Gegenftande hat.

Fig. 197.



[131]) Vergl. auch: Garten. Diagramm zur Beftimmung der Querfchnitte hölzerner Balken. Deutfche Bauz. 1887, S. 342.

Die Decke hat 400^{kg} zu tragen und $0{,}75^{\mathrm{m}}$ Balkentheilung; alſo iſt $q = 3^{\mathrm{kg}}$ und bei $b = 15^{\mathrm{cm}}$, $l = 5{,}45^{\mathrm{m}}$ ergiebt die Auftragung in Fig. 196 $h : l = 0{,}043$, alſo $h = 0{,}043 \cdot 545 = 23{,}5 =$ rund 24^{cm}. Der Wechſel ſoll aus einem Abſchnitte deſſelben Holzes hergeſtellt werden. Die Laſt, welche er vom Balken in ſeiner Mitte erhält, iſt $545 \cdot 3 \cdot \frac{1}{2} =$ rund 820^{kg}; ſeine Stützweite von Balkenmitte bis Balkenmitte beträgt $2 \cdot 75 = 150^{\mathrm{cm}}$, folglich das Angriffsmoment $M = \frac{820}{2} \cdot \frac{150}{2} = 30750^{\mathrm{cmkg}}$.

Der Bruſtzapfen im Wechſel wird nach Fig. 197 ausgeführt. Vom bleibenden Querſchnitte iſt zuerſt der Schwerpunkt zu ſuchen. Dieſer ſteht ab

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

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

Demnach iſt das Trägheitsmoment für die wagrechte Schwerpunktsaxe

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

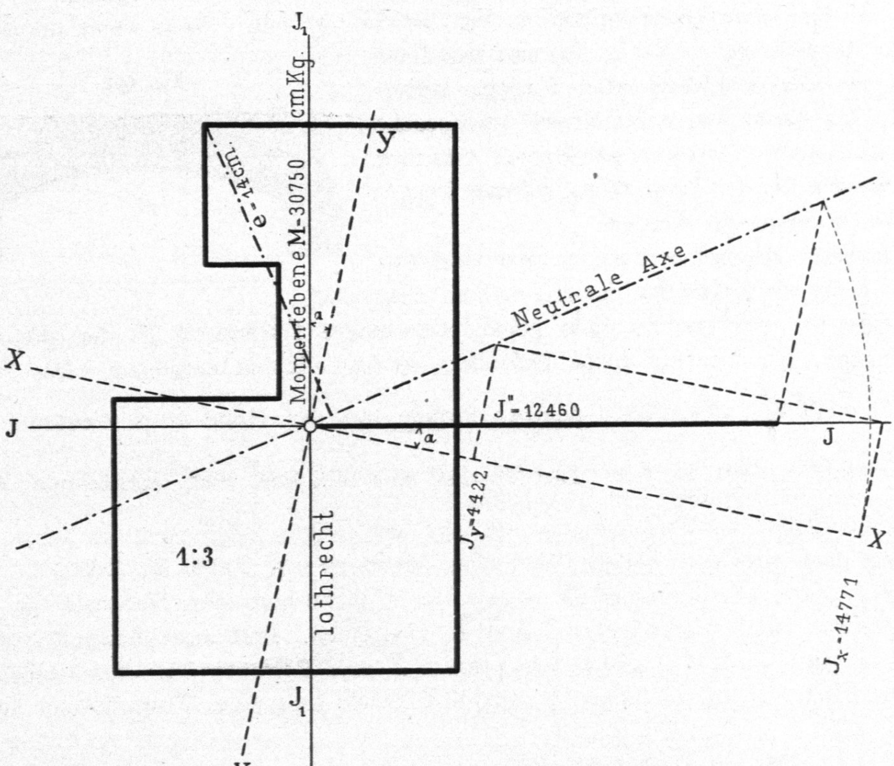
für die lothrechte Schwerpunktsaxe

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

Das Centrifugalmoment H[132]) iſt

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

Fig. 198.



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

Demnach folgt der Winkel α, welchen die erste Trägheitshauptaxe X mit der Axe $\mathfrak{J}$ bildet[133]) aus

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2 \cdot 2044}{4842 - 14360} = \frac{2H}{\mathfrak{J}_1 - \mathfrak{J}}.$$

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

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

und schliesslich[134])

$$\mathfrak{J}_x = \mathfrak{J} \cos^2 \alpha + \mathfrak{J}_1 \sin^2 \alpha - H \sin 2\alpha = 14360 \cdot 0{,}9594 + 4842 \cdot 0{,}0406 + 2044 \cdot 0{,}3946 = 14771\,,$$
$$\mathfrak{J}_y = \mathfrak{J} \sin^2 \alpha + \mathfrak{J}_1 \cos^2 \alpha + H \sin 2\alpha = 14360 \cdot 0{,}0406 + 4842 \cdot 0{,}9594 + 2044 \cdot 0{,}3946 = 4422.$$

In Fig. 198 ist auf Grund dieser Werthe die Berechnung der grössten Spannung der gefährdetsten Ecke am Brustzapfen durchgeführt.

Die neutrale Axe ergiebt sich, wenn man die Ebene $\mathfrak{J}$ (Fig. 198) (hier wagrecht) mit dem Winkel α gegen die X-Axe fest legt, um den die Momentebene (hier lothrecht) von der Y-Axe absteht, dann vom Schwerpunkte aus $\mathfrak{J}_x = 14771$ und $\mathfrak{J}_y = 4422$ in irgend einem Massstabe auf der X-Axe absetzt und in beiden Punkten die Winkelrechte zur X-Axe zieht. Trägt man dann den Abschnitt auf der Winkelrechten in $\mathfrak{J}_x$ im Winkel α auf der Winkelrechten in $\mathfrak{J}_y$ auf und verbindet diesen Punkt mit dem Schwerpunkte, so erhält man die neutrale Axe.

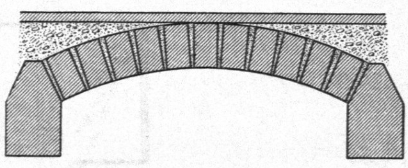
Man bestimme nun den Abstand e des am entferntesten von der neutralen Axe liegenden Punktes (Fig. 198), hier $e = 14^{\text{cm}}$, übertrage $\mathfrak{J}_x$ auf die neutrale Axe und ziehe von da die Winkelrechte zur X-Axe; diese schneidet auf der den Winkel α mit der X-Axe einschliessenden Geraden $\mathfrak{J}$ dann einen Werth $\mathfrak{J}''$ (hier $\mathfrak{J}'' = 12460$) ab, welcher mit e und M die ungünstigste Spannung nach der Gleichung

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

ergiebt. Der Wechsel ist also trotz der Schwächung reichlich stark. Hierbei ist das Verdrehungsmoment, welches sich aus der Lagerung des Balkenendes ausserhalb des Schwerpunktes ergiebt, vernachlässigt.

Nach diesem Verfahren lassen sich alle geschwächten Balken behandeln, mag die übrig bleibende Querschnittsform sein, welche sie will. Auch wenn der Balken bei der Auswölbung nach Fig. 199 und Belastung nur einer der anschliessenden Kappen neben den Lasten durch wagrechte Kräfte beansprucht wird, ist dasselbe Verfahren am Platze; derartige Fälle werden bei der Auswölbung eiserner Träger ausführlich behandelt werden.

Fig. 199.



99.
Eiserne Träger.

Eiserne Träger werden in den Hochbau immer mehr als Ersatz für die Holzbalken eingeführt.

Eine für gewöhnliche Fälle häufig verwendete Trägerform ist die alte Eisenbahnschiene, welche sich durch besonders niedrigen Preis empfiehlt. Das Widerstandsmoment $\frac{\mathfrak{J}}{e}$ abgenutzter neuerer Profile von der Höhe h (in Centim.) kann $\frac{\mathfrak{J}}{e} = 0{,}06\, h^3$ gesetzt werden. Der Vortheil der Billigkeit wird jedoch zum Theile dadurch aufgehoben, dass man das oft sehr beschädigte Eisen nicht so hoch beanspruchen darf, wie neue Träger, und zwar höchstens mit 700^{kg} für 1^{qcm}.

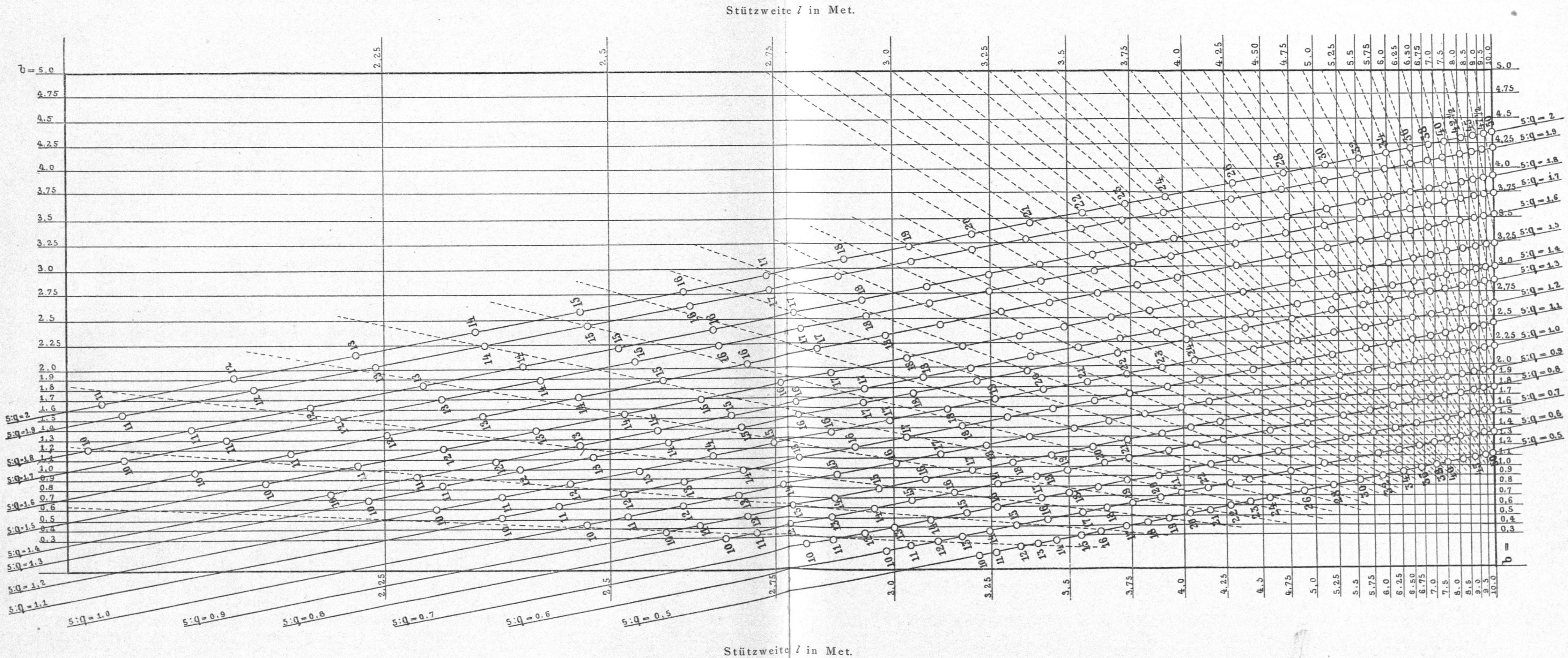
Für gute Ausführungen ist wegen der Unsicherheit des Materials in alten Schienen die Verwendung neuer Träger zu empfehlen. Fast ausschliesslich kommen hier **I**-Träger, sonst von gewalzten Trägern **Z**- und **C**-Profile[135]), dann zusammengesetzte Blech- und Gitterträger[136]) und schliesslich besondere Trägerformen für be-

133) Nach Gleichung 46, S. 269 (2. Aufl.: Gleichung 24, S. 39) ebendas.

