

$$\mathcal{F}_y = \frac{1}{3} \left[11,5 \cdot 20,8^3 + 23 (32 - 20,8)^3 - (11,5 - 1,5) (20,8 - 1,5)^3 - (23 - 1,5) (32 - 20,8 - 2,5)^3 \right] = 16582 ;$$

folglich die Spannung in der Oberkante

$$s' = \frac{30 \cdot 400^2}{8} \cdot \frac{20,8}{16582} = 752,6 \text{ kg,}$$

in der Unterkante

$$\frac{30 \cdot 400^2}{8} \cdot \frac{32 - 20,8}{16582} = 405 \text{ kg.}$$

Oben ist genau der vorgeschriebene Werth von 750 kg erreicht, unten der von $\frac{750}{2} = 375 \text{ kg}$ etwas überschritten; es wird also die untere Gurtung um ein Geringes, und zwar ziemlich genau um $57,1 \left(\frac{405}{375} - 1 \right) = 4,5 \text{ cm}$ zu verstärken, also auf 24,8 cm Breite zu bringen sein.

b) Schmiedeeiserne Träger.

Die schmiedeeisernen Träger können als gewalzte und als zusammengesetzte Träger unterschieden werden. Bei ersteren werden die aus Eisenbahnschienen hergestellten von den aus Walz- oder Profileisen construirten zu fordern sein; die zusammengesetzten Träger hingegen können vollwandig (Blechträger) oder gegliedert (Gitterträger) sein.

1) Träger aus Eisenbahnschienen.

301.
Anwendung.

Eisenbahnschienen werden bei Hochbauten vielfach als Träger benutzt, hauptsächlich wohl aus dem Grunde, weil sie meist leicht und billig zu haben sind; letzteres trifft hauptsächlich für gebrauchte alte Schienen zu. Insbesondere zur Ueberdeckung von Thor- und anderen Wandöffnungen, zur Unterstützung von Treppen, als Balcon-Träger etc. werden Eisenbahnschienen häufig benutzt; bisweilen treten sie auch bei der Ueberwölbung von Keller- und anderen Räumen an die Stelle von I-förmigen Walzträgern (siehe unter 2).

302.
Berechnung.

Die einschlägigen statischen Ermittlungen werden in gleicher Weise, wie bei anderen gewalzten Trägern vorgenommen.

Zieht man die gegenwärtig üblichen breitbasigen Schienen in Betracht, so ist nach *Winkler*¹⁰⁶⁾ annähernd die Querschnittsfläche des Schienenprofils

$$F = \begin{array}{ll} \text{für Eifenschienen:} & \text{für Stahlschienen:} \\ 0,285 h^2; & 0,274 h^2 \end{array} \quad \text{Quadr.-Centim.,}$$

wenn h die Schienenhöhe (in Centim.) bezeichnet.

Das Eigengewicht für 1 lauf. Meter beträgt nahezu

$$g = \begin{array}{ll} 0,22 h^2; & 0,21 h^2 \end{array} \quad \text{Kilogr.}$$

Das Trägheitsmoment des Schienenquerschnittes für die wagrechte Schweraxe des aufrecht gestellten Profiles ist ungefähr

$$\mathcal{F} = \begin{array}{ll} 0,0383 h^4; & 0,0364 h^4. \end{array}$$

Da nur abgenutzte Schienen in Frage kommen, kann man die Profile nach obigen Formeln nicht voll ausnutzen; im Durchschnitte wird man für breitbasige neuere Schienen

$$\text{das Trägheitsmoment} \quad \mathcal{F} = 0,035 h^4, \dots \dots \dots 176.$$

$$\text{das Widerstandsmoment} \quad \frac{\mathcal{F}}{a} = 0,07 h^3, \dots \dots \dots 177.$$

(worin h in Centim.) setzen können.

¹⁰⁶⁾ In: Vorträge über Eisenbahnbau etc. I. Heft: Der Eisenbahn-Oberbau. 3. Aufl. Prag 1875. S. 77 u. 240.

Demnach ist eine auf l Centim. Stützweite frei tragende Schiene im Stande:

auf 1 cm ihrer Länge die Last . . . $q = 392 \frac{h^3}{l^2}$ Kilogr., . . . 178.

in der Mitte ihrer Länge die Einzellaft $P = 196 \frac{h^3}{l}$ » . . . 179.

zu tragen, wobei eine Beanspruchung des Materials von 700 kg für 1 qcm entsteht.

Stärkere Träger durch Zusammennieten mehrerer alten Schienen zu bilden, ist nicht zu empfehlen, da das geringwerthige Material die Kosten guter Nietung nicht mit Vortheil trägt; übrigens entstehen unvortheilhafte Materialvertheilungen und durch die Nietlöcher in den ziemlich dicken Füßen beträchtliche Schwächungen.

Beispiele. 1) Eine Schiene von 13 cm Höhe, welche zur Unterfützung von Kellerkappen dient, hat auf 1 lauf. Centim. ($q =$) 7 kg zu tragen; wie weit darf dieselbe frei liegen?

303.
Beispiele.

Nach Gleichung 178. ist $7 = 392 \frac{13^3}{l^2}$, woraus

$$l = \sqrt{\frac{392}{7} 13^3} = \approx 350 \text{ cm.}$$

2) Ueber einer Oeffnung von 3 m Stützweite steht mitten ein Pfeiler von 5000 kg Gewicht; wie viele 13 cm hohe Schienen sind zu seiner Unterfützung nothwendig?

Nach Gleichung 179. trägt eine Schiene

$$P = 196 \frac{13^3}{300} = 1435 \text{ kg ;}$$

es müssen sonach $\frac{5000}{1435} = 4$ Schienen gelegt werden.

3¹⁰⁷⁾ Ein Erker-Vorbau, welcher, bei 1,0 m Ausladung und 2,5 m Breite, in jedem Gefchoffe ein ausgekragtes Traggerippe aus Schienen erhält, hat an der Vorderseite ein 1,6 m breites, 2,6 m hohes und in jeder Seitenwand ein 0,5 m breites, 2,6 m hohes Fenster; die Gefchofshöhe beträgt 4,2 m, die Brüstungshöhe der Fenster 0,75 m; die Stärke der Eckpfeiler zwischen den Fenstern beträgt 1½ Stein, die der Fensterbrüstungen und Fensterübermauerungen 1 Stein. Die Eifen-Construction besteht aus 2 vorgekragten Schienenlagen unter den Seitenwänden und einer auf deren freien Enden gelagerten Schienenlage unter der Vorderwand. Die Mitten der beiden vorgekragten Schienenlagen liegen 2,50 — 0,38 = 2,12 m aus einander und bestimmen die Stützweite der vorderen Schienenlage zu 2,12 m. Das Auflager der vorderen Schienenlage ist zu 1,00 — $\frac{0,38}{2} = 0,81$ m von der Wand anzunehmen.

a) Die vordere Schienenlage hat an beiden Enden auf $\frac{2,12 - 1,60}{2} = 0,26$ m Länge zuerst den vollen Pfeiler von $4,2 \cdot 0,38 \cdot 0,01 \cdot 1700 = 27$ kg Gewicht für 1 lauf. Centim. zu tragen; dann folgt aus der Fensterübermauerung eine 26 cm vom Lager entfernte Einzellaft von

$$\frac{1}{2} 0,25 \cdot 1,6 (4,2 - 0,75 - 2,60) 1700 = 289 \text{ kg ;}$$

endlich ruft unter dem Fenster die Brüstung auf 1,60 m Breite für 1 lauf. Centim. die Last von $0,25 \cdot 0,75 \cdot 0,01 \cdot 1700 = 3,2$ kg hervor. Außerdem hat der Vorderträger aus dem Erker-Fußboden noch 2 kg für 1 lauf. Centim. auf $2,50 - 2 \cdot 0,38 = 1,74$ m Länge in der Mitte zu tragen.

