

Für sehr schwere Träger kommen die Lagerformen kleiner Brückenträger in Anwendung; da jedoch die Fälle, in welchen die Platten nach Fig. 588 nicht ausreichen, höchst selten sind, so kann von deren Besprechung hier abgesehen werden. (Vergl. das Beispiel in Art. 319, so wie Fig. 601 u. 602.)

d) Beispiele.

Die Anwendung der im Vorstehenden entwickelten Grundsätze und aufgestellten Gleichungen soll nachstehend durch zwei Beispiele erläutert werden.

Beispiel 1. Vor einem öffentlichen Gebäude soll der Fußsteig f_0 überdacht werden, daß die vor dem Bordsteine haltenden Wagen vor dem Regen geschützt erreicht werden können. Die allgemeine Anordnung zeigt Fig. 589; die Säulen stehen je vor der zweiten Gebäudeaxe in Theilungen von 9,0 m; zwischen je 2 Säulen kommen in die Drittel-Theilpunkte 2 Pfettenträger aus gekrümmten I-Eisen zu liegen, welche gegen die Säulen durch thunlichst leichte Gitterträger abzufangen sind. Gleiche Pfettenträger liegen gerade über den Säulen (Fig. 594).

Die Eindeckung mit Glas wiegt für 1 qm Grundfläche 50 kg; die Eisentheile wiegen 20 kg; Schnee lastet auf 1 qm Grundfläche mit 75 kg, und der verticale Winddruck beträgt 55 kg; die Lastsumme für 1 qm ist hiernach 200 kg.

α) Berechnung des Pfettenträgers. Ein solcher unterstützt 3,0 m Länge des Daches. Es ist also (Fig. 589)

$$P_2 = 3 \cdot 1,8 \cdot 200 = 1080 \text{ kg}$$

für volle Last, und das Maximal-Moment über dem Längsträger $1080 \cdot \frac{180}{2} = 97200 \text{ cmkg}$.

Das Maximal-Moment zwischen Wand und Träger tritt ein, wenn der überkragende Theil unbelastet ist. Es ist dann

$$P_2 = 3 \cdot 1,8(50 + 20) = 378 \text{ kg},$$

und

$$P_1 = 4,7 \cdot 3 \cdot 200 = 2820 \text{ kg};$$

folglich der Auflagerdruck $B = \frac{2820 \cdot 470}{2 \cdot 470} - \frac{378 \cdot 180}{2 \cdot 470} = 1338 \text{ kg}$. Im Abstände x von der Wand ist das Moment

$$M_x = 1338x - \frac{3 \cdot 0,01 \cdot 200x^2}{2};$$

die Abcisse des Maximal-Momentes folgt also aus $0 = 1338 - 3 \cdot 0,01 \cdot 200x$ mit $x = 223 \text{ cm}$, und das Maximal-Moment ist

$$M_{max} = 1338 \cdot 223 - \frac{3 \cdot 0,01 \cdot 200 \cdot 223^2}{2} = 149187 \text{ cmkg}.$$

Nach letzterem Momente ist der Pfettenträger zu bemessen; seine zu große Stärke über dem Längsträger ist erwünscht, weil er hier durch das Biegen geschwächt wird. Bei 1000 kg Beanspruchung für 1 qm muß das Widerstandsmoment $\frac{149187}{1000} = 149,187$ sein; es ist also Normalprofil Nr. 18¹¹⁴⁾ zu wählen.

β) Berechnung des Gitterträgers. Die Last, welche von einem Pfettenträger übertragen wird, ist bei ganz voller Belaftung nach Fig. 589

$$A = \frac{3 \cdot 1,8 \cdot 200 \left(470 + \frac{180}{2}\right) + 3 \cdot 4,7 \cdot 200 \cdot \frac{470}{2}}{470} = 2700 \text{ kg}.$$

Aus dem in Fig. 590 dargestellten Lastzustande ergibt sich ein zwischen den beiden mittleren Pfettenträgern constantes Maximal-

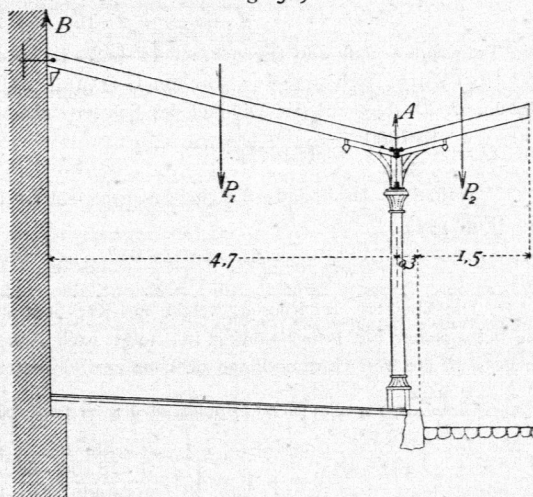


Fig. 589.

1/100 n. Gr.

318.
Vordach
mit Gitter-
trägern.

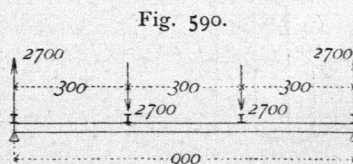


Fig. 590.

114) Siehe die Tabelle in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuchs«, S. 198.

trägt ¹¹⁶⁾ 42,44. Nietabzug ist hier nicht zu machen, weil innerhalb der Theilung der Verbindungsriete keine Riete vorkommen.

