



UNIVERSITÄTS-
BIBLIOTHEK
PADERBORN

Dächer im allgemeinen, Dachformen

Schmitt, Eduard

Stuttgart, 1901

29. Kap. Eiserne Sattel-, Tonnen und Pultdächer.

[urn:nbn:de:hbz:466:1-78841](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-78841)

29. Kapitel.

Eiserne Sattel-, Tonnen- und Pultdächer.

146.
Einleitung.

Unter der Gesamtbezeichnung »Eiserne Dächer« sollen nicht nur diejenigen Dachkonstruktionen vorgeführt werden, welche in ihren tragenden Teilen ausschließlich aus Eisen hergestellt sind, sondern auch solche Dächer, bei denen Pfetten und auch Teile der Binder aus Holz bestehen. Die Dachbinder mit hölzernen und eisernen Stäben oder die »Dachbinder aus Holz und Eisen« sind älter als die rein eisernen Binder; sie bilden in der Entwicklung der Dachkonstruktionen das Übergangsglied vom Holzdach zum Eisendach. Dennoch erscheint es zweckmäßig, zunächst die rein eisernen und danach erst die gemischt eisernen Dächer zu besprechen.

a) Gesamtanordnung der eisernen Dachbinder.

147.
Vor-
bemerkungen.

Die eisernen Dächer sind fast ausschließlich Pfettendächer: die Binder tragen die Pfetten, diese die Sparren, die Sprossen und die Dachdeckung. Die Binder sind Träger, und zwar je nach der Art ihrer Auflagerung: Balkenträger, Sprengwerksträger, Auslegerträger.

Neuerdings ist von *Foeppl* vorgeschlagen worden, die Dächer aus Flechtwerk herzustellen; auf diesen Vorschlag, der ganz neue Gesichtspunkte eröffnet, wird unter 7 näher eingegangen werden.

Bei den eisernen Dachbindern können die in der Berechnung gemachten Voraussetzungen nahezu vollständig erfüllt werden, sowohl bezüglich der Auflagerung, als auch bezüglich der Bildung der Knotenpunkte. Die Möglichkeit genauer Berechnung hat denn auch zu immer kühneren und weiter gespannten Konstruktionen geführt. Hierher gehören insbesondere die neueren Bahnhofshallen und die großen Ausstellungsgebäude, Wunderwerke heutiger Konstruktionskunst. Da die bei den Holzkonstruktionen vielfach noch unvermeidlichen Unklarheiten hier nicht vorhanden zu sein brauchen, so soll man sie auch nicht auf die Eisenkonstruktionen übertragen; jede Eisenkonstruktion, welche nicht genau berechnet werden kann, ist unberechtigt und sollte vermieden werden. Hierhin rechnen wir vor allem solche Stabwerke, welche bei gelenkigen Knotenverbindungen wegen fehlender Stäbe unstabil sein würden und welche nur durch die starre Verbindung der Stäbe an den Knotenpunkten standfähig sind. Solche Anordnungen werden besser vermieden, falls nicht besondere Gründe praktischer Art für dieselben sprechen. Auch bilde man die Binder möglichst als statisch bestimmte Fachwerke; die Berechnung derselben ist einfach, kann leicht vorgenommen werden und wird deshalb auch wirklich durchgeführt. Bei statisch unbestimmten Fachwerken dagegen bleibt selbst bei sorgfältiger Berechnung manches Schätzungen (wie die Größe der Elastizitätsziffer) oder Annahmen überlassen, die schwer zu prüfen sind (z. B. beim Bogen mit zwei Gelenken die Unverrückbarkeit der Kämpferpunkte). Für ebene Konstruktionen sind statisch bestimmte Fachwerke den statisch unbestimmten meistens vorzuziehen.

Für die Raumbauwerke dagegen sind die statisch unbestimmten Konstruktionen wegen ihrer größeren Steifigkeit im allgemeinen den statisch bestimmten vorzuziehen. Allerdings erhöht sich die Schwierigkeit und Umständ-

lichkeit der Berechnung durch Verwendung statisch unbestimmter Raumfachwerke wesentlich; diese Unbequemlichkeit liegt aber in der Natur der Aufgabe²⁰⁸⁾.

Die für die Erkenntnis und den Aufbau des statisch bestimmten Fachwerkes wichtigsten Ergebnisse sind bei der Besprechung der Holzdächer (Kap. 25) vorgeführt, und darauf kann hier verwiesen werden. Bemerket werden möge, daß die Binder fast ausnahmslos als Fachwerk hergestellt werden.

Obwohl grundsätzlich die Dachbinder mit zwei, drei und vier Auflagern gemeinsam behandelt werden können, soll die Behandlung aus praktischen Gründen gesondert erfolgen; ebenso gesondert diejenige der Balken-, Sprengwerks- und Ausleger-Dachbinder.

1) Balkendachbinder.

Die Balkendachbinder auf zwei Stützpunkten sind die bei weitem am meisten angewendeten, sowohl für Satteldächer, wie für Tonnen- und Pultdächer. Vieles, was für diese gilt, hat auch Bedeutung für die Dachbinder auf mehr als zwei Stützpunkten.

148.
Balken-
dachbinder
auf zwei
Stützpunkten.

Man macht stets das eine Auflager fest und das andere gegen die Unterlage beweglich. Dann ist die Zahl der Auflagerunbekannten $n = 2 + 1 = 3$, und die Stabzahl s des statisch bestimmten Fachwerkes muß, wenn, wie oben, k die Zahl der Knotenpunkte bedeutet, $s = 2k - 3$ sein. Außerdem muß das Fachwerk geometrisch bestimmt sein.

Das einfachste statisch bestimmte Fachwerk wird hier erhalten, indem man Dreieck an Dreieck reiht oder, vom einfachen Dreieck ausgehend, an dieses zwei einander in einem neuen Knotenpunkt schneidende Stäbe fügt, an die so gebildete Figur wieder zwei neue Stäbe mit einem neuen Knotenpunkte setzt u. s. w. Beispiele zeigen Fig. 288, 291, 293, 294, 296 u. a.

Eine vielfach verwendete Dachbinderform wird durch Zusammensetzung zweier einfacher Fachwerke gebildet. Setzt man zwei aus Dreiecken bestehende statisch bestimmte Stabsysteme derart zusammen, daß dieselben einen gemeinsamen Knotenpunkt haben, so muß man, um ein statisch bestimmtes Balkendach zu erhalten, einen neuen Stab zufügen, der einen Knotenpunkt des einen mit einem Knotenpunkt des anderen Systems verbindet. Der erhaltene Dachbinder ist als »Polonceau- oder Wiegmann-Dachbinder« bekannt (Fig. 443). Jedes einzelne Stabsystem bezeichnet man wohl als Scheibe; die Untersuchung, wie man durch verschiedene Verbindungen von Scheiben und Stäben neue Träger schaffen kann, die ebenfalls statisch bestimmt sind, hat zu sehr fruchtbaren Ergebnissen geführt, wegen deren u. a. auf die unten angegebene Quelle verwiesen wird²⁰⁹⁾.

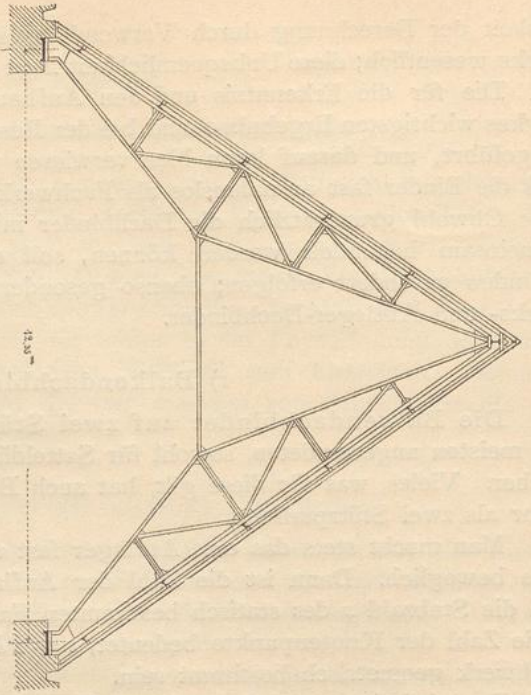
Die Formen der Dachbinder sind sehr verschiedenartig: in erster Linie ist die Gestalt der oberen Gurtung, dann diejenige der unteren Gurtung, endlich die Anordnung des Gitterwerkes wichtig.

Die obere Gurtung der Dachbinder wird meistens in die Dachfläche, bezw. möglichst nahe der Dachfläche gelegt, sowohl bei Balken-, wie bei Sprengwerks- und Auslegerdächern. Diese Anordnung ist empfehlenswert und im allgemeinen der selteneren Binderform vorzuziehen, bei welcher der Binder als besonderer Träger ausgebildet wird, auf welchen die Pfettenlast durch lotrechte

²⁰⁸⁾ MÜLLER-BRESLAU. Beitrag zur Theorie der Kuppel- und Turmdächer u. s. w. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1898, S. 1205 ff.

²⁰⁹⁾ LANDSBERG. Ueber Mittengelenkbalken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 629.

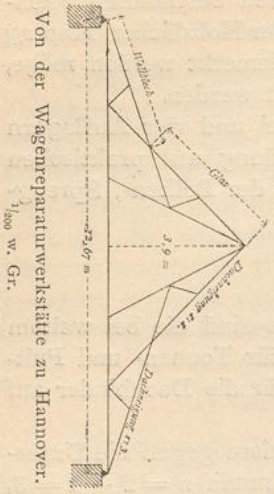
Fig. 443.



Von der Kirche zu Sachsenhausen.

$\frac{1}{1500}$ w. Gr.

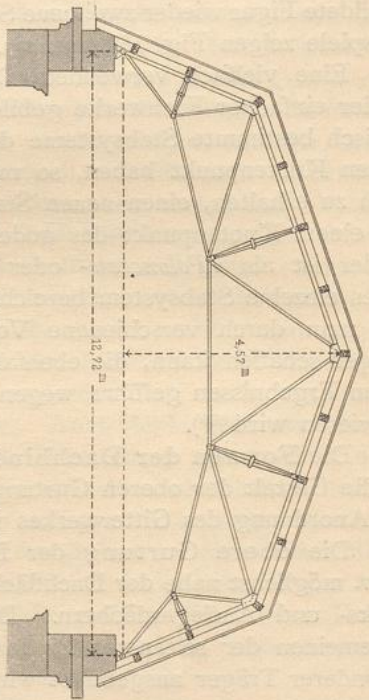
Fig. 445.



Von der Wagenreparaturwerkstätte zu Hannover.

$\frac{1}{1500}$ w. Gr.

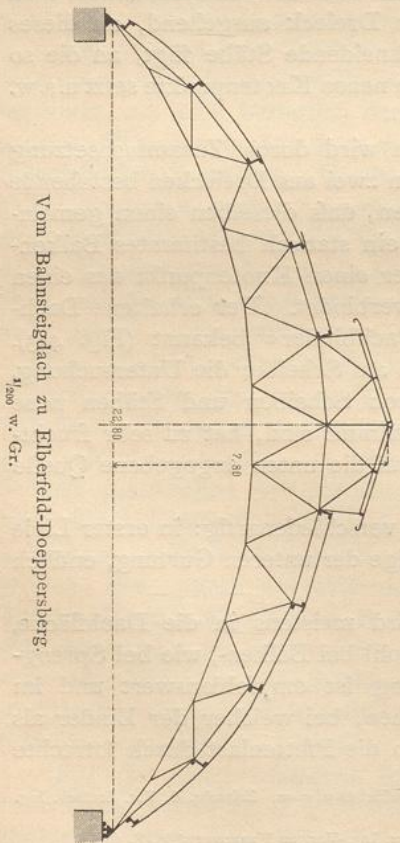
Fig. 444.



Vom *Abbey Mills Pumping Station* 210.

$\frac{1}{1500}$ w. Gr.

Fig. 446.



Vom Bahnsteigdach zu Elberfeld-Doepfersberg.

$\frac{1}{1500}$ w. Gr.

oder geneigte Pfosten übertragen wird. Erstere (Fig. 443, 444, 446 u. a.) ist deshalb zweckmäßiger, weil sie eine gute Aussteifung der gedrückten Gurtung durch die Pfetten und die in den Dachflächen liegende Windverstrebung bietet; bei der anderen Anordnung fehlt diese Aussteifung. Für Beanspruchung auf Zerknicken können die Knotenpunkte der oberen Gurtung bei der ersten Konstruktion als feste Punkte angesehen werden; bei der anderen Konstruktion sind diese Knotenpunkte wohl in der Binderebene fest, gegen Ausbiegen aus dieser Ebene aber nicht genügend gesichert.

Wenn die obere Gurtung in der Dachfläche liegt, so ist dieselbe, entsprechend der Sattelform des Daches, ebenfalls meistens sattelförmig (Fig. 443); aber auch bei mehreren, verschieden geneigten Dachflächen kann man die

Fig. 447.

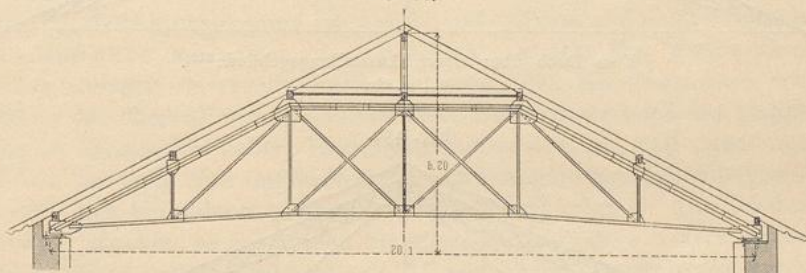
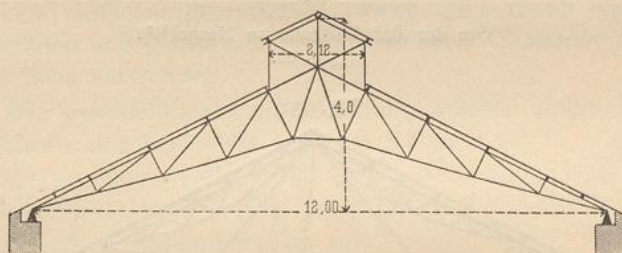
Vom Maschinenhaus der dritten Dresdener Gasanstalt²¹¹⁾. $\frac{1}{200}$ w. Gr.

Fig. 448.



Vom Retortenhaus auf dem Bahnhof zu Hannover.

 $\frac{1}{150}$ w. Gr.

Binderform so wählen, daß die obere Gurtung der Dachfläche folgt. Ein Beispiel für einen ausspringenden Winkel zeigt Fig. 444 und für einen einspringenden Winkel Fig. 445. Bei einer größeren Zahl verschieden geneigter Dachflächen erhält man das sog. Sieldach (Fig. 446); man kann auch den mittleren Teil des Dachbinders nach Fig. 447²¹¹⁾ mit wagrechter oberer Gurtung konstruieren, wodurch der Binder eine Art Trapezträger wird.

Die untere Gurtung ist entweder geradlinig und wagrecht, oder sie bildet eine gebrochene, meistens nach oben gekrümmte Linie (Fig. 446 u. 449); unter Umständen ist sie auch wohl nach unten gekrümmt.

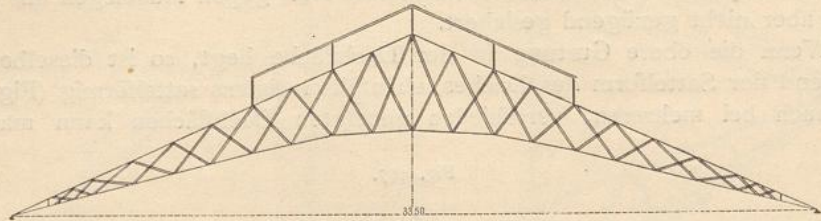
Das Gitterwerk der Dachbinder wird zweckmäßig aus zwei Scharen von Stäben gebildet; diese Scharen sind entweder beide geneigt (Fig. 446), oder eine

²¹⁰⁾ Nach: HUMBER. *A complete treatise on cast and wrought iron bridge construction.* London 1866.

²¹¹⁾ Nach: *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1881, Bl. 859.

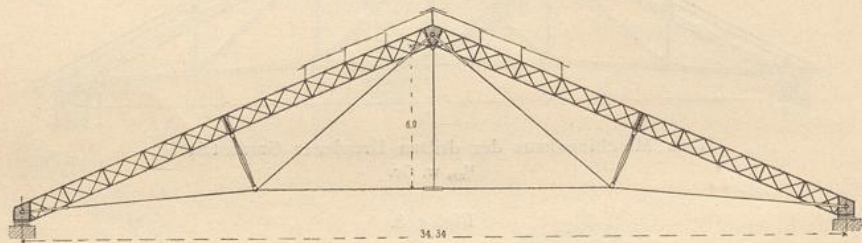
derselben ist lotrecht (Fig. 447), oder eine Schar steht senkrecht zur Dachfläche (Fig. 448). Für die letztgenannte Anordnung spricht, daß bei ihr die gedrückten Gitterstäbe verhältnismäßig kurz werden, was wegen der Zerknickungsgefahr günstig ist. Es kommen auch wohl gekreuzte Stäbe zwischen den lotrecht oder senkrecht zur Dachfläche angeordneten Pfosten vor, und zwar dann, wenn man

Fig. 449.



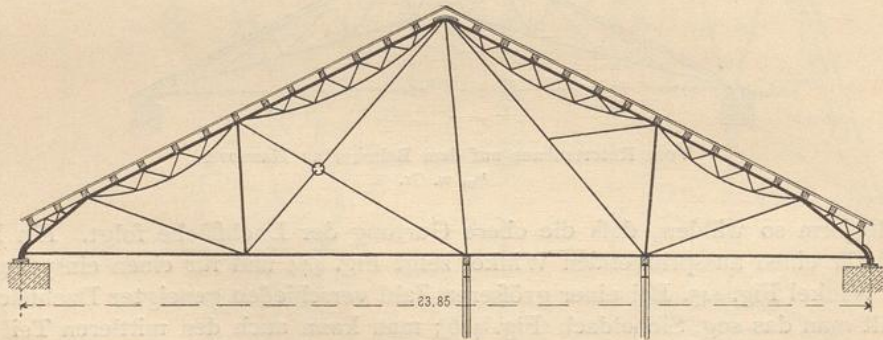
Vom Dach über einem Ausstellungsgebäude²¹²⁾,
 $\frac{1}{300}$ w. Gr.

Fig. 450.



Von der Bahnhofshalle zu Neapel²¹³⁾,
 $\frac{1}{300}$ w. Gr.

Fig. 451.



Vom Dach über dem Stadtverordnetensaal im Rathaus zu Berlin²¹⁴⁾,
 $\frac{1}{300}$ w. Gr.

stets nur gezogene Schrägstäbe haben will. Dann wirken die gekreuzten Schrägstäbe wie Gegendiagonalen, über welche das Erforderliche in Teil I, Band 1, zweite Hälfte (Statik der Hochbaukonstruktionen) dieses »Handbuches« gesagt ist. Im allgemeinen ist man neuerdings von der Anordnung der Gegendiagonalen —

²¹²⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1870, Bl. 23—24.

²¹³⁾ Nach ebendas, 1875, Bl. 47, 48.

²¹⁴⁾ Nach: *Zeitschr. f. Bauw.* 1869, Bl. 56.

Fig. 452.

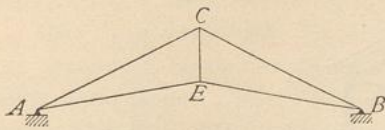
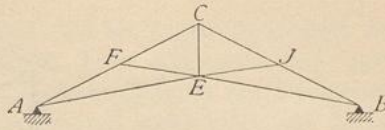


Fig. 453.



auch im Brückenbau — abgekommen und zieht es vor, die Schrägstäbe auf Zug und Druck zu beanspruchen; die Rücksichtnahme auf die Zerknickungsgefahr ist leicht, die wegen derselben erforderliche Querschnittsvergrößerung bei den Dachbindern in der Regel nicht sehr bedeutend, so daß man in der That besser nur zwei Scharen von Gitterstäben anordnet und von den Gegendiagonalen absieht. Auch Binder mit mehrfachem Gitterwerk kommen wohl vor, wenn auch selten (Fig. 449²¹²); diese Konstruktion ist statisch unbestimmt und nicht empfehlenswert.

Lastpunkte zwischen den Knotenpunkten des Fachwerkes sollen vermieden werden; durch die Lasten zwischen den Knotenpunkten werden in den Stäben der oberen Gurtung, welche diese Belastungen nach den Hauptknotenpunkten zu übertragen haben, Biegemomente erzeugt, und damit entsteht in der oberen Gurtung eine ungleichmäßige und ungünstige Spannungsverteilung. Wenn sich aus besonderen Gründen Zwischenlastpunkte — also Pfetten — als zweckmäßig ergeben, so ordne man für dieselben besondere Unterkonstruktionen, Fachwerksträger zweiter Ordnung, an, die von einem Knotenpunkt zum anderen reichen. Beispiele hierfür geben Fig. 450²¹³ u. 451²¹⁴. Die Fachwerksträger zweiter Ordnung können mit gekrümmten unteren Gurtungen als Parabelträger oder auch als Parallelträger konstruiert werden. Man erreicht hierdurch die Verwendung sehr einfacher Hauptträger, welche sich durch eine geringe Zahl von Knotenpunkten und große Klarheit auszeichnen. *Schwedler* hat diese Dachbinder mit Vorliebe verwendet.

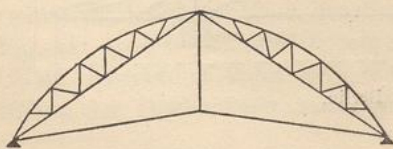
Infolge der geschichtlichen Entwicklung spielen einige Binderarten bei den Balkendächern eine besonders wichtige Rolle:

- α) das einfache Dreieckdach (Fig. 452);
- β) der deutsche Dachstuhl (Fig. 453);
- γ) der englische Dachbinder (Fig. 448);
- δ) der *Polonceau*- oder *Wiegmann*-Dachbinder (Fig. 443), und
- ε) der Sieldachbinder (Fig. 446).

Die Anordnung dieser Binder ist in Teil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 424, S. 389²¹⁵) dieses »Handbuches« vorgeführt, worauf hier Bezug genommen werden kann. Die Abbildungen sind zum Teile der dortigen Besprechung entnommen.

Beim einfachen Dreieckdach und beim deutschen Dachstuhl hat man vielfach Unterkonstruktionen angewendet. Ordnet man die Träger zweiter Ordnung beim einfachen Dreieckdach nach Fig.

Fig. 454.

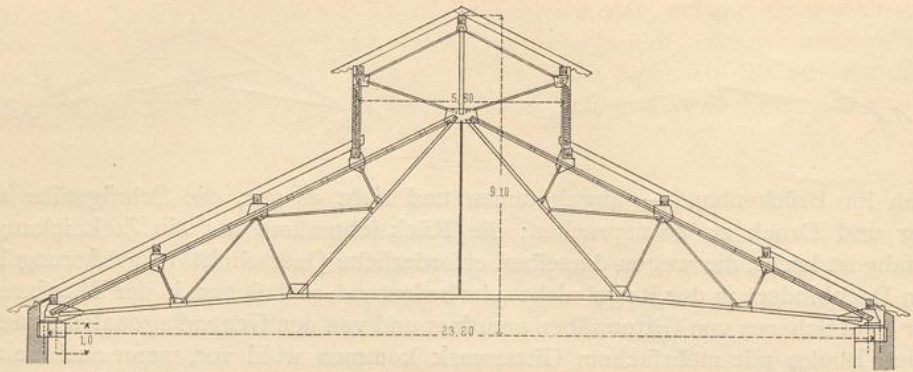


454 an, so addieren sich die vom Hauptssystem in der oberen Gurtung vorhandenen Druckspannungen zu den im Träger zweiter Ordnung an derselben Stelle erzeugten Zugspannungen. Unter Umständen kann dadurch die Anordnung in Fig. 454 sehr vorteilhaft sein.

²¹⁵) 2. Aufl.: Art. 213, S. 196 u. 197; 3. Aufl.: Art. 215, S. 216.

²¹⁹.
Verschieden-
heit.

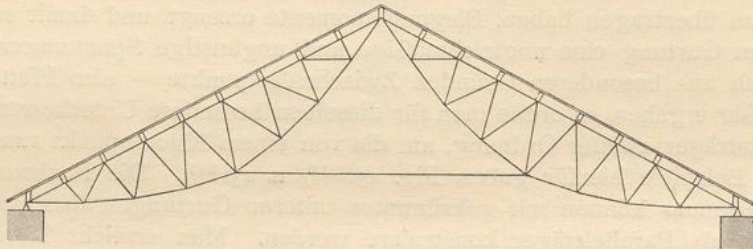
Fig. 455.



Vom Ofenhaus der dritten Dresdener Gasanstalt²¹⁶⁾.

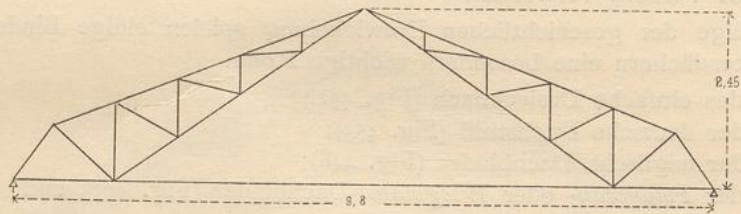
$\frac{1}{200}$ w. Gr.

Fig. 456.



Dachbindersystem *Arafol*²¹⁷⁾.

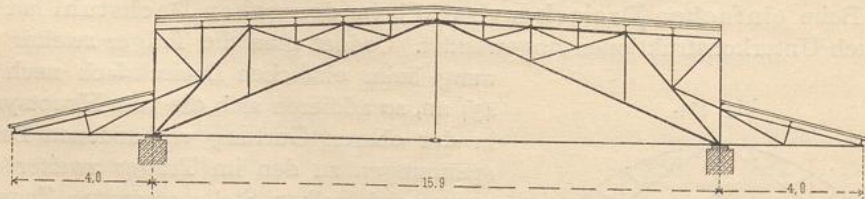
Fig. 457.



Vom Güterschuppen auf dem Bahnhof zu Hannover.

$\frac{1}{100}$ w. Gr.

Fig. 458.



Vom neuen Packhof zu Berlin.

$\frac{1}{200}$ w. Gr.

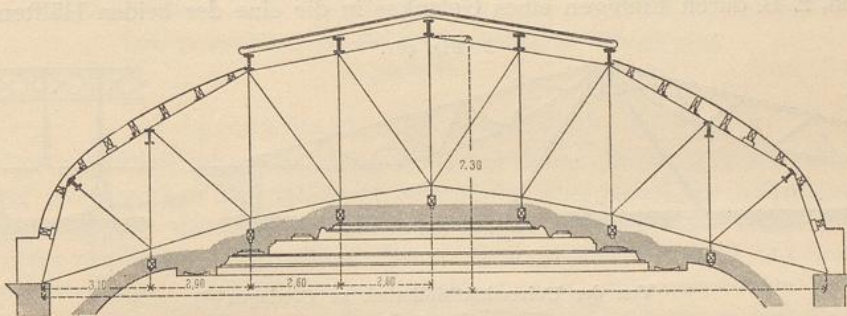
²¹⁶⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, Bl. 858.

²¹⁷⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1892, Bl. 46-47.

Beim englischen Dachbinder ist die eine Schar der Gitterstäbe meistens lotrecht oder senkrecht zur Dachfläche.

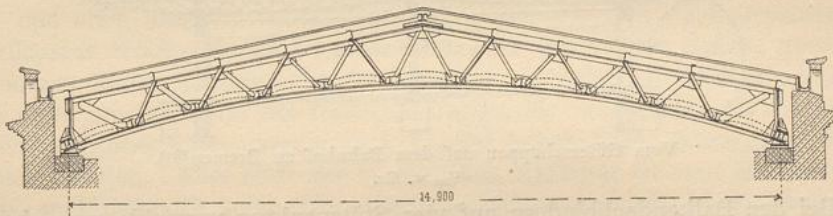
Der *Polonceau*- oder *Wiegmann*-Dachstuhl hat die Eigentümlichkeit, daß zwei genügend stark hergestellte Träger sich im First gegeneinander legen; wollte man keinen Stab weiter hinzufügen, so würde dadurch ein Dreigelenkträger entstehen, welcher nur mit zwei festen Auflagern stabil wäre und der auf die Auflager große wagrechte Kräfte übertragen würde. Diese Kräfte werden durch einen weiteren Stab, der beide Hälften des Trägers miteinander verbindet, aufgehoben; nunmehr muß aber eines der beiden Auflager beweglich gemacht werden, damit der Träger ein statisch bestimmter Balkenträger werde. Die gewöhnlichen Formen dieses Trägers sind in Fig. 443 u. 455²¹⁶⁾ dargestellt; nach der gegebenen Erklärung gehören aber auch die Dachbinder in Fig. 456²¹⁷⁾, 457 u. 458 hierher.

Fig. 459.



Vom großen Börsensaal zu Zürich²¹⁸⁾.
 $\frac{1}{200}$ w. Gr.

Fig. 460.



Vom Wartesaal III. und IV. Klasse auf dem Bahnhof zu Bremen²¹⁹⁾.
 $\frac{1}{150}$ w. Gr.

Die Knotenpunkte der Sichelbinder werden gewöhnlich auf Parabeln oder Kreisbogen angeordnet. Einen Sichelbinder zeigt Fig. 446.

Wenn es sich um die Überdeckung weiter Räume handelt, in welche man nicht gut Stützen setzen kann, so benutzt man zweckmäßig die Dachbinder auch zum Tragen der Decken; man hängt die Decke an die Dachbinder. Alsdann richtet man sich wohl in der Form der Binder nach der Lage der Lastpunkte Fig. 451, 459²¹⁸⁾ und 460²¹⁹⁾ zeigen einige Dachbinder mit angehängten Decken. Unter Umständen kann man die untere Gurtung des Binders sofort zum Herstellen der Decke verwenden; eine solche Anordnung ist in Fig. 460 dargestellt,

150.
 Dachbinder
 mit angehängter
 Decke.

²¹⁸⁾ Nach: Eisenbahn, Bd. 9, Beil. zu Nr. 8.

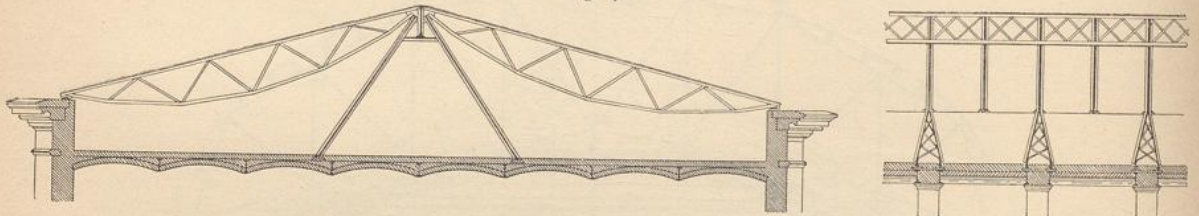
²¹⁹⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1892, Bl. 17.

wo die untere Gurtung der Dachbinder die eisernen Längsträger aufnimmt, zwischen welche die Deckengewölbe gespannt sind.

151.
Balken-
dachbinder
auf drei
Stützpunkten.

Wenn eine mittlere Unterstützung des Binders möglich ist, so ordne man dieselbe an, setze also den Binder auf drei Stützpunkte; dabei vermeide man es aber, denselben als durchlaufenden (kontinuierlichen) Träger herzustellen, sondern mache ihn statisch bestimmt. Man kann dies erreichen, wenn man jede Binderhälfte für sich frei auflagert. Eine solche Anordnung ist in Fig. 461²²⁰⁾ dargestellt. Im First läuft ein durch besondere Stützen getragener Gitterträger durch, welcher den beiden Hälften des Dachbinders je ein Auflager bietet; die beiden anderen Auflager sind auf den Seitenmauern. Grundsätzlich ähnlich ist die Konstruktion in Fig. 462²²¹⁾; der mittelste Stab der oberen Gurtung ist beweglich angeschlossen, so daß er für die Berechnung als nicht vorhanden angesehen werden kann; man erhält so zwei getrennte Träger. Auch auf andere Weise kann man statisch bestimmte Binder auf drei Stützen herstellen, z. B. durch Einfügen eines Gelenkes in die eine der beiden Hälften.

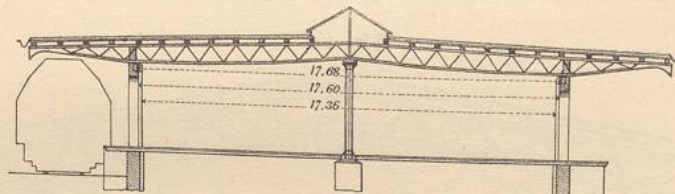
Fig. 461.



Von der Universitätsbibliothek zu Göttingen²²⁰⁾.

$\frac{1}{200}$ w. Gr.

Fig. 462.



Vom Güterschuppen auf dem Bahnhof zu Bremen²²¹⁾.

$\frac{1}{300}$ w. Gr.

152.
Balken-
dachbinder
auf vier
Stützpunkten.

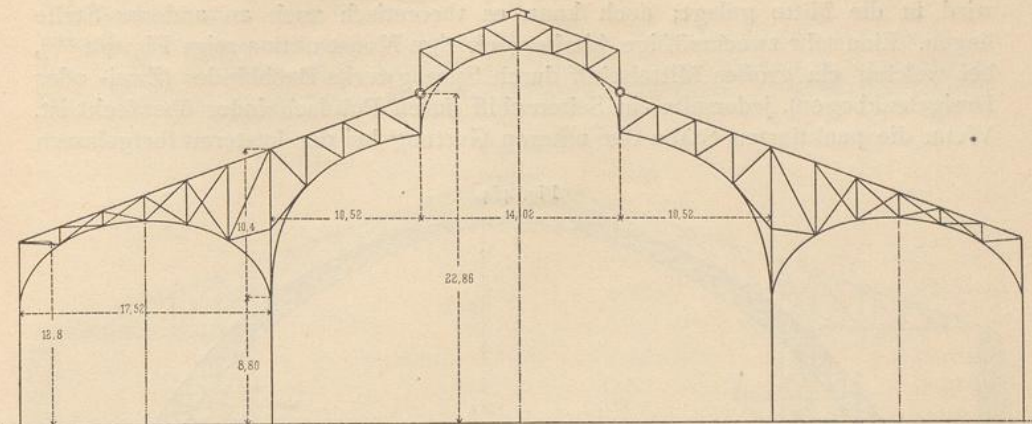
Bei den Balkendachbindern auf vier Stützpunkten vermeide man ebenfalls, die Binder als durchlaufende Träger auszuführen, stelle vielmehr über der mittleren Öffnung ein statisch bestimmtes Satteldach her und versehe die beiden äußeren Öffnungen mit statisch bestimmten Pultdachbindern. Ein Beispiel hierfür zeigt Fig. 224 (S. 81). Man kann so auch leicht eine basilikale Anlage mit hohem Seitenlicht erhalten, welche für Ausstellungshallen, Markthallen u. s. w. sehr geeignet ist (Fig. 225, S. 82).

Die statische Bestimmtheit wird auch durch Einfügen zweier Gelenke in die Mittelöffnung erreicht, wodurch man zwei seitliche Auslegerträger und einen zwischengehängten Mittelträger erhält. Ein schönes Beispiel zeigt Fig. 463; der eingehängte Träger muß ein Auflager mit Längsbeweglichkeit bekommen, da sonst das Ganze statisch unbestimmt wird; auch darf aus demselben Grunde von jedem Seitenträger nur ein Auflager fest sein.

²²⁰⁾ Nach ebendas, 1887, Bl. 5.

²²¹⁾ Faks.-Repr. nach ebendas, 1892, Bl. 25.

Fig. 463.



Vom Bergwerksgebäude der Weltausstellung zu Chicago 1893.

 $\frac{1}{500}$ w. Gr.

2) Sprengwerks- und Bogendachbinder.

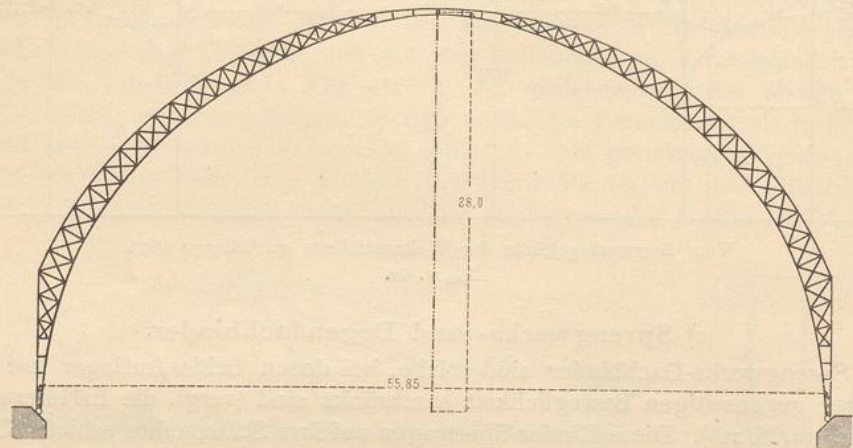
Sprengwerks-Dachbinder sind solche, bei denen beide Auflager fest oder in ihrer gegenseitigen Beweglichkeit beschränkt sind (vergl. die Erläuterungen in Art. 101, S. 126). Diese Binder übertragen auf ihre Stützpunkte schiefe Kräfte, welche für die Seitenmauern des Gebäudes desto gefährlicher sind, je höher die Stützpunkte liegen. Man ist deshalb bei den neueren, weit gespannten Sprengwerksdächern dazu übergegangen, die Auflager ganz tief zu legen, so daß die Fußpunkte der Binder sich sofort auf die Fundamente setzen. Solche Sprengwerksdächer mit tief liegenden Stützpunkten sind für weite Hallen (Bahnhofshallen, Markt- und Reithallen, Ausstellungsgebäude) die naturgemäßen Dachkonstruktionen und allen anderen vorzuziehen: sie halten von den Gebäudemauern die gefährlichsten Kräfte, die auf Umsturz wirkenden wagrechten Kräfte, ganz fern. Sie sind aus diesem Grunde auch den Balkendachbindern vorzuziehen, weil bei diesen sicher an der Seite des festen Auflagers die wagrechten Kräfte auf die Seitenmauern übertragen werden und bei der hohen Lage dieses Stützpunktes ungünstig wirken. Aber auch am beweglichen Auflager ist stets Reibung vorhanden, und demnach kann hier ebenfalls eine wagrechte Kraft übertragen werden. Thatsächlich ist man seit verhältnismäßig kurzer Zeit für die großen Hallen der Neuzeit von den Balkendachbindern (Sicheldächern, *Polonceau-* oder *Wiegmann-Dächern*) abgegangen und führt fast ausschließlich Sprengwerksdächer mit tief gelegten Stützpunkten aus.

Man kann die Sprengwerksbinder als statisch unbestimmte oder als statisch bestimmte Konstruktionen herstellen. Beide Stützpunkte sind fest, d. h. die Zahl der Auflagerunbekannten beträgt $n = 2 \cdot 2 = 4$. Da nur drei Gleichgewichtsbedingungen, also nur drei Gleichungen für die Berechnung dieser vier Unbekannten verfügbar sind, so ist der Binder nur dann statisch bestimmt, wenn seine Konstruktion eine weitere Bedingung vorschreibt. Ordnet man z. B. in dem Binder ein Gelenk an, so bedeutet dies, daß bei jeder beliebigen Belastung das Moment aller an der einen Seite des Gelenkes wirkenden äußeren Kräfte für diesen Gelenkpunkt gleich Null sein muß. Damit ist eine vierte Gleichung gegeben, der Binder demnach jetzt statisch bestimmt, Fig. 464 u.

153.
Sprengwerks-
Dachbinder.

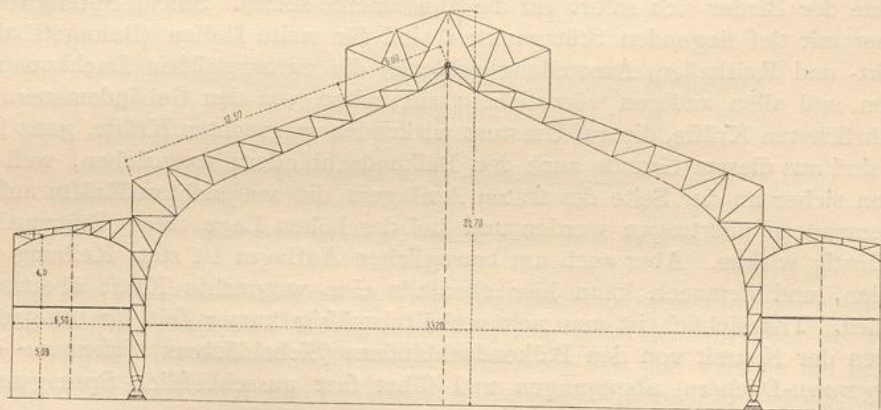
465²²²⁾ zeigen einige neuere Beispiele solcher Dreigelenk-Dachbinder; das Gelenk wird in die Mitte gelegt; doch kann es theoretisch auch an anderer Stelle liegen. Eine sehr zweckmäßige, hierher gehörige Konstruktion zeigt Fig. 466²²³⁾, bei welcher ein großes Mittelschiff durch Sprengwerks-Dachbinder (Zwei- oder Dreigelenkbogen), jederseits ein Seitenschiff durch Pultdachbinder überdeckt ist. Wenn die punktierten Stäbe der unteren Gurtung bei den letzteren fortgelassen

Fig. 464.



Von der großen Halle auf dem Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M.
 $\frac{1}{500}$ w. Gr.

Fig. 465.



Von der Markthalle zu Hannover²²²⁾.
 $\frac{1}{400}$ w. Gr.

werden, so sind diese Binder statisch bestimmt; gewöhnlich wird man diese Stäbe aber anbringen und an einer Seite mit Schrauben und länglichen Löchern anschließen. Dann ist genügende Beweglichkeit, so daß die Träger wie einfache Pultdachträger wirken. — Wird der Sprengwerksbinder ohne Mittelgelenk ausgeführt und werden die punktierten Stäbe fest angeschlossen, so ist die gesamte Konstruktion dreifach statisch unbestimmt.

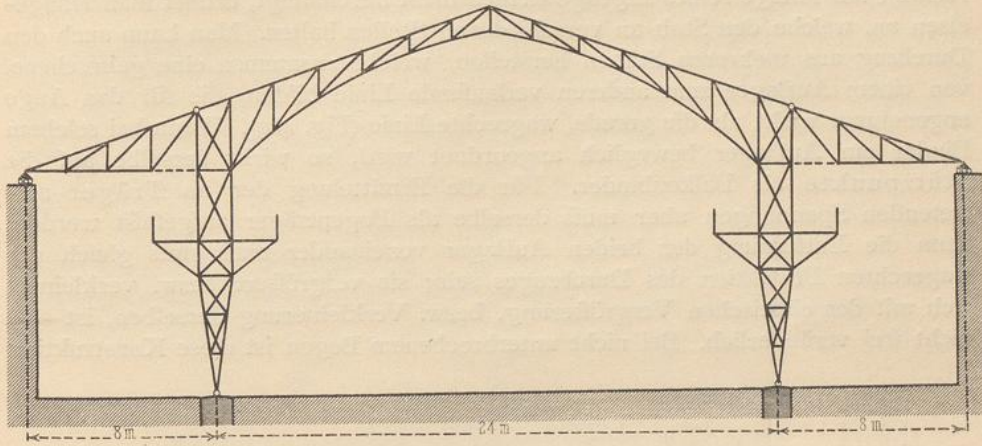
²²²⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, Bl. 11.

²²³⁾ Nach: Deutsche Bauz. 1897, S. 468.

Eigenartig und kühn ist die in Fig. 467 vorgeführte Dachkonstruktion der Olympiahalle zu London²²⁴⁾.

Der mittlere Raum ist durch ein Sprengwerks- (Bogen-) Dach ohne Scheitelgelenk, von 51,80 m Kämpferweite, überspannt; um die Unterstüzungen der großen Binder möglichst leicht erscheinen zu lassen, leitete man den Bogenschub des Daches in Höhe der Seitendächer *AF* durch diese auf steife

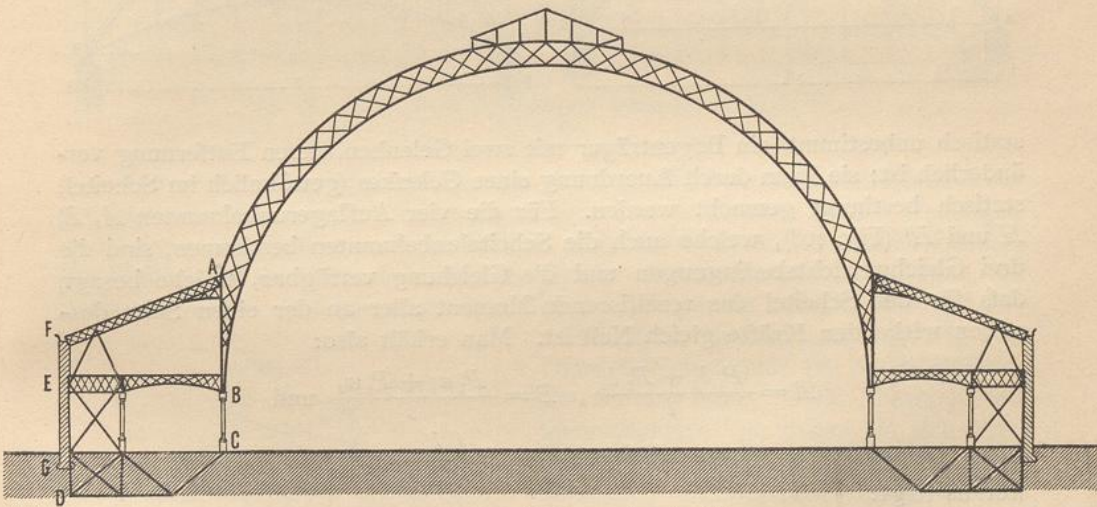
Fig. 466.



Von der Maschinenhalle der Ausstellung zu Stockholm²²³⁾.

$\frac{1}{300}$ w. Gr.

Fig. 467.



Von der Olympiahalle zu London²²⁴⁾.

$\frac{1}{500}$ w. Gr.

Rahmen. Jeder dieser Rahmen besteht aus einem durch Diagonalen verkreuzten Felde, welches sich auf einen Querträger *GDC* aus Fachwerk setzt, dessen vorderes Ende *C* durch die Säule *BC* des Dachbinders belastet ist. Die Säule *BC* hat oben wie unten Kugelgelenke; der Hebel *GDC* ist in Beton gebettet. Auch bei *A* ist gelenkförmiger Anschluss.

²²³⁾ Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 447. — MERTENS, L. Eiserne Dächer und Hallen in England. Berlin 1899.

154.
Bogen-
dachbinder
mit
Durchzügen.

Zu den Sprengwerks-Dachbindern können auch die Bogendachbinder mit Durchzügen gerechnet werden, welche ebenfalls für weite Hallen vielfach Anwendung gefunden haben. Die Bogenbinder sind Sprengwerke, welche Schub auf die Auflager ausüben; dieser für das Mauerwerk gefährliche Schub wird durch den Durchzug aufgehoben, welcher in einfachster Weise aus einem wagrechten Stabe bestehen kann, der beide Auflager verbindet. Damit der wagrechte Stab infolge seines Eigengewichtes nicht durchhängt, ordnet man Hängeeisen an, welche den Stab an verschiedenen Stellen halten. Man kann auch den Durchzug aus mehreren Stäben herstellen, welche zusammen eine gebrochene, von einem Auflager zum anderen verlaufende Linie bilden, die für das Auge angenehmer wirkt als die gerade, wagrechte Linie (Fig. 469). Wenn bei solchem Binder ein Auflager beweglich angeordnet wird, so wirkt derselbe auf die Stützpunkte als Balkenbinder. Für die Ermittlung der im Träger auftretenden Spannungen aber muß derselbe als Bogenträger aufgefaßt werden; denn die Entfernung der beiden Auflager voneinander muß stets gleich der wagrechten Projektion des Durchzuges sein; sie vergrößert sich mit der elastischen Vergrößerung, bezw. verkleinert sich mit der elastischen Vergrößerung, bezw. Verkleinerung derselben, ist also nicht frei veränderlich. Bei nicht unterbrochenem Bogen ist diese Konstruktion

Fig. 468.

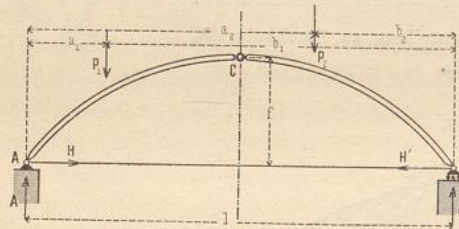
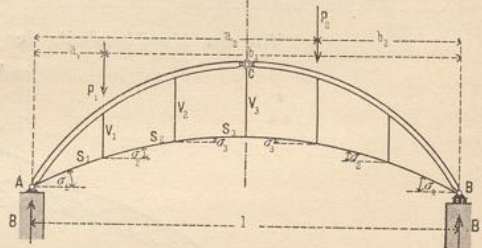


Fig. 469.



statisch unbestimmt, ein Bogenträger mit zwei Gelenken, deren Entfernung veränderlich ist; sie kann durch Anordnung eines Gelenkes (gewöhnlich im Scheitel) statisch bestimmt gemacht werden. Für die vier Auflagerunbekannten A , B , H und H' (Fig. 468), welche auch die Scheitelunbekannten bestimmen, sind die drei Gleichgewichtsbedingungen und die Gleichung verfügbar, welche besagt, daß für den Scheitel das resultierende Moment aller an der einen Seite desselben wirkenden Kräfte gleich Null ist. Man erhält also:

$$A = \frac{P_1 b_1 + P_2 b_2}{l}, \quad B = \frac{P_1 a_1 + P_2 a_2}{l} \quad \text{und}$$

$$0 = -Hf + A \frac{l}{2} - P_1 \left(\frac{l}{2} - a_1 \right),$$

woraus folgt:

$$H = \frac{P_1 a_1 + P_2 b_2}{2f},$$

$$H' = H = \frac{P_1 a_1 + P_2 b_2}{2f}.$$

Wenn der Durchzug aus einer Anzahl von Stäben besteht, welche eine gebrochene Linie bilden, so kann man A , B , H und H' ähnlich ermitteln, wie soeben gezeigt ist, und danach die Spannungen in den Stäben des Durchzuges aus der Bedingung finden, daß die wagrechte Seitenkraft der Spannung jeden

Stabes gleich H ist. Wenn man die Höhe des Sichelpfeiles (Fig. 469) mit f_1 bezeichnet, so erhält man

$$A = \frac{P_1 b_1 + P_2 b_2}{l}, \quad B = \frac{P_1 a_1 + P_2 a_2}{l}, \quad H = \frac{1}{f_1} \left[A \frac{l}{2} - P_1 \left(\frac{l}{2} - a_1 \right) \right],$$

woraus sich mit dem Werte für A ergibt:

$$H = \frac{P_1 a_1 + P_2 b_2}{2f_1}.$$

Die Spannungen im Durchzug sind bezw.

$$S_1 = \frac{H}{\cos \sigma_1} \quad \text{und} \quad S_2 = \frac{H}{\cos \sigma_2}, \quad \dots \dots \dots 11.$$

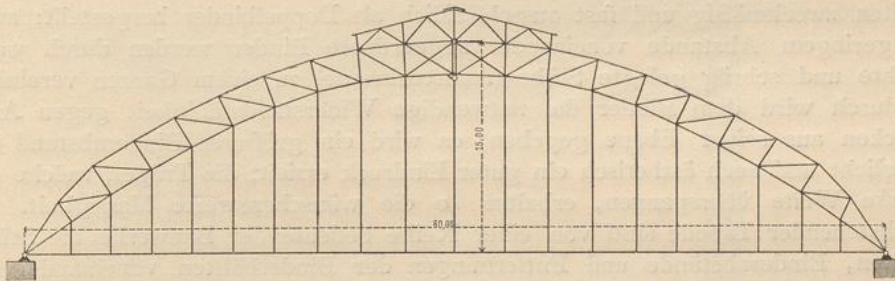
diejenigen in den Hängeeisen

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= H (\operatorname{tg} \sigma_1 - \operatorname{tg} \sigma_2) \\ V_2 &= H (\operatorname{tg} \sigma_2 - \operatorname{tg} \sigma_3) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 12.$$

und

In ähnlicher Weise ergeben sich auch die durch Windbelastungen erzeugten Auflagerdrücke und Spannungen der Zugstange, sowie der Hängeeisen.