Die vom Vorderträger auf die ausgekragten Schienen ausgeübten Auflagerdrücke sind demnach $27 \cdot 26 + 289 + \frac{160}{2} 3,2 + \frac{174}{2} 2 = 1421$ kg; das Biegemoment in der Mitte ist

$$M = 1421 \frac{212}{2} - 27 \cdot 26 \left(\frac{212}{2} - \frac{26}{2} \right) - 289 \left(\frac{212}{2} - 26 \right) - \frac{160}{2} 3,2 \frac{160}{4} - 2 \frac{174}{2} \cdot \frac{174}{4} = 44411 \text{ cmkg.}$$

Werden n Schienen neben einander gelegt, so ist bei einer Beanspruchung von $s = 700$ kg für 1 qcm nach Gleichung 177. bei 8 cm Schienenhöhe das s -fache Widerstandsmoment $700 n \frac{s}{a} = n \cdot 700 \cdot 0,07 \cdot 8^3 = 25088 n$. Somit folgt die erforderliche Anzahl Schienen aus $25088 n = M = 44411$ mit $n = 2$.

ß) Die ausgekragte Schienenlage von 81 cm theoretischer Länge trägt am freien Ende den Auflagerdruck des Vorderträgers mit 1421 kg, ferner den Rest der Vorderwand mit

$$0,38 \cdot 4,20 \frac{2,5 - 1,6 - 2 \cdot 0,26}{2} 1700 = 515 \text{ kg ;}$$

¹⁰⁷⁾ Bezüglich der hier benutzten Formeln vergl. die in den Fußnoten 108 bis 115 angezogenen Gleichungen.

hierauf folgt aus dem auf dem Träger stehenden, 38 cm starken Pfeiler eine Last von 27 kg bis zum Fenster, d. h. auf $\frac{1,00 - 0,38 - 0,50}{2} = 0,06$ m Länge; weiters folgt in der Fensterrückwand aus der Fensterrückwandmauerung eine Einzellast von $\frac{0,50 \cdot 0,25}{2} (4,20 - 0,75 - 2,60) 1700 = 90$ kg; alsdann aus der Fensterbrüstung auf 50 cm Länge, wie oben, 3,2 kg Last auf 1 cm; hierauf in der Fensterrückwand die Einzellast der Fensterrückwandmauerung mit 90 kg, und schliesslich wieder aus der $\frac{1,00 - 0,38 - 0,50}{2} = 0,06$ m breiten Vorlage im Anschlusse an die Wand eine Last von 27 kg für 1 cm.

Das Biegemoment in der Vorderkante der Wand ist somit

$$M = (1421 + 515) 81 + 27 \cdot 6 \left(81 - \frac{38}{2} - \frac{6}{2} \right) + 90 (6 + 50) + 3,2 \cdot 50 \left(\frac{50}{2} + 6 \right) + 90 \cdot 6 + 27 \cdot 6 \cdot \frac{6}{2} = 177\,400 \text{ cmkg.}$$

Werden hier je n Schienen von 13 cm Höhe ausgekragt, so ist das s -fache Widerstandsmoment bei einer Beanspruchung von $s = 700$ kg für 1 qcm nach Gleichung 177. $n \cdot 0,07 \cdot 13^3 \cdot 700 = 107\,653 n$. Demnach folgt aus $107\,653 n = M = 177\,400$ die Zahl der Schienen $n = 2$.

Es hat somit der Eisenrahmen in den auskragenden Theilen aus je 13 cm hohen Schienen, über deren Enden zum Tragen der Vorderwand zwei 8 cm hohe Schienen gestreckt sind, zu bestehen; erstere können, falls niedrigere Profile vorhanden sind, etwas leichter gewählt werden.

2) Träger aus Walzeisen.

304.
Grundlagen
der
Berechnung.

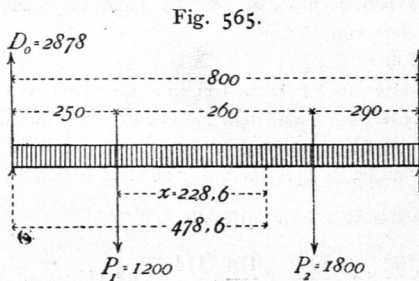
Solche Träger werden hauptsächlich aus Belag-, C-, Z, und I-Eisen hergestellt; für die Querschnittsform dieser Profileisen sind die »Deutschen Normalprofile für Walzeisen« maßgebend, welche in Theil I, Band 1 (Art. 181 bis 188, S. 194 bis 198) mitgetheilt sind; die betreffenden Tabellen enthalten neben den Querschnittsdimensionen auch die zur Berechnung nothwendigen Angaben über die Lage des Schwerpunktes und die Grösse der Trägheitsmomente.

Einige Beispiele mögen die Anwendung jener Tabellen unter Benutzung der früher entwickelten Formeln erläutern.

305.
Beispiele.

Beispiele. 1) Ein I-Träger sei nach Fig. 565 durch die Einzellasten P_1 und P_2 , so wie durch die gleichförmig vertheilte Last von 3,5 kg auf 1 cm der Länge belastet. Der Auflagerdruck beträgt ¹⁰⁸⁾

$$D_0 = \frac{3,5 \cdot 800}{2} + \frac{1200(260 + 290) + 1800 \cdot 290}{800} = 2878 \text{ kg.}$$



Das grösste Angriffsmoment liegt dort, wo die Summe der Transversalkräfte gleich Null ist. Man findet diese Stelle am einfachsten durch allmähliche Subtraction der Verticalkräfte von links her.

Subtrahirt man zunächst von $D_0 = 2878$ das Product $250 \cdot 3,5 = 875$, so bleibt ein Rest von 2003; hiervon $P_1 = 1200$ abgezogen, giebt als Rest 803. Das Product $260 \cdot 3,5 = 910$ ist schon grösser, als der letzte Rest, so dass die gesuchte Stelle zwischen P_1 und P_2 liegen muss, und zwar von P_1 um eine Strecke x entfernt, welche aus der Relation $x \cdot 3,5 = 803$ mit $x = 228,6$ cm folgt. Für diese Stelle, welche also $250 + 228,6 = 478,6$ cm vom

linken Auflager entfernt liegt, ist das Moment ¹⁰⁹⁾

$$M_{max} = 2878 \cdot 478,6 - 478,6 \cdot 3,5 \cdot \frac{478,6}{2} - 1200 \cdot 228,6 = 702\,024 \text{ cmkg.}$$

Der Werth $\frac{J}{a}$ oder das sog. Widerstandsmoment des Trägers ergibt sich ¹¹⁰⁾, bei einer zulässigen Beanspruchung von 1000 kg für 1 qcm, aus der Gleichung

¹⁰⁸⁾ Nach Gleichung 162. (S. 326) in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches«.

¹⁰⁹⁾ Nach S. 320 ebendaf.

¹¹⁰⁾ Nach Gleichung 36. (S. 262) ebendaf.

$$\frac{M}{s} = \frac{702024}{1000} = \frac{\mathcal{F}}{a} = 702,$$

und es muß daher nach der Tabelle über die Normalprofile von I-Eisen¹¹¹⁾ mindestens das Profil Nr. 32 mit dem Widerstandsmoment $\frac{\mathcal{F}}{a} = 788,9$ gewählt werden.