Das kleinste Trägheitsmoment für die punktirte Axe folgt ¹¹⁷⁾ aus \mathcal{Y}_Y für $\mathcal{Y} = \mathcal{Y}_1 = 42,44$ und $\alpha = 45$ Grad; das Centrifugal-Moment H für die ausgezogenen Axen (Fig. 592) ist

$$H = +4,55 \cdot 0,9 \cdot 2,275 \cdot 1,5 - 1,05 \cdot 0,9 \cdot 0,525 \cdot 1,5 - 1,05 \cdot 0,9 \cdot 0,975 \cdot 1,5 + 4,55 \cdot 0,9 \cdot 1,5 \cdot 2,275 = 24,64.$$

Es ist $\mathcal{Y}_Y = \mathcal{Y} \cos^2 \alpha + \mathcal{Y}_1 \sin^2 \alpha - H \sin 2 \alpha$, fonach

$$\mathcal{Y}_Y = 42,44 \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \right)^2 + 42,44 \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \right)^2 - 24,64 \cdot 1 = 17,8,$$

fomit bei 5-facher Sicherheit ¹¹⁸⁾ $5 \cdot 9082 = \frac{2000000 \cdot 17,8 \cdot \pi^2}{l^2} (2n + 1)^2$, worin für l nur die Feldlänge zu setzen ist. Es wird $2n + 1 = \sqrt{\frac{5 \cdot 9082 \cdot 50^2}{2000000 \cdot 17,8 \cdot \pi^2}}$ und $n = -0,216$. Es ist also $n = 0$

zu setzen, fomit ¹¹⁹⁾ $\lambda = 2l$, und es ist Nietung zwischen den Knoten nach Fig. 128 (S. 298) in Theil I, Band I dieses »Handbuches« nicht erforderlich.

Schließlich ist zu unterfuchen, ob die ganze Gurtung zwischen den Pfettenträger-Knoten gegen feitliches Ausweichen ficher ist. Das Trägheitsmoment für die verticale Schwerpunktsaxe beträgt nach Fig. 591

$$\mathcal{Y}_{max} = 0,9 \frac{14^3 - 1^3}{12} + (1,5 + 2,1) \frac{2,8^3 - 1^3}{12} = 212;$$

die Gurtung kann zwischen den steifen Pfettenträger-Knoten als an beiden Enden eingepannt angesehen werden; die zulässige freie Länge l folgt bei 5-facher Sicherheit demnach ¹²⁰⁾ aus

$$5D = \frac{4 \pi^2 E \mathcal{Y}}{l^2} \text{ oder } 5 \cdot 18164 = \frac{4 \pi^2 \cdot 2000000 \cdot 212}{l^2}$$

mit $l = 429,3$ cm. Der Träger ist fomit auch in dieser Hinsicht genügend stark.

δ) Berechnung der Gitterstäbe. Im Gitterträger ist die größte Transversalkraft in den beiden Endfeldern constant = 2700 kg und im Mittelfelde gleich Null; sie vertheilt sich auf je 2 Gitterstäbe, von denen die vom Auflager nach der Mitte steigenden gedrückt, die anderen gezogen werden. Die theoretische Länge des normalen Gliedes ist $= \sqrt{41,6^2 + 50^2} = \approx 65,1$ cm. Für einen Gitterstab folgt die Spannung P demnach aus der Proportion $P: \frac{2700}{2} = 65,1 : 41,6$ mit $P = 2110$ kg.

Werden die gezogenen Stäbe aus Bandeisen von 6×1 cm gebildet und mit einem Niet von 2 cm Durchmesser im Schlitze der Gurtungen befestigt, so ist die Spannung im Bande $\frac{2110}{(6-2)1} = 528$ kg. Die Anschlufsriete sind zweifchnittig, und es ist nach Gleichung 85. (S. 142) $d > \delta$, folglich die Zahl der Anschlufsriete (bei $s'' = 1100$ kg für 1 qcm) $n = \frac{2110}{2 \cdot 1 \cdot 1100} = 0,96$; ein Niet genügt also.

Die gedrückten Stäbe sollen aus zwei derartigen Bandeisen hergestellt werden, welche feitlich an den Winkeleisen der Gurtungen mit demselben Niete, wie die gezogenen Stäbe, zu befestigen sind. Eine Ueberbeanspruchung der so verlängerten Riete entsteht nicht, weil man die äußeren Schaftheile als besondere Riete auffassen kann, und die größte Beanspruchung aus den gezogenen Stäben in der Lochwandung des Bandes, nicht der Gurtung liegt. Diese doppelten Druckstäbe sind auf Zerknicken für die freie Länge von 65,1 cm zu berechnen; sie werden durch Stehriete abgesteift. Das kleinste Trägheitsmoment des Querschnittes ist nach Fig. 593

annähernd $= 2 \frac{b}{2} 2 \delta \left(\frac{h}{2} \right)^2$; also ergibt sich der Steifigkeits-Coefficient c ¹²¹⁾ aus:

$$2 \frac{b}{2} 2 \delta \left(\frac{h}{2} \right)^2 = c \cdot 4 \frac{b}{2} \delta h^2 \text{ mit } c = \frac{1}{4}.$$

Es ist nun ¹²²⁾ $P = \frac{E \mathcal{Y} \pi^2}{l^2}$ oder bei 5-facher Sicherheit ¹²³⁾ $P = \frac{E \pi^2 c F h^2}{5 l^2}$; es ergibt sich fomit das erforderliche h zu

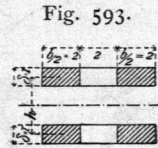


Fig. 593.

¹¹⁶⁾ Nach S. 195 ebendaf.

¹¹⁷⁾ Nach Gleichung 45. (S. 269) ebendaf.

¹¹⁸⁾ Nach Gleichung 107. (S. 298) ebendaf.

¹¹⁹⁾ Nach Gleichung 109. (S. 299) ebendaf.

¹²⁰⁾ Nach S. 302, Fall 3 ebendaf.

¹²¹⁾ Nach Gleichung 130. (S. 303) ebendaf.

¹²²⁾ Nach Gleichung 109. (S. 299) ebendaf.

¹²³⁾ Mit Rückficht auf Gleichung 130. (S. 303) ebendaf.

Fig. 594.

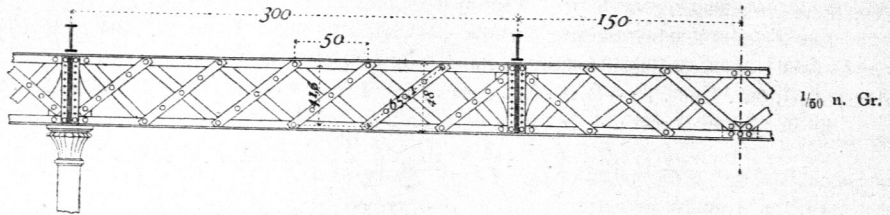


Fig. 596.