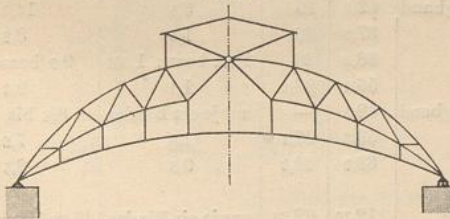
Fig 470.



Von der großen Halle des Anhalter Bahnhofes zu Berlin²²⁵⁾.
1/500 w. Gr.

Durch die Hängeeisen werden auf die Bogenhälften Zugkräfte übertragen; um diese und die sonstigen Belastungen ertragen zu können, müssen die Bogen steif hergestellt werden, d. h. so, daß sie Biegemomente aufnehmen können. Bei kleinen Spannweiten stellt man die Bogen als vollwandige Blechträger, bei größeren Weiten als Gitterträger her. Ein hervorragendes Beispiel eines Bogendachbinders mit Durchzug zeigt Fig. 470.

Fig. 471.



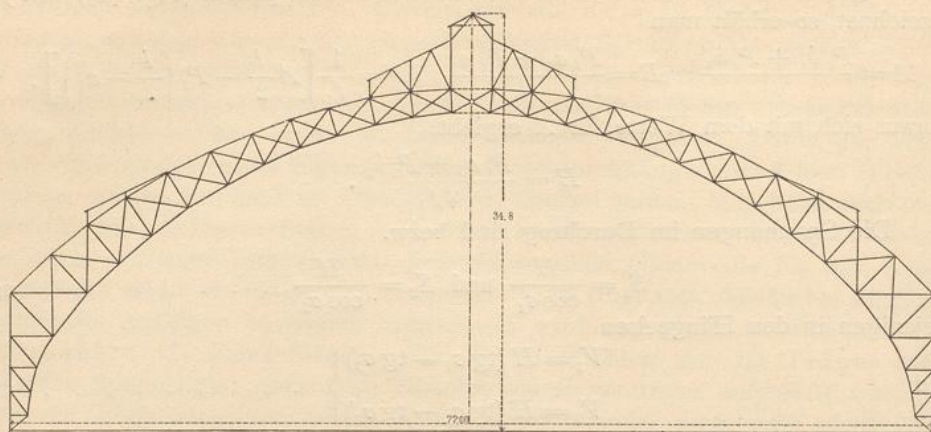
Diese Dächer ähneln bei oberflächlicher Betrachtung den oben betrachteten Sicheldächern, von denen sie sich aber vorteilhaft durch das Fehlen der verwirrenden Schrägstäbe unterscheiden, wodurch das Ganze in der Wirkung viel ruhiger ist als bei jenen. Hierher gehört auch die in Fig. 471 dargestellte Form.

Die Berechnung der gelenklosen Bogen mit Durchzug ist etwas umständlich; bezüglich derselben wird auf die Lehrbücher über statisch unbestimmte Konstruktionen, insbesondere über Bogenträger verwiesen.

Sprengherks- und Bogenbinder mit Durchzügen werden für große Spann-

²²⁵⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, Bl. 9.

Fig. 472.



Von der großen Bahnhofshalle der Pennsylvania-Eisenbahn zu Jersey City.

 $\frac{1}{1000}$ w. Gr.

weiten zweckmäßig und fast ausschließlich als Doppelbinder hergestellt: zwei in geringem Abstände voneinander angeordnete Binder werden durch wagrechte und schräg gelegte Stäbe (Andreskreuze) zu einem Ganzen vereinigt. Dadurch wird dem Binder die notwendige Widerstandsfähigkeit gegen Ausknicken aus seiner Ebene gegeben; es wird ein größerer Binderabstand ermöglicht und auch ästhetisch ein guter Eindruck erzielt; die Träger, welche die große Weite überspannen, erhalten so die wünschenswerte Massigkeit. In nachstehender Tabelle sind von einer Reihe bedeutender Bauwerke die Stützweiten, Binderabstände und Entfernungen der Binderhälften voneinander zusammengestellt.

Hauptabmessungen einiger neuerer großer Bogendächer.

Nr.	Bezeichnung des Bauwerkes	Binderart	Stützweite	Pfeilhöhe	Abstand der Teilbinder	Abstand der Hauptbinder von Achse zu Achse
1	Anhalter Bahnhof zu Berlin . . .	Dreigelenkbogen m. Zugband	62,5	15	3,5	14,0
2	Bahnhof Alexanderplatz zu Berlin	Dreigelenkbogen	37,5	20	1,5	8,8
3	Bahnhof Friedrichsstraße zu Berlin	»	36,0	20	1,972 bzw. 1,001	9,9 bzw. 9,0
4	Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M.	»	56,0	28,6	1,1	9,3
5	Centralbahnhof zu Mainz	Dreigelenkbogen m. Zugband	42,5	—	nur je ein Binder	8,8 bis 14,8
6	Hauptbahnhof zu Bremen	Zweigelenkbogen	59,3	27,1	1,0	7,2
7	Hauptbahnhof zu Köln	»	63,9	24,0	0,8	8,5
8	<i>Manufacture building</i> auf der Weltausstellung zu Chicago 1893	Dreigelenkbogen	112,16	62,28	nur je ein Binder	15,24 bzw. 22,86
9	Maschinenhalle zu Paris auf der Weltausstellung 1889	»	110,6	44,99	—	21,5
10	Bahnhalle zu New-Jersey (Fig. 472)	» mit Zugband	77,0	27,3	4,42	17,68
11	Markthalle zu Hannover	» (Einzelbind.)	34,06	18,2	nur je ein Binder	6,44

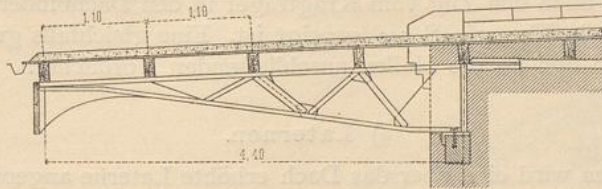
Meter

3) Ausleger- oder Kragdachbinder.

Die Auslegerbinder sind nur an einer Seite aufgelagert und übertragen unter Umständen bedeutende Zugkräfte auf die Gebäudemauern (vergl. Teil I, Band 1, zweite Hälfte [Art. 447, S. 415²²⁶⁾] dieses »Handbuches«). Sie müssen

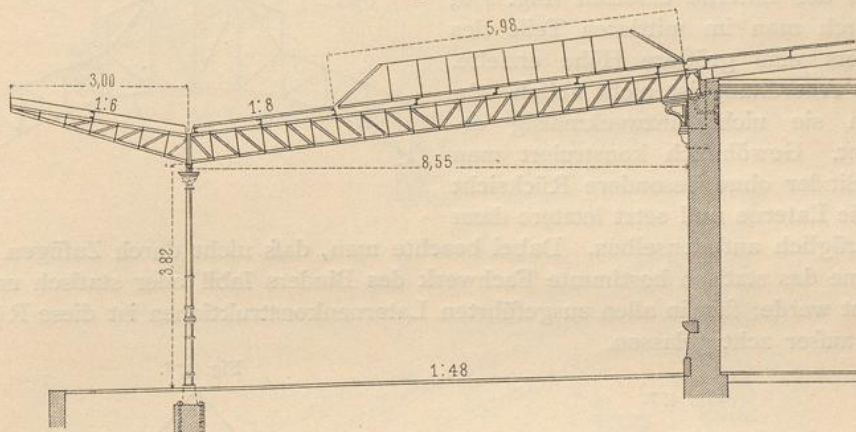
155.
Ausleger-
binder.

Fig. 473.



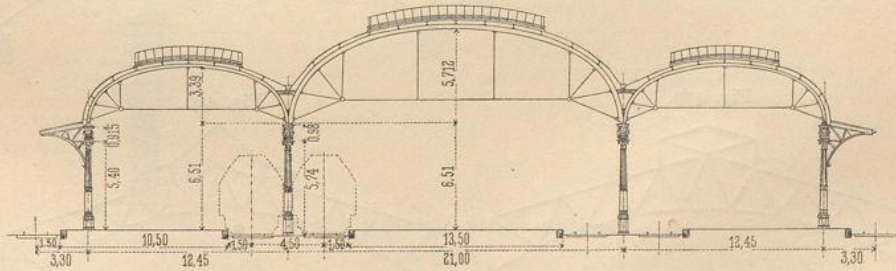
Vom Bahnhof zu Bremen.
 $\frac{1}{25}$ w. Gr.

Fig. 474.



Vom Bahnhof zu Duisburg.
 $\frac{1}{125}$ w. Gr.

Fig. 475.



Von der Bahnhofshalle zu Münster i. W.
 $\frac{1}{400}$ w. Gr.

kräftig verankert werden. Man verwendet sie vielfach für Bahnsteigüberdeckungen von geringer Breite, Vordächer, bei Güterschuppen u. dergl. Fig. 473 zeigt ein solches Beispiel; die Ausladung beträgt 4,40 m.

²²⁶⁾ 2. Aufl.: Art. 236, S. 222; 3. Aufl.: Art. 238, S. 243.

Wenn möglich, soll man die Zugkräfte vom Mauerwerk fernhalten; Fig. 474 zeigt, wie dies erreicht werden kann. Der Bahnsteigbinder ruht aufer auf dem Seitenmauerwerk des Gebäudes noch auf einer Säule, über welche hinaus er verlängert ist; diese Verlängerung bildet den Kragbinder. Der Träger muß über der Säule genügend stark sein, um das hier auftretende (negative) Moment des Kragträgers aufnehmen zu können.

Man kann auch den Zug vom Kragträger in den Dachbinder des Gebäudes führen, wie dies in Fig. 458 (S. 214) gezeigt ist. Eine gleichfalls gute Anordnung zeigt Fig. 475 in den an die Hallen anschließenden Vordächern.

4) Laternen.

156.
Laternen.

Nicht selten wird eine über das Dach erhöhte Laterne angeordnet; dieselbe wird auf die obere Gurtung des Binders gesetzt. Man könnte auf die Breite der Laterne die obere Gurtung des Binders fortfallen lassen und durch diejenige der Laterne ersetzen (Fig. 476), wodurch man im mittleren Teile des Trägers eine grössere Höhe erzielte. Diese Anordnung ist nicht üblich, obgleich sie nicht unzweckmäfsig erscheint. Gewöhnlich konstruiert man den Binder ohne besondere Rücksicht auf die Laterne und setzt letztere dann nachträglich auf denselben. Dabei beachte man, dafs nicht durch Zufügen der Laterne das statisch bestimmte Fachwerk des Binders labil oder statisch unbestimmt werde; fast in allen ausgeführten Laternenkonstruktionen ist diese Rücksicht aufer acht gelassen.

Fig. 476.

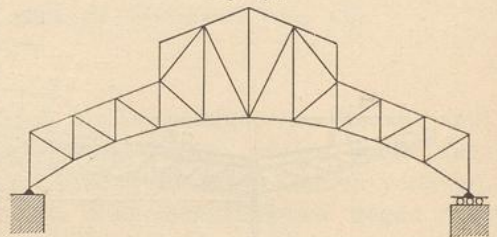


Fig. 478.

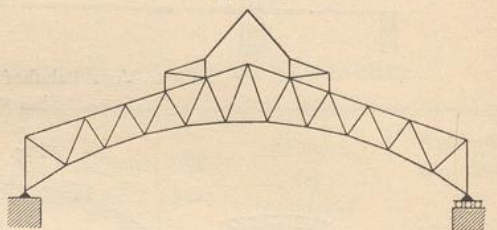


Fig. 477.

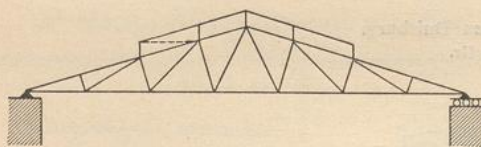


Fig. 479.

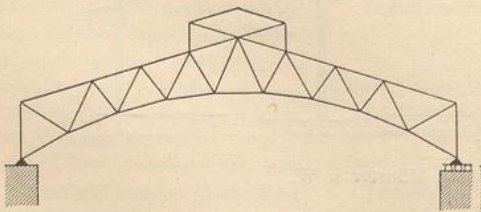
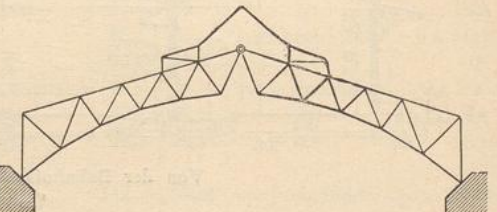


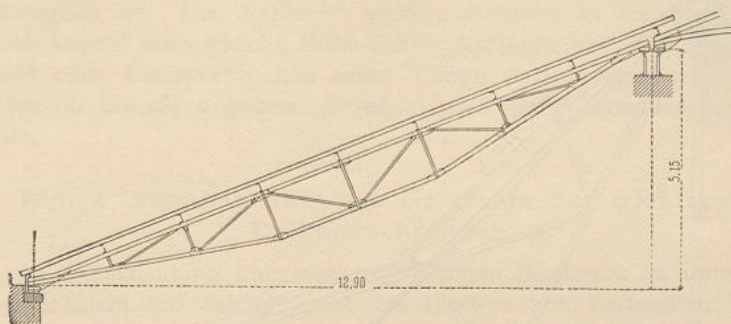
Fig. 480.



In einfachster Weise setzte man auf die Knotenpunkte der oberen Gurtung Pfosten, welche an ihren oberen Enden durch Stäbe verbunden wurden (Fig. 477). Es leuchtet ein, dafs das Fachwerk hierdurch labil wird; die im Beispiel hinzugefügte Zahl der Knotenpunkte ist 5; die hinzugefügte Zahl der Stäbe muß

also (siehe Art. 81, S. 103) gleich 10^3 sein; es sind aber nur 9 Stäbe hinzugefügt. Man sieht leicht, daß das Fachwerk durch Einfügen einer Diagonale statisch bestimmt gemacht werden kann. Die Diagonale kann in jedem der viereckigen Felder angeordnet werden, aber nur in einem derselben ist sie erforderlich (in Fig. 477 ist sie einpunktirt); ordnet man mehrere Diagonalen an, so wird das Fachwerk statisch unbestimmt.

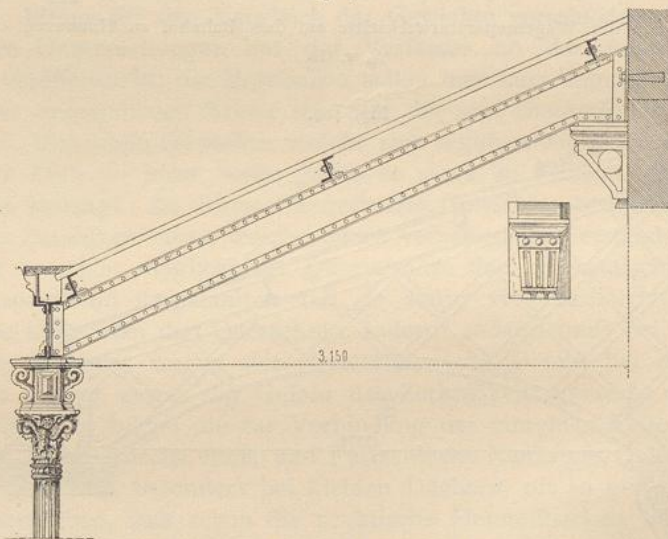
Fig. 481.



Von der Schmiedewerkstätte auf dem Bahnhof zu Hannover.

$\frac{1}{75}$ w. Gr.

Fig. 482.



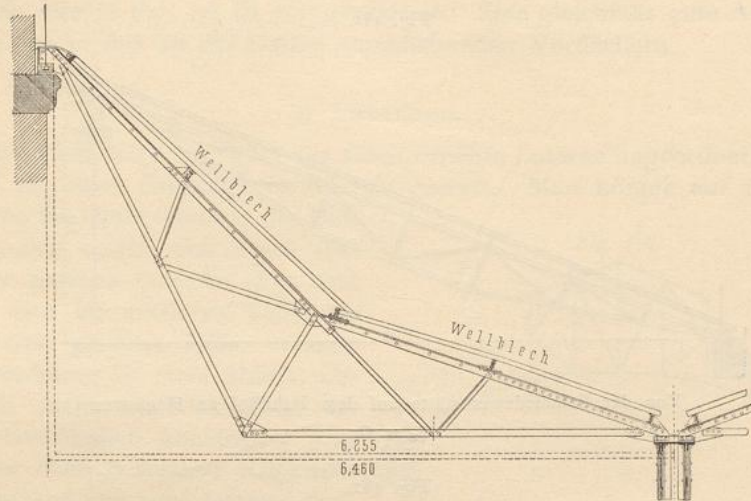
Von der Bahnsteighalle zu Ruhrort.

$\frac{1}{40}$ w. Gr.

Beachtet man, daß der Binder ohne die Laterne statisch bestimmt war und daß ein Fachwerk diese Eigenschaft behält, wenn man nach und nach stets zwei neue Stäbe und einen neuen Knotenpunkt hinzufügt, so erkennt man, daß die in Fig. 478 u. 479 schematisch gezeichneten Binder statisch bestimmt sind. Bei Fig. 479 darf der mittlere Pfosten nicht angeordnet werden; derselbe würde einen überzähligen Stab bilden. Bei flacher Dachneigung erzeugen die lotrechten Lasten des Firstknotenpunktes in den am First zusammentreffenden Gurtungsstäben

der Laterne große Spannungen. Es steht aber nichts im Wege, diese beiden Stäbe steiler zu stellen und so die Spannungen zu verringern (Fig. 478). Die in Fig. 446, 448 u. 455 veranschaulichten Laternenkonstruktionen zeigen nach Vorstehendem je einen überzähligen Stab, den man besser fortläßt. Die ange-

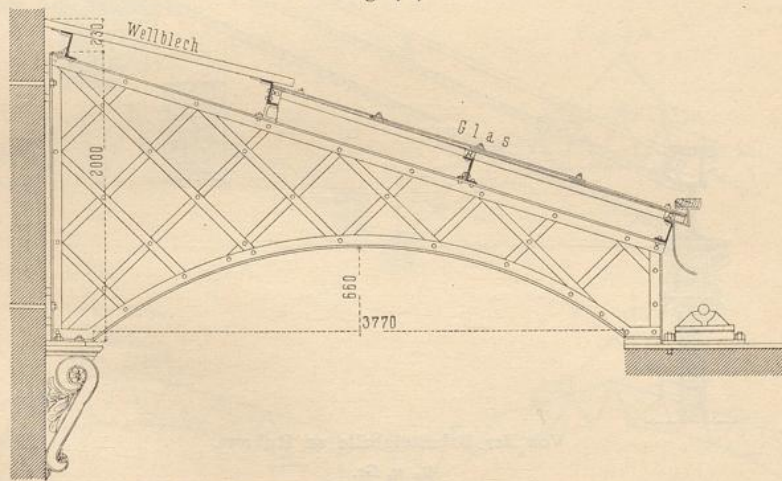
Fig. 483.



Von der Wagenreparaturwerkstätte auf dem Bahnhof zu Hannover.

$\frac{1}{25}$ w. Gr.

Fig. 484.



Vom Bahnsteigdach auf dem Bahnhof zu Hannover.

$\frac{1}{100}$ w. Gr.

gebene Regel gilt allgemein, also auch, wenn der Binder ein Dreigelenkbogen ist (Fig. 480).

Etwas anders, aber nach demselben Grundgedanken, ist die Laterne der Markthalle zu Hannover (Fig. 465) gebildet; jede statisch bestimmte Hälfte des Dreigelenkbogens ist durch ein statisch bestimmtes Fachwerk vermehrt; beide

aufgesetzte Laternenhälften sind aber nicht miteinander verbunden; nur im Scheiteltgelenk hängen die beiden Binderhälften miteinander zusammen; das ganze Fachwerk ist statisch bestimmt.

5) Pultdachbinder.

Bei den eisernen Dächern sind die Binder der Pultdächer einfache Träger, wie diejenigen der Satteldächer, und werden zweckmäÙig als Balkenträger hergestellt; man ordne deshalb ein Auflager fest, das andere in der wagrechten Ebene beweglich an. Die Auflager werden meistens in verschiedene Höhen gelegt; doch kommt auch gleiche Höhe beider Auflager vor. Die Binder können Blechbalken oder Fachwerkbalken sein. Einige Anordnungen solcher Binder sind in Fig. 481 bis 484 gegeben; dieselben sind ohne besondere Erläuterung verständlich.

157.
Pultdach-
binder.

6) Einige Angaben über die Gewichte der wichtigsten Balkendachbinder.

Bei der Entscheidung über die zu wählende Binderart ist unter anderem auch die Rücksicht auf das Gewicht des Binders von Bedeutung; denn das Gewicht bestimmt in gewissem Maße auch die Kosten. Allerdings kann ein leichtes, aber kompliziertes Dach teurer sein als ein schwereres einfaches. Jedenfalls aber ist es erwünscht, auch ohne genauen Entwurf bereits das Gewicht des Daches ungefähr angeben zu können. Leider ist dieses Gebiet noch wenig bearbeitet. Einige für den Vergleich der Gewichte verschiedener Balkendächer verwertbare Untersuchungen hat der Verfasser an der unten angegebenen Stelle ²²⁷⁾ veröffentlicht; die Ergebnisse sollen hier kurz angeführt werden.

158.
Theoretisches
Gewicht.

In der angegebenen Arbeit sind nur die sog. theoretischen Gewichte ermittelt, d. h. diejenigen Gewichte, welche sich ergeben würden, wenn es möglich wäre, jeden Stab an jeder Stelle genau so stark zu machen, wie die Kräftewirkung es verlangt. Zu diesen theoretischen Gewichten kommen noch ziemlich bedeutende Zuschläge hinzu, welche durch verschiedene Umstände bedingt sind. Einmal ist es nicht möglich, die Querschnitte dem theoretischen Bedürfnisse genau entsprechend zu gestalten und sie stetig veränderlich zu machen; nur stufenweise kann man den Querschnitt ändern; sodann muß bei den gezogenen Stäben ein Zuschlag wegen der Nietverschwächung und bei den gedrückten Stäben ein solcher wegen der Gefahr des Zerknickens gemacht werden. Einen weiteren Zuschlag bilden die zur Verbindung der einzelnen Teile und Stäbe erforderlichen Knotenbleche, Stofs- und Futterbleche, Nietköpfe, Gelenkbolzen u. s. w. Endlich erhält man, besonders bei kleinen Dächern, oft so geringe theoretische Querschnittsflächen, daß schon die praktische Herstellbarkeit bedeutende Vergrößerung bedingt.

Vergleicht man bei einer Reihe ausgeführter Dächer die wirklichen Gewichte mit den aus den Formeln erhaltenen theoretischen Gewichten, so kann man die sog. Ausführungsziffern (Konstruktionskoeffizienten), d. h. die Zahlenwerte finden, mit denen die theoretischen Werte multipliziert werden müssen, um die wirklichen Gewichte zu ergeben. Die Ausführungsziffern sind noch nicht ermittelt; sie sind für die verschiedenen Binderformen und für die verschiedenen

159.
Konstruktions-
koeffizient.

²²⁷⁾ In: LANDSBERG, TH. Das Eisengewicht der eisernen Dachbinder. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 105. — Auch als Sonderabdruck erschienen; Berlin 1885.

Tabelle der Werte für C .

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$					$\frac{1}{3}$					$\frac{1}{4}$				
	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,525	1,649	1,8	1,778	1,248	1,774	1,867	1,967	1,986	1,325	2,088	2,227	2,175	2,278	1,489
» $= \frac{1}{20}$	1,654	1,767	1,911	1,889	1,30	2,03	2,151	2,159	2,218	1,458	2,52	2,706	2,49	2,698	1,743
» $= \frac{1}{15}$	1,707	1,824	1,952	1,942	1,323	2,135	2,26	2,24	2,323	1,522	2,724	2,939	2,63	2,801	1,871
» $= \frac{1}{10}$	1,825	1,950	2,05	2,053	1,384	2,40	2,60	2,445	2,581	1,681	3,262	3,631	3,01	3,428	2,221
» $= \frac{1}{8}$	1,931	1,949	2,134	2,151	1,439	2,46	2,896	2,62	2,832	1,847					
» $= \frac{1}{7}$	2,017	2,04	2,20	2,236		2,89	3,033	2,782	3,061						
» $= \frac{1}{6}$		2,324	2,30	2,361	1,569		3,641	3,05	3,444	2,258					
» $= \frac{1}{5}$		2,595	2,47	2,578											
» $= \frac{1}{4}$		3,154	2,775	3,028											

Stützweiten, ja sogar nach dem Geschick des Konstrukteurs verschieden und nehmen bei wachsender Stützweite ab. Für einen Vergleich der verschiedenen Binderarten sind übrigens die Ausführungsziffern nicht von sehr großer Bedeutung; die für die theoretischen Gewichte gefundenen Ergebnisse können deshalb für den Vergleich — allerdings mit Vorsicht — verwertet werden.

160.
Bindergewicht.

In der erwähnten Abhandlung wurden untersucht: der englische Dachstuhl, der *Wiegmann-* oder *Polonceau-*Dachstuhl, das Dreieckdach, das deutsche Dach, das Sieldach. Beim Dreieck- und deutschen Dach sind auch die Anordnungen mit Unterkonstruktionen in Betracht gezogen. Bezeichnet man mit l die Stützweite des Dachbinders, e die Entfernung der Dachbinder voneinander, f die Firsthöhe und f_1 die Mittenhöhe der unteren Gurtung, beides über der wagrechten Verbindungslinie der Auflager gemessen, q die Gesamtbelastung für das Quadr.-Meter der Grundfläche (Eigengewicht, Schnee und lotrechte Seitenkraft des Winddruckes), K die als zulässig erachtete Beanspruchung des Eisens für 1^{qm} (in Tonnen), C eine Zahl (der Wert von C ist je nach der Dachform und Dachneigung verschieden) und sind alle Werte auf Meter, bzw. Kilogramm bezogen, so ergibt sich als theoretisches Bindergewicht für das Quadr.-Meter überdeckter Fläche

$$g' = 0,0014 Cql.$$

Aus der Formel für g' ersieht man, dass das Bindergewicht für das Quadr.-Meter Grundfläche von der ersten Potenz der Stützweite abhängig, dagegen vom Binderabstand e unabhängig ist. Die Werte für C sind in den beiden obestehenden Tabellen zusammengestellt; in denselben gilt jedesmal:

Spalte I für den englischen Dachstuhl,

Spalte II für den *Wiegmann-* oder *Polonceau-*Dachstuhl mit 16 Feldern,

Spalte III für das Dreieckdach und

Spalte IV für das deutsche Dach;

bei den beiden letzteren sind als Träger zweiter Ordnung Parabelträger mit dem Pfeilverhältnis 1:6 angenommen; die obere, gedrückte Gurtung des Parabelträgers ist mit der Druckgurtung des Fachwerkes zusammengelegt; es ist also nicht die denkbar günstigste Anordnung gewählt, weil dieselbe doch wenig ausgeführt wird.

Spalte V gilt für das Sieldach mit Gitterwerk aus lotrechten Pfosten und Schrägfläben.

Tabelle der Werte für C .

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{5}$					$\frac{1}{6}$					$\frac{1}{8}$				
	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
$\frac{f_1}{l} = 0$	2,425	2,705	2,50	2,603	1,687	2,775	2,974	2,63	2,944	1,903	3,494	3,817	3,11	3,653	2,359
» = $\frac{1}{20}$	3,112	3,401	2,884	3,278	2,114	3,797	4,239	3,35	4,018	2,57					
» = $\frac{1}{15}$	3,47	3,815	3,10	3,62	2,345										

Der Vergleich der Werte für C lehrt:

α) Das Sieldach (V) ist bezüglich des Eisenverbrauches von den betrachteten die beste Konstruktion. Sieht man von dem für die Ausführung des Sieldaches wenig geeigneten Pfeilverhältnis $\frac{f}{l} = \frac{1}{2}$ ab, so beträgt die Eisenersparnis beim Sieldach gegenüber dem englischen Dachstuhl (I) 25 bis 32 Vomhundert, gegenüber dem *Wiegmann*-Dachstuhl (II) 25 bis 39 Vomhundert des zu diesen beiden Dachbindern bezw. verwendeten Baustoffes. Das Sieldach erfordert also nur 68 bis 75 Vomhundert des zum englischen, nur 61 bis 75 Vomhundert des zum *Wiegmann*-Dachstuhl nötigen Eisens. Ähnlich ist die Ersparnis gegenüber den hier zu Grunde gelegten Konstruktionen des deutschen (IV) und Dreieckdaches (III); dieselbe wird desto größer, je flacher das Dach und je kleiner die Pfeilverhältnisse $\frac{f}{l}$ und $\frac{f_1}{l}$ sind. Das Sieldach ist demnach sehr günstig, wobei noch bemerkt werde, daß bei der Berechnung der Tabellenwerte für dasselbe nicht die günstigste Gitteranordnung angenommen ist und daß es beim Sieldache, wegen der wenig veränderlichen Gurtungsquerschnitte, leichter ist, sich dem theoretischen Stoffaufwand zu nähern, als bei den anderen Konstruktionen, daß also hier die Konstruktionskoeffizienten unter übrigens gleichen Verhältnissen kleiner sind als dort.

β) Der englische Dachstuhl (I) erfordert theoretisch weniger Material, als der *Wiegmann*-Dachstuhl (II); die Ersparnis beträgt bei den in der Tabelle angegebenen Verhältnissen 4 bis 10 Vomhundert der Stoffmenge des *Wiegmann*-Dachstuhles; doch gilt dies nur für Stützweiten, bei denen der letztere 8 bis 16 Felder hat. Beim *Wiegmann*-Dachstuhl mit 4 Feldern ist der Stoffverbrauch demjenigen beim englischen Dachstuhl ziemlich gleich: bei den steileren Dächern etwas kleiner und bei den flachen Dächern etwas größer. Der Unterschied beträgt beiderseits bis 6 Vomhundert.

Für den theoretischen Rauminhalt sind ferner die Tabellen auf S. 230 u. 231 berechnet.

Aus den Tabellen a und b im Vergleich mit der großen Tabelle auf S. 228 u. 229 ergibt sich, daß Dreieckdach und deutscher Dachstuhl für kleine Spannweiten sehr vorteilhaft sind; aber auch für größere Stützweiten sind sie empfehlenswert, besonders wenn es möglich ist, die gedrückte Gurtung des Hauptsystems mit der gezogenen Gurtung des Nebensystems zusammenzulegen.

a) Theoretischer Rauminhalt eines Dreieck-Dachbinders ohne Träger zweiter Ordnung, d. h. des einfachen Hauptsystems nach Fig. 452 (S. 212).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	0,75	0,917	1,125	1,35	1,58	2,06	2,55
» = $\frac{1}{20}$	0,861	1,109	1,44	1,834	2,30	—	—
» = $\frac{1}{15}$	0,902	1,19	1,58	2,05	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,000	1,395	1,96	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,084	1,57	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,15	1,732	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	1,25	2,0	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	1,42	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	1,725	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

b) Theoretischer Gesamtrauminhalt des Dreieck-Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parallelträger sind.

Die obere Gurtung des Hauptsystems und die untere Gurtung des Trägers zweiter Ordnung fallen zusammen; das Pfeilverhältnis der Träger zweiter Ordnung ist 1:10.

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,225	1,364	1,562	1,793	2,016	2,490	2,979
» = $\frac{1}{20}$	1,336	1,556	1,877	2,263	2,731	—	—
» = $\frac{1}{15}$	1,378	1,635	2,015	2,506	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,475	1,842	2,397	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,558	2,016	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,624	2,178	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	1,725	2,447	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	1,842	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	2,225	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

c) Theoretischer Gesamtrauminhalt des Dreieck-Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parabelträger sind, deren untere (Zug-) Gurtung mit der Druckgurtung des Hauptsystems zusammenfällt (nach Fig. 454, S. 213).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,05	1,217	1,425	1,75	1,88	2,36	2,85
» = $\frac{1}{20}$	1,161	1,409	1,74	2,134	2,60	—	—
» = $\frac{1}{15}$	1,202	1,49	1,88	2,35	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,30	1,695	2,26	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,384	1,87	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,45	2,032	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	1,55	2,3	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	1,72	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	2,025	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

d) Theoretischer Rauminhalt eines deutschen Dachbinders ohne Träger zweiter Ordnung, d. h. des einfachen Hauptsystems (nach Fig. 453, S. 212).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,25	1,458	1,75	2,075	2,416	3,125	3,85
» = $\frac{1}{20}$	1,361	1,69	2,17	2,75	3,49	—	—
» = $\frac{1}{15}$	1,414	1,795	2,363	3,092	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,525	2,053	2,9	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,623	2,304	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,708	2,533	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	1,833	2,916	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	2,05	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	2,5	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

Falls die Druckgurtung der Träger zweiter Ordnung bei c mit der Druckgurtung des Hauptsystems zusammenfällt, so sind die entsprechenden Werte aus der großen Tabelle auf S. 228 u. 229 zu finden.

Alsdann erhält man, wie der Vergleich der Tabellen b, c und d mit den entsprechenden Werten der Tabelle auf S. 228 u. 229 lehrt, wesentlich geringere Mengen, als beim englischen und *Wiegmann*-Dach und nur wenig mehr, als beim *Sicheldach*. Bei den Annahmen, welche der Tabelle c zu Grunde liegen, erspart man gegen das englische Dach 20 bis 28 Vomhundert, gegen das *Polonceau*-Dach 25 bis 35 Vomhundert. Das Dreieckdach mit Parabelträgern

e) Theoretischer Gesamtrauminhalt eines deutschen Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parallelträger mit $\frac{1}{10}$ Pfeilverhältnis sind, deren untere (Zug-) Gurtung mit der Druckgurtung des Hauptträgers zusammenfällt (ähnlich wie bei Fig. 450; nur ist dort das Hauptssystem ein Polonceau-Binder.)

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,488	1,682	1,97	2,291	2,631	3,339	4,064
» = $\frac{1}{20}$	1,598	1,914	2,39	2,966	3,705	—	—
» = $\frac{1}{15}$	1,652	2,019	2,583	3,08	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,768	2,277	3,12	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,861	2,528	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,946	2,757	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	2,071	3,14	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	2,288	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	2,738	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

f) Theoretischer Gesamtrauminhalt eines deutschen Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parabelträger von $\frac{1}{8}$ Pfeilverhältnis sind, deren obere Gurtung mit der Druckgurtung des Hauptträgers zusammenfällt.

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,896	2,104	2,396	2,721	3,062	3,771	4,496
» = $\frac{1}{20}$	2,007	2,336	2,816	3,396	4,136	—	—
» = $\frac{1}{15}$	2,06	2,441	3,009	3,738	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	2,171	2,609	3,546	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	2,269	2,95	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	2,354	3,179	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	2,479	3,562	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	2,696	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	3,146	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

zweiter Ordnung nach Fig. 454 gebraucht nahezu ebensoviel Eisen wie das Sieldach, ist demnach sehr empfehlenswert.

Will man die vorstehenden Tabellen für überschlägliche Ermittlung des Eigengewichtes verwenden, so sind die Werte noch mit Konstruktionskoeffizienten zu multiplizieren, die bei Weiten zwischen 15 und 35 m nicht unter 1,5 liegen, je nach der gewählten Anordnung aber bis zu 3,5 und höher ausfallen können. Zu beachten ist auch, daß in dem Werte für g das noch unbekannte Bindergewicht enthalten ist; es empfiehlt sich, zunächst beim Einsetzen von q in die Formel das Bindergewicht zu schätzen und darauf das ermittelte Gewicht multipliziert mit einem Konstruktionskoeffizienten zum früheren Wert von g hinzuzufügen; das mit diesem Werte gefundene Bindergewicht wird für die Berechnung meistens genügen.

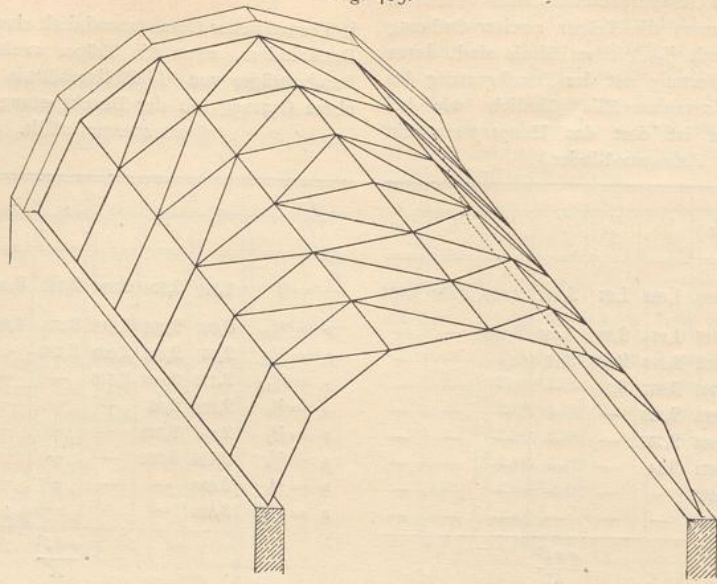
7) Foeßpl'sche Flechtwerkdächer.

Die neuerdings von Foeßpl²²⁸⁾ vorgeschlagenen sog. Flechtwerkdächer unterscheiden sich grundsätzlich von den bisher betrachteten Dachkonstruktionen. Foeßpl verlegt alle Konstruktionsteile in die Dachflächen, ähnlich wie dies bei den Schwedler'schen Kuppeldächern und den Zeldächern schon längere Zeit üblich ist. Während bei den gewöhnlichen Dächern jeder Binder für die in seiner Ebene wirkenden Lasten eine stabile Konstruktion ist, welche die Pfetten trägt, ist hier das dem Binder entsprechende Fachwerk für sich allein nicht stabil; es wird erst durch die Pfetten und die in den Dachflächen liegenden Schrägstäbe, welche notwendige Stäbe des räumlichen Fachwerkes sind, stabil. Das über rechteckiger Grundfläche konstruierte Flechtwerk nennt Foeßpl ein Tonnenflechtwerk.

161.
Grundgedanken.

²²⁸⁾ FOEßPL. Ein neues System der Überdachung für weit gespannte Räume. Deutsche Bauz. 1891, S. 112.
FOEßPL. Das Fachwerk im Raume. Leipzig 1892.
FOEßPL. Über die Konstruktion weitgespannter Hallendächer. Civiling. 1894, S. 462.

Fig. 485.

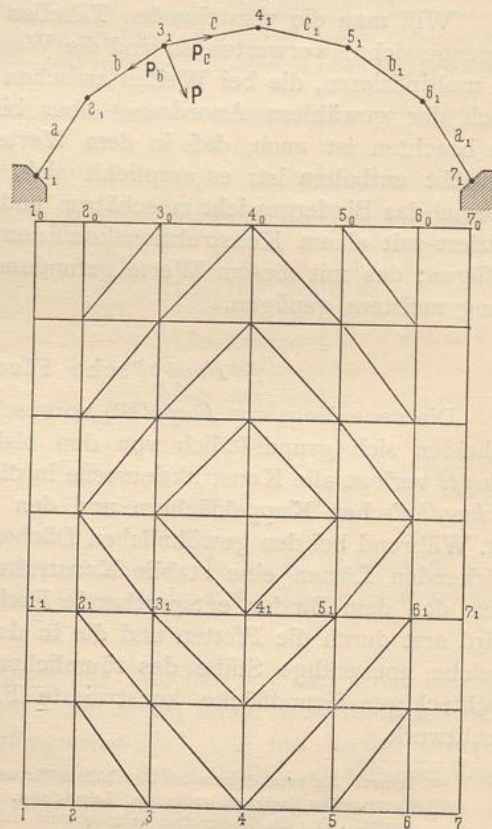


Der Querschnitt des Daches (Fig. 485) ist ein Vieleck mit geringer Seitenzahl; mehr als 10 Seiten zu verwenden, empfiehlt sich nicht; an beiden Giebelseiten des zu überdeckenden Raumes sind einzelne Eckpunkte der Vielecke gelagert; außerdem stützen sich die untersten Stäbe jedes Vieleckes auf die Seitenmauern. Eine Reihe von Feldern des Fachwerkes wird mit Diagonalen versehen.

162.
Statische
Verhältnisse.

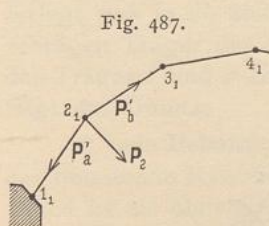
Um Klarheit über die Stabanordnung zu erhalten, soll untersucht werden, wie irgend eine an beliebiger Stelle wirkende Kraft P nach den Auflagern geführt wird. P wirke im Knotenpunkte 3_1 irgend eines mittleren Vieleckes (Fig. 486), zunächst in der lotrechten Ebene dieses Vieleckes, sei im übrigen beliebig gerichtet. P zerlegt sich nach den Richtungen der beiden im Punkte 3_1 zusammentreffenden Sparren in die Seitenkräfte P_b und P_c . Die Kraft P_b kann aber im Knotenpunkte 2_1 nicht von dem Vielecksstabe $1_1 2_1$ aufgenommen und weitergeführt werden, weil sich im Punkte 2_1 nur zwei in der lotrechten Ebene liegende Stäbe treffen, welche nicht in dieselbe Linie fallen. Deshalb wird

Fig. 486.



die Kraft P_b durch einen in der Ebene b liegenden Fachwerkträger nach seinen in den Giebelwänden liegenden Auflagerpunkten 3 und 3_0 geleitet; die Rechteckfelder in der Ebene b müssen aus diesem Grunde mit Diagonalen versehen werden, wie aus der isometrischen Ansicht zu ersehen ist.

In ähnlicher Weise belastet die Seitenkraft P_c den in der Ebene c angeordneten Träger und wird durch dessen Stäbe nach den Endauflagern 4 und 4_0 geführt. Ebenso, wie mit der Belastung eines Knotenpunktes 3_1 , ist es mit denjenigen der Punkte 4_1 und 5_1 . Nur bei den Knotenpunkten an denjenigen Pfetten, welche den Seitenauflagern 1_1 und 7_1 zunächst liegen, verhält es sich etwas anders. Eine in 2_1 wirkende Last P_c zerlegt sich (Fig. 487) in die Seitenkräfte P'_b und P'_a ; P'_b wird, wie oben gezeigt ist, nach den Endauflagern des Trägers in der Ebene b geführt; P'_a dagegen wird ohne weiteres vom Auflager 1_1 aufgenommen.



In den Ebenen a und f brauchen also keine Diagonalen angeordnet zu werden. Allerdings erleiden dann die Seitenaullager 1 und 7 schiefe Drücke; will man diese von den Seitenmauern fernhalten, so kann man die Stäbe $1\ 2$, bzw. $6\ 7$ lotrecht stellen oder auch in den Ebenen a und f Diagonalen anbringen, so dass auch die Kräfte P_a , P_{a1} nach den Endauflagern geleitet werden.

Bei richtiger Anordnung der Auflager und falls einfache Diagonalen in den Feldern der geneigt liegenden Felder angeordnet sind, ist das entstehende Raumbachwerk statisch bestimmt. Die Pfetten bilden die Gurtungen der geneigt liegenden Träger, wobei besonders günstig wirkt, dass dieselbe Pfette gleichzeitig Zuggurtung des einen und Druckgurtung des Nachbarträgers ist. Durch Belastung der Knotenpunkte $2, 3, 4, \dots$ werden in diesen Stäben Spannungen erzeugt, welche einander teilweise aufheben, so dass die wirklichen Spannungen durch Eigengewicht, Schnee- und Windlast nur gering ausfallen. Am gefährlichsten sind die Einzellasten, die aber bei den Dächern bekanntlich keine große Bedeutung haben.

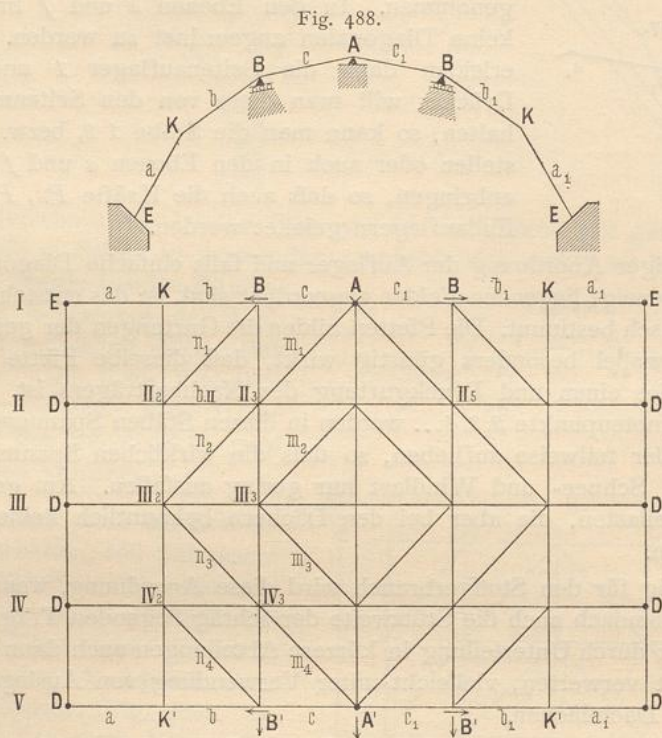
Ungünstig für den Stoffverbrauch wird diese Anordnung, wenn die Länge des Daches, demnach auch die Stützweite der schräg liegenden Träger, groß ist; man kann aber durch Unterteilung in kürzere Abteilungen auch dann die Vorteile dieser Dachart verwerten, vielleicht unter Verwendung von Auslegerträgern in den schrägen Dachflächen.

Bislang war angenommen, dass die Lasten P in der lotrechten Ebene eines der Vielecke $1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ liegen. Bei beliebiger Richtung der Kraft P zerlege man sie in eine Seitenkraft, welche in der lotrechten Vieleckebene liegt, und eine in die Ebene c fallende Seitenkraft. Erstere behandelt man ganz, wie oben gezeigt ist; letztere zerlegt man weiter in eine in die Längsachse des Daches fallende und eine hierzu senkrechte Seitenkraft, welche also in die Richtung der Kraft P_c fällt. Auch diese wird, wie oben gezeigt, nach den Endauflagern geführt, während für die in die Längsachse des Daches, also in die Pfettenrichtung fallende Seitenkraft wenigstens auf einer Seite ein festes Auflager vorhanden sein muss. Hiernach können auch ganz beliebig wirkende Kräfte durch das Flechtwerk klar und sicher nach den Auflagern befördert werden.

An einem bestimmten Beispiele soll gezeigt werden, wie man Auflager und Stäbe anordnen kann.

163.
Beispiel.

In Fig. 488 ist das in die Grundrisebene abgewickelte Flechtwerk gezeichnet. Die Reaktionen der auf den Seitenmauern gelegenen 10 Auflager E und D sind durch die Richtungen der von ihnen in den Ebenen a und a_1 liegenden, von ihnen ausgehenden Stäbe bestimmt; jedes dieser Auflager bedingt also nur eine Unbekannte. Faßt man die Stäbe in den Seitenebenen a und a_1 als Auflagerstäbe auf, so hat man nur das in den Ebenen b, c, c_1, b_1 liegende Fachwerk zu untersuchen. Dasselbe hat $k = 25$ Knotenpunkte. Die Lager an der einen Stirnseite sollen eine Längsverschiebung des Ganzen verhindern. Zu diesem Zwecke ist das Lager A ganz fest gemacht, entspricht also 3 Auflagerunbekannten; die Lager B sind parallel den Stabrichtungen c , bzw. c_1 verschieblich, außerdem auch längs verschieblich. Etwaige in die Pfettenrichtung fallende Seitenkräfte, welche auf B kommen, werden nach Punkt β , bzw. β im Vieleck II



und von da durch den Träger in der Ebene c , bzw. c_1 nach dem Auflager A gebracht; Längsverschieblichkeit bei B ist also zulässig; jedes dieser Auflager entspricht einer Auflagerunbekannten.

Auf der anderen Stirnseite bedingen A' zwei, B' und B' je eine Auflagerunbekannte; alle drei müssen längsverschieblich sein, B' und B' Verschiebung auch in den Richtungen 4β , bzw. 5β (vergl. Fig. 486) gestatten. Die Punkte K sind ohne Auflager räumlich bestimmt, da sie durch je drei Stäbe mit drei nicht in einer Ebene liegenden Punkten verbunden sind. Demnach sind vorhanden:

10 Auflagerstäbe	=	10 Auflagerunbekannte,
1 Auflager A mit 3, d. h.	=	3 »
1 Auflager A' mit 2, d. h.	=	2 »
4 Auflager B, B, B', B' mit je 1, d. h. 4×1 .	=	4 »
zusammen		19 Auflagerunbekannte.

Die Stabzahl muß also bei k Knotenpunkten $s = 3k - 19$ sein, und da $k = 25$ ist, so muß für statisch bestimmtes Raumfachwerk $s = 56$ sein. Tatsächlich sind 56 Stäbe im Fachwerk der Ebenen b, c, b_1, c_1 vorhanden.

Die vorhandene Stabzahl ist also die für ein statisch bestimmtes Fachwerk richtige. Es wäre noch nachzuweisen, daß die Stäbe auch richtig angeordnet sind; diese Nachweisung führt man am einfachsten durch die Untersuchung, ob beliebige Belastung ganz bestimmte Stabspannung ergibt, bzw. ob beliebige belastende Kräfte in unzweifelhafter Weise auf die Lager geführt werden können. Nach obigem ist dies hier der Fall.

Nunmehr soll zur Bestimmung der Spannungen geschritten werden, welche eine Einzellast in einem beliebigen Knotenpunkt hervorbringt. Eine an beliebiger Stelle, etwa im Knotenpunkte 3 einer Vieleckebene (Fig. 486), wirkende Kraft zerlegt sich in P_b und P_c ; P_b wird im schrägen Träger der Ebene b und P_c im schrägen Träger der Ebene c nach den Giebelauflagern geführt. Nur die Stäbe der Träger b und c erleiden also durch diese Belastung Beanspruchung. Daraus folgt das Gesetz:

α) Jede Belastung erzeugt Spannungen nur in den beiden Trägern, welchen der belastende Knotenpunkt angehört; für alle diesen Trägern nicht angehörigen Stäbe ist sie ohne Einfluß; demnach:

Jeder Stab erhält Spannungen nur durch Belastung von Knotenpunkten eines Trägers, zu dem er gehört; dabei ist zu beachten, daß jeder Pfettenstab zwei Trägern angehört.

Damit sind die Belastungsgesetze auf diejenigen der Balkenträger zurückgeführt; für Gurtungen und Gitterstäbe der schräg liegenden Träger gelten nunmehr die bekannten Gesetze der Balken-Fachwerkträger. Man findet auf diese Weise:

β) Größter Druck in einem Pfettenstabe findet statt, wenn alle Knotenpunkte der betreffenden Pfette und nur diese belastet sind; größter Zug in einem Pfettenstabe tritt ein, wenn alle Knotenpunkte beider Nachbarpfetten und nur diese belastet sind (die Pfette selbst also auf ihre ganze Länge unbelastet ist).