134) Nach Gleichung 45, S. 269 (2. Aufl.: Gleichung 22, S. 39) ebendas.

135) Siehe die betreffenden Tabellen in Theil I, Band 1, erste Hälfte (S. 197 u. 198) dieses »Handbuches«.

136) Siehe Theil III, Band 1 (Abth. I, Abschn. 3, Kap. 7) dieses »Handbuches«.



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

Fig. 200.

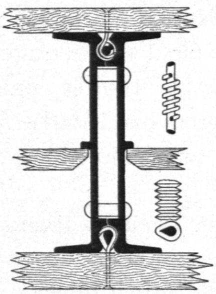


Fig. 201.

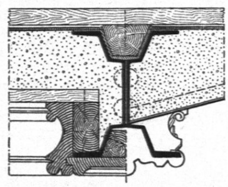
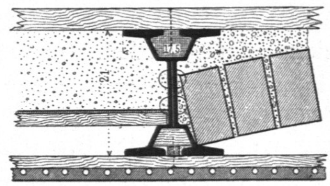


Fig. 202.

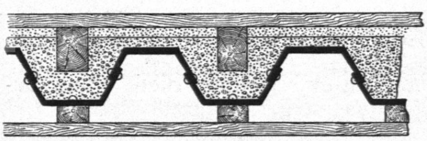


ſtimmte Zwecke, namentlich Erzielung gröſserer Seitenſteifigkeit, wie der von *Gocht* (Fig. 200), der von *Klette* (Fig. 201 u. 202) und der mit *Lindſay*-Eiſen (Fig. 203 u. 204) unten oder oben und unten verſtärkte **I**-Träger zur Verwendung.

100. Berechnung lothrecht belaſteter Träger.

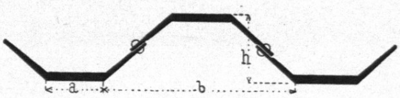
Sind die Träger nur lothrecht belaſtet, ſo ſind die gröſsten Biegungsmomente für die nach dem früher Geſagten meiſt verwendeten Träger auf zwei Stützen leicht zu ermitteln.

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 dieſen Berechnungen mittels der vorſtehenden Tafel kann die Eiſenbahnſchiene von 13 cm Höhe bezüglich des Widerſtandsmomentes dem Normal-Profil Nr. 17 gleich geſetzt werden. Ihre Beanſpruchung ſoll jedoch nur 700 kg für 1 qcm betragen, während man diejenige neuer Träger unter ſtark bewegten Laſten bis 1000 kg, unter mäſsig bewegten bis 1200 kg, unter ganz ruhenden, ſtetigen Laſten bis 1500 kg für 1 qcm ſteigern kann. Nur bei groſsen Profilen, etwa von Nr. 40 an, empfiehlt ſich eine um 15 Procent ermäſsigte Annahme der Spannungen.

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

101. Berechnung von Trägern mit Seitenſchüben.

Wenn die Träger auch wagrechten Kräften ausgeſetzt ſind [138]), ſo entſtehen vorwiegend aus den Schüben von Auswölbungen und Wellblechbogen, ſo wie aus den Zügen von Tonnenblechen, welche ſich bei Belaſtung nur eines anſchlieſsenden Faches nicht vollkommen ausgleichen, ſondern einen nach der Seite des unbelaſteten Faches gerichteten Schub von der Gröſse $H' - H''$ (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 belaſteten Faches gerichteten Zug von der Gröſse $H' - H'' = \frac{(q-g)\,b^2}{8\,h}$ (vergl. Art. 93, S. 102) ergeben, ſchräge Belaſtungen der Träger, welche dieſe ganz beſonders ungünſtig beanſpruchen.

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

Fig. 205.

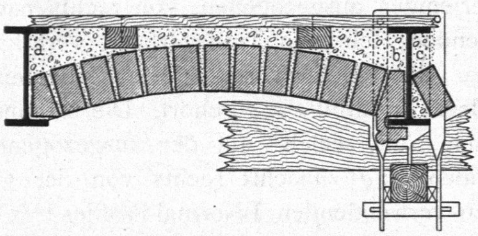
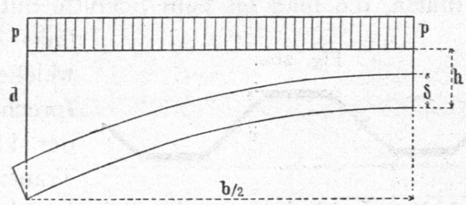


Fig. 206.



Träger ($l =$) 5,5 m, die Theilung ($b =$) 1,7 m, $\delta = 0{,}12$ m, $h = 0{,}20$ m, γ für Backſteine 1700 kg, $p = 750$ kg und mit Rückſicht auf Stöſse für Backſtein $s = 50\,000$ kg für 1 qm. Demnach iſt 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 dieſer Kappe iſt nach Gleichung 20 (S. 99)

$$G = {}^1\!/\!_3 \cdot 1700 \cdot 1{,}7\,(0{,}3 + 2 \cdot 0{,}2) \quad . \quad . \quad . \quad . = 675{,}0 \text{ kg},$$

3 cm Cement-Eſtrich $1 \cdot 1{,}7 \cdot 0{,}03 \cdot 2500$ . . . $= 128{,}5$ »,

1 lauf. Meter Träger ſchätzungsweiſe . . . $= 96{,}5$ »,

zuſammen $900{,}0$ kg.

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

Der Schub der voll belaſteten Kappe iſt nach Gleichung 8 (S. 97)

$$H' = 0{,}5 \cdot 50000 \cdot 0{,}12 = 3000 \text{ kg für } 1 \text{ m Trägerlänge}$$

und der gröſste Gegenſchub der unbelaſteten Kappe nach Gleichung 9 (S. 97)

$$H'' = 0{,}125\left[\sqrt{9 \cdot 50000^2\,(0{,}3 - 0{,}2 - 0{,}12)^2 + 1700 \cdot 50000 \cdot 1{,}7^2\,(0{,}3 + 5 \cdot 0{,}2)} - 3 \cdot 50000\,(0{,}3 - 0{,}2 - 0{,}12)\right],$$

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

Die wagrechte Belaſtung eines zwiſchen einer belaſteten und einer unbelaſteten Kappe liegenden Trägers iſt ſomit

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

---

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

Die gröfste lothrechte Belastung eines Trägers tritt für volle Last beider anschliessenden Kappen ein; sie beträgt für 1 qm der Decke $750 + 530 = 1280$ kg.

Die lothrechte Belastung eines Trägers zwischen belasteter und unbelasteter Kappe ist

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

Wird noch die zulässige Beanspruchung des Eisens zu 1100 kg für 1 qcm fest gesetzt, so ist mit Bezug auf die Tafel bei S. 113 für den voll belasteten Träger $s : q = 1100 : 1280 = 0{,}86$. Zunächst unter der punktirten Leitlinie der Coordinaten $l = 5{,}5$ und $b = 1{,}7$ liegt auf $s : q = 0{,}86$ das Profil Nr. 32, welches also bei voller Belastung genügt.

Für dieses Profil ist[139]) $\mathcal{J}_x = 12622$ und $\mathcal{J}_y = 652$; für den einseitig belasteten Träger ist das lothrechte Moment $\frac{15{,}4 \cdot 550^2}{8} = 582312$ cmkg und die entsprechende Spannung bei 32 cm Trägerhöhe

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

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

Will man die genügende Tragfähigkeit durch Verstärkung des Trägerprofiles erreichen, so kommt man nach dem vorgeführten Untersuchungsgange zum Profil Nr. 40. Die Verstärkung der Träger kann aber billiger durch Einlegen von Ankerreihen erreicht werden (siehe Fig. 207, 208, 209 u. 210), welche die Träger gegen einander absteifen, also Stützen in wagrechtem Sinne bilden. Solche Anker müssen in jedem Träger nach beiden Seiten unverschieblich befestigt sein, bestehen daher am besten aus Rundeisen, welche nur von Träger zu Träger reichen, und in den benachbarten Fachen etwas versetzt werden, oder nach Fig. 207 u. 208 aus Bandeisen über und unter den Trägern, welche die Flansche beiderseits mit Klammern umgreifen.

Fig. 207.

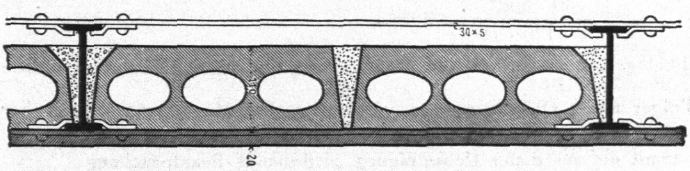
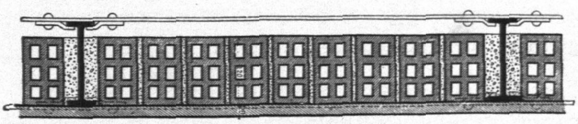


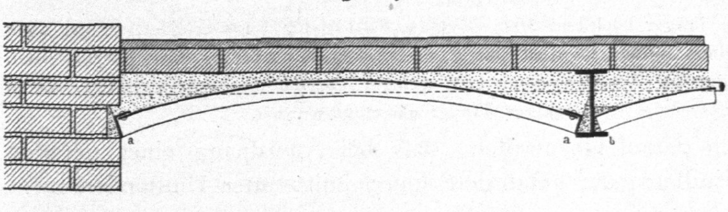
Fig. 208.



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

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

Fig. 209.



139) Siehe Theil I, Band 1, erste Hälfte (S. 198) dieses »Handbuches«.

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

die gröſste Beanſpruchung wird $739 + 306 = 1044$ kg; alſo genügt nach Einlegen der einen Ankerreihe Profil Nr. 32 auch der wagrechten Beanſpruchung.

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

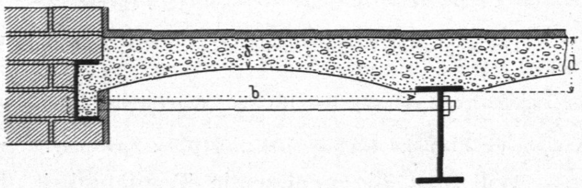
α) die halbe Laſt des Endfaches mit $\frac{900 + 1{,}7 \cdot 750}{2 \cdot 100} = 10{,}9$ kg für 1 cm;

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

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

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

Fig. 210.



Die Spannung aus γ ergiebt ſich in folgender Weiſe. Das Angriffsmoment eines vollen Kappenſchubes iſt $\frac{30 \cdot 550^2}{8}$; das Widerſtandsmoment des wagrechten Trägers, deſſen Gurtungsquerſchnitt gleich dem des Profiles Nr. 32, alſo 78 qcm iſt, beträgt bei 1,7 m Trägerhöhe $170 \cdot 78\, s_3$; demnach iſt

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

Werden 3 Anker in das Endfeld gelegt, ſo entſteht 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 iſt alsdann [142]) $0{,}0714 \cdot 30 \frac{550^2}{16}$, ſomit die aus dieſer Uebertragung entſtehende Beanſpruchung

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

Die ganze Beanſpruchung der unteren äuſseren Flanſchkante im Endträger am Mittelanker iſt ſomit $s = s_1 + s_2 + s_3 = 523 + 86 + 407 = 1016$ kg, ſo daſs alſo bei dreifacher Verankerung des Endfeldes auch hier das Profil Nr. 32 genügt.