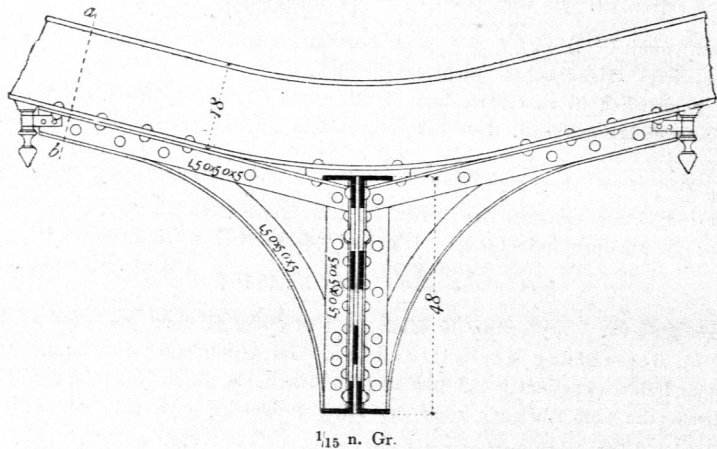
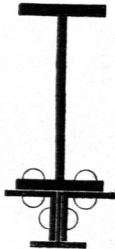


Fig. 595.



Schnitt *ab*
in Fig. 596.

1/7,5 n. Gr.

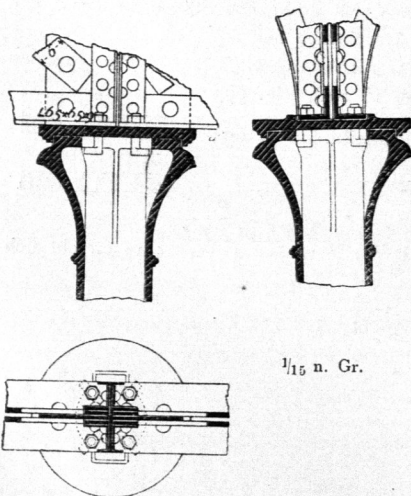
$$h = \sqrt{\frac{5 P l^2}{\pi^2 E c F}} = \sqrt{\frac{5 \cdot 2110 \cdot 65,1^2}{\pi^2 \cdot 2000000 \cdot \frac{1}{4} \cdot 4 \cdot 2 \cdot 1}} = 1,065 \text{ cm.}$$

Thatfächlich liegen die Mitten der feitlich auf die Gurtungen genieteten Stäbe um $2 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,9 + 1 = h = 3,8$ cm von einander; der Querschnitt ist folglich reichlich stark.

Es bleibt nur noch zu unterfuchen, in welcher Theilung Stehniete in die Doppelbänder einzuziehen find.

Das Trägheitsmoment einer Stabhälfte ist $\mathcal{J}_{min} = \frac{6 \cdot 1^3}{12} = 0,5$, also ¹²⁴⁾ bei 5-facher Sicherheit:

Fig. 597.



$$2n + 1 = \sqrt{\frac{5 P l^2}{\pi^2 E \mathcal{J}}} = \sqrt{\frac{5 \cdot \frac{2110}{2} \cdot 65,1^2}{\pi^2 \cdot 2000000 \cdot 0,5}} = 1,505$$

und $n = 1$.

Somit müßten ¹²⁵⁾ 2 Stehniete in die Drittel-Theilpunkte gesetzt werden; da aber jedenfalls ein folcher in die Ueberkreuzung der Stäbe kommt, so find noch zwei in die Mitten der Hälften jedes Stabes nach Fig. 594 zu setzen. Im Mittelfelde, wo die Transversalkraft nur bei schiefer Last in geringem Maße auftritt, können diese Niete fehlen.

Unter den Pfettenträgern und über den Säulen erhält der Träger (Fig. 594) jedesmal zur Vertheilung der Last nach oben und unten eine kräftige Verticalsteife aus Blechwand und 4 Winkeleifen von $50 \times 50 \times 5$ cm. Ueber den Säulen sind die Träger von einander ifolirt; die einzige Verbindung besteht in der Vernietung oder Verschraubung der

¹²⁴⁾ Nach Gleichung 107. (S. 298) ebendaf.

¹²⁵⁾ Nach Gleichung 110. (S. 299) und Fig. 129 ebendaf.

abstehenden Schenkel der zur Abteifung dienenden Winkeleisen, und diese ist nachgiebig genug, um die höchstens 3 mm betragende Längenänderung unter Temperaturwechselfen zuzulassen. In den Knotenpunkten des Pfettenträgers schliessen die doppelten Stäbe an die Knotenbleche an, müssen also von 3,5 cm auf 1 cm Zwischenraum zusammengezogen werden.

Uebrigens ist in Fig. 594 und in Fig. 595 bis 597 dargestellt, wie die Pfettenträger durch Confolen gegen den Gitterträger abgesteift werden, und wie letzterer auf den Säulen zu lagern und zu befestigen ist.

Beispiel. 2. Im oberen Gefchoffe eines lang gestreckten Gebäudes soll ein Tanzsaal eingerichtet werden. Die Tiefe beträgt nahezu 8 m, so dass der Tiefe nach keine Balken gelegt werden können; sie sollen vielmehr in 1,0 m Theilung der Länge nach liegen und in der 4,5 m betragenden Axentheilung des Gebäudes durch eiserne Netzwerträger unterstützt werden.

Das Quadr.-Meter der Decke mit halbem Windelboden wiegt¹²⁶⁾ 280 kg und wird mit 250 kg belastet¹²⁶⁾. Das laufende Centimeter eines Balkens trägt sonach $1 \cdot 0,01 (280 + 250) = 5,3$ kg; das Maximalmoment zwischen zwei Unterzügen ist $\frac{5,3 \cdot 450^2}{8} = \frac{80 \delta h^2}{6}$; folglich muss bei 80 kg Beanspruchung und einer Balkenbreite $\delta = 18$ cm die Balkenhöhe $h = 23,5$ cm sein.