2) Auf der oberen Gurtung eines Dachstuhles mit der Neigung 1 : 2,5 ruhen Pfetten von Z-förmigem Profil in 1,5 m Theilung, welche über den 4,5 m betragenden Binderabständen als kontinuierliche Gelenkträger ausgebildet sind. Das Eigengewicht der Dachdeckung betrage 70 kg für 1 qm Grundfläche, die Schneebelastung 75 kg für 1 qm Grundfläche und der Winddruck 50 kg für 1 qm Dachfläche winkelrecht zu derselben.

Der horizontal gemessene Pfettenabstand beträgt alsdann $\frac{1,5 \cdot 2,5}{\sqrt{1 + (2,5)^2}} = 1,392$ m, die Windbelastung normal zur Dachfläche für 1 lauf. Centim. der Pfette

$$w = 0,01 \cdot 1,5 \cdot 50 = 0,75 \text{ kg.}$$

Die Verticallast auf das laufende Centimeter Pfette ist

$$q = 0,01 \cdot 1,392 (70 + 75) = 2,02 \text{ kg.}$$

Die Momente M_1 , M_2 und M an den Stellen 1, 2 und 3 des Gelenkträgers (Fig. 566) werden gleich groß, sobald

$$d = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right), \text{ also } d = 0,147 l = 0,147 \cdot 450 = 66,2 \text{ cm}$$

gemacht wird, und zwar ist alsdann

$$M_1 = M_2 = M_3 = 0,0626 q l^2.$$

Es ist somit das Moment der Verticallasten $0,0626 \cdot 2,02 \cdot 450^2 = 25606$ cmkg und jenes des Winddruckes $0,0626 \cdot 0,75 \cdot 450^2 = 9507$ cmkg; aus beiden ergibt sich mittels der in Fig. 567 vorgenommenen graphischen Ermittlung ein Gesamtmoment

$$M = 34600 \text{ cmkg,}$$

dessen Richtung in Fig. 567 gleichfalls angegeben ist.

Nunmehr soll untersucht werden, ob das Z-Eisen-Profil Nr. 12 der Normal-Tabelle¹¹²⁾ für dieses Moment genügt.

Für das Z-Eisen sind die Trägheits-Hauptaxen nicht, wie bei den symmetrischen Profilen, ohne Weiteres zu erkennen¹¹³⁾, sondern müssen erst gesucht werden. Für die mit \mathcal{F} und \mathcal{F}_1 bezeichneten Axen sind die Trägheitsmomente

$$\mathcal{F} = 6 \frac{12^3 - 10,2^3}{12} + 0,7 \frac{10,2^3}{12} = 395$$

und

$$\mathcal{F}_1 = 0,9 \frac{12^3}{12} + 11,1 \frac{0,7^3}{12} = 130.$$

Der Winkel β , den die zweite Hauptaxe Y mit der Axe von \mathcal{F}_1 einschließt, folgt, wenn links drehend gemessene Winkel positiv sind, aus Gleichung 46. in Theil I, Band I dieses »Handbuches« (S. 269):

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{H}{130 - 395}.$$

Das Centrifugal-Moment H für die Axen \mathcal{F} und \mathcal{F}_1 ist alsdann

$$H = 6 \cdot 0,9 \cdot \left(6 - \frac{0,9}{2} \right) \left(3 - \frac{0,7}{2} \right) + 6 \cdot 0,9 \left[- \left(6 - \frac{0,9}{2} \right) \right] \left[- \left(3 - \frac{0,7}{2} \right) \right] = 158,8;$$

¹¹¹⁾ In Art. 188 (S. 198) ebendaf.

¹¹²⁾ Siehe Art. 186 (S. 197) ebendaf.

¹¹³⁾ Siehe Art. 314 (S. 270) ebendaf.

Fig. 566.

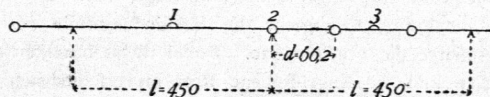
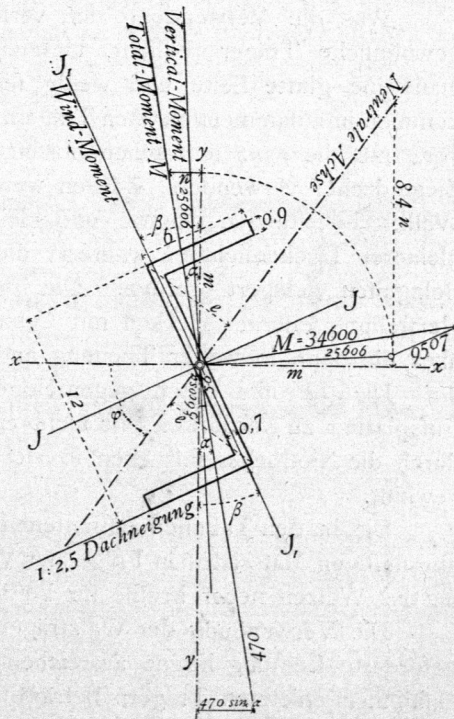


Fig. 567.



demnach ist

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{158,8 \cdot 2}{130 - 395} = -1,1985,$$

woraus $\beta = -25^\circ 4' 47''$ rechts drehend aufzutragen.

Weicht nun die Ebene des Angriffsmomentes M um den Winkel α von der zweiten Hauptaxe Y ab, so ergibt sich der Winkel φ zwischen der ersten Hauptaxe X und der neutralen Axe nach Gleichung 64.

(S. 280) des eben genannten Bandes aus $\frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{A}{B}$, worin A und B die Trägheitsmomente für die Hauptaxen sind. Diese werden aber nach Gleichung 45. (S. 269) des genannten Bandes

$$A = 395 \cos^2 (-25^\circ 4' 47'') + 130 \sin^2 (-25^\circ 4' 47'') - 158,8 \sin 2 (-25^\circ 4' 47'') = 470,$$

$$B = 130 \cos^2 (-25^\circ 4' 47'') + 395 \sin^2 (-25^\circ 4' 47'') + 185,8 \sin 2 (-25^\circ 4' 47'') = 56.$$

Es ist somit $\operatorname{tg} \varphi = \frac{470}{56} \operatorname{tg} \alpha = 8,4 \operatorname{tg} \alpha$. Man greife im Abstände m auf der Y -Axe die $\operatorname{tg} \alpha$ messende Lothlänge n ab und trage diese auf der Normalen zur X -Axe im Abstände m vom Anfange 8,4-mal auf, so ergibt die Verbindungslinie des Endpunktes dieser Auftragung mit dem Koordinaten-Anfange die neutrale Axe. Dabei ist zu beachten, daß nach den Gleichungen für α und φ die neutrale Axe und die Angriffsebene stets in verschiedenen Quadranten des Hauptaxen-Systemes liegen müssen.

Ist die neutrale Axe fest gelegt, so ergibt sich die Spannung σ eines Punktes, welcher um y von ihr absteht, aus

$$\sigma = \frac{My \sqrt{A^2 \sin^2 \alpha + B^2 \cos^2 \alpha}}{A B},$$

und zwar als Druck, wenn der unterfuchte Punkt auf der Seite der neutralen Axe liegt, von der die Last wirkt. σ wird am größten für den größten Werth e von y , also, da $e = 2,7$ cm ist, in diesem Falle

$$\sigma = \frac{34600 \cdot 2,7 \sqrt{470^2 \sin^2 \alpha + 56^2 \cos^2 \alpha}}{470 \cdot 56}; \text{ durch Construction in Fig. 565 ist } 470 \sin \alpha = 72,$$

$56 \cos \alpha = 55$ gefunden, also nach obiger Gleichung

$$\sigma = \frac{34600 \cdot 2,7 \sqrt{72^2 + 55^2}}{470 \cdot 56} = 322 \text{ kg.}$$

Ist die zulässige Beanspruchung gleich 1000 kg für 1 cm², so reicht diese Pfette also noch aus, wenn die Theilung in der Dachneigung von 1,5 m auf 3 · 1,5 = 4,5 m erhöht wird.