Die gröſste Spannkraft in den den Trägerenden zunächſt liegenden Ankern iſt [143])

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

Der vorletzte Träger hat bei voller Belaſtung beider Endfache zunächſt die gröſste lothrechte Laſt eines Zwiſchenträgers 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 Abſchluſsträgers nach γ des Endträgers entſteht. Die genaue Spannung aus der lothrechten Laſt iſt $\frac{550^2 \cdot 21{,}8 \cdot 32}{8 \cdot 2 \cdot 12622} = 1045$ kg; die aus γ des letzten Trägers war 86 kg, ſo daſs der vorletzte Träger höchſtens $1045 + 86 = 1131$ kg für 1 qcm erleidet. Sollte dieſe Spannung ſchon zu hoch erſcheinen — und ſie wird häufig noch mehr das zuläſſige Maſs überſchreiten, wenn der gewählte Träger gegenüber der lothrechten Laſt weniger überſchüſſige Stärke beſitzt, als in dieſem Falle — ſo muſs an dieſer Stelle ein ſtärkerer Träger eingefügt werden.

Insbeſondere iſt noch darauf hinzuweiſen, daſs bei Anordnung einer geraden Anzahl von Ankern im Endfelde der gefährdete Querſchnitt unter Umſtänden nicht

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

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

[143]) Nach ebendaſ.

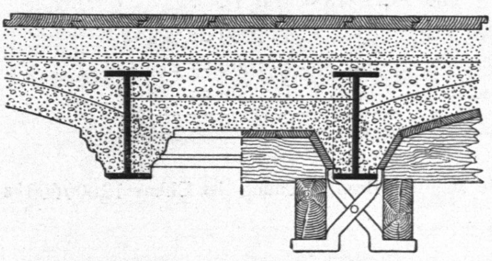
in der Trägermitte, ſondern an dem der Mitte zunächſt liegenden Anker zu ſuchen iſt, weil meiſt die aus den wagrechten Momenten entſtehenden Spannungen überwiegen.

Da bei weit geſpannten Decken unter Umſtänden mehr als 3 Anker nöthig werden, die Momenten-Tabelle in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 337 [144]) dieſes »Handbuches« aber nur bis zu 4 Oeffnungen geht, ſo möge dieſe 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	pl^2	D_0	0,3947	0,3942	0,3944	pl	$\mathfrak{M}_1$	0,0779	0,0777	0,0778	pl^2
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		D_3	0,9737	1,0192	1,0070		$\mathfrak{M}_4$	0,0330	0,0433	0,0406	
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 dieſe Werthe gelten für ganz volle Belaſtung aller Oeffnungen. Es würden ſich noch höhere Werthe ergeben können, wenn auf die ungünſtigſte Laſtvertheilung über die von den Ankern gebildeten Theile deſſelben Balkenfaches Rückſicht genommen würde. Die einer ſolchen Vertheilung entſprechende Laſtannahme geht jedoch zu weit, und die durch ihr höchſt ſeltenes Eintreten etwa entſtehenden Mehrſpannungen ſind eben wegen des ſeltenen Vorkommens ungefährlich.

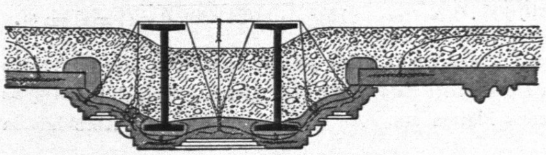
Fig. 211.



Will man die Lochung der Trägerſtege für Rundeiſenanker vermeiden, ſo bilde man die Anker nach Fig. 207 u. 208 (S. 115) aus Flacheiſen.

Ein Mittel, die Anker in den Mittelfachen, abgeſehen von den Endfachen, zu vermeiden, bietet noch die wechſelweiſe eng und weit angeordnete Trägertheilung nach Fig. 211 u. 212, wenn man jedesmal die enge Theilung mit einer ebenen Betonplatte füllt und dieſe nebſt den ſie einfaſſenden Trägern als einen wagrechten Träger anſieht, welcher die Schübe der benachbarten, mit Kappen geſchloſſenen, weiten Trägerfache aufnimmt.

Fig. 212.



Bezeichnet bei einer derartigen Anordnung Q die geſammte Laſt, 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 Eigenlaſt des geraden Faches für die Flächeneinheit,

144) 2. Aufl.: S. 146.

p die Nutzlast für die Flächeneinheit, W das Widerstandsmoment des Trägerquerschnittes für die wagrechte Schwerpunktsaxe, F den Trägerquerschnitt, s_e die zulässige Beanspruchung für die Flächeneinheit des Trägerquerschnittes, H' den Schub der belasteten Kappe (nach den Gleichungen 4, 8, 27 oder 31) und H'' den gröfsten Gegenschub der unbelasteten Kappe (nach den Gleichungen 5, 9, 29 u. 36); so folgt die erforderliche Breite der geraden Fachfüllungen aus der Beziehung

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

Diese Gleichung ist in der Weise zu benutzen, dafs zunächst derjenige Trägerquerschnitt aufgesucht wird, für welchen der Ausdruck unter dem Wurzelzeichen zuerst gröfser als Null wird. Die Werthe dieses Querschnittes führe man ein und berechne das zugehörige b_1.

Beispiel. Es soll für die im Beispiele in Art. 90 (S. 96) behandelte Betonkappe mit $b = 1{,}6$ m, $p = 750$ kg, $\delta = 0{,}1$ m, $d = 0{,}29$ m, $H' = 1500$ kg und $H'' = 1110$ kg ein Widerlagsträger durch eine ebene Betonplatte der Dicke von 12 cm mit $29 - 12 = 17$ cm Ueberfüllung mit der Breite b_1 geschaffen werden; der Fufsboden besteht aus Eichenholz. Zunächst ist nach Gleichung 20 (S. 99), da das Gewicht der Kappe $\gamma_1 = 2200$ kg gleich dem der Ueberfüllung γ und die Ueberfüllungshöhe im Scheitel gleich Null, also h in Gleichung 20 (S. 99) gleich δ zu setzen ist,

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

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

$$\text{Nutzlast } \frac{1}{2}\,.\,1{,}6\,.\,1\,.\,750 \;\ldots\; = 600\text{ »}$$

$$\text{also } Q = 915\text{ kg (für 1 qm)}.$$

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

Ferner ist $H' = 1500$ kg und $H'' = 1110$ kg.

Die Stützweite l der Träger betrage 5 m und die zulässige Beanspruchung des Eisens 12000000 kg für 1 qm.

Die Gleichung 41 lautet dann:

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

Das I-Profil Nr. 22 liefert unter dem Wurzelzeichen noch einen Werth kleiner als Null, dasjenige Nr. 23 zuerst einen solchen gröfser als Null; für diesen ist $W = 0{,}000317$ und $F = 0{,}00429$ qm, also $\frac{W}{F} = 0{,}074$ und somit

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

Es sind somit als Gurtungen des wagrechten Trägers zwei I-Eisen Nr. 23 zu wählen und in 32,5 cm Abstand von einander zu verlegen. In der ganzen Decke tritt dann ein regelmäfsiger Wechsel von 160 cm weiten gewölbten Kappen und 32,5 cm breiten ebenen Platten ein. An den Enden mufs der Abschlufs in der oben erläuterten Weise erfolgen.

Um zwei Träger mit der eingeschlossenen Kappe oder Platte als einen wagrechten Träger ansehen zu können, empfiehlt es sich, an die Trägerwände einige Winkeleisen zu nieten (siehe Fig. 211, S. 117), damit durch deren Eingriff in die Kappe oder Platte Längsverschiebungen der Träger gegen die Kappe oder Platte verhindert werden.

c) Abmeſſungen von Balkenlagen mit Unterzügen.

Es wurde bereits in Art. 10 bis 13 (S. 24 bis 26) erläutert, weſshalb die Verwendung von continuirlichen Trägern für den Hochbau auf Bedenken ſtöſst, zugleich aber, daſs die Anordnung continuirlicher Gelenkträger [145]) wegen der durch ſie bedingten Materialerſparniſs [146]) durchweg zu empfehlen iſt. Es ſollen daher im Nachſtehenden noch die zur Anordnung dieſer Art von Trägern über beliebig vielen Oeffnungen nöthigen Angaben folgen.

102. Continuirliche Gelenkträger.

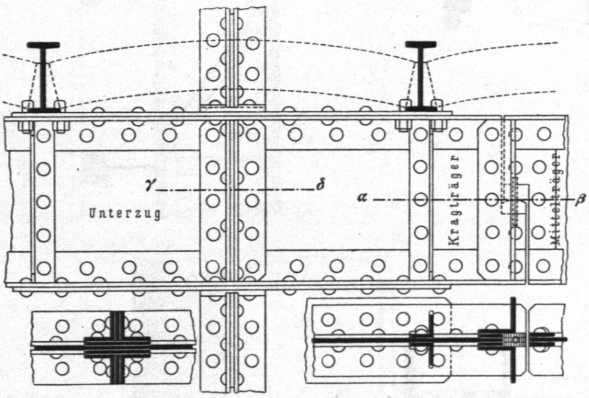
Für dieſe Träger iſt zu unterſcheiden, ob die Stützen alle gleich weit ſtehen, oder ob es geſtattet iſt, den Stützen verſchiedene Abſtände zu geben. Die Belaſtung ſei g (in Kilogr.) für 1 cm Länge des Trägers als Eigenlaſt, p (in Kilogr.) für 1 cm als Nutzlaſt und q (in Kilogr.) für 1 cm als Laſtenſumme.

1) Gleiche Oeffnungsweiten.

103. Lage der Gelenke.

In dieſem Falle iſt es zweckmäſsig, die Momente über den Stützen durch die Wahl der Lage der Gelenke (Fig. 213 bis 216) gleich den gröſsten Momenten in den ununterbrochenen Oeffnungen zu machen, damit die durchzuführenden Trägerſtücke dieſer Oeffnungen möglichſt gleichmäſsig ausgenutzt werden. Es entſteht ſo die in Fig. 217 bis 219 angedeutete Gruppirung der Maximalmomente, von denen M_3, M_4, M_5 nach den Regeln des Trägers auf 2 Stützen zu ermitteln ſind.

Fig. 213.



Schnitt γδ. Schnitt αβ.