Die ganze Belastung auf einem Knotenpunkte des Unterzuges beträgt:

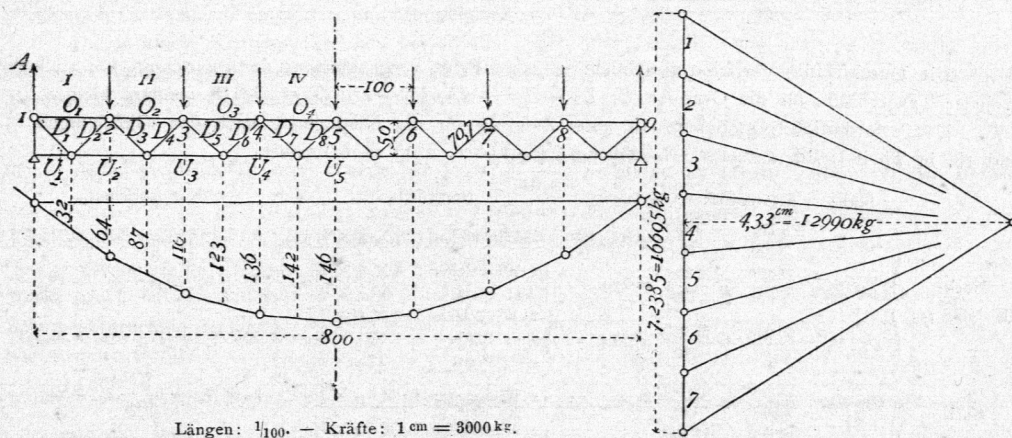
an Eigengewicht $1 \cdot 4,5 \cdot 280 = 1260$ kg,

» mobiler Last $1 \cdot 4,5 \cdot 250 = 1125$ »

zusammen 2385 kg.

319.
Netzwerk-
träger
als
Unterzug.

Fig. 598.



Längen: $\frac{1}{100}$. — Kräfte: 1 cm = 3000 kg.

a) Gurtungen. Die Momente, welche für volle Belastung am grössten werden, sind in Fig. 598¹²⁷⁾ ermittelt. Es wird angenommen, dass die Gurtungs-Schwerlinie in der Niettheilungslinie liegt; da sie thatfächlich etwas auferhalb liegen wird, so ergibt die Rechnung etwas zu sichere Resultate. Die Niettheilungslinien werden um die theoretische Trägerhöhe = 50 cm von einander entfernt gelegt, so dass die beiden Stäbe jedes Feldes unter 45 Grad zu stehen kommen.

Die vom Eigengewicht herrührenden Spannungen verhalten sich zu den Gesamtspannungen, wie $\frac{280}{530}$.

Die Spannungen in den Gurtungen erhält man durch Division des Momentes durch die Trägerhöhe; es ergeben sich hiernach die in der folgenden Tabelle zusammengestellten Stabspannungen in der unteren, bezw. oberen Gurtung.

Bei diesen stark verschiedenen Spannungen empfiehlt sich eine Variation des Querschnittes in den verschiedenen Feldern, d. h. man verstärkt die am Auflager mit je 2 Winkeleisen beginnenden Gurtungen gegen die Mitte zu nach Bedarf durch aufgenietete Platten. Der Schlitz zwischen den Winkeleisen wird behufs Aufnahme starker Knotenbleche 1,5 cm weit angenommen; alle Theile werden mit Nieten von 2 cm Durchmesser verbunden.

¹²⁶⁾ Siehe in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches« die Tabellen auf S. 318.

¹²⁷⁾ Nach Art. 361 (S. 324) ebendaf.

		Spannungen durch:		
		die Gesamtbelastung.	das Eigengewicht.	die mobile Belastung.
Untere Gurtung.	$U_5 =$	$+\frac{12\,990 \cdot 146}{50} = +37\,900$	$37\,900 \frac{280}{530} = 20\,000$	$37\,900 - 20\,000 = 17\,900$
	$U_4 =$	$+\frac{12\,990 \cdot 136}{50} = +35\,300$	$35\,300 \frac{280}{530} = 18\,700$	$35\,300 - 18\,700 = 16\,600$
	$U_3 =$	$+\frac{12\,990 \cdot 110}{50} = +28\,600$	$28\,600 \frac{280}{530} = 15\,100$	$28\,600 - 15\,100 = 13\,500$
	$U_2 =$	$+\frac{12\,990 \cdot 64}{50} = +16\,600$	$16\,600 \frac{280}{530} = 8\,770$	$16\,600 - 8\,770 = 7\,830$
	$U_1 =$	0		
Obere Gurtung.	$O_4 =$	$-\frac{12\,990 \cdot 142}{50} = -37\,000$	$-37\,000 \frac{280}{530} = -19\,600$	$-(37\,000 - 19\,600) = -17\,400$
	$O_3 =$	$-\frac{12\,990 \cdot 123}{50} = -32\,000$	$-32\,000 \frac{280}{530} = -16\,900$	$-(32\,000 - 16\,900) = -15\,100$
	$O_2 =$	$-\frac{12\,990 \cdot 87}{50} = -22\,700$	$-22\,700 \frac{280}{530} = -12\,000$	$-(22\,700 - 12\,000) = -10\,700$
	$O_1 =$	$-\frac{12\,990 \cdot 32}{50} = -8\,300$	$-8\,300 \frac{280}{530} = -4\,300$	$-(8\,300 - 4\,300) = -4\,000$

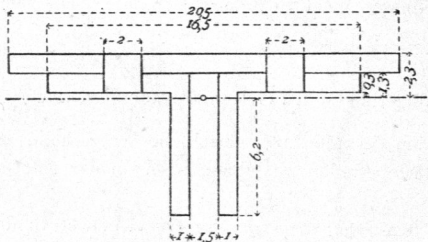
Kilogramm.

Die Durchschnitts-Variation wird nicht in jedem Felde vorgenommen; der Querschnitt soll vielmehr in jeder Trägerhälfte für die Gruppen $U_1, U_2 - U_3 - U_4, U_5 - O_1, O_2 - O_3, O_4$ constant bleiben.

Der erforderliche Querschnitt ist unter Zuschlag für die Nietlochung nach den Gleichungen 15. und 18. in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches« (S. 250 u. 251) zu berechnen.