306.
Anwendung
der
verschiedenen
Walzeisen-
Profile.

Was die Verwendung der verschiedenen Profile anlangt, so wählt man für gewöhnliche Träger (Balken, Unterzüge, Kappenträger etc.) I-Profile oder, wenn man eine glatte Seite und wenig seitliche Steifigkeit verlangt, C-Profile. L-Eisen kommen in zusammengesetzten Trägern ausschließlich mit anderen Eisensorten vereinigt vor; nur die ganz schwachen Sorten werden wohl für sich allein zu Dachlatten für Ziegeldächer verwendet. Z-Eisen werden mit Vorliebe als Pfetten, namentlich für Wellblechdeckungen benutzt, und kleine T-Eisen bilden die Träger für die Glastafeln kleinerer Deckenlichter, während die Tafeln großer Glasflächen auf das kleinste Belageisen gelagert werden. Die Belageisen verwendet man auch vielfach zur Herstellung eiserner Decken mit Cement- oder Asphalt-Estrich, indem man sie quer über die dann in weiter Theilung angeordneten Balken dicht an einander rückt.

Diese Profile durch gegenseitige Vernietung oder Aufnieten von Kopf- und Fußplatten zu verstärken, ist nicht empfehlenswerth, weil (vergl. Fig. 450, S. 164) durch die Nietlöcher fast eben so viel verloren geht, als man durch die Verstärkung gewinnt.

Die in den Tabellen enthaltenen Normal-Profile müssen selbst unter Aufwendung überflüssigen Materiales in Folge der Wahl zu starker Profile stets beibehalten werden, da das Walzen neuer Profile für bestimmte Zwecke unverhältnismäßig theuer ist.

Die Verwendung der Walzträger ist durchzuführen, so lange die Profile für die geforderte Leistung irgend ausreichen, da ihr Preis nur etwa die Hälfte dessen von zusammengenieteten Trägern beträgt. Ein Theil dieses Gewinnstes geht allerdings

dadurch wieder verloren, dafs es bei Walzträgern unmöglich ist, sich der Abnahme der Biegemomente durch Verschwächung des Querschnittes anzuschließen.

Die schwersten Profile soll man für etwas ermäßigte Beanspruchungen berechnen, da ihre Herstellung an Sicherheit derjenigen der schwachen Profile nachsteht.

3) Blechträger.

Blechträger werden zusammengesetzt aus Winkeleisen und vollen Blechplatten, und zwar fast ausschliesslich in I-Form (Fig. 568) oder in Kastenform (Fig. 569); letztere erreicht bei thunlichster Höheneinschränkung eine breite Oberfläche, z. B. zum Tragen starker Mauern, macht aber eine Revision der Innenflächen unmöglich.

Die Kopf- und Fußplatten läßt man nicht mehr, als um ihre achtfache Dicke über die Winkeleisen frei vorragen; sind mehrere da, so werden alle gleich breit gemacht. Die verticalen Blechwände müssen über allen Auflagern und an den Angriffstellen von Einzellaften durch 1, 2 oder 4 angenietete Winkeleisen versteift werden, welche entweder gekröpft (Fig. 568 u. 569 rechts) oder beim Einlegen von Füllstreifen (Fig. 568 u. 569 links) gerade gelassen werden.

Die verwendeten Blechdicken steigen von 6 bis 20 mm; die Gröfse der einzelnen Tafeln richtet sich danach, dafs keine mehr als 350 kg, höchstens 400 kg wiegen soll. Die Breite der Bleche kann bis zu 1,2 m steigen.

Von den in Theil I, Band 1 (Art. 182, S. 194 u. 195) mitgetheilten Normalprofilen für Winkeleisen werden vorwiegend die gleichschenkeligen mit Schenkelbreiten von 4 bis 12 cm verwendet; ungleichschenkelige benutzt man mit absteigendem langen Schenkel dann, wenn man vom Träger grofse Seitensteifigkeit verlangt.

Die Niete, deren Dicke sich nach der Stärke der verwendeten Eisen (siehe Art. 206, S. 142) richtet, sind in den Winkeleisen nach Fig. 422 bis 426, S. 149 u. 150) anzuordnen. In den Gurtungsplatten hat man die Niete der verschiedenen (meist 2) Reihen gegen einander versetzt. Dies ist indess verkehrt, weil die excentrische Lochung die Platten mehr schwächt, als die doppelte; dagegen werden die Niete in den beiden Schenkeln der Winkeleisen stets versetzt (Fig. 572). Die Kopf- und Fußplatten laufen nicht bis zu den Trägereenden, sondern hören da auf, wo der Querschnitt ohne sie für das gröfste Moment dieser Stelle stark genug ist.

Wirken die Lasten in der verticalen Mittelaxe, so erfolgt die Spannungsermittlung nach Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« (Art. 298, S. 262), bei schiefer Beanspruchung nach Art. 324 (S. 282) und dem obigen Beispiele 2 (S. 207) für Walzträger. In allen Fällen wird das Trägheitsmoment für die horizontale Schweraxe gebraucht. Dasselbe beträgt nach Fig. 568 für I-förmige Träger

$$J = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - 2b_1 \frac{h_2^3}{12} - 2(b_2 - d) \frac{h_3^3}{12} - 2b_3 \frac{h_4^3}{12};$$

307.
Querschnitt
und
Construction.

Fig. 568.

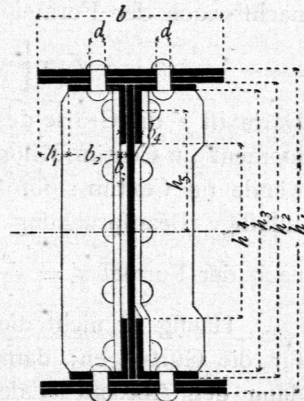
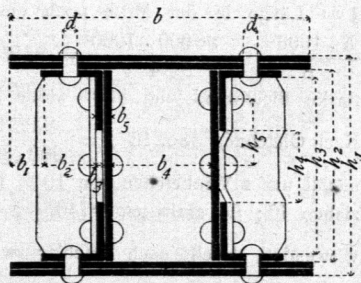


Fig. 569.



308.
Ermittlung
der
Querschnitte.

fehlen die Kopf- und Fußplatten, so sind die Nieten in den verticalen Winkelfchenkeln nach dem Ansatz $-2 b_4 d h_5^2$ in Abzug zu bringen.

Für Kastenträger nach Fig. 569 beträgt das Trägheitsmoment

$$\mathcal{I} = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - (2b_1 + b_4) \frac{h_2^3}{12} - 2(b_2 - d) \frac{h_3^3}{12} - 2b_3 \frac{h_4^3}{12};$$

fehlen hier die Platten, so ist der Nietabzug für die Nieten in den Blechwänden $2 \cdot 2 d b_5 h_5^2$.