γ) Die Schrägstäbe (Diagonalen) eines Sonderträgers erleiden Zug oder Druck, je nachdem die Last in einem Knotenpunkte liegt, nach welchem hin der Schrägstab fällt oder steigt. Die Belastung des Knotenpunktes $IV\ 3$ (Fig. 488) erzeugt z. B. in den Schrägstäben n_1, n_2, n_4 und m_3 Zug, in den Schrägstäben n_3, m_4, m_1 und m_2 Druck. Die anderen Diagonalen bleiben bei dieser Last spannungslos. Größter Zug, bzw. Druck tritt also in einer Diagonalen auf, wenn von dem Träger, welchem sie angehört, alle diejenigen Knotenpunkte belastet sind, nach denen zu die Diagonale fällt, bzw. steigt. In n_3 findet größter Zug, bzw. Druck statt, wenn die Knotenpunkte

$$III\ 3, IV\ 2, II\ 3,$$

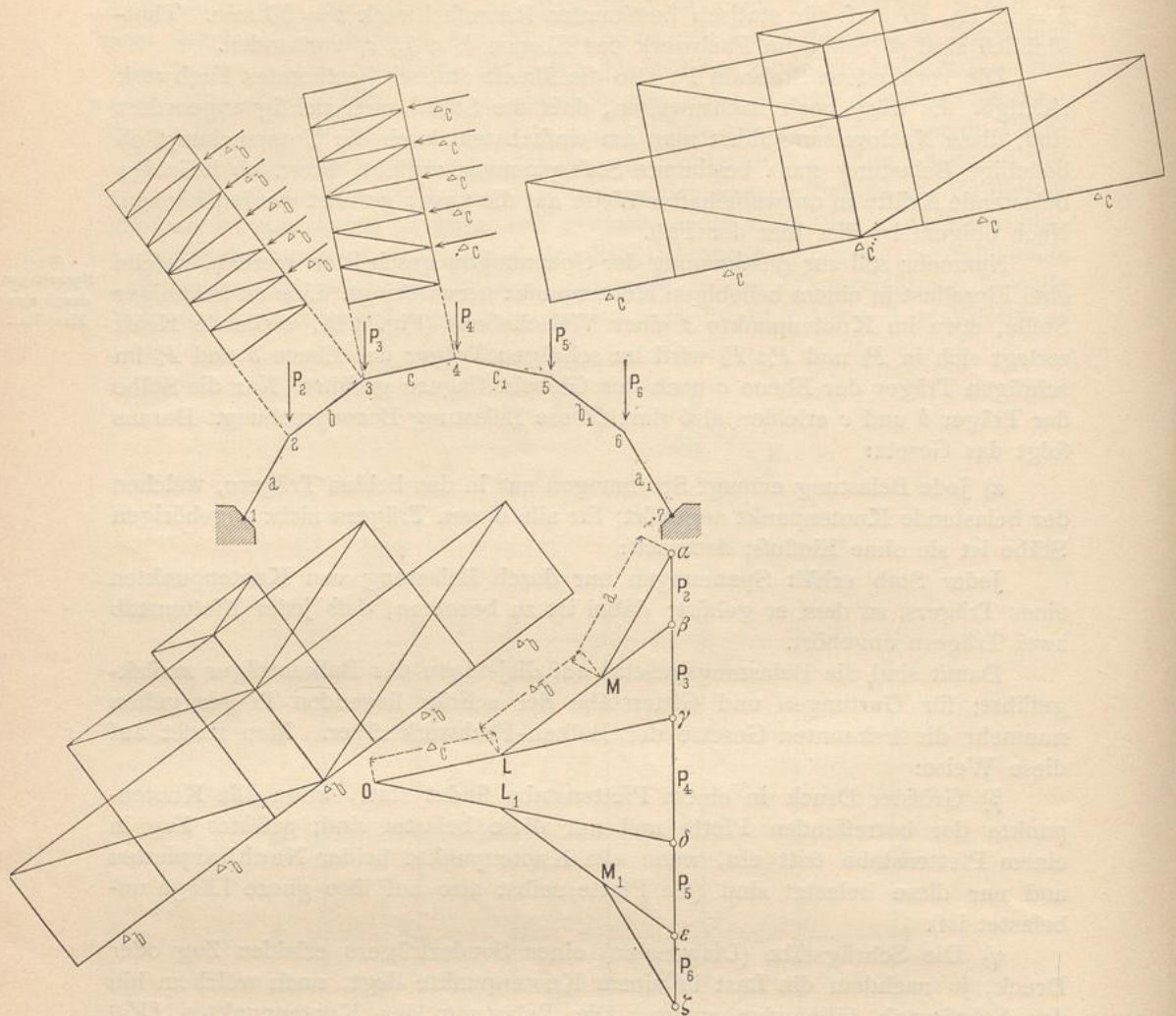
$$\text{bzw. } III\ 2, II\ 2, IV\ 3$$

belastet sind.

δ) Bei den Sparren ist zu beachten, daß diese auch zugleich Pfosten für die schräg liegenden Träger sind. Man denke sich den Sparren aus zwei Teilen bestehend, dem eigentlichen Sparren, der einen Teil des lotrechten Vieleckes bildet, und dem Pfosten des schräg liegenden Trägers. Der eigentliche Sparren erleidet seinen größten Druck bei voller Belastung der beiden Vieleck-Knoten-

164.
Spannungen
durch eine
Einzellast.

Fig. 489.



punkte, welche ihn begrenzen. Bezüglich der ungünstigsten Belastung des Pfostens ergibt sich: größter Druck tritt ein, wenn die begrenzend Pfette so belastet ist, daß der dem Pfosten zugeordnete Schrägstab größten Zug erhält; als zugeordnet gilt derjenige Schrägstab, der mit dem Pfosten an der anderen Pfette zusammentrifft. So wird in b_{II} (Fig. 488) die Belastung derjenigen Knotenpunkte der Pfette 3 größten Druck erzeugen, welche in n_1 größten Zug erzeugt, und diejenige Belastung der Pfette 2, welche in n_2 größten Zug erzeugt. Für den größten Druck in b_{II} müßte man also alle Knotenpunkte der Pfette 3 und Knotenpunkt $II\ 2$ der Pfette 2 belasten.

Für die Berechnung des Daches braucht man diese unwahrscheinliche Belastung nur unter Umständen einzuführen; bedenkt man aber, daß die Belastung aller Knotenpunkte der Pfetten 4, 5, 6, 7 (Fig. 486) ohne Einfluß auf den betreffenden Sparren ist, so sieht man ein, daß diese Belastungsart, bei der also das ganze Dach, mit Ausnahme der Knotenpunkte $III\ 2$ und $IV\ 2$, belastet

ist, nicht ausgeschlossen ist. Jedenfalls ist diese Untersuchung geeignet, Licht über die Beanspruchungen zu verbreiten.

Die in Fig. 488 dargestellten Pfosten des mittelsten Vieleckes, welches zur Ebene III gehört, folgen anderen Gesetzen; dieselben werden nur durch Belastung der Knotenpunkte dieses Vieleckes belastet; als Pfosten der schräg liegenden Träger erleiden sie weder Zug noch Druck.

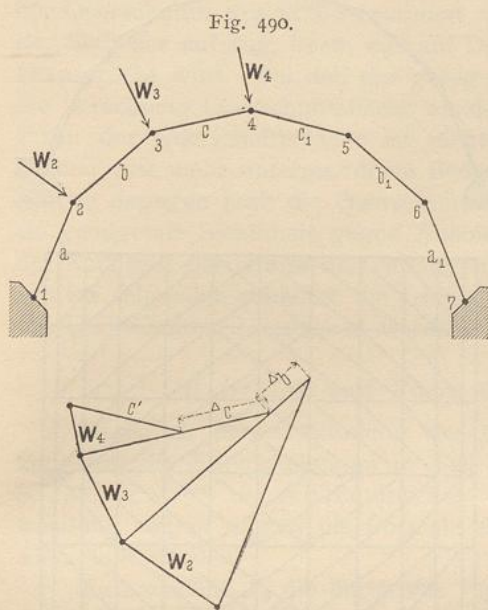
In der Regel werden bei den Dächern hauptsächlich die Spannungen durch Eigengewicht, Schnee- und Winddruck in das Auge zu fassen sein; dieselben sind hier weniger ungünstig als diejenigen durch Einzellasten.

In Fig. 489 sind die Lasten P_2, P_3, P_4, P_5, P_6 graphisch in die einzelnen Kräfte zerlegt, welche als Belastungen der schrägen Träger einzuführen sind. Im Punkte 4 zerlegt sich P_4 in γO und $O\delta$; im Punkte 3 zerlegt sich P_3 in βL und $L\gamma$. Die beiden in die Ebene c fallenden Kräfte γO und $L\gamma$ heben einander zum Teile auf; als wirklich belastende Kraft des Trägers in der Ebene c

bleibt nur die Differenz der beiden genannten Kräfte, d. h. $LO = \Delta c$. Ebenso bleibt als belastende Kraft des Trägers in der Ebene b die Kraft Δb und in der Ebene a die ganze Kraft αM , die aber sofort durch das Seitenlager in das Seitenmauerwerk geführt wird. Jeder Knotenpunkt des Trägers c wird mit Δc und jeder Knotenpunkt des Trägers b mit Δb belastet; die Stabspannungen sind daraus nach bekannten Gesetzen leicht zu finden. Zu beachten ist, daß die Spannungen in den Gurtungsstäben der Träger (d. h. in den Pfetten) sich algebraisch addieren, d. h. hier voneinander subtrahieren; zu den Pfostenspannungen kommen noch die Sparrenspressungen hinzu, welche hier bzw. $\gamma L, \beta M, \alpha M$ sind.

Nur die Teile Δc und Δb werden durch die schräg liegenden Träger zu ihren Endauflagern geleitet; man kann natürlich die Form des Vieleckes so wählen, daß für bestimmte Lastengrößen, z. B. für das Eigengewicht, diese Teile gleich Null werden. Als dann sind bei dieser Belastung nur in den Sparren Spannungen.

Bezüglich der Belastung durch Schnee ist zu ermitteln, ob bzw. für welche Stäbe volle und für welche Stäbe einseitige Schneebelastung ungünstiger ist. Man wird hier die übliche Annahme, nach welcher die einseitige Schneelast bis zum First reicht, als nicht der Wirklichkeit entsprechend verlassen und für die ungünstigste Schneelast die mittleren Pfettenpunkte 3, 4, 5 als belastet annehmen, da auf den steilen Dachflächen a und a_1 der Schnee nicht liegen bleibt; von der geringen Belastung der Knotenpunkte 2 und 6 sieht man zweckmäßig ab. Die Ermittlung der Spannungen ist eine einfache Arbeit (entsprechend Fig. 489). Wenn bei einseitiger Belastung die Pfette 5 nur eine geringere Last hat, als in Fig. 489 angenommen war, so wächst Δc_1 entsprechend.



165.
Spannungen
durch
Eigengewicht.

166.
Spannungen
durch Schnee,
Wind etc.

Die auf die einzelnen Träger bei Windbelastung entfallenden Knotenpunktslasten sind aus dem Kräfteplan in Fig. 490 zu entnehmen.

Einzellasten, besonders die Gewichte der Arbeiter, welche Ausbesserungen vornehmen, sind hier gefährlich; man Sorge deshalb durch die Art der Dachdeckung und etwaige besondere Vorkehrungen (Schalung, Wellblech u. s. w.) dafür, daß diese Lasten sich auf mehrere Knotenpunkte verteilen. Anderenfalls muß man die Stäbe so wählen, daß außer dem Eigengewicht wenigstens ein Arbeiter an beliebigem Knotenpunkte ohne Gefahr sich befinden kann.

167.
Materialmenge.

Die für ein Dach nötige Materialmenge ist hier außer von der Spannweite auch von der Länge des Daches abhängig. Da noch keine Erfahrungen vorliegen, so können auch die Angaben über den Materialaufwand nur spärlich sein.

Foeppl hat einige Konstruktionen berechnet und gefunden:

Bei 13,80 m Spannweite, 18,80 m Länge und 5,70 m Höhe ergab sich das Gewicht der Eisenkonstruktion mit 19 kg für 1 qm Grundfläche; dabei waren aufgemauerte Giebelwände angenommen; für Giebel in Eisenkonstruktion stellt sich ihr Gewicht auf zusammen 2,6 t.

Bei 30 m Spannweite, 40 m Länge und 12 m Höhe ergab sich das Gewicht der Eisenkonstruktion zu 25 kg für 1 qm Grundfläche, ebenfalls ohne Giebelwände.

In beiden Fällen war der Winddruck mit 120 kg auf 1 qm senkrecht getroffener Fläche, die bewegliche Last mit 20 kg für 1 qm Grundfläche angenommen, das Eigengewicht der Eindeckung und Schneelast für 1 qm Grundfläche im ersten Beispiel zu 100 kg, im zweiten Beispiel zu 120 kg vorausgesetzt.

168.
Schluß-
bemerkungen.

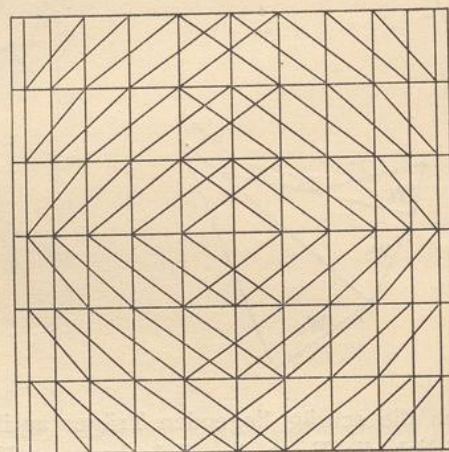
Bei größerer Seitenzahl des Vieleckes zerlegt sich die Knotenlast P in sehr große, auf die schrägen Träger wirkende Lasten; es empfiehlt sich deshalb eine kleine Seitenzahl des Vieleckes, 6 bis 10, wie oben angegeben.

Bei sehr großen Spannweiten empfiehlt *Foeppl* das doppelte oder mehrfache Flechtwerk (Fig. 491). Bei diesem ordnet man zwei oder mehrere getrennte Flechtwerke mit abwechselnd liegenden Knotenpunkten an, die sich gegenseitig durchdringen.

Das Flechtwerk hat voraussichtlich für die Dachkonstruktionen der Zukunft Bedeutung; die Hauptvorteile desselben bestehen darin, daß der ganze Dachraum frei von irgend welchen Einbauten ist und daß bei zweckentsprechender Verwendung der Stoffverbrauch gering ist.

Noch möge kurz bemerkt werden, daß das Flechtwerk als stabile Konstruktion sich aus folgendem Satze ergibt, der in dieser Form zuerst von *Foeppl* entdeckt ist: Man erhält ein unverschiebliches Stabwerk im Raume, wenn man Dreiecke mit ihren Seiten derart aneinander reiht, daß das entstehende Dreieck-

Fig. 491.



netz eine zusammenhängende Oberfläche (einen Mantel) bildet, der einen inneren Raum vollständig umschließt; an keinem Knotenpunkte dürfen aber alle von ihm ausgehenden Stäbe in derselben Ebene liegen. Ersetzt man nun einen Teil des Mantels durch die feste Erde, so bleibt das Stabwerk unverschieblich, und man erhält das Flechtwerk. Beim Tonnenflechtwerk muß dann auch jede Stirnseite entweder ein obiger Bedingung entsprechendes Dreiecknetz bilden oder mit Mauern versehen werden, welche als Teile der festen Erde anzusehen sind. Unter Beachtung dieses wichtigen Satzes kann man für die verschiedensten Aufgaben Flechtwerke konstruieren.

b) Konstruktion der Stäbe.

Die Fachwerke der Binder und der Flechtwerke setzen sich aus einzelnen Stäben zusammen, welche auf Zug, bzw. Druck beansprucht werden. Nach Ermittlung der in den Stäben ungünstigstenfalls auftretenden Kräfte können die Querschnitte der Stäbe bestimmt werden. Dabei ist zu unterscheiden, ob der Stab nur auf Zug, bzw. nur auf Druck oder sowohl auf Zug, wie auf Druck beansprucht wird. Bei den nur gezogenen Stäben genügt es, wenn wenigstens die berechnete Querschnittsfläche an der schwächsten Stelle vorhanden ist; die Form der Querschnittsfläche ist nicht ganz gleichgültig, hat aber bei diesen Stäben eine mehr untergeordnete Bedeutung. Bei den auf Druck beanspruchten Stäben dagegen muß die Querschnittsform sorgfältigst so gewählt werden, daß sie genügende Sicherheit gegen Ausbiegen und Zerknicken bietet; hier genügt der Nachweis der Größe der verlangten Querschnittsfläche allein nicht. Deshalb soll im folgenden zunächst die Größe der Querschnittsfläche, sodann die Form des Querschnittes besprochen werden.

169.
Gezogene
und gedrückte
Stäbe.

1) Größe und Form der Querschnittsfläche.

Bezüglich der Ermittlung der Größe der Querschnittsfläche der Stäbe kann auf die Entwicklungen in Teil I, Bd. I, zweite Hälfte (Art. 281 bis 288, S. 247 bis 252²²⁹⁾ dieses »Handbuches« verwiesen werden; der bequemeren Verwendung wegen mögen die Formeln für die Querschnittsberechnung hier kurz wiederholt werden.

170.
Größe der
Querschnitts-
fläche.

Es bezeichne P_0 die durch das Eigengewicht im Stabe erzeugte Spannung; P_1 die größte durch Schnee- und Winddruck, sowie sonstige zufällige Belastung im Stabe erzeugte Spannung, welche gleichen Sinn mit P_0 hat, d. h. Druck, bzw. Zug ist, wenn P_0 Druck, bzw. Zug ist, und P_2 die größte durch Schnee- und Winddruck, sowie sonstige zufällige Belastung im Stabe erzeugte Spannung, welche entgegengesetzten Sinn mit P_0 hat, d. h. Druck, bzw. Zug ist, wenn P_0 Zug, bzw. Druck ist. Alle Werte in nachstehenden Angaben sind in absoluten Zahlen, d. h. ohne Rücksicht auf die Vorzeichen, einzusetzen.

1) Schweißisenstäbe. Falls die Stäbe nur auf Zug oder nur auf Druck beansprucht werden, so ist P_2 gleich Null; alsdann ist die Querschnittsfläche

$$F = \frac{P_0}{1050} + \frac{P_1}{700} \quad \text{oder} \quad F = \frac{P_0 + 1,5 P_1}{1050} \quad \dots \quad 13.$$

P_0 und P_1 sind in Kilogr. einzusetzen, und F wird in Quadr.-Centim. erhalten.

Die Formeln 13 gelten auch, wenn zeitweilig P_2 auftritt, so lange $P_2 < \frac{2}{3} P_0$ ist.

²²⁹⁾ 2. Aufl.: Art. 76 u. 77, S. 50 bis 53; 3. Aufl.: Art. 83 bis 85, S. 60 bis 63.

Falls die Stäbe zeitweise auf Zug, zeitweise auf Druck beansprucht werden können und $P_2 > \frac{2}{3} P_0$ ist, so verwende man,

$$\text{wenn } P_2 - P_1 < \frac{4}{3} P_0 \text{ ist: } F = \frac{P_0}{1575} + \frac{P_1}{700} + \frac{P_2}{2100}; \dots \dots \dots 14.$$

$$\text{wenn } P_2 - P_1 > \frac{4}{3} P_0 \text{ ist: } F = -\frac{P_0}{1575} + \frac{P_1}{2100} + \frac{P_2}{700} \dots \dots \dots 15.$$

Auch in den Gleichungen 14 u. 15 einschliesslich der zugehörigen Kriterien sind P_0, P_1, P_2 in Kilogr. und in absoluten Werten einzusetzen; F wird in Quadr.-Centim. erhalten.

2) Flusseisenstäbe. Falls die Stäbe nur auf Zug oder nur auf Druck beansprucht werden, so lange also $P_2 = 0$ oder $P_2 < \frac{2}{3} P_0$, ist

$$F = \frac{P_0}{1350} + \frac{P_1}{900} \text{ oder } F = \frac{P_0 + 1,5 P_1}{1350} \dots \dots \dots 16.$$

Falls die Stäbe zeitweise auf Zug, zeitweise auf Druck beansprucht werden können und $P_2 > \frac{2}{3} P_0$ ist, so verwende man,

$$\text{wenn } P_2 - P_1 < \frac{4}{3} P_0 \text{ ist: } F = \frac{P_0}{2000} + \frac{P_1}{900} + \frac{P_2}{2700}; \dots \dots \dots 17.$$

$$\text{wenn } P_2 - P_1 > \frac{4}{3} P_0 \text{ ist: } F = -\frac{P_0}{2000} + \frac{P_1}{2700} + \frac{P_2}{700} \dots \dots \dots 18.$$

3) Gufseisenstäbe. Gufseisen soll niemals bei Stäben verwendet werden, welche auf Zug beansprucht werden; nur bei gedrückten Stäben darf man es allenfalls noch benutzen, wenn keine stofsweise Belastung zu erwarten ist. Man kann alsdann setzen:

$$F_0 = \frac{P_0 + P_1}{500} \dots \dots \dots 19.$$

4) Holz. Auch Holz sollte man nur für gedrückte Stäbe verwenden; man kann alsdann setzen:

$$F = \frac{P_0 + P_1}{80} \dots \dots \dots 20.$$

171.
Form der
Querschnitts-
fläche
der Stäbe.

Bei den gezogenen Stäben empfiehlt es sich, die einzelnen Teile des Querschnittes möglichst gleichmäfsig um den Schwerpunkt zu gruppieren; der kreisförmige und der kreuzförmige Querschnitt ist gut, auch der aus anderen praktischen Gründen empfehlenswerte Rechteckquerschnitt (Flacheisen); man mache die Höhe des Rechteckes gegenüber seiner Dicke nicht zu grofs. Wegen guter Kraftübertragung in den Knotenpunkten lege man den Schwerpunkt des Querschnittes in die Kraftebene; womöglich ordne man letzteren so an, dafs er durch die Kraftebene in zwei symmetrische Hälften geteilt wird.

Bei den gedrückten Stäben sind zunächst die vorstehend für die gezogenen Stäbe angeführten Rücksichten gleichfalls zu nehmen; ausserdem ist aber auf genügende Sicherheit gegen Zerknicken der allergröfste Wert zu legen. Nennt man die gröfstmögliche Druckkraft im Stabe P , die freie Stablänge λ , nimmt man in den Enden des freien Stabstückes Gelenke an, so dafs also λ von Gelenkmitte bis Gelenkmitte reicht, und bezeichnet man mit J_{min} den kleinsten Wert aller auf Schwerpunktsachsen bezogenen Trägheitsmomente des Quer-

schnittes (also das kleinste Schwerachsen-Trägheitsmoment); so muß nach Teil I, Band 1, zweite Hälfte (2. Aufl.: Art. 137, S. 116; 3. Aufl.: Art. 141, S. 131) dieses »Handbuches« sein:

$$\left. \begin{array}{l} \text{für schweis- und flufseiserne Stäbe } J_{min} = 2,5 P\lambda_m^2 \\ \text{für Gußeisenstäbe } \dots\dots\dots J_{min} = 8 P\lambda_m^2 \\ \text{für Holzstäbe } \dots\dots\dots J_{min} = 83 P\lambda_m^2 \end{array} \right\} \dots\dots 21.$$

Hierin soll P in Tonnen und λ in Metern eingesetzt werden; J_{min} wird auf Centim. bezogen erhalten. In diesen Formeln ist vorausgesetzt, daß die Stäbe nach allen Richtungen ausbiegen können.

Wenn die Stäbe an ihren Enden eingespannt sind, so ergeben sich für J_{min} Werte, welche nur den vierten Teil der oben angegebenen betragen (vergl. a. a. O.); die wirklichen Stäbe können aber in den meisten Fällen weder als gelenkförmig angeschlossen, noch als eingespannt betrachtet werden; insbesondere würde die letztere Annahme meistens zu günstig sein.

Beiderseits vernietete Gitterstäbe kann man nach der Formel so berechnen, als wären sie beiderseits mit drehbaren Enden versehen; die Annahme ist etwas zu ungünstig; aber die Sicherheit wird durch dieselbe vergrößert.

Die Stäbe der Druckgurtung (oberen Gurtung) gehen gewöhnlich in den Knotenpunkten durch, könnten also in der Ebene des Binders als eingespannt angesehen werden; es empfiehlt sich aber nicht, diese besonders günstige Annahme zu machen, weil man eine vollkommene Einspannung nicht mit Sicherheit annehmen kann. Deshalb wird empfohlen, für diese Stäbe den im eben genannten Heft dieses »Handbuches« (Art. 337, S. 300²³⁰) durchgeführten Fall 4 zu Grunde zu legen, also nach folgenden Formeln zu rechnen:

$$\left. \begin{array}{l} \text{für Schweifs- und Flufseisen } J_{min} = \frac{5}{4} P\lambda_m^2 \\ \text{für Gußeisen } \dots\dots\dots J_{min} = 4 P\lambda_m^2 \\ \text{für Holz } \dots\dots\dots J_{min} = 41 P\lambda_m^2 \end{array} \right\} \dots\dots 22.$$

Auch hier ist P in Tonnen und λ in Metern einzuführen, und man erhält J_{min} auf Centim. bezogen.

Wenn die Knotenpunkte der oberen Gurtung durch die Pfetten eine so ausreichende Querversteifung haben, daß sie nicht aus der Binderebene herausgebogen werden können, so kann man sie als feste Punkte ansehen und die Länge zwischen den Knotenpunkten als Knicklänge λ einführen; wenn aber eine solche Querversteifung nicht vorhanden ist, so kann unter Umständen ein Ausbiegen aus der Binderebene eintreten; dann muß man für die Zerknickungsgefahr in der betreffenden Ebene die Entfernung zwischen den beiden für diese Beanspruchung als fest anzusehenden Punkten als λ einführen. Gerade die Gefahr des Ausbiegens aus der Binderebene spricht gegen Binder, in deren Druckgurtung nicht die Pfetten angebracht sind; man sollte solche Anordnungen vermeiden.

2) Praktische Querschnittsformen für Schweifs- und Flufseisenstäbe.

α) Querschnitte, welche sowohl für gezogene, wie auch für gedrückte Gurtungsstäbe geeignet sind.

Den hier zu betrachtenden Querschnittsformen ist die Widerstandsfähigkeit gegen Zerknicken gemeinsam. Da es sich um Querschnitte für Gurtungen

172.
Form der
Querschnitts-
fläche der
Gurtungen.

173.
Zwei L-Eisen.

²³⁰) 2. Aufl.: Art. 122 u. 137, S. 102 u. 117. — 3. Aufl.: Art. 141, S. 131.
Handbuch der Architektur. III. 2, d. (2. Aufl.)

handelt, müssen dieselben die bequeme Befestigung der Gitterstäbe und (bei der oberen Gurtung) der Pfetten gestatten.

a) Zwei Winkeleisen (Fig. 492). Zwischen den beiden lotrechten Schenkeln ist ein Zwischenraum zum Einlegen der Anschlussbleche für die Gitterstäbe, der sog. Knotenbleche, vorhanden. Die Winkeleisen können gleichschenkelig oder ungleichschenkelig sein; der gröfsere Schenkel kann in die lotrechte oder wagrechte Richtung gelegt werden. Kleinste zu verwendende Winkeleisen sind etwa $45 \times 45 \times 7$ mm; grösste Kaliber ziemlich beliebig, je nach Bedarf bis $150 \times 160 \times 14$ mm und mehr. Dieser Querschnitt wird vielfach ausgeführt; er ist für obere Gurtungen sehr empfehlenswert, gestattet bequemen Anschluß der Gitterstäbe und der Windverkreuzung durch Knotenbleche, welche auf die wagrechten Schenkel kommen; die Pfetten finden auf diesen Schenkeln ein bequemes Auflager.

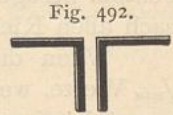


Fig. 492.

Damit für die Zerknickungsgefahr der Querschnitt als Ganzes wirke, legt man in gewissen Abständen Blechstücke ein und verbindet daselbst beide Teile durch einen Niet; die Abstände dieser Einlagen betragen gewöhnlich 35 bis 50 cm. Dafs man mit diesem Mafse weiter gehen kann, zeigt nachstehende Rechnung. Nennt man den gesuchten Abstand λ und versteht unter P und \mathcal{F}_{min} dieselben Begriffe, wie oben in Gleichung 21 u. 22, so kommt auf jede Hälfte des

Querschnittes die Kraft $\frac{P}{2}$ (Fig. 493). Legt man den

zweiten Zerknickungsfall²³¹⁾ zu Grunde, was jedenfalls ungünstiger ist, als die Wirklichkeit, so mufs, damit kein Ausbiegen eintritt, für jede Hälfte des Querschnittes $\mathcal{F}_{min} = 2,5 \frac{P}{2} \lambda^2$ sein. Die Querschnitts-

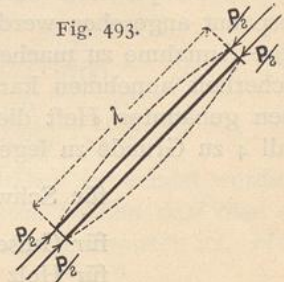


Fig. 493.

fläche f (in Quadr.-Centim.) einer Querschnittshälfte kann hier allgemein, weil stets etwas zugegeben wird, gesetzt werden:

$$f = \frac{P}{2 \cdot 500}, \text{ wenn } f \text{ in Quadr.-Centim. und } P \text{ in Kilogr. eingesetzt wird, oder}$$

$$f = \frac{P \cdot 1000}{2 \cdot 500} = P, \text{ wenn } P \text{ in Tonnen ausgedrückt wird.}$$

Aus letzterer Beziehung folgt $P = f$. Dieser Wert in die Gleichung für

$$\mathcal{F}_{min} \text{ eingesetzt, ergibt } \mathcal{F}_{min} = \frac{2,5 f}{2} \lambda^2, \text{ woraus}$$

$$\lambda^2 = \frac{2 \mathcal{F}_{min}}{2,5 f} = \frac{0,8 \mathcal{F}_{min}}{f} \dots \dots \dots 23.$$

Anstatt \mathcal{F}_{min} müfste hier eigentlich das Trägheitsmoment, bezogen auf die lotrechte Schwerpunktsachse eines der beiden Winkeleisen, eingeführt werden; setzt man aber selbst den Wert des kleinsten Trägheitsmoments eines Winkel-eisens ein, so erhält man noch ziemlich grofse Werte für λ , d. h. für den Abstand der Einlagen.

Für das Winkeleisen von $55 \times 55 \times 8$ mm Querschnitt ist $\mathcal{F}_{min} = 9,38$ (auf Centim. bezogen) und $f = 8,16$ qcm, sonach

$$\lambda = 0,96 \text{ m};$$

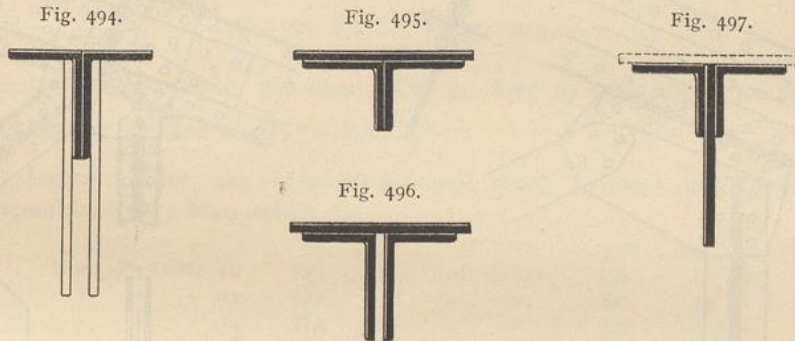
²³¹⁾ Siehe das mehrfach genannte Heft dieses »Handbuchs«, Art. 338, S. 301. (2. Aufl.: Art. 123, S. 103; 3. Aufl.: Art. 139, S. 129.)

für das Winkeleisen von $60 \times 60 \times 8$ mm ist $f_{min} = 12,27$ (auf Centim. bezogen) und $f = 9^{cm}$; mithin

$$\lambda = 1,04 \text{ m.}$$

Die Abstände können also ziemlich groß sein.

Die Weite des Zwischenraumes der beiden lotrechten Winkeleisenschkel wählt man wenigstens gleich der Eisenstärke der Winkel; besser macht man dieses Maß größer, und zwar empfiehlt sich eine Weite, welche gleich der Summe der Eisenstärken beider Winkel ist. Dann erhält auch das einzulegende Knotenblech diese große Stärke; die Zahl der Anschlussniete der Gitterstäbe, sowie die Größe des Knotenbleches kann alsdann kleiner sein als bei geringer Stärke, und beide Winkeleisen können durch dasselbe Knotenblech gestoßen werden. Das Trägheitsmoment des Querschnittes für die lotrechte Symmetrieachse kann durch Vergrößerung des Zwischenraumes vergrößert werden; meistens allerdings wird dieses Trägheitsmoment nicht für die Querschnittsbestimmung maßgebend sein, da es gewöhnlich das größere der beiden Hauptträgheitsmomente ist.



Zwischen die lotrechten Schenkel setzt sich im Laufe der Zeit Staub, Schmutz u. s. w.; auch ist bei geringer Stärke des Zwischenraumes die Beseitigung etwa auftretenden Rostes und die Erneuerung des Anstriches schwierig. Man vermeidet diese Übelstände, indem man die Winkeleisen ohne Zwischenraum aneinander setzt (Fig. 494); die dann erforderlichen beiden Knotenbleche (in Fig. 494 mit weiß gelassenem Querschnitte eingezeichnet) werden aufsen aufgenietet.

Die Lagerung der Pfetten und der Anschluß der Windknotenbleche ist wie beim Querschnitt in Fig. 492.

Eine Verstärkung der besprochenen Querschnitte ist durch Aufnieten einer oder auch mehrerer Platten möglich (Fig. 495 u. 496), sowie durch Anordnung eines durchlaufenden Stehbleches zwischen den Winkeleisen (Fig. 497). Damit das Stehblech unter dem Drucke nicht ausbeule, wähle man seinen Überstand über die Winkeleisen nicht größer, als 10δ bis 12δ , worin δ die Stärke des Stehbleches bedeutet. Die Gitterstäbe können hier an das Stehblech genietet werden. Je nach Bedarf kann die Querschnittsfläche durch Aufnieten von Blechplatten auf die wagrechten Winkeleisenschkel weiter vergrößert werden; die Verringerung der Querschnittsfläche wird erreicht, indem man dem Stehblech geringere Breite giebt, bzw. dasselbe ganz fortläuft. Eine gute Stofsanordnung des Stehbleches ist nicht einfach; doch kann man bei den Dächern oft ohne

Stoß des Stehbleches auskommen. Die Stärke des Stehbleches wähle man nicht zu klein: 13 mm bis 20 mm.

174.
I-förmiger
Querschnitt.

b) I-förmiger Querschnitt. Hier ist zunächst der in Fig. 498 angegebene Querschnitt zu besprechen; derselbe besteht aus einem Stehblech und je zwei Winkeleisen längs jeder Kante des Stehbleches, erinnert also an den Blechträgerquerschnitt. Diese Querschnittsform hat den Nachteil, daß der Anschluß der Gitterstäbe umständlich ist. Gewöhnlich werden an jedem Knotenpunkte zwei Winkeleisenstücke untergenietet, welche das Knotenblech zwischen sich nehmen (Fig. 498). Besser ist die in Fig. 499²³²⁾ dargestellte Konstruktion. Das Knotenblech reicht hier zwischen die Winkeleisen der Gurtung und tritt an die Stelle des Stehbleches; Stofslaschen verbinden das Knotenblech mit dem

Fig. 498.

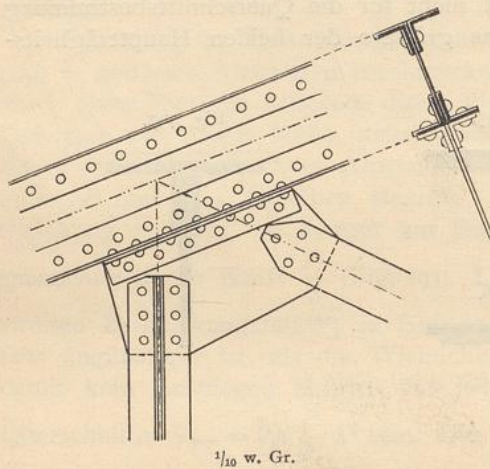
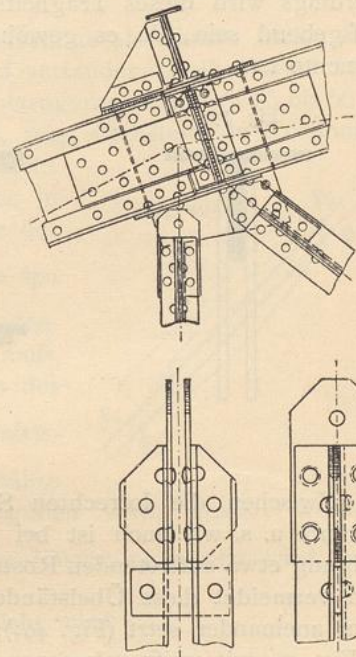


Fig. 499.



Von der Einsteigehalle auf dem Centralbahnhof zu München²³²⁾.

¹/₂₅, bzw. ¹/_{12,5} w. Gr.

lotrechten Stehblech auf beiden Seiten. Statt des Stehbleches kann man für die lotrechte Wand auch Gitterwerk anordnen; dann treten an den Knotenpunkten an Stelle des Gitterwerkes die Knotenbleche. Diese Konstruktion ist gut.

Der I-förmige Querschnitt kann nicht nur Zug und Druck, sondern auch Biegung ertragen; derselbe empfiehlt sich deshalb in hohem Maße für Bogendächer mit oder ohne Durchzug und ist für diese auch vielfach gewählt. Eine Verstärkung durch aufgenietete Deckplatten ist leicht möglich. Bei diesen Bogenbindern sind die anzuschließenden Gitterstäbe meistens schwach, so daß die Knotenpunkte leicht nach Fig. 500 ausgeführt werden können. Eine gute Stofsanordnung in einem Bogenträger zeigt Fig. 501.

Hierher gehört auch der aus zwei L-Eisen nach Fig. 502 hergestellte Querschnitt, welcher besonders von *Schwedler* vielfach angewendet worden ist. Den Zwischenraum zwischen den L-Eisen wähle man womöglich so groß, wie die Summe der beiden Wandstärken der L-Eisen. In gewissen Abständen sind

²³²⁾ Nach: Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1887, Taf. XXXII.

Fig. 500.

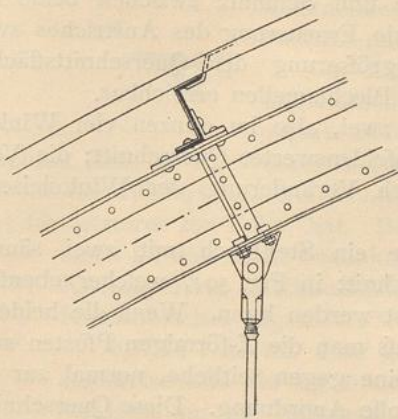
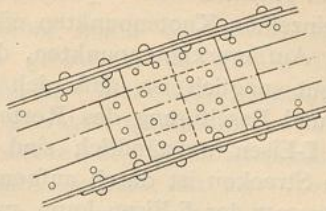


Fig. 501.



1/50 w. Gr.

Von der Bahnhofshalle zu Münster.

Blecheinlagen anzuordnen, wie oben unter a. Der Abstand derselben kann wie oben berechnet werden aus: $\lambda^2 = 0,8 \frac{J_{min}}{f}$.

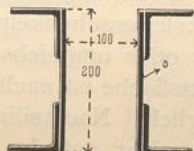
J bedeutet hier das Trägheitsmoment eines J-Eisens für die lotrechte Schwerpunktsachse. Man erhält für

Norm.-Profil Nr.	J	f	λ^2	λ
10	33,1	13,5 Quadr.-Centim.	1,96	1,4 Met.
» » » 12	49,2	17 » »	2,315	1,5 »
» » » 14	71,2	20,4 » »	2,79	1,67 »
» » » 16	97,4	24 » »	3,25	1,80 »
» » » 18	130	28 » »	3,71	1,92 »
» » » 20	171	32,3 » »	4,24	2,06 »

Fig. 502.

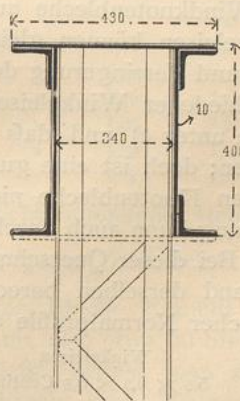


Fig. 504.



1/10 w. Gr.

Fig. 506.



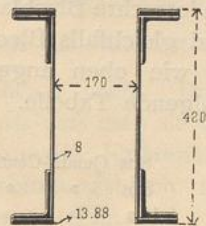
Von der Bahnhofshalle zu Hannover.

1/15 w. Gr.

Fig. 503.



Fig. 505.



1/15 w. Gr.

Von der Bahnhofshalle zu Münster.

Ein Nachteil dieser Querschnittsform ist, daß das Biegen der L-Eisen, wie es an einzelnen Knotenpunkten nötig wird, eine schwierige Arbeit ist, besonders an den Auflagerknotenpunkten, daß eine Verringerung der Querschnittsfläche nicht gut möglich ist, daß sich Staub und Schmutz zwischen beide L-Eisen setzen und Beseitigung des Rostes, sowie Erneuerung des Anstriches zwischen beiden L-Eisen umständlich sind. Vergrößerung der Querschnittsfläche auf kürzere Strecken ist durch aufgenietete Blechlamellen erreichbar.

Anstatt der L-Eisen kann man je zwei, also im ganzen vier Winkeleisen verwenden (Fig. 503). Dies ist ein empfehlenswerter Querschnitt; die Veränderung der Querschnittsfläche kann durch Veränderung der Winkeleisensorten erfolgen.

Ersetzt man die L-Eisen durch je ein Stehblech mit zwei säumenden Winkeleisen, so erhält man den Querschnitt in Fig. 504, welcher ebenfalls als doppelt T-förmiger Querschnitt aufgefaßt werden kann. Wenn die beiden Teile so weit auseinander gerückt werden, daß man die I-förmigen Pfosten zwischen ihnen anbringen kann, so erhält man eine gegen seitliche, normal zur Bindeebene wirkende Kräfte sehr wirkungsvolle Anordnung. Diese Querschnittsform wird für die am Ende längerer Hallen liegenden Endbinder, die sog. Schürzenbinder, vorteilhaft verwendet. Die Verstärkung kann durch aufgelegte Blechstreifen oben und unten bewirkt werden (Fig. 505); auch oben durchgehendes Blech kommt vor und ist praktisch (Fig. 506). Die Veränderung der Querschnittsfläche kann durch Anordnung verschiedener Winkeleisensorten erfolgen; Befestigung der Gitterstäbe und Unterhaltung im Anstrich können gut durchgeführt werden.

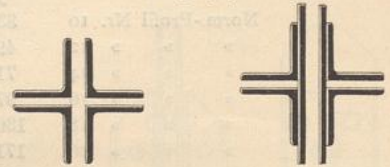
175.
+-förmiger
Querschnitt.

c) Kreuzförmiger Querschnitt. Derselbe ist als zweckmäßiger zu bezeichnen; er ist gegen Zerknicken sehr wirksam. Der Zwischenraum der lotrechten Winkeleisenschenkel nimmt die Knotenbleche auf, von denen das oben unter α Gesagte gilt; in den Zwischenraum der wagrechten Winkeleisenschenkel legt man die Windknotenbleche (Fig. 507). Dieser Zwischenraum kann fehlen; dann werden die Windknotenbleche auf den Winkeleisenschenkeln befestigt. Die einzelnen Winkeleisen können gleichschenkelig oder ungleichschenkelig sein; Vergrößerung und Verringerung der Querschnittsfläche ist nach Bedarf durch Verwendung verschiedener Winkeleisensorten möglich. Nachteilig sind die Zwischenräume (siehe unter α) und daß die Pfetten nicht auf der Gurtung gelagert werden können; doch ist eine gute Befestigung der Pfetten möglich, wenn man die lotrechten Knotenbleche nicht zu schwach (15 bis 20 mm stark) macht. Die Verstärkung kann auch durch eingelegte lotrechte Blechlamellen (Fig. 507) geschehen.

Bei dieser Querschnittsform sind gleichfalls Blecheinlagen anzuordnen; der Abstand derselben berechnet sich, wie oben angegeben. Für eine Anzahl deutscher Normalprofile diene die folgende Tabelle.

Winkeleisen	f_{min}	f	λ_2	λ
5,5 × 5,5 × 0,8 Centim.	9,38	8,16 Quadr.-Centim.	0,919	0,96 Met.
6,0 × 6,0 × 0,8 »	12,40	8,96 » »	1,11	1,05 »
6,5 × 6,5 × 0,9 »	17,6	10,9 » »	1,29	1,13 »
7,5 × 7,5 × 1,0 »	30,3	14 » »	1,73	1,31 »
8,0 × 8,0 × 1,0 »	37,1	15 » »	1,88	1,40 »
10 × 10 × 1 »	75	19 » »	3,20	1,78 »

Fig. 507.



β) Querschnitte für gedrückte Gitterstäbe.

Diese Querschnitte müssen widerstandsfähig gegen Zerknicken sein und bequeme Befestigung an beiden Gurtungen gestatten; da die in Betracht kommenden Kräfte hier klein sind, so kommt man vielfach mit sehr geringen Querschnitten aus.

176.
Ein L-Eisen.

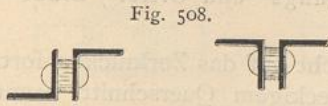


Fig. 508.

a) Ein Winkeleisen, gleichschenkelig oder ungleichschenkelig. Dasselbe hat den Vorteil bequemer Befestigung an den Knotenblechen, hingegen

den Nachteil, daß die im Winkeleisen wirkende Kraft außerhalb der lotrechten Mittelebene des Binders auf das Knotenblech übertragen wird, also ein Drehmoment für letzteres zur Folge hat. Bei kleinen Kräften und starkem Knotenblech ist dies nicht bedenklich, zumal wenn der zweite, im gleichen Knotenpunkte anschließende Gitterstab an der anderen Seite des Knotenbleches angeietet wird.

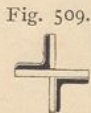
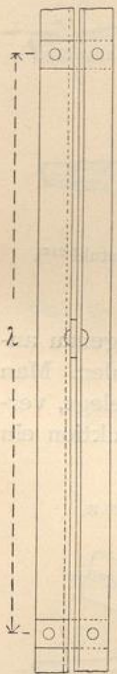


Fig. 509.

b) Ein T-Eisen. Hier gilt dasselbe, wie beim Winkeleisen. Vorzugsweise sind die sog. breitfüßigen T-Eisen geeignet, von den hochstegigen nur die schweren Nummern, weil die leichteren nicht genügende Fußbreite haben, um Niete aufnehmen zu können.

177.
T-förmiger Querschnitt.



c) Zwei Winkeleisen, welche zusammen ein I oder ein Z bilden (Fig. 508).

d) Zwei über Ecke gestellte Winkeleisen (Fig. 509). Diese Querschnittsform ist sehr empfehlenswert; sie bietet große Sicherheit gegen Zerknicken bei verhältnismäßig geringem Stoffaufwand, ermöglicht guten Anschluß an die Gurtungen und die Kraftübertragung in der lotrechten Mittelebene des Binders. Die beiden Winkeleisen müssen stellenweise miteinander durch Bleche verbunden werden, damit nicht jedes für sich ausbiegen kann. Der Abstand der Bleche (von Mitte Niet bis Mitte Niet λ) ergibt sich nach früherem wieder aus der Gleichung $\lambda^2 = \frac{0,8 f_{min}}{f}$, worin f in Quadr.-Centim. einzuführen ist. Für einige in Betracht kommende Winkeleisen ist nachstehende Tabelle ausgerechnet:

Winkeleisen	f_{min}	f	λ^2	λ
50 × 50 × 7 Millim.	6,18	6,51 Quadr.-Centim.	0,76	0,87 Met.
55 × 55 × 8 »	9,38	8,16 »	0,92	0,96 »
60 × 60 × 8 »	12,4	8,96 »	1,10	1,05 »
60 × 60 × 10 »	14,8	11,00 »	1,08	1,04 »
65 × 65 × 9 »	17,6	10,9 »	1,29	1,14 »
75 × 75 × 10 »	30,3	14,0 »	1,73	1,31 »

Man versetzt die Verbindungsbleche in den senkrecht zu einander stehenden Ebenen um je $\frac{\lambda}{2}$, wodurch die Widerstandsfähigkeit gegen Zerknicken noch

erheblich vergrößert wird. Die Breite der Bleche braucht nicht größer zu sein, als daß man sie vernieten kann, also etwa 50 bis 60 mm. Wo der Stab an das Knotenblech anschließt, ordnet man zweckmäßig ein Verbindungsblech in der senkrecht zum Knotenblech stehenden Ebene an (Fig. 499).



e) Zwei T-Eisen, welche zusammen ein Kreuz bilden (Fig. 510). Der Zwischenraum beider entspricht dem Knotenblech. Dies ist ein sehr zweck-

178.
+förmiger Querschnitt.

mäßiger Querschnitt. — Statt der zwei T-Eisen kann man auch vier Winkel-eisen verwenden (siehe unter a); dieselben genügen schon für sehr schwere Dachbinder.

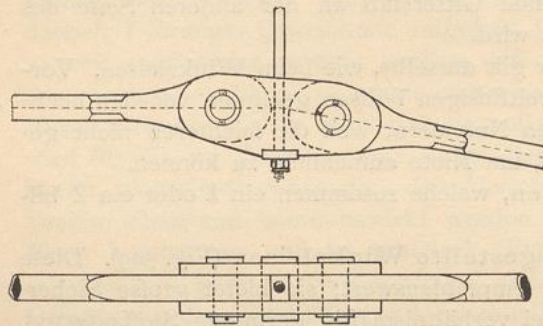
γ) Querschnitte, welche nur für gezogene (Gurtungs- und Gitter-) Stäbe geeignet sind.

Bei den nur gezogenen Stäben fällt die Rücksicht auf das Zerknicken fort.

179.
Rechteck-
querschnitt.

a) Rechteckquerschnitt. Eisen mit rechteckigem Querschnitt nennt man Flacheisen. Flacheisen und aus mehreren Flacheisen bestehende Querschnitte sind für Zugstäbe sehr geeignet: die Verbindung an den Knotenpunkten ist einfach und leicht herstellbar; die Kräfte wirken in der lotrechten Mittel-

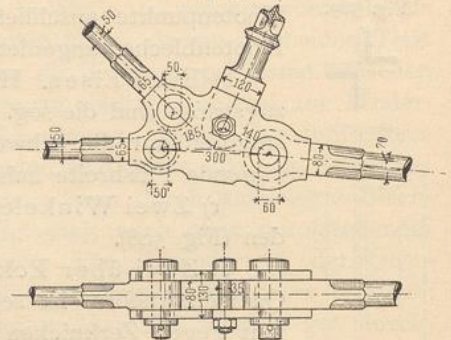
Fig. 511.



Von der Bahnhofshalle zu Oberhausen.

$\frac{1}{15}$ w. Gr.

Fig. 512.

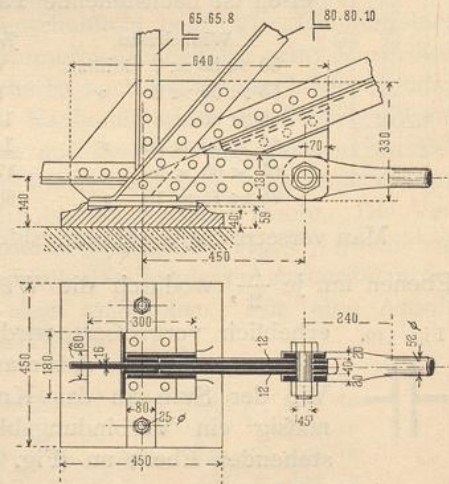


Von einem Polonceau-Dachstuhl ²³³⁾.