Die Lage der Gelenke, welche Vorbedingung dieſer Momentengruppirung iſt, ſo wie die Gröſse der Momente folgen aus den nachſtehenden Gleichungen, welche durch Fig. 217 u. 219 erläutert ſind.

$$k = \frac{1}{2}\left(1 - \sqrt{\frac{g}{g+q}}\right) \quad \ldots \quad 42.$$

$$k_1 = \frac{q}{4(g+q)} \quad \ldots \quad 43.$$

$$k_3 = \frac{1}{2}\left[1 - k_1 + m - \sqrt{(1-k_1+m)^2 - 4m}\right], \text{ worin } m = \left[\frac{q}{g}\left(1 - \sqrt{1+\frac{g}{q}}\right)\right]^2 \quad 44.$$

$$k_2 = \frac{k_1}{1-k_3} \quad \ldots \quad 45.$$

$$M_1 = \frac{q\,k_1\,l^2}{2} = \frac{q\,k\,l^2}{2}(1-k) = \frac{q^2\,l^2}{8(g+q)} \quad \ldots \quad 46.$$

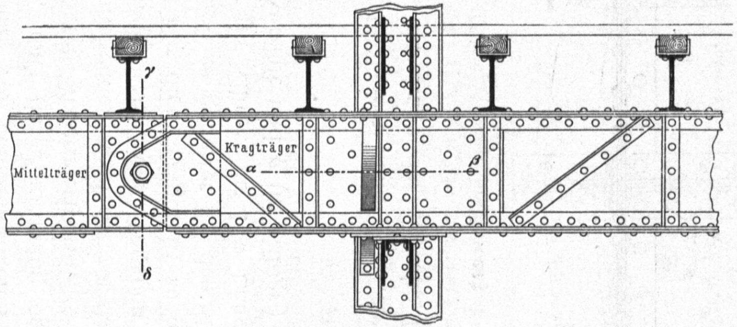
$$M_2 = \frac{q\,k_3\,l^2}{2}(1-k_2) \quad \ldots \quad 47.$$

145) Siehe Theil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 329; 2. Aufl.: S. 138) dieſes »Handbuches«.

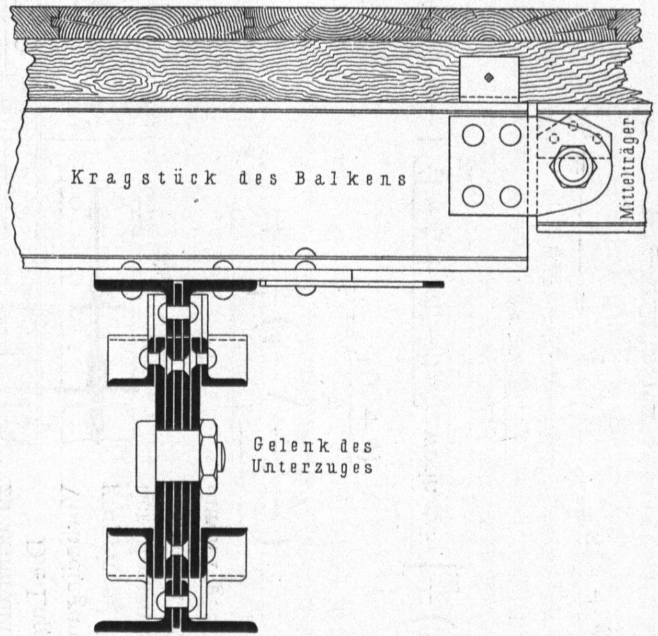
146) Siehe ebendaſ., Art. 369, S. 333 (2. Aufl.: Art. 161, S. 142).

Fig. 214.

Schnitt $\varepsilon\,\zeta$.



Schnitt $\gamma\,\delta$.



Schnitt $\alpha\beta$.

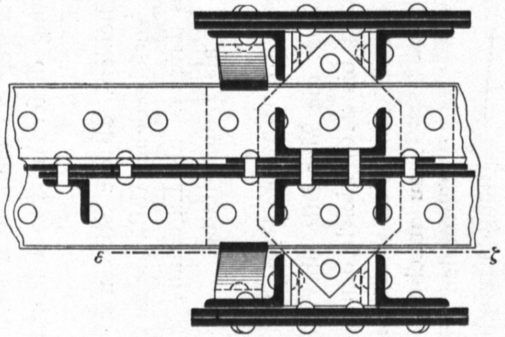


Fig. 215.

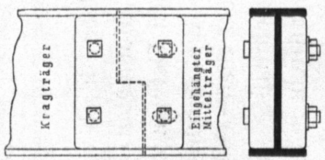


Fig. 216.

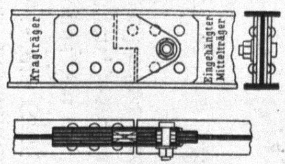


Fig. 217.

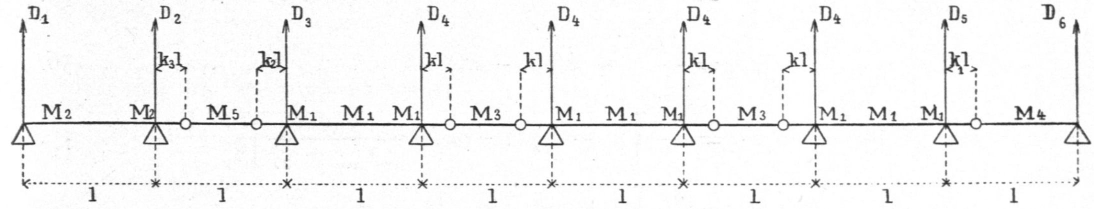


Fig. 218.

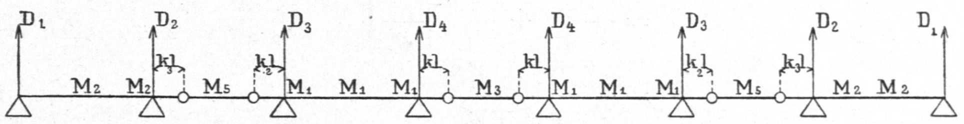
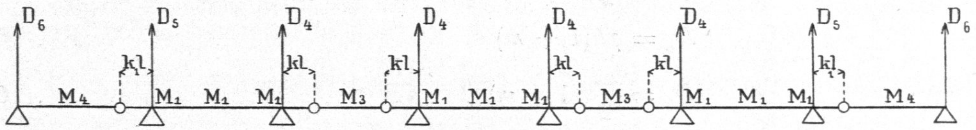


Fig. 219.



$$M_3 = \frac{q\,l^2}{8}\,(1 - 2\,k)^2 \quad \ldots \quad 48.$$

$$M_4 = \frac{q\,l^2}{8}\,(1 - k_1)^2 \quad \ldots \quad 49.$$

$$M_5 = q\,\frac{l^2}{8}\,(1 - k_2 - k_3)^2 \quad \ldots \quad 50.$$

Fig. 220.

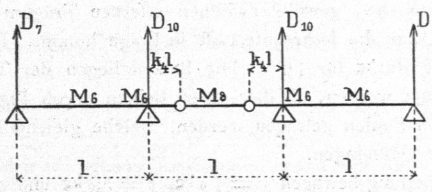
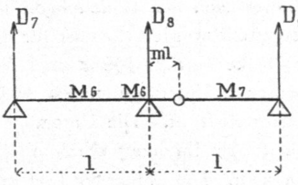


Fig. 221.



Dieſe Gleichungen decken alle Fälle für beliebig viele Stützen nach Maſsgabe von Fig. 217 bis 219 bis auf die beiden in Fig. 220 u. 221 dargeſtellten Anordnungen für 3 und 4 Stützen. Für dieſe treten noch die folgenden Gleichungen hinzu:

$$k_4 = 0{,}5 - \sqrt{0{,}25 - m} \quad \ldots \quad 51.$$

$$M_6 = \frac{m\,q\,l^2}{2} \quad \ldots \quad 52.$$

$$M_7 = \frac{q\,l^2}{8}\,(1 - m)^2 \quad \ldots \quad 53.$$

$$M_8 = \frac{q\,l^2}{8}\,(1 - 2\,k_4)^2 \quad \ldots \quad 54.$$

Für die Berechnung der Belaſtung von Unterzügen durch die Balken und der Stützenbelaſtungen durch die Unterzüge iſt die Kenntniſs der gröſsten Werthe der Auflagerdrücke von Wichtigkeit, welche ſich nach folgenden Ausdrücken mit Berückſichtigung der Bezeichnungen in Fig. 217 bis 221 berechnen laſſen: 104. Stützenbelaſtungen.

$$D_1 = \frac{l[q - g k_3 (1 - k_2)]}{2} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 55.$$

$$D_2 = \frac{q l}{2} (1 + k_3)(2 - k_2) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 56.$$

$$D_3 = \frac{q l}{2} \left[(2 - k_3)(1 + k_2) - \frac{g}{4(g + q)} \right] \quad \ldots \quad 57.$$

$$D_4 = \frac{q l}{2} \left[2 + \frac{q - g}{4(q + g)} \right] \quad \ldots \ldots \ldots \quad 58.$$

$$D_5 = \frac{q l}{2} \left[2 + \frac{2q - g}{4(q + g)} \right] \quad \ldots \ldots \ldots \quad 59.$$

$$D_6 = \frac{q l}{2} \, \frac{3q + 4g}{4(q + g)} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 60.$$

$$D_7 = \frac{l}{2} (q - m g) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 61.$$

$$D_8 = q l (1 + m) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 62.$$

$$D_9 = \frac{q l}{2} (1 - m) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 63.$$

$$D_{10} = \frac{q l}{2} (2 + m) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 64.$$

Nach den Gleichungen 55 bis 64 erhält man auch die geringſten Werthe der Stützen-, bezw. Auflagerdrücke, wenn man überall g mit q und q mit g vertauſcht. Dieſe kleinſten Werthe ſind von beſonderer Wichtigkeit, wenn ſie bei geringem Werthe von g negativ werden, da ſie dann eine Verankerung der Träger nach unten bedingen; ihre Berechnung zu verabſäumen, kann daher verhängnisvoll werden.

Beiſpiel. In einem Gebäude von 30^{m} Länge und 15^{m} Tiefe ſoll eine Decke mit Kappen ſtets gleichen Schubes nach den Gleichungen 11 bis 16 (S. 98) gewölbt zwiſchen eiſernen Trägern von $1{,}0^{\mathrm{m}}$ Theilung hergeſtellt werden, ſo daſs für die Balken nur die lothrechte Laſt in Frage kommt. Das Eigengewicht der Decke beträgt 400^{kg} und die Nutzlaſt 500^{kg} für 1^{qm}. Die Balken liegen der Tiefe nach und ſollen durch 2 Unterzüge in 5^{m} Abſtand geſtützt werden, ſo daſs jeder Balken durch Fig. 221 für $l = 500^{\mathrm{cm}}$ dargeſtellt iſt. Die Unterzüge ſollen von Säulen getragen werden, welche gleichfalls 5^{m} von einander ſtehen; der Unterzug erhält alſo 6 gleiche Oeffnungen.

α) Balken. Die Laſten für 1^{cm} bei $1{,}0^{\mathrm{m}}$ Theilung betragen $g = 4{,}0^{\mathrm{kg}}$, $p = 5{,}0^{\mathrm{kg}}$ und $q = 9{,}0^{\mathrm{kg}}$; folglich iſt nach Gleichung 44

$$m = \left[\frac{9}{4} \left(1 - \sqrt{1 + \frac{4}{9}} \right) \right]^2 = 0{,}2062$$

und nach Gleichung 51

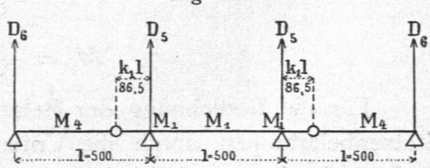
$$k_4 = 0{,}5 - \sqrt{0{,}25 - 0{,}2062} = 0{,}2907 \,, \quad k_4 \, l = 0{,}2907 \cdot 500 = 145{,}35^{\mathrm{cm}} .$$

Hier iſt das Gelenk nach Fig. 213 bis 215 oder 216 anzuordnen. Nach Gleichung 52 iſt

$$M_6 = \frac{0{,}2062 \cdot 9 \cdot 500^2}{2} = 232\,000^{\mathrm{cmkg}} .$$

Bei 1000^{kg} zuläſſiger Beanſpruchung iſt ſomit das Normalprofil Nr. 21 von I-Eiſen [147]) für die Endſtücke der Balken zu verwenden.