In die Formeln für die Spannungen sind die Trägheitsmomente einzuführen, zu deren Berechnung man den Querschnitt zunächst annehmen muß. Die Profile müssen also durch Probieren fest gestellt werden. Um schnell zum Ziele zu gelangen, bestimme man, wenn eine bestimmte Trägerhöhe vorgeschrieben ist, das Profil zunächst nach der Formel

$$f = \left[\frac{M h}{s' (h - 6)^2} - \frac{\delta (h - 6)}{6} \right] \text{Quadr.-Centim.} \quad \dots \quad 180.$$

Darin ist f die Größe des Gurtungsquerschnittes (in Quadr.-Centim.), M das Angriffsmoment (in Centim.-Kilogr.), h die Trägerhöhe (in Centim.), δ die Stärke der Blechwände (in Centim.; für den I-Träger = 1 cm, für den Kastenträger = 2 cm), s' die zulässige Beanspruchung (in Kilogr. für 1 qcm). Das gefundene Profil wird dann

nach der Formel $s' = \frac{M e}{\mathcal{I}}$ geprüft, worin e die halbe Trägerhöhe ist.

Häufig ist nicht die Höhe des Trägers, sondern die Auswahl der Eifenforten für die Gurtungen, damit also das Gurtungsprofil vorgeschrieben. Man berechne dann den Abstand x_0 des Schwerpunktes der bekannten Gurtungsfläche f von der Aufsenkante, indem man das Stück von der Blechwand bis zur Winkeleifen-Innenkante mit zum Gurtungsquerschnitt rechnet. Die der Gurtung entsprechende Trägerhöhe ergibt sich dann aus der Formel

$$h = 2 x_0 + \frac{M + \sqrt{M(M + 8 f s' x_0)}}{2 f s'} \quad \dots \quad 181.$$

309.
Beispiele.

Beispiele. 1) Ein Träger von 10 m Länge trägt außer 5 kg gleichförmig verteilter Last auf 1 cm Länge in der Mitte noch eine Einzellast von 30000 kg. Das Maximal-Moment in der Mitte ist $\frac{5 \cdot 1000^2}{8} + \frac{30000 \cdot 1000}{4} = 8125000$ cmkg; der Träger soll einen I-förmigen Querschnitt, eine 1 cm starke Blechwand und 80 cm Höhe haben, schliesslich mit $s' = 900$ kg für 1 qcm beansprucht werden.

Nach Gleichung 180. ist $f = \frac{8125000 \cdot 80}{900 (80 - 6)^2} - \frac{1 (80 - 6)}{6} = 120$ qcm. Die Fläche wird hergestellt zunächst aus 2 Winkeleifen von $10 \times 10 \times 1,2$ cm, in deren jedem 1 Nietloch von 2,5 cm Durchmesser abzuziehen ist; sie enthalten $2 (10 + 8,8 - 2,5) 1,2 = 39$ qcm; außerdem werden 3 Platten von 1 cm Dicke verwendet, welche nach Zuschlag zweier Nietlöcher $\frac{120 - 39}{3} + 5 = 32$ cm breit sein müssen.

Das genaue Trägheitsmoment des so entstandenen Querschnittes ist nach obiger Formel:

$$\mathcal{I} = (32 - 2 \cdot 2,5) \frac{80^3}{12} - 2 \cdot 5,5 \frac{74^3}{12} - 2 (8,8 - 2,5) \frac{71,6^3}{12} - 2 \cdot 1,2 \frac{54^3}{12} = 362640.$$

Die genaue Maximal-Spannung ist somit

$$s' = \frac{M e}{\mathcal{I}} = \frac{8125000 \cdot 80}{362640 \cdot 2} = 896 \text{ kg.}$$

Das Ergebnis der Annäherungsgleichung ist also befriedigend.

2) Für einen gleich belasteten und gleich langen Träger wie in 1, aber mit Kastenträger (Fig. 569) sollen zu den Gurtungen je 2 Platten von 40 cm Breite und 1 cm Dicke und 2 Winkeleifen von $11 \times 11 \times 1,0$ cm verwendet werden. Die Nieten haben 2 cm Durchmesser. Der Schwerpunkt der entstandenen Gurtung liegt über der Unterkante (nach Fig. 570) um

$$x_0 = \frac{(40 - 2 \cdot 2) \cdot 2 \cdot 1 + 2(11 + 1 - 2) \cdot 2,5 + 2 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 8}{(40 - 2 \cdot 2) 2 + 2(11 + 1 - 2) + 2 \cdot 2 \cdot 10}$$

$$x_0 = 3,35 \text{ cm};$$

der Gurtungsquerschnitt ist der Nenner von x_0 , demnach $f = 132 \text{ qcm}$.

Nach der Näherungsformel ist somit

$$h = 2 \cdot 3,35 + \frac{8125000 + \sqrt{8125000(8125000 + 8 \cdot 132 \cdot 900 \cdot 3,35)}}{2 \cdot 132 \cdot 900}$$

$$h = 81 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment dieses Querschnittes ist nach der obigen Formel

$$J = (40 - 2 \cdot 2) \frac{81^3}{12} - (2 \cdot 3 + 10) \frac{77^3}{12} - 2(10 - 2) \frac{75^3}{12} - 2 \cdot 1 \frac{55^3}{12} = 395382;$$

folglich die genaue grösste Beanspruchung

$$s' = \frac{8125000 \cdot 81}{395382 \cdot 2} = 832 \text{ kg}.$$

Da 900 kg zugelassen werden sollen, so kann man den Träger um etwas erniedrigen, etwa auf 78 cm, welches Maß durch Neuaufstellung des Trägheitsmomentes nochmals zu prüfen ist.

Ein wesentlicher Vortheil der zusammengesetzten Träger liegt in der Möglichkeit, den Querschnitt durch Weglassen einzelner Gurtungstheile der Abnahme des Biegemomentes entsprechend variiren zu können.

310.
Variation
des
Querschnittes.

Beispiel. Der Träger des vorstehenden Beispiels 1 behält nach Wegnahme der äußersten Platte in beiden Gurtungen noch ein Trägheitsmoment $J = 362640 - (32 - 2 \cdot 2,5) \frac{80^3 - 78^3}{12} = 278400$.

Der Auflagerdruck des Trägers ist $A = \frac{30000}{2} + \frac{5 \cdot 1000}{2} = 17500 \text{ kg}$, das Moment in der Abciffe x

also $17500 x - \frac{5 \cdot x \cdot x}{2}$, und dieses ist gleich dem noch vorhandenen Widerstandsmomente $\frac{900 \cdot 278400}{78}$

zu setzen. Aus $17500 x - \frac{5 x^2}{2} = \frac{2 \cdot 900 \cdot 278400}{78}$ folgt $x = 370 \text{ cm}$. Es kann ferner die äußerste

Blechplatte 370 cm vor dem Auflager aufhören. Thatächlich muß sie jedoch über diesen Punkt hinaus nach dem Auflager noch so weit verlängert werden, daß mindestens ein Niet in der regelmäßigen Theilung die Platte noch außerhalb des theoretischen Endpunktes mit den übrigen Gurtungstheilen verbindet. Ganz eben so sind die Stellen zu berechnen, wo die zweite, bzw. dritte Platte aufhören kann.

Um die Stelle zu berechnen, wo die innerste Gurtungsplatte aufhören darf, ist zunächst das Trägheitsmoment für den bloß aus Wand und Winkeleifen bestehenden Querschnitt wegen des nun veränderten Nietabzuges neu aufzustellen. Dasselbe beträgt (Fig. 571)

$$J = 21 \cdot \frac{74^3}{12} - 2 \cdot 8,8 \frac{71,6^3}{12} - 2 \cdot 1,2 \frac{54^3}{12} - 2 \cdot 2,5 \cdot 3,4 \cdot 32^2 = 121892.$$

Die Gleichung für die Abciffe des theoretischen Endes der letzten Platte ist also

$$17500 x - \frac{5 x^2}{2} = \frac{900 \cdot 121892 \cdot 2}{74}$$

und giebt $x = 175 \text{ cm}$. Ueber den Punkt, welcher 175 cm von Auflagermitte entfernt ist, muß also die letzte Platte noch so weit nach dem Lager zu hinausgeführt werden, daß sie außerhalb dieser Stelle noch von einem Niete in der regelmäßigen Theilung gefaßt wird.