	Stab:	Erforderlicher Querschnitt:	Hergefellt aus:	Nutzquerschnitt:
Nach Gleichung 15:	U_1, U_2	$\frac{8\,770}{1\,400} + \frac{7\,830}{770} = 16,5 \text{ qcm}$	2 Winkeleisen $6 \times 6 \times 1,0 \text{ cm}$	$2 \cdot 1,0 (6 + 5 - 2) = 18 \text{ qcm}$
	U_3	$\frac{15\,100}{1\,400} + \frac{1\,350}{770} = 28,4 \text{ »}$	$\left. \begin{array}{l} 2 \text{ Winkeleisen } 6 \times 6 \times 1,0 \text{ »} \\ + 1 \text{ Platte } 17,5 \times 0,8 \text{ »} \end{array} \right\}$	$18 + 0,8 (17,5 - 4) = 28,8 \text{ »}$
	U_4, U_5	$\frac{20\,000}{1\,400} + \frac{17\,900}{770} = 37,5 \text{ »}$	$\left. \begin{array}{l} 2 \text{ Winkeleisen } 6 \times 6 \times 1,0 \text{ »} \\ + 1 \text{ Platte } 17,5 \times 0,8 \text{ »} \\ + 1 \text{ Platte } 17,5 \times 0,6 \text{ »} \end{array} \right\}$	$28,8 + 0,6 (17,5 - 4) = 36,9 \text{ »}$
Nach Gleichung 18:	O_1, O_2	$\frac{12\,000}{1\,200} + \frac{10\,700}{720} = 25 \text{ »}$	2 Winkeleisen $7,5 \times 7,5 \times 1,0 \text{ »}$	$2 \cdot 1 (7,5 + 6,5 - 2) = 24 \text{ »}$
	O_3, O_4	$\frac{19\,600}{1\,200} + \frac{17\,400}{720} = 40,5 \text{ »}$	$\left. \begin{array}{l} 2 \text{ Winkeleisen } 7,5 \times 7,5 \times 1,0 \text{ »} \\ + 1 \text{ Platte } 20,5 \times 1,0 \text{ »} \end{array} \right\}$	$24 + 1 (20,5 - 4) = 40,5 \text{ »}$

Fig. 599.



Geen Zerknicken der ganzen oberen Gurtung wirken die aufgelagerten Balken. Die Steifigkeit der einzelnen Felder, wie die Theilung der Verbindungsfehniete da, wo die Platten fehlen, ist wie folgt zu untersuchen.

Die ungünstigsten Felder sind O_4 und O_2 . In O_4 (Fig. 599) liegt der Schwerpunkt 2,3 cm unter Oberkante und das kleinste Trägheitsmoment ist

$$J_{min} = (20,5 - 4) \frac{2,3^3 - 1,3^3}{3} + (16,5 - 4 - 1,5) \frac{1,3^3 - 0,3^3}{3} + 2 \frac{0,3^3 + 6,2^3}{3} = 221.$$

Das nothwendige Trägheitsmoment ist bei 5-facher Sicherheit¹²⁸⁾ $\mathcal{F} = \frac{5 P l^2}{E \pi^2}$. Nun ist

$$l = 100 \text{ cm und } P = 37\,000 \text{ kg, also } \mathcal{F} = \frac{5 \cdot 37\,000 \cdot 100^2}{2\,000\,000 \cdot \pi^2} = 93,7.$$

¹²⁸⁾ Nach Fig. 136 in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches«.

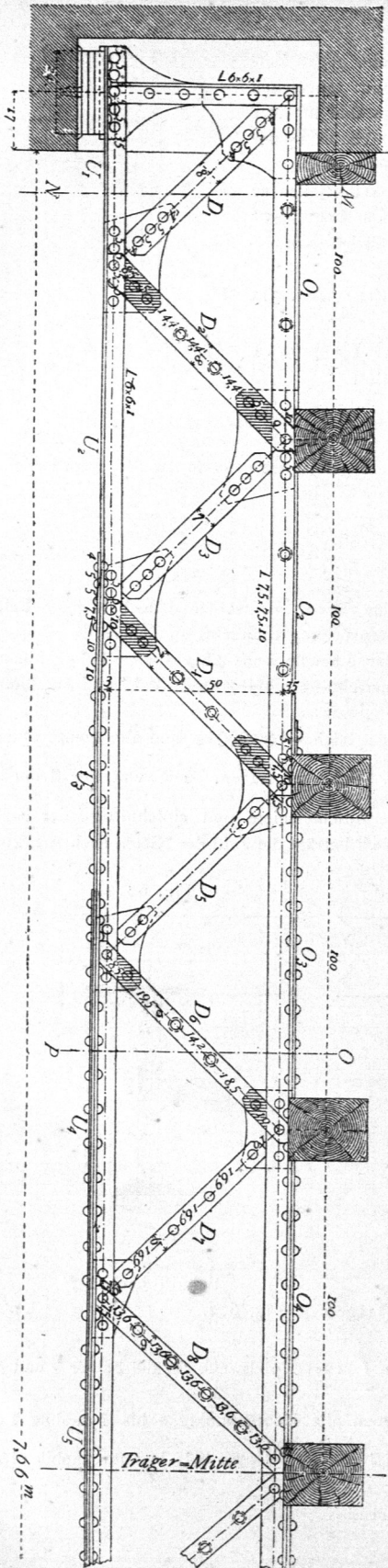


Fig. 602. — 1/20 n. Gr.

$A = \frac{7 \cdot 1125}{2} = 3940 \text{ kg}$. Es entstehen somit im Gitterstabe D_1 die Spannungen $4410 \cdot 1,414 = +6235 \text{ kg}$ aus Eigengewicht und $3940 \cdot 1,414 = +5570 \text{ kg}$ aus mobiler Last. In D_2 treten dieselben Kräfte als Druck auf.