$\frac{1}{20}$ w. Gr.

ebene der Binder; man kann sich dem theoretischen Bedarf ziemlich genau anschließen und diese Querschnittsform für kleine und große Kräfte wählen. Man verwendet einfache und doppelte Flacheisen, hochkantig oder flach gelegt, vermeidet aber gern die sehr breiten Flacheisen, weil diese der Konstruktion ein schweres Aussehen geben. Flacheisen kommen hier von 8 mm Stärke und 60 mm Breite bis zu etwa 15 mm Stärke und 350 mm Breite, ja in noch größeren Abmessungen vor. Einfache Flacheisen schliesse man nicht einseitig an die Knotenbleche an (falls es sich nicht um sehr kleine Kräfte handelt), sondern lasse sie stumpf vor das Knotenblech stoßen und verbinde beide durch Doppellaschen (Fig. 544, 547 u. 556). Doppelte Flacheisen verbinde man in nicht zu großen Abständen (1 bis 2 m) miteinander durch zwischengelegte Futterbleche, damit beide möglichst gleichmäßig beansprucht werden. Bei sehr großen Dächern kommt man leicht zur Verwendung von

Fig. 513.



Vom neuen Packhof zu Berlin.

$\frac{1}{20}$ w. Gr.

²³³⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1876, Pl. 47—48.

Fig. 514.

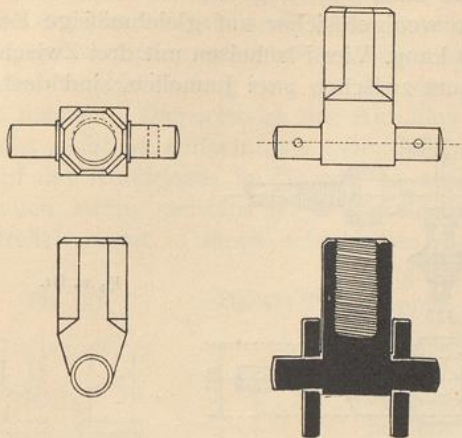
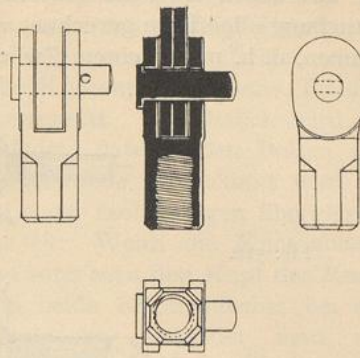
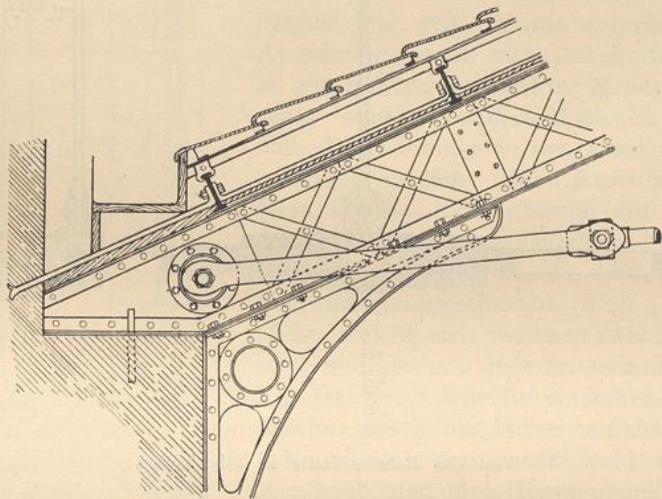


Fig. 515.



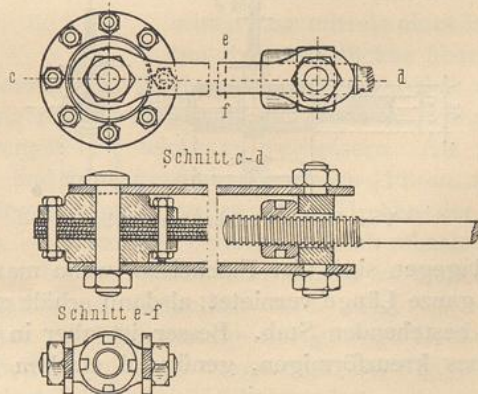
Von der Bahnhofshalle zu Münster.
1/8 w. Gr.

Fig. 516.



1/20 w. Gr.

Fig. 517.



1/15 w. Gr.

Von einem Polonceau-Dachstuhl ²⁸⁴⁾.

vier Flacheisen. Im allgemeinen beachte man, dafs, je gröfser die Zahl der Teile ist, aus denen ein Stab besteht, desto weniger sicher auf gleichmäfsige Beanspruchung aller Teile gerechnet werden kann. Vier Flacheisen mit drei Zwischenräumen, d. h. mit je einem Zwischenraum zwischen zwei Lamellen, sind deshalb

Fig. 518.

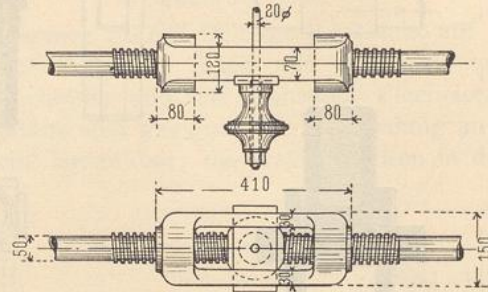
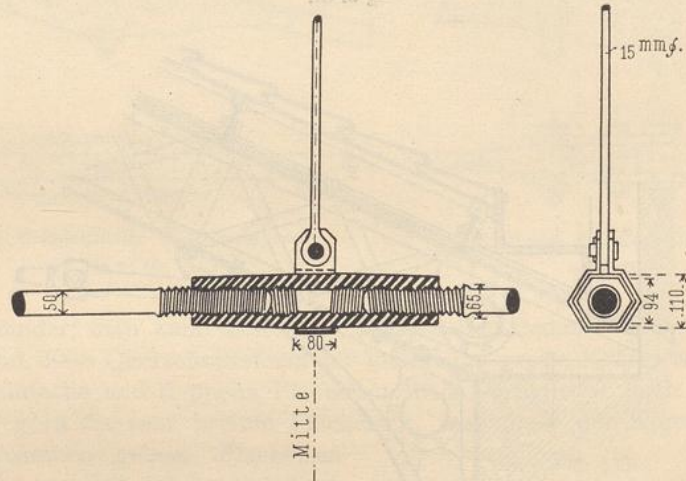
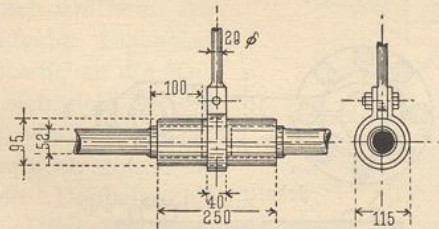
 $\frac{1}{15}$ w. Gr.Von einem *Polonceau*-Dachstuhl²³⁴⁾.

Fig. 519.

 $\frac{1}{15}$ w. Gr.

Von der Bahnhofshalle zu Oberhausen.

Fig. 520.

 $\frac{1}{15}$ w. Gr.

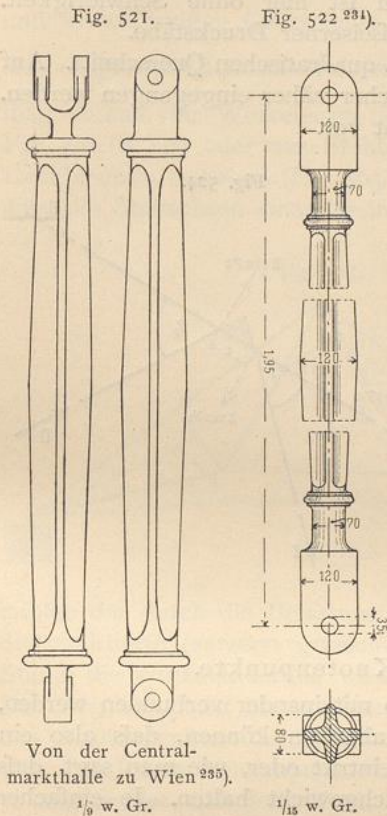
Vom neuen Packhof zu Berlin.

nicht gut; zulässig dagegen sind vier Flacheisen, wenn man je zwei Flacheisen miteinander auf ihre ganze Länge vernietet; alsdann erhält man einen schliesslich nur aus zwei Teilen bestehenden Stab. Besser ist aber in einem solchen Falle die Verwendung eines kreuzförmigen, genügend starken Querschnittes (nach Fig. 507, S. 246).

²³⁴⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1876, Pl. 47-48.

b) Der Kreisquerschnitt ist für Zugstäbe sehr zweckmäfsig: die einzelnen Teile der Querschnittsfläche sind gut um den Schwerpunkt gelagert; durch Anbringen von Spannvorkehrungen, sog. Schössern, kann man etwaige Ungenauigkeiten der Herstellung und die bei der Aufstellung gemachten Fehler wieder gut machen. Dagegen ist der Anschluß an die Knotenpunkte, bezw. Knotenbleche nicht so einfach, wie beim Rechteckquerschnitt. Gewöhnlich wird der Kopf des Rundeisens im Gesenk so ausgeschmiedet, daß er den Bolzen aufnehmen kann; meistens ist er einteilig. Der kreisrunde Querschnitt wird gewöhnlich zuerst in einen achteckigen, dann in einen rechteckigen übergeleitet (Fig. 511 u. 512²³⁴).

180.
Kreis-
querschnitt.



Wenn die Knotenbleche doppelt sind, so setzt man den Kopf des Rundeisens zwischen beide Knotenbleche; bei einfachem Knotenbleche verbindet man den Rundeisenstab und das Knotenblech durch beiderseits aufgelegte Laschenbleche (Fig. 545 u. 553). Falls das Knotenblech geringere Stärke hat als der Kopf des Stabes, so kann man die Doppelaschen entsprechend auseinander biegen (Fig. 553). Etwas schwieriger ist die Anordnung, wenn man das Ende des Stabes an ein gehörig verstärktes Knotenblech zweiseitig ohne besondere Laschen anschließen will. Dann kann man den Kopf nach Fig. 513 zweiseitig machen. Einen Anschluß der Rundeisen an die Knotenbleche mit Hilfe besonderer Hülsen veranschaulichen Fig. 514 u. 515. In die Hülsen werden die Enden der Rundeisenstäbe eingeschraubt. Fig. 514 zeigt eine Hülse, welche sich zwischen zwei Knotenbleche setzt und deshalb jederseits einen Zapfen hat, Fig. 515 eine solche für einfaches Knotenblech, welches durch die Hülse umfaßt wird. Endlich schaltet man auch wohl zwischen den Rundstab und den Knotenpunkt Bügel aus zwei Flacheisen ein, auf welche der Rundstab seinen Zug mittels eines in den Bügeln gelagerten Zwischenstückes überträgt (Fig. 516 u. 517).

Ein großer Vorzug des Kreisquerschnittes ist, daß die Stablänge mittels einfacher Vorkehrungen ein wenig verändert werden kann, so daß es möglich ist, kleine Ausführungsfehler leicht zu verbessern. Als solche Vorkehrungen dienen mit Rechts- und Linksgewinde versehene Hülsen, in welche die beiden Teile des Stabes eingeschraubt werden. Das Drehen der Hülse verkürzt oder verlängert den Stab. — Wenn der betreffende Stab mittels eines weiteren Stabes aufgehängt ist, so ist bei der Verbindung Sorge zu tragen, daß eine Drehung durch den Hängestab nicht verhindert wird. Fig. 518 zeigt eine gusseiserne Hülse²³⁴), bei welcher die Hängestange nur geringe Drehung gestattet; besser ist bei den Hülsen in Fig. 519 u. 520 vorgesorgt; bei Fig. 519 ist die Hülse außen sechskantig, wodurch das Drehen erleichtert wird.

²³⁵) Nach: Wistr, J. Studien über ausgeführte Wiener Bau-Constructionen. Wien 1872. Bd. I, Taf. 34–35.

3) Gufseisenstäbe und Holzstäbe.

181.
Anwendung.

Gezogene Stäbe sollten überhaupt nicht, gedrückte Stäbe nur bei kleinen Dächern und wenn keine Biegungsbeanspruchung in dieselben kommt, aus Gufseisen hergestellt werden. Nur bei gedrückten Gitterstäben ist deshalb allenfalls noch die Verwendung von Gufseisen zulässig. Als Querschnittsform kommen hauptsächlich der Kreis, das Kreuz und der Kreis mit vier kreuzförmigen Ansätzen in Betracht. Die Art der Herstellung durch Gufs ermöglicht es, die mittleren Teile des Stabes mit größerem Querschnitt zu bilden als die Enden, welche Stabform der Zerknickungsgefahr wegen günstig ist. Die Ausbildung der Stabenden für die Aufnahme der Bolzen ist hier ohne Schwierigkeit. Fig. 521²⁸⁵⁾ u. 522²⁸⁴⁾ geben einige Beispiele gufseiserner Druckstäbe.

Die Holzstäbe erhalten rechteckigen, bzw. quadratischen Querschnitt. Auf dieselben wird bei Besprechung der Holzseisdächer näher eingegangen werden. Bei den rein eisernen Dächern kommen sie nicht vor.

Fig. 523.

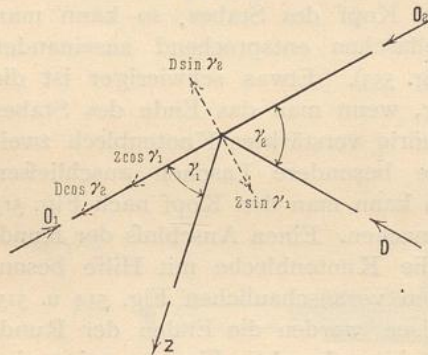
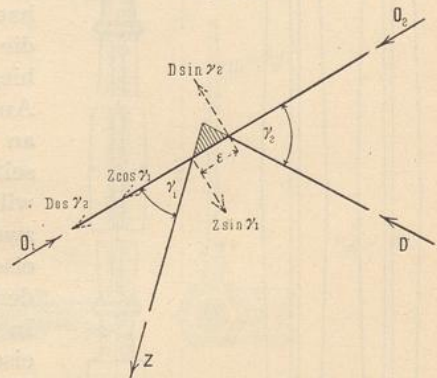


Fig. 524.



c) Knotenpunkte.

1) Gelenk- und vernietete Knotenpunkte.

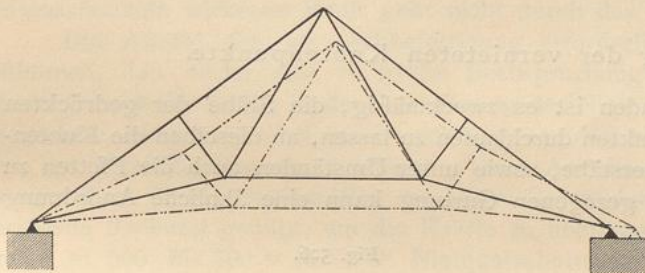
182.
Gleichgewicht
in den
Knotenpunkten.

Die Stäbe sollen in den Knotenpunkten so miteinander verbunden werden, dass sie die in ihnen wirkenden Kräfte sicher abgeben können, dass also ein Ausgleich der Kräfte in jedem Knotenpunkte eintritt oder, wie man sagt, dass die Kräfte einander im Knotenpunkte im Gleichgewicht halten. Je einfacher und klarer der Ausgleich der Kräfte vor sich geht, desto besser ist im allgemeinen die Anordnung. Als Hauptbedingung für die Bildung der Knotenpunkte sollte man aufstellen, dass die bei der Berechnung gemachten Annahmen auch erfüllt werden. Die Berechnung wird aber unter den Voraussetzungen geführt, dass an jedem Knoten die Stabachsen einander in einem Punkte schneiden und dass die Stabenden drehbar befestigt seien. Die erstgenannte Annahme ist leicht erfüllbar; dass die Vernachlässigung derselben unter Umständen große Zusatzspannungen erzeugen kann, lehrt der Vergleich von Fig. 523 u. 524. In Fig. 523 treffen sich alle Stabachsen in einem Punkte; die Seitenkräfte $Z \sin \gamma_1$ und $D \sin \gamma_2$ der Gitterstabspannungen heben einander auf; die Seitenkräfte $D \cos \gamma_2$ und $Z \cos \gamma_1$ addieren sich; Gleichgewicht ist vorhanden. In Fig. 524 schneiden sich die Stabachsen in den drei Eckpunkten des schraffierten Dreieckes; Gleichgewicht ist nicht möglich ohne Biegungsbeanspruchung der geradlinigen

Gurtung, die durch das Kräftepaar $D \sin \gamma_2 \cdot \varepsilon = Z \sin \gamma_1 \cdot \varepsilon$ erzeugt wird. Ist das Trägheitsmoment des oberen Gurtungsquerschnittes, bezogen auf die wagrechte Schwerpunktsachse desselben, gleich \mathcal{I} , der Abstand der weitesten Querschnittspunkte von dieser Achse gleich a , das in irgend einem Querschnitt durch die beiden Kräfte $D \sin \gamma_2$ und $Z \sin \gamma_1$ erzeugte Moment \mathcal{M} ; so ist die Beanspruchung, welche zu der im Querschnitt vorhandenen an der ungünstigsten Stelle hinzukommt: $\Delta \sigma = \mathcal{M} \frac{a}{\mathcal{I}}$. Diese Bedingungsspannungen sind besonders

bei den Querschnittsformen mit kleinem $\frac{\mathcal{I}}{a}$ bedenklich, also beim T-förmigen und kreuzförmigen Querschnitt der oberen Gurtung; weniger gefährlich sind sie bei Querschnittsformen, deren $\frac{\mathcal{I}}{a}$ groß ist, also beim I-förmigen Querschnitt, mag er aus vier Winkeleisen nach Fig. 503 (S. 245) oder aus zwei L-Eisen nach Fig. 505 (S. 245) oder aus Stehblech mit vier Winkeleisen und vielleicht auch Deckblechen bestehen (Fig. 505, S. 245). Immerhin läßt sich die Anforderung, daß alle Stabachsen einander in einem Punkte treffen, leicht erfüllen.

Fig. 525.



infolge der durch die Belastung hervorgerufenen Längenänderungen der Stäbe die punktierte (verzerrt gezeichnete) Lage ein, so ändern sich die Winkel der Stäbe; die Winkeländerung wird bei der Berechnung als möglich angenommen. Die Möglichkeit ist bis zu einem gewissen Grade vorhanden, wenn die Stäbe in den Knotenpunkten durch Gelenkbolzen miteinander vereinigt sind. Denkt man sich bei jedem Knotenpunkte einen Bolzen im Schnittpunkte der Stabachsen so angeordnet, daß jeder Stab auf demselben drehbar befestigt ist, so sind die Winkeländerungen möglich. (Allerdings treten Reibungsmomente auf, welche der Drehung entgegenwirken.) Man nennt diese Knotenpunkte Gelenkknotenpunkte, rechnet hierher aber auch solche Knotenpunkte, bei denen verschiedene Stäbe mit besonderen Bolzen an einem gemeinsamen Konstruktionsteil angeschlossen sind. In der Folge sollen diejenigen Knotenpunkte als Gelenkknotenpunkte bezeichnet werden, bei denen sich die Stabwinkel entsprechend etwaigen elastischen Längenänderungen der Stäbe ändern können.

Eine zweite Art der Knotenpunktbildung ist diejenige vermittelt der Vernietung. Bei den sog. vernieteten Knotenpunkten werden die Stäbe durch Nieten derart miteinander verbunden, daß die Stabwinkel unverändert bleiben, auch wenn die Stäbe sich elastisch verlängern oder verkürzen. Dabei treten dann Verdrehungen der Stäbe und Momente auf, welche unter Umständen bedeutende Zusatzspannungen hervorrufen können. Trotzdem ist diese Knoten-

Anders ist es mit der zweiten Voraussetzung, daß die Stäbe in den Knotenpunkten frei drehbar befestigt seien. Wenn diese Voraussetzung erfüllt ist, so sind etwaige durch Formänderungen erzeugte Winkeländerungen der Stäbe ohne weiteres möglich. Nimmt der Dachbinder in Fig. 525

183.
Gelenk-
knotenpunkte.

184.
Vernietete
Knotenpunkte.

punktsbildung bei uns die weitaus meist übliche und auch für die gedrückten Gurtungen wegen der größeren Sicherheit gegen seitliches Ausbiegen sehr zweckmäfsig. Für die Knotenpunkte in der gezogenen Gurtung empfiehlt sich aber die Bolzenverbindung mehr; an der gedrückten Gurtung kommt auch vielfach eine Vermischung beider Konstruktionsarten vor: man verbindet die beiden Nachbargurtungsstäbe miteinander durch Vernietung (oder läfst sie ungestoßen durchlaufen) und schliesst die Gitterstäbe mittels Gelenkbolzen an.

Es ist bereits oben erwähnt, daß die Kräfte im Knotenpunkt einander im Gleichgewicht halten sollen; zu diesem Zwecke ist ein gemeinsamer Konstruktionsteil empfehlenswert, in welchen alle Stäbe ihre Kräfte abgeben. Dieser Konstruktionsteil ist bei der Gelenkknotenverbindung der Centralbolzen; bei den vernieteten Knotenpunkten dient als gemeinsamer Konstruktionsteil ein genügend starkes Blech, das Knotenblech, mit welchem alle Stäbe durch Vernietung verbunden werden. Man kann es sich so vorstellen, daß am Knotenblech zunächst die Gitterstäbe befestigt werden und im Knotenblech die Gitterstabkräfte sich zu einer Mittelkraft vereinigen, die dann durch die zwischen Knotenblech und Gurtung angeordneten Niete in letztere übergeführt wird. Die Frage der richtigen Vernietung ist bei dieser Auffassung nicht schwierig zu lösen.

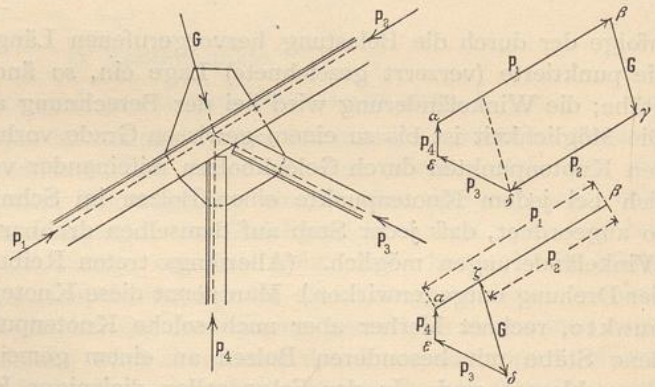
2) Bildung der vernieteten Knotenpunkte.

185.
Allgemeines.

Nach dem Vorstehenden ist es zweckmäfsig, die Stäbe der gedrückten Gurtung an den Knotenpunkten durchlaufen zu lassen, an dieselben die Knotenbleche und daran die Gitterstäbe, sowie unter Umständen auch die Pfetten zu befestigen. Auch bei der gezogenen Gurtung kann eine ähnliche Anordnung empfehlenswert sein.

Der Betrachtung soll der in Fig. 526 schematisch dargestellte Knotenpunkt der oberen Gurtung zu Grunde gelegt werden. Die in das Knotenblech übertragenen Kräfte G , P_3 und P_4 müssen mit der Differenz der Gurtungskräfte P_1 und P_2 im Gleichgewicht sein. Das Kraftpolygon $\alpha \beta \gamma \delta \epsilon$ giebt über die Gröfsen

Fig. 526.



der Kräfte Ausschluss. Zeichnet man die Kräfte so, daß P_1 und P_2 teilweise zusammenfallen, so sieht man sofort, daß nur die Resultierende von G , P_3 und P_4 , d. h. $\zeta\alpha = P_1 - P_2$, durch das Knotenblech in die Gurtung geführt wird; der Teil von P_1 , welcher absolut genommen gleich P_2 ist, bleibt im durchlaufenden Gurtungsstabe. Allerdings gilt dies streng genommen nur, wenn die beiden Gurtungsstäbe in eine gerade Linie fallen und gleichen Querschnitt haben; außerdem natürlich nicht, wenn die Gurtungsstäbe im Knotenpunkte mittels des Knotenbleches gestoßen werden; in letzterem Falle wird auch die

Kraft, welche in dem durch das Knotenblech gestofsenen Teile des Gurtungsstabes wirkt, durch das Knotenblech geleitet.

Jeder Stab, der am Knotenblech endet, muß seine Kraft ganz in dasselbe übertragen können; endet nur ein Teil des Stabes am Knotenblech, so muß er die in diesem Teile wirkende Kraft in das Knotenblech leiten können. Danach ist die Zahl der Niete zu bestimmen. Läuft also, wie in Fig. 526, die obere Gurtung ununterbrochen durch, so ist zunächst jeder Gitterstab mit so vielen Nieten anzuschließen, daß die größte in ihm herrschende Kraft übertragen werden kann; das Knotenblech seinerseits ist mit den Gurtungsstäben durch so viele Niete zu verbinden, daß die größtmögliche Mittelkraft von G , P_3 und P_4 durch dieselben in die Gurtung geleitet werden kann; diese ist gleich der größtmöglichen Differenz $P_1 - P_2$; danach kann man die erforderliche Nietenzahl ermitteln. Enden aber auch die Gurtungsstäbe am Knotenblech und dient dieses etwa zum Stofsen der lotrechten Winkeleisenschenkel, während die wagrechten Winkeleisenschenkel durch besondere Deckplatten gestofsen werden, so ermittele man die Nietenzahl, welche nötig ist, um jede Stabkraft, einschließlic der in den lotrechten Winkeleisenschenkel wirkenden, in das Knotenblech zu bringen; diese Kräfte heben einander im Knotenblech auf, welches natürlich in jeder Hinsicht stark genug für dieselben sein muß. Die in den wagrechten Winkeleisenschenkeln wirkende Kraft geht nicht durch das Knotenblech.

Die Anzahl der zur Stabbefestigung erforderlichen Niete ist so zu bestimmen, daß weder eine zu große Beanspruchung der Niete auf Abscheren eintritt, noch der Druck in der Lochlaibung der Niete die zulässige Grenze überschreitet. Man nimmt bei der Berechnung an, daß sich alle Niete gleichmäßig an der Kraftübertragung beteiligen. Diese Annahme ist sicher nicht richtig. Angenähert dürfte sie zutreffen, so lange die infolge warmer Vernietung auftretende Reibung genügt, um die Kräfte zu übertragen. Diese Reibung kann man zu 500 bis 700 kg für 1 qcm Nietquerschnitt annehmen, falls die zu verbindenden Teile sich in einer einzigen Fläche berühren (bei einschnittiger Vernietung), doppelt so groß, wenn sie sich in zwei Flächen berühren (bei zweischnittiger Vernietung). In Deutschland rechnet man meistens nicht unter Rücksichtnahme auf Reibung.

186.
Nietenzahl.

Es bezeichne f_{netto} den Nettoquerschnitt des Stabes, bezw. des zu vernietenden Stabteiles (in Quadr.-Centim.), n die Anzahl der Nietquerschnitte, d den Nietdurchmesser (in Centim.) und δ die Stärke des schwächeren der beiden zu verbindenden Teile (in Centim.); alsdann muß mit Rücksicht auf Abscheren

$$n \frac{d^2 \pi}{4} k \geq f_{netto} k, \text{ d. h. } n \geq \frac{4 f_{netto}}{d^2 \pi} \dots \dots \dots 24.$$

sein. Der Lochlaibungsdruck darf für das Quadr.-Centim. der senkrecht zur Krafrichtung genommenen Projektionsfläche des Nietes nicht größer als $1,5 k$ sein; auf einen Niet darf also $1,5 k d \delta$ entfallen, da die Projektionsfläche des Nietes $d \delta$ ist. Mithin muß

$$n \cdot 1,5 k d \delta \geq P$$

sein, wenn P die Stabkraft ist; da aber $\frac{P}{k} = f_{netto}$ ist, so folgt

$$n \geq \frac{2 f_{netto}}{3 d \delta} \dots \dots \dots 25.$$

Für die Ausführung ist stets der grössere der beiden für n erhaltenen Werte zu wählen; ergibt sich für n ein Bruch, so ist nach oben auf eine ganze Zahl abzurunden. Die zweite Formel giebt gewöhnlich grössere Werte für n als die erste. Beide Werte für n sind gleich, wenn

$$\frac{4f_{\text{netto}}}{d^2 \pi} = \frac{2f_{\text{netto}}}{3d\delta}, \text{ d. h. wenn } d = \frac{6\delta}{\pi},$$

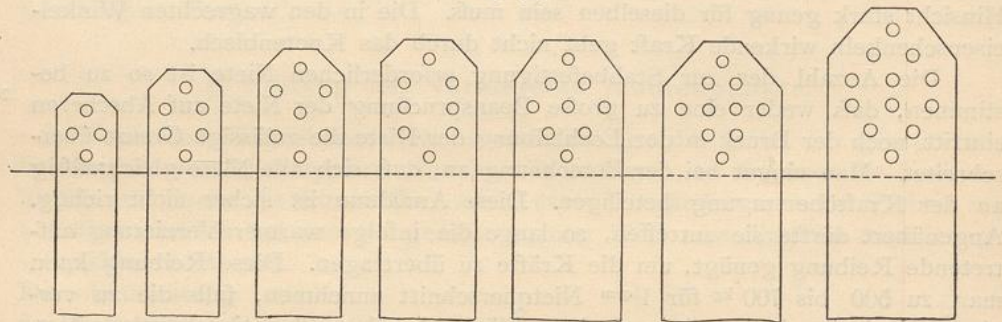
d. h. wenn nahezu stattfindet:

$$d = 2\delta \dots \dots \dots 26.$$

Wenn ein zweiteiliger Stab mit einem einteiligen zu verbinden ist, so kommt für δ entweder die Stärke des einteiligen oder die Summe der beiden Stärken in Frage, welche sich für den zweiteiligen Stab ergeben. In die Gleichung 25 für n ist der kleinere dieser beiden Werte einzusetzen.

Einseitige Befestigung eines Stabes (mittels einschnittiger Niete) ist nicht empfehlenswert, weil die Niete und Stäbe dann sehr ungünstig beansprucht werden. Befestigung mittels nur eines Nietes vermeide man; auch wenn die Rechnung $n = 1$ ergibt, ordne man zwei Niete an, falls es sich nicht um einen ganz untergeordneten Stab handelt.

Fig. 527.



187.
Stellung
der Niete.

Bei vorstehender Berechnung der erforderlichen Nietenzahlen war angenommen, dass sich alle Niete gleichmässig an der Kraftübertragung beteiligen. Diese Annahme wird um so weniger erfüllt sein, je grösser die Zahl der hintereinander befindlichen Nietreihen ist. Man vermeide deshalb die Anordnung sehr vieler Nietreihen hintereinander. Bei einer vielfach ausgeführten Anordnung befindet sich in der ersten Nietreihe jederseits nur ein Niet, in der zweiten sind zwei Niete, in die dritte könnte man vier Niete setzen. Dabei überlegt man folgendermassen. Durch jeden der Niete wird der n^{te} Teil der im Stabe vorhandenen Kraft aus dem Stabe hinausbefördert; wenn etwa 9 Niete zur Verbindung erforderlich sind, so wird durch den ersten Niet $\frac{1}{9}$ der Kraft P fortgeschafft; hinter der ersten Nietreihe bleibt also im Stabe nur noch die Kraft $\frac{8}{9} P$. Man könnte also hier den Querschnitt des Stabes um $\frac{f}{9}$ verringern, ohne dass die Festigkeit desselben kleiner würde als bei vollem Querschnitt vor dem ersten Niet. Entspricht nun die Verschwächung durch ein Nietloch gerade einem Neuntel (dem n -ten Teile) des ganzen Nettoquerschnittes, so kann man hier ein Nietloch anordnen, ohne die Festigkeit zu verringern. Es ist aber unnötig, dieselbe Festigkeit zu haben, wie im ungeschwächten Querschnitt; man braucht nur eine solche, welche derjenigen des durch den ersten Niet geschwächten Querschnittes gleich ist. Diese wird erhalten, wenn

man in unseren Querschnitt noch einen zweiten Niet setzt. Gleiche Festigkeit würde man erhalten, wenn man in die folgende Nietreihe $3 + 1 = 4$ Niete setzte u. s. w. Diese Überlegung führt bei symmetrischer Anordnung zu den in Fig. 527 skizzierten Nietstellungen, welche vielfach ausgeführt sind. Sie sind nicht einwandfrei, da die Voraussetzung der gleichmäßigen Kraftverteilung auf alle Niete sicher nicht stets erfüllt ist. Man erhält bei dieser Anordnung, bzw. der ihr zu Grunde liegenden Auffassung den Nettoquerschnitt aus dem Bruttoquerschnitt durch Abzug nur eines Nietloches, da als schwächster Querschnitt derjenige gilt, welcher durch den ersten Niet gelegt ist.

Man setze die Niete so, dafs jederseits der Stabachse möglichst die gleiche Nietzahl ist und dafs die Niete symmetrisch zur Stabachse stehen.

Die im Stabe herrschende Kraft verteilt sich nach der allgemein üblichen Annahme gleichmäßig über den Querschnitt; an jeder Seite der Achse wirkt also die Kraft $\frac{P}{2}$; ordnet man nun an einer Seite derselben etwa 2 und an der anderen Seite 5 Niete an (Fig. 528), so käme auf jeden Niet auf der ersteren Seite $\frac{P}{4}$ und auf jeden Niet der letzteren Seite $\frac{P}{10}$ (angenähert); berechnet sind

Fig. 528.

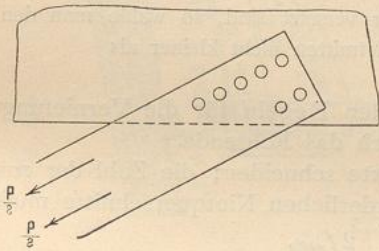
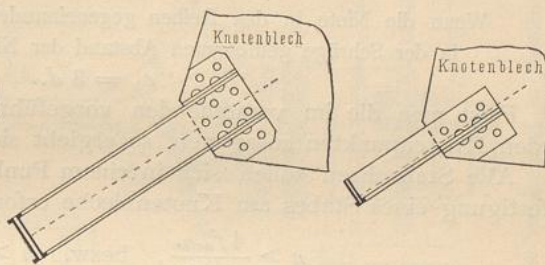


Fig. 529.



die Niete so, als ob auf jeden derselben $\frac{P}{7}$ käme. Die eine Seite wird also weit überansprucht. Nimmt man dagegen an, dafs die 5 Niete der einen Seite wirklich $\frac{5}{7}P$ übertragen, so werden die Stabteile auf dieser Seite wesentlich höher beansprucht, als bei der Berechnung angenommen war und als zulässig ist. Fig. 528 giebt also eine zu vermeidende Anordnung.

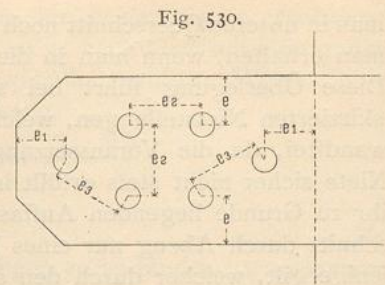
Wenn der zu befestigende Stab aus mehreren Teilen besteht (Winkelisen, T-Eisen, Blechen etc.), so ordne man zur Verbindung jedes Teiles die für diesen allein erforderliche Zahl von Nieten an.

Zur Befestigung von Winkelisen und L-Eisen gebraucht man oft eine verhältnismäßig große Zahl von Nieten, 5 bis 6 (oftmals noch mehr) und damit eine lange Reihe hintereinander stehender Niete. Man vermeidet dies durch Hinzufügen eines kurzen Winkelisenstückes, welches die im senkrecht zur Knotenblechebene stehenden Schenkel wirkende Spannung aufnimmt und in das Knotenblech weiter leitet (Fig. 529).

Man wählt den Nietdurchmesser d gewöhnlich und zweckmäßig doppelt so groß, wie die Stärke des anzuschließenden Stabes, d. h. man macht $d = 2\delta$ (vergl. Art. 186, S. 255). Bei den Dachbindern dürfte als kleinster regelmäßiger

188.
Nietdurch-
messer,
Abstand etc.

Nietdurchmesser $d = 15 \text{ mm}$ und als grösster $d = 23 \text{ mm}$ (ausnahmsweise 26 mm) zu wählen sein. Es empfiehlt sich aber wegen der einfachen Herstellung nicht, viele verschiedene Nietsorten zu verwenden, sich also an die Formel $d = 2 \delta$ ängstlich zu halten. Man ordne nur wenige, zwei, höchstens drei, verschiedene Nietsorten an. Als Grundeinheit führt man den Nietdurchmesser d ein. Wir empfehlen folgende Abmessungen (Fig. 530), an welche man sich aber nicht ängstlich zu halten braucht; die angegebenen Werte sind Mittelwerte:



Abstand der Mitte des äussersten Nietes vom Rande des Stabes, gemessen in der Richtung der Stabachse:

$$e_1 = 2 d \text{ bis } 2,5 d;$$

Abstand der Mitte des äussersten Nietes vom Rande des Stabes, gemessen in der Richtung senkrecht zur Stabachse:

$$e = 2 d \text{ bis } 2,5 d;$$

Abstand der Nietmitten voneinander in der Richtung senkrecht zur Stabachse und in der Richtung der Stabachse:

$$e_2 = 3 d.$$

Wenn die Niete in den Reihen gegeneinander versetzt sind, so wähle man den in der Schräge gemessenen Abstand der Nietmitten nicht kleiner als

$$e_3 = 3 d.$$

189.
Zusammen-
stellung.

Fasst man die im vorstehenden vorgeführten Regeln für die Vernietung an den Knotenpunkten zusammen, so ergibt sich das Folgende.

Alle Stabachsen sollen sich in einem Punkte schneiden; die Zahl der zur Befestigung eines Stabes am Knotenbleche erforderlichen Nietquerschnitte muß

$$n \geq \frac{4 f_{\text{netto}}}{d^2 \pi}, \text{ bzw. } n \geq \frac{2 f_{\text{netto}}}{3 d \delta}$$

sein. Der grössere der beiden für n erhaltenen Werte ist zu einer ganzen Zahl aufzurunden. Befestigung eines Stabes mittels eines einzigen Nietes ist nicht empfehlenswert. Jederseits der Stabachse ordne man die gleiche Zahl von Nieten an; man setze die Niete möglichst symmetrisch zur Stabachse. Man mache $d = 2 \delta$, $e = 2 d$ bis $2,5 d$, $e_1 = 2 d$ bis $2,5 d$, $e_2 = 3 d$ und $e_3 = 3 d$. Das Knotenblech ist sehr stark zu nehmen; annähernd sei seine Stärke gleich dem Nietdurchmesser d ; befestigt man die Gitterstäbe an einem durchlaufenden Stehblech der Gurtung, so mache man seiner Stärke annähernd gleich d .

Man befestige die Stäbe am Knotenblech, bzw. am Stehblech wenn möglich durch zweischnittige Niete. Einzelne Winkeleisen schliesse man mit Zuhilfenahme kleiner Winkeleisenstücke (nach Fig. 529) an.

3) Beispiele für die Bildung vernieteter Knotenpunkte.

190.
I-förmiger
Gurtungs-
querschnitt.

Fig. 531 bis 536 haben einen aus 2 Winkeleisen gebildeten Gurtungsquerschnitt; zwischen den lotrechten Schenkeln der Winkeleisen befindet sich ein Zwischenraum zum Einlegen der Knotenbleche.

Fig. 531²⁸⁹⁾ hat gleichschenkelige Winkeleisen; am Knotenblech sind Zug- und Druckdiagonalen befestigt; ähnlich ist der Knotenpunkt der unteren Gurtung (Fig. 532²⁸⁹⁾), bei welcher auf die wag-

²⁸⁹⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1892, Bl. 17.

Fig. 531.

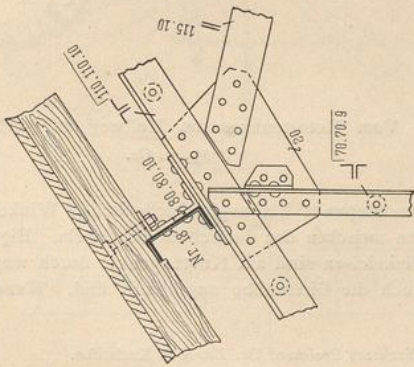


Fig. 533.

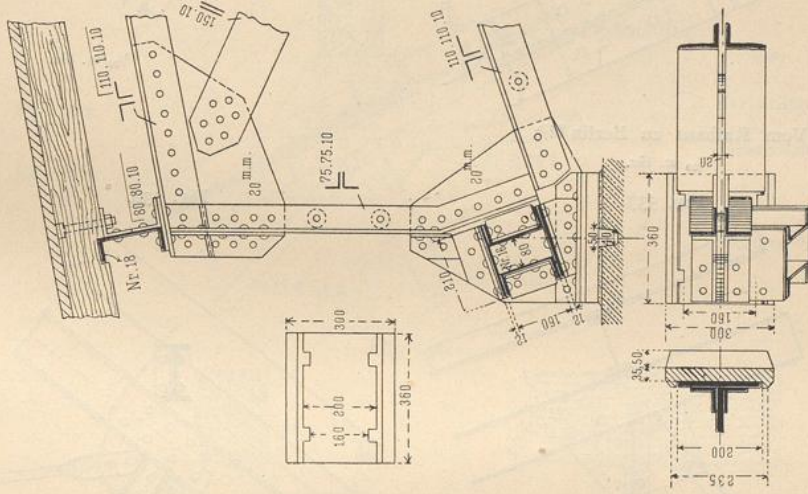
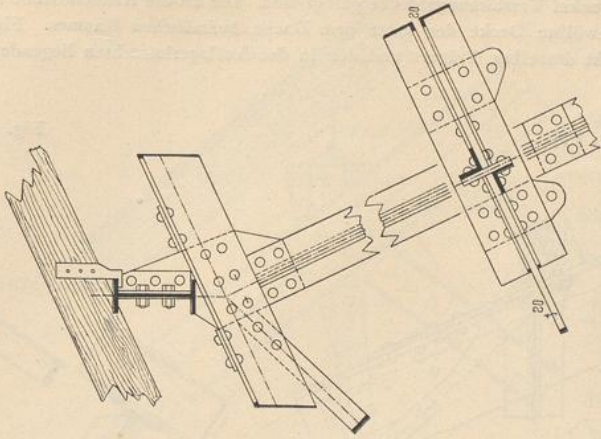


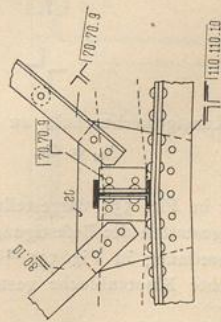
Fig. 534.



Von einem Lokomotivschuppen auf dem Bahnhof zu Avricourt.

$\frac{1}{100}$ w. Gr.

Fig. 532.

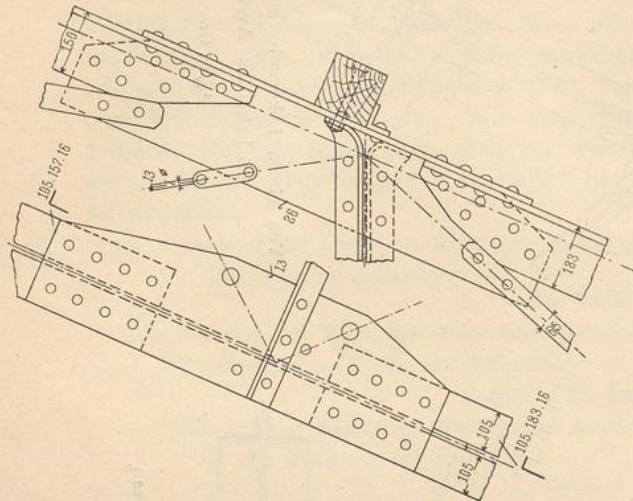


Vom Dache über den Wartesälen I. und II. Klasse im Bahnhof zu Bremen 289).

$\frac{1}{100}$ w. Gr.

rechten Winkelseisenchenkel Verstärkungsbleche gelegt sind. Die an die Knotenbleche angeschlossenen I-Träger tragen die gewölbte Decke des unter dem Dache befindlichen Raumes. Fig. 533²³⁶⁾ zeigt den Auflagerknotenpunkt desselben Trägers und den in der Auflagerlotrechten liegenden Knotenpunkt der oberen Gurtung.

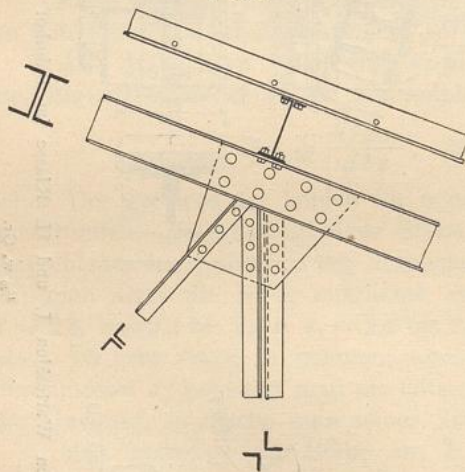
Fig. 535.



Vom Rathaus zu Berlin²³⁷⁾.

$\frac{1}{20}$ w. Gr.

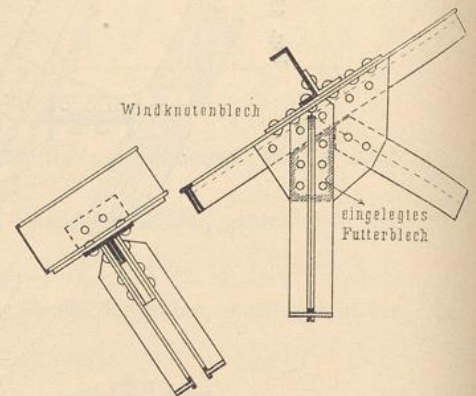
Fig. 537.



Von der Kunstgewerbeschule zu Karlsruhe²³⁸⁾.

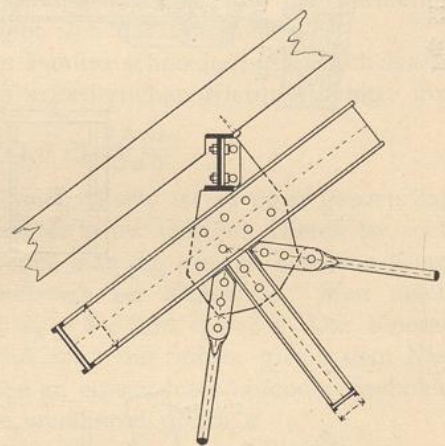
$\frac{1}{20}$ w. Gr.

Fig. 536.



$\frac{1}{20}$ w. Gr.

Fig. 538.



Vom Retortenhaus am Hellweg zu Berlin²³⁹⁾.

$\frac{1}{20}$ w. Gr.

Der in Fig. 534 dargestellte obere Gurtungsknotenpunkt hat ungleichschenkelige Winkelseisen; dieselben gestatten die Befestigung der Zugdiagonalen zwischen den lotrechten Schenkeln. Eigenartig ist die Anordnung in Fig. 535²³⁷⁾. Die Gurtungswinkelseisen sind am Knotenpunkte durch wagrechte und lotrechte Knotenbleche gestosfen, an denen auch die Gitterstäbe angebracht sind. Wenn diese

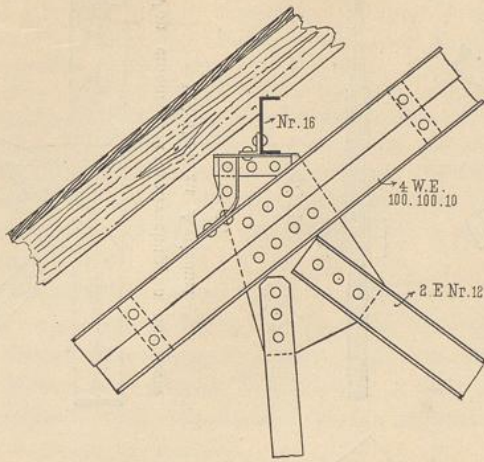
²³⁷⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1869, Bl. 56.

²³⁸⁾ Nach freundlicher Mitteilung des Herrn Oberbaudirektors Professor Dr. *Durm* in Karlsruhe.

²³⁹⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1869, Bl. 24, 27.

Fig. 539.

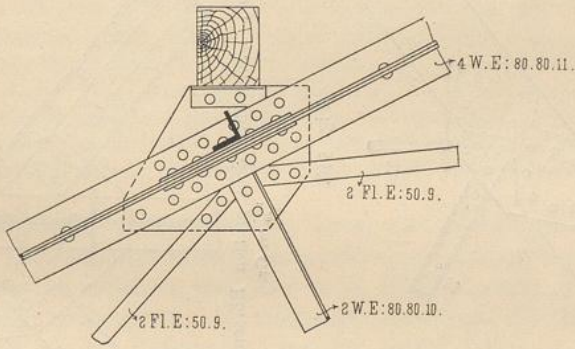
$\frac{1}{200}$ w. Gr.



Vom Dache
über der
Eingangshalle
des Bahnhof-
gebäudes
zu
Hildesheim.

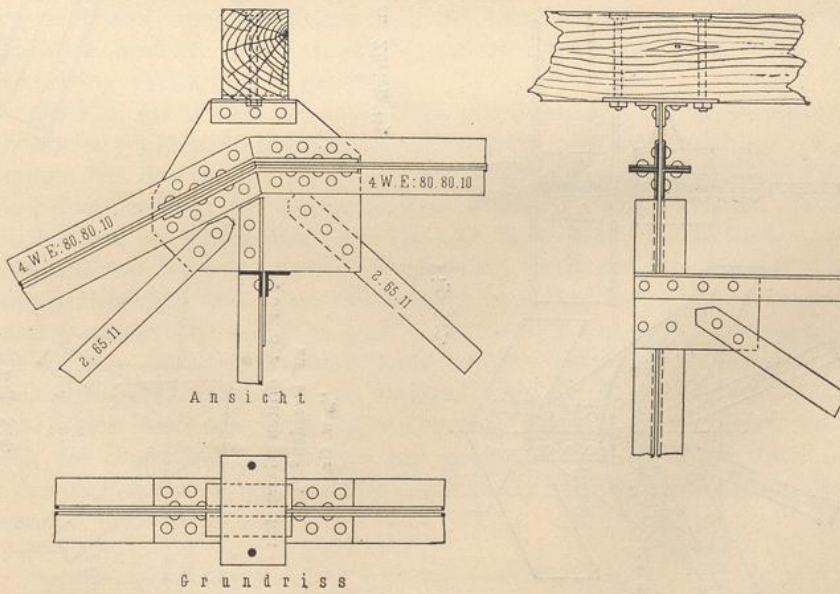
Fig. 540.

$\frac{1}{200}$ w. Gr.



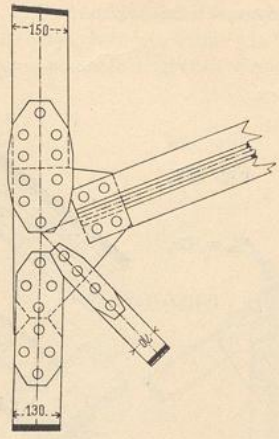
Von
der dritten
Gasanstalt
zu
Dresden²⁴⁰.

Fig. 541.