Die Niettheilung der Winkeleifen ergibt sich nach Theil I, Band I dieses »Handbuches«, Art. 329 (S. 289) aus den verticalen Scherkräften, muß jedoch nur bei sehr niedrigen Trägern berechnet werden.

311.
Anordnung
der
Niete.

Bei normalen Trägern wird man innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben, wenn man die Theilung gleich $3 d$ bis $4 d$ macht. Die Theilung wird theoretisch in den

Fig. 570.

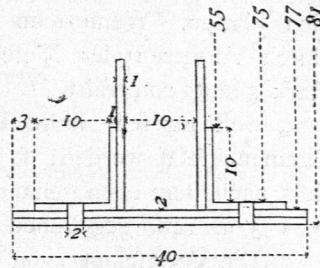
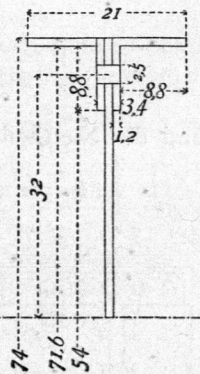


Fig. 571.



verticalen Winkelschenkeln und in der Wand enger, als in den horizontalen und in den Platten. Wenn man also die für die verticalen Schenkel berechnete Theilung durch Veretzen der Niete auf die horizontalen überträgt, so hat man jedenfalls stark genug confruiert.

Soll für fehr hohe Träger die Wand aus zwei Blechtafeln über einander zusammengefügt werden, so ergibt sich die Lafschung der horizontalen Fuge gleichfalls nach dem eben genannten Artikel und den im Vorhergehenden (Art. 189 u. 216, S. 133 u. 148) gegebenen Regeln; diese Anordnung ist indess höchst selten.

Die Verlafschung von Gurtungstheilen ist zu berechnen, indem man ihren Querschnitt abzüglich der Nietlöcher als mit der in der obersten Fafer zugelassenen Spannung voll beansprucht betrachtet und die Nietung auf die so ermittelte Kraftgröße einrichtet. Bezüglich der Form dieser Lafschungen sind Fig. 422 bis 425 u. 451 maßgebend.

Häufig kommen Stöße der Blechwand in verticaler Fuge vor, deren exacte Berechnung für die oberen und unteren Theile enge, für die Mitte weite Theilung der Niete ergeben würde. In der Praxis macht man die Theilung constant und berechnet sie, indem man die durch die Nieten geschwächte Wand von der Höhe h mit der an der Ober- und Unterkante wirkenden Spannung s' gleichmäßig belastet annimmt. In Gleichung 85. (S. 142), ist dann für $d > \delta$ bei einreihiger Nietung der Lafchen $P = \delta (h - n d) s'$ zu setzen.

Gleichung 85. lautet alsdann:

$$n = \frac{\delta (h - n d) s'}{d \delta s''} \quad \text{oder} \quad n = \frac{h}{d \left(1 + \frac{s''}{s'}\right)}; \quad \dots \quad 182.$$

dabei ist die Niettheilung nach Gleichung 91. (S. 143) $e = d \left(1 + \frac{s''}{s'}\right)$ zu machen.

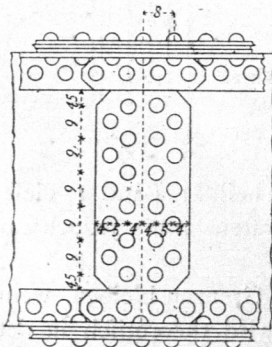
Meist werden diese Lafschungen jedoch zweireihig genietet. Es ist dann $P = \delta \left(h - \frac{n}{2} d\right) s'$, fonach nach Gleichung 85. (S. 142)

$$n = \frac{\delta \left(h - \frac{n}{2} d\right) s'}{d \delta s''}, \quad \text{also} \quad n = \frac{2h}{d \left(1 + 2 \frac{s''}{s'}\right)}, \quad \dots \quad 183.$$

und die Niettheilung für $n' = 2$ nach Gleichung 97. (S. 144) $e = d \left(1 + \frac{2s''}{s'}\right)$.

312.
Beispiel.

Fig. 572.



Beispiel. Wäre die Wand des I-Trägers in obigen Beispielen (Fig. 571) zu stoßen mittels zweier doppelreihigen Lafchen, so wäre $\delta = 1$, $h = 74$, $\frac{s''}{s'} = 1,5$, $d = 2,5$, folglich nach Gleichung 183.

$$n = \frac{2 \cdot 74}{2,5 (1 + 2 \cdot 1,5)} = 14,8 = \infty 15,$$

d. h. die Reihe zunächst am Stoße erhält 8, die zweite 7 Niete; dabei wird $e = 2,5 (1 + 2 \cdot 1,5) = 10$ cm. Wenn man den Stoß in die Nähe der Stelle des Maximal-Momentes legt, so kann man die Niete in den Winkelseifen als Lafschungsniete der Wand mit benutzen, da sie an dieser Stelle unbelastet sind. Zwischen den Winkelseifenkanten sind also noch 6 Niete in der ersten, 5 in der zweiten unterzubringen. Die Höhe zwischen den Winkeln ist jedoch nur 54 cm; also werden die 6 Niete in 9 cm Theilung gesetzt werden müssen, was unbedenklich ist, da die Lafschung auf den

größeren Theil der Höhe nicht voll beansprucht ist. Die Lafche stellt man in der Höhe aus 3 Theilen auf und zwischen den Winkeln her. Die Niettheilung in den Winkeln wird in diesem Falle $3d = 7,5$ cm bis $4d = 10$ cm betragen; es mag 8 cm angenommen sein. Man lege dann den Stofs mitten in eine Theilung. Der Randabstand a' muß nach Gleichung 103. (S. 145) betragen

$$a' = d \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{s''}{l'} \right) = 2,5 \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} 1,9 \right) = 3,63 \text{ cm,}$$

ist thatfächlich = 4 cm, genügt also. Der Abstand der Nietreihen im Mittelfstücke der Lafche wird nach Gleichung 106. (S. 145)

$$e' = d \left(1 + \frac{1}{2} \frac{s''}{l'} \right) = 2,5 \left(1 + \frac{1}{2} 1,9 \right) = 4,875 = \approx 5 \text{ cm.}$$

Es ergibt sich also die Lafchung nach Fig. 572.

4) Gitterträger.

Gitterträger kommen an Stelle der Blechträger in Anwendung, wenn das Trägerprofil sehr hoch wird oder wenn das schwere Aussehen der vollen Wand vermieden werden soll. Man verwendet sie aber auch sehr häufig dann, wenn es sich um die Aufnahme eines regelmässigen Systemes von Einzellaften (Balken einer Balkenlage etc.) handelt.