Die erforderlichen Querschnitte im Stabe D_1 ergeben sich¹³⁰⁾ zu $\frac{6235}{1400} + \frac{5570}{770} = 11,8 \text{ qcm}$; D_1 wird daher aus 2 Flachbändern von $8 \times 1 \text{ cm}$ gebildet und erhält $2(8 - 2) \cdot 1 = 12 \text{ qcm}$ Nutzquerschnitt. Nach Art. 206 (Gleichung 85., S. 142) wird die Anzahl der Anschlusniete bei 1300 kg Lochlaibungsdruck im $1,5 \text{ cm}$ starken Knotenbleche

$$n = \frac{6235 + 5570}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 3.$$

Für den Stab D_2 ist der erforderliche Querschnitt¹³¹⁾ $\frac{6235}{1200} + \frac{5570}{720} = 13 \text{ qcm}$; die auf die Gurtwinkel zu nietenden Flacheisenstäbe erhalten demnach $8,5 \text{ cm}$ Breite. Die Länge beträgt $50 \cdot 1,414 = 70,7 \text{ cm}$, und das notwendige Trägheitsmoment bei 5-facher Sicherheit ist¹³²⁾

$$\mathcal{J} = \frac{5 P l^2}{\pi^2 E} = \frac{5(6235 + 5570) \cdot 70,7^2}{\pi^2 \cdot 2000000} = 14,7.$$

Die erforderliche Dimension h (Fig. 593) folgt also aus $2(8,5 - 2) \frac{1}{4} h^2 = 14,7$ mit $h = 2,13 \text{ cm}$. Tatsächlich ist $h = 1,5 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 0,5 = 4,5$; der Flacheisenquerschnitt reicht also für den Druck aus. Die Theilung der Verbindungs-niete hängt vom Trägheitsmomente des einzelnen Flacheisens ab, welches $1^3 \frac{8,5 - 2}{12} = 0,54$ beträgt. Bei 5-facher Sicherheit ist¹³³⁾

$$2n + 1 = \sqrt{\frac{5 \cdot (6235 + 5570) \cdot \frac{1}{2} \cdot 70,7^2}{\pi^2 \cdot 2000000 \cdot 0,54}} = 3,7$$

und $n = 2$;

folglich die Wellenlänge $\lambda = \frac{2}{2 \cdot 2 + 1} l = \frac{2}{5} l$; die

Niettheilung, welche $= \frac{\lambda}{2}$ ist, muß also $= \frac{1}{5}$ der Länge,

d. h. $\frac{70,7}{5} = 14,12 \text{ cm}$ betragen.

Im Felde IV ist die vom Eigengewichte herrührende Transversalkraft $\frac{7 \cdot 1260}{2} - 3 \cdot 1260 = 630 \text{ kg}$, daher die Spannung im Stabe D_7 gleich $+630 \cdot 1,414 = +890 \text{ kg}$ und im Stabe D_8 gleich -890 kg .

Sind die Knotenpunkte 5 bis 8 mobil belastet, so ist der von der mobilen Last herrührende Auflagerdruck

$$A = \frac{1125(4 + 3 + 2 + 1) 100}{800} = 1406 \text{ kg},$$

somit die aus der mobilen Belastung rechts herrührenden

¹³⁰⁾ Nach: Gleichung 15. (S. 250) in Theil I, Bd. 1 dieses Handbuchs.

¹³¹⁾ Nach: Gleichung 18. (S. 251) ebendaf..

¹³²⁾ Nach: Fig. 136 (S. 302) ebendaf.

¹³³⁾ Nach: Gleichung 107. (S. 298) ebendaf.

Spannungen in den Stäben D_7 und D_8 bezw. $+ 1406 \cdot 1,414 = + 1990 \text{ kg}$ und $- 1990 \text{ kg}$. Sind dagegen die Knotenpunkte a bis f voll belastet, so ist

$$A = \frac{1125 (5 + 6 + 7) 100}{800} = 2530 \text{ kg}$$

und die Transversalkraft im Felde IV $2530 - 3 \cdot 1125 = - 845 \text{ kg}$; fonach betragen die aus der mobilen Belastung links sich ergebenden Spannungen in den Stäben D_7 und D_8 bezw. $- 845 \cdot 1,414 = - 1195 \text{ kg}$ und $+ 1195 \text{ kg}$.

Es ist fonach der Gitterstab D_7 nach Gleichung 21. in Theil I, Bd. I dieses »Handbuches« (S. 251) zu dimensioniren mit

$$\frac{890}{1400} + \frac{1990}{770} + \frac{1195}{1700} = 3,9 \text{ qcm}$$

und der Querschnitt des Gitterstabes D_8 nach Gleichung 24. dafelbst mit

$$\frac{890}{1200} + \frac{1990}{720} + \frac{1195}{1800} = 4,2 \text{ qcm.}$$

Es werden hier also thunlichst schwache Flacheisenquerschnitte auszuführen sein, welche in den Einzelheiten nach obigem Verfahren dimensionirt werden. Die Gitterstäbe erhalten die in Fig. 602 eingetragenen Abmessungen und Anschlusniete. Es sind jedoch die Gitterstäbe nach der Trägermitte hin mehr und mehr zu stark bemessen, weil die theoretischen Dimensionen für die Herstellung zu gering ausfielen. Es mag hier noch besonders hervorgehoben werden, daß die gedrückten Stäbe aus zwei Flacheisen mit Stehnieten die sorgfältigste Herstellung der Nietung verlangen. Es ist vorgekommen, daß solche Glieder in Folge mangelhafter Bildung der Stehniete eingeknickt sind, weil jedes Flacheisen für sich nachgab, und es wird daher vielfach auch dann vorgezogen, die gedrückten Stäbe aus je 2 Winkeleisen zu bilden, wenn der Flacheisenquerschnitt theoretisch vollkommen genügt.

Da die gedrückten Gitterstäbe nicht direct auf den Knotenblechen liegen, so müssen die in Fig. 602 durch verticale Schraffirung angedeuteten Füllbleche eingelegt werden.

Der Anschluß der Gitterstäbe an die Gurtungen kann nur in den seltensten Fällen mittels directer Vernietung der Theile erfolgen, weil die Gurtungen zur Anbringung der erforderlichen Nietzahl meist nicht den nöthigen Platz bieten. Es ist dann nöthig, wie hier in fast allen Knoten, Knotenbleche einzusetzen, an welche die Wandglieder mit den oben für zwei Fälle berechneten Nietzahlen angeschlossen werden, welche nun aber anderseits mit den Gurtungen in ausreichende Verbindung gebracht werden müssen.