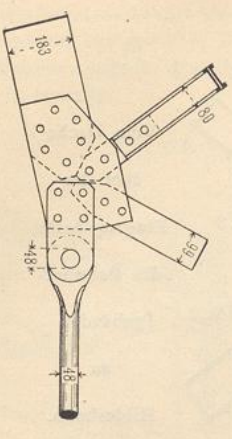
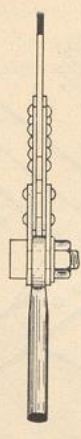
Von der dritten Gasanstalt zu Dresden²⁴⁰). — $\frac{1}{200}$ w. Gr.

Fig. 542.



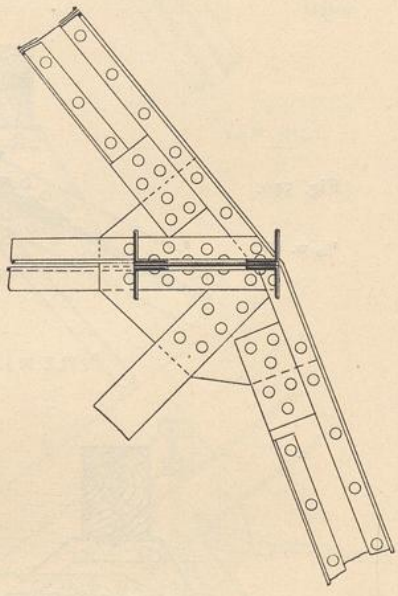
Von einem Lokomotivschuppen auf dem Bahnhof zu Avricourt.
1/80 w. Gr.

Fig. 545.



Von den Retortenhäusern am Hellweg zu Berlin 339).
1/80 w. Gr.

Fig. 543.



Vom Dach über dem großen Börsensaal zu Zürich 341),
1/80 w. Gr.

Fig. 546.

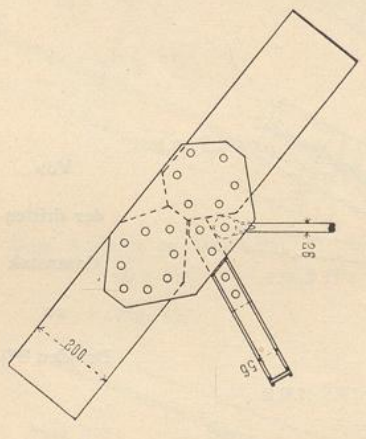
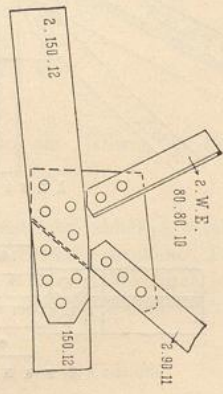
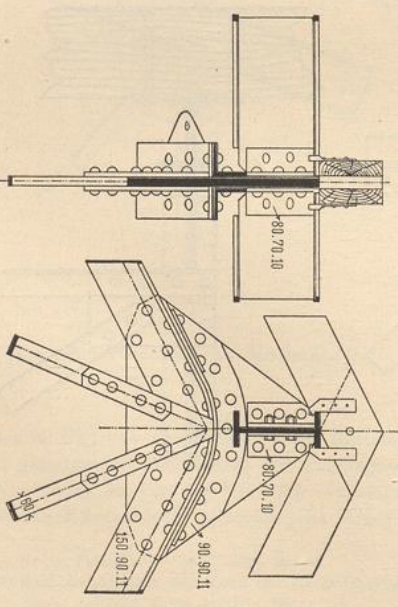


Fig. 544.



Von der dritten Gasanstalt zu Dresden 319).
1/80 w. Gr.

Fig. 547.



Vom Bahnhof zu Avricourt.
1/80 w. Gr.

Stelle gegen Zerknicken genügend gesichert ist, so ist diese Konstruktion zweckmäßig. Gut ist auch die Anordnung in Fig. 536; dabei sind die Winkeleisen der Gurtung ohne Zwischenraum aneinander gelegt und doppelte auf die lotrechten Winkeleisenschkel gelegte Knotenbleche verwendet, zwischen welche sich die Zugdiagonalen setzen, während die Druckstäbe aufgenietet sind.

Die zur Befestigung der Winddiagonalen dienenden Knotenbleche, welche zweckmäßig in die durch die oberen Gurtungen bestimmte Ebene gelegt werden, können hier leicht und bequem angebracht werden; man legt sie auf die wagrechten Winkeleisenschkel (Fig. 531, 534 u. 536) oder unter dieselben; in letzterem Falle sind in jedem Knotenpunkte zwei solche sog. »Windknotenbleche« erforderlich.

Fig. 537²³⁸⁾ u. 538²³⁹⁾ zeigen Mittelknotenpunkte für Gurtungen aus 2 L-Eisen. Bei Fig. 538 betragen die Abstände der L-Eisen 20^{mm}; in diesen Abstand ist das Knotenblech gelegt.

Um die Schwierigkeiten beim etwa erforderlichen Biegen der L-Eisen zu vermindern, kann man jedes L-Eisen durch zwei Winkeleisen ersetzen. Einen Knotenpunkt für diesen Gurtungsquerschnitt zeigt Fig. 539. Für die Anordnung von 4 zu einem Kreuz vereinigten Winkeleisen geben Fig. 540 u. 541²⁴⁰⁾ gute Beispiele. Knotenblech und Windknotenbleche können hier leicht zwischen den Winkeleisen angebracht werden.

Die Bildung der Knotenpunkte für diese Querschnittsform der Gurtungen ist in Art. 174 (S. 244) bereits besprochen, und in Fig. 498 u. 499 (S. 244) sind Beispiele vorgeführt. Eine etwas andere Lösung zeigt Fig. 543²⁴¹⁾.

Als wirksamer Druckquerschnitt ist hier offenbar nur der aus Stehblech und beiden oberen Winkeleisen bestehende Teil angenommen, so daß man die unteren beiden Winkeleisen vor den Laschen des Stehbleches aufhören lassen konnte. Das Knotenblech ist in die Ebene der Stehbleche gelegt, ersetzt dieselben, wo sie fehlen, und nimmt sowohl die Pfosten und Diagonalen, wie auch die Pfetten auf. Die im Stehbleche herrschenden Kräfte werden durch Doppellaschen in das Knotenblech geleitet.

Wenn die untere (Zug-) Gurtung einen der vorbesprochenen Querschnitte hat, so ist die Knotenpunktsbildung wie vorstehend angegeben. Etwas einfacher ist die Konstruktion meistens, weil hier keine Pfette ansetzt. Fig. 532 giebt einen unteren Gurtungsknotenpunkt, in welchem allerdings die Konstruktion kaum einfacher ist als an den Knotenpunkten der oberen Gurtung, da sich in Fig. 532 ein Deckenbalken gegen das Knotenblech setzt. Sehr einfach wird die Anordnung meistens, wenn der Querschnitt der unteren Gurtung aus einem oder zwei Flacheisen besteht. Fig. 542, 544 bis 546^{240 u. 241)} geben gute, ohne besondere Erläuterung verständliche Beispiele.

In Fig. 547 bis 554 ist eine Reihe von Beispielen für die Konstruktion von Firstknotenpunkten vorgeführt; die Grundsätze, welche hierbei maßgebend sind, stimmen mit den in Art. 185 (S. 254) entwickelten überein. Meistens wird es sich empfehlen, am First die Gurtungsstäbe zu stoßen und hierbei als Stoßblech das Knotenblech zu verwenden. In Fig. 547 dient das Knotenblech zum Stoßen der lotrechten Schenkel beider Winkeleisen, während für den Stoß der wagrechten Schenkel besondere Winkeleisen aufgelegt sind. Eine verwandte Anordnung zeigen Fig. 548²³⁶⁾ u. 549²³⁷⁾. In dem zu Fig. 550 gehörigen Querschnitt sind die zum Stoß verwendeten Teile schwarz gehalten, die eigentlichen Querschnittsteile weiß geblieben; das wagrechte auf die Winkeleisen gelegte Knotenblech nimmt auch die Winddiagonalen auf. In Fig. 551²⁴⁰⁾ nimmt das Knotenblech die sämtlichen Stabkräfte auf; gegen Ausbeulen ist es durch senkrecht zu den Binderebenen angeordnete Gitterträger gesichert, welche die Binder miteinander verbinden.

²⁴⁰⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, Bl. 858, 859.

²⁴¹⁾ Nach: Eisenbahn, Bd. 9, Beil. zu Nr. 8.

191.
Zwei L-Eisen
als Gurtung.

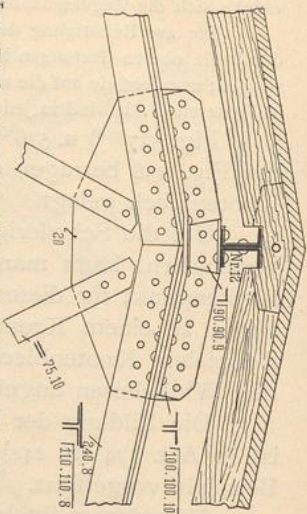
192.
Vier L-Eisen
als
Druckgurtung.

193.
I-förmiger
Gurtungs-
querschnitt.

194.
Knotenpunkte
der
Zuggurtung.

195.
First-
knotenpunkte.

Fig. 548.



Vom Dach über dem Wartesaal III. und IV. Klasse im Bahnhof zu Bremen 389).

Fig. 549.

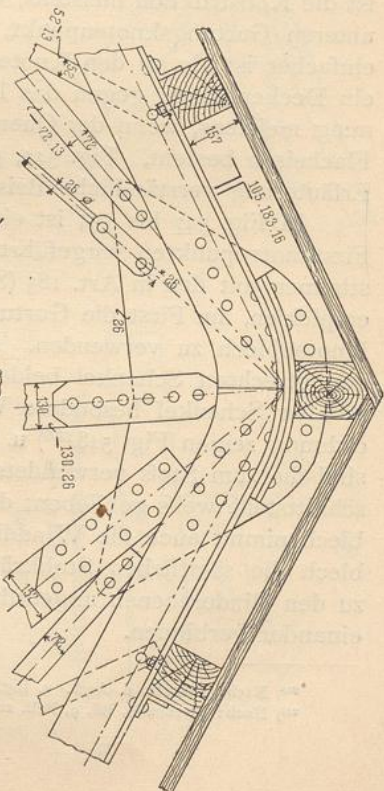
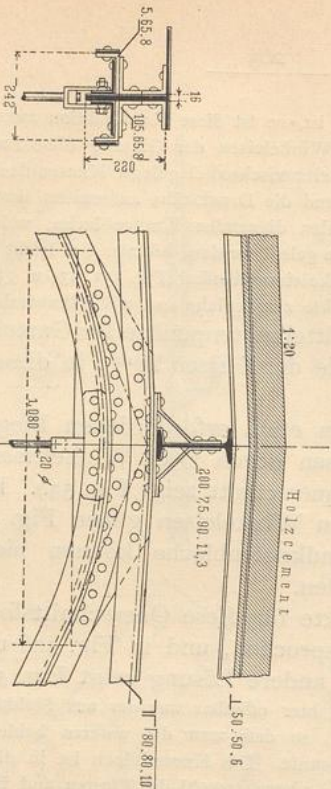


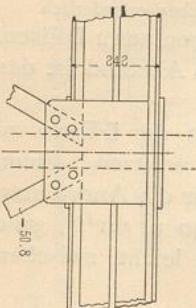
Fig. 550.



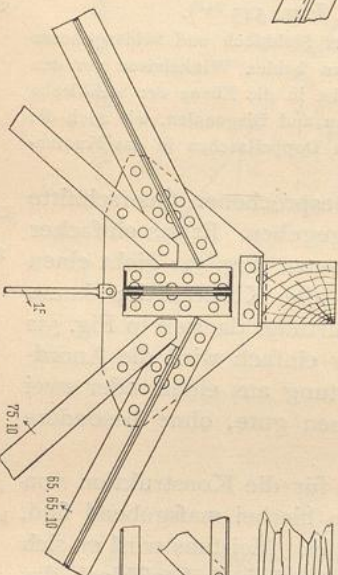
$\frac{1}{80}$ w. Gr.

Vom Rathaus zu Berlin 387).

Fig. 551.



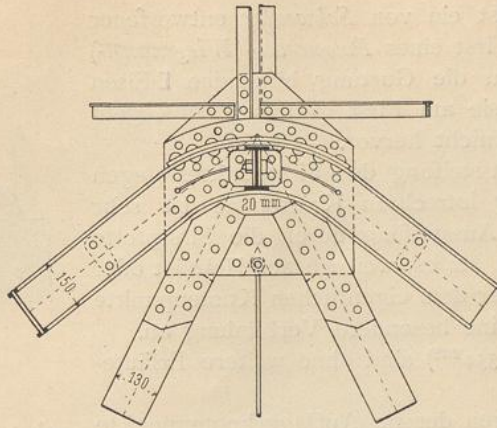
Vom neuen Packhof zu Berlin.



Von der dritten Gasanstalt zu Dresden 310).

Fig. 552.

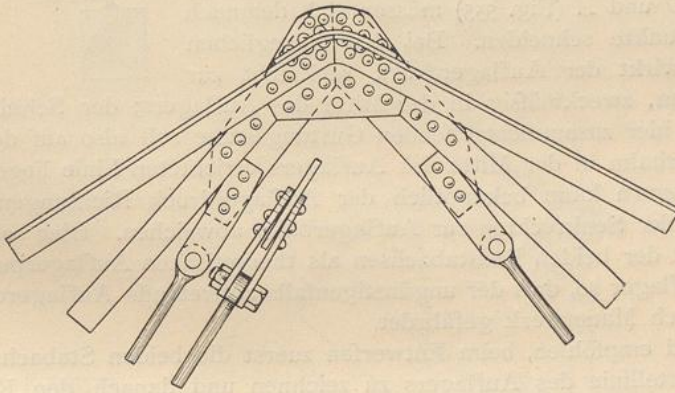
$\frac{1}{200}$ w. Gr.



Von den
Retortenhäusern
am Hellweg
zu Berlin²³⁹⁾.

Fig. 553.

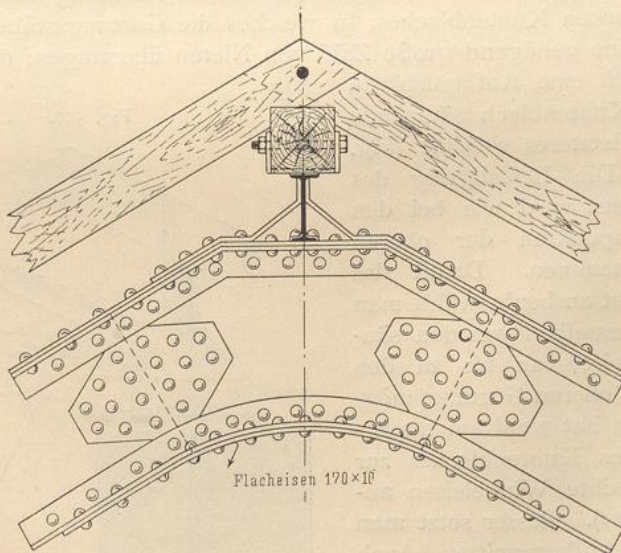
$\frac{1}{200}$ w. Gr.



Von den
Retorten-
häusern
am Hellweg
zu
Berlin²³⁹⁾.

Fig. 554.

$\frac{1}{200}$ w. Gr.



Vom Waschhaus
des Kaiserin
Augusta-Bades
zu
Baden-Baden²³⁹⁾.

Flacheisen 170x10

Fig. 552²³⁹⁾ ist ein von *Schwedler* entworfener Knotenpunkt am First eines *Polonceau*-(*Wiegmann*-) Daches; die beiden die Gurtung bildenden Γ -Eisen sind gebogen; ob sie am First gestofsen sind, geht aus der Zeichnung nicht hervor.

Eine gute Aussteifung des Firstpunktes gegen Ausbiegen aus der lotrechten Kräfteebene ist sehr wichtig; wo diese Aussteifung durch die Firstpfette nicht erreichbar ist, sei es, weil sie aus Holz ist oder weil sie zu hoch über dem eigentlichen Knotenpunkte liegt, bringe man eine besondere Verbindung an.

Fig. 553²³⁹⁾ u. 554²³⁸⁾ sind ohne weitere Erläuterung verständlich.

196.
Auflager-
knotenpunkte
bei Balken-
dachbindern.

Die Spannungen der im Auflagerknotenpunkte zusammentreffenden Gurtungsstäbe müssen mit dem Auflagerdruck im Gleichgewicht sein; die drei Kräfte O , U und A (Fig. 555) müssen sich demnach in einem Punkte schneiden. Bei den beweglichen Auflagern wirkt der Auflagerdruck senkrecht zur Auflagerbahn, zweckmäßig in der Mitte des Auflagers; der Schnittpunkt der Achsen der hier zusammentreffenden Gurtungsstäbe soll also auf der senkrecht zur Auflagerbahn in der Mitte des Auflagers errichteten Linie liegen. Bei den festen Auflagern kann bekanntlich der Auflagerdruck Richtungen annehmen, welche von der Senkrechten zur Auflagerbahn abweichen. Hier sehe man den Schnittpunkt der beiden Endstabachsen als theoretischen Auflagerpunkt an und lege das Auflager so, dafs der ungünstigenfalls auftretende Auflagerdruck weder Auflager noch Mauerwerk gefährdet.

Es wird empfohlen, beim Entwerfen zuerst die beiden Stabachsen und die lotrechte Mittellinie des Auflagers zu zeichnen und danach den Knotenpunkt zu konstruieren.

Der Ausgleich der Kräfte erfolgt auch hier zweckmäßig mittels eines (15 bis 20^{mm}) starken Knotenbleches, in welches die Gurtungsstäbe ihre Spannungen durch eine genügend grofse Zahl von Nieten übertragen; der Auflagerdruck wird durch eine Auflagerplatte und zwei das Knotenblech säumende Winkeleisen in letzteres geleitet (Fig. 556 u. 557²⁴⁰⁾). Die Befestigung des Windknotenbleches wird wie bei den anderen Knotenpunkten der oberen Gurtung vorgenommen. Damit das Knotenblech nicht ausbeule, wähle man die freie Höhe desselben von den säumenden Winkeleisen an bis zu den Winkeleisen der oberen Gurtung möglichst klein. Man hat wohl am mauerseitigen Ende des Knotenbleches zur Aussteifung lotrechte Winkeleisen angeordnet (Fig. 563). Besser setzt man diese über die Auflagermitte. Auch

Fig. 555.

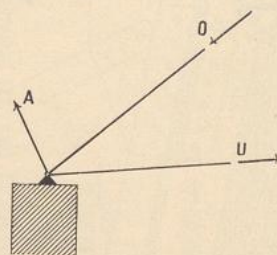
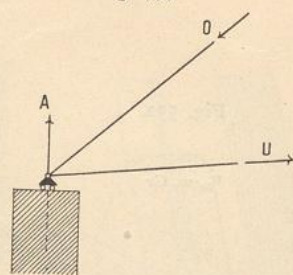


Fig. 556.

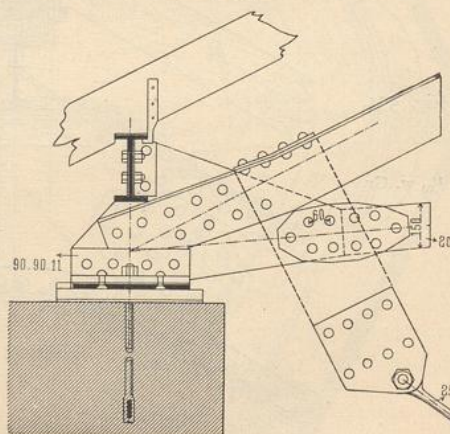
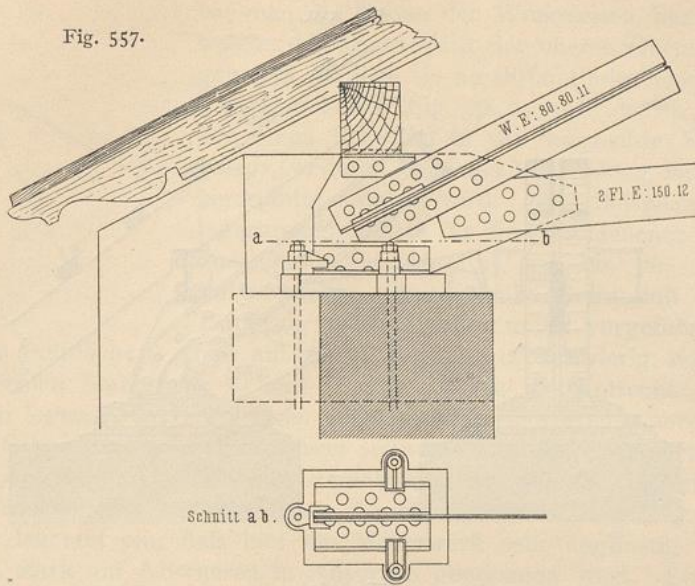
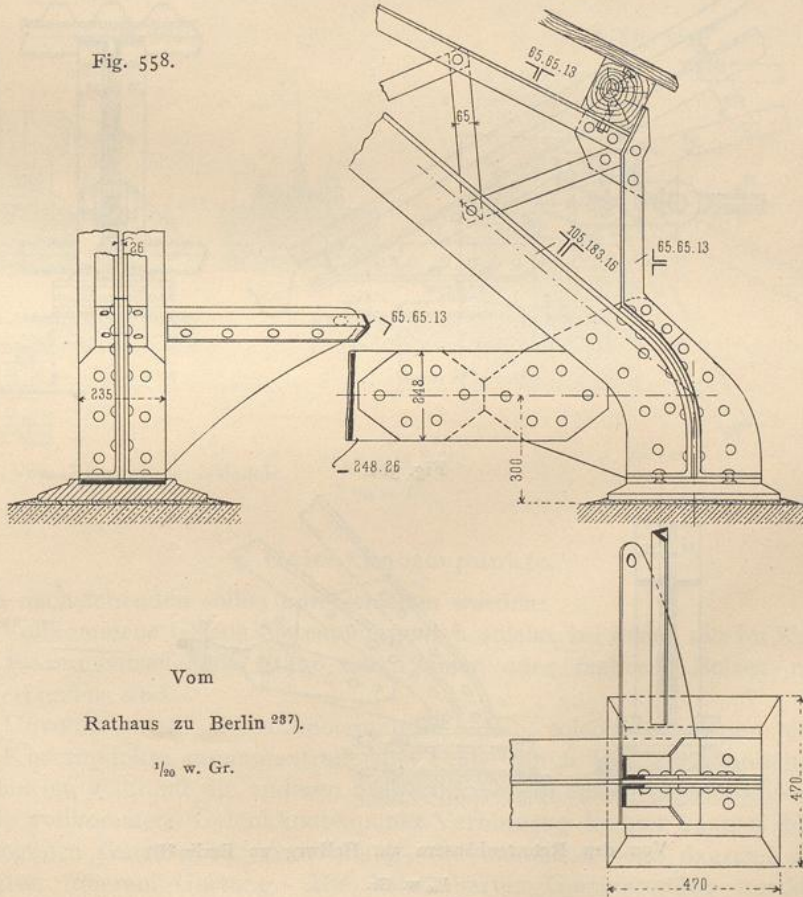


Fig. 557.



Von der dritten Gasanstalt zu Dresden²¹⁰). $\frac{1}{20}$ w. Gr.

Fig. 558.



Vom
Rathaus zu Berlin²⁰⁷).

$\frac{1}{20}$ w. Gr.

Fig. 559.

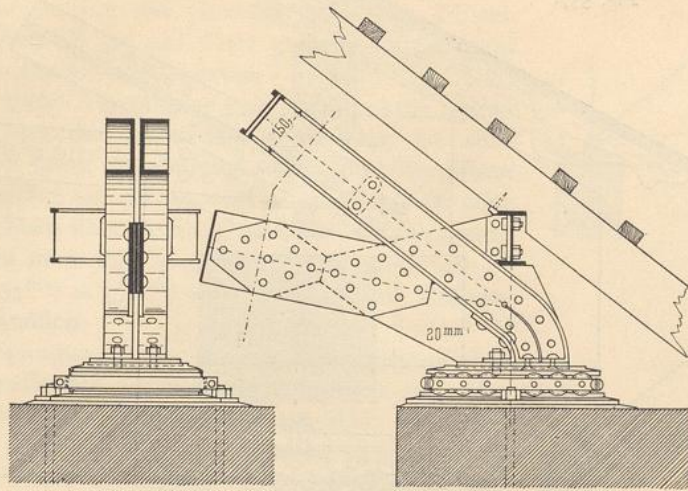


Fig. 560.

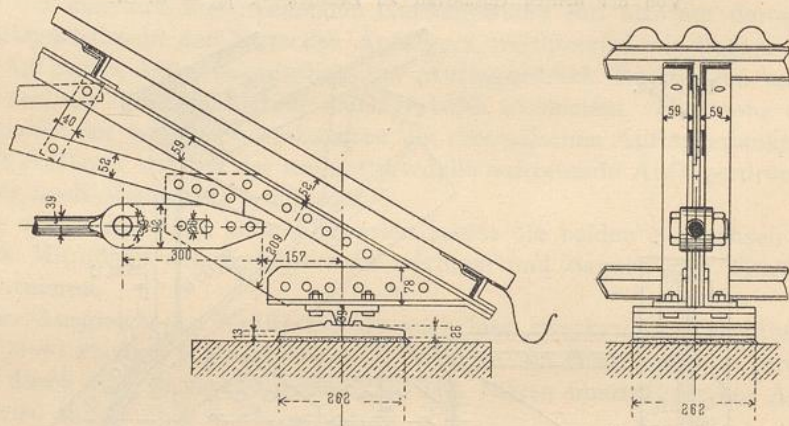
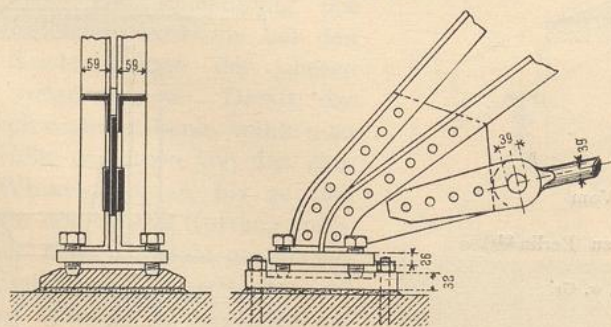


Fig. 561.



Von den Retortenhäusern am Hellweg zu Berlin²³⁹⁾.

$\frac{1}{20}$ w. Gr.

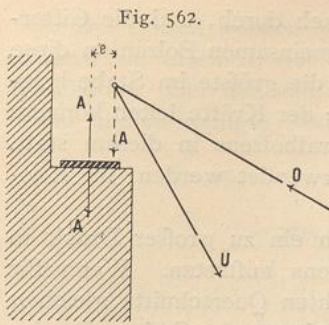


Fig. 562.

hat man die Enden der Winkeleisen, bezw. L-Eisen, welche den Querschnitt der oberen Gurtung bilden, gebogen, so daß sie an ihren Enden eine lotrechte Tangente haben (Fig. 558 u. 559²³⁷ u. ²³⁹), außerdem den einen Schenkel in die wagrechte Ebene umgelegt, wodurch bequeme Verbindung mit der Auflagerplatte möglich wird. Gute Beispiele von Auflagerknotenpunkten für die verschiedenen Gurtungsquerschnitte zeigen Fig. 556 bis 561. Auflagerknotenpunkte von Gelenkdächern mit und ohne Durchzug werden weiter unten vorgeführt werden.

Bei den Pultdächern ist es am oberen Auflager oft schwierig, den Schnittpunkt der beiden Stabachsen O und U (Fig. 562) in die Lotrechte der Auflagermitte zu legen. Ein Beispiel der nicht empfehlenswerten Anordnung, bei welcher der Schnittpunkt der Stabachsen seitwärts von der Auflagermitte liegt, ist in Fig. 563 dargestellt. Für die Druckverteilung an der Unterfläche des Auflagers ist außer dem Auflagerdruck A auch das Moment Ae (Fig. 562) maßgebend. Es leuchtet ein, daß hier das Mauerwerk sehr ungünstig, auch das Knotenblech stark auf Abscheren in Anspruch genommen wird. Eine bessere Konstruktion ist in Fig. 564 gegeben.

197.
Obere
Auflager-
Knotenpunkte
bei
Pultdächern.

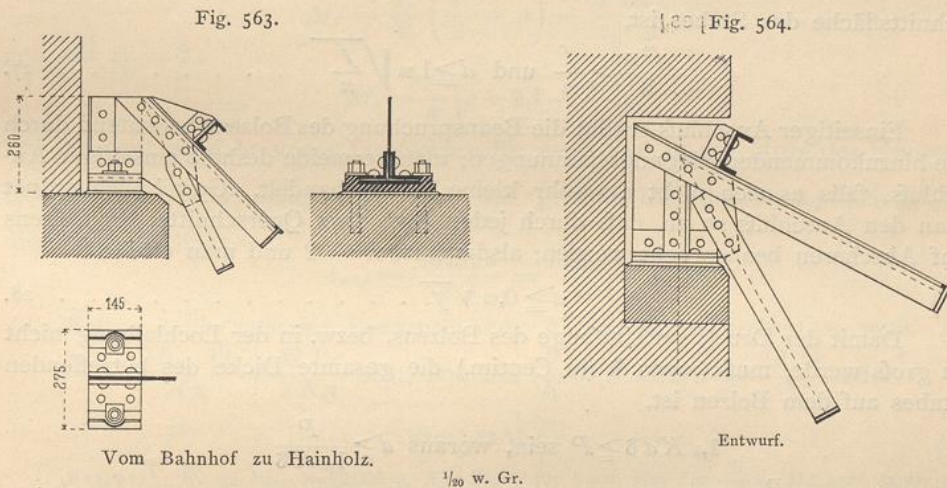


Fig. 563.

Fig. 564.

Vom Bahnhof zu Hainholz.

$\frac{1}{20}$ w. Gr.

Entwurf.

4) Gelenkknotenpunkte.

Im nachstehenden sollen unterschieden werden:

1) Vollkommene Gelenkknotenpunkte, d. h. solche, bei denen alle im Knotenpunkte zusammentreffenden Stäbe durch einen oder mehrere Bolzen miteinander verbunden sind.

2) Unvollkommene Gelenkknotenpunkte, d. h. solche, bei denen ein Teil der im Knotenpunkte zusammentreffenden Stäbe durch Vernietung miteinander verbunden ist, während die anderen Stäbe mit Gelenkbolzen angeschlossen sind.

Die vollkommene Gelenkknotenpunkt-Verbindung kommt hauptsächlich in der gezogenen Gurtung zur Anwendung, die unvollkommene dagegen in der gedrückten (oberen) Gurtung. Die benachbarten Gurtungsstäbe werden bei

198.
Allgemeines.

letzterer miteinander vernietet, bzw. sie laufen einfach durch, und die Gitterfläche schliessen sich mit je einem oder mit einem gemeinsamen Bolzen an diese Verbindung. Der Anschlussbolzen eines Stabes muss die grösste im Stabe herrschende Kraft aufnehmen und an die Ausgleichsstelle der Kräfte leiten können; die Ausgleichung findet bei Verwendung eines Centralbolzens in diesem statt, wenn mehrere Einzelbolzen und ein Knotenblech verwendet werden, im Knotenblech.

199.
Bolzen-
abmessungen.

Es darf weder ein Abscheren des Bolzens, noch ein zu grosser Druck in der Lochlaibung oder am Umfange des Gelenkbolzens auftreten. Wenn für einen Stab die Anzahl der auf Abscheren beanspruchten Querschnitte gleich n ist, der Bolzendurchmesser d , die zulässige Beanspruchung des Stabes für das Quadr.-Centim. gleich K , diejenige des Bolzens auf Abscheren $K' = \frac{4}{5} K$ ist und die im Stabe wirkende Größtkraft P genannt wird, so muss

$$\frac{4}{5} K \frac{d^2 \pi}{4} \geq \frac{P}{n}$$

sein, falls man annehmen kann, dass nur Beanspruchung auf Abscheren eintritt und die gesamte Stabkraft sich gleichmässig über die abzuscherenen Querschnitte verteilt. Mit $f = \frac{P}{K}$ folgt, worin f die erforderliche Nettoquerschnittsfläche des Stabes ist,

$$\frac{d^2 \pi}{5} \geq \frac{f}{n} \text{ und } d \geq 1,26 \sqrt{\frac{f}{n}} \dots \dots \dots 27.$$

Einseitiger Anschluss erhöht die Beanspruchung des Bolzens bedeutend durch die hinzukommenden Biegungsspannungen; man vermeide deshalb einseitigen Anschluss, falls es sich nicht um sehr kleine Kräfte handelt. Gewöhnlich ordnet man den Anschluss so an, dass durch jeden Stab zwei Querschnitte des Bolzens auf Abscheren beansprucht werden; alsdann ist $n = 2$ und man erhält

$$d \geq 0,89 \sqrt{f} \dots \dots \dots 28.$$

Damit der Druck am Umfange des Bolzens, bzw. in der Lochlaibung nicht zu gross werde, muss, wenn δ (in Centim.) die gesamte Dicke des betreffenden Stabes auf dem Bolzen ist,

$$1,5 K d \delta \geq P \text{ sein, woraus } d \geq \frac{P}{1,5 K \delta}$$

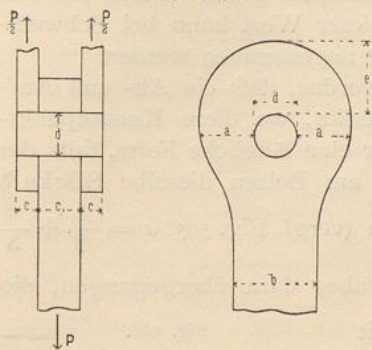
folgt, und mit $\frac{P}{K} = f$

$$d \geq \frac{2}{3} \frac{f}{\delta} \dots \dots \dots 29.$$

Wenn der Stab in mehreren Stücken auf dem Bolzen sitzt, so ist als δ die Summe der einzelnen Dicken einzuführen. Von den beiden Werten, welche sich für d aus den Gleichungen 27 u. 29 ergeben, ist für die Ausführung der grössere zu wählen; erhält man aus der letzteren Gleichung sehr grosse Werte, so kann man dieselben durch Vergrössern von δ , d. h. durch Verdickung der Stabenden verkleinern. Beispiele hierfür sind in Fig. 512 u. 566 vorgeführt. Die Vergrösserung der Dicke kann durch Ausschmieden im Gesenk (bei den sog. Augenstäben) oder durch Aufnieten von Platten, letzteres sowohl beim Stabe selbst, wie beim Knotenblech, erreicht werden.

Die Bolzen werden in Wirklichkeit nicht nur auf Abscheren beansprucht, sondern sie erleiden eine zusammengesetzte Beanspruchung auf Biegung und Abscheren. Bei den einfachen, hier hauptsächlich vorkommenden Fällen, in denen ein zweiteiliger Stab mit einem Bolzen an einem Knotenbleche oder ein einteiliger Stab zwischen einem doppelten Knotenbleche befestigt wird (Fig. 565), braucht auf diese vereinte Beanspruchung keine Rücksicht genommen zu werden. Es genügt, die Berechnung, außer mit Rücksichtnahme auf Abscheren, auch unter Zugrundelegung der Biegungsbeanspruchung vorzunehmen; die Stärke des Bolzens ergibt sich für den Fall von Fig. 565 unter letzterer Rücksicht wie folgt. Nimmt man an, daß die Kraft P sich auf die Länge c_1 des Bolzens gleichmäÙig verteilt, so ist die Belastung desselben auf die Längeneinheit $p = \frac{P}{c_1}$, und in einem Querschnitt, der um x von der Berührungsfläche des Knotenbleches und Stabes nach innen liegt ist das Biegemoment

Fig. 565.



um x von der Berührungsfläche des Knotenbleches und Stabes nach innen liegt ist das Biegemoment

$$M_x = \frac{P}{2} \left(\frac{c}{2} + x \right) - \frac{P}{c_1} \frac{x^2}{2},$$

und mit $c_1 = 2c$

$$M_x = \frac{P}{4} \left(c + 2x - \frac{x^2}{c} \right).$$

Das Moment erreicht seinen Größtwert für $x=c$, also in der Mitte des Knotenbleches, d. h. es ist $M_{max} = \frac{Pc}{2}$, und die größte Biegungsbeanspruchung in diesem Querschnitt

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max} d}{2 J} = \frac{M_{max} 32}{d^3 \pi}.$$

Soll σ_{max} die zulässige Beanspruchung K nicht überschreiten, so muß

$$d^3 = \frac{M_{max} 32}{K \pi} = \frac{32 P c}{2 K \pi} \text{ sein, und mit } \frac{P}{K} = f \text{ wird } d^3 = \frac{16 f c}{\pi} \text{ oder}$$

$$d = 1,72 \sqrt[3]{f c} \dots \dots \dots 30.$$

Beispiel. Es sei $P_{max} = 22000$ kg, $K = 800$ kg für 1 qcm, also $f = \frac{P}{K} = 27,5$ qcm; ferner sei $c = 3$ cm und $c_1 = 6$ cm. Alsdann müÙte sein:

nach Formel 28: $d \geq 0,89 \sqrt{f}$ oder $d \geq 4,67$ cm,

nach Formel 29: $d \geq \frac{2}{3} \frac{f}{c_1}$ oder $d \geq 3,05$ cm,

nach Formel 30: $d = 1,72 \sqrt[3]{f c}$ oder $d = 7,5$ cm.

Man wird $d = 7,5$ cm wählen; es genügt also nicht, nur nach den Formeln 28 u. 29 zu rechnen.

GroÙe Durchmesser der Bolzen sind nicht wünschenswert; der bei dieser Gelenkkonstruktion erstrebten Drehbarkeit der Stäbe um die theoretischen Knotenpunkte wirkt das Moment des Reibungswiderstandes am Umfange der Bolzen, d. h. mit dem Hebelsarme $\frac{d}{2}$, entgegen. Dasselbe hat, wenn der Reibungskoeffizient zu 0,15 angenommen wird, den Wert $0,15 \frac{P d}{2} = 0,075 P d$.

Schon bei verhältnismäßig nicht großen Werten von d ist dieses Moment genügend, um jede Drehung zu verhindern, so daß sich der Stab dann so verhält, als wäre er vernietet. Man hält deshalb die Bolzendurchmesser möglichst klein; zu diesem Zwecke vermindert man die Momente $\frac{Pc}{2}$ (siehe oben) möglichst durch Verringerung von c und gestattet ziemlich große Werte für den Einheitsdruck an der Hinterseite des Bolzens. Dieser Wert kann bei Schweißeisen und Flußeisen auf 1500 bis 1800 kg für 1 qcm angenommen werden.

Die Enden der Stäbe müssen so geformt werden, daß ein Ab- und Aufreißen derselben nicht eintreten kann. In Amerika, wo diese Knotenpunktverbindung sehr verbreitet ist, wählte man früher eine längliche Form, falls der Stab ein Flacheisen von der Breite b war und am Bolzen dieselbe Stärke δ hatte, wie an den anderen Stellen; man nahm (vergl. Fig. 565) $a = \frac{b}{2} + \frac{d}{3}$

und $e = \frac{b}{2} + \frac{2}{3}d$. Neuerdings ist man dort aber dazu übergegangen, die Ösen in ihrem äußeren Umfange konzentrisch mit den Bolzenlöchern zu konstruieren. Der Kopf wird so breit gemacht, daß seine Querschnittsfläche an der schwächsten Stelle diejenige des Stabes um 33 bis 40 Vomhundert übertrifft.

Bei dem nicht verdickten Stabende ist dann

$$\delta (D - d) = 1,40 b \delta, \text{ d. h. } D = d + 1,40 b$$

und bei einem auf δ_1 verdickten Kopfe

$$\delta_1 (D - d) = 1,40 b \delta_1, \text{ d. h. } D = d + 1,40 b \frac{\delta}{\delta_1}.$$

Wenn der Zugstab statt eines rechteckigen einen anderen Querschnitt hat, so kann man statt $b \delta$ in die obigen Formeln die wirkliche Querschnittsfläche f einführen. Beim kreisförmigen Querschnitt (Fig. 566) würde man erhalten:

$$\delta_1 (D - d) = 1,40 f \text{ und } D = d + 1,40 \frac{f}{\delta_1}.$$

Die Werte, welche sich hieraus für D ergeben, sind etwas klein; es empfiehlt sich, D größer zu wählen.

Beispiel. Im vorhergehenden Beispiel war $P_{max} = 22000$ kg, $f = 27,5$ qcm und $d = 7,5$ cm; hiernach würde ein Rundeisen von $5,92 = \sim 6$ cm Durchmesser genügen, da seine Querschnittsfläche $\frac{5,92^2 \cdot 3,14}{4} = 27,5$ qcm ist. Man erhält aus obigen Formeln $D = d + 1,4 \frac{27,5}{\delta_1}$; ist $\delta_1 = 6,0$ cm, so wird $D = 7,5 + 1,4 \frac{27,5}{6,0} = 13,94$ cm ~ 14 cm.

In Deutschland macht man die Enden der Stäbe sowohl länglich (Fig. 511, 576 u. 577), wie auch konzentrisch (Fig. 590). In Frankreich scheint die letztere Form mehr üblich zu sein (Fig. 572).

Es wird empfohlen, an dieser Stelle nicht mit dem Material zu sparen; die Sicherheit des Ganzen hängt von dieser Stelle ab, und gerade hier spielt die mögliche Ersparnis nur eine sehr untergeordnete Rolle.

Bei einer Querschnittsform des Stabes, welche nicht ohne weiteres das Anbringen eines Bolzenloches gestattet — wie z. B. bei den kreuzförmigen,

200.
Form der
Stabenden.

Fig. 566.

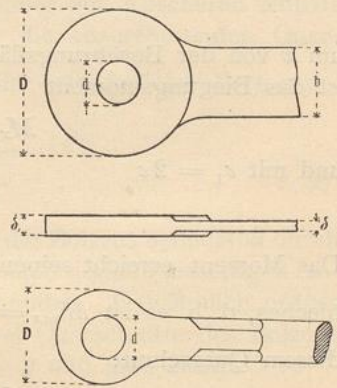
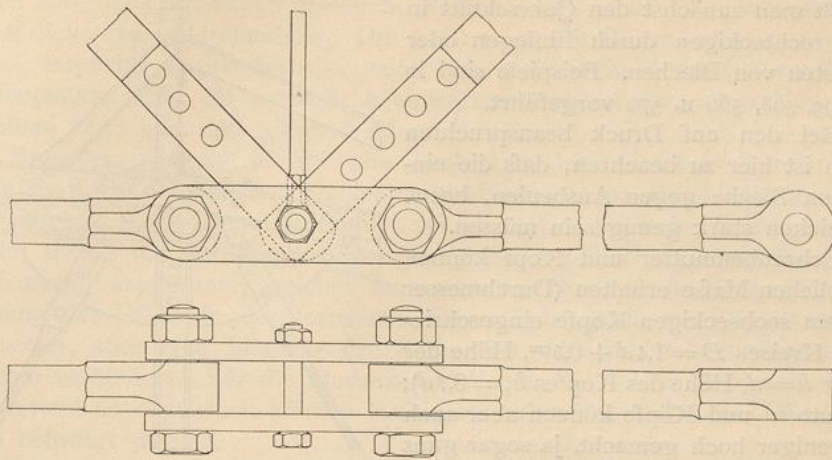


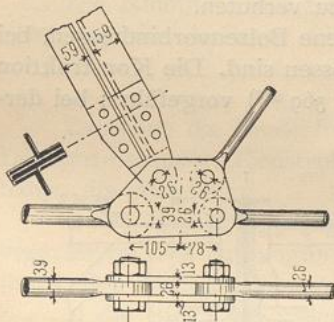
Fig. 567.



Von den Central-Markthallen zu Wien²⁴².

$\frac{1}{10}$ w. Gr.

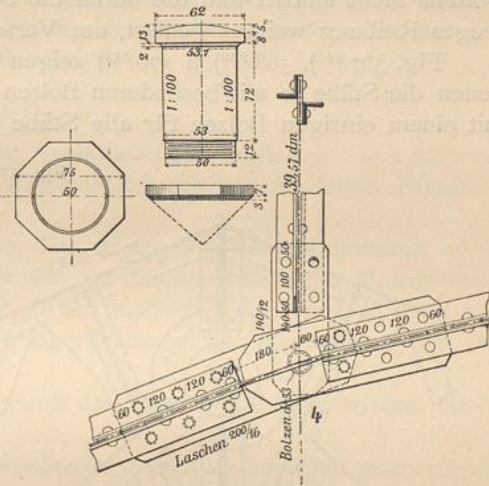
Fig. 568.



Vom Retortenhaus
am Hellweg zu Berlin²⁸⁹.

$\frac{1}{15}$ w. Gr.

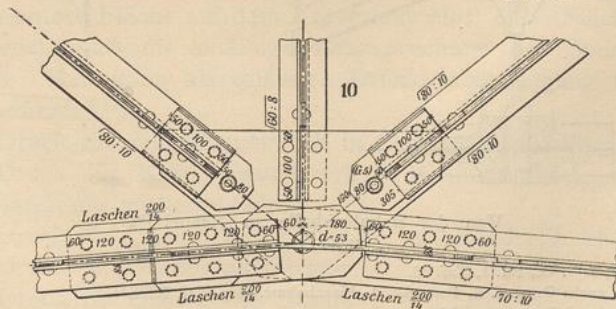
Fig. 569.



Von der Einsteigehalle auf dem Centralbahnhof
zu München²⁴³.

$\frac{1}{20}$ w. Gr.

Fig. 570.



$\frac{1}{20}$ w. Gr.

Von der Einsteigehalle auf dem Centralbahnhof zu München²⁴³.

Handbuch der Architektur. III, 2, d. (2. Aufl.)

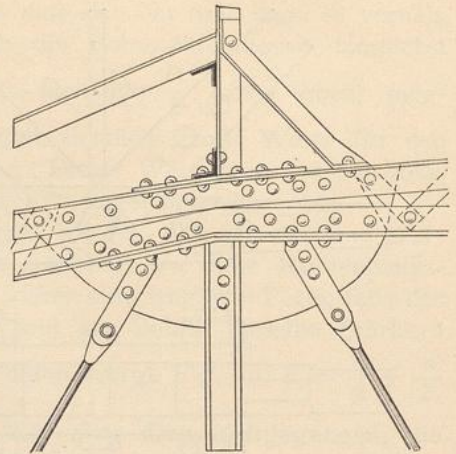
E- und I-förmigen Querschnitten — verwandelt man zunächst den Querschnitt in einen rechteckigen durch Einlegen oder Aufnieten von Blechen. Beispiele sind in Fig. 499, 568, 569 u. 570 vorgeführt.

Bei den auf Druck beanspruchten Stäben ist hier zu beachten, daß die eingelegten Bleche gegen Ausbeulen, bezw. Ausknicken stark genug sein müssen.

Schraubenmutter und Kopf können die üblichen Maße erhalten (Durchmesser des dem sechseckigen Kopfe eingeschriebenen Kreises $D = 1,4d + 0,5\text{cm}$, Höhe der Mutter $h = d$, Höhe des Kopfes $h_1 = 0,7d$); die Muttern und Köpfe können aber auch viel weniger hoch gemacht, ja sogar ganz fortgelassen und durch einen kleinen Splint ersetzt werden (Fig. 511), da eine Beanspruchung in der Längsrichtung des Bolzens nicht eintritt und die durch die Stabspannungen am Bolzenumfang erzeugte Reibung weitaus genügt, um Verschiebung zu verhüten.

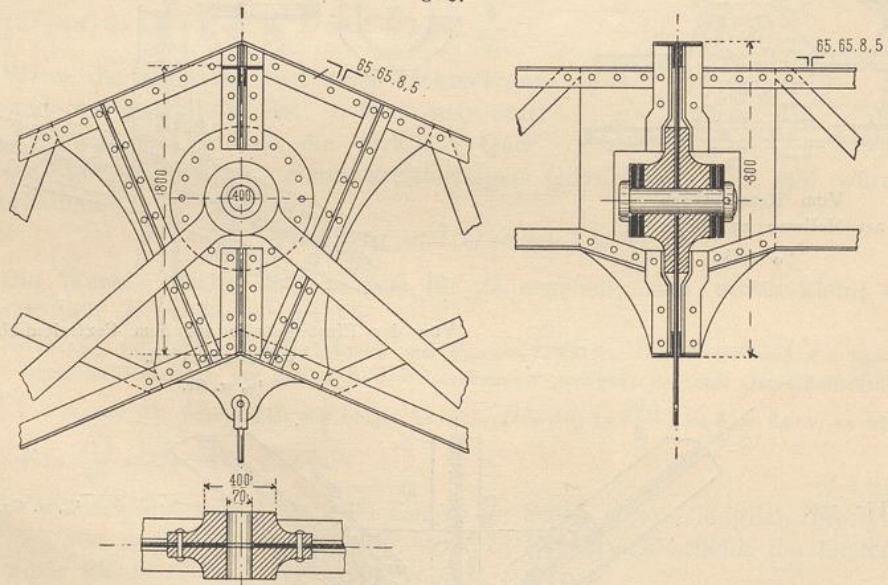
Fig. 567²⁴²⁾, 568²³⁹⁾ u. 570²⁴³⁾ zeigen vollkommene Bolzenverbindungen, bei denen die Stäbe je mit besonderen Bolzen angeschlossen sind. Die Konstruktion mit einem einzigen Bolzen für alle Stäbe ist in Fig. 569²⁴³⁾ vorgeführt; bei der-

Fig. 571.



Vom früheren Empfangsgebäude der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn zu Berlin²⁴⁴⁾.
1/20 w. Gr.

Fig. 572.



Von der Bahnhofshalle zu Neapel²⁴⁵⁾.

1/20 w. Gr.

²⁴²⁾ Nach: WIST, a. a. O., Bd. I, Taf. 28.

²⁴³⁾ Faks.-Repr. nach: Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1887, Taf. XXXII.

²⁴⁴⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1870, Bl. 33.

²⁴⁵⁾ Nach: *Nouv. annales de la const.* 1857, Pl. 47-48.

selben kommt man häufig zu großen Bolzenlängen; die Momente, welche im Bolzen Biegungsspannungen erzeugen, werden dann groß und damit auch der erforderliche Bolzendurchmesser. Um nicht zu große Bolzendurchmesser zu erhalten, empfiehlt es sich deshalb, wenn eine größere Zahl von Stäben sich im Knotenpunkte trifft, für jeden Stab einen besonderen Bolzen zu wählen; jeder derselben kann kurz und schwach sein.

Besonders wird auf die seitliche Versteifung der von *Gerber* konstruierten, in Fig. 569 u. 570 dargestellten Knotenpunkte hingewiesen. Für Momente, welche senkrecht zur Binderebene wirken, ist bei Fig. 567 u. 568 keine Vorkehrung getroffen; *Gerber* hat für diese ein besonders geformtes Blech zwischen den Stäben der Gurtung angeordnet, welches senkrecht zur Binderebene liegt, daher der Drehung der Stäbe in der lotrechten Ebene sehr geringen Widerstand entgegengesetzt, aber eine Biegung der Stäbe aus der Binderebene heraus sehr wirksam verhindert. Für die Muttern und Köpfe der Bolzen ist das Blech ausgeschnitten; an demselben können auch Querverbindungsstäbe und Winddiagonalen befestigt werden.

Fig. 571²⁴⁴⁾ u. 572²⁴⁵⁾ zeigen die unvollkommene Bolzenverbindung mit Knotenblechen, an welche sich die Zugstäbe mit Doppellaschen anschließen. Die Knotenbleche können einfach oder doppelt sein, auch an der Stelle, wo der Bolzen durchgeht, durch aufgenietete oder aufgeschraubte Platten verstärkt werden.

Die Kämpfer- und Scheitelgelenke der Gelenkdächer werden bei der Besprechung der Auflager mit behandelt werden.

5) Auflager.