Fig. 222.



Für das Mittelſtück iſt $l = 500 - 2 \cdot 145{,}35 = 209{,}3^{\mathrm{cm}}$; $b = 1{,}0^{\mathrm{m}}$; $s : q = 1000 : 900 = 1{,}1$; alſo iſt nach der Tafel bei S. 113 Normalprofil Nr. 12 zu verwenden.

Werden die Balken mit Gelenken in den Endöffnungen

147) Siehe die betr. Tabelle in Theil I, Band 1, erſte Hälfte (S. 198) dieſes »Handbuches«.

nach Fig. 222 angeordnet, in welche die Bezeichnungen aus Fig. 219 übernommen wurden, fo wird nach Gleichung 43

$$k_1 = \frac{9}{4\,(9+4)} = 0{,}173\,, \quad \text{alfo} \quad k_1\,l = 0{,}173 \,.\, 500 = 86{,}5 \text{ cm};$$

ferner nach den Gleichungen 46 und 49

$$M_1 = \frac{9^2 \,.\, 500^2}{8\,(9+4)} = 194711 \text{ cmkg} \quad \text{und} \quad M_4 = \frac{9 \,.\, 500^2\,(1 - 0{,}173)^2}{8} = 192\,355 \text{ cmkg}.$$

Bei 1000 kg Beanfpruchung reicht fomit nunmehr das Profil Nr. 20 für alle Theile des Balkens aus; es geht aber bei diefer Anordnung die unmittelbare Verbindung der Säulen mit den Wänden verloren, weil zwifchen Wand und Säule nun ein Gelenk liegt.

β) Unterzüge. Um die Belaftung der Unterzüge zu erhalten, mufs D_{10} nach Gleichung 64 für volle Belaftung und für Eigenlaft ermittelt werden. Es ift

$$max\ D_{10} = \frac{9 \,.\, 500}{2}\,(2 + 0{,}2062) = 4964 \text{ kg},$$

$$min\ D_{10} = \frac{4 \,.\, 500}{2}\,(2 + 0{,}2062) = 2200 \text{ kg}.$$

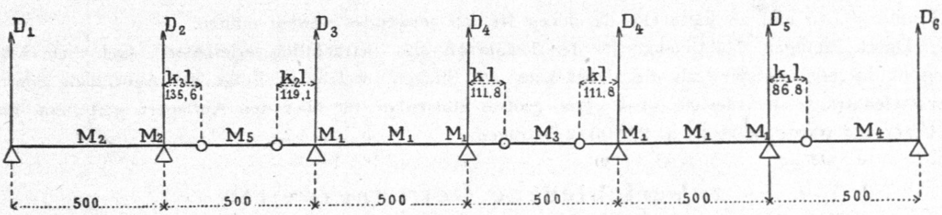
Bei der Anordnung der Balken mit Gelenken in den Endöffnungen wird die Belaftung der Unterzüge (Fig. 222) nach Gleichung 59 berechnet. Sie ift

$$max\ D_5 = \frac{9 \,.\, 500}{2}\left[2 + \frac{2 \,.\, 9 - 4}{4\,(9+4)}\right] = 5106 \text{ kg},$$

$$min\ D_5 = \frac{4 \,.\, 500}{2}\left[2 + \frac{2 \,.\, 4 - 9}{4\,(4+9)}\right] = 1981 \text{ kg}.$$

Da fomit bei der Anordnung nach Fig. 222 neben der fchlechteren Säulenverankerung mit den Wänden auch noch eine ungünftigere Belaftung der Unterzüge eintritt, fo wird man in der Regel diejenige in Fig. 221 vorziehen. Diefe Laften treten als Einzellaften in 1,0 m Abftand auf; die Berechnung liefert

Fig. 223.



aber genügend genaue Ergebniffe, wenn die Laft wieder gleichförmig vertheilt gedacht wird. Es ift fomit für den Unterzug (Fig. 223), wenn die Balken nach Fig. 221 gebildet werden, für 1 cm Trägerlänge $g = 22$ kg und $q = 49{,}64$ kg, daher nach Gleichung 42

$$k = \frac{1}{2}\left(1 - \sqrt{\frac{22}{22+50}}\right) = 0{,}2236 \quad \text{und} \quad k\,l = 0{,}2236 \,.\, 500 = 111{,}8 \text{ cm},$$

nach Gleichung 43

$$k_1 = \frac{50}{4\,(22+50)} = 0{,}1736 \quad \text{und} \quad k_1\,l = 0{,}1736 \,.\, 500 = 86{,}8 \text{ cm},$$

nach Gleichung 44

$$m = \left[\frac{50}{22}\left(1 - \sqrt{1 + \frac{22}{50}}\right)\right]^2 = 0{,}2066\,,$$

$$k_3 = \frac{1}{2}\left[1 - 0{,}1736 + 0{,}2066 - \sqrt{(1 - 0{,}1736 + 0{,}2066)^2 - 4 \,.\, 0{,}2066}\right] = 0{,}2712\,,$$

$$k_3\,l = 0{,}2712 \,.\, 500 = 135{,}6 \text{ cm},$$

nach Gleichung 45

$$k_2 = \frac{0{,}1736}{1 - 0{,}2712} = 0{,}2382 \quad \text{und} \quad k_2\,l = 0{,}2382 \,.\, 500 = 119{,}1 \text{ cm},$$

nach Gleichung 46

$$M_1 = \frac{50^2 \,.\, 500^2}{8\,(22+50)} = 1\,085\,070 \text{ cmkg}.$$

Bei 1000^{kg} Beanſpruchung müſſen alſo die beiden beiderſeits überkragenden Trägerſtücke aus Normalprofil Nr. 36 gebildet ſein.

Nach Gleichung 47 iſt $M_2 = \frac{50 \cdot 0{,}2712 \cdot 500^2}{2} (1 - 0{,}2382) = 1291250^{cmkg}$; für das überkragende Endſtück links genügt alſo Profil Nr. 38 knapp.

Nach Gleichung 48 iſt $M_3 = \frac{50 \cdot 500^2 (1 - 2 \cdot 0{,}2236)^2}{8} = 477481^{cmkg}$; für den mittleren eingehängten Träger iſt daher Profil Nr. 28 zu verwenden.

Nach Gleichung 49 iſt $M_4 = \frac{50 \cdot 500^2 \cdot (1 - 0{,}1736)^2}{8} = 1068125^{cmkg}$; das linke Endſtück muſs ſonach aus Profil Nr. 36 beſtehen.

Nach Gleichung 50 iſt $M_5 = \frac{50 \cdot 500^2 (1 - 0{,}2382 - 0{,}2712)^2}{8} = 376075^{cmkg}$; für den linken eingehängten Träger iſt alſo Profil Nr. 26 zu verwenden.

Die Belaſtungen der Wände an den Enden der Unterzüge und die der ſtützenden Säulen ergeben ſich aus den Gleichungen 55 bis 60 ohne Weiteres; z. B. iſt nach Gleichung 58

$$D_4 = \frac{50 \cdot 500}{2} \left[2 + \frac{50 - 22}{4(50 + 22)}\right] = 26216^{kg},$$

oder nach Gleichung 57

$$D_3 = \frac{50 \cdot 500}{2} \left[(2 - 0{,}2712)(1 + 0{,}2382) - \frac{22}{4(22 + 50)}\right] = 25802^{kg}.$$

Wären die Balken nicht überkragend angeordnet, ſondern über den Unterzügen geſtoſsen, ſo hätte ſich für dieſelben das gröſste Biegungsmoment zu $\frac{9 \cdot 500^2}{8} = 281250^{cm}$ ergeben, und ſtatt der Querſchnitte Nr. 21 und 12 hätte Nr. 22 durchweg verwendet werden müſſen.

Wären zugleich die Unterzüge über den Säulen geſtoſsen, ſo hätte die Laſt $(500 + 400) \frac{5}{100} = 45^{kg}$ für 1^{cm}, alſo das gröſste Biegungsmoment in allen Oeffnungen $\frac{45 \cdot 500^2}{8} = 1406250^{cmkg}$ betragen; ſtatt der Profile 38, 36 und 28 hätte alſo durchweg Nr. 40 verwendet werden müſſen.

Durch Einfügen der Gelenke iſt der Trägerroſt alſo beträchtlich erleichtert, und dieſe Erleichterung iſt durchſchlagender, als die Verſtärkung der Stützen, welche in Folge der Anordnung continuirlicher Gelenkträger erforderlich wird. Die gröſste Stützenlaſt für über den Auflagern geſtoſsene Balken und Unterzüge würde $500 \cdot 45 = 22500^{kg}$ betragen.

2) Verſchiedene Oeffnungsweiten.

105. Grundgedanke.

Da, wo verſchiedene Oeffnungsweiten, alſo ungleiche Stützenentfernungen zuläſſig ſind, kann man dieſen Umſtand benutzen, um die Stütz- und Kraglängen den Werthen g und q ſo anzupaſſen, daſs das gröſste Moment auch der eingehängten Trägerſtücke gleich den beiden gröſsten Momenten der Kragſtücke und ſomit alle gefährlichen Momente eines Trägers einander gleich werden. Man erreicht ſo, neben der Möglichkeit, einen einheitlichen Querſchnitt für den ganzen Träger durchführen zu können, zugleich thunlichſt geringes Gewicht der Träger.

Da die Stützentheilung bei Erfüllung dieſer Bedingung aber von g und q abhängig iſt, andererſeits bei mehrgeſchoſſigen Gebäuden die Stützen verſchiedener Geſchoſſe lothrecht über einander ſtehen ſollen, ſo iſt die günſtigſte Stützentheilung in dieſem Falle nicht gleichzeitig in allen Geſchoſſen zu erreichen, wenn die verſchiedenen Geſchoſſe auf verſchiedene Werthe von g und q einzurichten ſind. In einem ſolchen Falle richte man die Stützentheilung für diejenigen Werthe von g und q ein, welche in den meiſten Geſchoſſen wiederkehren; in den übrigen Geſchoſſen iſt völlige Ausgleichung der Momente dann nicht zu erreichen, und man muſs ſich damit begnügen, wie bei gleicher Stützentheilung, die Momente nur an den gefährlichen Stellen der Kragtheile gleich zu machen.

Es ift hier alfo zuerft der Fall zu behandeln, dafs die Stützentheilungen für völlige Ausgleichung aller gröfsten Momente eingerichtet werden follen. 106. Erfter Fall.