Die Knotenbleche übertragen auf die Gurtungen die Resultirende aus den an sie anschließenden Paaren von Gitterstäben, und diese Resultirenden sind hier wegen der horizontalen Gurtungen horizontal; sie sind ferner gleich der Summe der Vertical-Componenten der Spannungen in den Gitterstäben, weil von den zwei an ein Knotenblech anschließenden Stäben stets einer gedrückt, einer gezogen wird und die Neigung beider 45 Grad beträgt.

Der obere Anschluß des Gitterstabes D_1 muß im Knotenbleche drei um den Endknoten symmetrisch geordnete Niete erhalten, weil dieses Knotenblech höchstens die Maximalspannung von D_1 zu übertragen hat und diese 3 Niete verlangte; gesetzt sind 5 Niete.

Im Knotenpunkt $U_1 U_2$ ist die größte Vertical-Componente von D_1 gleich der von D_2 , also gleich 8350 kg ; die Summe der Horizontal-Componenten hiernach $2 \cdot 8350 = 16700 \text{ kg}$ und die Zahl der zweifchnittigen Anschlusniete für $d > \delta$ nach Art. 206 (S. 142, Gleichung 85.) $n = \frac{16700}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 5$ Niete, von denen der mittelfte D_2 direct faßt, und von denen einer wegen der Collision mit den Stäben von D_2 mit zwei ganz verfenkten Köpfen herzustellen ist. Aus den Nietstellungen ergibt sich dann Größe und Form des Knotenbleches (Fig. 602).

Im Knotenpunkte $O_1 O_2$ wird die größte Kraft übertragen, wenn dieser Knotenpunkt nebst allen rechts davon liegenden voll belastet ist. Die Vertical-Componente von D_2 ist dann 8350 kg , die von D_3 gleich $8350 - 2385 = 5965 \text{ kg}$, somit die Summe der Horizontal-Componenten $8350 + 5965 = 14315 \text{ kg}$ und die erforderliche Zahl der Anschlusniete des Knotenbleches an die Gurtung $\frac{14315}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 4$ Niete.

Im Knotenpunkte $U_2 U_3$ haben beide anschließenden Gitterstäbe D_3 und D_4 die größten Vertical-Componenten, wenn der Knotenpunkt $O_2 O_3$ nebst allen rechts davon liegenden mobil belastet ist. In beiden ist die Vertical-Componente dann

$$\frac{7 \cdot 1125}{2} + 1260 \frac{(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) 100}{800} - 1125 = 6100 \text{ kg};$$

folglich die Summe der aus dem Knotenbleche abzugehenden Horizontalkräfte gleich $2 \cdot 6100 = 12200$ kg, und die Zahl der Anschlusniete $\frac{12200}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 4$. In dieser Weise sind die in Fig. 602 eingetragenen Niete für die Knotenbleche für alle Knotenpunkte berechnet. Im Knotenpunkte O_4 O_5 genügt 1 Niet; die Gitterfläche sind daher hier neben einander direct auf die Gurtung genietet, und zu diesem Zwecke aus der theoretischen Lage etwas nach oben verdreht.

γ) Auflager. Es ist angenommen, daß der Träger auf gewöhnlichem Ziegelmauerwerke ruht, für das die zulässige Preßung 8 kg pro 1 qcm beträgt. Der ganze Auflagerdruck für 8 volle Trägerfelder ist $\frac{8}{2} (1125 + 1260) = 9540$ kg, die erforderliche Lagergrundfläche also $\frac{9540}{8} = 1200$ qcm. Da eine tiefe Einlagerung in die Wand in den meisten Fällen nicht angängig ist, so muß das Auflager gewöhnlich breit entwickelt werden.

Wäre der Raum, welcher von dem 8 m langen Träger überdeckt werden soll, z. B. 7,66 m weit, so blieben an jedem Ende $\frac{800 - 766}{2} = 17$ cm von Wand bis Lagermitte disponibel. Nun müssen aber die Lagerfüße von der Mauerkante entfernt bleiben, und zwar für solche Träger etwa 5 cm; demnach ist die halbe Lagerlänge 12 cm und die Lagerbreite $\frac{1200}{2 \cdot 12} = 50$ cm.

Nach den in Art. 316 (S. 216) für die Lager gegebenen Regeln wird die erforderliche Dicke der Lagerplatte, da hier in Gleichung 185. (S. 216) $A = 9540$ kg, $l_1 = 24$ cm, $b_1 = 50$ cm und nach Fig. 601 $b_2 = 20$ cm zu setzen ist, gleich dem größeren Werthe von

$$\delta = 0,05 \sqrt{9540 \frac{24}{50}} = 0,025 \cdot 24 = 2,8 \text{ cm} \quad \text{und} \quad \delta = 0,05 \sqrt{9540 \frac{50 - 20}{24}} = 5,2 \text{ cm},$$

also gleich 5,2 cm zu machen sein; die Randstärke könnte theoretisch = 0 sein, wird des Guffes wegen aber = 2 cm (Fig. 601) gemacht.

Im Lager wird unter den Träger eine 1,5 cm starke, vorher abgehobelte Platte genietet, um dem Träger, dessen Unterfläche an sich meist nicht sehr eben ist, eine gute Lagerfläche zu geben. Diese meist etwas erbreiterte Platte wird beiderseits von Nafen der Grundplatte gehalten (Fig. 601). Die Befestigungsniete der Lagerplatte sind unten sorgfältig zu versenken und eben zu feilen.