Zwischen die Binderfüße und die Auflagersteine werden bei den eisernen Dächern besondere Konstruktionsteile eingeschaltet, die sog. Auflager. Dieselben haben die Aufgaben:

201.
Aufgaben.

1) die Berührungsfläche zwischen dem Eisen und dem Mauerwerk so zu vergrößern, daß der ungünstigstenfalls auf die Flächeneinheit des Mauerwerkes (bezw. des Auflagersteines) entfallende Druck nicht zu groß wird;

2) die Stelle, an welcher der Auflagerdruck wirkt, möglichst genau fest zu legen;

3) eine Bewegung des Binders gegen das Mauerwerk in gewissem Grade zu ermöglichen.

Die Wichtigkeit der zuerst angegebenen Aufgabe ist ohne weiteres einleuchtend. Selbst wenn man sehr harten Stein als Auflagerstein wählt, kann man nicht denselben Druck zwischen diesem und dem Eisen zulassen wie zwischen Eisen und Eisen. Gewöhnlich wird der Binderfuß auf eine gußeiserne Platte gesetzt, deren untere Fläche auf dem Lagerstein ruht; diese Fläche muß so groß bemessen werden, daß die zulässige Beanspruchung des Steines nicht überschritten wird. Man kann als zulässige Druckbeanspruchung für das Quadr.-Centimeter einführen²⁴⁶⁾:

202.
Größter Druck
auf das
Mauerwerk.

10^{kg} Druck für Ziegelmauerwerk in Cementmörtel;

15^{kg} Druck für Klinkermauerwerk in Cementmörtel und Quader aus Sandstein mittlerer Güte;

25^{kg} Druck für Quader aus Kalkstein und Sandstein bester Güte;

50^{kg} Druck für Quader aus Granit;

75^{kg} Druck für Quader aus Basalt.

²⁴⁶⁾ Nach: SCHARROWSKY, C. Musterbuch für Eisen-Konstruktionen. Teil I. Leipzig u. Berlin 1888. S. 48.

203.
Lage
des Angriffspunktes.

Die unter 2 angeführte Aufgabe der Lager ist gleichfalls sehr zu beachten. Man berechnet die Binder unter der Annahme einer ganz bestimmten Lage der Auflagerdrücke, muß dann aber Sorge tragen, daß diese Annahme durch die Konstruktion erfüllt wird. Auch auf die Beanspruchung der Gebäudemauern hat die Lage dieser Kräfte großen Einfluß. Unrichtige Konstruktion der Auflager kann zur Folge haben, daß die Auflagerkraft nahe an die Vorderkante der Mauer fällt, wodurch das Mauerwerk sehr ungünstig beansprucht wird. Die heutige Konstruktionskunst legt mit Recht großen Wert darauf, daß, wie auch die Belastung sich ändere, nur die Größe und Richtung des Stützdruckes sich ändere, nicht aber die Lage des Angriffspunktes dieser Kraft.

204.
Bewegliche
und feste
Auflager.

Was endlich die unter 3 erwähnte Beweglichkeit des Binders gegen das Mauerwerk anlangt, so ist auf die Notwendigkeit einer solchen für die Balkendachbinder bereits in Teil I, Band 1, erste Hälfte (Art. 216, S. 380²⁴⁷) dieses »Handbuches« hingewiesen. Bei Wärmeänderungen verlängert, bezw. verkürzt sich das Eisen; diese Verlängerungen und Verkürzungen müssen möglich sein; anderenfalls entstehen bedeutende wagrechte Kräfte, welche von den Bindern auf das Mauerwerk übertragen werden, die Seitenmauern gefährden und die Auflagersteine lockern. Es genügt, wenn von den beiden Auflagern das eine beweglich gemacht wird; das andere muß fest mit dem Binder und dem Mauerwerk verbunden werden, damit die wagrechten Seitenkräfte der Winddrücke in die Seitenmauern übertragen werden können. Hinzu kommt, daß die Berechnung der Balkenbinder bei zwei festen Auflagern ungenauer und schwieriger wird, als bei einem festen und einem beweglichen Auflager.

Bei den Sprengwerkdächern dagegen müssen beide Auflager feste sein, da an jedem derselben der Auflagerdruck, welcher hier Kämpferdruck genannt wird, eine wagrechte Seitenkraft hat; hier beseitigt man die Temperaturspannungen der Stäbe durch Anordnung eines Zwischengelenkes, das meistens in den Scheitel gelegt wird.

Nach vorstehendem unterscheiden wir demnach feste und bewegliche Auflager; bei den ersteren ist eine Bewegung des Binders gegen das Mauerwerk nicht möglich; bei den letzteren wird dieselbe thunlichst erleichtert. Bewegung ist aber nur in dem Maße möglich, wie die Stäbe des Fachwerkes durch Spannungen oder Temperaturänderungen ihre Längen ändern. Um die Bewegung möglichst leicht zu machen, verwendet man bei größeren Dachbindern Rolllager, d. h. Lager, bei welchen zwischen Binder und Mauerwerk ein Rollenwagen eingeschaltet ist; hier kommt also rollende Reibung in Frage. Für kleinere Dächer genügen sog. Gleitlager; bei der Bewegung der einzelnen Teile der Gleitlager tritt gleitende Reibung auf.

Man kann unter Umständen vorteilhaft Lager verwenden, welche je nach Bedarf als feste oder als bewegliche wirken. Von dem auf das Dach ausgeübten Winddruck muß, falls ein festes und ein bewegliches Lager den Binder unterstützen, die wagrechte Seitenkraft ganz (oder fast ganz) am festen Auflager in das Mauerwerk übertragen werden. Die Seitenmauer mit dem festen Lager wird, wenn der Wind von dieser Seite kommt, sehr ungünstig durch ein nach innen wirkendes Umsturmmoment beansprucht, dem man meistens wegen Raummangels nicht durch innere Pfeiler entgegenwirken kann. Das vorerwähnte Lager bezweckt nun, die wagrechte Seitenkraft des Winddruckes stets nach derjenigen Seitenmauer zu leiten, welche im Windschatten liegt; auf

²⁴⁷) 2. Aufl.: Art. 205, S. 187. — 3. Aufl.: Art. 207, S. 208.

diese wirkt das Umsturmmoment dann nach aufsen, und man kann demselben leicht durch aufsen angebrachte Pfeiler entgegenwirken. Zu diesem Zwecke werden beide Auflager des Binders als wagrecht nach innen bewegliche konstruiert, aber nach aufsen gegen die Seitenmauern seitlich abgestützt. Für Winddruck von links wirkt dann das linke Auflager als bewegliches, das rechtsliegende als festes; für Winddruck von rechts ist das rechte Lager beweglich, das linke fest. Damit der Binder aber nicht für die Eigenlasten als Sprengwerksbinder wirke, wird das Dach auf den beweglichen Lagern aufgebaut und fertig eingedeckt; erst nach der Fertigstellung, also nachdem die Deformation durch das ganze Eigengewicht eingetreten ist, werden die Lager durch Einbringen von Pafsstücken gegen die Seitenmauern festgelegt. — Die vorbeschriebene, vom Verfasser angegebene und zum Patent angemeldete Lageranordnung wird z. Z. (1901) bei einer großen Dachkonstruktion ausgeführt.

Die Ermittlung der lotrechten Stützdrücke, welche auf ein wagrecht bewegliches Lager wirken, ist im eben angeführten Halbband dieses »Handbuches« Art. 417 u. 418, S. 381 u. 382²⁴⁸⁾ gezeigt; aber auch wagrechte Kräfte können am beweglichen Auflager auftreten. Solange dieselben kleiner sind, als der zwischen den beiden Berührungsf lächen wirkende Reibungswiderstand, findet keine Bewegung statt; solange wirkt das Auflager genau wie ein festes. Nennt man den Reibungskoeffizienten für Eisen auf Eisen μ , den lotrechten Stützdruck an diesem Lager A , so ist der Reibungswiderstand hier

$$H \leq \mu A.$$

Für A ist der denkbar größte Wert einzuführen, d. h. derjenige Wert, welcher sich bei gleichzeitiger Belastung durch Eigengewicht, Schnee und Winddruck ergibt. Man erhält leicht beim Satteldach für einen Binderabstand e , für eine Sparrenlänge λ und für den Winddruck w auf 1^{qm} schräger Dachfläche, falls die Firsthöhe des Binders mit h , die Stützweite mit l bezeichnet wird und $\Sigma(N)$ die vom Winde auf eine Dachseite übertragene Kraft bedeutet,

$$A_{max} = (g + s) \frac{le}{2} + \Sigma(N) \frac{\cos \alpha}{4} (3 - \operatorname{tg}^2 \alpha).$$

Nun ist $\Sigma(N) = \lambda w e$ und $\operatorname{tg} \alpha = \frac{2h}{l}$, also

$$A_{max} = (g + s) \frac{le}{2} + \lambda w e \cos \alpha \left(\frac{3}{4} - \frac{h^2}{l^2} \right).$$

Der Reibungskoeffizient μ für Eisen auf Eisen ist etwa 0,15 bis 0,2; doch wird man sicherer (wegen der Verunreinigungen der Lager durch Staub u. s. w.) $\mu = 0,25$ annehmen, womit jedoch noch nicht der ungünstigste Wert eingeführt ist.

Beispiel. Es sei $l = 16$ m, $g = 40$ kg, $s = 75$ kg, $e = 4,3$ m, $\alpha = 26^\circ 40'$ und $w = 72$ kg; alsdann wird

$$A_{max} = 5666 \text{ kg}$$

und

$$H \leq 0,25 \cdot 5666 = \sim 1420 \text{ kg}.$$

Diese Größe kann die auf die Gebäudemauern übertragene wagrechte Kraft H an jedem Binder annehmen; durch dieselbe werden hauptsächlich die Seitenmauern gefährdet; aber auch die inneren Spannungen im Fachwerk werden durch die Kraft H vergrößert. Diese Zusatzkräfte sind für den in Fig. 573 angegebenen Binder umstehend graphisch ermittelt.

Bei weit gespannten Dachbindern kann H recht groß werden. Eine Verminderung ist durch Verkleinerung des Reibungskoeffizienten möglich, und zwar durch Einführung der rollenden Reibung an Stelle der gleitenden. Wenn d der

205.
Auf bewegliche
Lager wirkende
Kräfte.

²⁴⁸⁾ 2. Aufl.: Art. 206 u. 207, S. 188. — 3. Aufl.: Art. 208 u. 209, S. 208.

Rollendurchmesser (in Met.) ist, so kann man den Reibungskoeffizienten für die zwischen zwei Platten laufenden Rollen

$$\mu_1 = \frac{0,002}{d} \text{ setzen }^{249)}, \text{ d. h. für}$$

$d = 0,04$	0,05	0,08	0,10	0,15 m
$\mu_1 = 0,05$	0,04	0,025	0,02	0,013.

In Wirklichkeit wird auch hier μ_1 gröfser sein, als obige Tabelle angiebt, weil man Staub und Schmutz nicht fern halten kann. Immerhin ist aber der Reibungskoeffizient hier wesentlich kleiner, als bei den Gleitlagern.

206.
Gleitlager.

Gleitlager genügen erfahrungsgemäfs bis zu Stützweiten der Binder von 20 bis 25 m; bei schweren Dächern und weiten Binderabständen wird die untere Grenze, bei leichtem Deckmaterial und kleinen Binderabständen die obere Grenze in Frage kommen. Bei gröfseren Weiten ist es üblich und zweckmäfsig, Rollenlager zu wählen.

207.
Konstruktion
der
Auflager.

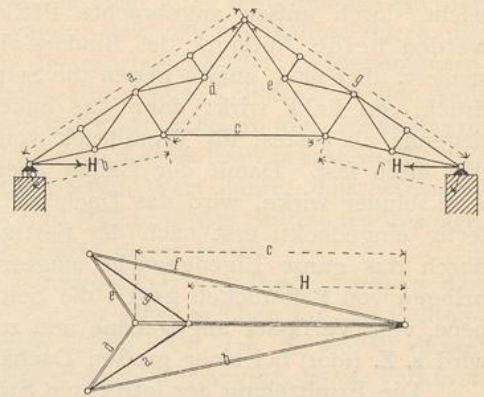
Die Auflager haben zwei Hauptteile: den Oberteil, welcher in fester Verbindung mit dem Binder ist, und den Unterteil, welcher mit dem Mauerwerk fest verbunden wird. Je nachdem sich der obere Teil gegen den unteren bewegen kann oder nicht, hat man ein bewegliches oder ein festes Auflager; beide unterscheiden sich allein hierdurch. Man kann ein bewegliches Lager durch Anordnung einer Nase, einer Schraube und dergl. leicht zu einem festen machen, ebenso umgekehrt durch Beseitigung des Hemmmittels ein festes Auflager zu einem beweglichen. Wir werden deshalb beide Arten der Auflager gemeinsam besprechen können; nur die Rollenlager werden besonders behandelt.

Über dem Oberteil, unter dem Binderende, ist meistens noch eine Blechplatte angeordnet; ebenso soll man stets zwischen dem Unterteil und dem Auflagerstein eine Zwischenlage, aus Blei oder Cement, anordnen; die Bleiplatte macht man 3 bis 4 mm und die Cementschicht 10 bis 15 mm stark. Diese Zwischenlage soll für eine möglichst gleichmäfsige Übertragung des Druckes auf die ganze Fläche des Auflagersteines Gewähr leisten. Das Lager mufs ferner so gestaltet sein, dafs es eine Bewegung des Binders auch in der Richtung senkrecht zur Binderebene verhindert.

208.
Flächenlager.

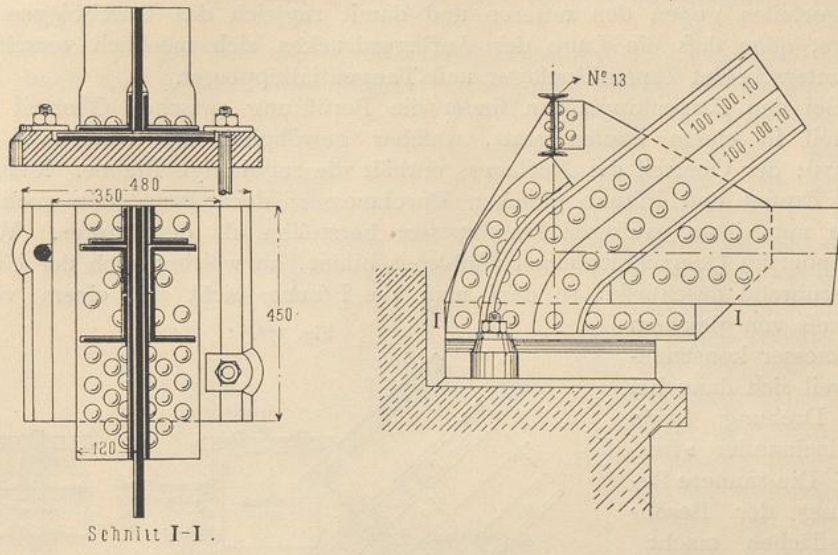
Bei den älteren Dachbindern und auch heute noch bei kleinen Bindern überträgt der Dachbinder seinen Druck auf das Lager mittels einer ebenen Berührungsfläche. Die nicht ganz glücklich gewählte Bezeichnung dieser Lager ist Flächenlager. Diese Lager haben den Nachteil, dafs bei einer Durchbiegung des Binders die der Innenkante nahe liegenden Teile der Auflagerfläche viel stärker beansprucht werden, als die nahe der Außenkante liegenden Teile; die letzteren erhalten unter Umständen gar keinen Druck. So verlegt sich die Mittelkraft aller Drücke, d. h. der Auflagerdruck, weit nach vorn, nach der Innenkante zu, und hierdurch wird das Seitenmauerwerk ungünstig beansprucht. Solche Auflager zeigen Fig. 533, 557, 558, 563, 564 u. 574.

Fig. 573.



²⁴⁹⁾ Vergl. des Verfassers Abhandlung in: Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. Brückenbau, Abt. II. 2. Aufl. S. 33.

Fig. 574.

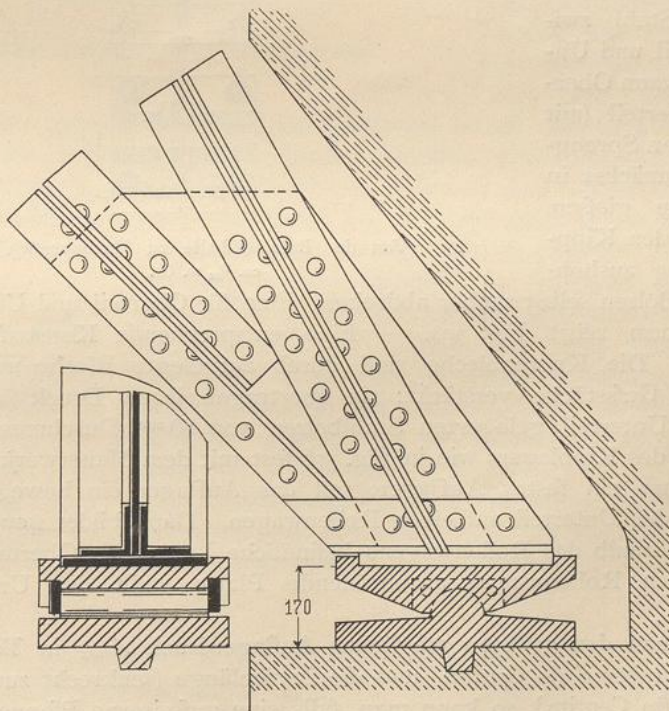


Schnitt I-I.

Vom Bahnhof zu Hildesheim.

$\frac{1}{15}$ w. Gr.

Fig. 575.



Vom Erbgrofshertzoglichen Palais zu Karlsruhe²⁸⁸⁾.

$\frac{1}{15}$ w. Gr.

Die Kipplager sind wesentlich besser; sie gestatten das Kippen des oberen Auflagertheiles gegen den unteren und damit zugleich das Durchbiegen des Binders, ohne daß die Lage des Auflagerdruckes sich merklich verschiebt. Man unterscheidet Zapfenkipplager und Tangentialkipplager.

Bei den Zapfenkipplagern findet die Berührung zwischen Oberteil und Unterteil in einem Zapfen statt, welcher gewöhnlich am Unterteile sitzt (Fig. 575); der Oberteil des Auflagers enthält die zugehörige Pfanne. Meistens haben Zapfen und Pfanne gleichen Durchmesser; doch kann man auch die Pfanne mit einem größeren Durchmesser herstellen als den Zapfen. Wenn der Zapfen im Querschnitt einen Halbkreis bildet, an welchen sich der Unterteil berührend anschließt, so darf man die Pfanne nicht mit einem vollen Halbkreis von gleichem Durchmesser konstruieren, weil sich dann bei einer Drehung beide Teile ineinander »fresen«. — Die saubere Bearbeitung der Berührungsflächen macht einige Schwierigkeit.

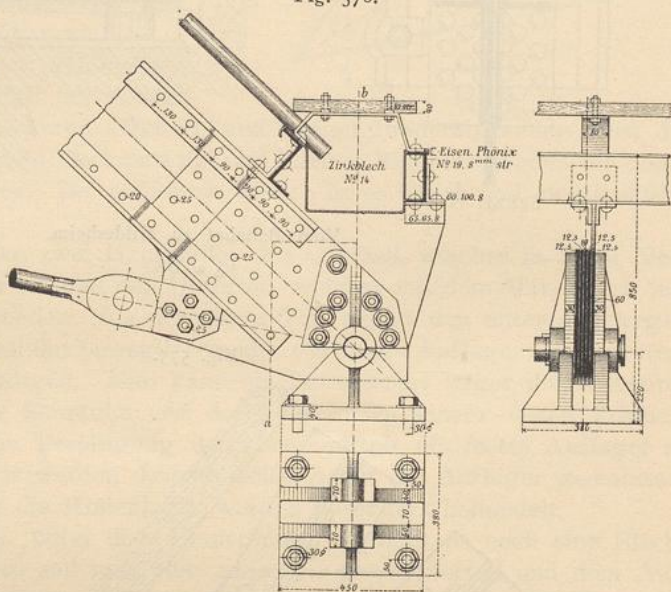
Zweckmäßiger ist die Verwendung eines besonderen Kippbolzens aus Schweißeisen, Flußeisen oder Stahl zwischen Oberteil und Unterteil. Man kann Oberteil und Unterteil (mit entsprechender Sprengfuge) dann zunächst in einem Stücke gießen, das Loch für den Kippbolzen sauber ausbohren und den Bolzen selbst sauber abdrehen.

Eine für Oberteil und Unterteil verwendbare Form zeigt Fig. 594. — Eine entsprechende Konstruktion giebt Fig. 576 an. Die Knotenbleche sind durch aufgelegte Bleche und die aufgeschraubten Gußstücke verstärkt; sie übertragen ihren Druck auf den im gußeisernen Unterteil gelagerten Stahlbolzen von 80 mm Durchmesser. Wenn der Unterteil des Kipplagers wie in Fig. 576 fest mit dem Mauerwerk verbunden ist, so hat man ein festes Auflager; soll das Auflager ein bewegliches sein, so setzt man den Unterteil auf einen Rollenwagen. Dann bildet gewissermaßen das ganze oberhalb des Rollenwagens befindliche Lager den Oberteil, und nur die unter dem Rollenwagen anzuordnende Platte stellt den Unterteil vor (Fig. 577).

Nennt man den größten möglichen Auflagerdruck A_{max} (in Tonnen), den Zapfendurchmesser d (in Centim.) und die Zapfenlänge (senkrecht zur Bildfläche gemessen) b (in Centim.), so kann man, falls eine gußeiserne Pfanne verwendet wird,

$$d = \frac{5 A_{max}}{b} \dots \dots \dots 31.$$

Fig. 576.



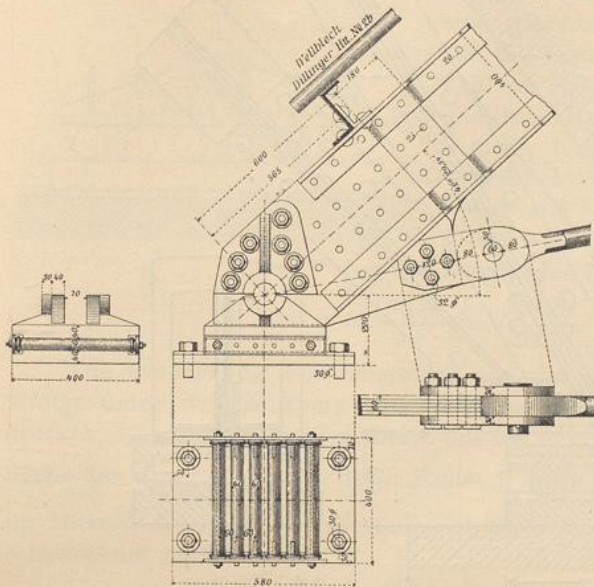
Von der Bahnhofshalle zu Hannover²⁵⁰⁾.
ca. 1/22 v. Gr.

setzen. Man mache d nicht kleiner als 50 mm, selbst wenn Gleichung 31 kleinere Werte ergibt.

Bei den Tangential- oder Berührungsebenen-Kipplagern wird der Unterteil oben durch eine Cylinderfläche begrenzt; unter dem Binderende ist eine ebene

210.
Tangential-
kipplager.

Fig. 577.



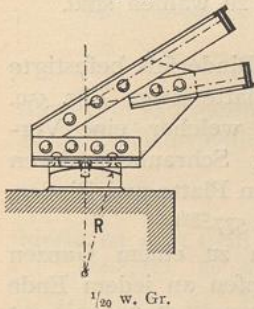
Von der Bahnhofshalle zu Hannover²⁵⁰⁾,
1/22,5 w. Gr.

Platte aus Gufseisen oder Blech befestigt; seitliche Verschiebung des Binders gegen das Auflager senkrecht zur Binderebene wird durch seitliche Vorsprünge am Unterteil (oder besondere Vorrichtungen am Oberteil) verhindert. Der große Vorzug dieser Lager gegenüber den Zapfenkipplagern besteht darin, daß hier bei der Durchbiegung des Binders der eine Teil am anderen abrollt, also viel geringere Reibungswiderstände auftreten als bei jenen. Um das Lager zu einem festen zu machen, ordnet man einen Dorn an, dessen aus dem Unterteil hervorstehender oberer Teil kegelförmig ist und in ein

passendes, aber cylindrisches Loch des Oberteiles reicht. Verschiebung des Trägers gegen das Auflager wird hierdurch verhindert; Durchbiegung des Trägers ist aber möglich, da genügender Spielraum zwischen dem abgestumpften Kegel und dem cylindrischen Loch vorhanden ist. Fig. 578 zeigt ein solches Lager.

Besonders möge noch auf das in Fig. 560 dargestellte Auflager hingewiesen werden, welches von Schwedler konstruiert ist und zu den Tangentialkipplagern gerechnet werden kann.

Fig. 578.



Es empfiehlt sich jedoch, den am Binderende angeschraubten Oberteil des Lagers unten durch eine Cylinderfläche (statt durch eine Ebene) zu begrenzen, um allzugroßen Druck auf die Flächeneinheit an der Innenkante der Druckfläche zu verhüten.

Nennt man den Halbmesser der Cylinderfläche R (in Centim.) und die Breite derselben senkrecht zur Binderene b (in Centim.), so kann man

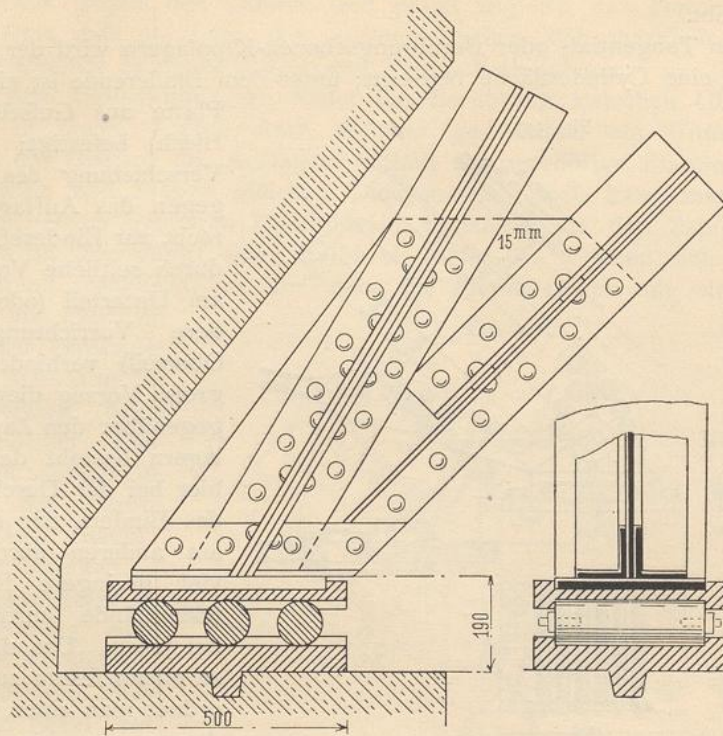
$$R = \frac{90 (A_{max})^2}{b^2} \dots \dots \dots 32.$$

wählen, wobei A_{max} wieder in Tonnen einzuführen ist.

Zu den Tangentialkipplagern gehören auch diejenigen Anordnungen, bei denen Zapfen und Hohlzylinder verschiedene Halbmesser haben; der Hohlzylinder hat den größeren Halbmesser, und auch hier findet Abrollen statt.

²⁵⁰⁾ Faks.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, Bl. 16.

Fig. 579.



Vom Erbgroßherzoglichen Palais zu Karlsruhe²¹⁸⁾.
 $\frac{1}{15}$ w. Gr.

Der Fall in Fig. 578 ist nur ein Sonderfall dieser Konstruktion, wobei der Halbmesser des Hohlcyinders unendlich groß ist.

211.
 Rollenlager.

Bei den Rollenlagern befindet sich zwischen Ober- und Unterteil ein sog. Rollenwagen; demnach sind hier drei Teile vorhanden (Fig. 579):

1) Der Unterteil, gewöhnlich eine gusseiserne, über einem Cementbette auf dem Lagerstein befestigte Platte; die Befestigung geschieht mittels Stein-schrauben, welche etwa 25 mm stark und 12,5 bis 15 cm lang zu wählen sind.

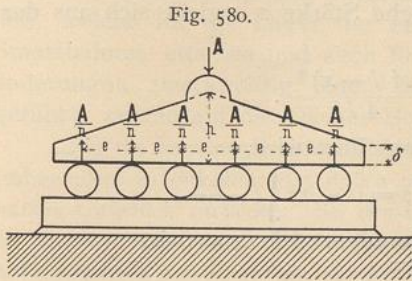
2) Der Rollenwagen.

3) Der Oberteil, entweder ebenfalls eine einfache, am Binderfufs befestigte Gufseisenplatte oder ein Kipplager. Eine einfache Gufplatte zeigt Fig. 579. Dieselbe hat oben einen ringsum laufenden Vorsprung, welcher eine Verschiebung des Binderendes gegen die Platte verhindert; Schrauben, deren untere Köpfe in ausgesparten Löchern Platz finden, verbinden Platte und Binderfufs. Ein Rollenlager mit Kipplager als Oberteil zeigt Fig. 577²⁵⁰⁾.

212.
 Rollenwagen.

Die Rollen werden durch einen einfachen Rahmen zu einem Ganzen zusammengefaßt; im Rahmen sind die Rollen durch Zapfen an jedem Ende gelagert. Bei den Dachbindern sind die Rollen gewöhnlich aus Gufseisen und haben 40, 50, 60 bis 80 mm Durchmesser. Die Zahl der Rollen beträgt 3 bis 8, ausnahmsweise auch wohl nur 2. An ihren Enden erhalten die Rollen Vorsprünge, welche die seitliche Verschiebung derselben gegen den Oberteil, bezw. den Unterteil verhindern sollen. Die Länge der Rollen richtet sich nach der Breite des Oberteiles des Auflagers. Besteht dieser aus einer Gufplatte

nach Fig. 559, so nutzt es wenig, wenn man diese Platte viel breiter macht als den Binder; man kann nicht annehmen, daß der Druck sich gleichmäßig über eine Platte verteilt, die sehr viel breiter ist als die Platte, welche den Druck vom Binder aus auf die erstere überträgt. Man wähle die Plattenbreite etwa als das 1,3- bis 1,5-fache der Binderbreite. Kann man nach der Konstruktion eine gleichmäßige Verteilung des Druckes auf die Rollen annehmen, nennt man die Zahl der Rollen n , ihre Länge b (in Centim.) und ihren Halbmesser r (in Centim.), so läßt sich für Gufseisenrollen und -Platten nach



Weyrauch²⁵¹⁾ $n b r = 45 A$ bis $20 A$, also im Mittel $n b r = 30 A$ setzen. Ist $A = 20^t$, $b = 30\text{ cm}$ und $r = 3\text{ cm}$, so ergibt sich die Anzahl der Rollen im Mittel zu

$$n = \frac{30 A}{b r} = \frac{30 \cdot 20}{30 \cdot 3} = 7.$$

Die Berechnung des Oberteiles und der den Unterteil bildenden Platte erfolgt unter der Annahme gleichmäßiger Verteilung des größten Auflagerdruckes A_{max} auf alle Rollen, bzw. auf die ganze Auflagerfläche an der Unterfläche des Unterteiles. Jede der n Rollen (Fig. 580) übt einen Gegendruck $\frac{A}{n}$ aus; im Mittenquerschnitt des Oberteiles ist, falls der Abstand der Rollenachsen mit e bezeichnet wird,

$$M_{mitte} = \frac{A}{2} \cdot \frac{n e}{4} = \frac{A n e}{8}, \text{ wenn } n \text{ eine gerade Zahl ist;}$$

$$M_{mitte} = \frac{A e}{8} \left(\frac{n^2 - 1}{n} \right), \text{ wenn } n \text{ eine ungerade Zahl ist.}$$

Man erhält für

$n = 2$	3	4	5	6	7	8
$M_{mitte} = \frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{6}{7}$	1
$\cdot A e$						

Bei vollem Rechteckquerschnitt von der Breite b und Höhe h muß

$$\frac{b h^2}{6} = \frac{M_{mitte}}{k}$$

sein. Für Gufseisen ist k mit 250 kg oder $0,25^t$ für 1 qcm einzusetzen, also, wenn M in Tonnen-Centim. eingeführt wird:

$$\frac{b h^2}{6} = 4 M_{mitte} \quad \text{und} \quad h^2 = \frac{24 M}{b};$$

hierin ist b in Centim. einzusetzen, und man erhält h in Centim.

Beispiel. Es sei $A_{max} = 20^t$, $b = 30\text{ cm}$, die Zahl der Rollen $n = 7$ und $e = 6,5\text{ cm}$; alsdann ist $M_{mitte} = 20 \cdot 6,5 \cdot \frac{6}{7} = 112$ Tonnen-Centim., und es ergibt sich $h^2 = \frac{24 \cdot 112}{30} = 89,6$, woraus $h = 9,5\text{ cm}$. Dafür ist abgerundet $h = 10\text{ cm}$ zu setzen.

Man kann leicht auch für jede Stelle des Oberteiles das Moment berechnen und daraus die erforderliche Stärke bestimmen. Nimmt man an, daß im Grenz-

²⁵¹⁾ Siehe: WEYRAUCH. Ueber die Berechnung der Brücken-Auflager. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 142.

fall die Last einen gleichmäßig über die Unterfläche verteilten Gegendruck erzeuge, der auf die Längeneinheit die Gröfse $p = \frac{A}{2l}$ habe (wenn $2l$ die Länge des Oberteiles ist), so ist an beliebiger Stelle im Abstände x von der Mitte das Moment $M_x = \frac{p(l-x)^2}{2}$, und die erforderliche Stärke z ergibt sich aus der Gleichung

$$\frac{bz^2}{6} = \frac{p(l-x)^2}{2k} = \frac{A(l-x)^2}{4lk}$$

Für $k = 0,25^t$ ist, wenn A in Tonnen eingeführt wird,

$$\frac{bz^2}{6} = \frac{A(l-x)^2}{l} \quad \text{und} \quad z = (l-x) \sqrt{\frac{6A}{lb}}$$

d. h. die Endpunkte von z liegen auf einer Geraden. Für $x=0$ ist

$$z_{\text{mitte}} = l \sqrt{\frac{6A}{bl}} = h;$$

für $x=l$ wird $z=0$. Wegen der in der Rechnung nicht berücksichtigten Querkkräfte und aus Herstellungsrücksichten kann man die Stärke nicht in Null auslaufen lassen. Man macht die Stärke der Platte am Ende $\delta = 25$ bis 30mm und verbindet den Endpunkt von δ mit demjenigen von h durch eine Gerade.

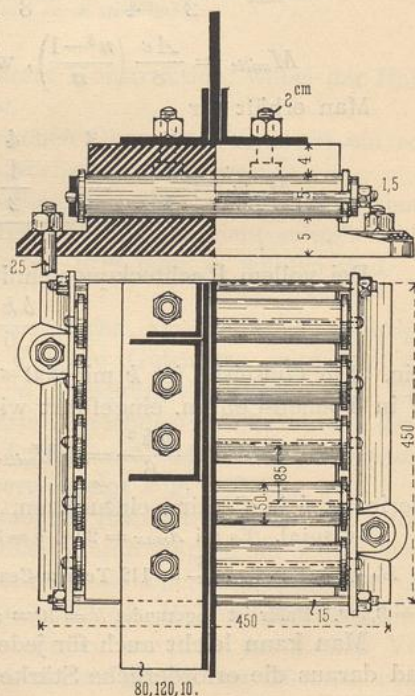
Die Unterplatte mache man 25 bis 50mm stark.

Braucht man für beide Teile eine gröfsere Höhe, so ordnet man Rippen an (Fig. 577, S. 281), welche 20 bis 40mm stark gemacht werden. Bei der Berechnung ist der sich dann ergebende Querschnitt zu Grunde zu legen.

Die Rollen werden fast stets aus Gufs-eisen hergestellt; die beiderseitigen Zapfen (20mm stark) aus Schweifseisen werden eingesetzt; sie können auch eingeschraubt werden. Alle Rollenzapfen finden jederseits ihr Lager in einem hochkantig gestellten Flacheisen (8 bis 10mm stark); die beiden Flacheisen werden durch zwei Rundeseisen (Fig. 581) von 13 bis 15mm Durchmesser oder auf andere Weise miteinander verbunden. Man hat auch wohl die beiden äußersten Rollen mit durchgehenden Rundeseisen versehen, welche in dieser Weise gleichzeitig als Zapfen der betreffenden Rollen dienen (Fig. 577, S. 281).

Der Rollenweg hängt vom möglichen Unterschied der höchsten, bzw. kleinsten Temperatur gegenüber der mittleren, bzw. Aufstellungstemperatur ab. Wird die Wärmeausdehnungsziffer des Eisens α genannt, die Stützweite l und die Anzahl Grade Celsius, um welche sich die höchste, bzw. niedrigste Temperatur von der mittleren unterscheidet $\pm t$, so ist der Weg nach jeder Seite $\Delta = \alpha t l$. Es ist $\alpha = 0,0000118$ und $t = 30$ Grad C., also $\Delta = 0,00035 l$; der mög-

Fig. 581.



Vom Bahnhof zu Hildesheim.
1/10 w. Gr.

liche Weg ist also $0,0007 l$; statt dessen läßt man zweckmäfsig einen etwas gröfseren Spielraum und wählt

$$s = 0,001 l, 33.$$

d. h. für jedes Meter der Stützweite rechne man 1 mm Weg.

Im Anschluß an das Vorstehende sollen die Vorschriften angegeben werden, welche für die Lager der eisernen Brücken im Bereich der preussischen Staatsbahnen erlassen und auch für die eisernen Dachbinder mit geringen Abänderungen zweckmäfsig sind. Nur diejenigen Bestimmungen werden vorgeführt, welche auf die Dächer Bezug haben²⁵²⁾.

213.
Preussische
Vorschriften.

„Für die einzelnen Lagerteile sind thunlichst einfache, gedrungene Formen zu wählen, Insbesondere ist die unter den Rollen oder Stelzen liegende Platte stets aus einem einzigen, starken Gufsstück zu bilden. Bei den Lagern gröfserer Dächer kann von einer Befestigung der unteren Platte durch Steinschrauben, deren Anbringung leicht eine Beschädigung des Auflagersteines zur Folge hat, abgesehen werden.“ (Dann muß bei Dächern aber an der Unterseite eine Nase angeordnet werden, welche genügt, um eine wagerechte Verschiebung zu verhindern.)

„Die Ausbildung der Kippvorrichtung in der Weise, dafs an dem einen Gufsstück eine erhabene, an dem anderen eine dazu passende vertiefte Cylinderfläche angebracht wird, empfiehlt sich wegen der Schwierigkeiten, mit denen die genaue und saubere Herstellung dieser Flächen verknüpft ist, nicht. Statt dessen ist zweckmäfsiger ein besonderer Kippbolzen zwischen zwei hohlcylindrisch bearbeiteten Lagerstücken anzuwenden. Wenn diese Teile (mit entsprechender Sprengfuge) zunächst in einem Stück gegossen werden, so läßt sich das Loch für den Kippbolzen leicht sauber ausbohren. Dieser selbst kann genau dazu passend abgedreht und nach Trennung der Lagerstücke eingefügt werden. Falls Rollenlager nicht erforderlich sind, kann die Kippvorrichtung der beweglichen sowohl, wie der festen Lager in der Weise angeordnet werden, dafs die untere Lagerplatte oben in der Längsrichtung schwach gewölbt, die darauf ruhende obere Platte dagegen eben geformt wird. Die nur in ihrer Mitte belastete untere Platte der Kippvorrichtung soll den Druck möglichst gleichmäfsig auf die Rollen oder den Auflagerstein verteilen, ist also auf Biegung zu berechnen. Die obere Platte kann meist wesentlich kürzer und schwächer gehalten werden, als die untere.

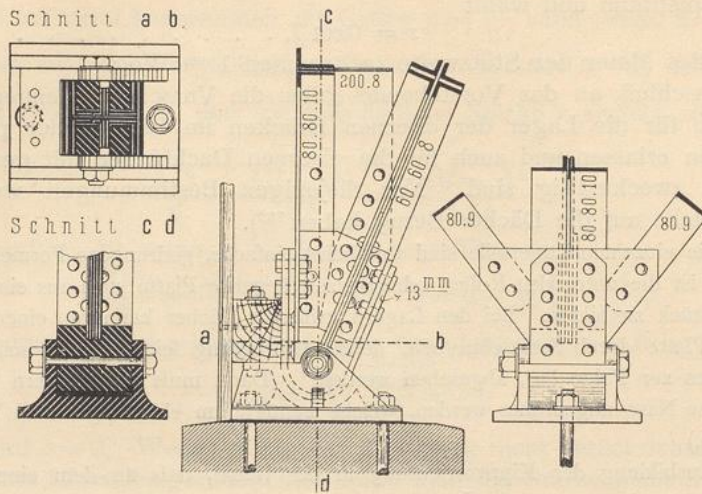
Die Rollvorrichtung ist besser mit Rollen als mit Stelzen auszuführen. Es empfiehlt sich, eine Vorrichtung anzubringen, die gröfsere Verschiebungen des Rollen- oder Stelzensatzes bei etwaiger Entlastung eines Lagers verhütet. Vorspringende Nasen an den Laufflächen sind jedoch zu vermeiden, da sie das Abhobeln dieser Flächen erschweren.

Die Zapfen, mit denen die Rollen oder Stelzen in den Leitschienen geführt werden, an ihren äufseren Enden mit Gewinden zu versehen und darauf Muttern zu schrauben, erscheint als überflüssig und nachteilig, weil durch kräftiges Anziehen dieser vielen Muttern unter Umständen die Beweglichkeit des Lagers aufgehoben werden kann. Aus demselben Grunde ist es nicht zweckmäfsig, diese Zapfen als Stiftschrauben mit äufserem Kopf auszuführen, die durch die Leitschienen hindurch in die Rollen oder Stelzen eingeschraubt werden. Durch einen Bund oder eingelegte ringförmige Plättchen ist dafür zu sorgen, dafs die Leitschienen die Stirnflächen der Rollen oder Stelzen nicht unmittelbar berühren.

Ganz besonderer Wert muß darauf gelegt werden, dafs der Ansammlung von (Wasser und) Schmutz zwischen den beweglichen Teilen möglichst vorgebeugt wird. Zu diesem Zweck sind die Laufflächen der Rollen niemals vertieft, sondern stets erhöht anzuordnen. Die als Schutz gegen seitliche Verschiebung erforderlichen Rippen dürfen also nicht an den Platten angebracht werden, wo sie im Verein mit den dazwischen liegenden Rollen oder

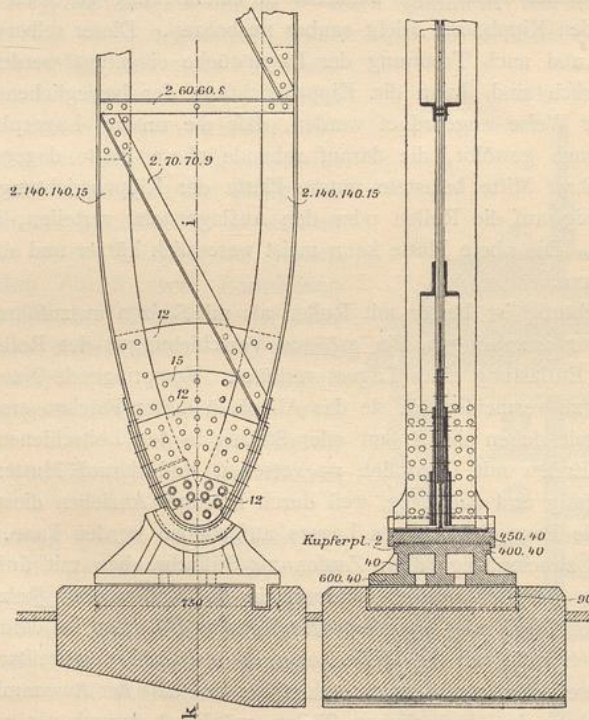
²⁵²⁾ Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 495.

Fig. 582.



Vom Schuppen für den Bochumer Hammer²⁵³⁾.
 $\frac{1}{15}$ w. Gr.

Fig. 583.



Von der Markthalle zu Hannover²⁵⁴⁾.
 $\frac{1}{30}$ w. Gr.

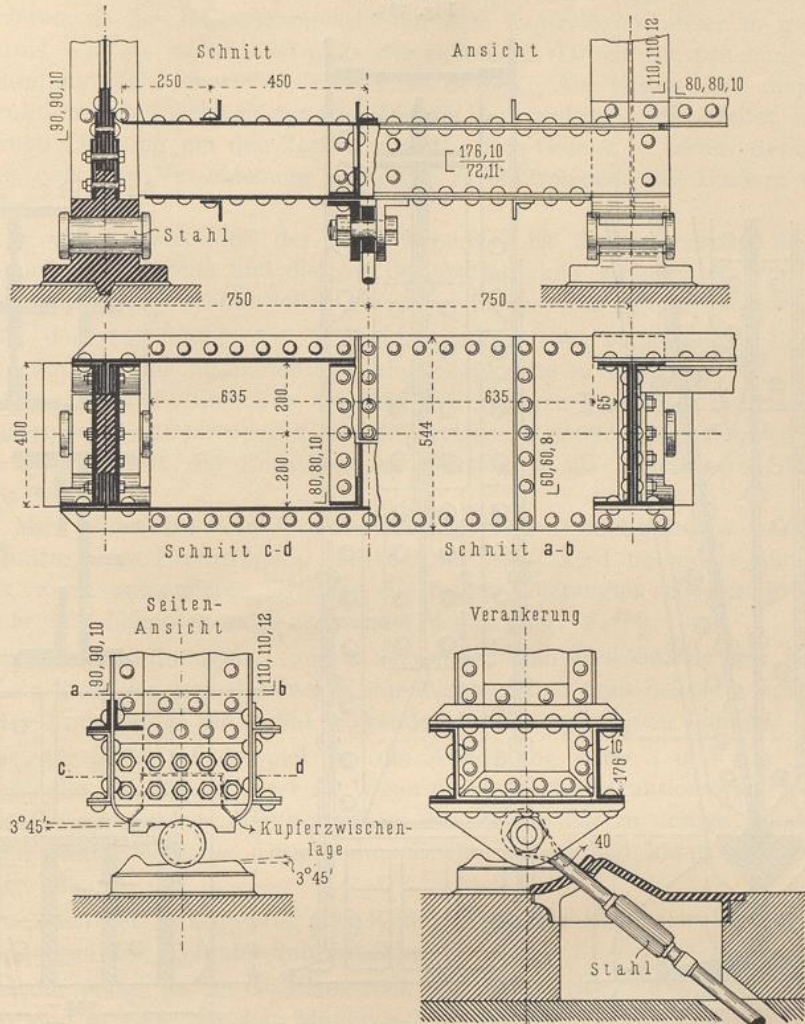
²⁵³⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1869, Bl. 62.

²⁵⁴⁾ Faks.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, Bl. 11.

Stelzen fast unzugängliche Wassersäcke bilden würden. Diese Rippen sind vielmehr, als Bündel, an die Rollen oder Stelzen zu verlegen, wo sie die Lagerkörper ohne Nachteil seitlich umfassen können.

Wünschenswert ist auch, die Rollvorrichtung möglichst hochliegend anzuordnen, damit sie den Schmutzteilen möglichst entzogen, gut zugänglich und leicht zu reinigen

Fig. 584.



Vom Bahnhof Alexanderplatz der Berliner Stadteisenbahn²⁵⁵⁾.
1/20 w. Gr.

ist. Es empfiehlt sich, nicht zu schwache Grundplatten anzuwenden und dieselben nicht etwa in die Auflagersteine einzulassen, sondern im Gegenteil, die Auflagersteine über das Pfeilermauerwerk hervorragend anzuordnen.“

6) Kämpfer- und Scheitelpunkte der Gelenkdächer.

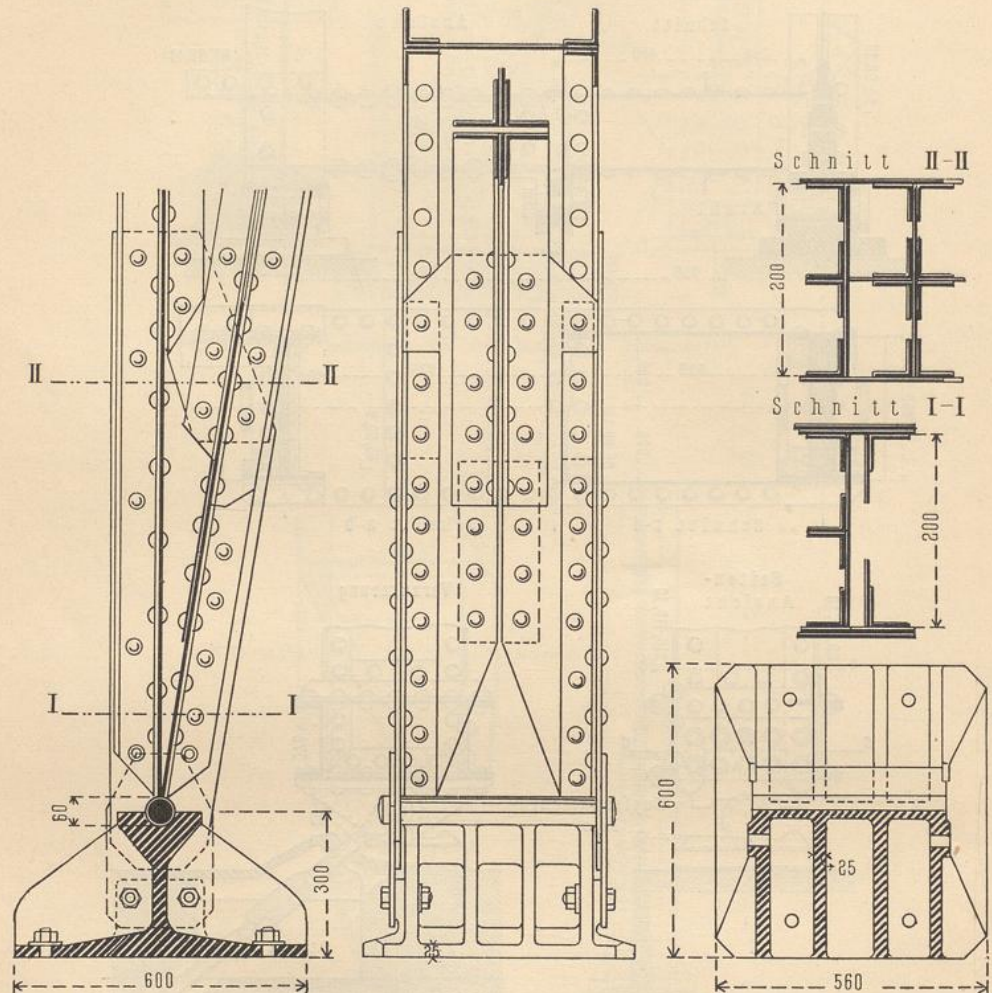
Die Kämpfer der Gelenkdächer sind eine besondere Form der Auflager; sie sollen feste Punkte darstellen, also weder lotrecht noch wagrecht verschieblich

214.
Kämpfer-
gelenke.

²⁵⁵⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1885, Bl. 16.

sein. Allerdings kommen auch Kämpfer mit geringer, in sehr engen Grenzen möglicher Verschieblichkeit vor, und zwar bei den Sprengwerkdächern mit Durchzügen. Die an den Kämpferpunkten auf das stützende Mauerwerk übertragenen Kräfte können in der Kraftebene — also in der Binderebene — beliebige Richtung haben: sie können sowohl Druckkräfte, wie unter Umständen

Fig. 585.



Von der Personenhalle auf dem Centralbahnhof zu Mainz²⁵⁶⁾.