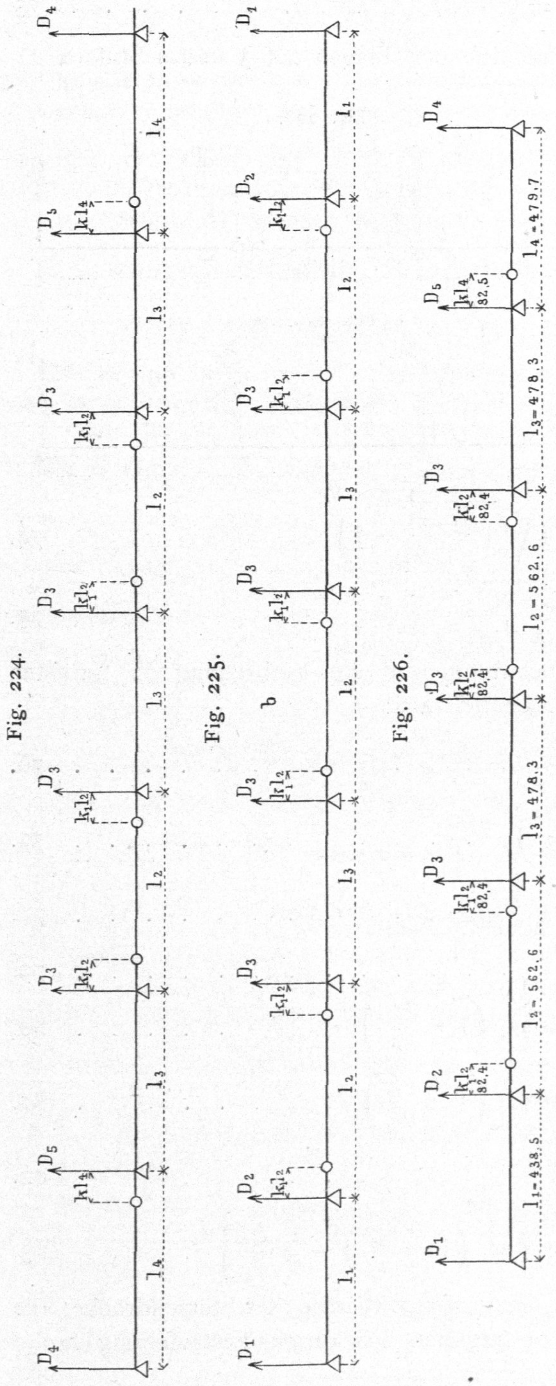


Fig. 224. Fig. 225. Fig. 226.

Die Anordnung diefer Bedingung genügender Träger ift allgemein in Fig. 224 u. 225 für eine ungerade, in Fig. 226 für eine gerade Anzahl von Oeffnungen dargeftellt; die Anzahl der Oeffnungen für Fig. 224 u. 225 fei $2n + 1$; jene für Fig. 226 betrage $2n$.

Zunächft ergeben fich die die Gelenke feft legenden Zahlenwerthe k und k_1 aus

$$k = 3 - 2\sqrt{2} = 0{,}1716\,, \qquad 65.$$

$$k_1 = \frac{\sqrt{2} - 1}{2\sqrt{2}} = 0{,}14644 \qquad 66.$$

Neben den Bezeichnungen, deren Bedeutung aus Fig. 224 bis 226 hervorgeht, führen wir noch die ftets bekannte Gefammtlänge des Trägers L ein. Wird wieder die Eigenlaft für die Längeneinheit g, die Gefammtlaft q und die Nutzlaft p genannt, fo kann die Abmeffung der einzelnen Theile nach den folgenden Ausdrücken erfolgen:

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{0{,}3536\, g}{q\left(\sqrt{1 + \frac{g}{q}} - 1\right)} \qquad 67.$$

$$\frac{l_3}{l_2} = 0{,}7072 \sqrt{\frac{g + q}{q}} \quad . \qquad 68.$$

$$\frac{l_4}{l_2} = \frac{1}{\sqrt{8k}} = 0{,}8525 \quad . \qquad 69.$$

Damit find alle Weiten auf l_2 bezogen, und die Berechnung von l_2 aus L gefchieht nun für die verfchiedenen Fälle nach den folgenden Gleichungen.

Zahl der Oeffnungen (ungerade) $= 2n + 1$ (Fig. 224: Endöffnung mit Gelenk):

$$L = 2l_4 + n\, l_3 + (n - 1)\, l_2\,. \quad 70.$$

Zahl der Oeffnungen (ungerade) $= 2n + 1$ (Fig. 225: Endöffnung ohne Gelenk):

$$L = 2l_1 + n\, l_2 + (n - 1)\, l_3 \ldots\ldots\ldots \quad 71.$$

Zahl der Oeffnungen (gerade) $= 2n$ (Fig. 226):

$$L = l_1 + l_4 + (n - 1)\, l_2 + (n - 1)\, l_3 \ldots\ldots\ldots \quad 72.$$

Die bei dieſer Anordnung in allen gefährlichen Querſchnitten gleichen Momente ſind zu berechnen nach

$$M = \frac{q\, l_2^{\,2}}{16} = 0{,}0858\; q\; l_4^{\,2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 73.$$

In Fig. 227 bis 229 ſind die Verhältniſſe der Träger auf 3 und 4 Stützen

Fig. 227.

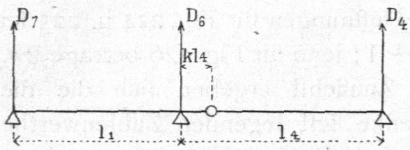


Fig. 228.

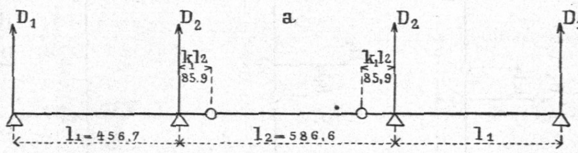
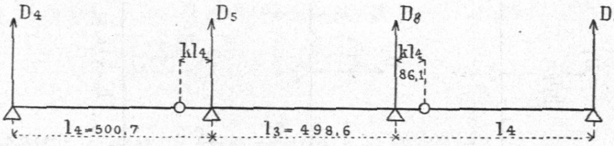


Fig. 229.



dargeſtellt, ſo weit für dieſelben die aus den Gleichungen 67 bis 69 zu entnehmenden Verhältniſſe nicht verwendbar ſind. Danach iſt

$$\frac{l_4}{l_1} = 2{,}411\, \frac{q}{g} \left(\sqrt{1 + \frac{g}{q}} - 1 \right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 74.$$

$$\frac{l_4}{l_3} = 1{,}207 \sqrt{\frac{q}{g+q}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 75.$$

Für die Ermittelung der Stützenbelaſtungen iſt die Feſtſtellung der gröſsten Auflagerdrücke erforderlich. Dieſe ergeben ſich aus:

$$D_1 = \frac{q\, l_1}{2} - \frac{g\, l_2^{\,2}}{16\, l_1} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 76.$$

$$D_2 = \frac{q}{2} \left(l_1 + l_2 + \frac{l_2^{\,2}}{8\, l_1} \right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 77.$$

$$D_3 = q\, \frac{l_2 + l_3}{2} + (q - g)\, \frac{l_2^{\,2}}{16\, l_3} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 78.$$

$$D_4 = 0{,}4142\; q\, l_4 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 79.$$

$$D_5 = q\, \frac{l_3 + l_4}{2} + 0{,}0858\; q\, l_4 \left(1 + \frac{l_4}{l_3} \right) - \frac{g\, l_2^{\,2}}{16\, l_3} \quad \ldots\ldots \quad 80.$$

$$D_6 = q\, \frac{l_1 + l_4}{2} + 0{,}0858\; q\, l_4 \left(1 + \frac{l_4}{l_1} \right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 81.$$

$$D_7 = \frac{q\, l_1}{2} - 0{,}0858\; g\, \frac{l_4^{\,2}}{l_1} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 82.$$

$$D_8 = q\, \frac{l_3 + l_4}{2} + 0{,}0858 \left[q\, l_4 \left(1 + \frac{l_4}{l_3} \right) - g\, \frac{l_4^{\,2}}{l_3} \right] \quad \ldots\ldots \quad 83.$$

Die Gleichungen 76 bis 83 geben die gröſsten Werthe der Stützendrücke; die kleinſten — möglicher Weiſe negativen — ergeben ſich durch Vertauſchung von g mit q und q mit g aus denſelben Gleichungen.

Beiſpiel. Des Vergleiches wegen mag hier die in Art. 104 (S. 122) ſchon für gleiche Stützentheilungen zu Grunde gelegte Decke nach den nunmehr vorliegenden Geſichtspunkten nochmals durchgerechnet werden. Es iſt alſo für die Balken $L = 15^{\mathrm{m}}$ und für die Unterzüge $L = 30^{\mathrm{m}}$; die Eigenlaſt beträgt 400 und die Nutzlaſt 500^{kg} für 1^{qm}.

Für die Balken ift $p = 4$, $q = 9^{\text{kg}}$ für 1^{cm} und bei Anordnung nach Fig. 228 mit Gelenken in der Mittelöffnung nach Gleichung 67

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{0{,}3536 \cdot 4}{9\left(\sqrt{1+\frac{4}{9}}-1\right)} = 0{,}7784\,;$$

nach Gleichung 71 wird für $n = 1$ und $L = 15$ hiernach $15 = 2 \cdot 0{,}7784\, l_2 + 1 \cdot l_2$; fomit $l_2 = 5{,}866$ und $l_1 = 4{,}567^{\text{m}}$, und weiter nach Gleichung 66: $k_1 l_2 = 0{,}14644 \cdot 5{,}866 = 0{,}859^{\text{m}}$.

Nach Gleichung 73 ift das überall gleiche gröfste Moment $M = \frac{9 \cdot 586{,}6^2}{16} = 193556^{\text{cmkg}}$; es genügt alfo bei 1000^{kg} zuläffiger Beanfpruchung das Profil Nr. 20.

Die Belaftung der Unterzüge folgt nach Gleichung 77

mit dem gröfsten Werthe $D_2 = \frac{9}{2}\left(456{,}7 + 586{,}6 + \frac{586{,}6^2}{8 \cdot 456{,}7}\right) = 5118^{\text{kg}}$,

mit dem kleinften Werthe $D_2 = \frac{4}{2}\left(456{,}7 + 586{,}6 + \frac{586{,}6^2}{8 \cdot 456{,}7}\right) = 2274^{\text{kg}}$.

Werden diefe Laften, welche in $1{,}0^{\text{m}}$ Theilung wiederkehren, gleichförmig vertheilt gedacht, fo werden für die Unterzüge $q = 51{,}2^{\text{kg}}$ und $g = 22{,}8^{\text{kg}}$.

Werden für die Balken nach Fig. 229 die Gelenke in die Endöffnungen gelegt, fo ift nach Gleichung 75

$$\frac{l_4}{l_3} = 1{,}207 \sqrt{\frac{9}{4+9}} = 1{,}0043\,,$$

fomit nach Gleichung 70 für $n = 1$ nunmehr $15 = 2\, l_4 + \frac{1}{1{,}0043}\, l_4$, alfo $l_4 = 5{,}007^{\text{m}}$ und $l_3 = 4{,}986^{\text{m}}$. Nach Gleichung 63 ift $k l_4 = 0{,}1716 \cdot 5{,}007 = 0{,}861^{\text{m}}$. Nach Gleichung 73 wird

$$M = 0{,}0858 \cdot 9 \cdot 500{,}7^2 = 194041^{\text{cmkg}}\,,$$

alfo eben fo grofs, wie nach der Anordnung mit Gelenken in der Mittelöffnung.