Die Grundplatte greift mit einem Ansatz in das entsprechend ausgestemte Mauerwerk ein. Der Träger wird auf Eisenkeilen so verlegt, daß zwischen Grundplatte und Mauerwerk eine 1,5 cm weite offene Fuge bleibt, welche dann mit Cement vergossen wird. Unter Temperaturveränderungen ist dann der so gelagerte Träger in der Richtung seiner Länge verschiebbar. Soll er aber in Räumen mit ziemlich constanter Temperatur zur Verankerung der Wände benutzt werden, so bohrt man in jedem Auflager zwei bis vier Löcher von etwa 2 cm Durchmesser durch die Gurtung in die Grundplatte und treibt in diese Eisendorne. Bei starken Temperaturwechselfen ist diese Anordnung, sobald sie in beiden Lagern ausgeführt wird, indess bedenklich, weil dadurch die Wände hin und her gerüttelt werden.

Um zu vermeiden, daß der Träger sich bei Durchbiegungen auf die Vorderkante der Lagerplatte setzt, wölbt man letztere wohl nach Art. 316 (S. 216) schwach in der Lagerfläche nach 2 m Radius, damit der Träger vorwiegend in der Mitte aufrucht, nähert sich damit dann der in Fig. 588 (S. 216) dargestellten Form.

Ueber dem Lager muß der Träger eine dem ganzen Auflagerdrucke genügende Endsteife, hier zwei Winkeleisen, haben, welche durch ein eingestecktes Knotenblech unten auf die volle Lagerlänge behufs Erzielung guter Druckvertheilung ausgeweitet wird (Fig. 602).

Literatur.

- Bücher über »Eisen-Constructionen im Allgemeinen« und »Constructionen-Elemente in Eisen«, so wie über »Baufchloßerei« und »Schmiedewerkskunde«.
- ZIPPER'S, J. Anweisung zu Schloßerarbeiten. Augsburg 1795. (3. Aufl.: Vollständiges Handbuch der Schloßer-Kunst etc. Herausg. v. C. HARTMANN. 1841.)
- GRANDPRÉ, M. J. *Manuel théorique et pratique du ferrurier etc.* Paris 1827. — Deutsch von J. G. PETRI. Ilmenau 1830. (8. Aufl. von A. W. HERTEL. 1865.)
- KÖNIG, J. Grundriß der Schloßerkunst etc. Weimar 1848. (4. Aufl.: Die Arbeiten des Schloßers etc. 1876.)

- FAIRBAIRN, W. *On the application of cast and wrought iron to building purposes.* London 1854. (4. Aufl. 1870). — Deutsch von D. BRAUNS. Braunschweig 1859.
- GUILLAUME. *Tableaux de la résistance des fers à double T etc.* Paris 1858.
- COHEN, L. P. Tabellen zur Bestimmung der Dimensionen gußeiserner Träger. Leipzig 1861.
- GUETTIER, A. *De l'emploi pratique et raisonné de la fonte de fer dans les constructions.* Paris 1861.
- MONGÉ. *Constructions en fer etc.* Paris 1861.
- SHIELDS, F. W. *Strains on structures of ironwork etc.* London 1861. (2. Aufl. 1867). — Deutsch von B. BEHR. Berlin 1861.
- FINK, F. Die Schule des Bauflössers. Leipzig 1861. (3. Aufl. 1880.)
- HÄNEL, A. Abhandlung über die Constructionsverhältnisse eiserner Gitterbalken. Stuttgart 1864.
- BRANDT, E. Lehrbuch der Eifen-Konstruktionen mit besonderer Anwendung auf den Hochbau. Berlin 1864. (3. Aufl. 1876.)
- LAVEDAN, P. *Guide pratique de ferrurerie usuelle et artistique etc.* Paris 1867.
- BOILEAU, L. A. *Le fer principal élément constructif de la nouvelle architecture.* Paris 1871.
- BARRÉ, L. A. *Éléments de charpenterie métallique.* Paris 1872.
- LIGER, L. *La ferronnerie ancienne et moderne etc.* Bd. I u. II. Paris 1873 u. 1876.
- DES BIARS, G. *De l'emploi du fer dans les constructions. Planchers, poitrails et linteaux en fer laminé, supports en piliers en fonte ou en fer forgé.* Paris 1874.
- KLASEN, L. Handbuch der Hochbau-Construktionen in Eifen. Leipzig 1876.
- DEMONT. *Nouveau traité de ferrurerie, ou Vignole à l'usage des ouvriers etc.* Paris 1876.
- HEINZERLING, F. Der Eifenhochbau der Gegenwart. Aachen 1876—78.
- JEEP, W. Die Verwendung des Eifens beim Hochbau. Leipzig 1876—79.
- INTZE, O. Tabellen und Beispiele für eine rationelle Verwendung des Eifens zu einfachen Baukonstruktionen. Berlin 1878.
- LÜDICKE, A. Praktisches Handbuch für Kunst-, Bau- und Maschinen-Schlosser. Weimar 1878.
- CORNU, L. *Guide pratique pour l'étude et l'exécution des constructions en fer.* Levallois-Perret 1878.
- THIOLLET. *Serrurerie et fonte de fer.* Paris 1879.
- LOEWE, F. Ueber Nietverbindungen. Erfter Bericht des Professors W. C. UNWIN an die Sub-Commission der »Institution of Mechanical Engineers« etc. Wien 1880.
- BOILEAU, L. A. *Principes et exemples d'architecture ferromière; les grandes constructions édificaires en fer; la halle-basilique.* Paris 1880.
- ZIMMERMANN, H. Ueber Eifenconstruktionen und Walzprofile. Berlin 1881.
- ZIMMERMANN, H. Trägheitsmomente, Widerstandsmomente und Gewichte genieteter Blechträger. Berlin 1881. (2. Aufl. 1885.)
- FERRAND, J. *Le charpentier-ferrurier au XIXe siècle. Constructions en fer et en bois. Charpentes mixtes en fer, fonte et bois.* Paris 1881.
- NOWAK, E. Der Metallbau. Leipzig 1882.
- UHLAND, W. H. Handbuch für den praktischen Maschinen-Constructeur. I. Band. Leipzig 1883. S. 1.
- KOULLE, H. Hülftabellen für die Berechnung schmiedeeiserner Stützen etc. Berlin 1884.
- LAUTER, W. H. u. H. RITTER. Façoneifen und deren praktische Verwendung. Frankfurt a. M. 1885.
- L'architettura del ferro. Raccolta dei motivi per costruzioni civile, ferroviarie et artistiche.* Mailand 1885.