$\frac{1}{15}$ w. Gr.

auch Zugkräfte sein, so daß oft eine ausgiebige Verankerung der Binderfüße vorgenommen werden muß (Fig. 584). Meistens treffen im Kämpferpunkte zwei Gurtungsstäbe zusammen; die Spannungen dieser müssen mit der Kämpferkraft im Gleichgewicht sein, also sich mit dieser in einem Punkte schneiden. Da die Kraft aber die verschiedensten Richtungen annehmen kann und nur an die Bedingung gebunden ist, stets durch den Kämpferpunkt gehen zu müssen, so folgt:

²⁵⁶⁾ Nach freundlicher Mitteilung des Herrn General-Direktors Rieppel zu Nürnberg.

Die Achsen der beiden am Kämpfer zusammentreffenden Stäbe müssen sich im theoretischen Kämpferpunkte schneiden.

Soll ferner das Gelenk als solches wirksam sein, so muß die Drehung der betreffenden Binderhälfte um den Kämpfer möglich sein; sie darf nicht durch das am Kämpfer auftretende Reibungsmoment verhindert werden. Demnach ist der etwa anzuordnende Kämpferzapfen mit möglichst kleinem Durchmesser zu konstruieren, da das Reibungsmoment mit dem Zapfendurchmesser in geradem Verhältnis wächst, wobei allerdings die zulässigen Druckbeanspruchungen am Zapfenumfang nicht überschritten werden dürfen. Am besten sind diejenigen Konstruktionen, bei welchen der eine Teil auf dem anderen nicht gleitet, sondern rollt, wenn Drehung um den Zapfen eintritt. Das Gelenk ist ferner derart auszubilden, daß eine Verschiebung senkrecht zur Mittelebene des Binders verhindert wird.

Für die Konstruktion der Kämpferpunkte ist die Anordnung des Endknotenpunktes einerseits und die Art der Auflagerung andererseits von Wichtigkeit. Beide Rücksichten sollen gesondert in das Auge gefaßt werden.

Bei der Ausbildung des Endknotenpunktes sind verschiedene Lösungen möglich, um die hier zusammentreffenden Stabkräfte zu vereinen:

- 1) Man führt die Endstäbe der beiden Gurtungen geradlinig zusammen und konstruiert den Endknotenpunkt wie die anderen Knotenpunkte (Fig. 582²⁵³).
- 2) Man ordnet die Endstäbe der Gurtungen als gekrümmte Stäbe an (Fig. 583²⁵⁴).
- 3) Man bildet das Kämpferende des Binders vollwandig aus, etwa mit dem Querschnitte eines Blechträgers. Diese Anordnung wird besonders dann gern gewählt, wenn aus anderen Gründen die beiden Gurtungen schon in größerem Abstände vom Kämpfer nahe aneinander liegen (Fig. 584²⁵⁵).

Bei den Anordnungen 1 und 2 verwendet man zweckmäßig am Knotenpunkte ein kräftiges, gemeinsames Knotenblech; dieses muß bei der gekrümmten Form der Endstäbe (2) die radial wirkenden Kräfte aufnehmen können.

Fig. 582 giebt ein Beispiel für die Anordnung unter 1 und Fig. 583 ein solches für die Anordnung unter 2. Wenn die dritte Konstruktionsweise gewählt wird, so ist auf genügende Versteifung der Blechwand zu achten, damit dieselbe den großen örtlichen Druck ohne Beulen aufnehmen kann. Ein Beispiel zeigt Fig. 584.

Auch bei der Auflagerung des Kämpfergelenkes kann man drei verschiedene Lösungen der Aufgabe unterscheiden.

Bei der ersten ist ein Gufseisenstück am Kämpferknotenpunkt des Binders befestigt und in einer mit dem Mauerwerk verankerten Gufseisenpfanne drehbar gestützt. Diese Anordnung zeigt Fig. 582. Dies ist eine ältere, von *Schwedler* ersonnene Konstruktion bei einer der ersten Anwendungen der Gelenkdächer. Gute Verbindung der Binderstäbe mit dem Gufsstück wird durch ein 13^{mm} starkes, schmiedeeisernes Blech hergestellt, welches um den Gufsklotz greift. Der 26^{mm} starke Bolzen zur Verbindung von Binderfuß und Lagerschale nimmt nicht den Kämpferdruck auf; derselbe wird vielmehr durch das abgerundete Ende des Binderfußes auf die Lagerschale übertragen.

Eine ähnliche Anordnung zeigt Fig. 583²⁵⁴. Die abgerundeten, mit aufsen aufgelegten Blechlamellen versehenen Binderenden ruhen in kräftigen, auf Granitunterlagen gestellten, gufseisernen Lagerkörpern, in welche gufseiserne Lager-

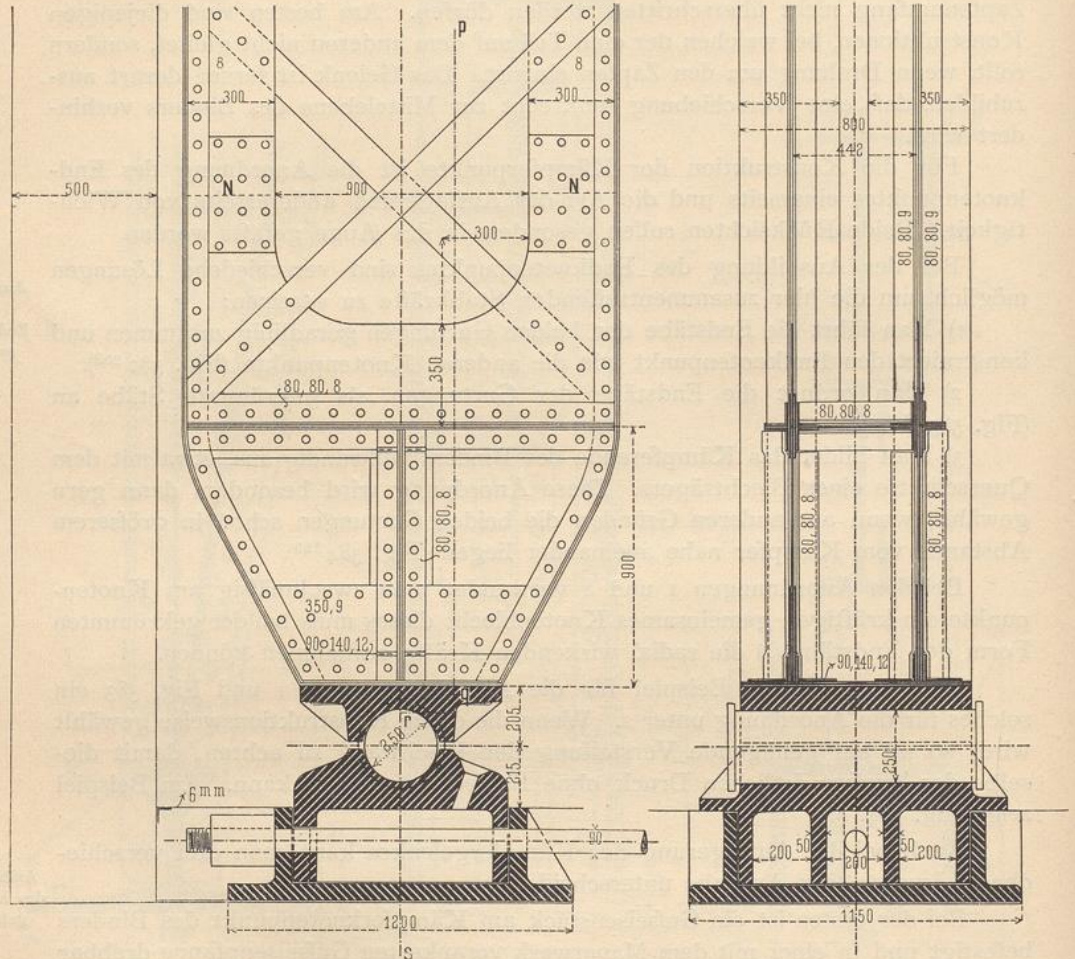
215.
Ausbildung
des
Endknoten-
punktes.

216.
Auflagerung
des Kämpfer-
gelenkes.

schalen eingelegt sind. Der guten Druckübertragung wegen ist zwischen Lager-
schale und Binderfuß 2 mm starkes Kupferblech gelegt.

Man kann auch die Abscherungsfestigkeit eines Bolzens für die Kraftüber-
tragung am Kämpfer in Anspruch nehmen, insbesondere für etwaige Zugkräfte,
welche das Abheben des Binders vom Kämpfer erstreben. Ein Beispiel solcher
Kämpferauflagerung zeigt Fig. 585²⁵⁶⁾. Der Druck wird von den Endstäben

Fig. 586.



Vom Gebäude der schönen Künste auf der Weltausstellung zu Paris 1889²⁵⁷⁾.

$\frac{1}{25}$ w. Gr.

unmittelbar auf den 60 mm starken Bolzen übertragen; außerdem umfassen den-
selben die beiden 10 mm starken Knotenbleche, welchen zwei am Gußeisenfuß
angeschraubte, gleich starke Bleche entsprechen.

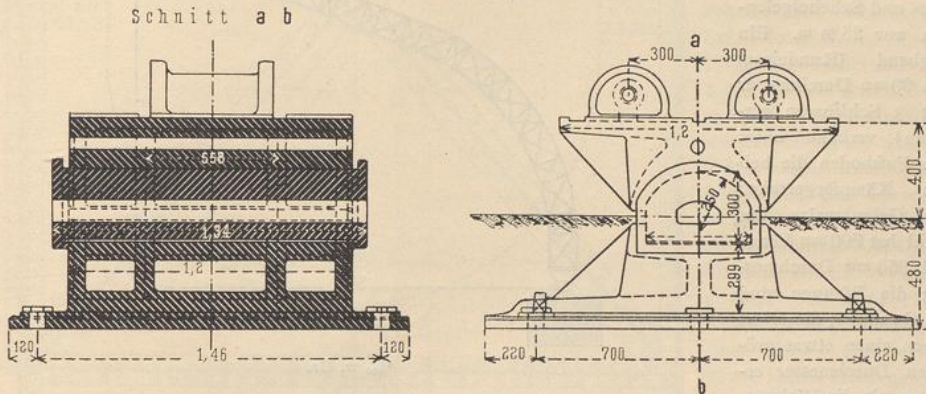
Ganz freie Auflagerung auf einem Zapfen, bei welcher Reibungsmomente
vermieden sind, weist das Hallendach auf dem Bahnhof Alexanderplatz der
Stadtbahn zu Berlin (Fig. 584²⁵⁵⁾) auf. Die ganze Anordnung ist höchst beach-

²⁵⁷⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1889, Pl. 31, 32, 33, 42-43.

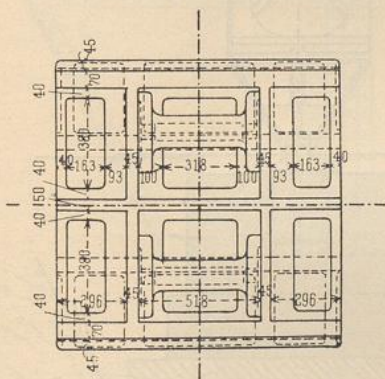
tenswert und mustergültig. Das Binderende rollt auf dem Zapfen ab, wenn die Binderhälfte sich dreht. Da aber der Kämpferpunkt ein fester Punkt sein muß und unter Umständen auch Zugkräfte vom Binder auf das Mauerwerk übertragen werden müssen, so ist noch eine besondere Verankerung erforderlich.

In Fig. 584 ist zunächst die am Binderende gehörig ausgesteifte Blechwand dargestellt. Die Aussteifung ist dadurch erreicht, daß jederseits auf die Blechwand zuerst zwischen die Winkelleisenschenkel ein Verstärkungsblech gelegt ist, darauf über dieses und die Winkelleisenschenkel jederseits ein zweites; am Ende sind dann 5 Bleche übereinander vorhanden. Der so ausgesteifte Binderfuß ist auf ein Gufsstück gesetzt und mit demselben durch beiderseits aufgelegte Blechplatten verschraubt.

Fig. 587.



Grundriss des Obertheils.



Von der Maschinenhalle

auf der Weltausstellung zu Paris 1889²⁵⁷).

$\frac{1}{40}$, bzw. $\frac{1}{30}$ w. Gr.

Zwischenlagen aus Kupfer sichern gute Druckübertragung auf das Gufsstück. Dieses ruht nunmehr auf einer Stahlwalze von 100 mm Durchmesser und 196 mm Länge. Bislang ist dieses Auflager noch ein bewegliches Auflager, also noch nicht geeignet, als Kämpferlager zu dienen; deshalb ist die in Fig. 584 dargestellte Verankerung angeordnet. Jeder Binder besteht aus zwei Einzelbindern, welche 1,50 m voneinander abstehen; in der Mitte zwischen den beiden Einzelbindern befindet sich ein 40 mm starker Anker aus Stahl (Rundeisen), welcher an einem kräftigen Kastenträger angreift. Genaues Einstellen des Ankers ist durch ein Schloß mit Rechts- und Linksgewinde möglich. Der Anker ist durch den Viadukt Pfeiler geführt und mit diesem verankert; die ganze Bahnhalle steht auf einem Viadukt. Zur Aufnahme der möglichen, nach innen wirkenden wagrechten Kraft hätte eine zweite, nach außen gerichtete Ankerstange angebracht werden müssen; da sich dies hier durch die örtlichen Verhältnisse verbot, hat man die obere Fläche der Lagerplatte für den Zapfen nach der Halle zu steigend angeordnet. Die Neigung bestimmte man so, daß die Lagerfläche senkrecht zu der ungünstigsten Stellung

des Kämpferdruckes gerichtet ist; gleiche Neigung hat auch die Unterfläche des Gufsstückes am Binderfuß erhalten. Der Winkel gegen die Wagrechte beträgt $39^{\circ}45'$. Seitliche Verschiebung des Binderfußes gegen die Walze, bezw. letzterer gegen die Lagerplatte wird durch Vorsprünge an den Kopfenden der Walze verhindert.

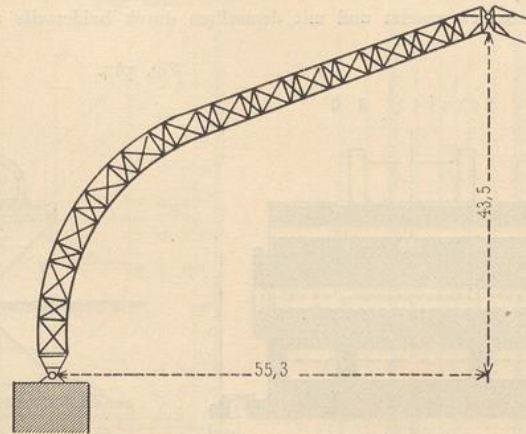
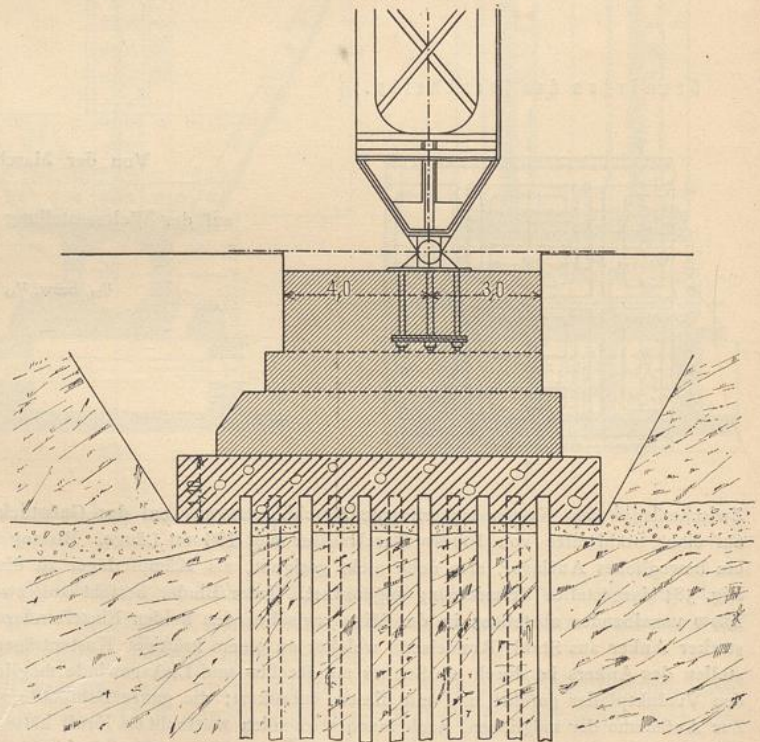
Fig. 586²⁵⁷) zeigt den Fußpunkt der Gelenkdachbinder vom Gebäude der schönen Künste bei der Pariser Weltausstellung 1889.

Die Stützweite der Binder betrug 51,80 m, und der Binderabstand 18,10 m; der Höhenunterschied zwischen Kämpfer- und Scheitelgelenken war 28,20 m. Ein Zugband (Rundeisen) von 90 mm Durchmesser (mit 3 Schlössern versehen) verband unter dem Fußboden die beiden Kämpfergelenke; die Gelenkwalze aus Stahl hat 800 mm Länge und 250 mm Durchmesser; die Pfannen sind aus Gufseisen; dieselben haben einen etwas größeren Durchmesser erhalten als die Walze.

Nach den gleichen Grundsätzen, aber in wesentlich größeren Abmessungen, ist der Binderfuß der großen Maschinenhalle von der Pariser Weltausstellung 1889 konstruiert; derselbe ist in Fig. 587 bis 589²⁵⁷) dargestellt.

Die Halle hat 110,60 m Stützweite, zwischen den Gelenkachsen gemessen, 44,90 m Höhenunterschied zwischen Kämpfer- und Scheitelgelenken und 21,80 m Binderabstand (Fig. 588 u. 589). Dieses Kämpfergelenk besteht aus folgenden Teilen, welche der Reihe nach vom Fundament aus aufeinander folgen (vergl. Fig. 587):

Fig. 588.

 $\frac{1}{800}$ w. Gr. $\frac{1}{200}$ w. Gr.

Von der Maschinenhalle auf der Welt-

1) Einer Unterlagsplatte, 70 mm stark, 1,85 m lang, 1,70 m breit, welche durch 6 Bolzen von je 60 mm Durchmesser mit dem Fundamentmauerwerk verankert ist.

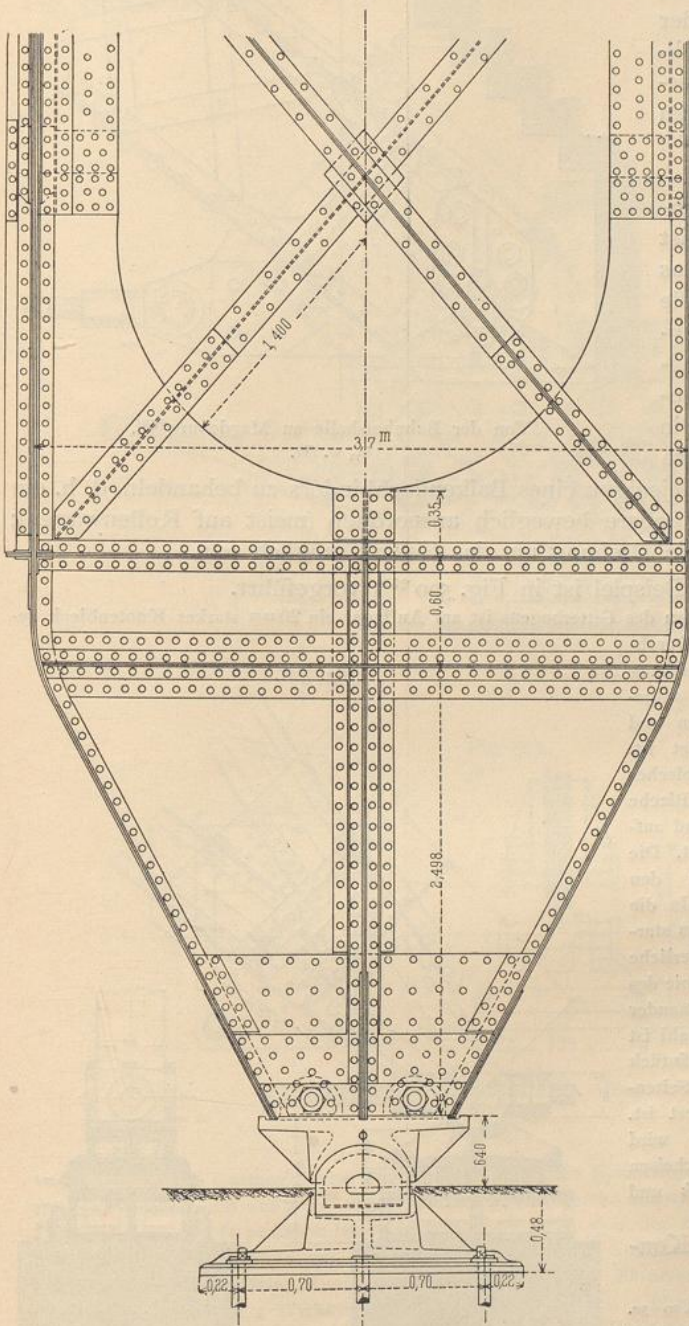
2) Einem Gufsstück zur Aufnahme des eigentlichen Gelenkes. Dieses mit der Unterlagsplatte

durch Stahlklammern verbundene Gufsstück ist 1,20 m lang, unten 1,30 m und oben 0,59 m breit, mit 50 mm, bzw. 80 mm starken Rippen versehen.

3) Dem Gelenk aus Gufseisen, welches unten eine ebene und oben eine cylindrische Begrenzung hat. Dasselbe ist 1,34 m lang, hat beiderseits vor Kopf 40 mm starke Vorsprünge, welche die Gufstücke (das untere und das obere, vergl. unter 4) umfassen und eine Verschiebung senkrecht zur Binder Ebene verhüten. Die Cylinderfläche hat 250 mm Halbmesser; auf seine ganze Länge ist das Gelenk mit einer 180 mm breiten und 90 mm hohen Höhlung versehen.

4) Dem Oberteil, welcher auf dem Gelenke (drehbar) ruht und mit dem Binderfuß in sichere Verbindung gebracht ist. Auch dieser Teil ist 1,20 m lang; der Hohlzylinder hat gleichen Halbmesser (250 mm) wie das Gelenk; die Berührung findet in einem Bogen von (rund) 130 Grad statt, so daß die wirksame Druckübertragungsfläche etwa 0,68 Quadr.-Met. ausmacht. Das obere Ende dieses Gufstückes dient zur Aufnahme des Binders, bildet ein Quadrat von 1,20 m Seitenlänge und hat drei über die ganze Länge laufende Rillen von 70, 50 und 70 mm Breite, in welche Bleiplatten gelegt sind. Endlich hat man zwei starke, halbzylindrische Vorsprünge von 520 mm Länge angeordnet, welche genau zwischen die Blechwände der Einzelbinder passen, in ihrer ganzen Länge durchbohrt sind und 60 mm starke Bolzen

Fig. 589.



1/40 w. Gr.

ausstellung zu Paris 1889 (257).

aufnehmen; diese Vorsprünge sollen die erforderliche gute Verbindung des Binderfußes mit dem Oberteil sichern.

Endlich möge noch auf die Konstruktion der Bahnhofshalle zu Frankfurt a. M. hingewiesen werden, worüber die unten angeführte Zeitschrift²⁵⁸⁾ Aufschluss giebt.

217.
Kämpfer-
gelenke
für Bogen-
dächer mit
Durchzügen.

Über die Bogendachbinder mit Durchzügen ist in Art. 154 (S. 220) das Erforderliche gesagt; die Durchzüge schliesen wagrecht (Fig. 590) oder steigend an die Kämpferknotenpunkte an. Für die stützenden Seitenmauern

sind die Auflager wie diejenigen eines Balkendachbinders zu behandeln, d. h. ein Auflager ist fest, das andere beweglich anzuordnen (meist auf Rollenwagen); dabei muß aber auch die Drehung um das Gelenk möglich sein.

Ein gutes, älteres Beispiel ist in Fig. 590²⁵⁹⁾ vorgeführt.

Zwischen die Winkeleisen des Gitterbogens ist am Auflager ein 20 mm starkes Knotenblech gelegt, an welches der 45 mm im Durchmesser starke, wagrechte Durchzug aus Stahl mittels beiderseits aufgelegter, 10 mm starker Laschen und einer Muffe mit Öse befestigt ist. Die Verstärkung des Knotenbleches ist durch jederseits aufgelegte Bleche von 8, bzw. 10 mm Stärke und aufgeschraubte Gufstücke erreicht. Die Gesamtlechstärke zwischen den Gufstücken beträgt 56 mm. In die 5 Blechlagen ist für den 70 mm starken Gelenkbolzen das erforderliche Loch gebohrt, dort wo Mittellinie des Bogens und Zugankerachse einander schneiden. Der Bolzen aus Stahl ist in einem passend geformten Gufstück gelagert, welches mit der Seitenmauer des Gebäudes verankert ist. Abheben durch Winddruck wird durch seitlich angebrachte Flacheisen verhindert, welche Bogenfuß und Grundplatte verbinden.

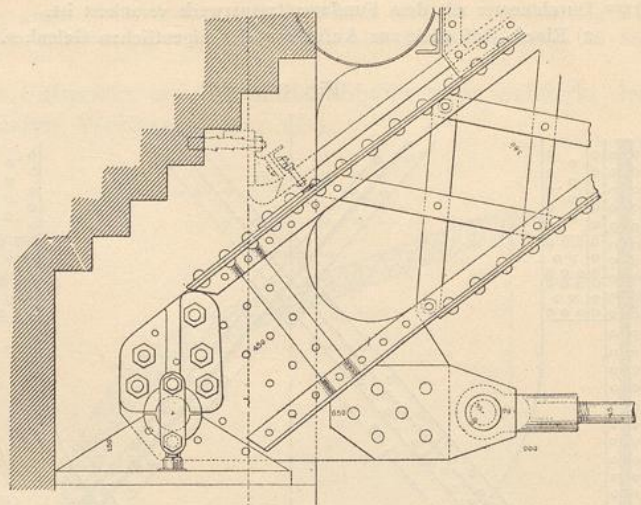
Eine verwandte Kon-

²⁵⁸⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1891, Bl. 29-30.

²⁵⁹⁾ Siehe: Zeitschr. f. Bauw. 1879, Bl. 33.

²⁶⁰⁾ Faks.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, Bl. 9.

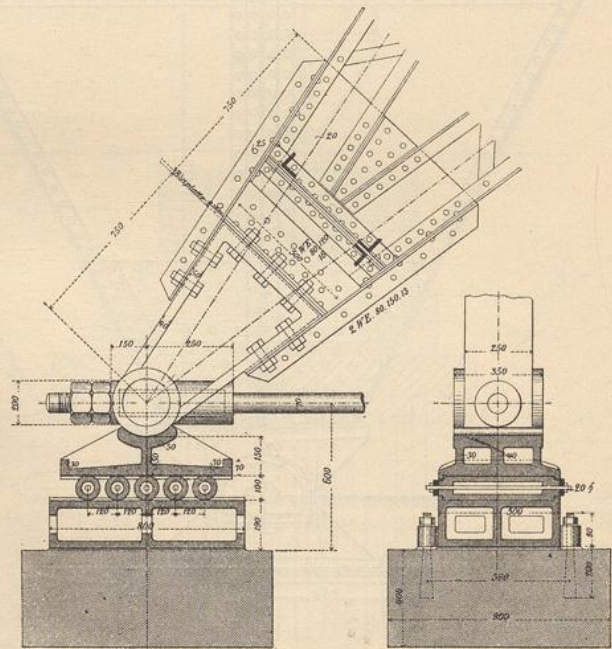
Fig. 590.



Von der Bahnhofshalle zu Magdeburg²⁵⁹⁾.

$\frac{1}{15}$ w. Gr.

Fig. 591.



Von der Personenhalle auf dem Anhalter Bahnhof zu Berlin²⁶⁰⁾.

$\frac{1}{90}$ w. Gr.

struktions zeigt das Auflager der Bahnhofshalle zu Hannover, mit steigendem Durchzug (Fig. 576 u. 577, S. 280 u. 281).

In Fig. 591²⁶⁰) ist das Gelenkauflager der großen Halle vom Anhalter Bahnhof zu Berlin dargestellt; die Gesamtordnung der 62,50^m weiten Binder zeigt Fig. 470 (S. 221).

Fig. 592.

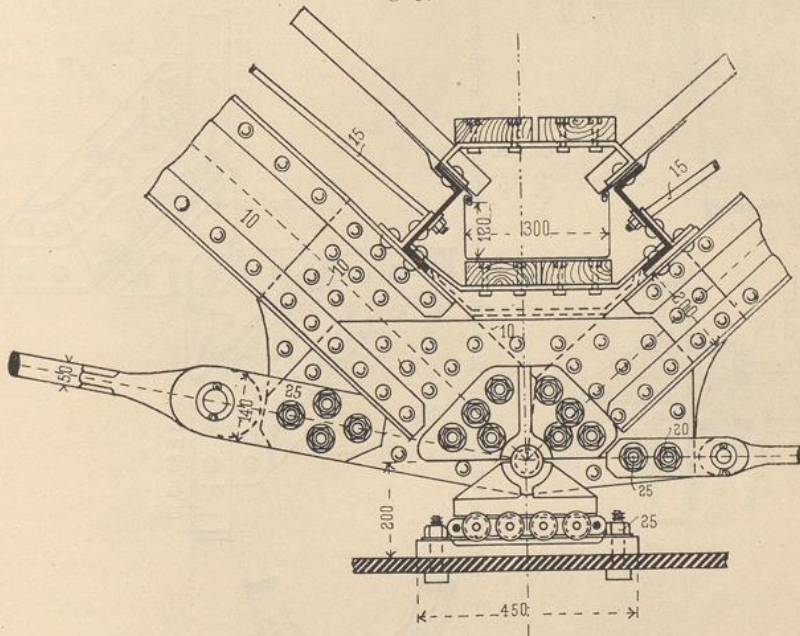
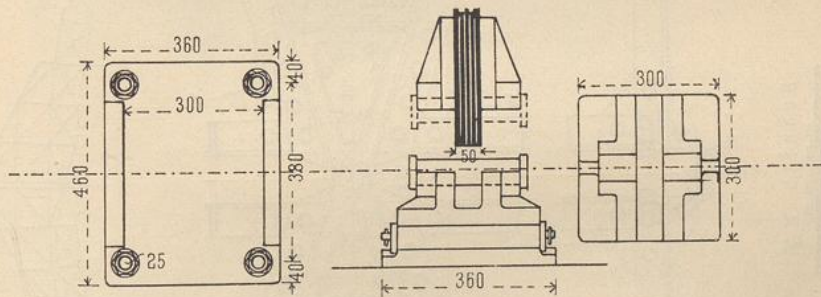


Fig. 593.



Von der Bahnhofshalle zu Oberhausen.

$\frac{1}{15}$ w. Gr.

Die beiden Gurtungen des Bogens übertragen ihre Spannungen am Auflager in ein trapezförmiges Knotenblech von 20 mm Stärke und 750 mm Länge; an seinem Fußpunkte wird dasselbe durch 2 Winkelisen von $80 \times 120 \times 16$ mm gesäumt. So setzt sich der Binderfuß mit 180 mm Breite auf den gußeisernen Lagerklotz und wird mit diesem hier durch 6 Schraubenbolzen verbunden; zwischen Binderfuß und Lagerklotz ist eine 2 mm starke Bleiplatte. Fernere Verbindung zwischen Binderfuß und Lagerklotz stellen 4 Winkelisen ($80 \times 150 \times 13$ mm) her, 2 oben und 2 unten, welche einerseits mit dem Knotenblech vernietet, andererseits mit dem Gufsklotz verschraubt sind. Der Gufsklotz ist durchbohrt, nimmt die 70 mm starke, stählerne Zugstange auf und ist auf der einen Seite auf ein Rollenlager gesetzt.

Schnitt $b_1 b_2$

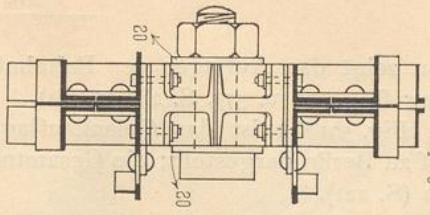
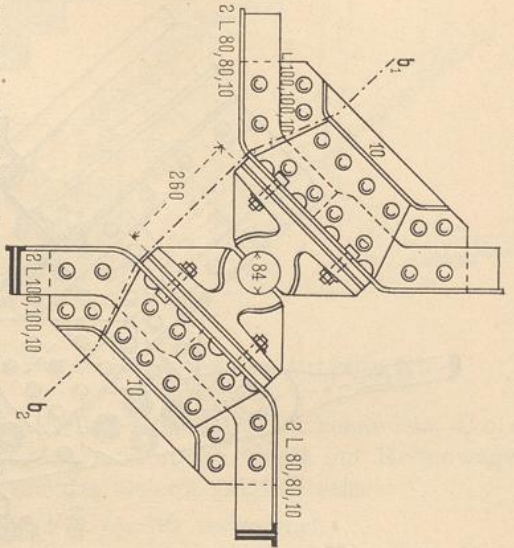


Fig. 594.

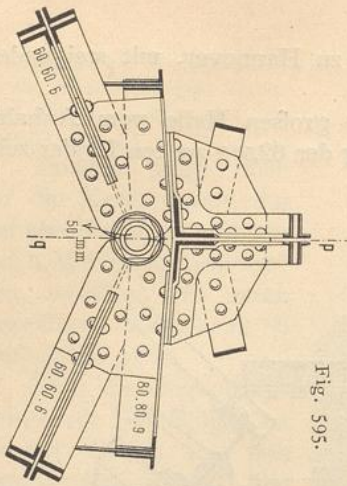
Von der Halle des Schlesiſchen Bahnhofes der Berliner Stadteisenbahn 201)

$\frac{1}{16}$ w. Gr.

Fig. 595.



Schnitt $p q$



Vom Schuppen für den Hammer zu Bochum 259), — $\frac{1}{16}$ w. Gr.

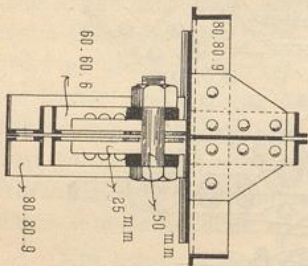
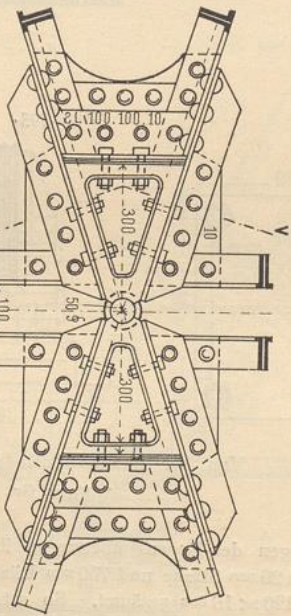
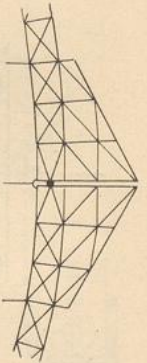
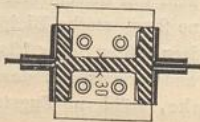


Fig. 596.



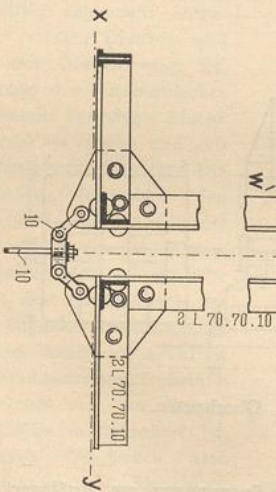
Schnitt $v w$.



Von der Halle des Schlesiſchen Bahnhofes der Berliner Stadteisenbahn 201).

$\frac{1}{16}$ w. Gr.

Schnitt $x y$

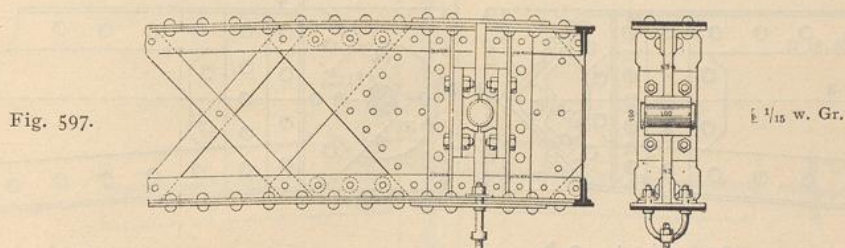


Ein gemeinsames Gelenkauflager zweier benachbarter Binder von bezw. 18,80^m und 11,40^m Stützweite bei 8,50^m Binderabstand zeigen Fig. 592 u. 593.

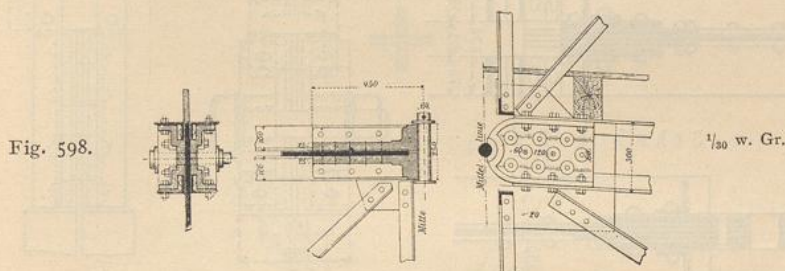
Die Binder sind Zweigelenkbogen mit Durchzügen. Bei der Berechnung wurde die Annahme gemacht, daß jeder Binder am Auflager für sich drehbar sei; diese Annahme ist nicht erfüllt, da die beiderseits aufgelegten gemeinsamen Knotenbleche die Bewegungen beider Binder voneinander abhängig machen.

Endlich ist in Fig. 594²⁶¹⁾ das Gelenkauflager von der Halle des Schlesi-schen Bahnhofes der Berliner Stadteisenbahn dargestellt. Diese Gelenkkonstruktion ist klar und vorzüglich.

Zwei gleiche Gufsstücke sind mit den Stäben des Bogenfußes, bezw. der Pendelstütze, auf welche sich der Bogen stützt, verschraubt und umfassen einen 84^{mm} starken Stahlbolzen, den Gelenk-bolzen. Zwischen die Gufsstücke und die Schmiedeeisenteile sind 2,5^{mm} starke Lagen von Kupfer-blech gelegt. Jederseits greift am Bolzen ein Flacheisen an, unter dem Kopf, bezw. der Mutter des Bolzens, wie aus Schnitt b_1, b_2 der Abbildung zu ersehen ist; in der Ansicht sind diese Flacheisen, der größeren Deutlichkeit halber, fortgelassen.



Von der Personenhalle auf dem Centralbahnhof zu Magdeburg²⁶²⁾.



Von der Personenhalle auf dem Anhalter Bahnhof zu Berlin²⁶³⁾.

Auch das in Fig. 586 (S. 290) dargestellte Fufsauflager vom Ausstellungs-gebäude der schönen Künste in Paris 1889 kann hierher gerechnet werden.

Die Bildung des Scheitelknotenpunktes an jeder Seite des Gelenkes stimmt mit derjenigen des Kämpferknotenpunktes überein. Bezüglich der Gelenkbildung ist besonders zu berücksichtigen, daß die von der einen Binderhälfte auf die andere hier zu übertragende Kraft im allgemeinen sowohl eine wagrechte, wie eine lotrechte Seitenkraft hat. Beide müssen sicher übertragen werden können; außerdem soll auch Gelenkwirkung, also Drehung möglich sein.

Folgende Anordnungen kommen vor:

1) Beide Bogenhälften stützen sich im Scheitel gegen einen Zapfen, den jede nahezu halb umfaßt (Fig. 595 u. 596^{263) u. 261)};

²⁶¹⁾ Nach: Die Bauwerke der Berliner Stadteisenbahn. Berlin 1886. Bl. 20 u. S. 83.

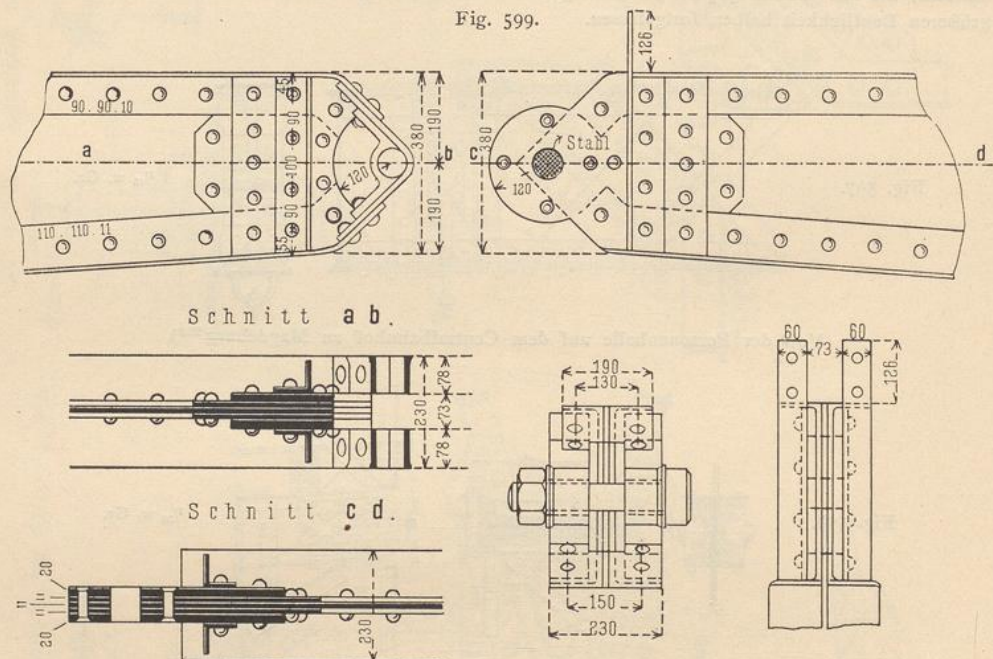
²⁶²⁾ Faks.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1879, Bl. 33.

²⁶³⁾ Faks.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, Bl. 9.

- 2) beide Bogenhälften umfassen den Scheitelbolzen ganz (Fig. 599 u. 600);
 3) für die wagrechte und für die lotrechte Seitenkraft wird je ein besonderes Konstruktionsglied angebracht (Fig. 602).

Bei der Konstruktion nach 1 werden an beide Bogenenden gewöhnlich Gufsstücke angeschraubt. Ein Beispiel giebt Fig. 596.

Zwischen die Gurtungs-Winkeleisen ist ein Knotenblech (10 mm) eingelegt, durch aufgelegte Bleche verstärkt, und dann sind vor Kopf 2 Winkeleisen ($100 \times 100 \times 10$ mm) angebracht, welche mit einem Gufsstück verschraubt sind; zwischen Winkeleisen und Gufsstück kommt eine Lage Kupferblech. Zur weiteren Verbindung des Gufsstückes mit dem Binderende dienen je 2 Winkeleisen oben und unten, die, mit dem Binder vernietet, mit dem Gufsstück verschraubt sind. Die beiden Gufsstücke umfassen einen Stahlbolzen von 50 mm Durchmesser und 160 mm Länge, je zu etwa ein Drittel. In der Abbildung ist auch dargestellt, wie die in der Lotrechten des Scheitelgelenkes angebrachte Hängestange befestigt ist, ohne daß die Beweglichkeit leidet.



Schnitt a b.

Schnitt c d.

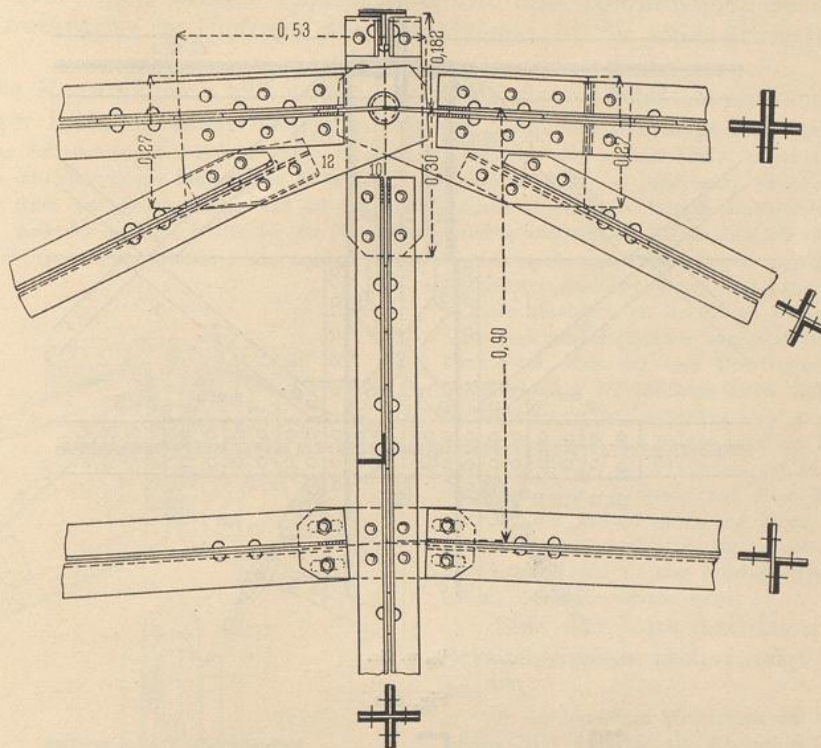
Vom Bahnhof Alexanderplatz der Berliner Stadteisenbahn²⁶²⁾.
¹/₁₅ w. Gr.

Ähnlich ist die in Fig. 597²⁶²⁾ dargestellte Konstruktion vom Bahnhof zu Magdeburg.

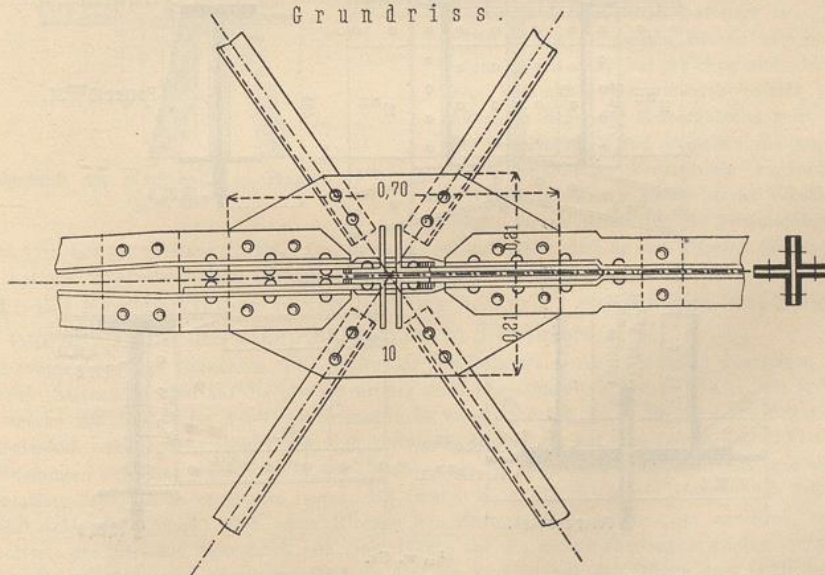
Der Bogenbinder — ein Gitterbogen — ist 380 mm hoch; Knotenbleche, Winkeleisen, Gufsstücke sind dem früheren entsprechend; der Scheitelbolzen ist aus Stahl, hat 45 mm Durchmesser und 100 mm Länge. Nach Beendigung der Aufstellung des Bogens verband man beide Bogenhälften durch zwei Laschen aus 8 mm starkem Blech, je eine auf der oberen, bezw. unteren Gurtung; dabei wurden die Laschennietlöcher genau denjenigen des Binders entsprechend gebohrt. Für die nachher auftretenden Belastungen (Wind, Schnee u. s. w.) wirkt der Bogen also eigentlich wie ein Zweigelenkbogen; nur die dem Eigengewicht entsprechenden Spannungen bestimmen sich aus dem Dreigelenkbogen. Auch hier hat man das Hängeisen so befestigt, daß es eine Bewegung der Bogenhälften gegeneinander nicht behindert.

Beim Scheitelgelenk des Anhalter Bahnhofes zu Berlin (Fig. 598²⁶³⁾ sind beiderseits an das Knotenblech des Scheitels Gufsstücke geschraubt, welche sich gegen den Gelenkbolzen lehnen.

Fig. 600.
Ansicht .



Grundriss .



Von der Personenhalle auf dem Centralbahnhof zu Mainz²⁵⁶).

$\frac{1}{15}$ w. Gr.

Fig. 601.

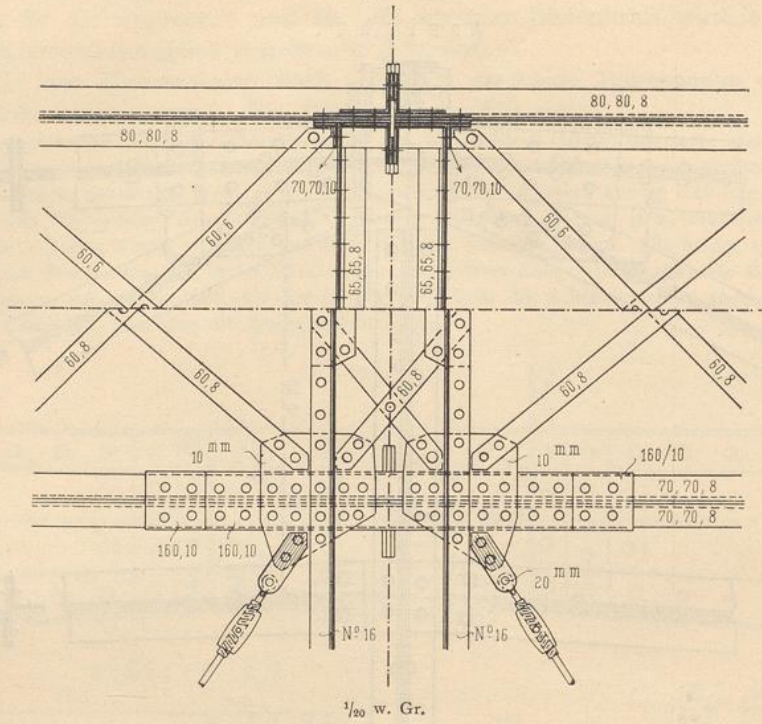
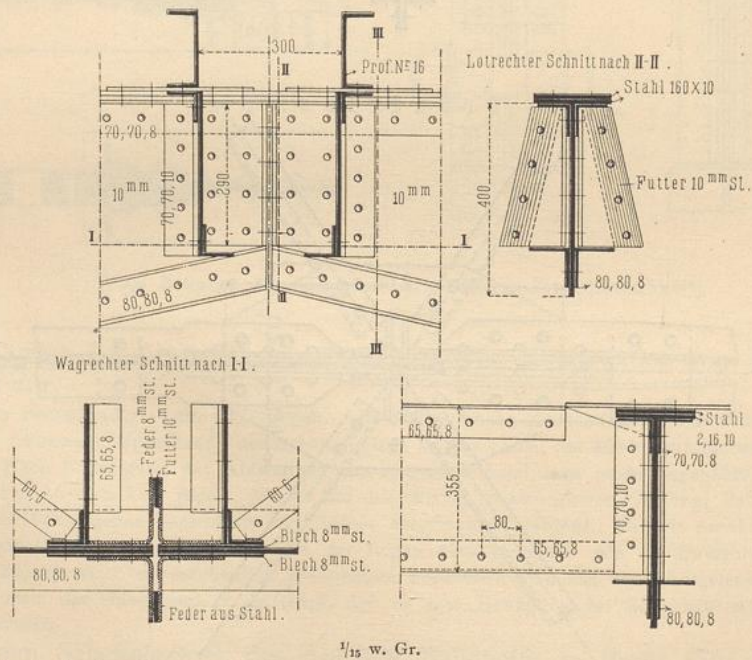


Fig. 602.