Die Belaftung der Unterzüge wird nach Gleichung 83 am gröfsten, demnach

$$D_8 = 9\,\frac{498{,}6 + 500{,}7}{2} + 0{,}0858\,[9 \cdot 500{,}7\,(1 + 1{,}0043) - 4 \cdot 1{,}0043 \cdot 500{,}7] = 5100^{\text{kg}}\,;$$

am kleinften, wenn in Gleichung 83 die Gröfsen g und q vertaufcht werden, fomit

$$D_8 = 4\,\frac{498{,}6 + 500{,}7}{2} + 0{,}0858\,[4 \cdot 500{,}7\,(1 + 1{,}0043) - 9 \cdot 1{,}0043 \cdot 500{,}7] = 1955^{\text{kg}}.$$

Hier find beide Anordnungen alfo etwa gleichwerthig; wegen der befferen Verbindung der Säulen mit den Wänden, fo wie wegen der geringeren Schwankung in der Belaftung der Unterzüge wird die erftere nach Fig. 228 beibehalten.

Für den Unterzug ift fomit rund $q = 51{,}2^{\text{kg}}$ und $g = 22{,}8^{\text{kg}}$ für 1^{cm}. Um bei $L = 30^{\text{m}}$ annähernd 5^{m} Säulenentfernung zu erhalten, werden 6 Oeffnungen angeordnet, fo dafs Fig. 226 mafsgebend ift. Alsdann ift nach Gleichung 67

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{0{,}3536 \cdot 22{,}8}{51{,}2\left(\sqrt{1+\frac{22{,}8}{51{,}2}}-1\right)} = 0{,}7793\,;$$

nach Gleichung 68

$$\frac{l_3}{l_2} = 0{,}7072 \sqrt{\frac{22{,}8 + 51{,}2}{51{,}2}} = 0{,}8502\,;$$

nach Gleichung 69

$$\frac{l_4}{l_2} = 0{,}8525.$$

Wird weiter in Gleichung 72 für n der Werth 3 eingefetzt, fo folgt

$$30 = l_2\,(0{,}7793 + 0{,}8525 + 2 + 2 \cdot 0{,}8502) \quad \text{oder} \quad l_2 = 5{,}626^{\text{m}}\,;$$

Danach ift

$$l_1 = 0{,}7793 \cdot 5{,}626 = 4{,}385^{\text{m}},$$
$$l_3 = 0{,}8502 \cdot 5{,}626 = 4{,}783^{\text{m}},$$
$$l_4 = 0{,}8525 \cdot 5{,}626 = 4{,}797^{\text{m}}.$$

Das an allen gefährlichen Stellen gleiche gröfste Moment ift nach Gleichung 73

$$M = \frac{51{,}2 \cdot 562{,}6^2}{16} = 1012860 \,^{\mathrm{cmkg}}.$$

Bei 1000^{kg} Beanfpruchung ift fonach durchweg das I-Profil Nr. 36 zu verwenden, und es ift fomit trotz der etwas gröfseren Laft die Trägeranordnung hier vortheilhafter, als bei gleichen Stützentheilungen.

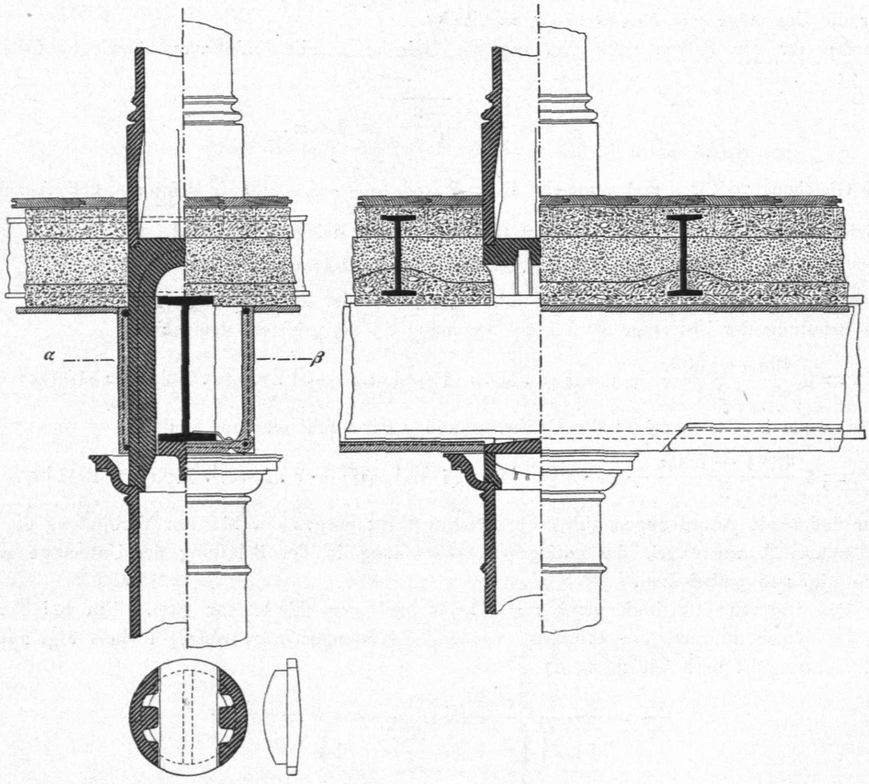
Die Länge $k_1 l_2$ wird nach Gleichung 66: $0{,}14644 \cdot 562{,}6 = 82{,}4^{\mathrm{cm}}$ und $k l_4$ nach Gleichung 65: $0{,}172 \cdot 479{,}7 = 82{,}5^{\mathrm{cm}}$.

Die Stützendrücke, welche aus den Gleichungen 76 bis 83 folgen, werden hier um ein Geringes gröfser, als bei gleicher Theilung der Stützen. So wird z. B. nach Gleichung 78

$$D_3 = 51{,}2 \, \frac{562{,}6 + 478{,}3}{2} + (51{,}2 - 22{,}8) \, \frac{562{,}6^2}{16 \cdot 478{,}3} = 27820^{\mathrm{kg}}.$$

Der Druck D_3 für gleiche Stützentheilung betrug nur 25802^{kg}; doch hat diefer Unterfchied keinen erheblichen Einflufs auf die Koften der Säulen; viel wichtiger ift die durch die überall gleiche Trägerhöhe erzielte gröfsere Gleichmäfsigkeit in der Ausbildung der Stützen, wie der ganzen Decke.

Fig. 230.

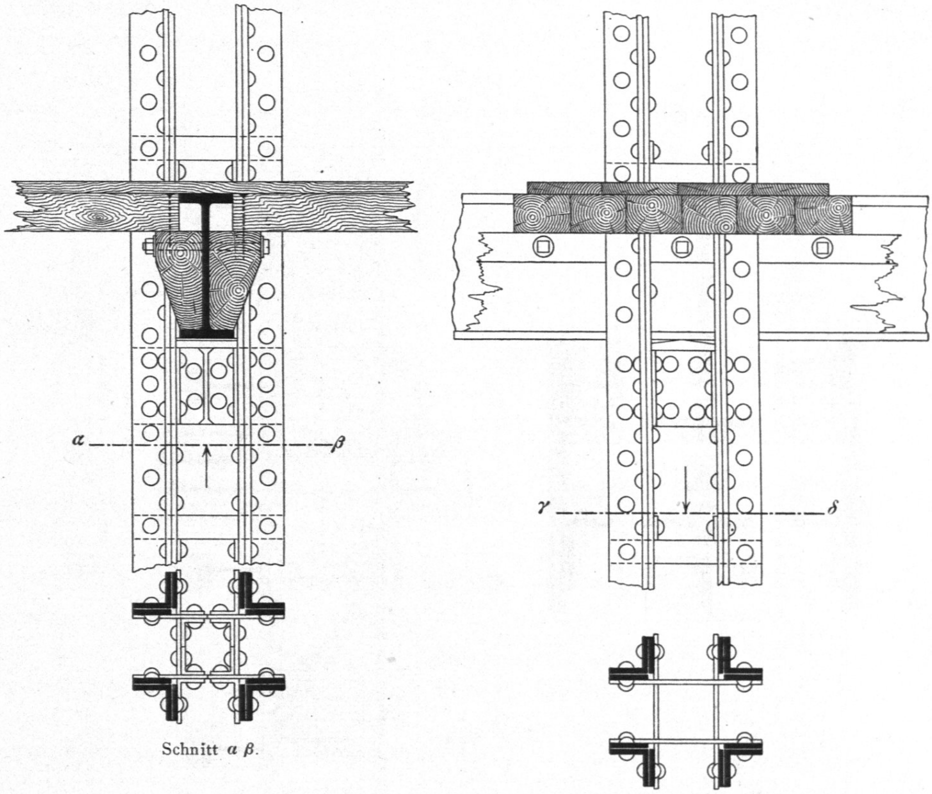


Schnitt $\alpha\beta$.

Es mag noch befonders hervorgehoben werden, dafs in den Rechnungsbeifpielen das Eigengewicht der Träger vernachläffigt wurde; bei Berechnungen für die Ausführung genügt es, für die Balken ein Gewicht von $0{,}5^{\mathrm{kg}}$ für 1^{cm}, für die Unterzüge ein folches von $0{,}9^{\mathrm{kg}}$ für 1^{cm} von vornherein einzuführen. In der Regel werden die Träger diefe Gewichte nicht ganz erreichen.

Bei einfacher Anordnung der Unterzüge könnten die Stützen nach den Beifpielen in Fig. 230 bis 234 ausgebildet werden; die Anordnung in Fig. 235 ift für fo fchwere Traganordnungen, wegen der Schwächung der Säule, weniger zu empfehlen. Bei gufseifernen Stützen find nur die Anordnungen in Fig. 236 u. 230 ganz

Fig. 231.



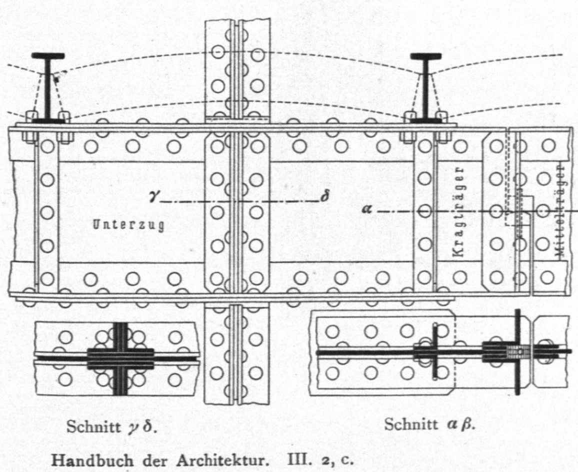
Schnitt α β.

Schnitt γ δ.

vollkommen, fo wie für nicht zu grofse Belaftung auch die Anordnung nach Fig. 17 (S. 14); Fig. 236 bedingt aber eine Balkenlagerung nach Fig. 237 oder 238. Man erkennt hieraus, dafs fich continuirliche Gelenkunterzüge bei fchmiedeeifernen Stützen wefentlich bequemer anordnen laffen, als bei den gefchloffenen gufseifernen, wenn nicht die Decke fo leicht ift, dafs man die Anordnung nach Fig. 17 (S. 14), Fig. 230 oder 235 unbedenklich wählen kann.

Bei den ungleichen Stützentheilungen ift das Nachrechnen der kleinften Stützendrücke nach den Gleichungen 76 bis 83, unter Vertaufchen von g und q, noch wichtiger, als bei gleichen Oeffnungen, da hier noch leichter als dort die Verankerung der Auflagerftellen nach unten für negative Stützendrücke erforderlich wird. Zur Aufhebung diefer ftets geringen negativen Auflagerdrücke wird in der Regel fchon das Gewicht der Stützen genügen. Die Endauflager, bei denen am leichteften negative Auflagerkräfte vorkommen, können meift Verankerungen in den Wänden erhalten;

Fig. 232.