Die gedrückte Gurtung muß so steif sein, daß sie zwischen zwei Knotenpunkten nach keiner Richtung ausknickt; die Knotenpunkte selbst werden meist durch die zu tragende Construction versteift. Die Entfernung der Knotenpunkte ist demnach höchstens gleich der Länge l eines auf Zerknicken in Anspruch genommenen Stabes zu wählen, welche aus Gleichung 109. $\left(P = \frac{E \mathcal{I} \pi^2}{l^2} \right)$ in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« (S. 299) bei n -facher Sicherheit ($n = 5$) folgt, wenn darin E den Elasticitäts-Modul bezeichnet und wenn P dem n -fachen der Druckkraft in der Gurtung und \mathcal{I} dem kleinsten Trägheitsmomente des Gurtungsquerschnittes gleich gesetzt wird. Dabei sind die ganze Gurtungskraft und das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes einzuführen, wenn die Theile der Gurtung durch Nietung zu einem Ganzen verbunden sind. Sind sie von einander getrennt (z. B. 2 Winkeleisen mit Schlitz), so ist für jeden einzelnen das n -fache des auf ihn kommenden Theiles der Gurtungs- spannung und sein kleinstes Trägheitsmoment einzuführen.

Die Gitterstäbe sollen mindestens 30 Grad gegen die Horizontale geneigt sein. Ist also die Lasttheilung mit Rücksicht auf Zerknicken als Knotentheilung zulässig, und bleiben die Stäbe dabei steiler als 30 Grad, so wird nur ein System von Gitterstäben eingefügt (Fig. 573, ausgezogen); kommen dabei aber die Stäbe flacher zu liegen, als 30 Grad, so hat man noch Knotenpunkte zwischen die Lastpunkte einzulegen. Liegen dagegen die Lastpunkte bei großer Trägerhöhe eng, so reicht häufig ein Stab noch über den nächsten Lastpunkt hinaus, und man kommt dann zum mehrfachen Gitterwerke (Fig. 574).

Das Gitterwerk ist m -fach, wenn ein Wand- glied $\frac{m}{2}$ Knotentheilungen unterspannt. Sind die Gitterstäbe schwach ausgebildet (Bandeisen), so

313.
Anwendung
und
Gestaltung.

Fig. 573.

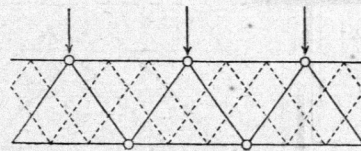
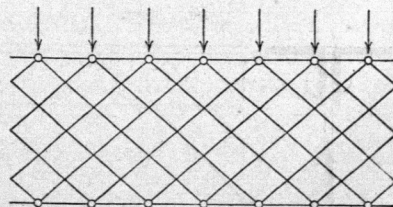


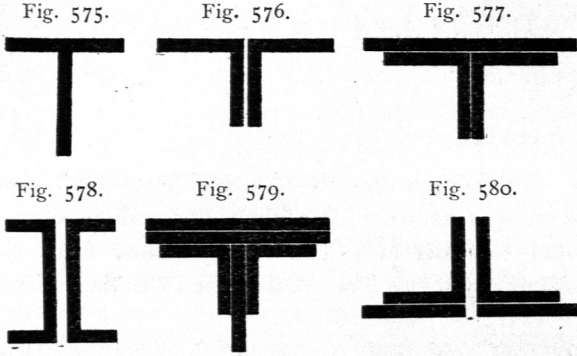
Fig. 574.



legt man behufs gegenseitiger Versteifung derselben auch dann mehrfaches Gitterwerk ein, wenn es nicht durch das Verhältniß der Lastknotenentfernung zur Trägerhöhe bedingt ist (Fig. 573 punktirt).

314.
Gurtungen.

Für die analytische, bezw. graphische Ermittlung der Spannungen in den Gurtungen und Gitterstäben der Parallelträger ist in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« (Abth. II, Abchn. 2, Kap. 2, b: Innere Kräfte der Gitterträger, S. 338 bis 359) das Erforderliche zu finden.



Der Querschnitt f der Gurtung ergibt sich aus dem Angriffsmomente an der unterfuchten Stelle, wenn h die Höhe zwischen den Gurtungs-Schwerpunkten und s' die zulässige Spannung bezeichnet, aus den Gleichungen 194. u. 195. (S. 343) des eben genannten Bandes zu

$$f = \frac{M}{s' h} \cdot \cdot \cdot 184.$$

Die Querschnittsform der Gurtungen ist in der Regel eine der in Fig. 575 bis 580 dargestellten; die Formen in Fig. 576 u. 577 können mit oder ohne verticalen Mittelschlitz angeordnet werden. Ist die Gurtung in Fig. 577 mit Schlitz versehen und kann Nässe den Träger erreichen, so muß die untere Gurtung die Gestalt der Fig. 580 erhalten, damit sich das Wasser im Schlitze nicht ansammle.

315.
Gitterstäbe.

Das Gitterwerk hat die verticalen Transversalkräfte (siehe S. 317 u. ff. im eben genannten Bande) aufzunehmen; hierbei kann angenommen werden, daß sich die Transversalkraft gleichmäßig auf die vom verticalen Schnitte getroffenen Gitterstäbe vertheilt, d. h. es muß bei m -fachem Gitterwerk die Vertical-Componente der Spannung eines Stabes dem m -ten Theile der Transversalkraft gleich sein. Hiernach lassen sich die Stabspannungen leicht berechnen, welche der Berechnung des Anschlusses an die Gurtungen, so wie, wenn sie Druck ergeben, der Berechnung der Stäbe auf Zerknicken zu Grunde zu legen sind.

Der Querschnitt der Gitterstäbe ist in der Regel das Rechteck (Flacheisen), für

lange gedrückte Stäbe das L-, das E- oder das T-Eisen. Mit den Gurtungen und an allen Kreuzungspunkten unter sich werden die Gitterstäbe durch Nietung verbunden.

α) Der Gitterträger (Parallelträger) mit Flacheisen-Netzwerk verlangt in der Regel nur einen Niet im Anschluß an die Gurtung

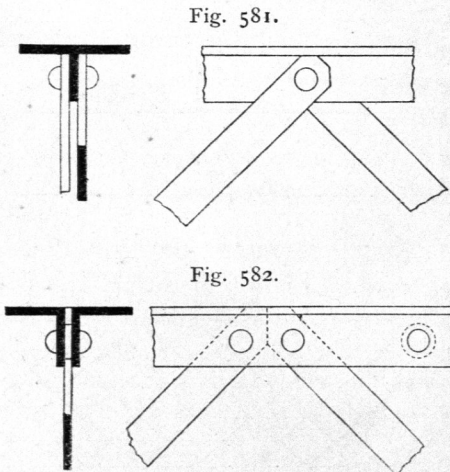
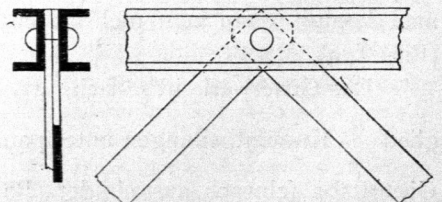


Fig. 583.



und kann mit oder ohne Schlitz in der letzteren conструиert sein. In Fig. 581 bis 584 sind Beispiele von Knotenpunkt-Verbindungen solcher Träger dargestellt.

In Fig. 582 sind der enge Schlitz und das Aufgeben des strengen Dreiecksverbandes Mängel. Fig. 584 zeigt die Anordnung einer Verticalversteifung, welche bei Flacheisen-Netzwerk größerer Träger unter jedem Lastpunkte, so wie über den Auflagern angebracht sein muß.

Die Querschnittsdimensionen solcher Gitterstäbe gehen selten über 1 cm Dicke und 6 bis 8 cm Breite hinaus.

β) Der Gitterträger mit steifen Stäben aus L- oder C-Eisen wird bei großen Höhen, wo die Gitterstäbe erheblichen Druckspannungen ausgesetzt sind, dem unter α besprochenen vorgezogen; jedoch stellt man auch hier häufig die Stäbe, die nur Zug erhalten können, aus Flacheisen her.