1/15 w. Gr.

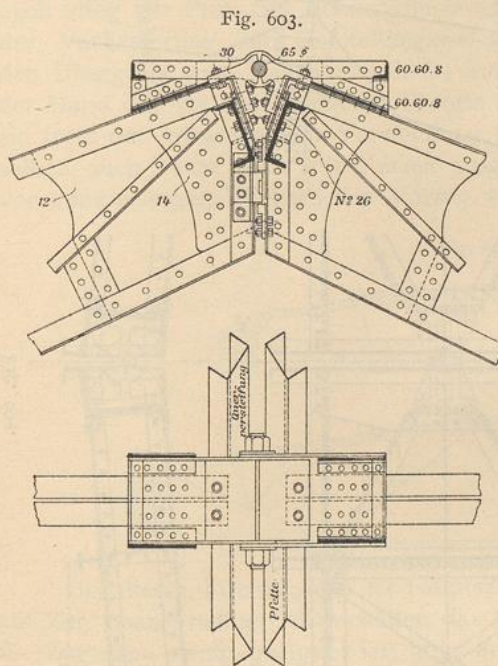
Scheitelgelenk der Personenhallen auf dem Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M.²⁶⁴⁾.

²⁶⁴⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 332.

Wenn die Scheitelkraft wenig von der Wagrechten abweicht, so ist die Konstruktion 1 zulässig; je mehr aber die Scheitelkraft sich der Lotrechten nähern kann, desto weniger empfehlenswert ist diese Konstruktion: die wirk-same Druckfläche am Umfange des Gelenkbolzens ist für steile Scheitelkraft gering.

Die Konstruktion 2 hilft diesem Übelstande ab: die Scheitelkraft kann bei beliebiger Richtung sicher übertragen werden. Ein Beispiel zeigt Fig. 599²⁶¹⁾.

Das Scheitelende der linken Hälfte ist gegabelt; dasjenige der rechten Hälfte bleibt in der lotrechten Mittelebene des Binders und ist in dieser genügend verstärkt; es paßt genau zwischen das gegabelte Ende der linken Hälfte und ist mit diesem durch einen 60 mm starken Stahlbolzen verbunden. Auf der rechten Hälfte ist die Blechwand durch 4 aufgenietete Bleche bis auf eine ge-samte Dicke von 73 mm verstärkt; die vordere Begrenzung ist nach einem Kreisbogen von 120 mm



Scheitelgelenk der Markthalle zu Hannover²⁶⁵⁾.

^{1/30} w. Gr.

Fig. 569 u. 570 (S. 275) verwiesen wird. Die unteren Gurtungsstäbe sind an den Pfosten mittels länglicher Löcher und Schraubenbolzen beweglich angeschlossen.

Für die Konstruktion 3 bieten Fig. 601 u. 602²⁶⁵⁾ ein Beispiel, das Scheitelgelenk von der Halle des Hauptbahnhofes zu Frankfurt a. M.

Die wagrechte und lotrechten Seitenkräfte der Scheitelkraft werden gesondert übertragen. Für die wagrechte Seitenkraft sind auf die obere Gurtung zwei biegsame Stahlplatten von je 160×10 mm genietet, welche mit 2500 kg für 1 qcm meistbeansprucht werden; damit diese die für einen Bogenträger mit drei Gelenken erforderliche Winkeländerung gestatten, durften sie auf eine Länge von 11,5 cm nicht mit den Gurtungen vernietet werden. Für die Übertragung der lotrechten Seitenkraft hat man winkelförmig gestaltete Stahlbleche verwendet (vergl. den Grundriß in Fig. 601); die abstehenden Schenkel dieser Stahlbleche (8 mm stark) sind unter Einlage von Futterstücken miteinander vernietet, so daß durch die Niete die lotrechte Seitenkraft von einer Hälfte auf die andere übertragen werden kann. Die abstehenden Enden sind trapezförmig gestaltet, so daß die Stahlwinkel das Öffnen und Schließen der Scheitelfuge, also die erforderlichen Winkeländerungen gestatten. (Siehe auch Fig. 602.)

²⁶⁵⁾ Faks.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 120.

Halbmesser gebildet; dieser Teil paßt genau in einen Hohlraum auf der linken Hälfte, der nach gleichem Halbmesser ausgeschnitten ist. Es scheint, daß auf eine Übertragung des Scheiteldruckes am Umfange dieser Cylinderfläche gerechnet ist, außerdem wohl auch auf eine solche durch den Bolzen. Auf der linken Seite sind Bänder aus Flacheisen auf die Gurtungswinkelblechen genietet, und diese Bänder umfassen den Bolzen außen und innen. Man kann hier mit Sicherheit darauf rechnen, daß jede Scheitelkraft, sie mag beliebige Richtung haben, übertragen werden kann.

Eine sehr klare Anordnung des Scheitelgelenkes nach 2 zeigt Fig. 600²⁵⁶⁾.

In der lotrechten Mittelebene des Bogenträgers liegt zunächst ein Knotenblech zum Anschluß des Pfostens; darüber greift ein doppeltes Knotenblech, an welchem der von rechts kommende Gurtungsstab befestigt ist. Diese 3 übereinander liegenden Bleche nehmen den Gelenkbolzen auf, auf welchen sich der von links kommende Gurtungsstab mittels zweier außerhalb liegender Knotenbleche setzt. Für den Windverband sind zwischen die wagrechten Schenkel der kreuzförmig angeordneten Gurtungswinkelblechen 10 mm starke Bleche eingelegt, wegen deren auf die Erläuterungen zu

Bei der Markthalle zu Hannover (Fig. 603²⁶⁵) werden ebenfalls lotrechte und wagrechte Seitenkräfte durch besondere Konstruktionsteile übertragen.

Ein Stahlbolzen von 65 mm Durchmesser wird in der Binderbreite von gußeisernen Lagerstücken umfaßt, welche an die Binderenden geschraubt sind. Über die vorstehenden Bolzenenden sind jeweils zwei Flacheisen mit runden Augen geschoben, von denen jedes mit einer Binderhälfte vernietet ist. Lotrechte Verschiebungen sollen durch gußeiserne Einsatzstücke verhindert werden, welche zwischen die lotrechten Binderflächen im Scheitel geschoben sind.

Besondere Schwierigkeiten bot die Konstruktion der Scheitelfugen beim Bahnhof Friedrichsstraße der Berliner Stadtbahn (Fig. 604²⁶⁶).

Dieser Bahnhof liegt in einer scharfen Krümmung; das Hallendach wird von 16 Binderpaaren getragen, von denen jedes aus zwei Einzelbindern besteht. Man war bestrebt, für die gleichwertigen Teile der einzelnen Binder, Pfetten u. s. w. gleiche Abmessungen zu erhalten, um die Herstellungskosten zu vermindern. Die Achsen der zu einem Binderpaare gehörigen Bogenhälften liegen nicht in derselben lotrechten Ebene, sondern sie bilden im Grundriß einen von 180 Grad verschiedenen Winkel miteinander (Fig. 604). Die Entfernung der Fußpunkte ist bei sämtlichen Binderpaaren auf jeder Kämpferseite gleich groß, aber auf der einen (Nord-) Seite kleiner als auf der anderen (Süd-) Seite. Die bezüglichen Abstände sind 1,001 und 1,972 m. Die Felder zwischen je zwei Binderpaaren haben überall die gleiche Breite erhalten, was für die Herstellung der Pfetten und Zwischenkonstruktionen wichtig

war; die ganze Unregelmäßigkeit ist sonach zwischen die Einzelbinder gelegt. Die Einzelbinder stoßen infolge dieser Anordnung im Scheitel nicht genau aufeinander, wenn auch die Abweichung im ungünstigsten Falle nur 27 mm beträgt. Man gab deshalb nicht jedem Einzelbinder ein besonderes, sondern ordnete für jedes Binderpaar ein gemeinschaftliches Scheitelfuge an. Dasselbe

Scheitelfuge des Bahnhofes Friedrichsstraße der Berliner Stadteisenbahn²⁶⁷. — 1/16 w. Gr.

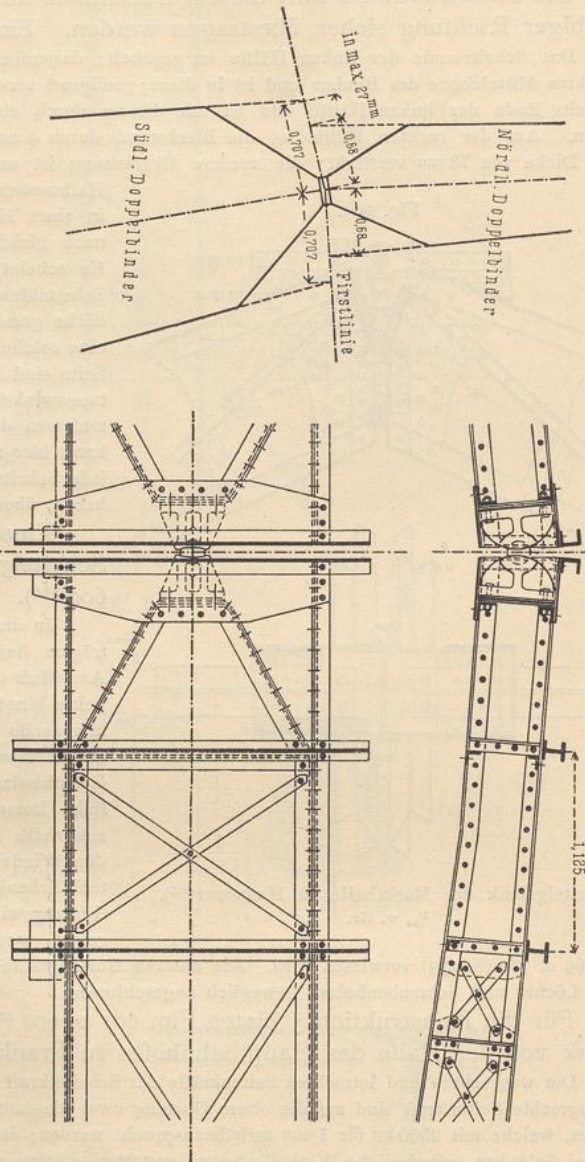


Fig. 604.

²⁶⁶) Nach: Die Bauwerke der Berliner Stadteisenbahn. Berlin 1886. — Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 499 u. ff.

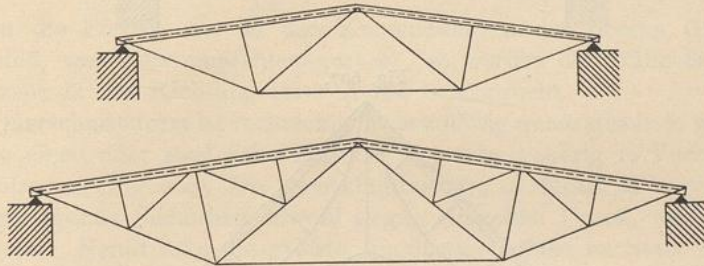
liegt im Schnittpunkt der Achsen beider Binderpaarhälften und ist als Kugelgelenk ausgebildet, weil die Achsen der beiden Binderfußgelenke nicht genau gleich liegen (Fig. 604). Wegen ausführlicher Beschreibung und besonderer Einzelheiten dieser sehr bemerkenswerten Konstruktion wird auf die unten angegebenen Quellen²⁶⁶⁾ verwiesen.

d) Dachbinder aus Holz und Eisen.

Als Dachbinder aus Holz und Eisen sollen solche Dachbinder bezeichnet werden, bei denen ein Teil der für die Konstruktion erforderlichen Stücke aus Holz, der andere Teil aus Eisen hergestellt ist. Diese Dachbinder wurden zuerst etwa um die Mitte des neunzehnten Jahrhunderts gebaut; sie ergaben sich aus dem Bedürfnis, weite Räume ohne mittlere Unterstützungen zu überdachen. Die vorher übliche alleinige Verwendung von Holz ergab sehr schwere Dächer; auch stieg der Preis des Holzes immer mehr, während derjenige des Eisens mit der Verbesserung der Herstellungsweise sank. Die Holzeisendächer bilden den Übergang vom reinen Holzdache zum reinen Eisendache. Sie haben an der Hand der vervollkommenen Theorie eine solche Ausbildung gewonnen, daß sie trotz der vorwiegenden Verwendung rein eiserner Dächer und neben denselben auch heute noch mit Nutzen ausgeführt werden und unter Umständen vor ganz eisernen Dächern den Vorzug verdienen.

219.
Übersicht.

Fig. 605.



Bei diesen Dachbindern ist hauptsächlich in der Zuggurtung und in den auf Zug beanspruchten Gitterstäben das Holz durch Eisen ersetzt, da das Holz für Zugstäbe wenig geeignet ist; aber auch die gedrückten Gitterstäbe werden vielfach aus Eisen, meistens aus Gußeisen, gebildet; das Holz wird hauptsächlich für die oberen Gurtungsstäbe verwendet.

Die Herstellung der oberen Gurtung aus Holz bedingt eine möglichst einfache Form. Deshalb ist zweckmäßigerweise und nahezu ausschließlich die Form des Daches mit zwei ebenen Dachflächen gewählt worden. Im übrigen gilt hier alles in Art. 80 u. 81 (S. 102 u. 103) über die Anordnung von Balkendachbindern Gesagte: sie müssen geometrisch und sollten auch statisch bestimmt sein. Belastungen zwischen den Knotenpunkten sind zu vermeiden; die Stabachsen sollen sich jeweils in einem Punkte schneiden. Nicht unbeachtet sollte man auch das verschiedene elastische Verhalten des Eisens und des Holzes lassen. *Marloh* macht in einer sehr beachtenswerten Abhandlung²⁶⁷⁾ darauf aufmerksam, daß die aus Holz hergestellten oberen Gurtungen durch die angeschlossenen Spannerglieder keine einseitigen Spannungszunahmen erfahren sollten. Abgesehen davon, daß die Kräfte bei der geringen Abscherungsfestigkeit des Holzes in der Faserrichtung schlecht in die Holzgurtung überführt

220.
Gesamt-
anordnung
der Binder.

²⁶⁷⁾ Siehe: Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 595.

werden, würden auch durch die stärkeren Längenänderungen einzelner Teile der Holzgurtung verschiedene Eisenstäbe entlastet, andere zu stark beansprucht. Deshalb solle das eiserne Spannwerk nur an den Enden der oberen Gurtungsstäbe (am Kopf und am Fuß) eine in ihre Richtung fallende Seitenkraft haben, sonst aber nur senkrecht zu den oberen Gurtungsstäben wirken. Diesen Bedingungen entspreche der sog. englische Dachstuhl nicht, wohl aber der *Polonceau*- oder *Wiegmann*-Dachstuhl, sowohl der einfache, wie der doppelte, für welche *Marloh* die Formen in Fig. 605 vorschlägt. Außer diesen letzteren schlägt *Marloh* einen Dreieckbinder vor, der ähnlich, wie der *Polonceau*-Binder, aus zwei verstärkten Trägern zusammengesetzt ist; die obere Gurtung jedes dieser Einzel-

Fig. 606.

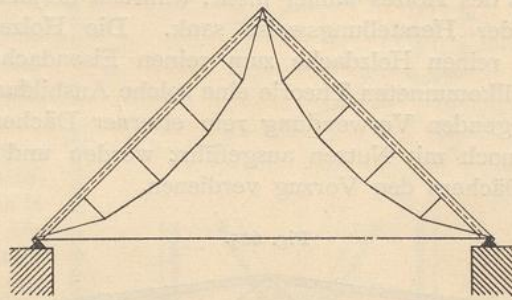
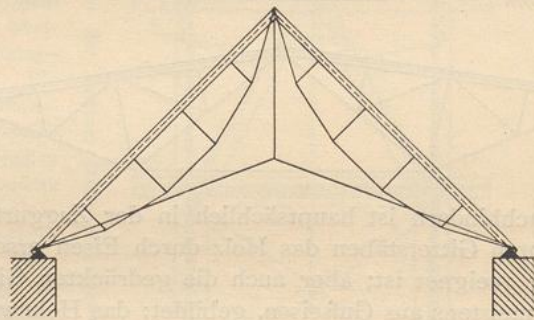


Fig. 607.



träger ist geradlinig und aus Holz, die untere Gurtung parabolisch und aus Eisen; einfache Pfosten übertragen den Druck aus den oberen Knotenpunkten in die untere Gurtung (Fig. 606 u. 607). Für Einzellasten und schwere (Laternen-) Aufbauten ist diese Binderform nicht geeignet; bei ungleichmäßiger Belastung ist man wegen der fehlenden Schrägstäbe auf die Steifigkeit der oberen Gurtung angewiesen.

Marloh stellt an der angegebenen Stelle Untersuchungen an, unter welchen Bedingungen die rein eisernen Dächer, bzw. die Holzeisendächer mit Rücksicht auf die Kosten vorzuziehen seien. Die Ergebnisse sind die folgenden:

1) Bei flachen Dächern und kleinen Weiten (bei einer Dachneigung $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{5}$

bis zu Weiten von etwa 15^m) sind rein eiserne Dächer vorteilhafter als Holzeisendächer, und zwar sowohl der einfache eiserne deutsche Dachstuhl, als der eiserne englische Dachstuhl und der eiserne *Polonceau*-Dachstuhl.

2) Bei größeren Weiten ist der einfache *Polonceau-* (oder *Wiegmann-*) Dachbinder mit Holzgurtung und eisernem Spannwerk der billigste Binder, an dessen Stelle jedoch der doppelte *Polonceau-*Dachstuhl treten muß, wenn für eine größere Zahl von Pfetten Stützpunkte zu schaffen sind.

3) Bei steilen Dächern mit $\text{tg } \alpha \geq 1$ ist der Dreieckbinder mit oberer Holzgurtung und eisernem parabolischem Spannwerk (Fig. 606 u. 607) am vorteilhaftesten, wenn keine schweren Aufbauten auf das Dach zu setzen oder sonstige Einzellasten am Dache aufzuhängen sind; anderenfalls ist der einfache oder doppelte *Polonceau-*Dachstuhl mit Holzgurtung zu wählen.

4) *Polonceau-*Dachbinder sind stets mit möglichst großem Gurtungswinkel herzustellen, da mit kleiner werdendem Winkel die Gesamtkosten des Binders erheblich steigen. Bei den Dreieckbindern mit parabolischem Spannwerk ändern sich die Kosten mit der Änderung des Pfeilverhältnisses der Parabel, solange dasselbe zwischen $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ bleibt, nicht erheblich.

Gegenüber den früher besprochenen, rein eisernen Dächern treten Besonderheiten hier nur an denjenigen Stellen auf, an denen Holz verwendet ist und an denen Holzteile und Eisenteile miteinander zu verbinden sind, also nur an der gedrückten Gurtung, an den gedrückten Gitterstäben und an den betreffenden Knotenpunkten.

221.
Konstruktion.

1) Obere oder Strebengurtung.

Wenn die Pfetten nur in den Knotenpunkten der oberen Gurtung angeordnet sind, was stets empfehlenswert ist, so werden die Stäbe der letzteren nur auf Druck in der Richtung ihrer Achse beansprucht.

222.
Pfetten nur in den Knotenpunkten.

Die Querschnittsform ist rechteckig, zweckmäßig quadratisch; je nach Bedarf ordnet man einen oder zwei nebeneinander liegende, gehörig in Verbindung gebrachte Hölzer an (Fig. 609). Die Querschnittsgröße ist derart zu bestimmen, daß der Stab genügende Sicherheit sowohl gegen einfachen Druck, wie gegen Zerknicken bietet. Nennt man die größte, ungünstigstenfalls im Stabe auftretende Kraft P (in Tonnen), die Querschnittsfläche F , die Stablänge, welche für Zerknicken in Frage kommt, λ und die zulässige Druckbeanspruchung für das Quadr.-Centim. K , so muß nach Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte (Art. 341, S. 304²⁶⁸) dieses »Handbuches« der Querschnitt so bestimmt werden, daß stattfindet:

$$F \geq \frac{P}{K} \quad \text{und} \quad \mathcal{J}_{\min} \geq 83 P \lambda_m^2 \quad \dots \dots \dots 34.$$

Mit Rücksicht auf Zerknicken ist die quadratische Querschnittsform die günstigste, wenn Ausbiegen nach allen Richtungen möglich ist. Man bestimmt nun am besten zunächst die Querschnittsgröße F nach der ersten Gleichung, wählt die Abmessungen des Querschnittes b und h nach praktischen Rücksichten und untersucht, ob der gewählte Querschnitt ein genügend großes Trägheitsmoment \mathcal{J}_{\min} hat, so daß die zweite Gleichung erfüllt ist. Wenn dies nicht der Fall ist, so verstärkt man den Querschnitt entsprechend.

Beispiel. Es sei $P = 18\,000$ kg, $K = 80$ kg für 1 qcm und $\lambda = 2,2$ m; alsdann muß

$$F \geq \frac{18\,000}{80}, \quad F \geq 225 \text{ qcm} \quad \text{und} \quad \mathcal{J}_{\min} \geq 83 \cdot 18 \cdot 2,2^2, \quad \mathcal{J}_{\min} \geq 7231$$

sein. Würde man einen quadratischen Querschnitt wählen, also $b = h$, so müßte nach der ersten Beziehung wenigstens

$$b^2 = 225 \text{ cm}^2 \quad \text{und} \quad b = 15 \text{ cm}$$

²⁶⁸) 2. Aufl.: Art. 137, S. 116. — 3. Aufl.: Art. 141, S. 131.

sein; alsdann wäre $\mathcal{F}_{min} = \frac{b^4}{12} = 4219$; dies genügt nach der zweiten Bedingung nicht; nach dieser muß $\mathcal{F}_{min} = \frac{b^4}{12} = 7231$ sein, woraus $b = 17,2$ cm folgt. Der Querschnitt müßte also wenigstens ein Quadrat von ≈ 18 cm Seitenlänge sein; alsdann wäre $F = b^2 = 324$ qcm.

Wollte man einen rechteckigen Querschnitt mit $b = 16$ cm wählen, so wäre die Bedingungs-
gleichung, weil $\mathcal{F}_{min} = \frac{h b^3}{12}$ ist,

$$\frac{h b^3}{12} = 7231,$$

woraus mit $b = 16$ cm

$$h = \frac{12 \cdot 7231}{16^3} = 21,2 \text{ cm} = \approx 22 \text{ cm}$$

folgt; alsdann würde

$$b h = 16 \cdot 22 = 352 \text{ qcm}.$$

Wie aus diesem Beispiel ersichtlich ist, ist die Rücksicht auf Zerknicken für die Querschnittsbestimmung von großer Wichtigkeit. Schwierig ist die Entscheidung der Frage, welche Länge λ als Berechnungslänge eingeführt werden soll. Die Formel

$$\mathcal{F}_{min} = 83 P \lambda^2,$$

worin P in Tonnen und λ in Met. einzuführen ist, setzt für die Länge λ frei drehbare Enden in den Knotenpunkten voraus, eine Voraussetzung, welche hier nicht erfüllt ist. Eher scheint die im ebengenannten Heft (Art. 336, S. 299²⁶⁹) dieses »Handbuches« ebenfalls behandelte beiderseitige Einspannung des Stabes zu stimmen; die Voraussetzung dieser Einspannung würde dazu führen, daß man dem Stabe eine 4 mal so große Kraft P zumuten dürfte, als nach obiger Formel; der Querschnitt brauchte dann nur ein \mathcal{F}_{min} zu haben, das ein Viertel des früheren beträgt. Diese Annahme ist aber zu günstig, insbesondere mit Rücksicht darauf, daß die Knotenpunkte nicht als feste Punkte angesehen werden können; die Pfetten verhindern das Ausbiegen aus der Ebene des Binders nicht unter allen Umständen. Es empfiehlt sich deshalb, die oben angeführte Formel 34 anzuwenden. Diese Berechnungsweise kann auch gewählt werden, wenn es sich um Holzdiagonalen handelt, deren Enden in gußeisernen Schuhen sitzen.

223.
Pfetten
auch zwischen
den Knoten-
punkten.

Wenn Pfetten, also Lastpunkte, auch zwischen den Knotenpunkten der oberen Gurtung angeordnet sind, so muß der betreffende obere Gurtungsstab zugleich als Balken wirken, um die Lasten dieser Zwischenpfetten auf die Knotenpunkte zu übertragen; er erleidet durch diese Lasten Biegebungsbeanspruchungen, welche zu denjenigen hinzukommen, die er als Fachwerkstab erleidet. Die größte, ungünstigstenfalls im Querschnitt stattfindende Spannung darf die zulässige Beanspruchung nicht überschreiten. Nennt man das größte durch die Lasten der Zwischenpfetten erzeugte Moment M und die größte Axialkraft P , so ist

$$\sigma_{min} = -\frac{P}{F} - \frac{6 M}{b h^2} \text{ (größter Druck im Querschnitt),}$$

$$\sigma_{max} = -\frac{P}{F} + \frac{6 M}{b h^2} \text{ (größter Zug im Querschnitt).}$$

Da der Gurtungsstab durchweg gleichen Querschnitt erhält, so ist derjenige Querschnitt zu Grunde zu legen, für welchen M seinen Größtwert hat. Man kann bei dieser Rechnung davon absehen, daß die Hölzer über den Fachwerknoten durchlaufen und kann die einzelnen Stäbe als frei aufliegende Balken

²⁶⁹) 2. Aufl.: Art. 121, S. 101. — 3. Aufl.: Art. 137, S. 127.

ansehen. Wenn $-K$ die zulässige Druckbeanspruchung ist, so lautet nunmehr die Bedingungsgleichung für den Querschnitt:

$$K = \frac{P}{F} + \frac{6M}{hF}.$$

Man nehme zunächst $F (= bh)$ an, ermittle aus der eben vorgeführten Gleichung h und prüfe, ob die für b und h sich ergebenden Werte angemessene sind; anderenfalls verbessere man durch Annahme eines neuen Wertes für F .

Beispiel. In einem Stabe der oberen Gurtung eines Dachbinders herrscht infolge seiner Zugehörigkeit zum Fachwerk ein größter Druck $P = 14\,500\text{ kg}$. In der Mitte seiner Länge, die (in der Dachschräge gemessen) $4,50\text{ m}$ beträgt, befindet sich eine Pfette, auf welche ungünstigstenfalls ein Winddruck $W = 700\text{ kg}$, sowie eine lotrechte Last von Schnee und Eigengewicht $G_1 + S = 1000\text{ kg}$ wirken; die Abmessungen des oberen Gurtungsstabes sind zu bestimmen. Es ist $\cos \alpha = 0,895$ und $\sin \alpha = 0,447$.

Die Kraft $G_1 + S$ zerlegt sich zunächst in eine Seitenkraft senkrecht zur Dachschräge gleich $(G_1 + S) \cos \alpha = 895\text{ kg}$ und eine in die Achse fallende Kraft $(G_1 + S) \sin \alpha = 447\text{ kg}$. Auf den Balken wirkt also senkrecht zu seiner Achse und in seiner Mitte ungünstigstenfalls die Kraft $700 + 895 = 1595\text{ kg}$, wofür abgerundet 1600 kg gesetzt wird. Das größte hierdurch erzeugte Moment ist $M = 800 \cdot 225 = 180\,000$ Kilogr.-Centim.

Die größte Axialkraft beträgt $14\,500 + 447 = 14\,947\text{ kg}$, wofür abgerundet $P = 15\,000\text{ kg}$ gesetzt wird. Nun sei die zulässige Beanspruchung $K = 100\text{ kg}$ für 1 qcm ; alsdann lautet die Bedingungsgleichung für den Querschnitt:

$$100 = \frac{15\,000}{F} + \frac{180\,000 \cdot 6}{Fh}.$$

Nimmt man versuchsweise $F = 300\text{ qcm}$ an, so ergibt sich $h = 72\text{ cm}$, ein unbrauchbarer Wert. Wählt man $F = 400\text{ qcm}$, so wird $h = 43\text{ cm}$, ebenfalls nicht brauchbar. Wählt man $F = 500\text{ qcm}$, so wird $h = 31\text{ cm}$, und da $bh = 500$ sein soll, $b = \frac{500}{31} = \sim 17\text{ cm}$. Sonach würde ein Querschnitt von $17 \times 31\text{ cm}$ genügen.

Die vorstehende Berechnung ist eine Annäherungsrechnung, welche allerdings in den meisten Fällen genügen dürfte.

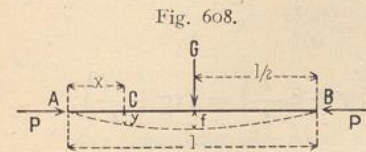


Fig. 608.

Immerhin ist zu beachten, daß durch die normale Last G eine elastische Durchbiegung auftritt, welche das Moment M vergrößert und wegen der Axialkraft P auch auf die Sicherheit gegen Zerknicken nicht ohne Einfluß ist. Die genauere Untersuchung soll für den Fall geführt werden, daß der Balken in der Mitte mit einer Last G belastet ist und außerdem die Axialkraft P zu ertragen hat; dabei sollen die Abmessungen des Balkens ermittelt werden. Der bequemerer Behandlung wegen ist in Fig. 608 die Balkenachse wagrecht gezeichnet.

Der Anfangspunkt der Koordinaten liege in A und die Durchbiegung im Punkte C mit der Abszisse x sei y ; alsdann ist in C

$$M_x = -\frac{G}{2}x - Py = -P\left(y + \frac{G}{2P}x\right).$$

Die Gleichung der elastischen Linie²⁷⁰⁾ lautet:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{P}{E\mathcal{I}}\left(y + \frac{G}{2P}x\right),$$

und, wenn abkürzungsweise $\frac{P}{E\mathcal{I}} = a^2$ gesetzt wird,

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -a^2\left(y + \frac{G}{2P}x\right).$$

²⁷⁰⁾ Diese Gleichung gilt zunächst nur bis zur Balkenmitte. Da aber die Kurve symmetrisch zur Mitte verläuft, so genügt die Untersuchung bis zur Mitte.

Setzt man $\frac{G}{2P} = \beta$, so ist

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -a^2 (y + \beta x).$$

Es sei $\frac{d^2 y}{dx^2} = z$; alsdann lautet die letzte Gleichung:

$$z = -a^2 (y + \beta x), \text{ also } \frac{dz}{dx} = -a^2 \left(\frac{dy}{dx} + \beta \right)$$

und

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = -a^2 \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right) = -a^2 z,$$

woraus folgt

$$z = A \sin ax + B \cos ax, \\ -a^2 (y + \beta x) = A \sin ax + B \cos ax,$$

und

$$-a^2 \left(\frac{dy}{dx} + \beta \right) = Aa \cos ax - Ba \sin ax.$$

Für $x=0$ ist $y=0$, also $B=0$; für $x=\frac{l}{2}$ ist $\frac{dy}{dx}=0$; mithin

$$-a^2 \beta = Aa \cos \left(\frac{al}{2} \right), \text{ woraus } A = -\frac{a\beta}{\cos \left(\frac{al}{2} \right)} \text{ folgt.}$$

Die Gleichung der elastischen Linie heißt hiernach

$$+a^2 (y + \beta x) = +\frac{a\beta}{\cos \left(\frac{al}{2} \right)} \sin ax.$$

Für $x=\frac{l}{2}$ ist $y=f$, d. h.

$$+a^2 \left(f + \beta \frac{l}{2} \right) = +a\beta \operatorname{tg} \left(\frac{al}{2} \right) \text{ oder } a \left(f + \beta \frac{l}{2} \right) = \beta \operatorname{tg} \left(\frac{al}{2} \right);$$

somit

$$f = \beta \left(\frac{1}{a} \operatorname{tg} \frac{al}{2} - \frac{l}{2} \right) \dots \dots \dots 35.$$

Das größte Moment findet in der Balkenmitte statt und hat (ohne Rücksicht auf das Vorzeichen) den Wert

$$M_{\text{mitte}} = Pf + \frac{G}{2} \frac{l}{2} = P \left(f + \frac{G}{2P} \frac{l}{2} \right) = P \left(f + \beta \frac{l}{2} \right).$$

Mit dem soeben gefundenen Werte für f erhält man

$$M_{\text{mitte}} = P\beta \left(\frac{1}{a} \operatorname{tg} \frac{al}{2} - \frac{l}{2} + \frac{l}{2} \right) = \frac{P\beta}{a} \operatorname{tg} \frac{al}{2} = \frac{P}{2a} \frac{G}{P} \operatorname{tg} \left(\frac{al}{2} \right),$$

$$M_{\text{mitte}} = \frac{G}{2a} \operatorname{tg} \left(\frac{al}{2} \right) \dots \dots \dots 36.$$

Die größte im meist gefährdeten Querschnitt stattfindende Beanspruchung ist demnach

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{P}{F} + \frac{6M}{bh^2} = \frac{P}{F} + \frac{6G}{2abh^2} \operatorname{tg} \left(\frac{al}{2} \right).$$

Die Bedingungsleichung für den Querschnitt ist somit

$$K = \frac{P}{bh} + \frac{6}{bh^2} \frac{G}{2a} \operatorname{tg} \left(\frac{al}{2} \right) \quad \dots \dots \dots 37.$$

$$K = \frac{P}{F} + \frac{6}{Fh} \frac{G}{2a} \operatorname{tg} \left(\frac{al}{2} \right)$$

Man wird zweckmäÙig zuerst M_{mitte} bestimmen und dann $F = bh$ annehmen, aus der Gleichung 37 die Querschnittsabmessung h (wie oben) ermitteln und sehen, ob die Werte für b und h angemessen sind; anderenfalls verbessere man durch Annahme eines neuen Wertes für F .

Beispiel. Es sei $P = 15000 \text{ kg}$, $G = 1600 \text{ kg}$ und $l = 450 \text{ cm}$, demnach mit den vorstehend gebrauchten Bezeichnungen $a^2 = \frac{P}{E \mathcal{J}} = \frac{15000}{120000 \mathcal{J}} = \frac{1}{8 \mathcal{J}}$.

Um a bestimmen zu können, muß man \mathcal{J} , also auch der Querschnitt, vorläufig annehmen. Mit $b = 24 \text{ cm}$ und $h = 30 \text{ cm}$ ist

$$\mathcal{J} = \frac{bh^3}{12} = 54000, \quad a^2 = \frac{1}{432000}, \quad a = \frac{1}{658}, \quad al = \frac{450}{658} = 0,6839 \quad \text{und} \quad \frac{al}{2} = 0,34195.$$

Der zugehörige Winkel α beträgt $19^\circ 37'$, also $\operatorname{tg} \frac{al}{2} = 0,356$ und

$$M_{\text{mitte}} = \frac{G}{2a} \operatorname{tg} \left(\frac{al}{2} \right) = \frac{1600}{2} \cdot 658 \cdot 0,356 = 187200 \text{ kgcm}.$$

Ferner ist $\beta = \frac{G}{2P} = \frac{800}{15000} = 0,053$ und

$$f = \beta \left(\frac{1}{a} \operatorname{tg} \frac{al}{2} - \frac{l}{2} \right) = 0,053 (658 \cdot 0,356 - 225) = 0,477 \text{ cm} = \sim 0,5 \text{ cm} = 5 \text{ mm}.$$

Nummehr lautet die Bedingungsgleichung für die Querschnittsbildung

$$K = \frac{15000}{F} + \frac{6}{Fh} \left[\frac{G}{2a} \operatorname{tg} \left(\frac{al}{2} \right) \right] = \frac{15000}{F} + \frac{6}{Fh} 187200.$$

Mit $h = 30 \text{ cm}$ und $K = 100 \text{ kg}$ für 1 qcm wird

$$F = \frac{15000}{100} + \frac{6}{100 \cdot 30} 187200 = 150 + 374 = 524 \text{ qcm}$$

und

$$b = \frac{F}{h} = \frac{524}{30} = 17,5 = \sim 18 \text{ cm}.$$

Der Querschnitt $18 \times 30 \text{ cm}$ kann nicht sofort gewählt werden, weil er unter der Annahme eines Querschnittes von $24 \times 30 \text{ cm}$ zur Ermittlung von a gefunden ist; man sieht aber, daß der zuerst angenommene Querschnitt verringert werden kann. Nimmt man ein zweites Mal $b = 20 \text{ cm}$ und $h = 30 \text{ cm}$ an, so wird

$$\mathcal{J} = 45000, \quad a^2 = \frac{1}{360000}, \quad a = \frac{1}{600}, \quad al = 0,75 \quad \text{und} \quad \frac{al}{2} = 0,375,$$

$$\alpha = 21^\circ 30' \quad \text{und} \quad \operatorname{tg} \frac{al}{2} = 0,394; \quad \text{sonach}$$

$$M_{\text{mitte}} = \frac{1600 \cdot 600}{2} 0,394 = 189120 \text{ kgcm}, \quad \beta = 0,053 \quad \text{und} \quad f = 0,053 (600 \cdot 0,394 - 225) = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm};$$

$$F = \frac{15000}{100} + \frac{6}{100 \cdot 30} 189120 = 150 + 378 = 528 \text{ qcm} \quad \text{und} \quad b = \frac{528}{30} = \sim 18 \text{ cm}.$$

Der Querschnitt $20 \times 30 \text{ cm}$ genügt also jedenfalls.

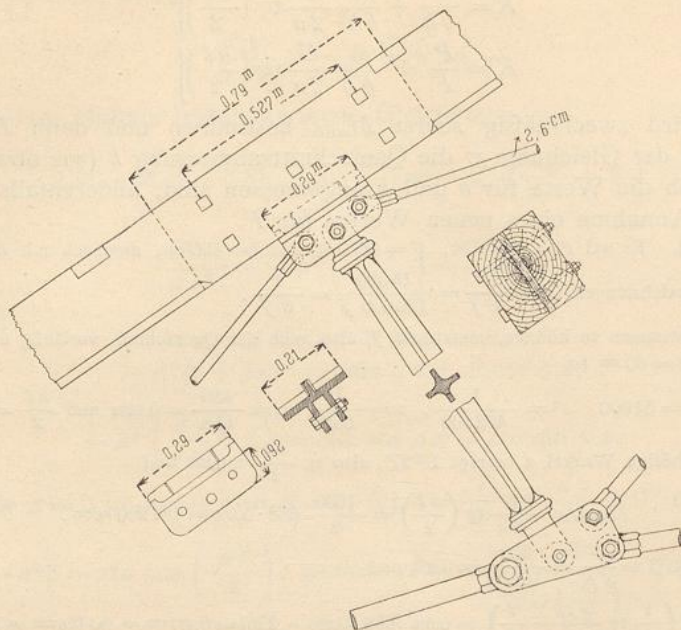
2) Auf Druck beanspruchte Gitterstäbe; Knotenpunkte.

Die auf Druck beanspruchten Gitterstäbe werden aus Holz, Gufseisen oder Schweifs-, bezw. Flufseisen hergestellt. Holz erhält rechteckigen (bezw. quadratischen) Querschnitt und Gufseisen kreis- oder kreuzförmigen Querschnitt (Fig. 609); auch setzt man wohl an den Kreisquerschnitt Kreuzarme. Bei den aus Gufseisen hergestellten Stäben kann man den Querschnitt auch leicht nach der Stabmitte hin vergrößern, wodurch man größere Sicherheit gegen Zerknicken er-

225.
Druckstäbe.

Fig. 609.

$\frac{1}{200}$ w. Gr.



Von
der Central-
markthalle
zu
Wien²⁷¹⁾.

Fig. 610²⁷²⁾.

$\frac{1}{20}$ w. Gr.

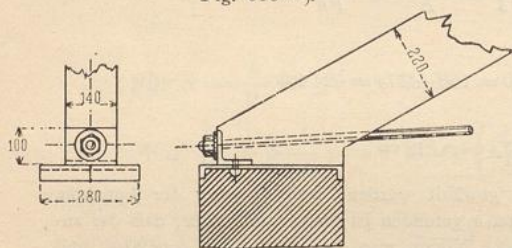


Fig. 611²⁷²⁾.

$\frac{1}{200}$ w. Gr.

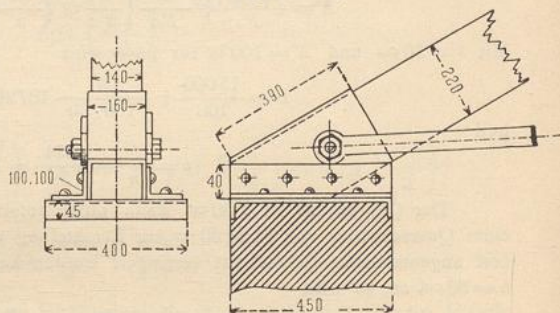
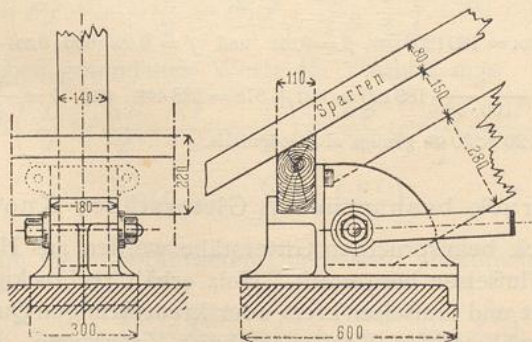


Fig. 612²⁷²⁾.

$\frac{1}{200}$ w. Gr.



²⁷¹⁾ Nach: WISTR, a. a. O., Band I, Bl. 24, 25.

²⁷²⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1884, Pl. 38, 39.

hält. Von den Gitterstäben aus Schweifs- und Flufseisen gilt das in Art. 176 bis 178 (S. 247) Gesagte. Bei der Berechnung des Querschnittes ist Rücksicht auf Zerknicken zu nehmen; die Stabenden können dabei als drehbar angenommen werden. Wenn der Querschnitt zwei rechtwinkelig zu einander

Fig. 613.

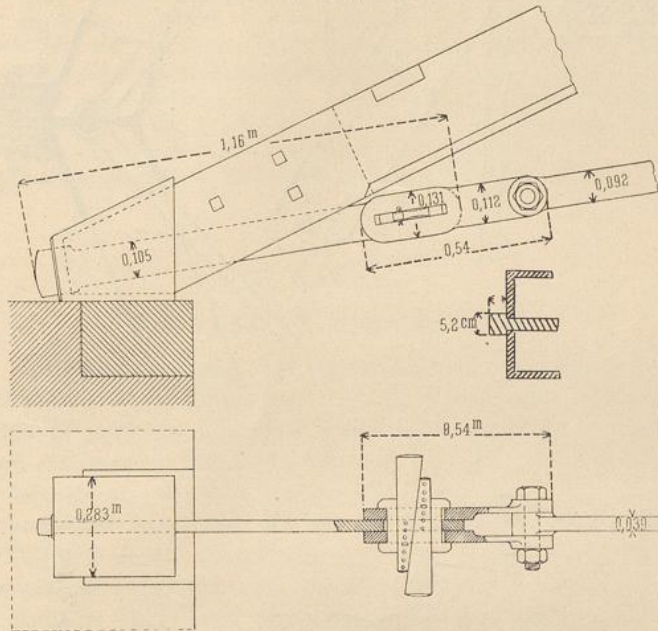
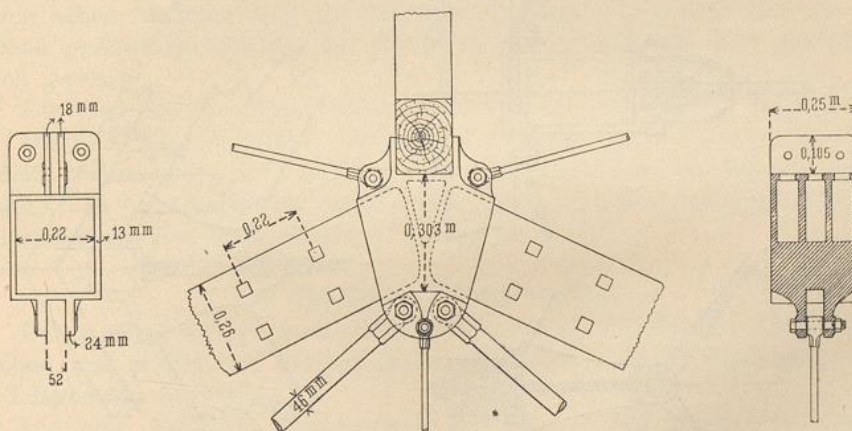


Fig. 614.



Von der Centralmarkthalle zu Wien²⁷¹⁾.

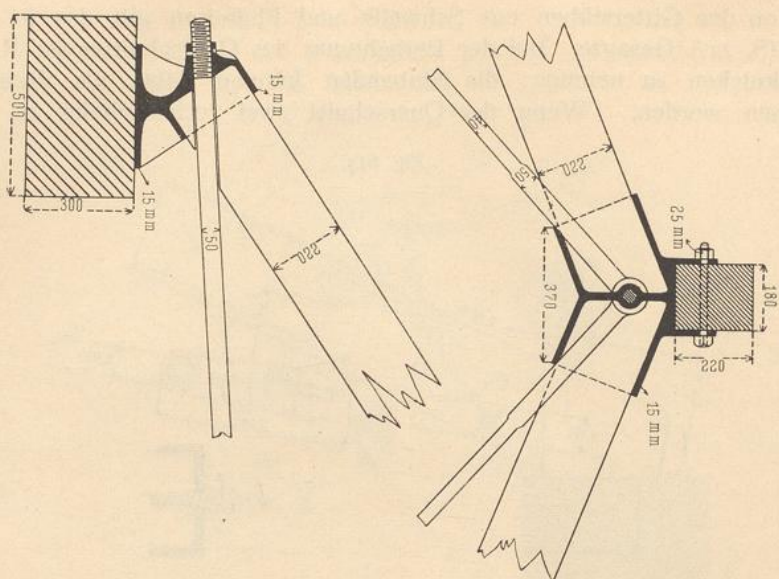
$\frac{1}{20}$ v. Gr.

stehende Symmetrieachsen mit gleich großen Trägheitsmomenten hat, so sind alle Trägheitsmomente gleich groß, und die Querschnittsform ist die günstigste.

Die allgemeine, in Art. 182 (S. 252) angegebene Regel für die Bildung der Knotenpunkte ist auch hier zu beachten, d. h. die Achsen der an einem Knotenpunkte zusammentreffenden Stäbe sollen einander möglichst in einem Punkte schneiden.

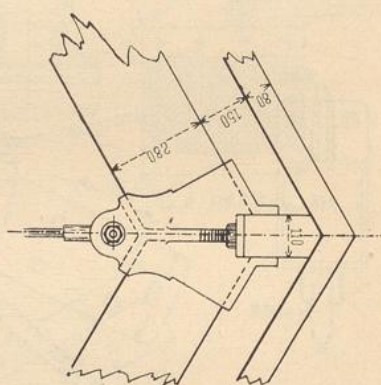
226.
Knotenpunkte.

Fig. 615²⁷³,



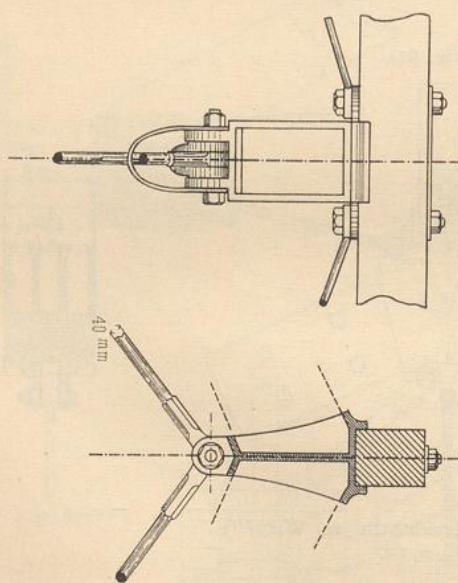
$\frac{1}{80}$ w. Gr.

Fig. 616²⁷²,



$\frac{1}{80}$ w. Gr.

Fig. 617.



$\frac{1}{80}$ w. Gr.

Von einem Lokomotivschuppen der Berlin-Hamburger Eisenbahn²⁷⁴.

Die Verbindung von Holz und Eisen wird fast ausschließlich mit Hilfe gußeiserner oder aus Blech zusammengenieteter Schuhe vorgenommen; dabei ist zu beachten, daß nicht etwa die anschließenden Zugbänder einzelne Teile der Gußeisenschuhe auf Abbrechen in Anspruch nehmen dürfen.

Fig. 609 bis 617 führen eine Anzahl gut konstruierter Knotenpunkte vor.

Fig. 609²⁷¹⁾ zeigt einen Zwischenknotenpunkt, bei welchem sich allerdings die Achsen der Zugbänder nicht auf der Achse des oberen Gurtungsstabes schneiden. Fig. 610 bis 613²⁷²⁾ geben Auflager-Knotenpunkte. Bei Fig. 610 ist ein Schuh überhaupt nicht verwendet; der untere als Rundeisen konstruierte Gurtungsstab ist durch das Ende des oberen Holzgurtungsstabes gesteckt. Fig. 611 zeigt einen aus Blech zusammengenieteten Schuh. In Fig. 612, 613 u. 615 (unterer Teil²⁷³⁾) sind gußeiserner Schuhe verwendet. In Fig. 614 bis 617 sind endlich Firstknotenpunkte dargestellt, welche nach dem Vorstehenden ohne weitere Erläuterung verständlich sein dürften.

Einige weitere Knotenpunkte für Holzeisendächer folgen im nächsten Kapitel.

30. Kapitel.

Eiserne Turmdächer.

Eiserne Turmdächer haben vor den massiven, aus Hausteinen oder aus Ziegeln hergestellten Turmspitzen den Vorteil geringeren Gewichtes; sie belasten also das Mauerwerk und den Baugrund wesentlich weniger als jene. Gegenüber den Holztürmen haben sie folgende Vorteile: der Aufbau ist leichter und für die Werkleute weniger gefährlich; man kann die einzelnen Teile kürzer und handlicher bemessen als die entsprechenden Holzstücke, weil die Verbindungsfähigkeit durch Vernietung eine vorzügliche ist; die Verbindungen selbst sind besser als beim Holzbau; die Feuergefahr ist geringer als bei den Holztürmen. Endlich kann man den oberen Teil des Helmes, etwa das obere Drittel, im Inneren des unteren Turmteiles zusammenbauen und darauf im ganzen heben; dadurch wird das Einrüsten der Spitze vermieden und der sonst überaus gefährliche Aufbau der Spitze zu einer verhältnismäßig gefahrlosen Arbeit gemacht.

Die eisernen Turmhelme werden mit dem Turmmauerwerk verankert.

Die Gesamtanordnung der eisernen Turmdächer ist bereits in Kap. 28 behandelt; insbesondere sind an jener Stelle die statischen Verhältnisse und die theoretischen Grundlagen für die Konstruktion besprochen. Einige ergänzende Bemerkungen sollen noch angefügt werden.

a) Vierseitige Turmpyramiden.

Der Aufbau erfolgt genau wie in Art. 129 (S. 170) für den Holzturm angegeben und in Fig. 388 dargestellt ist. Nur sind hier die Ecksäulen, Ringe und Diagonalen aus Eisen.

Die vier Auflager können nach Fig. 372 (S. 155) angeordnet werden. Dabei ist ein Auflagerpunkt (*A*) fest mit dem Mauerwerk verbunden; ein Auflager *D* ist in der wagrechten Auflagerebene beweglich, während die beiden anderen Auflager *B* und *C* in geraden Linien geführt sind, welche nicht senkrecht zur Verbindungslinie des betreffenden Auflagers mit dem festen Auflager *A* sein dürfen. Der Deutlichkeit halber ist diese Auflagerung hier wiederholt angegeben (Fig. 618). Eine weitere brauchbare Lagerung ist in Fig. 619 vorgeführt.

227.
Allgemeines.

228.
Aufbau.

229.
Lagerung.

²⁷¹⁾ Nach: Deutsches Bauhandbuch. Bd. II, Halbbd. 1. Berlin 1880. S. 170.

²⁷²⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1862, Bl. 65.