Schnitt γ δ.

Schnitt α β.

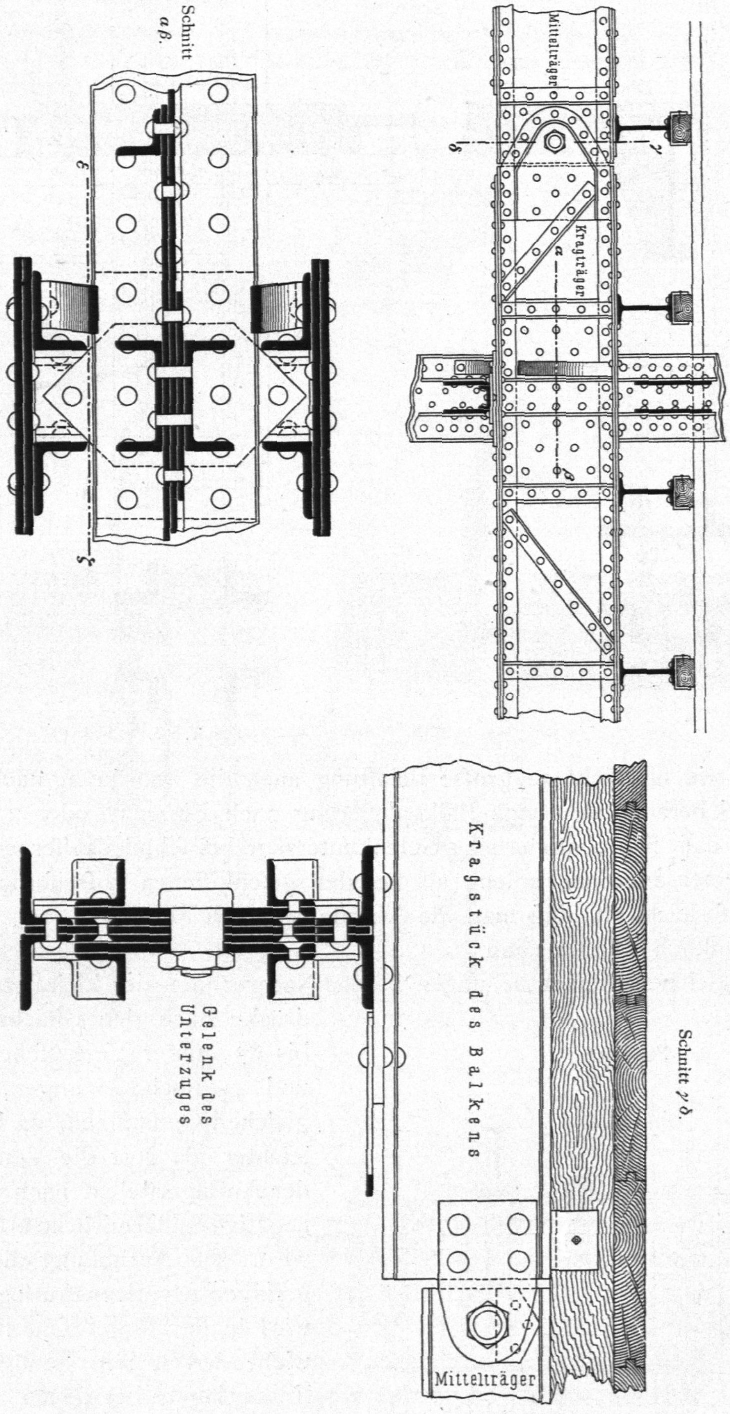

Schnitt αβ.
Mittelträger
Kragträger
Schnitt εζ.
Kragstück des Balkens
Gelenk des Unterzuges
Schnitt γδ.
Mittelträger

Fig. 233.

Fig. 234.

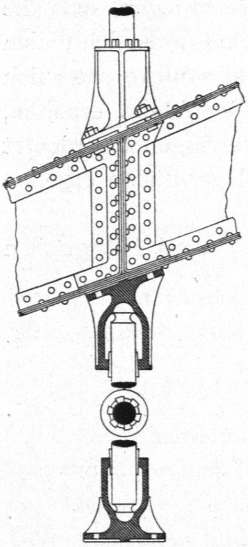


Fig. 235.

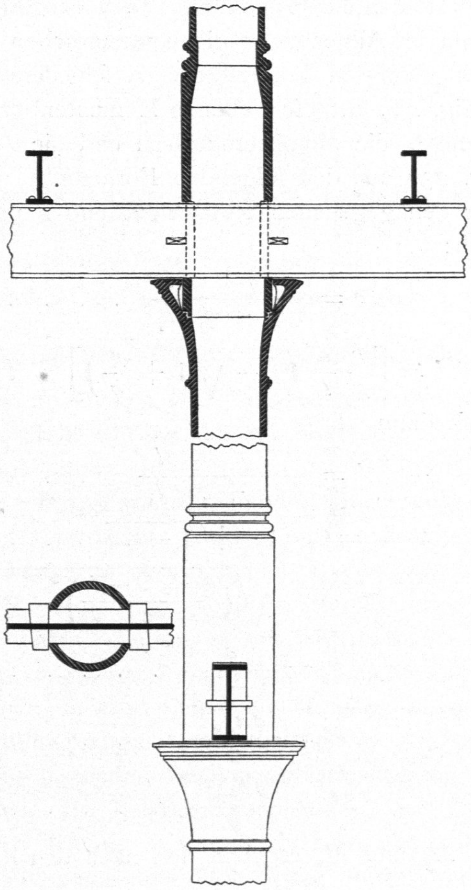


Fig. 236.

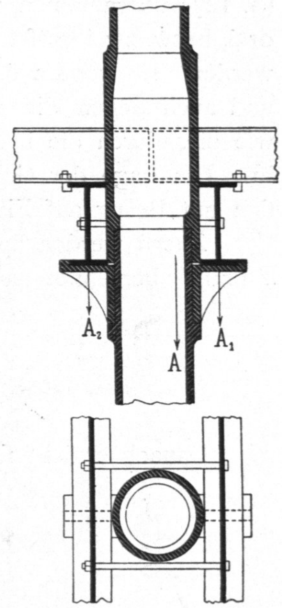


Fig. 237.

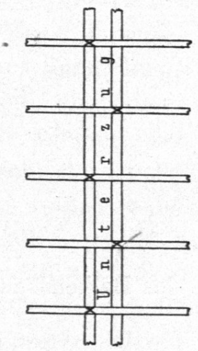
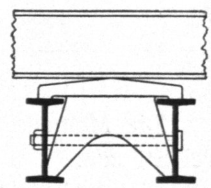


Fig. 238.

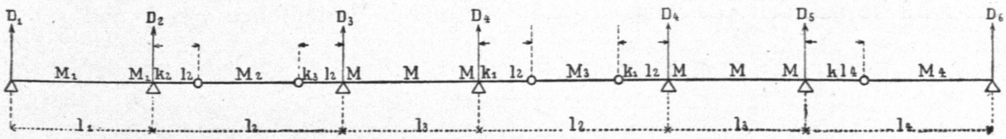


doch ift dann bei Bemeffung der Wandftärken die Wirkung diefer meift aufserhalb des Schwerpunktes nach oben wirkenden Kräfte genau zu berückfichtigen.

Der zweite Fall ift der, dafs die Stützweiten zwar verfchieden, aber unabhängig 107. Zweiter Fall.
vom Verhältniffe $g : q$ feft vorgefchrieben find, fo dafs die Ausgleichung aller gröfsten Momente nicht mehr möglich ift.

Abgefehen von ganz unregelmäfsigen Anordnungen, in denen blofs Sonderrechnungen von Fall zu Fall zum Ziele führen können, ift hier nur der oben angedeutete Fall allgemein zu behandeln, dafs die Stützenftellung in Fig. 224 bis 228 für ein Gefchofs auf vollftändige Ausgleichung der Momente eingerichtet wurde, und nun in einem anderen Gefchoffe durchgeführt werden mufs, wo fie dem dort auftretenden Verhältniffe $g : q$ nicht mehr entfpricht.

Fig. 239.



In Fig. 239 ſind daher die Bezeichnungen der Stützweiten aus Fig. 224 bis 226 (S. 125) übernommen, und es kommt nun darauf an, die Gelenke ſo zu legen, daſs die drei, bezw. zwei gröſsten Momente eines continuirlichen Trägerſtückes unter ſich gleich werden. Es werden dann im Allgemeinen die continuirlichen Trägerſtücke unter ſich und auch gegen die eingehängten Trägerſtücke verſchiedenen Querſchnitt erhalten, wie dies durch die in Fig. 239 beigeſchriebenen Momentenbezeichnungen angedeutet iſt. Die Lage der Gelenke, die Momentengröſsen und die Auflagerdrücke ergeben ſich mit Bezug auf Fig. 239 aus den folgenden Formeln.

Zuerſt werden aus den gegebenen Stützweiten und g und q zwei Hilfsgröſsen a und b berechnet nach:

$$a = \frac{q}{4\,(g+q)} \frac{l_3^2}{l_4^2} \qquad 84.$$

$$b = \left[\frac{q}{g} \frac{l_1}{l_2} \left(1 - \sqrt{1 + \frac{g}{q}}\right)\right]^2 \qquad 85.$$

Danach ergiebt ſich dann

$$k = \frac{q}{4\,(g+q)} \frac{l_3^2}{l_4^2} \qquad 86.$$

$$k_1 = 0{,}5\,(1 - \sqrt{1 - 4a}) \qquad 87.$$

$$k_2 = \frac{b+1-a}{2} - \sqrt{\left(\frac{b+1-a}{2}\right)^2 - b} \qquad 88.$$

$$k_3 = \frac{a}{1-k_2} \qquad 89.$$

$$M = \frac{q\,a\,l_2^2}{2} \qquad 90.$$

$$M_1 = \frac{q\,b\,l_2^2}{2} \qquad 91.$$

Die Momente M_3, M_4 und M_5 ergeben ſich nach den Regeln des Balkens auf zwei Stützen.

Die gröſsten Werthe der Stützendrücke ſind:

$$D_1 = \frac{q\,l_1}{2} - \frac{g\,b\,l_2^2}{2\,l_1} \qquad 92.$$

$$D_2 = \frac{q}{2}\left[l_1 + l_2\left(k_2 + 1 + k_2 \frac{l_2}{l_1}\right)(1 - k_3)\right] \qquad 93.$$

$$D_3 = \frac{q}{2}\left[l_2\,(1 - k_2) + l_3\right]\left(1 + k_3 \frac{l_2}{l_3}\right) - \frac{g\,a\,l_2^2}{2\,l_3} \qquad 94.$$

$$D_4 = \frac{q}{2}\left(l_2 + l_3 + a \frac{l_2^2}{l_3}\right) - \frac{g\,a\,l_2^2}{2\,l_3} \qquad 95.$$

$$D_5 = \frac{q}{2}\left[l_3 + l_4 + k\,l_4\left(1 + \frac{l_4}{l_3}\right)\right] \qquad 96.$$

$$D_6 = \frac{q}{2}\,l_4\,(1 - k) \qquad 97.$$

Auch hier ergeben ſich die geringſten, möglicher Weiſe negativen Werthe der Stützendrücke aus den Gleichungen 92 bis 97 durch Vertauſchen von g und q.