Bei größeren derartigen Trägern genügt für den Anschluß eines Gitterstabes an die Gurtung ein Niet (Fig. 586) nicht mehr, und es werden daher unter Umständen Knotenbleche erforderlich (Fig. 587). Die ein-

Fig. 584.

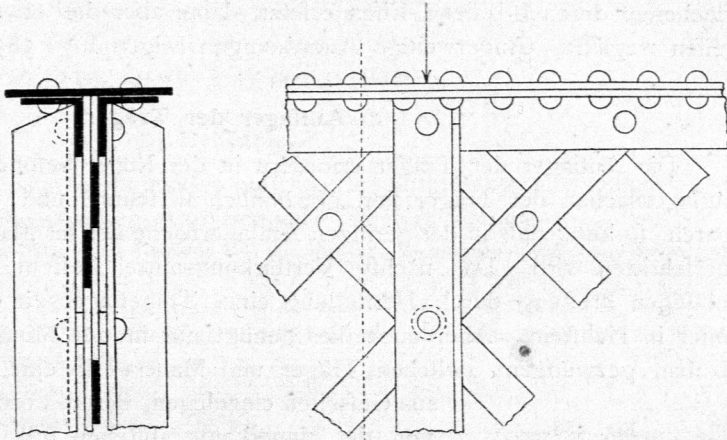


Fig. 585.

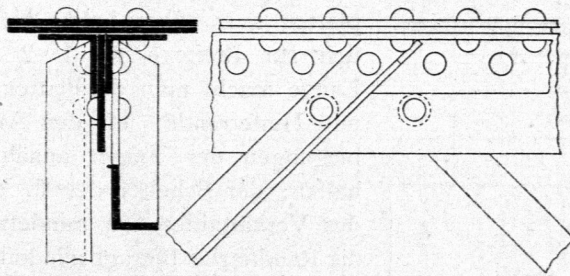


Fig. 586.

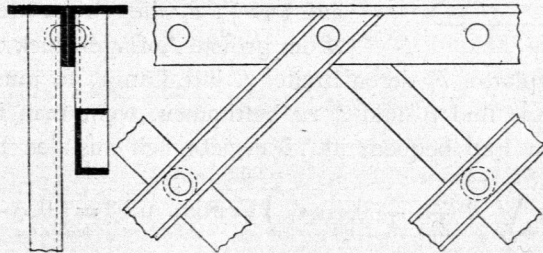
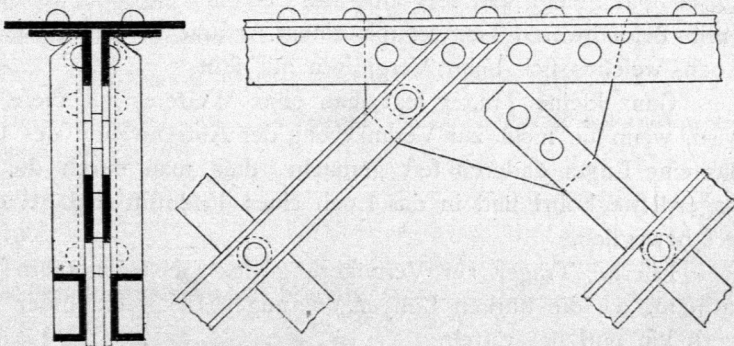


Fig. 587.



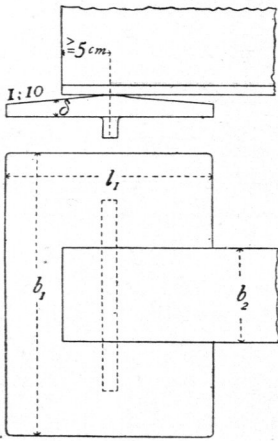
fachsten Formen lassen sich aus Fig. 581 bis 584 dadurch ableiten, dass man die Flacheisen durch L- oder C-Eisen ersetzt, dabei aber die etwa vorhandenen Vertical-eisen weglässt. Anderweitige Anordnungen zeigen Fig. 585 bis 587.

c) Auflager der Träger.

316.
Druck-
vertheilungs-
platten.

Die Auflager der Träger erfordern in der Regel besondere Vorkehrungen. Die Auflagerflächen der Träger sind gewöhnlich so schmal und, um an Trägerlänge zu sparen, so kurz, dass in der geringen Auflagerfläche der für Mauerwerk zulässige Druck überschritten wird. Das nächste Verstärkungsmittel besteht in der Erhöhung dieser zulässigen Pressung durch Herstellung eines Trägerlagers in Klinkern und Cement, besser in Haufstein. Aber auch dies genügt nur in der Minderzahl der Fälle; meist ist man gezwungen, zwischen Träger und Mauerwerk eine Druckvertheilungsplatte aus Guss-eisen einzulegen, deren Vorderkante mindestens 3 cm von der Mauerkante abstehen soll.

Fig. 588.



Um den Träger nicht zu lang zu erhalten und die Wand nicht zu sehr zu schwächen, macht man diese Lagerplatten kurz, aber breit; die Länge l_1 (Fig. 588) verhält sich zur Breite b_1 wie 1 : 2 bis 3 : 4. In der Mitte der Länge macht man die Plattendicke größer, als am Vorder- und Hinterrande, um den Auflagerdruck auch bei Durchbiegungen der Träger annähernd in der Plattenmitte zu halten; der Scheitel der so entstehenden Gegenneigungen des Verhältnisses von mindestens 1 : 10 wird abgerundet; die Randstärke beträgt mindestens 1,5 cm. Ist s'' die zulässige Pressung für das Mauerwerk (7 kg für Backsteinmauerwerk, 12 kg für Klinker in Cement, 20 kg für weichsten Quader auf 1 qcm), b_2 die Breite des zu unterstützenden Trägers, A der größte Auflagerdruck desselben, δ die gemittelte Stärke

der Lagerplatte, b_1 deren Breite, l_1 ihre Länge, so muss zunächst $s'' b_1 l_1 = A$ Kilogr. sein; daraus sind b_1 und l_1 zu bestimmen, wenn man ihr Verhältniss so annimmt, wie es für den Fall bequem ist. δ ergibt sich aus den Formeln (worin A in Kilogr.)

$$\delta = \left(0,05 \sqrt{A \frac{l_1}{b_1}} - 0,025 l_1 \right) \text{Centim. u. } \delta = \left(0,05 \sqrt{A \frac{b_1 - b_2}{l_1}} \right) \text{Centim.; . 185.}$$

der grössere dieser beiden Werthe ist auszuführen.

317.
Lagerung.

Bei Aufstellung des Trägers wird die Platte auf kleinen Eisenkeilen mindestens 1,5 cm hohl gelegt und sorgfältig mit Cement vergossen, so dass sie voll aufrucht. Sie greift bei schweren Trägern mit einem Ansatz in ein in das Mauerwerk gestemmes Loch, welches sich beim Vergiessen mit füllt.

Ganz kleine Träger legt man ohne Weiteres auf diese Platten. Bei grösseren wird, wenn sie nicht zur Verankerung der Aussenwände des Gebäudes dienen sollen, das eine Lager dadurch fest gemacht, dass man durch die untere Gurtung in die Lagerplatte bohrt und in das Loch einen Eisenstift schlägt; das andere Lager bleibt frei beweglich.

Eiserne Träger zur Verankerung der Gebäudemauern zu benutzen, ist nicht rathsam, da die starken Längenänderungen bei wechselnder Temperatur das Mauerwerk hin und her rütteln.